



INSTITUTO POLITÉCNICO  
DE VIANA DO CASTELO

Helena Isabel Vieira Soares

# AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS – ESTUDO PARAMÉTRICO

Mestrado em Construções Civas  
Construções Civas

Trabalho efectuado sob a orientação da  
Professora Doutora Mafalda Lopes Laranjo

Novembro de 2014



## **Agradecimentos**

Os meus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a realização da presente dissertação, em especial:

- Aos meus familiares, em especial aos meus pais e irmão, por todo o apoio que me deram ao longo destes anos;
- À professora Mafalda Lopes Laranjo, pela excelente orientação, pela disponibilidade e apoio demonstrado ao longo da realização deste projeto;
- Ao Doutor Engenheiro Paulo Pinto, pelos ensinamentos e disponibilidade prestados;
- Ao professor Patrício Rocha e ao professor Gonçalo Lopes, pelos contactos fornecidos;
- Ao Doutor Engenheiro Nuno Pinto, pelo fornecimento do estudo geológico-geotécnico utilizado neste trabalho;
- Ao meu namorado Christophe, pelo apoio, companheirismo e amizade, estando sempre presente nos bons e maus momentos;
- À Cláudia Gomes, pela grande amizade e por me ter incentivado nos momentos menos bons;
- A todos os meus amigos, pela importância da sua presença ao longo deste percurso académico, por todo o apoio e motivação demonstrado durante a realização desta dissertação, em especial ao Ricardo Rodrigues, Mariana Martins, Tiago Dias, Nuno Vitorino, Alexandre Rodrigues, Carlos Gomes, Juliana Sousa e Pedro Silva.

**A todos eles o meu sincero e profundo agradecimento.**

---

## **Resumo**

É cada vez mais frequente o uso de estacas, o que se deve em boa medida ao grande desenvolvimento dos meios e processos de execução, bem como ao desenvolvimento dos materiais empregues na sua realização. Contudo, um outro motivo que tem contribuído para o aumento do uso de estacas reside no facto de na construção de fundações profundas se utilizarem processos mais industrializados (mecanizados) do que os que se empregam na execução de fundações diretas. Um dos pontos favoráveis é que assim se pode diminuir o tempo de execução das fundações de uma estrutura, o que trará benefícios económicos.

Assim sendo, as fundações devem ter uma resistência apropriada para sustentar as tensões causadas pelos esforços solicitantes. Além disso, o solo também necessita de resistência e rigidez apropriados para não sofrer rotura e não apresentar deformações exageradas.

No que diz respeito aos diversos tipos de estacas e aos correspondentes métodos de execução, estes provocam diferentes efeitos de perturbação no solo envolvente. O efeito desta perturbação na capacidade resistente das estacas é um pouco difícil de quantificar e os métodos analíticos de cálculo são meramente aproximados e devem ser utilizados com bastante prudência.

Nesse sentido o pretendido é desenvolver-se um trabalho de dissertação que descreva as metodologias de condução dos ensaios, interpretação de resultados e modelação do comportamento das estacas sujeitas a diferentes ensaios.

Assim, na parte inicial deste trabalho, faz-se uma revisão bibliográfica dos métodos utilizados para a análise de estacas isoladas e faz-se uma breve descrição dos modelos e métodos de análise mais utilizados no dimensionamento de estacas isoladas.

Posteriormente, apresenta-se o trabalho experimental realizado. Descrevem-se os trabalhos de execução e as características materiais das estacas ensaiadas. Com as sondagens do solo em estudo fazem-se os ensaios e apresentam-se os seus resultados.

---

Por fim, faz-se um estudo paramétrico onde se analisa as simulações numéricas das estacas ensaiadas e tiram-se as conclusões necessárias para a escolha da melhor estaca para o solo em estudo.

Palavras-chave: Estacas moldadas, estacas cravadas, ensaios de carga, mecanismo de rotura.

---

## **Abstract**

It is increasingly more often the use of piles which is due mostly to the great development of the means and processes of execution as well as to the development of the materials used in its construction. However, there is another reason for the increase in the use of pile which is the fact that, in the construction of deep foundations, the processes used are more industrialized than the ones used in the making of direct foundations. One of the advantages is that with these processes the time of completion of the foundations of a structure can be reduced which will bring economic benefits.

Therefore, the foundations need to have the proper resistance in order to support the tensions caused by the soliciting efforts. Moreover, the soil also needs the proper resistance and stiffness so it does not rupture and show exaggerated deformations.

On the other hand, considering the varied types of piles e their correspondent methods of execution, these provoke different perturbation effects in the surrounding soil. The effect of this disturbance in the resistance capacity is rather difficult to quantify and the analytical methods of calculation are merely approximate and should be used with prudence.

In that way, the goal is to develop a dissertation that describes the methodologies trials conduction, the interpretation of results and the modelling of the behaviour of the piles subject of different trials.

So, in the initial phase of this work, a bibliographic revision will be made on the used methods for the analysis of isolated piles and a short description of the models and methods more used in the dimensioning of the piles will be done.

Later, it the practical work done will be presented. There will be a description of the work executed and the most important characteristics of the piles' materials used in the trials. In another hand, with the case study soil exploration results, some trials are made and the results are explained.

---

Finally, a parametric study is elaborated and there is the analysis of numerical simulations of the trial piles and some conclusions are drawn for the choice of the best pile for the case study soil chosen.

Keywords: Moulded piles, drilled piles, load trials, rupture mechanism

---

# Índice

1. Introdução.....	1
1.1. Aspetos Gerais.....	1
1.2. Objetivos do trabalho .....	2
1.3. Organização da dissertação .....	3
2. Estado da arte .....	5
2.1. Avaliação da capacidade de carga de estacas - Nota inicial.....	5
2.2. Classificação das estacas .....	6
2.3. Materiais utilizados em estacas .....	9
2.3.1 Madeira.....	9
2.3.2 Aço .....	10
2.3.3 Betão.....	11
2.4. Parâmetros para a utilização de estacas.....	13
2.5. Capacidade resistente de uma estaca.....	13
2.6. Consequências da instalação de estacas .....	15
2.6.1 Consequências da cravação de estacas em maciços arenosos.....	15
2.6.2 Consequências da construção de estacas moldadas em maciços arenosos .....	16
2.7. Dimensionamento de estacas carregadas verticalmente com base em ensaios .....	17
2.8. Ensaios de carga .....	17
2.8.1 Ensaio de carga estático .....	18
2.8.2 Ensaio de carga dinâmico.....	19
2.8.3 Fórmulas dinâmicas.....	20
2.9. Condições de realização de ensaios.....	22
2.10. Mecanismos de rotura.....	23
3. Caso de estudo.....	25
3.1. Introdução.....	25
3.2. Trabalhos Realizados.....	26
3.2.1 Trabalhos de Campo.....	26
3.2.2 Sondagens à Rotação e Ensaios SPT.....	26
3.2.3 Ensaios de Bombagem e Recuperação .....	28
3.2.4 Níveis de Água no Terreno .....	29
3.2.5 Ensaios de laboratório .....	29



3.2.5.1 Amostras de estrutura alterada (solos).....	30
3.2.6 Provetes de rocha.....	30
3.3. Considerações Geológicas .....	31
3.3.1 Enquadramento geológico .....	31
3.3.2 Considerações Geológico-Geotécnicas .....	32
3.3.3 Tipo de terreno.....	35
3.3.4 Sismicidade.....	38
4. Solicitações verticais: Capacidade de carga de uma estaca.....	41
4.1. Introdução .....	41
4.2. Capacidade de carga .....	42
4.2.1 Resistência lateral .....	43
4.2.2 Resistência de ponta .....	43
4.3. Ações do solo sobre as estacas .....	44
4.4. Estudo paramétrico .....	44
4.4.1 Dados do solo .....	44
4.4.2 Dimensionamento de estacas circulares pelo método francês.....	47
4.4.3 Modelação de estacas no programa FB-MultiPier.....	50
4.4.3.1 Modelação de estacas cravadas com tubo metálico fechado .....	53
4.4.3.2 Modelação de estacas moldadas com tubo recuperado .....	58
4.4.3.3 Resumo dos resultados obtidos no programa .....	63
4.5. Escolha da fundação adequada .....	70
5. Considerações Finais.....	73
6. Sugestões para trabalhos futuros .....	77
Referências .....	79
Anexos.....	83



## Índice de Figuras

Figura 1 Execução das estacas cravadas pré-fabricadas .....	7
Figura 2 Execução das estacas moldadas .....	8
Figura 3 Representação típica de cravação de estacas de madeira (Jorge Paulo 2008).....	10
Figura 4 Exemplos de estacas metálicas cravadas de perfil H (Paulo Simões, 2008) .....	11
Figura 5 Exemplo de cravação de estaca pré fabricada de betão armado (Jorge Paulo 2008).....	12
Figura 6 Fórmulas dinâmicas de cravação (P.J.A. Santos, 2008).....	21
Figura 7 Aspecto da execução dos trabalhos de prospecção geotécnica .....	25
Figura 8 Planta de localização dos ensaios .....	26
Figura 9 Localização do terreno do caso de estudo (Fonte: Relatório de sondagens GeoRumo) .....	32
Figura 10 Enquadramento do território de Portugal Continental no contacto das placas tectónicas Euro-Asiática e Africana (Fonte: Relatório de sondagens GeoRumo)....	38
Figura 11 Distribuição de isossistas de intensidade máxima de Portugal Continental (Fonte: Relatório de sondagens GeoRumo).....	39
Figura 12 Zonamento Sísmico de Portugal Continental.....	40
Figura 13 Capacidade de carga.....	42
Figura 14 Condições geológico-geotécnicas .....	45
Figura 15 Nós ao longo da estaca .....	51
Figura 16 Curva p-y para modelar o comportamento não linear do solo .....	51
Figura 17 Curvas p-y da E1 para a carga de 1000kN .....	56
Figura 18 Força axial ao longo da estaca E1 .....	56
Figura 19 Força axial transferida para o solo pela estaca E1.....	56
Figura 20 D/C Ratio E1 .....	57
Figura 21 Curvas p-y da E8 para a carga de 1000kN .....	59
Figura 22 Força axial no topo da estaca E8.....	60
Figura 23 Força axial no solo da estaca E8 .....	60
Figura 24 D/C Ratio E8 .....	60
Figura 25 Curvas p-y da E14 para a carga de 4000kN .....	61

Figura 26 Força axial no topo da estaca E14.....	61
Figura 27 Força axial no solo da estaca E14 .....	61
Figura 28 D/C Ratio E14.....	62
Figura 29 Exemplo das curvas p-y de uma estaca moldada.....	64
Figura 30 Exemplos da força axial ao longo da estaca e da força axial transferida para o solo pelas estacas cravadas .....	65
Figura 31 Diagrama tensão/extensão do Aço .....	68
Figura 32 Diagrama tensão/extensão do betão .....	68

## Índice de Tabelas

Tabela 1 Resumo das sondagens realizadas .....	27
Tabela 2 Tabela identificadora dos graus de alteração das rochas (ISRM, 1981)...	28
Tabela 3 Profundidade do nível de água detetado nos furos de sondagem (m) .....	29
Tabela 4 Amostras de Ensaios Laboratoriais.....	30
Tabela 5 Classificação dos solos .....	30
Tabela 6 Resultado dos Ensaios Laboratoriais .....	31
Tabela 7 Parâmetros mecânicos dos horizontes geotécnicos .....	37
Tabela 8 Classificação do tipo de terreno de acordo com o Artigo 29º - RSA (Fonte: Relatório das sondagens GeoRumo).....	40
Tabela 9 Parâmetros Geotécnicos.....	46
Tabela 10 Fator $K_c$ (Bustamante & Frank, 1999) .....	48
Tabela 11 Fator $\beta$ e limites de resistência lateral unitária (Bustamante & Frank, 1999).....	48
Tabela 12 Correlação proposta pelos autores SPT-CPT.....	49
Tabela 13 Cálculos de estacas moldadas com tubo recuperado .....	49
Tabela 14 Cálculos de estacas cravadas com tubo metálico fechado .....	49
Tabela 15 Resumo dos dados obtidos no programa .....	63



## Simbologia

À medida que vão surgindo, os símbolos utilizados no texto são definidos de forma que os respectivos significados não suscitem dúvidas. Considera-se, no entanto, conveniente apresentar uma listagem dos mais importantes.

$A_b$	– área da base da estaca
$A_{si}$	– área da superfície lateral da estaca
$C$	– perímetro da estaca
$c'$	– coesão efetiva
$DR$	– compactidade relativa
$e$	– penetração da estaca
$E_m$	– módulo pressiométrico do ensaio PMT
$G_f$	– capacidade de absorção de energia ou energia fraturada
$h$	– altura de queda do pilão
$K_0$	– coeficiente de impulso em repouso
$N_{60}$	– NSPT corrigido em relação à energia de referência do ensaio SPT (60% de energia teórica)
$N_{SPT}$	– número de pancadas na segunda fase do ensaio SPT
$P$	– força de reação do solo por unidade de comprimento da estaca
$P_u$	– resistência última do solo
$q_b$	– resistência unitária de ponta
$q_s$	– resistência ao corte mobilizável na interface estaca-solo
$q_{si}$	– valor médio da resistência ao corte mobilizável na interface estaca-solo
$R$	– resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca
$R_t$	– capacidade de carga
$R_s$	– resistência lateral
$R_b$	– resistência de ponta
$W$	– peso do pilão – peso da estaca
$y$	– deslocamento da estaca
$z$	– profundidade

## Letras gregas

- $\alpha$  – coeficiente que depende do tipo de solo (PMT)
- $\beta$  – ângulo genérico
- $\varepsilon$  – extensão ou deformação
- $\varphi$  – ângulo de atrito interno do solo
- $\varphi'$  – ângulo de atrito interno do solo em termos de tensões efetivas
- $\gamma$  – peso volúmico do solo
- $\eta$  – factor de forma
- $\lambda$  – coeficiente de rigidez relativa estaca – solo
- $\sigma$  – tensão total
- $\sigma'$  – tensão efetiva

## Ensaio in situ

- CPT – Cone Penetration Test (ensaio com o cone penetrómetro estático - cone holandês)
- DMT – Dilatometer Test (ensaio com o dilatómetro plano)
- PMT – Pressuremeter Test (ensaio com o pressiómetro)
- SPT – Standard Penetration Test (ensaio de penetração standard, com o amostrador de Terzaghi)







# **1. Introdução**

## **1.1. Aspetos Gerais**

A EN 1997-1 (2010) define as ações devidas a deslocamentos do terreno como o terreno onde se inserem as estacas poderá ser sujeito a deslocamentos devidos a consolidação, expansão, cargas adjacentes, fluência do solo, deslizamentos de terrenos ou sismos. Estes fenómenos devem ser tidos em consideração, uma vez que podem afetar as estacas, provocando forças de atrito lateral negativo, empolamento, tracionamento, carregamento transversal ou deslocamento.

As fundações indiretas têm como objectivo principal a transmissão de cargas vindas de uma estrutura para um estrato do solo resistente, encontrado a uma dada profundidade. Deve-se recorrer a este tipo de fundação quando as camadas superiores do solo não apresentam capacidade resistente para suportar fundações superficiais e a escavação necessária para atingir camadas resistentes, não é economicamente rentável.

Bastantes vezes recorre-se a fundações indiretas em estruturas antigas, já construídas mas que por alguma razão necessitam de um reforço ao nível das fundações, seja por razões de assentamentos ou por um aumento das cargas atuantes. Nestes casos, normalmente executam-se as fundações indiretas sob as antigas fundações diretas.

A escolha do tipo de fundação depende de muitos factores. A localização e o tipo de superestrutura a fundar, influenciam largamente essa escolha. Como por exemplo, em termos urbanos, não se devem executar estacas cravadas, pois o ruído e a vibração que provocam durante a sua construção podem trazer problemas às edificações vizinhas e causar incómodos às populações dessas zonas. O valor das cargas a transmitir ao solo também pesa na escolha do tipo de solução a executar.

O solo, na maioria dos casos, constitui o principal factor para se recorrer a fundações profundas, mas por vezes, alguma especificidade da obra em si, é razão suficiente para o uso deste tipo de solução. Elevadas cargas verticais ou horizontais ou mesmo grandes excentricidades que provoquem momentos significativos são exemplos de particularidades de algumas superestruturas que só por si podem levar à utilização de

fundações profundas numa determinada obra, mesmo que se esteja na presença de um terreno com boas características mecânicas.

O facto de a tipologia dos solos mudar de zona para zona, em Portugal faz com que se utilizem diferentes soluções de fundações, conforme a localização onde se efetua determinada obra.

É importante salientar que independentemente da zona do país, há locais que em geral apresentam solos brandos com pouca coesão e com nível freático elevado. Assim sendo, torna-se necessário as fundações atingirem grandes profundidades para que a área de contato entre a fundação e o solo seja grande, pois é difícil mobilizarem atrito lateral. Para este tipo de situação, as fundações indicadas são as estacas, que até podem ser cravadas de modo a aumentarem a sua capacidade de carga por atrito lateral, já que os solos são “limpos”, com pouca probabilidade de se encontrar fragmentos rochosos.

## 1.2. Objetivos do trabalho

Esta presente dissertação tem como objectivos:

- Recolha, na bibliografia da especialidade, de materiais utilizados em estacas e respetivas consequências da sua instalação;
- Recolha, na bibliografia da especialidade, de métodos clássicos para avaliação da capacidade resistente de estacas;
- Recolha, na bibliografia da especialidade, de métodos de execução de estacas;
- Recolha de informação de trabalhos já executados com o programa FB-MultiPier;
- Estudo da interação entre as estacas e o solo envolvente e referentes transferências de esforços das estacas para o solo tendo como base o solo do caso em estudo (Centro Cultural de Viana do Castelo);
- Estudo paramétrico da avaliação da capacidade de carga de estacas sujeitas a ações verticais.

### **1.3. Organização da dissertação**

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos. No primeiro capítulo tem como tema principal “introdução”, neste capítulo apresenta-se o âmbito, os aspetos gerais, objetivos e o enquadramento do trabalho.

No segundo capítulo faz-se uma descrição dos modelos e métodos de análise mais utilizados no dimensionamento de estacas isoladas. Começa-se por fazer referência a uma breve história sobre estacas, o que são e para que servem. Seguidamente faz-se uma revisão bibliográfica sobre os trabalhos mais relevantes relacionados com o tema em estudo. E por fim, apresenta-se um pequeno estudo sobre as ações verticais e horizontais do solo sobre as estacas.

No terceiro capítulo destina-se à descrição do caso de estudo, onde se encontra a descrição do tipo de terreno, dos ensaios e sondagens realizados “in situ” e em laboratório e as respetivas considerações geológicas do terreno. É a partir destes dados fornecidos por uma campanha de prospecção geológico-geotécnica feita no terreno que será executado a modelação inicial no programa de cálculo com os respectivos parâmetros do solo em estudo.

O quarto capítulo está direcionado às simulações numéricas das estacas, utilizando o programa “FB-MultiPier”, e analisa-se a adequabilidade das várias propostas apresentadas.

Por fim, no quinto capítulo apresenta-se uma listagem dos aspetos fundamentais referidos nesta dissertação e resumem-se as principais conclusões deste trabalho. Contudo indicam-se ainda alguns temas que poderão ser aprofundados em estudos posteriores.



## 2. Estado da arte

### 2.1. Avaliação da capacidade de carga de estacas - Nota inicial

Neste capítulo encontra-se uma pesquisa bibliográfica, onde se selecionaram preferencialmente os trabalhos relacionados com: a avaliação da capacidade resistente última de estacas, a interação dinâmica solo-estaca em solos moles, a caracterização dos diferentes tipos de fundações profundas e o dimensionamento de estacas baseado nos princípios da dinâmica de cravação.

Uma estaca é um elemento estrutural alongado, instalado no terreno, em posição vertical ou ligeiramente inclinada, para lhe transmitir as solicitações impostas pela superestrutura. O seu comprimento, método de instalação, composição e modo de atuação pode ser variável, pelo que se pode dizer que as estacas são meios de fundação utilizáveis em condições muito diversas.

Até ao início do séc. XX as estacas eram de madeira, com diâmetros da ordem dos 30cm e comprimentos que não ultrapassavam os 15m. Atualmente, as estacas podem atingir diâmetros da ordem dos 3 a 4m e comprimentos até 60 a 70m, sendo constituídas por betão simples ou armado, ou por aço e, menos frequentemente por madeira.

O emprego de estacas em fundação tem-se desenvolvido muito rapidamente, pelo que nos últimos anos, só muito raramente se usam outros tipos de fundações profundas. Por exemplo, os caixões ou tubulões que se aplicavam há uns anos atrás na fundação de pontes estão praticamente postos de lado, tendo sido substituídos por algum tipo de fundação por estacas, (Silva Cardoso).

O que tem contribuído para o aumento do uso de estacas reside no facto de na construção de fundações profundas se utilizarem processos mais industrializados do que os que se empregam na execução de fundações diretas. Assim pode-se diminuir o tempo de execução das fundações de uma estrutura, o que trará benefícios económicos.

Apesar de atualmente o uso de estacas ser comum e apesar de toda a industrialização e maquinaria envolvida, a prática destas soluções remota a tempos antigos. Nos vales e rios com fracas características geotécnicas, as estacas têm sido usadas desde os tempos pré-históricos.

Também os métodos de instalação experimentaram significativa evolução: os equipamentos mais ou menos manuais de cravação deram lugar a sofisticadas máquinas com uma potência muito superior à dos equipamentos antigos.

## **2.2. Classificação das estacas**

Segundo Rita & Vieira, 2013, as fundações podem ser classificadas como fundações diretas ou superficiais e indiretas ou profundas, de acordo com a forma de transferência de cargas entre a estrutura e o solo. Se o terreno superficial apresentar características mecânicas adequadas, o tipo de fundação utilizada pode ser superficial, como por exemplo as sapatas, que são assentes no terreno, após remoção da terra vegetal e das camadas mais superficiais de solo, geralmente soltas ou de baixa consistência, a profundidades que normalmente variam entre 1,0 e 2,5 m.

Quando a camada superficial com piores características atinge vários metros de espessura, não é usualmente viável removê-la para executar fundações superficiais, pelo que se recorre habitualmente a fundações profundas, onde se enquadram as estacas. As estacas são executadas por equipamentos ou ferramentas a partir da superfície.

Assim, distinguem-se dois grandes grupos de estacas:

- Estacas instaladas sem extração de terreno, ou seja, que o comprimem de modo a criar o espaço necessário, também designadas por estacas instaladas com deslocamento do terreno;
- Estacas construídas após a furação e extração do terreno, ou seja estacas instaladas sem deslocamento do terreno.

Em relação às estacas instaladas com deslocamento do terreno, ao comprimirem lateralmente o terreno, estas provocam um aumento muito significativo da tensão horizontal, bem como alterações nas características do solo envolvente.

Segundo Nienov, 2006, as fundações profundas por estacas são recomendadas principalmente quando se deseja transmitir a carga da estrutura por meio de material de baixa capacidade de carga até atingir uma camada mais profunda com capacidade de carga adequada.



A sua instalação pode ser feita por vibração; pancadas de um martelo; pressão de macacos ou cargas; rotação; sendo que a escolha do método depende fundamentalmente do tipo de terreno.

Estas estacas podem ser de dois tipos: estacas cravadas pré-fabricadas ou moldadas sem extração do terreno, e também chamadas de estacas cravadas moldadas.

As estacas cravadas pré-fabricadas, são estacas sólidas ou ocas (com base fechada solidarizada ao tubo oco) introduzidas no terreno até atingirem a posição especificada. A sua principal característica reside no facto de o solo perturbado ficar em contacto com a estaca pré-fabricada. Na figura 1 representa o modo de execução das estacas pré-fabricadas.



**Figura 1** Execução das estacas cravadas pré-fabricadas (Esteves, 2005)

As estacas moldadas sem extração do terreno são construídas por processo que estão, geralmente, patenteados. Na maioria dos processos, é em primeiro lugar cravado um tubo resistente, fechado na base (com um rolhão não solidarizado ao tubo oco), que em seguida é retirado, ficando a base na posição especificada, ao mesmo tempo que se enche o vazio com betão. A figura 2 representa o modo de execução das escadas moldadas.



**Figura 2** Execução das estacas moldadas (Esteves, 2005)

## 2.3. Materiais utilizados em estacas

As estacas podem ser constituídas pelos seguintes materiais: madeira, aço e betão.

As estacas de madeira, e também as de aço, só são colocadas dentro do terreno depois de, fora dele, terem recebido a sua forma definitiva ou fabricadas em estaleiro.

As estacas de betão simples são executadas dentro de buracos abertos no terreno, diz-se por isso que são estacas moldadas no solo.

As estacas de betão armado tanto podem ser preparadas em estaleiro como moldadas no solo.

### 2.3.1 Madeira

Até inícios do séc. XX as estacas eram em madeira, mas atualmente a sua utilização tem sido muito menos frequente.

As estacas de madeira são geralmente fáceis de obter em qualquer região, o seu custo é baixo, suportam bem a cravação e, em dadas condições, têm uma duração ilimitada.

Ao escolher-se madeira para estacas deve atender-se, antes de mais, às qualidades de que depende a sua duração.

A principal vantagem das estacas de madeira reside na sua duração, praticamente ilimitada, quando mantidas permanentemente debaixo de água. Sujeitas a alternativas de secura e humidade, quase todas as madeiras são destruídas rapidamente. Por este motivo deve ter-se especial atenção às variações na posição do nível freático. A oscilação do nível freático pode conduzir à deterioração de estacas de madeiras antigas já existentes. A figura 3 faz a representação típica de cravação de estacas de madeira



**Figura 3** Representação típica de cravação de estacas de madeira (Jorge Paulo 2008)

### **2.3.2 Aço**

As estacas de aço são geralmente constituídas por perfis H ou tubos. Os tubos podem ser abertos ou fechados na ponta, e podem ser cheios com betão após a cravação. Estas estacas provocam poucos deslocamentos do solo aquando a cravação. É também importante destacar que as estacas de aço estão sujeitas à corrosão, pelo que em certos casos se devem proteger com produtos adequados, (Silva Cardoso).

A principal vantagem das estacas de aço reside no facto de, em quase todos os terrenos, aliarem a facilidade de cravação a uma grande capacidade de carga.

A cravação, por virtude de consistir apenas no corte do terreno, e não na sua compressão ou deslocamento lateral, é bastante fácil.

A capacidade de carga das estacas de aço, mesmo quando devida unicamente ao atrito lateral, é, graças à grande superfície em contacto com o terreno, muito elevada.

Por aliarem as duas qualidades, facilidade de cravação e grande capacidade de carga, as estacas de aço podem ser cravadas até atingirem uma cota previamente fixada,

sem necessidade de se fazer depender essa cota do comportamento da própria cravação. Na figura 4 está representado um exemplo de estacas metálicas cravadas de perfil H.



Figura 4 Exemplos de estacas metálicas cravadas de perfil H (Paulo Simões, 2008)

### 2.3.3 Betão

Segundo Henrique & Ferreira, (2012) as estacas de betão são uma opção muito utilizada essencialmente para terrenos onde numa profundidade relativamente grande, não se encontram características para suportar as cargas que lhe são impostas pela superestrutura.

Na sua grande duração, mesmo quando sujeita a alternâncias de ciclos de secagem e molhagem, reside a principal vantagem da estaca de betão.

As estacas de betão podem ser pré-fabricadas ou betonadas *in situ*. Em Portugal usam-se sobretudo estacas betonadas *in situ*. O cimento que compõe o betão pode ser atacado pelos ácidos formados por determinados materiais que existem em alguns tipos de solos (geralmente orgânicos). A água salgada pode também reagir de modo adverso com o cimento a menos que sejam tomadas medidas especiais aquando da composição do betão.

As estacas de betão pré-fabricadas são constituídas por betão pré-esforçado, e usam-se sobretudo nos casos em que os esforços são de tração. Para assegurar a continuidade das estacas com os maciços de encabeçamento é usual cortar a cabeça das estacas deixando a armadura à vista. As estacas pré-fabricadas, por causa do seu peso e comprimento podem ser difíceis de transportar.

A sua grande vantagem reside na boa qualidade e na facilidade de controlo do betão fabricado. Sempre que empreguem este tipo de estacas, há necessidade de, previamente, com o maior cuidado, estudar bem o terreno. Na figura 5 está representado um exemplo de cravação de estacas pré-fabricadas de betão armado.



**Figura 5 Exemplo de cravação de estaca pré fabricada de betão armado (Jorge Paulo 2008)**

As estacas de betão moldado *in situ* são formadas vertendo, de modo adequado, betão em furos previamente realizados. As vantagens que apresentam em relação às pré-fabricadas são fundamentalmente o facto de não se desaproveitar material, dado que as estacas não têm que ser cortadas como por vezes acontece com as pré-fabricadas se forem demasiado longas; não apresentam problemas de transporte; pode-se alargar a ponta para aumentar a resistência da estaca; a construção ser menos ruidosa do que a cravação de estacas pré-fabricadas, e podem construir-se estacas de grandes diâmetros. Em

contrapartida, têm os inconvenientes de a qualidade do betão ser inferior à do betão das estacas pré-fabricadas; ser difícil controlar o posicionamento das armaduras; o andamento dos trabalhos poder ser mais lento uma vez que tem que se esperar que o betão ganhe presa e em solos moles ou em solos arenosos abaixo do nível freático, a furação ter de ser encamisada, (Silva Cardoso).

## **2.4. Parâmetros para a utilização de estacas**

Empregam-se estacas nos mais diversos tipos de obras: fundações, estacadas, consolidação de terrenos, proteção de margens, ensecadeiras, etc.

Devem usar-se estacas, nas seguintes condições, (Franco, 2011):

- Quando uma ou mais camadas superficiais são muito compressíveis e/ou apresentam reduzida resistência para suportar as cargas transmitidas pelas estruturas;
- A estrutura a ser projetada é muito sensível aos assentamentos estimados;
- Quando se prevê a ocorrência de assentamentos diferenciais significativos, devido à variabilidade das condições do terreno ou das cargas a transmitir ao terreno;
- Quando as cargas da estrutura são essencialmente horizontais ou de tração;
- Quando financeiramente não compensa a realização de fundações superficiais ou a realização em terrenos adequados é difícil de executar.

## **2.5. Capacidade resistente de uma estaca**

A capacidade resistente última de uma estaca representa o valor de carga máxima que lhe pode ser aplicada sem que a mesma sofra rotura mecânica, isto é, corresponde à máxima resistência disponível do conjunto solo – estaca.

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao corte gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta (Andraos, 2009).

No projeto é estabelecida uma carga, pela qual a estaca é dimensionada. Esta carga deve ser inferior à sua capacidade resistente última. Assim sendo, o desenvolvimento de

soluções de fundações em estacas requer, geralmente, uma estimativa da capacidade resistente última, ainda que a ordem de grandeza dos assentamentos controle geralmente o nível de carregamento das estacas por razões associadas ao funcionamento das estruturas a sustentar.

A capacidade resistente de uma estaca pode ainda ser obtida diretamente a partir de ensaios de campo com o cone penetrómetro holandês (CPT).

A capacidade resistente de uma estaca pode ainda obter-se ensaiando a estaca. Distribuir a carga total numa estaca, entre carga de atrito e aderência e carga de ponta.

É hoje facto comprovado que no ensaio de uma estaca as primeiras fases de carga podem não chegar praticamente à ponteira da estaca e ficarem apenas sob a forma de atrito e aderência ao longo do fuste. Isto é, a transferência de carga da estaca, para o terreno começa por dar-se ao longo do fuste por atrito e aderência. Em princípio, só depois de mobilizada toda a resistência de atrito começa a ponta a tomar carga. Este facto entende-se perfeitamente se considerarmos que para mobilizar a resistência de atrito que varia diretamente com o impulso lateral ativo ou impulso em repouso, são necessários deslocamentos ínfimos (mm), enquanto para mobilizar a resistência de ponta são necessários deslocamentos muito superiores (cm).

Segundo J. Barreiros Martins, (2002) , existe uma dificuldade em calcular a carga devida a atrito lateral e aderência da estaca ao terreno se for também coesivo. Essa resistência depende muito da forma como a estaca foi instalada. Assim, se a estaca é cravada e pré-moldada; o solo que a cerca será comprimido até rotura, isto é, no momento de passagem da ponteira a cada nível estabelece-se aí na parede lateral da estaca um impulso passivo. Todavia, se a estaca se encontrar mais abaixo, como será natural, camadas mais resistentes, a vibração e encurvadura da estaca devidas às pancadas do bate-estacas poderá até desunir a estaca do terreno em certos trechos.

Daí que seja muito aleatório o valor do coeficiente de impulso; pode, porém, dizer-se que será superior ou pelo menos igual ao coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ . E isto por dois motivos: mesmo que momentaneamente a estaca solte do terreno, com o tempo o terreno volta a encostar à estaca e, como houve introdução de um volume adicional de matéria sólida (o volume das estacas), o solo na área do maciço de estacas tem uma densidade final maior que a inicial.



## 2.6. Consequências da instalação de estacas

O método usado na instalação de uma estaca pode influenciar o seu comportamento quando sujeita a solicitações. Desse método depende também a severidade dos efeitos sobre as estruturas vizinhas, sendo de referir entre estes os deslocamentos e as vibrações.

A maior parte dos estudos realizados sobre os efeitos da instalação de estacas refere-se a estacas cravadas, uma vez que são estas que provocam maiores perturbações no solo envolvente.

### 2.6.1 Consequências da cravação de estacas em maciços arenosos

Quando uma inclusão é cravada num maciço arenoso incoerente o solo é compactado por deslocamentos e vibração, havendo assim lugar a um rearranjo permanente e algum esmagamento das partículas. Assim, pode dizer-se que em solos soltos, a resistência aumenta em consequência do aumento da compacidade relativa.

Alguns ensaios em modelo reduzido permitiram verificar que numa areia inicialmente muito solta ( $D_R=17\%$ ) a cravação induzia movimentos no solo até distâncias da ordem dos 3 a 4 diâmetros da face lateral da estaca, e da ordem dos 2,5 a 3,5 diâmetros abaixo da ponta da estaca. Numa areia medianamente compacta ( $D_R=35\%$ ) a zona de influência era um tanto mais extensa, estendendo-se até 4,5 a 5 diâmetros em relação ao fuste e até 3 a 4,5 diâmetros abaixo da ponta da estaca. Verifica-se assim que, terminada a compactação, os maiores aumentos da compacidade e consequentemente do ângulo de atrito se registam abaixo da ponta das estacas.

Segundo Esteves, (2005), no processo de cravação, a estaca sofre uma deformação elástica e quando essa ação exterior cessa ela tende a voltar ao seu comprimento inicial. Contudo, o solo contraria esse movimento, causando tensões de corte verticais e com sentido descendente, semelhantes ao atrito negativo. O atrito negativo desenvolve-se na parte superior do fuste da estaca, enquanto na sua ponta permanecem as tensões compressivas.

### **2.6.2 Consequências da construção de estacas moldadas em maciços arenosos**

O efeito da instalação de estacas moldadas em maciços incoerentes, em muitos casos, requer que se utilizem tubagens, cuja cravação durante a fase de abertura do furo e posterior levantamento quando se procede à betonagem, pode acarretar a deterioração das características mecânicas do solo.

O uso de lamas densas pode permitir a diminuição da importância da deterioração referida, mas em compensação pode conduzir a um decréscimo da resistência média da interface solo-estaca, devido à ação lubrificante das lamas que não sejam retiradas.

O solo situado sob a base das estacas pode também ser perturbado pelas operações de furação.

Citando Esteves, (2005), “as estacas moldadas com recurso a tubo moldador são estacas que provocam reduzido deslocamento no terreno, desta forma, o estado de tensão é pouco alterado ou aumenta ligeiramente devido à cravação estática do tubo moldador. Este tipo de estacas tem a grande vantagem de provocar pouca compressão ou deslocamento do solo, sendo o seu uso recomendável quando é particularmente útil, ou mesmo imperativo, reduzir ao mínimo os movimentos e a perturbação do terreno. O seu uso é imperativo quando se pretende manter o furo estável na ocorrência de solos sem coesão, submersos, etc.”

Relativamente às estacas moldadas com recurso à técnica de trado contínuo, estas foram concebidas para aproveitar as vantagens da perfuração por rotação, como sejam o alto rendimento e a ausência de vibrações, e eliminar os riscos de execução, uma vez que asseguram a estabilidade das paredes da perfuração durante a betonagem e a limpeza da ponta da estaca. Assim sendo, este tipo de estacas induzem baixos deslocamentos ao terreno, porque são moldadas no local, servindo o próprio trado como revestimento provisório.

## **2.7. Dimensionamento de estacas carregadas verticalmente com base em ensaios**

Segundo Fonseca, (2007), têm sido duas as vias principais de dimensionamento de estacas, uma delas é a dedução de parâmetros fundamentais dos solos (resistência e rigidez) através de ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas ou de correlações com ensaios *in situ*, para posterior uso das fórmulas estáticas clássicas de equilíbrio vertical, e a outra via é correlacionar diretamente a resistência lateral (fuste) e de ponta (base) com parâmetros obtidos diretamente dos ensaios *in situ*, como PMT ou CPT. Os CPT são validados por ensaios realizados sobre estacas em verdadeira grandeza.

As duas vias supracitadas têm um certo grau de incerteza, a de que os resultados dos ensaios *in situ* são realizados sobre o solo na sua condição natural indeformada e, assim, poderão não refletir o seu estado alterado, particularmente em redor da estaca por via da instalação. Este problema é particularmente relevante em estacas cravadas, mas também nas moldadas clássicas, e de trado, pois as condições de execução são manifestamente irreprodutíveis. Por essa razão, todos os métodos de previsão ou de cálculo são muito discutíveis e devem ter por base ensaios de carga.

## **2.8. Ensaio de carga**

Os ensaios de carga são a ferramenta mais eficaz para avaliar a capacidade resistente última de estacas e a resposta destas em tensão/deformação mas, por razões de custo, tempo e, muitas vezes, por limitações dos equipamentos, não são levados até à rotura.

Os ensaios de carga destacam-se por poderem assegurar um melhor desempenho dos elementos de fundação conforme previsto em projeto. Para o efeito devem ser realizados nas condições mais desfavoráveis dos terrenos de fundação previstos no local de obra e reproduzir os aspectos referentes, em particular, à geometria, técnica construtiva e tipo de carregamento previstos, (Franco, 2011).

Como explicado em Franco, (2011) a realização de ensaios de carga em verdadeira grandeza pode justificar-se por diferentes razões: pela verificação para que a rotura não seja atingida antes do valor da carga máxima previamente definida para o ensaio. O

coeficiente de majoração é geralmente uma vez e meia a duas vezes a carga máxima de serviço da(s) estaca(s); para validar a ordem de grandeza da capacidade resistente da(s) estaca(s) face a estimativas baseadas em análises teóricas estáticas ou dinâmicas, ou obter a caracterização dos terrenos por retro - análises, as quais permitirão fundamentar o projeto de outras estacas; para avaliar o comportamento carga/deformação da(s) estaca(s), particularmente para valores de carregamento que aproximam a carga máxima de serviço; e para confirmar a integridade da(s) estaca(s).

Os ensaios de carga em estacas podem ser utilizados de diferentes formas tal como é referenciado na NP EN 1997-1 (2010). Podem ser utilizados para verificar o melhor método construtivo, para determinar a resposta ao carregamento, quer em termos de assentamentos como de carga limite, de uma estaca representativa e do respetivo terreno circundante e para permitir ter uma opinião fundamentada sobre o conjunto da fundação por estacas.

Na maioria dos projetos de grandes dimensões, deve ser realizado um número específico de ensaios de carga. A principal razão é a falta de fiabilidade dos métodos de cálculo.

Considera-se que existem dois tipos de ensaios de carga distintos: o ensaio de carga estático, que consiste na aplicação de uma carga estática diretamente na estaca de teste, registando-se, pelo menos, a carga aplicada e os assentamentos na cabeça da estaca, e os ensaios de carga dinâmicos de impacto (pancada de pilão com medição da deformação e da aceleração em função do tempo durante a ocorrência de impacto), considerando-se ainda que, no caso de estacas cravadas, o próprio processo executivo pode ainda conduzir a estimativas da capacidade resistente última através de fórmulas de cravação ou de análises baseadas na propagação de ondas.

### **2.8.1 Ensaio de carga estático**

A realização de ensaios de carga estáticos só se justifica em obras importantes, onde é necessária uma aferição cuidadosa do comportamento das estacas, quer em termos de resistência, quer em termos de assentamentos.

É recomendado a realização de ensaios de carga estáticos, quando o seu número é obviamente reduzido, face aos custos que este envolve e, portanto, é muito questionável

quanto à sua significância. No caso de se efetuar apenas um ensaio de carga, o Eurocódigo 7 diz-nos que a estaca deve localizar-se na zona onde se preveja que as condições de terreno sejam as mais adversas. Caso seja necessário a realização de mais do que um ensaio, os locais escolhidos devem ser representativos do terreno de fundação, devendo uma das estacas localizar-se na zona onde se presume existirem as condições de terreno mais adversas, (Santos, 2002).

Segundo Avelino, (2006), este ensaio visa fornecer elementos para avaliar o comportamento carga versus deslocamento e estimar as características de capacidade de carga das estacas através da aplicação de esforços estáticos crescentes à estaca e registar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou compressão, ou transversais.

Para a obtenção de uma resposta dinâmica, pode-se utilizar dispositivos que forneçam valores de deformação, de aceleração ou de deslocamento, em função do tempo e numa secção transversal específica da estaca.

Em alternativa aos ensaios de carga estáticos, o Eurocódigo 7 permite que o dimensionamento das estacas se baseie em ensaios de carga dinâmicos, desde que tenha sido realizado previamente um programa adequado de caracterização do terreno e o método de ensaios tenha sido calibrado com base em ensaios de carga estáticos efetuados em condições compatíveis, (Santos, 2008).

### **2.8.2 Ensaio de carga dinâmico**

“Tradicionalmente a capacidade resistente das estacas é verificada através do ensaio de carga estático, mas devido a questões económicas e aos prazos de execução das obras, nalguns países tem vindo a ser complementado pelo ensaio de carga dinâmico”(G. Pereira, Jorge, Alberto, 2004).

O ensaio de carga dinâmico consiste basicamente na aplicação de um impacto dinâmico no topo da estaca. Baseando-se na teoria de propagação da onda é possível avaliar as resistências lateral e de ponta a partir das medições da força e da velocidade total em qualquer ponto da estaca, (Santos, 2008).

Segundo Avelino, (2006), este ensaio visa verificar o comportamento da interação estaca-solo durante a aplicação de uma força de impacto no seu topo através da obtenção de dados de força, aceleração e/ou deslocamento da estaca próximo do seu topo. Com esses dados, avalia-se a capacidade de carga, a eficiência do sistema de cravação, as tensões máximas ao longo da estaca, a integridade estrutural, além das características do solo.

De acordo com Santos, (2008), as principais vantagens do ensaio de carga dinâmico são: possibilitar a obtenção de uma série de informações no instante da própria cravação; através de análises mais racionais baseadas na teoria de propagação da onda oferecem maior fiabilidade relativamente às simples fórmulas dinâmicas de cravação; sob o aspecto económico é consideravelmente menos oneroso do que um ensaio de carga estático; como é um ensaio bastante expedito é possível realizar em número significativo e em tempo útil compatível com a programação das obras.

### **2.8.3 Fórmulas dinâmicas**

Em alternativa, a capacidade resistente da estaca pode ser avaliada com base em fórmulas dinâmicas de cravação. Estas fórmulas baseiam-se em princípios energéticos, estabelecendo a igualdade entre a energia potencial do pilão e o trabalho despendido para a cravação da estaca:

$$w \times h = R \times e + \Delta E \quad (1)$$

Em que:

W = peso do pilão;

h = altura de queda do pilão;

R = resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca;

e = enxada ou penetração da estaca;

$\Delta E$  = perdas de energia do sistema.

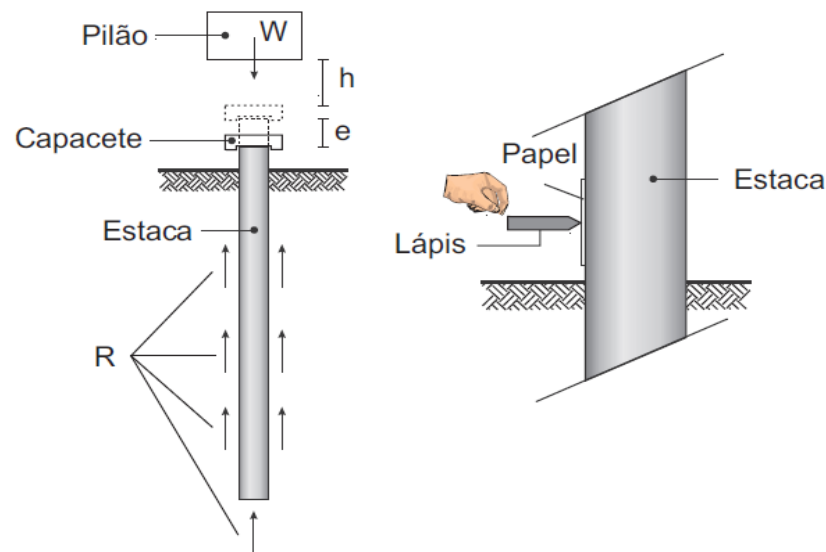


Figura 6 Fórmulas dinâmicas de cravação (P.J.A. Santos, 2008)

Teoricamente as fórmulas dinâmicas podem ser aplicadas a qualquer tipo de estacas, a sua utilização prática restringe-se geralmente às estacas cravadas, devido à necessidade da mobilização do equipamento de cravação. Assim sendo, estas fórmulas dinâmicas só devem ser utilizadas quando for conhecida a estratificação do terreno e deverá ter-se em atenção a influência da velocidade de carregamento, principalmente nos solos argilosos, (Santos, 2008).

Segundo Santos, (2008) as fórmulas dinâmicas de cravação apresentam algumas limitações dado que a sua dedução baseia-se na teoria de choque dos corpos rígidos, não tomando em consideração as forças de amortecimento do sistema, no que se refere à resistência mobilizada pela queda do pilão, geralmente não é suficiente para mobilizar a resistência última que o solo pode oferecer e também existem fatores pouco conhecidos que tornam difícil a quantificação das perdas de energia do sistema ( $\Delta E$ ).

Tem que se salientar que a maior utilidade das fórmulas dinâmicas reside no facto de permitirem aferir a eficiência do sistema de cravação utilizado. Assim, torna-se possível controlar a intensidade da força de impacto durante a cravação evitando danos na estaca.

## **2.9. Condições de realização de ensaios**

Os ensaios de carga devem ser conduzidos em estacas executadas para esse fim exclusivo, antes do dimensionamento estar concluído, ou em estacas definitivas, que fazem parte do sistema de fundações. Assim, a quantidade de estacas ensaiadas para verificar o projeto deverá ser estabelecido tendo em atenção a inconstância dos terrenos de fundação, as experiências devidamente documentadas do comportamento do mesmo tipo de estacas em situações semelhantes e ainda do número total de estacas e dos seus tipos na fundação a dimensionar, (Fonseca, 2007).

Seguindo o raciocínio Fonseca, (2007), quando se quer atingir a carga máxima nos ensaios tem que se ter em conta o tipo de estacas ensaiadas. Caso as estacas sejam experimentais, dever-se-á levar a carga até à rotura, mas ainda é uma definição um pouco discutível. Por outro lado, se as estacas forem de serviço, o EC7 institui que a carga deverá atingir, pelo menos a carga de serviço.

Por vezes nem sempre é possível realizar ensaios de carga por dificuldade de modelação das condições de carga, neste caso têm que ser usados valores de cálculo muito cuidadosos. Nesta situação, como referenciado no EC7 deve-se proceder no perfil de solos avaliado como o mais desfavorável, não sendo avaliável, deve-se ser muito prudente na avaliação do valor característico da resistência à compressão.

Para se obter bons resultados nos ensaios, terá que se conhecer previamente as condições do terreno em estudo, a sua categoria geotécnica e eventuais registos do comportamento de estacas do mesmo tipo e construídas em maciços equivalentes. É bastante importante o conhecimento do maciço que se irá utilizar em estudo, a profundidade das sondagens e dos ensaios in situ deve ser tal que permita conhecer com segurança a natureza do maciço envolvente e abaixo da estaca. Para se obter toda a informação exhaustiva do terreno recorre-se por exemplo aos ensaios de CPT para carregamentos eminentemente verticais e os pressiómetros para os transversais.



## 2.10. Mecanismos de rotura

Quando os solos de fundação apresentam características de resistência insuficientes e grande deformabilidade, ou quando a viabilidade de reforço com fundações superficiais é reduzida, recorre-se a um reforço da fundação, com a transferência de carga para camadas mais profundas, com recurso a estacas ou micro-estacas, (J. P. V. V. Pereira, 2012).

Aumentando progressivamente a carga axial transmitida à estaca, chegará o momento em que o sistema estaca-solo envolvente entra em rotura. O modo de rotura dependerá sobretudo, da estratificação e da resistência ao corte das camadas do maciço.

Segundo Fernal, (2003) um solo instável, com uma rigidez temporária mantida pela pressão de sucção e/ou cimentação com um estado resistente é instável diante do aumento do teor de humidade, pois quando se ultrapassa um limite crítico acontece o colapso, desde que a carga atuante também esteja acima de um certo limite. Portanto, os solos susceptíveis ao colapso apresentam uma grande sensibilidade à ação da água.

A aplicação mais típica de estacas é quando a estaca atravessa um estrato de fracas características mecânicas, penetrando a sua ponta num estrato mais resistente. Caso não exista sob a base da estaca uma camada mais fraca, um aumento excessivo da carga atuante produzirá uma rotura geral por corte do estrato inferior, uma vez que o estrato superior não evita a formação de cunhas de rotura. Antes da ocorrência desta rotura, o efeito do atrito/adeseão ao longo do fuste não é significativo, uma vez que a rigidez da camada inferior impede que os assentamentos sejam significativos.

Sousa, (2006), afirma que o modo de rotura quando uma carga é aplicada na cabeça de uma estaca vertical, livre de se mover em qualquer direção, a carga é inicialmente equilibrada pelo solo existente perto da superfície. Em consequência do carregamento, o solo situado na face anterior da estaca no sentido do carregamento sofre um acréscimo de tensão ao contrário do que acontece na sua face posterior, cuja tensão diminui. À medida que o carregamento aumenta, existe uma transferência de carregamento para zonas cada vez mais profundas. O solo existente na face posterior da estaca tende a separar-se dela abrindo-se uma fenda e no solo existente na sua face anterior começa a formar-se uma cunha de rotura que tende a deslocar-se verticalmente. Para profundidades maiores, devido

a um maior confinamento do solo, a sua rotura dá-se por escoamento do solo da face frontal da estaca para a sua face posterior.

Se as camadas que envolvem o fuste forem de tal modo fracas que não são capazes de conferir um certo confinamento à estaca, o risco de ocorrência de rotura do sistema por causa da encurvadura da estaca torna-se elevado.

### 3. Caso de estudo

#### 3.1. Introdução

No presente capítulo encontra-se a descrição do tipo de terreno, ensaios e sondagens realizados “in situ” e em laboratório e as respetivas considerações geológicas do terreno do caso de estudo escolhido para esta dissertação. É a partir destes dados fornecidos por uma campanha de prospecção geológico-geotécnica feita no terreno que será elaborado o modelo base do “terreno de estudo para estacas”.

Para a Câmara Municipal de Viana do Castelo, o Núcleo de Prospecção da Direção de Geotecnia da empresa Mota-Engil, Engenharias e Construção, S.A. executou uma campanha de prospecção geológico-geotécnica com o objetivo de identificar e caracterizar as formações ocorrentes nos terrenos onde foi construído o Centro Cultural de Viana do Castelo.

Este reconhecimento geotécnico teve por objetivo a identificação das características mecânicas das formações ocorrentes, a definição da cota do “firme” em termos geotécnicos, bem como a avaliação da influência das marés na variação do nível freático. Na figura 7 apresenta-se um aspeto da execução dos trabalhos de prospecção geotécnica.



**Figura 7** Aspeto da execução dos trabalhos de prospecção geotécnica (Mota-Engil)

## 3.2. Trabalhos Realizados

### 3.2.1 Trabalhos de Campo

Os trabalhos estipulados de campo tiveram a duração de 16 dias, tendo sido realizados 4 furos de sondagem à rotação (S1, S3, S7 e S9) com trado oco de 205mm em ambiente terroso, e à rotação com amostragem duplos “T2” de 76.0mm e 86.0mm e wireline “Corae HO” de 95.7mm de diâmetro, em ambiente rochoso. Para além destes trabalhos, foram realizados ensaios SPT e ensaios de bombagem e recuperação. Na figura 8 apresenta-se a planta de localização dos ensaios efetuados no local.

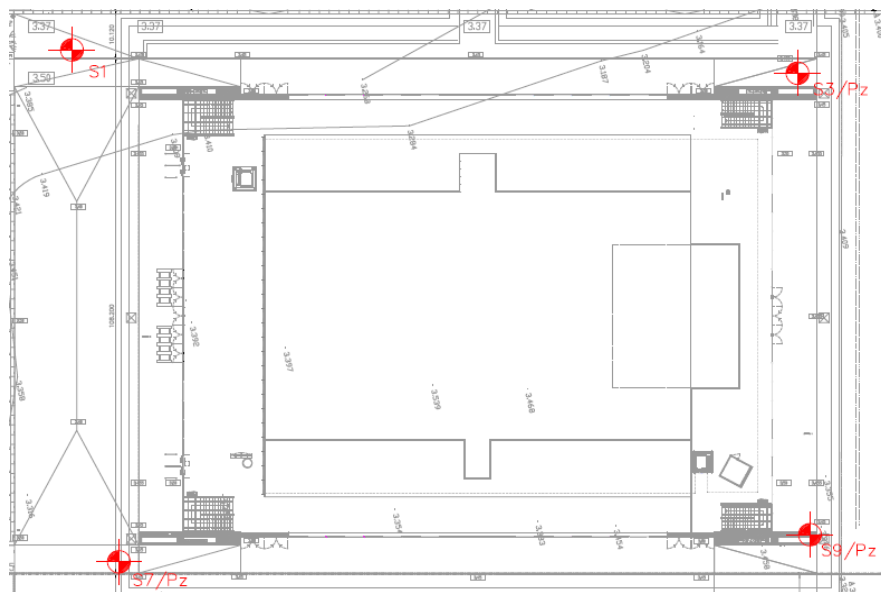


Figura 8 Planta de localização dos ensaios

### 3.2.2 Sondagens à Rotação e Ensaios SPT

O SPT – Standard Penetration Test – é um ensaio dinâmico que consiste em cravar no fundo de um furo de sondagem devidamente limpo, um amostrador normalizado, com diâmetros exterior e interior de, respetivamente 2” e 1 3/8”. A cravação é efetuada recorrendo-se a um pilão com 63.5 kgf de peso que cai livremente de uma altura de 30”,

sobre um batente que por sua vez está ligado a um trem de varas, cuja ponta é o amostrador normalizado.

O ensaio é composto por duas fases: na primeira fase o amostrador é cravado 15 cm, registrando-se o respetivo número de pancadas, a esta fase correspondem em regra solos remexidos pelo que o valor obtido nesta fase é meramente indicativo.

Na segunda fase o amostrador é cravado mais 30 cm, sendo o resultado do ensaio SPT o número de pancadas obtido. Se após 60 pancadas a penetração não atingir os 30 cm, termina-se o ensaio medindo a penetração obtida.

Atendendo ao critério de paragem das sondagens estipulado pelo projetista, foi efetuada uma furação mínima de 10.0m em maciço rochoso em todas as sondagens realizadas.

Os resultados das sondagens efetuadas, apresentam-se resumidos na Tabela 1.

**Tabela 1 Resumo das sondagens realizadas**

<b>Sondagem</b>	<b>(a)(m)</b>	<b>Prof. atingida (m)</b>	<b>(b) (m)</b>	<b>(c)</b>	<b>(d) (m)</b>	<b>Nº de Ensaio SPT</b>	<b>(e) (m)</b>
S1	3,04	25,5	15	----	10,5	9	----
S3	3,19	17,5	7,5	----	10,0	5	----
S7/Pz	3,05	49,0	37,5	1,5	10,0	26	49,0
S9/Pz	3,18	31,5	13,0	4,0	14,5	6	31,5
<b>Total</b>		<b>123,5</b>	<b>73,0</b>	<b>5,5</b>	<b>45,0</b>	<b>46,0</b>	<b>80,5</b>

- (a) Cota da boca do furo
- (b) Furação em solos
- (c) Cascalheiras e aterro com pedras
- (d) Furação em rocha
- (e) Piezómetros

A tabela 2 faz a identificação dos graus de alteração das rochas.

**Tabela 2 Tabela identificadora dos graus de alteração das rochas (ISRM, 1981)**

<b>Classificação</b>	<b>Descrição</b>
<b>W1</b>	Rocha sã
<b>W2</b>	Rocha levemente alterada
<b>W3</b>	Rocha medianamente alterada
<b>W4</b>	Rocha alterada a muito alterada
<b>W5</b>	Rocha muito alterada a parcialmente decomposta

### **3.2.3 Ensaios de Bombagem e Recuperação**

O ensaio de bombagem consiste na extração de água através de um furo ou de um poço de grande diâmetro, a caudal constante ou variável, e na observação do nível de água na própria captação e se possível, em captações vizinhas.

Os ensaios de recuperação consistem na medição dos níveis de água a partir do momento em que se interrompe a bombagem, que permitem comprovar o grau de conexão hidráulica entre o furo e o aquífero.

O tratamento matemático dos valores recolhidos com estes ensaios permite determinar informações relativas às características hidráulicas do aquífero, bem como do meio poroso e/ou rochoso interessados. Na realização destes ensaios, definem-se os intervalos de tempo, de modo que esta se reparta o mais uniformemente numa escala logarítmica.

São medidos os níveis iniciais do nível de água em repouso, tanto no furo onde se efetua o ensaio, como nos furos de observação, caso existam. Ao iniciar-se a bombagem, registam-se os valores dos níveis de água de acordo com os intervalos de tempo estabelecidos.

Ao fim do tempo estabelecido anteriormente para a duração do ensaio de bombagem, termina-se de bombear e a partir deste momento regista-se os valores de recuperação do furo, utilizando uma escala de tempo análoga à do ensaio de bombagem.

### 3.2.4 Níveis de Água no Terreno

Após a conclusão dos furos de sondagem e de um período de estabilização, procede-se à medição dos níveis de água.

No intuito de se assegurar a avaliação do nível de água no terreno, foram instalados nas sondagens S7 e S9, dois piezómetros de PVC com 90mm de diâmetro, devidamente crepinados, envoltos em material drenante (geotêxtil) e dotados de tampa de proteção.

A tabela 3 contém os registos referentes aos níveis de água detetados.

**Tabela 3 Profundidade do nível de água detetado nos furos de sondagem (m)**

<b>Dia</b>	<b>Hora</b>	<b>S1</b>	<b>S3</b>	<b>S7/Pz</b>	<b>S9/Pz</b>
<b>1º</b>	<b>18h00</b>	----	----	----	3,40
<b>2º</b>	<b>11h40</b>	----	----	----	2,90
<b>3º</b>	<b>9h00</b>	----	----	----	4,0
<b>4º</b>	<b>9h00</b>	----	----	3,6	3,9
<b>5º</b>	<b>11h45</b>	----	----	3,9	4,1
<b>6º</b>	<b>13h35</b>	----	----	3,3	3,5
<b>7º</b>	<b>10h00</b>	----	----	3,7	3,8
<b>8º</b>	<b>14h00</b>	F.S. a 3,10	----	3,3	3,3
<b>9º</b>	<b>16h45</b>	----	3,1	3,0	2,8
<b>10º</b>	<b>16h10</b>	----	3,1	3,1	3,2
<b>11º</b>	<b>11h45</b>	----	3,0	3,1	3,3

No furo S3 foi instalado um piezómetro até aos 6.0m de profundidade, para efeitos de realização do ensaio de bombagem.

F.S. – Fechou seco à profundidade indicada.

### 3.2.5 Ensaios de laboratório

Como complemento dos trabalhos de campo, efetuaram-se ensaios em laboratório sobre amostras de estrutura alterada (solos) e provetes de rocha, recolhidas aquando da realização da campanha de prospecção.

### 3.2.5.1 Amostras de estrutura alterada

A escolha das amostras de solo que foram sujeitas a ensaios laboratoriais teve como base a realização prévia de um estudo petrográfico macroscópico. Assim, após análise das mesmas, escolheram-se as indicadas na tabela 4, as quais foram consideradas representativas dos solos interessados.

**Tabela 4 Amostras de Ensaio Laboratoriais**

Sondagem	Amostra	Profundidade (m)	Análise Granulométrica	Limites de Atterberg
S1	S1 (4.5m)	4.5	X	X
S3	S3 (4.5m)	4.5	X	X
S7	S7 (9.0m)	9.0	X	X
S9	S9(12.0m)	12.0	X	X

S1 (4.5m) e S9 (12.0m): As amostras selecionadas são representativas da areia de grão fino a grosseiro, de cor cinzenta a negra;

S3 (4.5m) e S7 (9.0m): As amostras selecionadas são representativas da areia lodosa de grão fino a médio, de cor acastanhada a negra.

Segundo a norma ASTM 2487, os solos recolhidos e analisados em laboratório, são classificados de acordo com o presente na tabela 5:

**Tabela 5 Classificação dos solos**

Amostra	Classificação	Grupo
S1 (4.5m)	SW-SM	Areia bem graduada com silte
S3 (4.5m)	SW-SM	Areia bem graduada com silte
S7 (9.0m)	SW-SM	Areia bem graduada com silte
S9(12.0m)	SP-SM	Areia mal graduada com silte

### 3.2.6 Provetes de rocha

Os provetes de rocha sujeitos à realização dos ensaios da resistência à compressão e determinação das massas volúmicas real e aparente e das porosidades total e aberta, foram selecionados com base nos vários graus de alteração do maciço rochoso intersectado



durante a campanha de sondagens, de modo a obter-se uma gama de variação dos resultados pretendidos.

Na tabela seguinte encontra-se apresentado um resumo das características e resultados das amostras sujeitas à realização dos ensaios, as quais foram consideradas representativas das litologias e graus de alteração interessados.

**Tabela 6 Resultado dos Ensaios Laboratoriais**

<b>Sondagem</b>	<b>Litologia</b>	<b>(a) (m)</b>	<b>(b) (Mpa)</b>	<b>(c) (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
<b>S1</b>	Massa de pegmatito com megacristais de feldspato e micas	9.60-9.84	107.82	2550
<b>S3</b>	Granito de grão médio a grosseiro, com diferenciações pegmatíticas esbranquiçadas	14.00-14.40	95.06	2580
<b>S7</b>	Granito de grão médio a grosseiro	39.33-39.50 41.70-42.12 46.00-46.26	36.94 75.26 66.20	2490 2580 2580
<b>S9</b>	Granito de grão médio a grosseiro	25.50-25.70	138.74	2630

(a) Profundidades de recolha

(b) Resistência à compressão

(c) Massa volúmica aparente

### 3.3. Considerações Geológicas

#### 3.3.1 Enquadramento geológico

A área de estudo fica inserida geologicamente na margem direita do Rio Lima, junto à foz, onde é possível encontrar Aluviões atuais do mesmo Rio, como descrito na folha 5-A, Viana do Castelo da Carta Geológica de Portugal.



**Figura 9** Localização do terreno do caso de estudo (Fonte: Relatório de sondagens GeoRumo)

De acordo com a referida carta, a área está inserida na Unidade Moderna caracterizada por Aluviões atuais (a), constituída por lodos, areias e cascalheiras fluviais, e por areias de dunas (ad), estando estas formações assentes na unidade de idade Ordovícica constituída por granitos alcalinos de grão grosseiro ou médio a grosseiro.

Segundo a mesma carta, este granito, por vezes, é acompanhado por filões e massas pegmatíticas, observando-se macroscopicamente grandes cristais de feldspatos, moscovite e biotite.

### 3.3.2 Considerações Geológico-Geotécnicas

Os elementos obtidos através das sondagens à rotação realizadas, pela empresa Mota-Engil, permitiram identificar os seguintes materiais:

**(At/B) Pavimento betuminoso:** Foi observado nas sondagens S1 e S7, desde a superfície, até uma profundidade de sensivelmente 0.5m.

**(At) Aterro heterogéneo: solo de aparência areno-siltosa com fragmentos rochosos:** Ocorre À superfície do terreno nas sondagens S3 e S9, até cerca de 1.5m e 3.5m de profundidade, respetivamente, e em S7 entre os 4.5m e os 6.0m de profundidade. Foram obtidos valores dos Ensaio SPT compreendidos entre 5 e 60 pancadas, correspondendo a

uma variação de compactidade de solos soltos a muito compactos. Denote-se que estes valores não deverão ser considerados representativos das características de compactidade do estrato, uma vez que se encontram “falseados” pela presença dos fragmentos rochosos observados.

**(At/a) Aterro: areia de grão fino a grosseiro de cor cinzenta a acastanhada (Areia bem graduada com silte (SW-SM)):** Ocorre em toas as sondagens, sobrejacente ao estrato de aluviões abaixo descritos (a1). Os resultados dos Ensaio SPT encontram-se compreendidos entre 9 a 39 pancadas, o que corresponde a uma variação de compactidade de solos soltos a compactos. Foi recolhida uma amostra para ser submetida a ensaios de análise granulométrica e determinação dos Limites de Atterberg, na sondagem S1 aos 4.5m, tendo sido classificada segundo a norma ASTM 2487, como uma areia bem graduada com silte (SW-SM).

**(At/E) Aterro: pedrapleno/enrocamento:** Este material foi observado em S9 a profundidades compreendidas entre 3.5m e 7.5m, sendo de salientar que durante a sua furação não afluiu água à boca do furo, facto este que poderá indicar a presença de vazios significativos entre os fragmentos rochosos do pedrapleno.

**(At/J) Mistura de solo com calda de cimento, possivelmente resultante do tratamento de “jet-grouting” utilizado na fundação do edifício vizinho ao local da obra:** Este material foi apenas observado na sondagem S9 entre 7.5m e 11.5m de profundidade, com recuperações de amostragem de 100%.

**(a1) Aluviões: areia lodosa de grão fino a médio de cor cinzenta a negra (areia bem graduada com silte (SW-SM)), por vezes com seixos rolados (diâmetro máximo observado de 4cm):** Ocorre em todas as sondagens subjacente aos estratos de aterro atrás descritos, com uma possança máxima observada de sensivelmente 4.0m. Os resultados dos Ensaio SPT encontram-se compreendidos entre 3 a 10 pancadas, correspondendo a solos muito soltos a soltos. Foram realizados ensaios de análise granulométrica e determinação dos Limites de Atterberg a duas amostras de solo (sondagem S3 aos 4.5m e S7 aos 9.0m), tendo sido classificadas segundo a norma ASTM 2487, como areias bem graduadas com silte (SW-SM)).

**(a2) Aluviões: areia de grão médio a grosseiro de cor cinzenta:** Este estrato foi observado apenas na sondagem S7 a profundidades compreendidas entre 28.5m e 32.5m, subjacente às areias lodosas anteriormente descritas. Os valores dos Ensaio SPT

realizados encontram-se entre 16 e 19 pancadas, o que corresponde a um solo medianamente compacto.

**(a3) Aluviões: seixos rolados de variadas dimensões (diâmetro máximo observado de 10cm), com areia:** Ocorre em S3, S7 e S9 com uma possança máxima observada de 1.5m, sobrejacente ao granito abaixo descrito. Os valores dos Ensaio SPT variam entre 28 a 60 pancadas (1ª Fase), o que corresponde a uma variação de compactidade de solos medianamente compactos a muito compactos.

**(γ'g) Granito de grão médio a grosseiro cinzento a azulado, por vezes com diferenciações ou massas pegmatíticas, com os seguintes graus de alteração:**

— **Decomposto a muito alterado (W5/W4<sup>1</sup>):** Esta rocha apresenta-se decomposta pela alteração “in situ”, o que lhe confere uma cor acastanhada, sendo a textura da rocha mãe ainda visível. Desagrega-se com a mão num solo de aparência areno-siltosa, estando os feldspatos alterados em argilas, sendo possível recuperar pequenos fragmentos de rocha resistentes que não são partidos com a mão. Este granito foi observado em S7 a profundidades compreendidas entre os 34.0 e os 39.0m, subjacente aos estratos anteriormente referidos, com valores de 60 pancadas do Ensaio SPT (muito compacto).

— **Muito alterado (W4):** A rocha apresenta fragmentos que não são partidos com a mão sendo praticamente friável. Ocorre em S1 compreendida entre 24.7m e 25m de profundidade, numa zona mais fracturada de um granito medianamente alterado (W3), a pouco alterado a medianamente alterado (W2/W3), associado possivelmente a uma zona preferencial de percolação de água.

— **Medianamente alterado (W3):** Esta rocha foi detetada em todas as sondagens, à exceção de S9, tendo sido registadas recuperações de 60% a 100%, e índices de RQD<sup>2</sup> de 26% a 100%. A rocha apresenta uma tonalidade cinzenta, sendo visível alteração em todo o maciço.

— **Pouco alterado a medianamente alterado (W2/W3):** Esta rocha foi interceptada no final da sondagem S1, com um espaçamento de fraturas. Atendendo ao facto de este granito se ter encontrado apenas no final da sondagem, os índices RQD encontram-se “falseados”.

— **Pouco alterado (W2):** Apresenta alteração apenas nas imediações das fraturas. Foi observado no final das sondagens S3, S7 e S9, com recuperações de 93% a 100%, e índices RQD entre 71% e 100%.

— **Pegmatíto pouco alterado a medianamente alterado (W2/W3), esbranquiçado, com megacristais de feldspato e micas:** Ocorre em S3 a profundidades compreendidas entre 10.5m e 14.0m, não sendo possível confirmar se se trata de um filão ou apenas de uma massa pegmatítica. A recuperação foi de 100%, e o índice RQD de 93% a 100%.

---

— <sup>1</sup>Classificação do grau de alteração de maciços rochosos, sugerido pela International Society for Rock Mechanics.

— <sup>2</sup>Rock Quality Designation – Índice indicativo da qualidade de maciços rochosos, que está relacionado com os estados de alteração e fraturação, Deere (1967).

O RQD, Rock Quality Designation (0-100%), corresponde à razão entre a “soma dos comprimentos dos carotes com mais de 100mm” e “o comprimento total da manobra de sondagem”; a classificação qualitativa apresentada a partir dos valores do RQD, é de acordo com:

- RQD (%): 0-25; 25-50; 50-75; 75-90; 90-100.

- Qualidade do maciço: Muito pobre; Pobre; Fraca; Boa; Excelente.

### 3.3.3 Tipo de terreno

O maciço rochoso é constituído por granitos alcalinos de grão médio a fino, frequentemente recortados por filões aplito-pegmatíticos. Na cobertura do maciço rochoso foram identificados aterros arenosos, com seixos e blocos de natureza granítica, de altura variável, construídos sobre depósitos aluvionares do rio Lima.

Estes, com possanças entre os 24 e os 36 metros, são constituídos por areias grosseiras a finas, por vezes silto-argilosas, com seixo rolado abundante, e lodos silto - arenosos com restos de conchas na base.

Individualizou-se quatro horizontes geotécnicos, com base na caracterização macroscópica da amostragem e nos resultados dos ensaios SPT. A avaliação dos parâmetros geotécnicos associados a cada horizonte foi realizada segundo dois critérios de referência:

- Horizontes G1 a G3 – resultados de N1(60) utilizando as correlações de Decourt (1989) para o ângulo de resistência ao corte e de Decourt (1992) para avaliação do módulo de deformabilidade.
- Horizonte G4 – resultados de RMR (Rock Mass Rating) para a dedução dos parâmetros básicos do critério de Hoek & Brown modificado (1994), conforme se descreve em seguida.

### **Horizonte geotécnico G1**

Este horizonte representa os solos orgânicos e aluvionares, essencialmente arenosos com elementos líticos dispersos, que se apresentam muito soltos, com valores de NSPT inferiores a 5 pancadas. Estimam-se para estes terrenos pesos volúmicos da ordem dos 16 a 17 kN/m<sup>3</sup>, ângulos de resistência ao corte de 28 a 30° e um módulo de deformabilidade inferior a 20 MPa. As tensões de serviço são inferiores a 50kPa.

### **Horizonte geotécnico G2**

O Horizonte G2 representa os solos aluvionares arenosos medianamente compactos com valores de NSPT entre 10 e 30 pancadas. Estima-se para estes materiais um peso volúmico da ordem dos 18 a 19 kN/m<sup>3</sup>, um ângulo de resistência ao corte entre 32° e 35° e um módulo de deformabilidade entre 30 e 60 MPa. A tensão admissível de referência enquadra-se no intervalo dos 100 a 300 kPa.

### **Horizonte geotécnico G3**

O Horizonte G3 representa os solos aluvionares arenosos muito compactos com valores de NSPT sempre superiores a 60 pancadas. Estima-se para estes materiais um peso volúmico da ordem dos 21 a 22 kN/m<sup>3</sup>, um ângulo de resistência ao corte entre 38° e 40° e um módulo de deformabilidade entre 300 e 400 MPa. A tensão admissível de referência enquadra-se no intervalo dos 600 a 800 kPa.

### **Horizonte geotécnico G4**

O Horizonte G4 corresponde ao maciço rochoso medianamente alterado, que evidencia valores de GSI entre 40 e 45. Nestas condições, estima-se para estes materiais um peso volúmico da ordem dos 24 a 25kN/m<sup>3</sup>, uma coesão efetiva entre 200 e 250 kPa, um ângulo de resistência ao corte equivalente entre 55° e 57° e um módulo de

deformabilidade entre 1000 e 1500 MPa. A tensão admissível de referência é superior a 1000 kPa.

Na tabela 7 apresentam-se os parâmetros geotécnicos associados a cada um dos horizontes geotécnicos, nomeadamente o peso volúmico -  $\gamma$ , a coesão efetiva -  $c'$  o ângulo de resistência ao corte -  $\phi'$ , o módulo de deformabilidade do maciço -  $E_m$  e a tensão de contacto admissível.

**Tabela 7 Parâmetros mecânicos dos horizontes geotécnicos**

(*)	Intervalos $N_{SPT}$ GSI	(**)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$C'$ (1) (KPa)	$\phi'$ (1) (°)	$E_m$ (1) (MPa)	(***) (KPa)
<b>G1</b>	$N_{SPT} < 5$	Solos muito soltos	16 – 17	-	28-30	<20	<50
<b>G2</b>	$N_{SPT} 10 - 30$	Solos medianamente compactos	18 – 19	-	32-35	30-60	100-300
<b>G3</b>	$N_{SPT} > 60$	Solos muito compactos	21 – 22	-	38-40	300-400	600-800
<b>G4</b>	GSI – 50 a 55	Maciço medianamente a pouco alterado	24 – 25	200-250	55-57	1000-1500 (3)	>1000 (4)

(\*) Horizonte geotécnico

(\*\*) Formações interessadas

(\*\*\*) Tensão de contacto admissível

- (1) Valores deduzidos a partir dos ensaios SPT (G1 a G3) e de GSI (G4); (2) Parâmetros deduzidos a partir de GSI, com recurso ao programa Roclab; (3) Avaliado com base nas correlações de Hoek et al (1995); (4) tensões deduzidas através do critério de Hoek & Brown modificado (1992).

Refira-se que as tensões admissíveis indicadas neste quadro não são valores fixos para cada tipo de terreno. Variam em função do tipo de estrutura, das dimensões, da forma e da profundidade das fundações, bem como dos assentamentos admissíveis.

### 3.3.4 Sismicidade

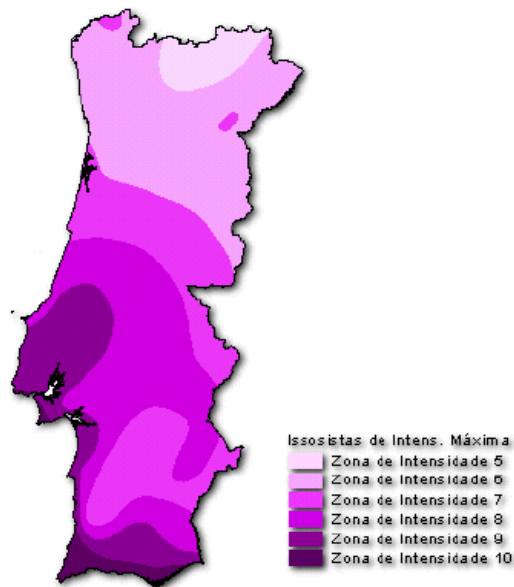
O território de Portugal Continental encontra-se situado a norte da fronteira entre o contacto das placas Euro-asiática e Africana, sendo a interação entre elas, a principal responsável por uma atividade sísmica significativa no território.



**Figura 10 Enquadramento do território de Portugal Continental no contacto das placas tectónicas Euro-Asiática e Africana (Fonte: Relatório de sondagens GeoRumo)**

Ao longo do tempo, o território português tem sofrido, consequências de sismos de magnitude moderada a forte, dos quais resultaram importantes danos em variadas localidades do país, como comprovam diversos relatos históricos. A distribuição de ocorrências sísmicas permite a realização de um zonamento sob a forma de isossistas (curvas traçadas num mapa, que delimitam, em redor de um epicentro, zonas onde se registaram intensidades sísmicas idênticas durante o mesmo sismo).





**Figura 11 Distribuição de isossistas de intensidade máxima de Portugal Continental (Fonte: Relatório de sondagens GeoRumo)**

A sismicidade de Portugal Continental não é uniforme em todo o seu território, aumentando de uma forma genérica, de Norte para Sul. Assim sendo, e considerando que a ação sísmica depende de fatores como o tipo de solo interessado, a zona sísmica e fonte sismogénica, apresenta-se de seguida o zonamento sísmico de Portugal Continental (Zona sísmica A, B, C e D), bem como a classificação do tipo de terreno de fundação, considerados no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

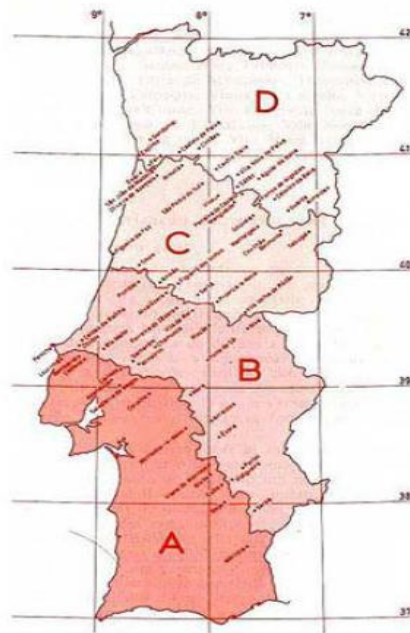


Figura 12 Zonamento Sísmico de Portugal Continental

Tabela 8 Classificação do tipo de terreno de acordo com o Artigo 29º - RSA (Fonte: Relatório das sondagens GeoRumo).

Tipo de Terreno	
<b>Tipo I</b>	Rochas e solos coerentes rijos.
<b>Tipo II</b>	Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; Solos incoerentes compactos.
<b>Tipo III</b>	Solos coerentes moles e muito moles; Solos incoerentes soltos.

Com base nos elementos supracitados, assim como na localização da obra em estudo e no tipo de maciço interessado, conseguiu-se constatar que o local da obra se encontra situado na zona de intensidade sísmica de grau 6, na zona sísmica D.

## 4. Solicitações verticais: Capacidade de carga de uma estaca

### 4.1. Introdução

No presente capítulo será feita uma breve introdução sobre a capacidade de carga de uma estaca e as fórmulas representativas para o dimensionamento da mesma. Esta pequena introdução serve para se explicar as modelações numéricas feitas com a ferramenta utilizada para que se consiga perceber os efeitos que a aplicação de cargas têm na estaca e também as consequências sofridas no solo.

A base desta dissertação consiste na modelação de fundações profundas executadas num solo caracterizado como mole, cujo desafio é a escolha da fundação mais adequada para o solo em estudo.

Para este estudo paramétrico, a ferramenta utilizada foi o programa de cálculo automático FB-MultiPier, que é um programa de análise de elementos finitos não-linear capaz de analisar múltiplas estruturas de estacas de pontes interligados por vãos. Com a ajuda deste programa pôde-se inserir os dados do solo, fornecidos pelas campanhas de prospecção geológico-geotécnica, e modelar vários tipos de cenários com fundações profundas variando as suas dimensões e cargas aplicadas. O objetivo principal foi estudar o comportamento das estacas e sugerir a melhor fundação para o tipo de solo que foi estudado.

A principal função das estacas é transmitir cargas verticais a uma dada profundidade onde exista capacidade resistente suficiente para o nível de carregamento em causa, (Sousa, 2006). Assim sendo, só se justifica a sua utilização quando a camada resistente (*bedrock*) se situa a mais de 6/8 metros de profundidade. É uma solução muito versátil pois a sua resistência é dada tanto por atrito lateral como por ponta e isso permite que nem sempre se atinja o *bedrock*.

A capacidade de carga de estacas isoladas solicitadas axialmente é um assunto bastante complexo que até ao presente não encontra abordagens técnicas suficientemente rigorosas para que exclusivamente com base nelas se possa definir o projeto definitivo de uma dada obra. Pelo contrário, a experiência obriga a que se considere indispensável, para a definição completa do projeto, realizar ensaios no próprio local onde se irá realizar a obra

com estacas com as mesmas características e o mesmo processo de instalação que se prevê adotar.

Não se pode prescindir de métodos de pré dimensionamento de modo a que se possa fazer uma ideia tanto quanto possível aproximada da estacaria que na obra vai ser adotada. Os ensaios ditarão posteriormente correções e adaptações, as quais, em geral, não põem em causa a concepção geral da obra e das respetivas fundações.

## 4.2. Capacidade de carga

Independentemente do procedimento adoptado na análise, a capacidade de carga,  $R_t$ , de uma estaca, resulta do contributo de duas parcelas: a resistência última lateral,  $R_s$  e a resistência última de ponta,  $R_b$ .

$$R_t = R_s + R_b - W \quad (2)$$

$W$  – Peso da estaca

A expressão anterior pressupõe que as resistências de ponta e lateral não sejam interdependentes. Embora tal possa não ser estritamente correto, para efeito de cálculo é considerada a inexistência de interdependência.

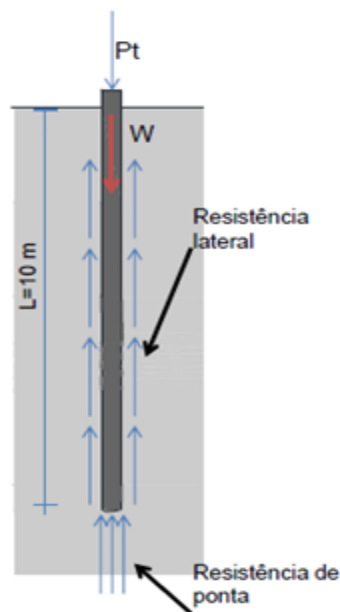


Figura 13 Capacidade de carga

### 4.2.1 Resistência lateral

A resistência lateral pode ser obtida através da integração da resistência ao corte mobilizável em toda a superfície lateral, ou seja:

$$R_s = \int_0^L C(Z)q_s(z)dz \approx \sum_{i=1}^n A_{si}q_{si} \quad (3)$$

Em que  $C$  é o perímetro da estaca,  $q_s$  é a resistência ao corte mobilizável na interface estaca-solo (resistência lateral unitária),  $A_{si}$  é a área da superfície lateral da estaca e  $q_{si}$  é o valor médio da resistência ao corte mobilizável na interface estaca-solo.

### 4.2.2 Resistência de ponta

Relativamente à resistência de ponta, esta pode ser avaliada pela seguinte expressão:

$$R_b = A_{base}q_b \quad (4)$$

Em que  $A_b$  é a área da base da ponta da estaca e  $q_b$  é a resistência unitária de ponta.

Para o cálculo de fundações indiretas podem utilizar-se vários métodos, nomeadamente o método com a formulação clássica e o método francês.

Método Clássico de previsão de capacidade de carga de uma estaca tem um conjunto de implicações práticas que dificultam em boa parte a sua aplicação: grande disparidade de valores de  $N_q$  mediante as premissas de desenvolvimento das soluções teóricas; grande influência do método de instalação das estacas, nem sempre facilmente quantificável; dificuldade na estimativa dos valores de  $K$  e  $\delta$ ; dificuldade de tradução de um problema de interação complexo entre a estaca e o solo através de uma metodologia passível de ser aplicada em situações práticas.

Os cálculos apresentados para o dimensionamento de estacas, ao longo deste capítulo, referem-se ao método francês, abordado com maior detalhe na secção 4.4.2.

### **4.3. Ações do solo sobre as estacas**

As ações que o solo exerce sobre as estacas podem apresentar um carácter reativo, quando são função das solicitações aplicadas diretamente na cabeça das estacas; ou podem ter carácter ativo, casos em que o solo aumenta as solicitações exteriores em vez de as reduzir.

Quando o assentamento das estacas é inferior ao do solo envolvente, os deslocamentos relativos induzem forças de corte nas interfaces solo-estaca que atuam sobre estas com sentido descendente. Estas forças de corte ativas são designadas por atrito negativo, e podem ser importantes dependendo do afastamento entre as estacas e da espessura e características mecânicas do estrato.

Podem originar-se esforços de flexão e de corte, quando o terreno que rodeia as estacas se movimenta perpendicularmente ao eixo das estacas. Estas movimentações podem estar relacionadas com a instabilidade do terreno que envolve as estacas ou com a aplicação de sobrecargas assimétricas na superfície. Assim, estes esforços podem atingir valores muito significativos.

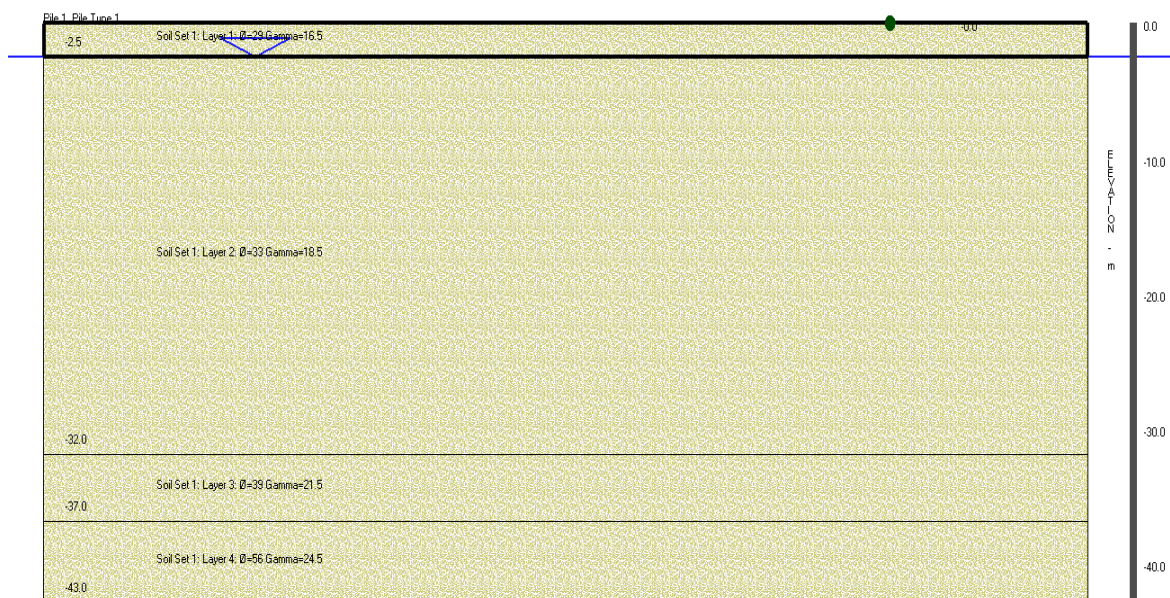
## **4.4. Estudo paramétrico**

### **4.4.1 Dados do solo**

Citando Esteves, (2005), o comportamento de qualquer fundação depende diretamente das características geológicas e geotécnicas dos terrenos envolvidos, solo ou rocha, sendo imprescindível a sua caracterização. Desta forma, neste ponto, serão descritas as condições geológico-geotécnicas do terreno considerado como exemplo para a prossecução das modelações numéricas.

O solo foi discretizado em camadas de acordo com a Figura 14. Para profundidades até aproximadamente 2,5m, encontra-se uma camada de solo muito solto, com designação de Aterro. A posição do nível freático considerou-se entre os 1,5 e os 2,5 metros de profundidade. Dos 2,5 aos 32 metros de profundidade encontra-se a camada dos solos medianamente compactos - Areia grosseira a fina, sendo nesta camada que se encontram as

estacas que irão ser dimensionadas mais à frente. Seguidamente, dos 32 aos 37 metros de profundidade surge uma camada de solos compactos - Lodo silto arenoso. E por fim a última camada caracteriza-se como sendo um maciço rochoso, medianamente alterado-Granito alcalino de duas micas, leucocrata.



**Figura 14 Condições geológico-geotécnicas**

Como visto anteriormente no capítulo 3, para a Câmara Municipal de Viana do Castelo, o Núcleo de Prospecção da Direção de Geotecnia da empresa Mota-Engil, Engenharias e Construção, S.A. executou uma campanha de prospecção geológico-geotécnica com o objetivo de identificar e caracterizar as formações ocorrentes nos terrenos onde foi construído o Centro Cultural de Viana do Castelo.

O maciço é constituído por granitos alcalinos de grão médio a fino, frequentemente recortados por filões aplito-pegmatíticos. Na cobertura do maciço rochoso foram identificados aterros arenosos, com seixos e blocos de natureza granítica, de altura variável, construídos sobre depósitos aluvionares do rio Lima.

Estes, com possanças entre os 24 e os 36 metros, são constituídos por areias grosseiras a finas, por vezes silto-argilosas, com seixo rolado abundante, e lodos silto - arenosos com restos de conchas na base.

Caraterizado como sendo um solo sem coesão e de baixa consistência, torna-se um solo extremamente vulnerável para suportar as cargas provenientes da superestrutura. Por isso, optou-se pela utilização de fundações profundas.

Na tabela 9 apresentam-se os parâmetros geotécnicos associados a cada um dos horizontes geotécnicos, utilizados no programa de cálculo FB-MultiPier.

**Tabela 9 Parâmetros Geotécnicos**

<b>Horizonte geotécnico</b>	<b>Intervalos N<sub>SPT</sub> GSI</b>	<b>Formações interessadas</b>	<b><math>\gamma</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>	<b>E<sub>m</sub> (MPa)</b>
<b>G1</b>	N <sub>SPT</sub> < 5	Solos muito soltos	16 – 17	28-30	<20
<b>G2</b>	N <sub>SPT</sub> 10 - 30	Solos medianamente compactos	18 – 19	32-35	30-60
<b>G3</b>	N <sub>SPT</sub> > 60	Solos muito compactos	21 – 22	38-40	300-400
<b>G4</b>	GSI – 50 a 55	Maciço medianamente a pouco alterado	24 – 25	55-57	1000-1500

Estes dados fornecidos pelas campanhas de prospecção geológico-geotécnica foram os dados utilizados nos ensaios descritos nas subsecções seguintes.

Depois de definido o maciço, o passo seguinte é a modelação das estacas. As estacas podem ser definidas com 4 tipos de secções: circular, rectangular, estaca com perfil em H e em tubo. Neste caso de estudo, foram escolhidas as estacas circulares. A geometria e caraterísticas do material da estaca são também definidas pelo utilizador, como o diâmetro, o comprimento da estaca e as caraterísticas do material.

O software FB-MultiPier utiliza a modelagem da interação lateral solo-estaca através das curvas p-y não lineares. De acordo com o HELP MANUAL do software, serão apresentadas as principais metodologias utilizadas pelo programa para a realização dos cálculos.

Para a escolha do modelo de interação lateral solo-estaca, o utilizador do programa FB-MultiPier pode escolher entre 6 diferentes opções de curvas p-y, além da opção que



permite que o utilizador utilize outro modelo, seleccionadas através da definição dos parâmetros do solo. Os modelos de curvas p-y implícitos no programa que foram utilizados neste trabalho são: Murchison & O'Neill (1984) e Reese (1974). Estes modelos serão expostos nas subsecções seguintes.

#### **4.4.2 Dimensionamento de estacas circulares pelo método francês**

O método proposto por Bustamante & Gianceselli (1999) foi adotado em França como norma, foi desenvolvido para o Departamento de Estradas da França, onde pesquisadores analisaram o comportamento de 197 provas de carga, envolvendo uma variedade de tipos de solo e de estaca. É um dos métodos mais bem fundamentado, pois baseia-se em resistências unitárias de ponta e lateral diretamente avaliadas em ensaios de carga bem instrumentados, e correlacionados com resultados de certos ensaios de campo, como o CPT ou o ensaio pressiométrico (Silva Cardoso).

É um método singular por serem relações calibradas com base num grande número de ensaios de carga estáticos, em solos muito variados, em que a instrumentação cuidada das estacas permitiu medir a resistência lateral em profundidade e a resistência de ponta.

Para o CPT tais relações são estabelecidas com a resistência de ponta do cone,  $q_c$ , assim:

$$q_{b,ult} = K_c q_{ce} \quad (5)$$

$$q_{s,ult} = \min[q_c/\beta; q_{c\ max}] \quad (6)$$

Sendo  $q_{ce}$  o valor ponderado de  $q_c$  em torno da ponta da estaca e  $K_c$  e  $\beta$  fatores adimensionais dependentes da natureza do solo e do tipo da estaca, conforme mostram as tabelas seguintes.

Tabela 10 Fator  $K_c$  (Bustamante & Frank, 1999)

Fator $K_c$ (Bustamante & Gianceselli, 1999)					
Tipo de solo		Consistência ou compactidade	Valores de $q_c$ (MPa)	Valores de $K_c$	
				Estacas moldadas	Estacas cravadas
Argilas e siltes	A	Moles Duras Rijas (nas argilas)	<3 3 – 6 >6	0,40	0,55
	B				
	C				
Areias e cascalhos	A	Soltos Médios Compactos	<5 8 – 15 >20	0,30	0,40
	B				
	C				

Tabela 11 Fator  $\beta$  e limites de resistência lateral unitária (Bustamante & Gianceselli, 1999)

Tipo de solo		Argilas e Siltes					Areias e Cascalhos		
		A	B		C		A	B	C
Estacas moldadas sem tubo	$\beta$	-	-	75	-	-	200	200	200
	$q_s \text{ max}$ (KPa)	15	40	80	40	80	-	-	120
Estacas moldadas com tubo recuperado	$\beta$	-	100	100	-	100	250	250	300
	$q_s \text{ max}$ (KPa)	15	40	60	40	80	-	40	120
Estacas cravadas com tubo metálico fechado	$\beta$	-	120		150		300	300	300
	$q_s \text{ max}$ (KPa)	15	40		80		-	-	120
Estacas cravadas de betão pré-fabricado	$\beta$	-	75		-		150	150	150
	$q_s \text{ max}$ (KPa)	15	80		80		-	-	120

Tabela 12 Correlação proposta pelos autores SPT-CPT

Argilas ou Siltos argilosos	0	3	6	9	$q_c$ (MPa)
	0	15	30	45	$N/0.3m$
Areias ou Cascalhos	0	8	16	24	$q_c$ (MPa)
	0	20	40	60	$N/0.3m$
Margas	0	3.5	7.0	10.5	$q_c$ (MPa)
	0	20	40	60	$N/0.3m$

Nas tabelas seguintes encontram-se os resultados dos cálculos referentes às estacas moldadas com tubo recuperado e os cálculos referentes às estacas cravadas com tubo metálico fechado.

Tabela 13 Cálculos de estacas moldadas com tubo recuperado (horizonte G1 e G2)

Estaca	Rt (KN)	kc	$\beta$	$q_s$ max	qc (MPa)	$\phi$ da estaca (m)
E1	1000	0,30	250	40	24	0,40
E2	1500					0,50
E3	2000					0,60
E4	2500					0,70
E5	3000					0,80
E6	3500					0,85
E7	4000					0,90

Tabela 14 Cálculos de estacas cravadas com tubo metálico fechado (horizonte G1 e G2)

Estaca	Rt (KN)	kc	$\beta$	$q_s$ max	qc (MPa)	$\phi$ da estaca (m)
E8	1000	0,40	300	0	24	0,40
E9	1500					0,40
E10	2000					0,50
E11	2500					0,60
E12	3000					0,60
E13	3500					0,70
E14	4000					0,75

### 4.4.3 Modelação de estacas no programa FB-MultiPier

Os processos construtivos bem como os materiais de construção empregues têm sido objecto de sucessivos melhoramentos ao longo do tempo, com a procura incessante da eficácia e da melhor solução em termos de custo-benefício.

De referir, que para além das características do terreno, o tipo de estaca (material, secção cheia ou oca) e o próprio processo construtivo têm uma influência decisiva no comportamento da estaca.

Na modelação base serão usadas estacas com vinte e cinco metros de profundidade e os diâmetros das modelações vão variando, conforme consta nos cálculos em cima mencionados.

No programa FB-MultiPier (versão 4) foram executadas as modelações das estacas e as suas propriedades foram alteradas e ajustadas às características de um cenário geotécnico, previamente selecionado, permitindo, deste modo, simular adequadamente as condições geotécnicas e as condições de carregamento. O programa utiliza métodos adequados para avaliar o comportamento das diferentes fundações, os métodos variam de estaca cravada para estaca moldada, como poderemos ver posteriormente.

Para o efeito foi utilizado o método das curvas p-y, implementado num programa de cálculo comercial designado por FB-MultiPier. O solo foi discretizado em camadas, definindo-se a curva p-y para o topo e a base de cada camada. O Programa utiliza então uma interpolação linear para definir, para cada nó da estaca, a curva p-y correspondente. As curvas p-y foram adoptadas para a simular o comportamento não linear do solo.

Na figura 15 encontram-se representados os nós ao longo da estaca.



Figura 15 Nós ao longo da estaca

O método das curvas p-y apresenta-se como uma extensão do modelo de Winkler, de acordo com Alves, (2012), no modelo de Winkler admite-se que o solo exibe comportamento elástico e linear, ou seja, o módulo de reação não depende da pressão de contacto. A atuação de cargas concentradas na cabeça da estaca, conduz frequentemente à plastificação do solo nas zonas próximas do topo, mesmo para níveis de solicitação não muito elevados. Deste modo, a relação p-y é traduzida pela curva tipo indicada na Figura 16.

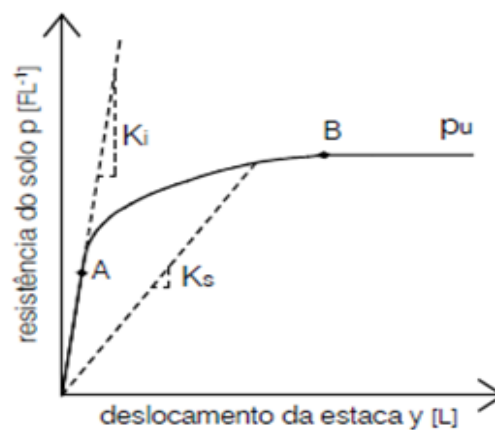


Figura 16 Curva p-y para modelar o comportamento não linear do solo

Estas curvas vão depender de vários parâmetros que vão influenciar o módulo de reação do solo, tais como a taxa de aplicação do carregamento exterior, a tensão de confinamento, a dimensão e forma da estaca, o tipo de terreno, o posicionamento do nível freático, a rigidez à flexão da estaca, o modo de deformação e fluência do solo (Sousa, 2006).

Segundo Abreu, (2014), esta metodologia das curvas p-y tem sido muito utilizada na prática, para análise de estacas isoladas, pela sua simplicidade, mesmo que tais curvas apresentem certas limitações: a resistência do solo não linear é proporcional ao deslocamento deste, o solo não é considerado contínuo, e, portanto, cada mola atua independentemente e só quando deslocada absorvem a carga. A rigidez do solo depende das propriedades deste e das dimensões da fundação.

A ideia essencial da utilização deste método consiste na introdução de uma série destas curvas, que permitam obter um valor representativo do módulo de reação do solo para uma dada profundidade e deslocamento.

Assim sendo, este método foi escolhido para a análise do estudo das estacas dimensionadas anteriormente, quer pela sua facilidade de utilização, quer pela vasta experiência suportadas por casos práticos fundamentados.

Seguidamente para se avaliar a transferência de carga ao longo da estaca, seguiu-se o método da transferência de carga. Este método permite que estacas isoladas sujeitas a cargas axiais possam ser tratadas como elementos unidimensionais do tipo de pilares, em que um conjunto de molas verticais tem a finalidade de representar a rigidez axial da estaca e a interação desta com o solo. Para tal é necessário subdividir a estaca num número discreto de segmentos que estão unidos por molas, como podemos observar na figura 3, que representam a rigidez axial da estaca. Cada um destes segmentos encontra-se ligado lateralmente a uma mola vertical que representa a resistência ao corte do solo envolvente. A resistência última da mola é uma função da interface entre o solo e a estaca, sendo habitualmente denominada de resistência lateral no dimensionamento de fundações profundas. O último segmento, no fundo, é também suportado por uma mola vertical que representa a resistência de ponta da estaca.

O betão aplicado nas estacas foi um C25/30, na simulação do comportamento da estaca foi considerado para elementos de betão, um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) igual a 0,2 e um peso volúmico de 24,5 KN/m<sup>3</sup>. O aço aplicado nas armaduras das estacas foi o Aço A500.

Com o apoio do programa FB-MultiPier também se conseguiu perceber através do gráfico de D/C (Demand/Capacity) Ratio qual a evolução da percentagem de utilização da capacidade estrutural da estaca, ao longo do seu comprimento, para um dado caso de carga. Com a visualização do gráfico da força axial no solo consegue-se perceber a transferência de carga para o terreno, ao longo da estaca. Finalmente o gráfico axial representa a evolução do esforço axial ao longo da estaca.

Os resultados das modelações das estacas e dos diagramas de tensão/extensão dos materiais estão apresentados no presente capítulo, e para uma melhor exposição dos resultados obtidos, estes apresentam-se nas subsecções seguintes.

#### **4.4.3.1 Modelação de estacas cravadas com tubo metálico fechado**

Segundo Sousa, (2006) “as estacas não estão apenas sujeitas a cargas verticais, sendo frequentemente solicitadas por ações horizontais. Nos casos correntes, as cargas verticais são significativamente maiores do que as horizontais pelo que estas últimas são facilmente absorvidas pela resistência e rigidez dos elementos para aquelas, sendo, por isso, negligenciada a sua consideração específica no dimensionamento”. Assim sendo, nesta modelação e nas seguintes (descritas no ponto 4.4.3.2) não foi considerado o parâmetro da rigidez nas molas e que no programa se designam por “springs”.

Para a modelação de estacas cravadas o programa em estudo avalia a força lateral do solo baseado nas metodologias propostas por Murchinson & O'Neill. Murchinson & O'Neill (1984) simplificaram a proposta de Reese et al. (1974) que se encontra explicada no ponto 4.4.3.2.

Murchinson & O'Neill (1984) recomendaram a seguinte forma para as curvas p-y em areias.

$$p = \eta \cdot A \cdot p_u \cdot \tanh \left[ \left( \frac{n_h \cdot z}{A \cdot \eta \cdot p_u} \right) \cdot y \right] \quad (7)$$

Onde:

$\eta$  = Fator usado para descrever a forma da estaca (para estacas circulares,  $h=1,0$ );

$A = 0,9$  para carregamentos cíclicos;

$p_u$  = Resistência última do solo, por unidade de profundidade;

$n_h$  = Módulo de reação horizontal do solo;

A resistência última do solo ( $p_u$ ) é determinada pelo menor dos valores fornecidos pelas duas equações seguintes:

$$p_u = \gamma \cdot z \cdot [D \cdot (K_p - K_a) + z \cdot K_p \cdot \tan \phi \cdot \tan \beta] \quad (8)$$

Ou

$$p_u = \gamma \cdot D \cdot z \cdot [K_p^3 + 2 \cdot K_0 \cdot K_p^2 \cdot \tan \phi + \tan \phi - K_a] \quad (9)$$

Onde:

$D$  = Diâmetro da estaca;

$Z$  = Profundidade no solo, a partir da superfície do terreno;

$\gamma$  = Peso específico efetivo do solo;

$K_a$  = Coeficiente de impulso ativo de Rankine =  $\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$ ;

$K_p$  = Coeficiente de impulso passivo de Rankine =  $\frac{1}{K_a}$ ;

$K_0$  = Coeficiente de impulso em repouso =  $1 - \sin \phi$ ;

$\phi$  = Ângulo de atrito interno;



$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}.$$

Todas as estacas ensaiadas têm 25 metros de comprimento e a armadura é composta por 5 varões de diâmetro 16 mm. Nas estacas foram aplicadas cargas axiais de diferentes valores, seguidamente encontram-se os valores das cargas e os respetivos gráficos de transferência de carga para o terreno e gráficos que representam a carga versus assentamento.

O solo foi discretizado em camadas, definindo-se a curva p-y para o topo e a base de cada camada. O programa utiliza então uma interpolação linear para definir, para cada nó da estaca, a curva p-y correspondente.

As elevações presentes na figura 5 são baseadas na camada de solo selecionada na localização dos nós tendo em consideração a estaca selecionada. As elevações são listadas do topo para o fundo e inclui a camada do topo e todos os nós lá incluídos e depois a camada inferior. Cada seleção mostra o número do nó e a elevação da secção.

As estacas em estudo ocupam duas das quatro camadas de solo, assim sendo, o gráfico com dois nós refere-se a uma das duas primeiras camadas, enquanto o gráfico relativo à segunda camada se encontra representado por 16 nós. Em anexo encontram-se os valores das elevações e todos os gráficos dos restantes casos de carga em estudo.

Nas figuras 17, 18, 19 e 20 encontram-se os gráficos retirados do programa FB-Multiplier.

Estaca E1 – Carga 1000kN

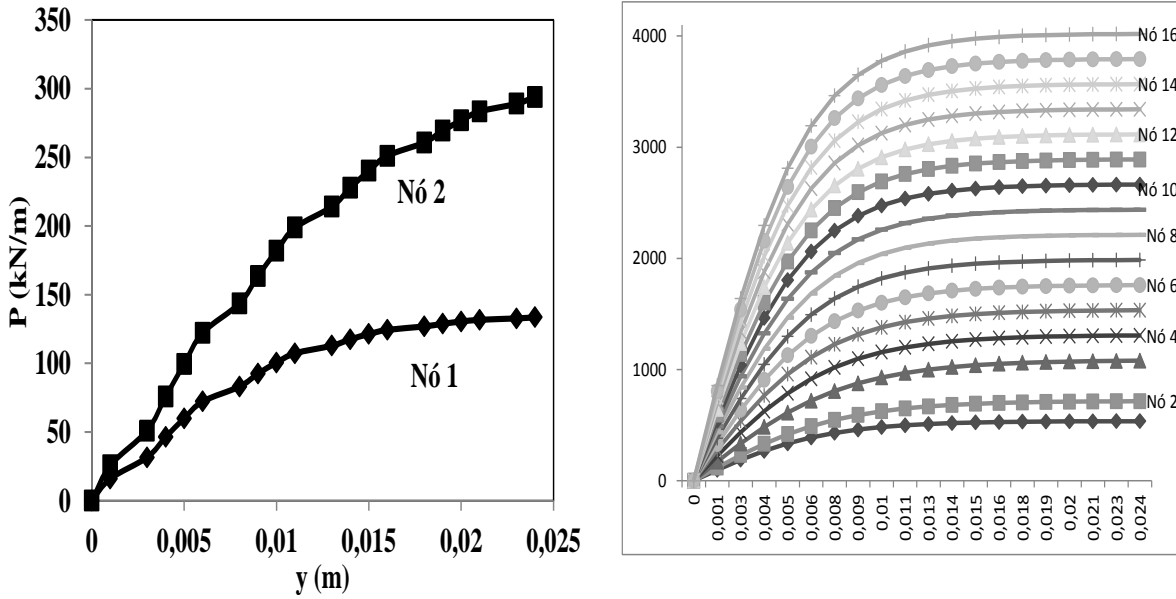


Figura 17 Curvas p-y da E1 para a carga de 1000kN

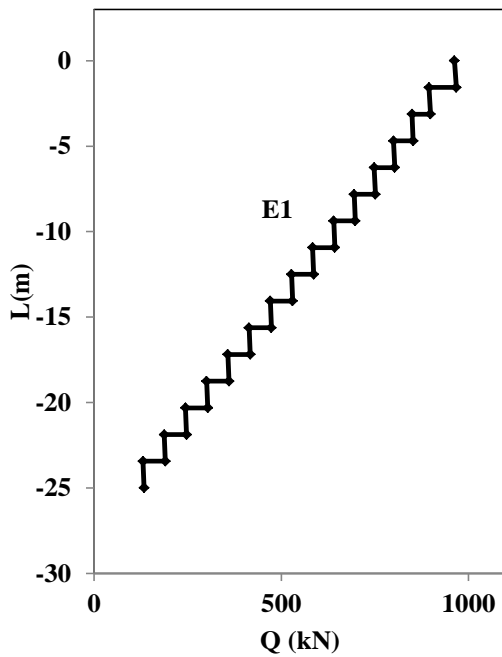


Figura 18 Força axial ao longo da estaca E1

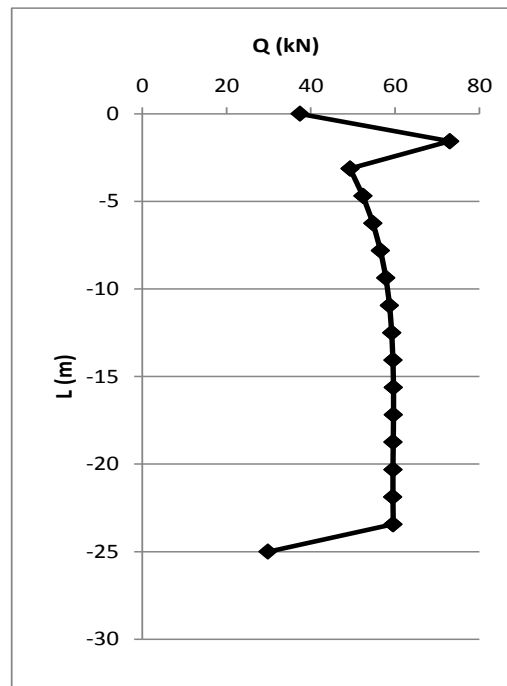


Figura 19 Força axial transferida para o solo pela estaca E1

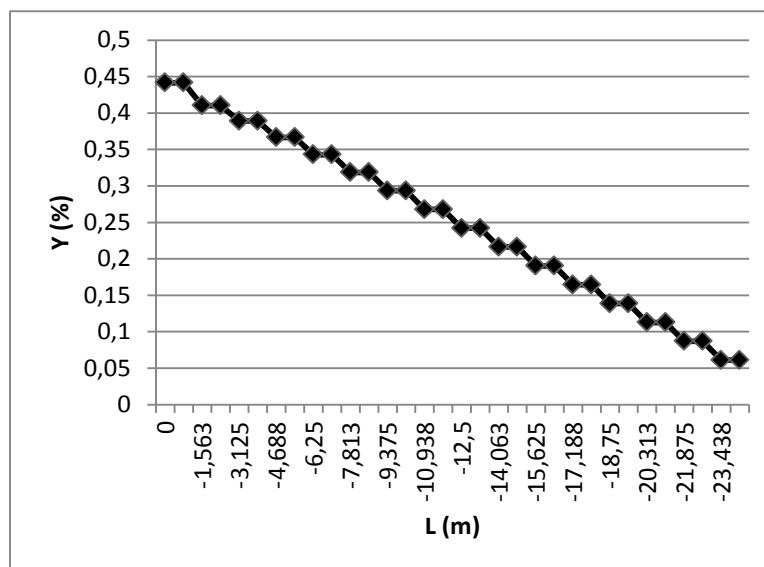


Figura 20 D/C Ratio E1

### Estaca E7 – Carga 4000kN

Aumentando a carga axial transmitida à estaca, chegará o momento em que o sistema estaca-solo envolvente entra em rotura. Para a carga de 4000 kN a estaca E7 entra em rotura, o modo de rotura dependerá sobretudo, da estratificação e da resistência ao corte das camadas do maciço.

Segundo Pereira, (2012), a capacidade de carga é aquela a partir da qual pequenos incrementos de carga correspondem a aumentos consideráveis de deformações. Corresponde, portanto, à plastificação do sistema solo-estaca. Assim sendo, a resistência lateral última da estaca é governada pela tensão de plastificação na seção transversal da estaca e pela resistência lateral oferecida pelo solo.

Existem dois mecanismos de rotura usualmente admitidos para estacas isoladas: esgotamento da resistência máxima do solo e esgotamento da capacidade resistente de uma das secções transversais da estaca. O primeiro mecanismo é típico de estacas curtas ou rígidas e o segundo de estacas longas ou flexíveis. Neste caso, as estacas em estudo são denominadas como estacas longas ou flexíveis.

Como visto anteriormente, a aplicação mais típica de estacas é quando a estaca atravessa um estrato de fracas características mecânicas, penetrando a sua ponta num estrato mais resistente. Caso não exista sob a base da estaca uma camada mais fraca, um aumento excessivo da carga atuante produzirá uma rotura geral por corte do estrato inferior, uma vez que o estrato superior não evita a formação de cunhas de rotura. Antes da ocorrência desta rotura, o efeito do atrito/adeseão ao longo do fuste não é significativo, uma vez que a rigidez da camada inferior impede que os assentamentos sejam significativos. É o que acontece neste caso, quanto a estaca cravada é carregada com uma carga de 4000 kN, chega o momento em que o sistema estaca-solo envolvente entra em rotura.

#### **4.4.3.2 Modelação de estacas moldadas com tubo recuperado**

As estacas moldadas *in situ* com tubo recuperado permitem a estabilidade do furo em solos arenosos abaixo do nível freático. Como o tubo é retirado à medida que a estaca é betonada, a estaca é moldada contra o terreno.

Para a modelação de estacas moldadas o programa em estudo avalia a força lateral do solo baseado nas metodologias propostas por Reese. O método de Reese et. al. (1974) desenvolvido para areias foi aplicado a este estudo, utilizando os parâmetros aconselhados pelos autores para as diferentes grandezas que definem a curva p-y.

Reese et. al. (1974) propuseram um método para a construção de curvas p-y em areias, baseando-se em ensaios em verdadeira grandeza, realizados em Mustang Island, no Texas, descritos por Cox et. al. (1974) e (Reese; Van Impe, 2001). Os autores apresentam duas formas distintas de se analisarem estacas isoladas: para pequenas profundidades, por meio da análise do equilíbrio da cunha que tende a ser expulsa pela face posterior da estaca e para grandes profundidades, pela região onde o solo tende a escoar ao longo da estaca e os efeitos de superfície não influenciam mais o comportamento do sistema.

Segundo Reese; Van Impe, (2001), a análise do comportamento da curva carga versus deslocamento obtido por prova de carga é a informação mais segura na elaboração de projetos de fundações sujeitos a carregamento horizontal, em que o deslocamento horizontal é o critério crítico de projeto. Portanto, o resultado de uma prova de carga

horizontal, assim como a vertical sobre uma fundação isolada, é interpretado através da curva carga versus deslocamento, que retrata o comportamento da interação solo-estaca.

Esta teoria das curvas  $p$ - $y$  é amplamente usada para descrever a interação não linear entre a estaca e o solo circunjacente. Este método analisa a resposta de estacas carregadas lateralmente, no qual  $p$  é a pressão do solo por unidade de comprimento da estaca e  $y$  é a deflexão da estaca. O solo é representado por uma série de curvas  $p$ - $y$  não lineares que variam de acordo com a profundidade e tipo de solo, (Abreu, 2014).

Tal como supracitado, todas as estacas ensaiadas têm 25 m de comprimento e a armadura é composta por 5 varões de diâmetro 16 mm. Nas estacas foram aplicadas cargas axiais de diferentes valores, seguidamente encontram-se os valores das cargas e os respectivos gráficos de transferência de carga para o terreno e gráficos que representam a carga *versus* assentamento.

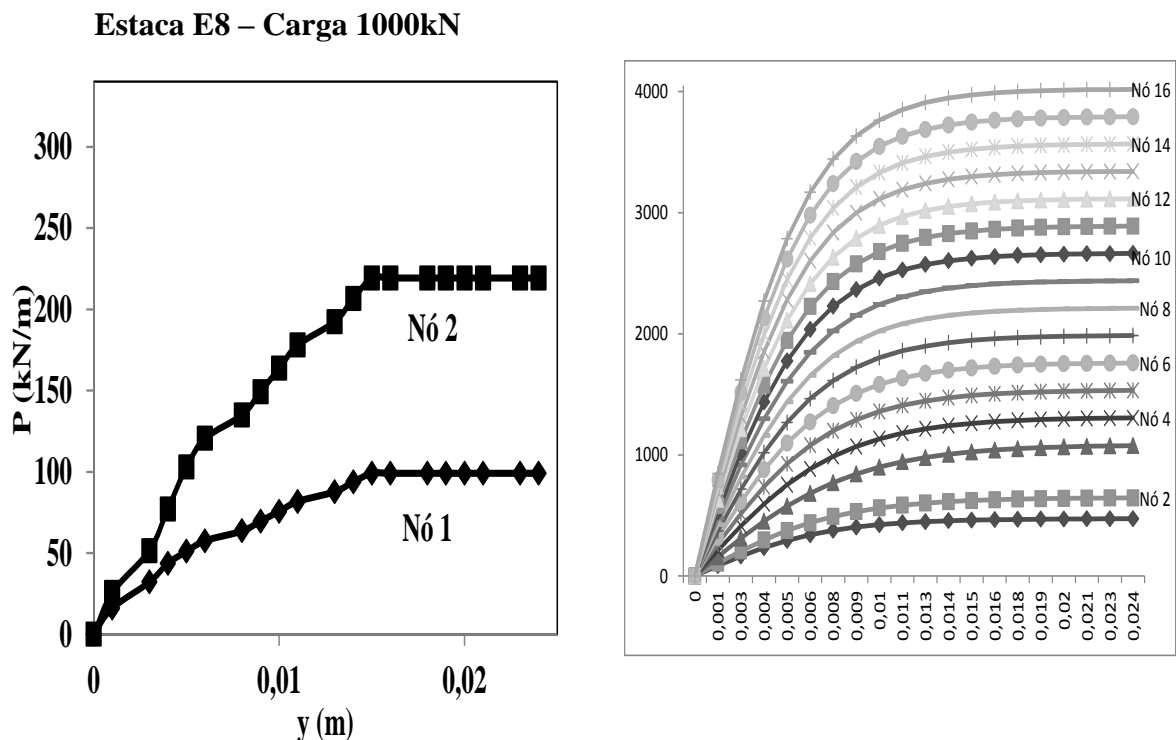


Figura 21 Curvas  $p$ - $y$  da E8 para a carga de 1000kN

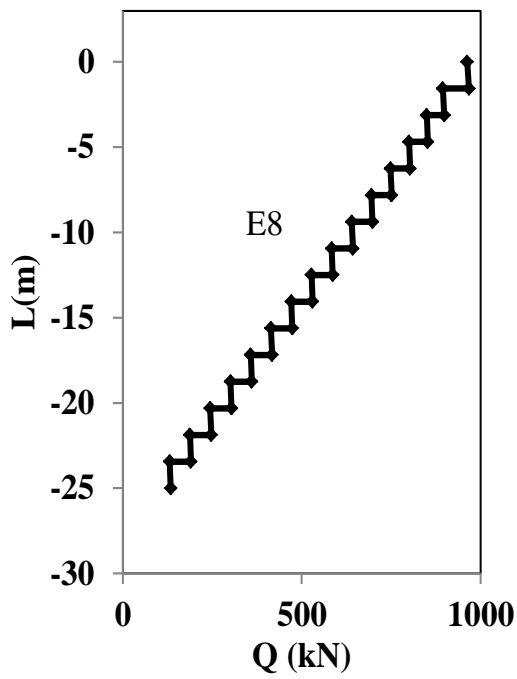


Figura 22 Força axial no topo da estaca

E8

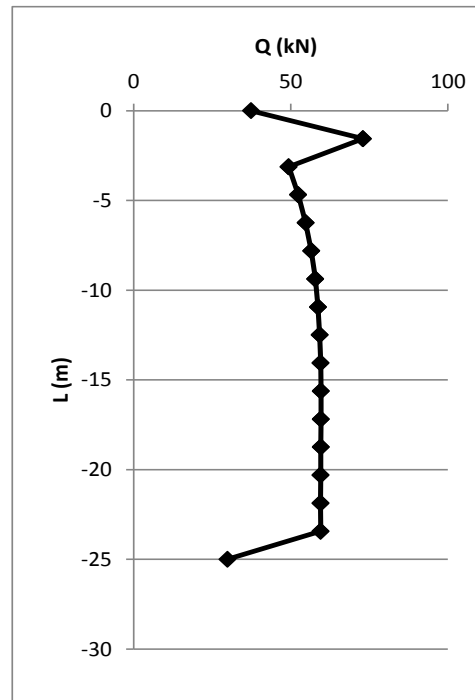


Figura 23 Força axial no solo da estaca

E8

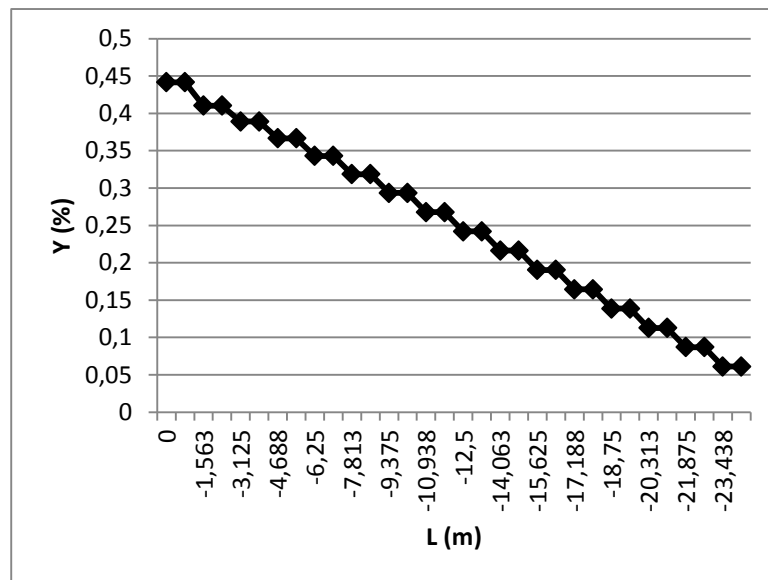


Figura 24 D/C Ratio E8

Estaca E14 – Carga 4000kN

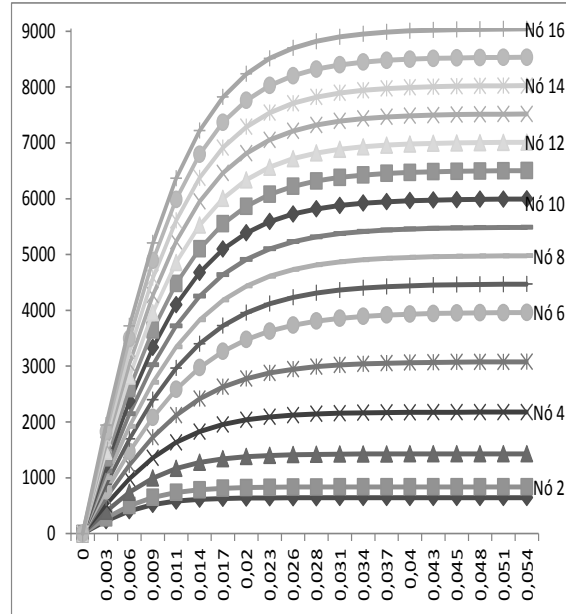
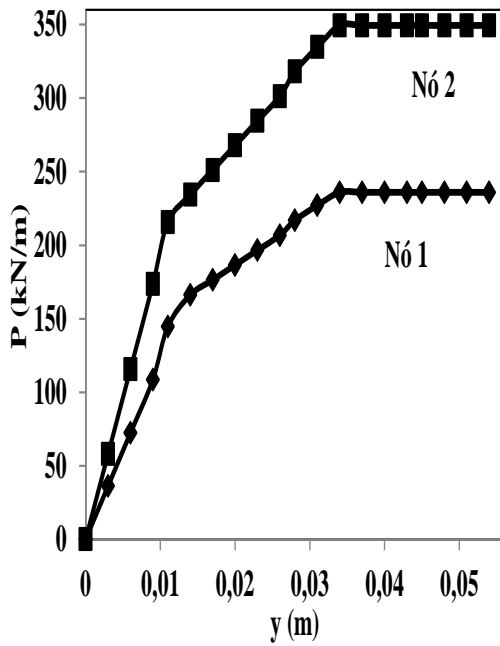


Figura 25 Curvas p-y da E14 para a carga de 4000kN

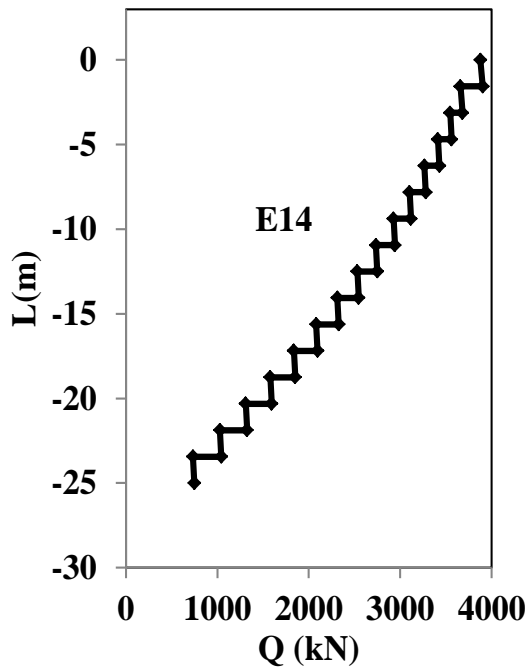


Figura 26 Força axial no topo da estaca E14

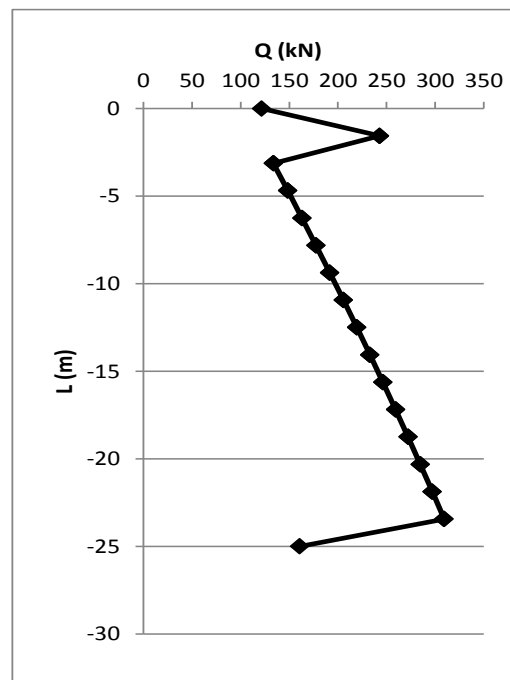


Figura 27 Força axial no solo da estaca E14

E14

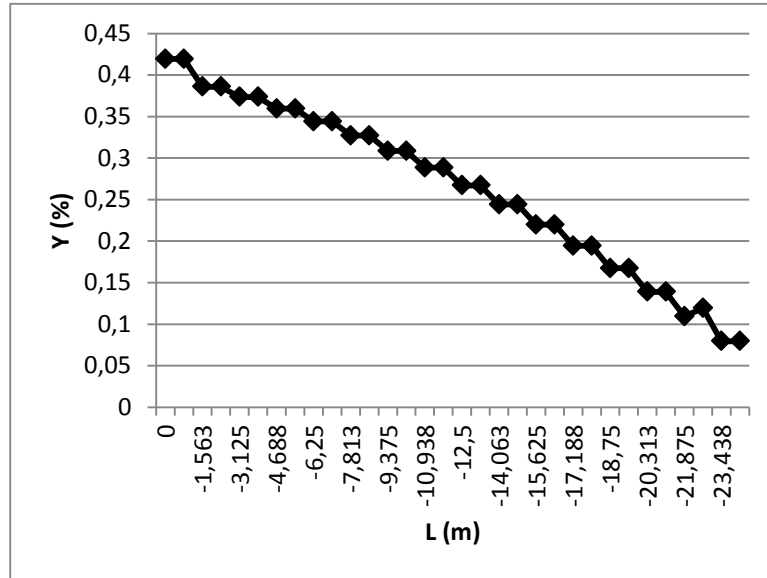


Figura 28 D/C Ratio E14



### 4.4.3.3 Resumo dos resultados obtidos no programa

Na tabela seguinte encontram-se o resumo dos resultados mais relevantes retirados das modelações das fundações profundas executadas no programa FB-MultiPier.

**Tabela 15 Resumo dos dados obtidos no programa**

Estacas		Axial (kN)		Solo Axial (kN)		D/C Ratio (%)	
		Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
<b>CRAVADAS</b>	<b>E1</b>	130,79	967,47	29,85	72,98	0,061	0,441
	<b>E2</b>	232,67	1455,7	49,32	102,42	0,107	0,664
	<b>E3</b>	344,77	1945,30	62,48	141,53	0,109	0,609
	<b>E4</b>	660,35	2926,70	84,68	219,94	0,150	0,659
	<b>E5</b>	761,12	3415,20	99,67	260,70	0,130	0,577
	<b>E6</b>	761,12	3470,20	100,67	280,50	0,142	0,587
	<b>E7</b>	-----	-----	-----	-----	-----	-----
<b>MOLDADAS</b>	<b>E8</b>	130,79	967,47	29,85	72,98	0,061	0,441
	<b>E9</b>	227,14	1456,63	49,02	100,92	0,072	0,456
	<b>E10</b>	326,43	1946,10	64,99	136,11	0,075	0,438
	<b>E11</b>	513,85	2925,30	94,08	218,34	0,069	0,384
	<b>E12</b>	617,54	3414,10	107,98	264,02	0,103	0,400
	<b>E13</b>	732,79	3903,10	121,58	309,30	0,078	0,409
	<b>E14</b>	755,56	3991,22	141,57	329,41	0,079	0,419

Com a ajuda do modelo de Winkler conseguiu-se simular o comportamento do solo com a ajuda de molas independentes com comportamento elástico linear.

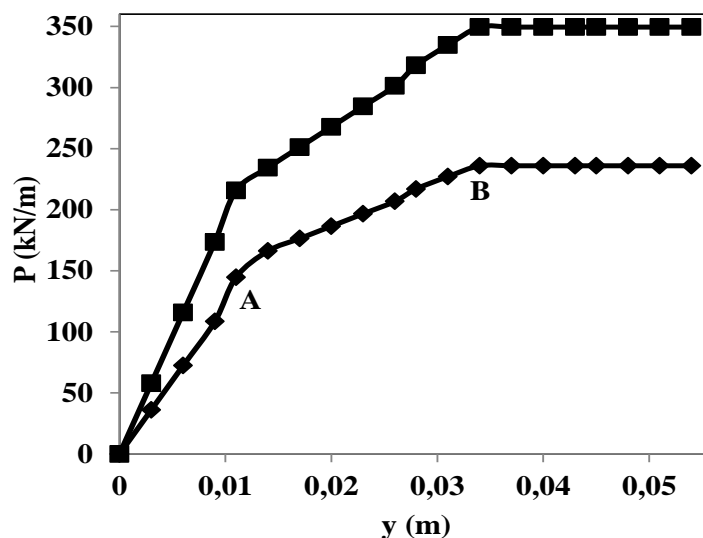
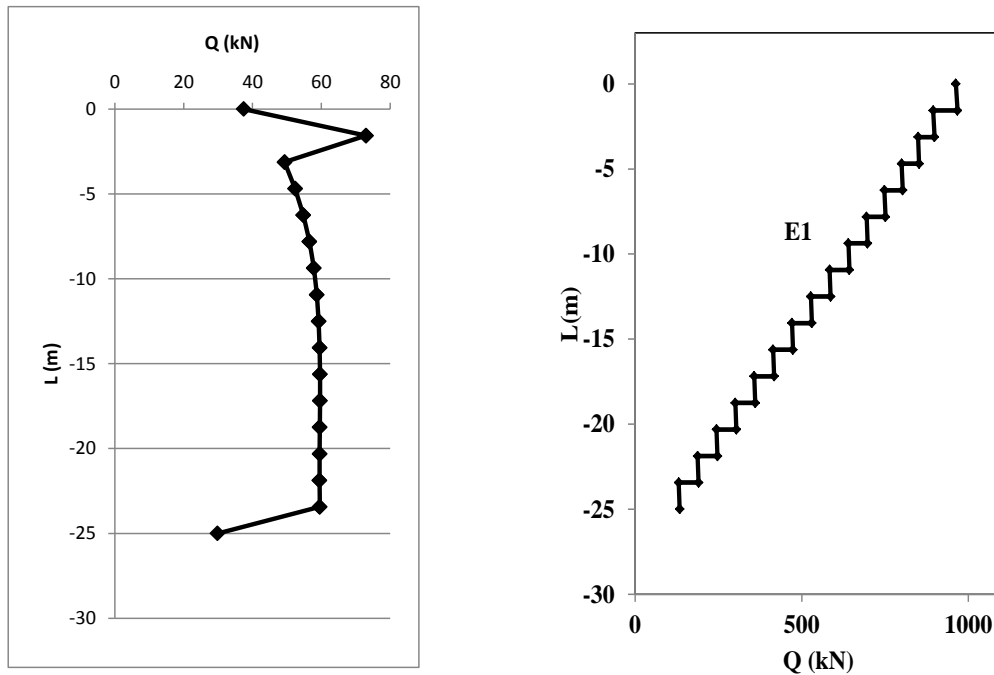


Figura 29 Exemplo das curvas p-y de uma estaca moldada

A figura 29 é um exemplo resumo do que foi modelado ao longo deste trabalho. Nesta figura apresenta-se curvas p-y pertencentes a uma família de curvas que representam o comportamento do solo em função da profundidade. Pode admitir-se que estas curvas são compostas essencialmente por três zonas: a primeira zona, da origem ao ponto A, corresponde ao domínio das muito pequenas deformações em que o comportamento do solo é elástico linear; a segunda zona, definida entre os pontos A e B, relativa ao domínio das pequenas a grandes deformações, exibe o crescimento da resistência do solo com o deslocamento da estaca, mas com uma taxa de crescimento decrescente; e, por último, a terceira zona, após o ponto B, corresponde ao domínio das grandes deformações, em que o solo tem um comportamento plástico.

Para as diferentes estacas e com as mesmas cargas o solo modelado apresenta um comportamento muito idêntico, não existe uma grande discrepância de deformações entre estacas moldadas e estacas cravadas, mas na zona definida entre os pontos A e B, relativa ao domínio das pequenas a grandes deformações é mais evidente um aumento de deformações nas estacas cravadas.

Na figura 30 encontram-se alguns exemplos da força axial ao longo da estaca e da força axial transferida para o solo pelas estacas cravadas.



**Figura 30 Exemplos da força axial ao longo da estaca e da força axial transferida para o solo pelas estacas cravadas**

As estacas transferem carga, para o solo circundante fruto da resistência mobilizada ao longo do fuste – resistência lateral e para o solo subjacente à base da estaca – resistência de ponta. Uma parte da solicitação é equilibrada pela mobilização do atrito/adesão ao longo do fuste (resistência lateral), sendo que a parte remanescente é equilibrada através da mobilização da resistência de ponta.

Os resultados de vários ensaios de carga, principalmente dinâmicos, indicam que, geralmente, a resistência lateral representa cerca de 50% da capacidade de carga da estaca isolada. Isto significa que, em serviço, quase toda a carga é transmitida ao solo por meio de resistência lateral, pelo que a participação da resistência lateral para o equilíbrio da estaca é muito significativa.

A repartição da carga entre essas duas componentes depende da rigidez das mesmas. Devido à natureza não linear do comportamento da estaca, a rigidez dessas componentes é variável consoante o nível de carregamento. Logo, para diferentes escalões de carga, a repartição desta entre fuste e ponta será também diferente.

A mobilização dos mecanismos de transferência de carga axial depende de vários fatores: características mecânicas do maciço e sua estratificação, magnitude da carga aplicada, flexibilidade da estaca, tecnologia de instalação, comprimento da estaca, etc.

Sendo que o mecanismo de transferência de carga axial desenvolve-se através da mobilização da resistência de ponta e da resistência lateral como já explanado antes, é de notar que um fator relevante a esta última resistência é a altura da estaca. Quanto maior for a área da estaca em contacto com o solo, maior será o fenómeno de atrito estaca/solo e por isso a resistência lateral sobe. No entanto, esta característica é importante numa fundação indireta essencialmente na fase de serviço, pois os deslocamentos na interface solo/estaca necessários para a mobilização de uma percentagem muito significativa da resistência lateral são reduzidos, sendo que para assentamentos da cabeça de estaca usualmente inferiores a 10 mm a resistência lateral pode ser quase totalmente mobilizada. Por este motivo é importante avaliar esta componente da resistência total para que em situação de serviço a fundação indireta não colapse.

Numa fase posterior à de serviço, a resistência de ponta é a que toma um papel importante. Nesta fase, os assentamentos de estaca necessários para a mobilização da totalidade da resistência de ponta são muito superiores aos necessários para a mobilização da resistência lateral. Concluindo, ambas as resistências se completam para cumprir o critério de segurança de uma fundação indireta.

Como podemos observar na tabela 15, as resistências lateral e de ponta das estacas moldadas são ligeiramente superiores às das estacas cravadas. No caso da estaca moldada, o método construtivo pressupõe maior interação com o terreno, pois sendo moldada contra o terreno, haverá mais resistência proveniente do atrito lateral. Com efeito, a utilização de lamas bentoníticas limitará as descompressões no terreno, e não havendo deslocamento do mesmo ou um deslocamento mínimo, poderá mobilizar-se uma parcela de atrito lateral mais significativa.

Veja-se do ponto de vista das tensões instaladas no solo. Durante o processo construtivo de uma estaca moldada, é colocado um molde (neste caso, recuperável) que irá provocar um ligeiro aumento da tensão horizontal, proveniente do espaço que será ocupado pelo molde e que irá provocar consequentemente um ligeiro aumento da tensão lateral do

solo. Seguindo a cronologia deste mesmo processo construtivo, retira-se em seguida o solo do interior do molde e posteriormente se injeta o betão, em simultâneo com a retirada do molde, ficando este material automaticamente em contacto com o solo. Ao ser retirado o molde há sempre uma ligeira descompressão do solo.

Avaliando agora a situação do molde ser recuperável ou não, neste caso dado o solo ser uma areia medianamente compacta, ou seja com características mecânicas razoáveis, é viável a recuperação do molde aproveitando assim uma maior resistência lateral pelo maior atrito betão/solo em detrimento do uso de um molde não recuperável que iria reduzir esta resistência. A viabilidade de um molde perdido verifica-se em solos como argilas moles, onde o solo não contém resistência suficiente para se manter com boas características mecânicas quando efetuada uma estaca deste tipo com molde recuperável.

### **Comportamento dos materiais**

O betão aplicado nas estacas foi um C25/30 e o aço aplicado nas armaduras das estacas foi o Aço A500. Nas figuras seguintes encontram-se os diagramas tensão/extensão do betão e do aço.

Para se conseguir perceber o comportamento do aço o programa adoptou um modelo tri-linear composto por: um troço linear da origem até à tensão de cedência com a inclinação dada pelo módulo de elasticidade do aço; um segundo troço exibindo endurecimento atingindo a tensão de rotura para a extensão de 10‰ e o último troço a tensão constante até uma extensão máxima de 30‰.

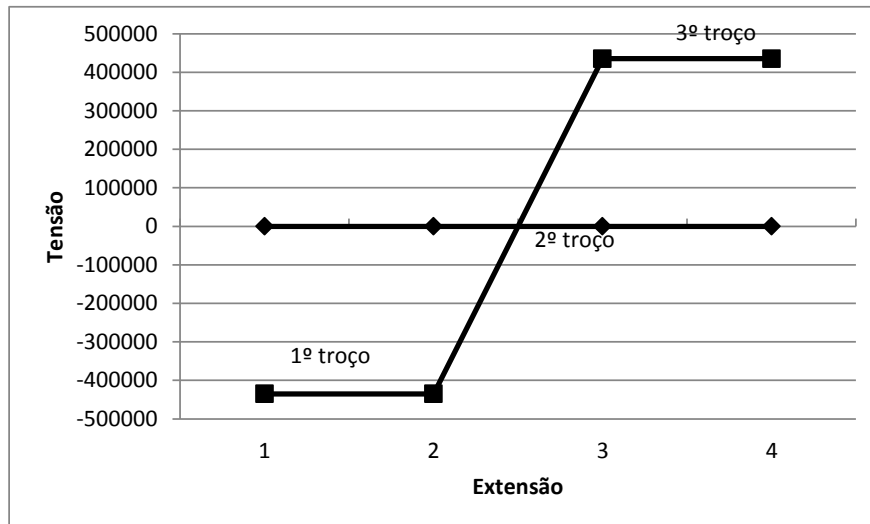


Figura 31 Diagrama tensão/extensão do Aço

Em relação ao comportamento do betão, este apresenta um comportamento elástico e linear até ser atingida a sua capacidade resistente, seguindo-se o início de fendilhação que marca a passagem para um estado de comportamento manifestamente não linear, com uma perda brusca de resistência, no qual o betão simples desenvolve uma limitada capacidade de retenção de tensões de tração. Esta é determinada pela capacidade de absorção de energia, ou energia de fratura ( $G_f$ ), do material e pelas características das armaduras que atravessam o elemento fendilhado, diminuindo com o aumento do estado de deformação.

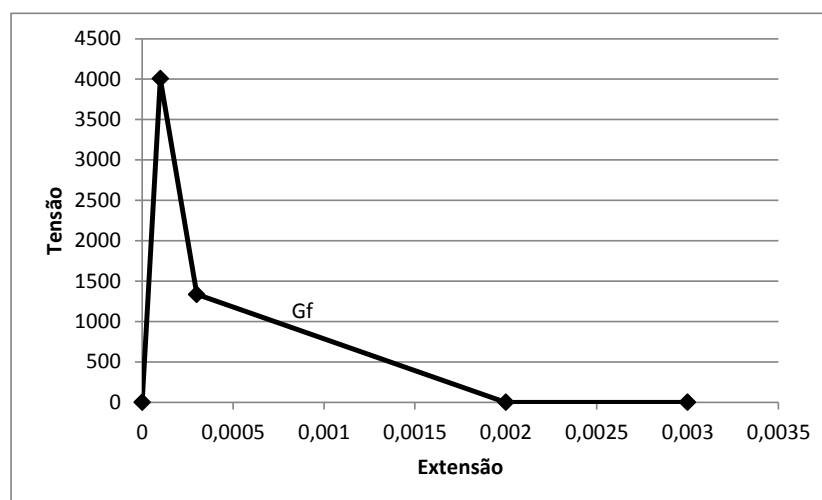


Figura 32 Diagrama tensão/extensão do betão

Uma vez que o programa de cálculo utilizado apenas possibilita a consideração de uma lei de comportamento para o betão, no caso das estacas em estudo, foi adoptado o modelo de *tension-softening*.

De uma forma geral, no caso de elementos de betão simples, a lei que governa o comportamento do betão fendilhado designa-se por amolecimento em tração (*tension-softening*), enquanto, no caso de elementos de betão armado em que a influência das armaduras é relevante, o comportamento é determinado por uma lei de endurecimento em tração (*tension-stiffening*).

## 4.5. Escolha da fundação adequada

A primeira decisão a tomar em termos de preferência do tipo de fundação profunda é entre estacas cravadas com tubo metálico fechado e estacas moldadas com tubo recuperado. O campo de aplicação delas é quase coincidente, ou seja, as situações em que o estrato resistente suscetível a resistir às cargas da superestrutura se situa a uma profundidade média a grande e os terrenos desde a superfície a estes são de características mecânicas inferiores.

Segundo Francisco (2007) a escolha do tipo de estacas deve ser avaliada, tendo em conta um determinado conjunto de factores importantes, como: a localização e o tipo da superestrutura, e consequentes cargas a absorver; condições de coesão do terreno e posicionamento do nível freático; profundidade do estrato capaz de suportar as cargas transmitidas às estacas; possibilidade de transporte e acesso ao local da obra; durabilidade a longo prazo, visto que as estacas de betão são sensíveis ao ataque químico de sais ou ácidos de solo; tipo e estado de conservação das estruturas adjacentes ao projeto; tipo de equipamento disponível no mercado e na região onde se realiza a obra e por fim, custos para o dono de obra.

No que se refere aos critérios de seleção a primeira decisão a tomar em termos de preferência do tipo de estaca é entre estacas cravadas e moldadas. Em relação às estacas cravadas, estas apresentam alguma vantagem quando estamos perante terrenos com presença de água, já que a execução das estacas moldadas nestes casos poderá implicar elevados custos, devido a condicionamentos construtivos. Em contrapartida as estacas moldadas possuem vantagens associadas a questões de ruído e vibração na sua execução. Além do mais, quando existem construções vizinhas sensíveis a vibrações ou assentamentos do terreno, as estacas moldadas são claramente melhores.

Citando Francisco (2007) as vantagens das estacas cravadas relativas às moldadas no terreno são: rapidez de execução e limpeza da obra; o terreno na ponta da estaca fica sempre compactado e em contacto com esta; são estáveis em terrenos sem auto-sustentação; permitem um melhor controlo de qualidade da estaca em termos dimensionais e é mais fácil prevenir a corrosão das armaduras face às condições de fabrico que proporcionam um melhor recobrimento; podem ser cravadas até grandes profundidades



(cerca de 50 metros); podem ser executadas até uma cota acima do terreno ou através de água em obras marítimas; normalmente aumentam o grau de compacidade relativa da camada granular de fundação.

Por outro lado, as estacas cravadas podem densificar o solo e aumentar o coeficiente de impulso, enquanto as estacas moldadas com tubo recuperado alteram pouco o estado de tensão prévio, podendo, quando muito levar a um ligeiro acréscimo da tensão horizontal devido à cravação do tubo. A estaca moldada é moldada contra o terreno, logo vai haver mais interação com o terreno e vai haver mais resistência por atrito lateral. É uma estaca colocada no terreno sem deslocamento do mesmo.

Com o resumo dos resultados obtidos no programa, consegue-se concluir que tanto a resistência de ponta como a resistência lateral das estacas moldadas são superiores às resistências das estacas cravadas. E como tanto a resistência de ponta como a resistência lateral são ambas resistências favoráveis para a estabilidade das estacas, torna-se claro que as estacas moldadas são mais utilizadas na prática do que as cravadas, cujos inconvenientes se revelam na maioria das circunstâncias demasiado restritivos.

A escolha das estacas adequada foi das estacas moldadas. Esta conclusão é possível baseada nos resultados obtidos no objeto de estudo da presente dissertação, isto é, a avaliação dos dois parâmetros comuns aos dois tipos de estaca – resistência de ponta e resistência lateral- que evidenciaram melhores competências, valores mais elevados no caso das estacas moldadas conferindo-lhes melhores competências no caso em questão. Além da avaliação destes parâmetros, outros foram analisados e permitiram concluir a mesma opção. Por esta razão enumera-se e descreve-se em seguida esses parâmetros/situações que descrevem desvantagens das estacas cravadas:

- Possibilidade de grandes perturbações do terreno, podendo causar danos em edificações vizinhas;
- Possibilidade de se danificarem durante o processo de aplicação devido à excessiva energia de cravação;
- Fenómenos de ruído e vibração surgem durante as operações de cravação e deformação no terreno.



## **5. Considerações Finais**

O objectivo principal das fundações indiretas é a transmissão de cargas vindas de uma estrutura, para um estrato do solo resistente, localizado a uma dada profundidade. O recurso a este tipo de fundação deve ser feito quando as camadas superiores do solo não apresentam capacidade resistente para suportar fundações superficiais e a escavação necessária para se atingir camadas resistentes, não é economicamente rentável.

O trabalho realizado visou uma melhor compreensão da resposta de estacas instaladas em solos sem coesão e com nível freático, solicitadas verticalmente. Com este objetivo, foram realizadas modelações numéricas de estacas cravadas e moldadas com tubo recuperado, no programa de elementos finitos FB-MultiPier, onde o comportamento do solo foi modelado através de um conjunto de molas independentes com comportamento não linear, traduzido pelas curvas p-y.

As curvas p-y pertencem a uma família de curvas que representam o comportamento do solo em função da profundidade. Pode admitir-se que estas curvas são compostas essencialmente por três zonas: a primeira zona, corresponde ao domínio das pequenas deformações em que o comportamento do solo é elástico linear; a segunda zona, relativa ao domínio das pequenas a grandes deformações, exhibe o crescimento da resistência do solo com o deslocamento da estaca, mas com uma taxa de crescimento decrescente; e, por último, a terceira zona, corresponde ao domínio das grandes deformações, em que o solo tem um comportamento plástico.

A introdução ao tema em estudo foi realizada através de uma revisão bibliográfica dos métodos de avaliação da capacidade de carga de uma estaca e as consequências da instalação de estacas em maciços arenosos.

A capacidade resistente última de uma estaca representa o valor de carga máxima que lhe pode ser aplicada sem que a mesma sofra rotura mecânica, isto é, corresponde à máxima resistência disponível do conjunto solo – estaca.

Revistos os conceitos teóricos mais preponderantes relacionados com os ensaios de carga analisados ao longo deste trabalho, pode reter-se que os ensaios de carga são a

ferramenta mais eficaz para avaliar a capacidade resistente última de estacas e a resposta destas em tensão/deformação, os ensaios de carga devem ser conduzidos em estacas executadas para esse fim exclusivo, antes do dimensionamento estar concluído, ou em estacas definitivas, que fazem parte do sistema de fundações. Assim, a quantidade de estacas ensaiadas para verificar o projeto deverá ser estabelecido tendo em atenção a inconstância dos terrenos de fundação, as experiências devidamente documentadas do comportamento do mesmo tipo de estacas em situações semelhantes e ainda do número total de estacas e dos seus tipos na fundação a dimensionar.

Por simplicidade de apresentação, entende-se por estacas moldadas as que induzem reduzida perturbação ao solo envolvente e por estacas cravadas aquelas que provocam grandes deslocamentos ao solo durante a sua execução.

O método de instalação da estaca, que é função dos tipos de estaca e de terreno, tem um impacto bastante importante na capacidade de carga, já que, em maior ou menor grau, poderá alterar as características do terreno na vizinhança da estaca assim como o seu estado de tensão.

A cravação de estacas provoca sempre a alteração do solo circundante. Cria-se uma zona de perturbação à volta da estaca, e o volume deslocado densifica o solo à sua volta. Assim sendo, o deslocamento do solo resultante do processo de cravação gera excessos de pressão neutra na proximidade da estaca.

O carregamento cíclico do fuste devido à cravação da estaca provoca variações de volume no solo imediatamente adjacente à superfície da estaca, numa fina camada que se encontra confinada pelo solo circundante. As contrações desta camada provocam diminuição da tensão radial e, logo, da resistência.

A execução de estacas moldadas, se for feita corretamente, provoca perturbações muito pouco significativas. Assim, para efeitos de dimensionamento, e ao contrário do que ocorre no caso de estacas cravadas, os parâmetros dos solos, assim como o seu estado de tensão, correspondentes à situação de repouso podem ser considerados representativos do mesmo após instalação da estaca.

Em estacas moldadas in situ com tubo moldador recuperável, este permite a estabilidade do furo em solos arenosos abaixo do nível freático. Como o tubo é retirado à medida que a estaca é betonada, pode considerar-se que a estaca é moldada contra o terreno.

Com os resultados das campanhas geotécnicas realizadas no terreno em estudo, procurou-se deduzir todos os parâmetros do solo relevantes, de forma a conseguir uma análise fundamentada do comportamento das estacas modeladas.

O comportamento das estacas modeladas nesta dissertação foi simulado utilizando o método das curvas p-y e também foi tida em conta a evolução da carga axial que foi transferida para o terreno. Para isso, foi utilizado um programa de cálculo comercial, FB-MultiPier, onde se modelou o solo, previamente escolhido, considerando os métodos de Reese e de O'Neil, ambos com base em parâmetros fundamentais do maciço terroso.

Com a ajuda do programa FB-MultiPier foi possível concretizar modelações de estacas bastante complexas. A constante evolução do programa tem permitido incluir modelos constitutivos que têm em conta a não linearidade do comportamento dos solos e também do material que constitui a estaca, permitindo, deste modo, simular adequadamente as condições geotécnicas e as condições de carregamento.

A simulação numérica das estacas, realizada no programa de elementos finitos FB-MultiPier, permitiu retirar algumas conclusões acerca do comportamento do sistema solo – estaca, como por exemplo, a resistência de ponta e resistência lateral nas estacas moldadas são superiores às resistências das estacas cravadas e no caso da evolução da percentagem de utilização da capacidade estrutural da estaca ao longo do seu comprimento para um dado caso de carga as estacas cravadas apresentam valores superiores aos das estacas moldadas.

Por fim, depois de avaliados todos os parâmetros positivos e negativos de cada estaca, foi feita a escolha da fundação mais adequada para o solo em estudo: estacas moldadas.



## 6. Sugestões para trabalhos futuros

Com o desenvolvimento deste trabalho tentou contribuir-se para uma melhor compreensão da classificação das estacas, dos materiais utilizados, das vias principais de dimensionamento de estacas carregadas verticalmente com base em ensaios e com a ajuda das modelações das estacas no programa FB-MultiPier estudar o comportamento perante diferentes casos de carga.

Face às conclusões tiradas, sugere-se para futuros desenvolvimentos:

- Estudar a resposta experimental de grupos de estacas com diferentes espaçamentos entre si;
- Desenvolver mais opções de análise ao comportamento das estacas, visto não se ter feito uma análise exaustiva do comportamento das mesmas;
- Avaliar melhor a capacidade resistente de uma estaca para outros ambientes geotécnicos;
- Estudo mais pormenorizado do comportamento das estacas a ações verticais, poder-se-á desenvolver mais ensaios de carga sobre estacas de diferentes tipologias, mas com as mesmas características geométricas, assim poderá levar à sua melhor compreensão;
- Observação continuada de mais casos práticos, que permitam a acumulação de experiência neste domínio, envolvendo tanto carregamentos de curta como também de longa duração;





---

## Referências

- ABREU, J. A. DE. (2014). Avaliação do comportamento de grupos de fundação carregados lateralmente em solo poroso colapsível e tropical do distrito federal.
- Alves, D. F. (2012). Avaliação da carga última de estacas carregadas horizontalmente.
- Andraos, N. C. (2009). *ensaio de carregamento dinâmico em estacas moldadas in loco : contribuições para a seleção do sistema de impacto e amortecimento a partir de retro-análise ensaio de carregamento dinâmico em estacas moldadas in loco : contribuições para a seleção do sistem.*
- Avelino, J. D. 2006. (2006). *Análise de desempenho de estacas de fundação em um terreno com presença de solos moles.*
- Correia, G., & Abel, A, A. teixeira. (2010). Métodos empíricos de previsão da capacidade resistente de estacas cravadas: aplicações com avaliação estatística capacity prediction of driven piles by empirical methods: in 12<sup>o</sup> congresso nacional de geotecnia.
- Esteves, E. F. M. da C. E. (2005). *Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Acções Verticais.*
- Fernal, F. (2003). Provas de carga em estacas escavadas com trado manual em solo colapsível de londrina/pr 388 enteca 2003.
- FERNANDES, D. J. D. R. P. (2010). *Definição de curvas de transferência de carga de estacas em solo residual de granito.*
- Fonseca, A. V. (2007). Relato da Experiência Portuguesa em Ensaio de Carga em Estacas . Parte I : Acções Verticais.
- Francisco, R. F. F. (2007). *Caracterização técnico-económica dos diferentes tipos de fundações profundas.*
- Franco, F. (2011). *Previsão de capacidade resistente de estacas em compressão tendo por base resultados de ensaios em verdadeira grandeza que não atingiram a rotura.* Retrieved from <http://run.unl.pt/handle/10362/6872>
- Henrique, L., & Ferreira, da C. (2012). *Luís Henrique da Costa Ferreira Execução de Estacas – Caso Prático.*

- HUGO ANDRÉ DA SILVA MENDONÇA PEREIRA. (2014). *Análise comparada do comportamento de ensoleiramentos estaqueados e grupos correspondentes de estacas.*
- Lobo, B. de O. (2005). *Método de previsão de capacidade de carga de estacas : aplicação dos conceitos de energia do.*
- Lucas Caliar Lima. (2008). *Analises de Prova de Carga Realizadas em Micro-Estacas Utilizadas no Reforço das Fundações de uma Ponte Histórica no Recife-Pe.*
- Lymon C. Reese; William F. Van Impe. (2001). *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading.*
- Martins, J. B. (2002). UNIVERSIDADE DO MINHO.
- Martins, J. B., & Miranda, T. F. S. (2003). *Ensaio de Penetração nos Solos Graníticos da Região Norte de Portugal . Algumas Correlações.*
- MIGUEL ARTUR DOS SANTOS MATOS. (2010). *Aplicação do método de escavação sequencial a cortinas de estacas e betão.*
- Nienov, F. A. (2006). *Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de santa maria.*
- Pedro Jorge Borges de Sousa Meneses. (2007). *Grupos de Estacas sob Acções Horizontais - Análise com Recurso a Multiplicadores-p.*
- Pereira, G., Jorge, J., Alberto, J., & Técnico, I. S. (2004). *Dynamic pile load test interpretation by capwap analysES.*
- Pereira, J. P. V. V. (2012). *Reforço de fundações com micro-estacas .*
- Pereira, T. A. B. P. (2012). *Análise e dimensionamento de estacas aplicações na região administrativa especial de. [s. n.].*
- Rita, A., & Vieira, R. (2013). *Compressão usando análises em tensão / deformação dissertação para obtenção do grau de mestre em.*
- Rocha, C. de J. T. da. (2012). *Comparação de alguns métodos para o dimensionamento de estacas de brita: Aplicação a um caso de estudo.*
- RODRIGUES, A. F. P. (2012). *Soluções de fundações mistas – caso do viaduto do corgo.*
- RODRIGUES, L. D. A. (2010). *Análise comparativa entre modelo e construção numa cortina de estacas.*

- ROSÁRIO, J. P. S. (2009). *Dimensionamento de fundações por estacas sujeitas a esforços verticais, a partir da interacção maciço-estaca.*
- Santos, P. J. (2002). Estacas sob acções verticais Importância do controlo de qualidade.
- Santos, P. J. A. (2008). Fundações por Estacas Acções Verticais Elementos Teóricos Fundações por Estacas – Acções Verticais.
- Sousa, C. (2006). *Ensaios e análise de resposta de estacas em solo residual do granito sob acções horizontais.* Retrieved from <http://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/12148>
- Teixeira, A. C. M. (2012). *Reliability and Cost Models of Axial Pile Foundations Ana Catarina Martins Teixeira Reliability and Cost Models of Axial Pile Foundations.*



# **Anexos**

## A1. Estaca E2 – Carga 1500kN

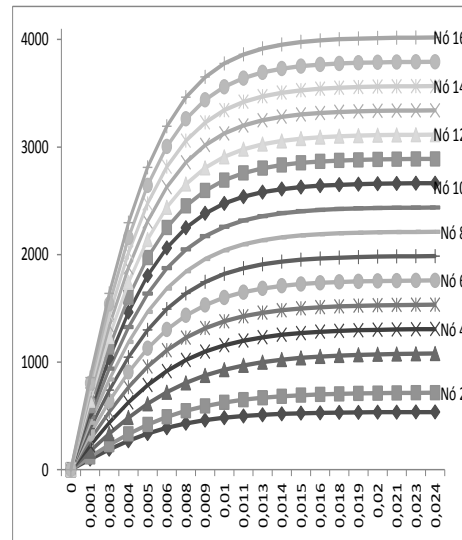
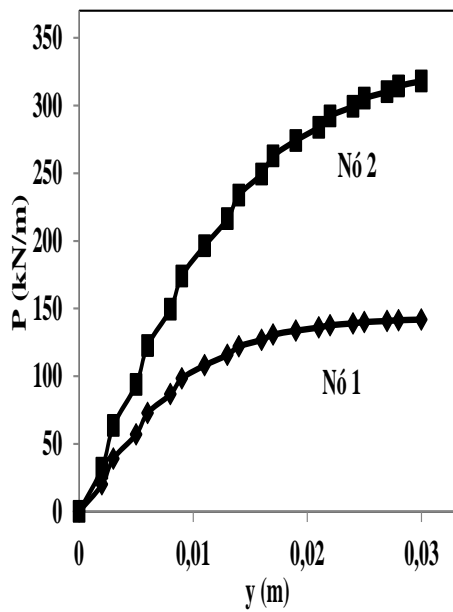


Figura 33 Curvas p-y da E2 para a carga de 1500kN

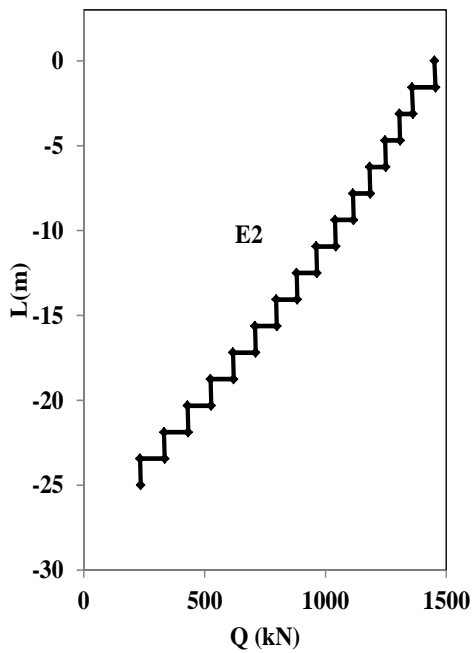


Figura 34 Força axial no topo da estaca  
E2

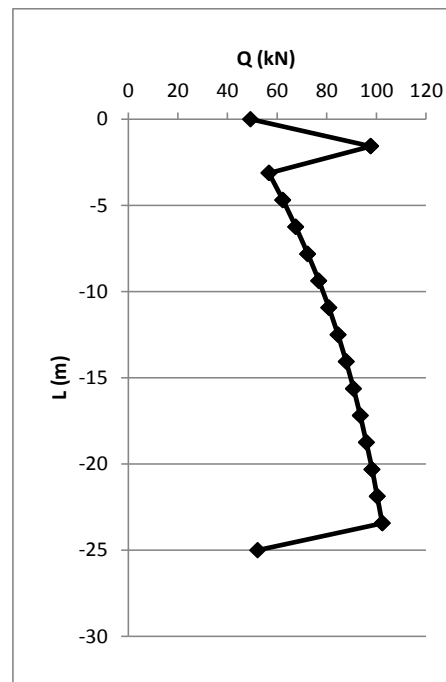


Figura 35 Força axial no solo da estaca  
E2

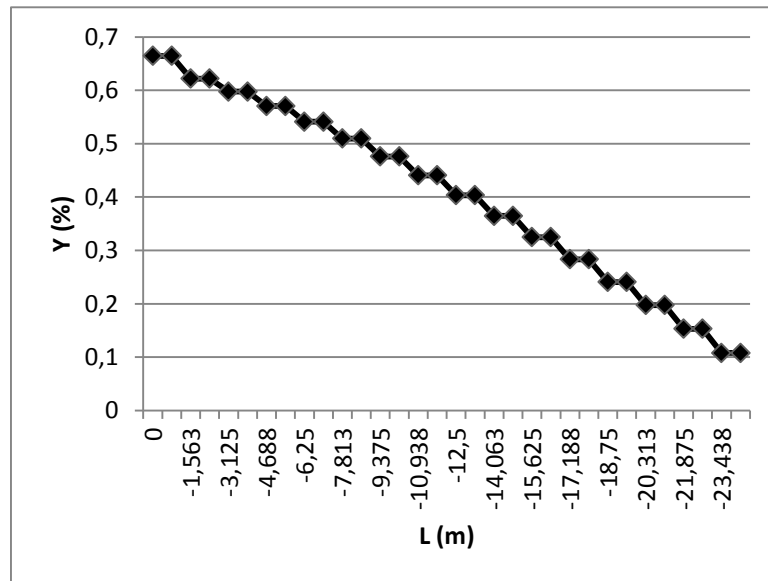


Figura 36 D/C Ratio E2

## A2. Estaca E3 – Carga 2000kN

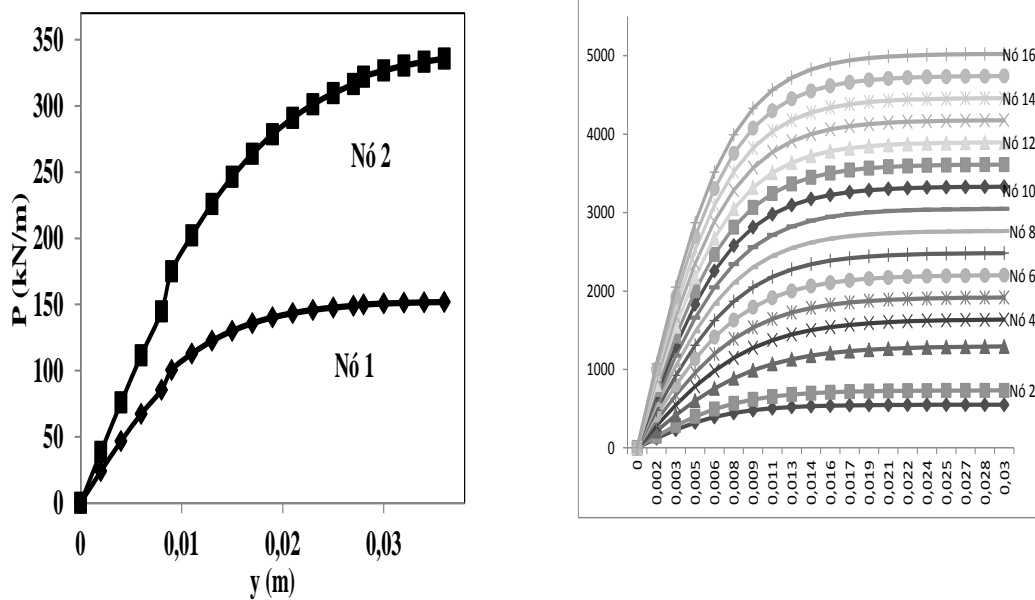


Figura 37 Curvas p-y da E3 para a carga de 2000kN

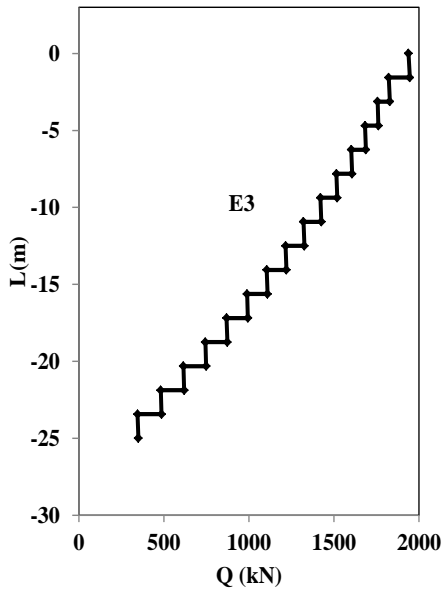


Figura 38 Carga axial no topo da estaca E3

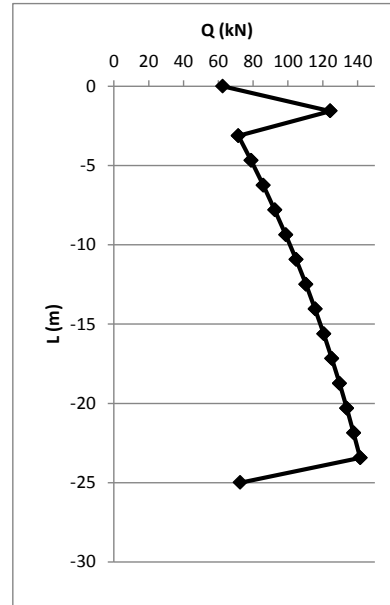


Figura 39 Carga axial no solo da estaca E3

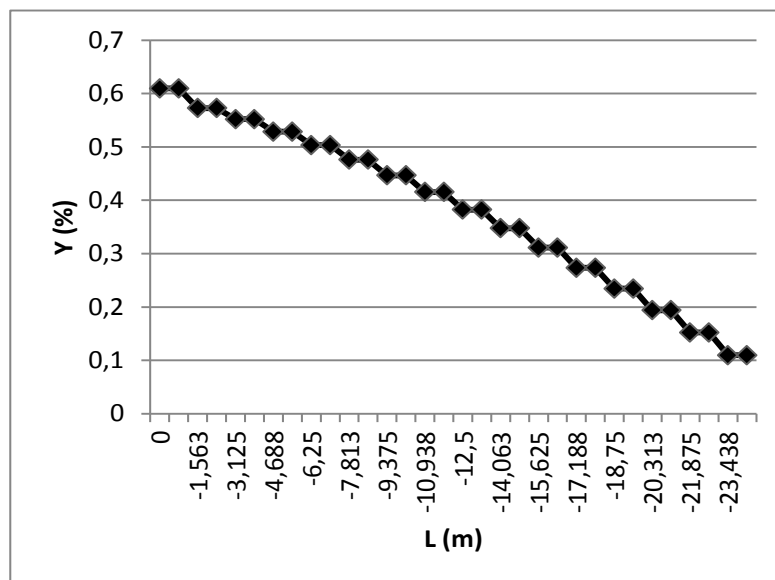


Figura 40 D/C Ratio E3



### A3. Estaca E4 – Carga 2500kN

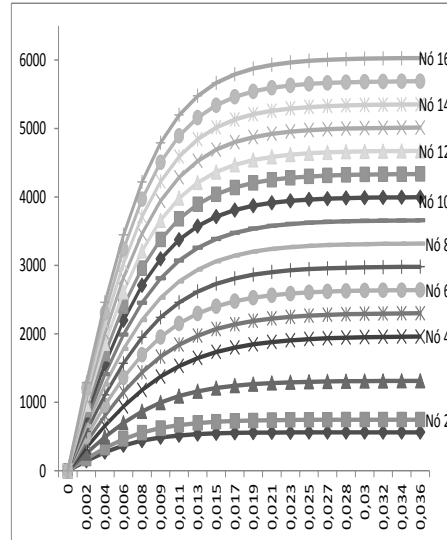
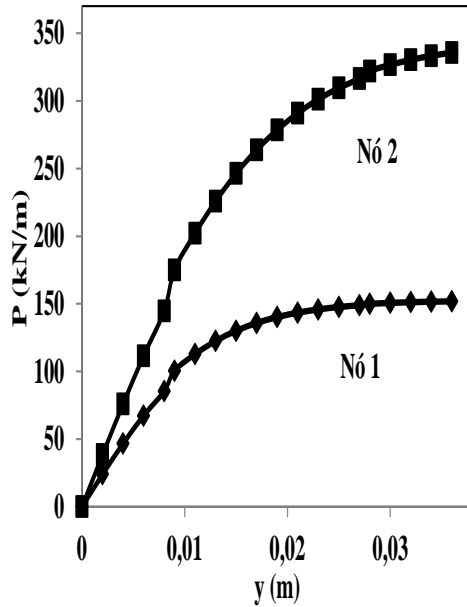


Figura 41 Curvas p-y da E4 para a carga de 2500kN

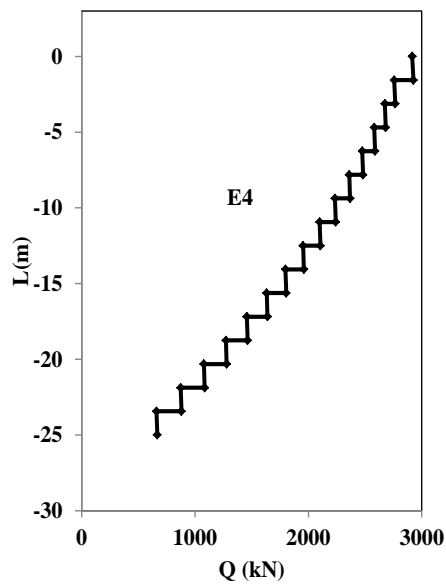


Figura 42 Carga axial no topo da estaca E4

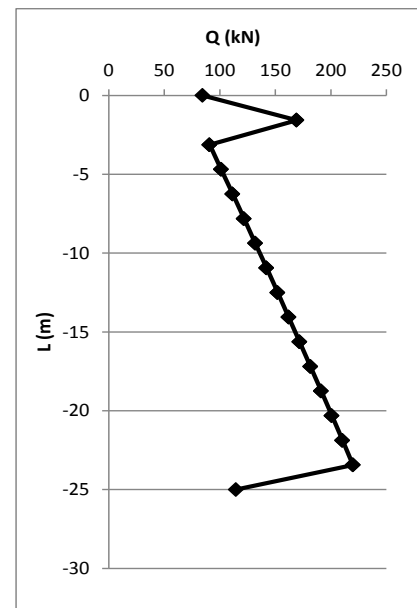


Figura 43 Carga axial no solo da estaca E4

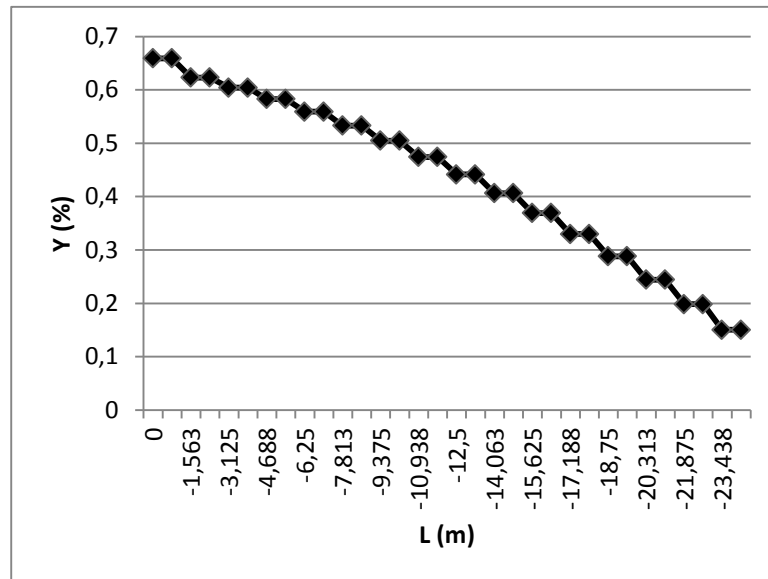


Figura 44 D/C Ratio E4

## A4. Estaca E5 – Carga 3000KN

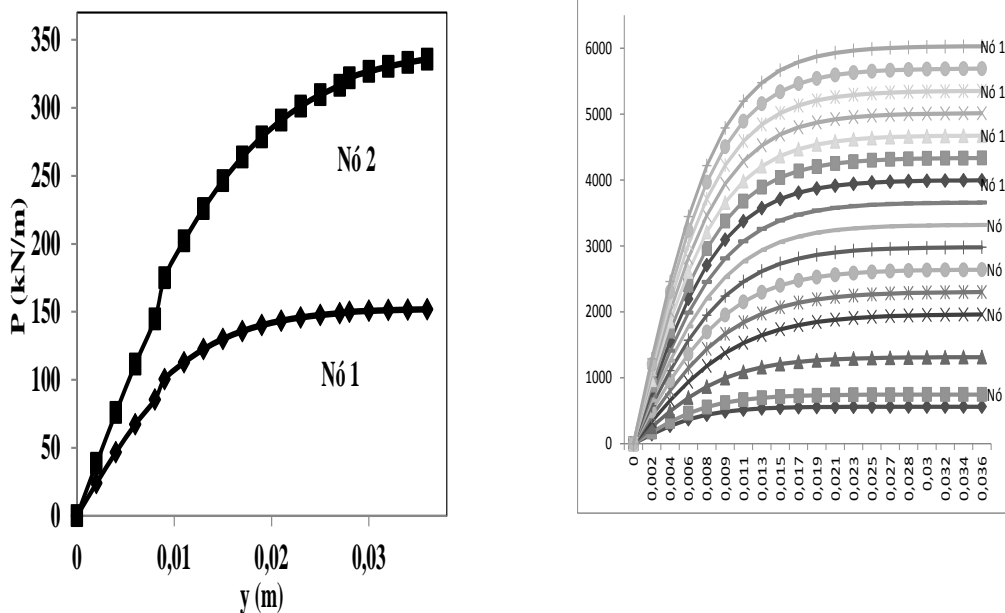


Figura 45 Curvas p-y da E5 para a carga de 3000Kn

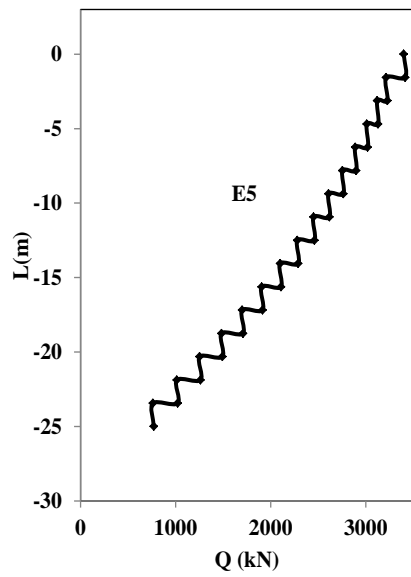


Figura 46 Carga axial no topo da estaca

E5

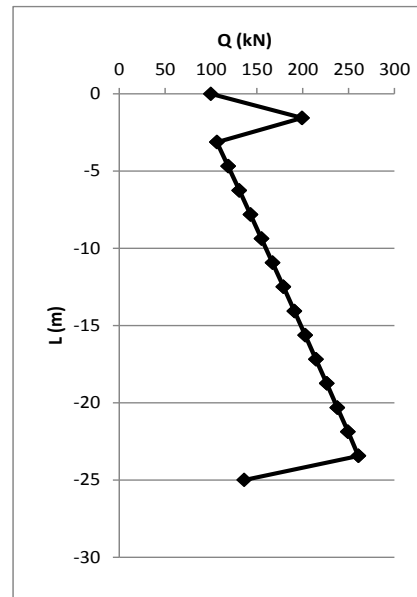


Figura 47 Carga axial no solo da estaca

E5

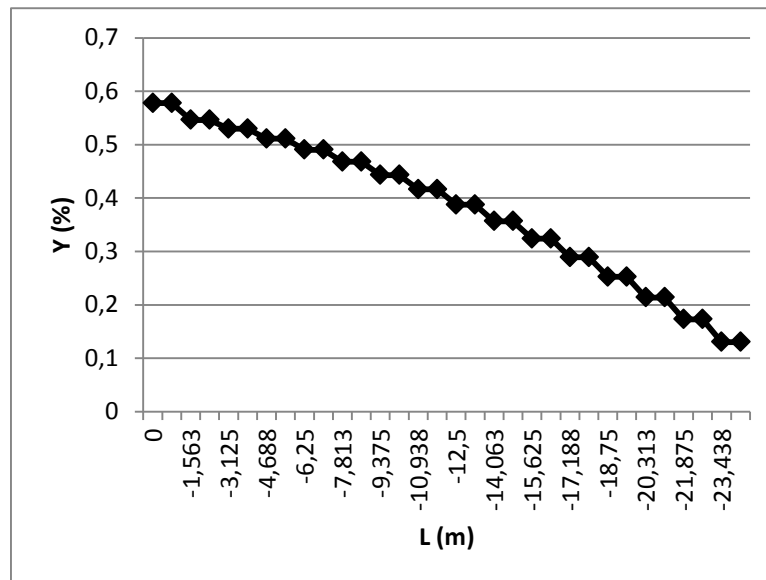


Figura 48 D/C Ratio E5

## A5. Estaca E6 – Carga 3500kN

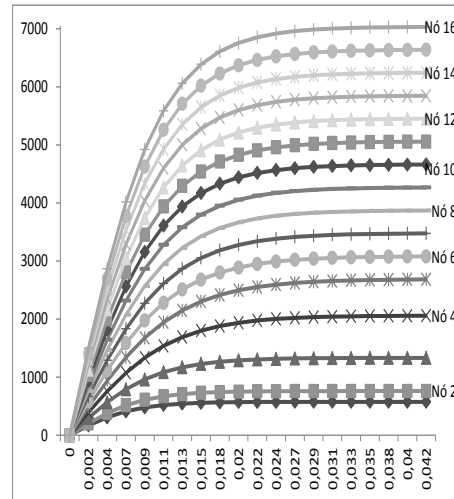
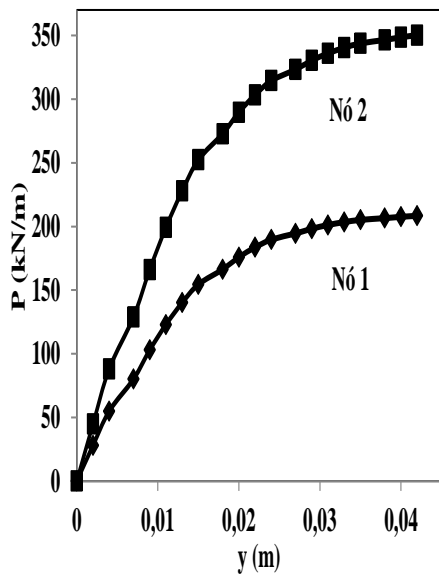


Figura 49 Curvas p-y da E6 para a carga de 3500kN

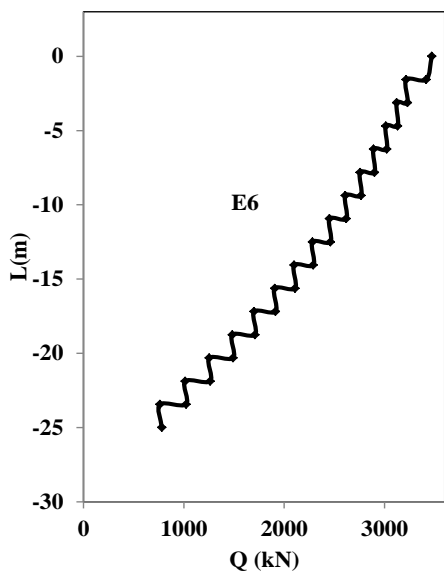


Figura 50 Força axial no topo da estaca E6

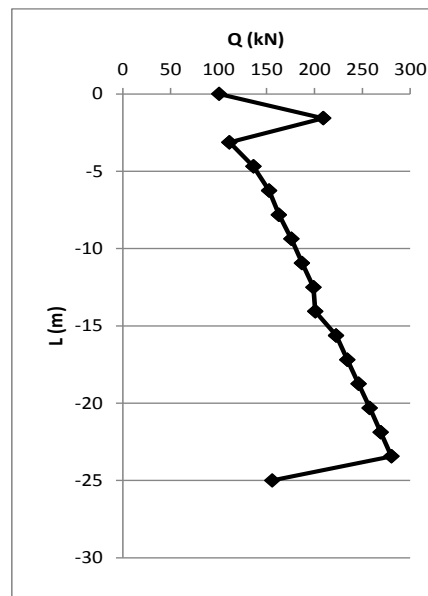


Figura 51 Força axial no solo da estaca E6

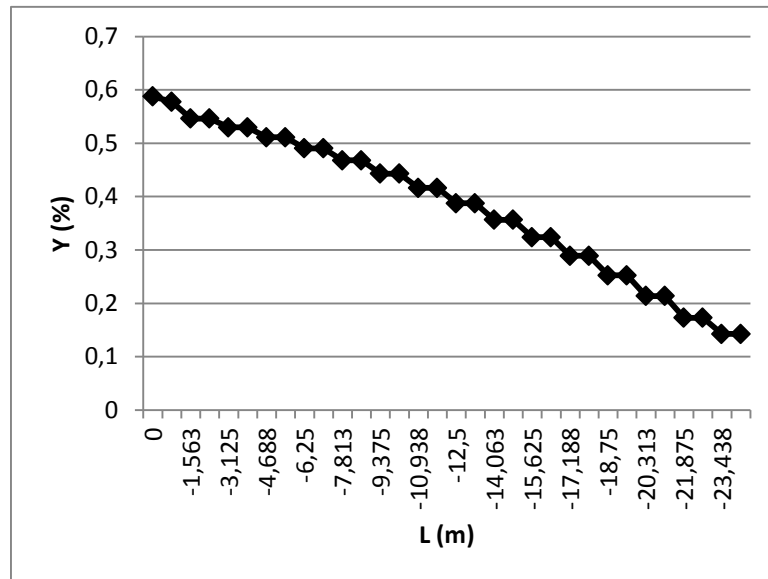


Figura 52 D/C Ratio E6

## A6. Estaca E9 – Carga 1500kN

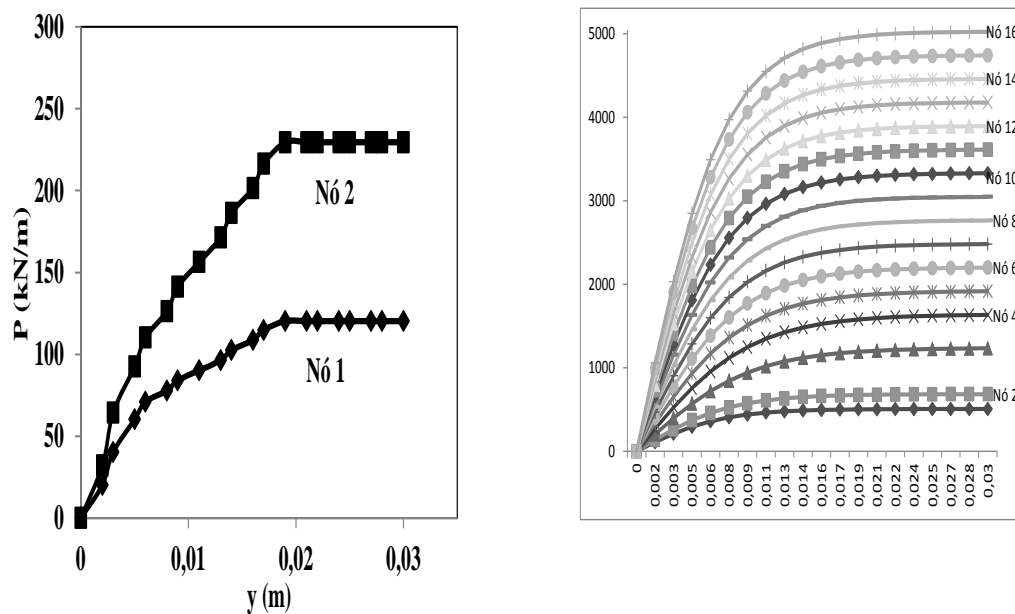
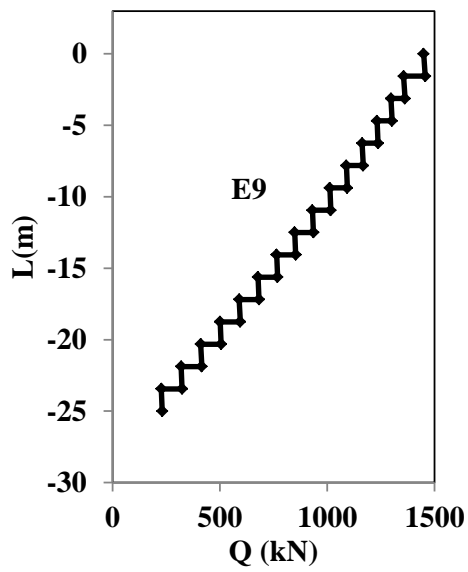
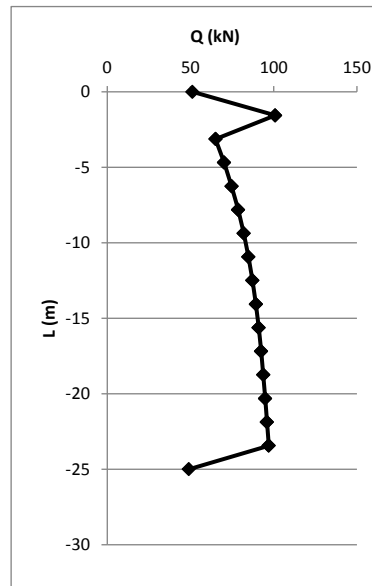


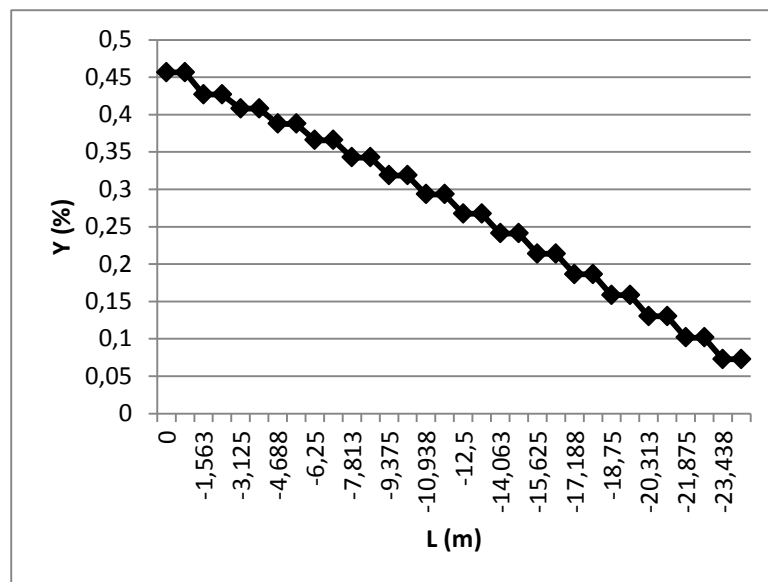
Figura 53 Curvas p-y da E9 para a carga de 1500kN



E9



E9



## A7. Estaca E10 – Carga 2000kN

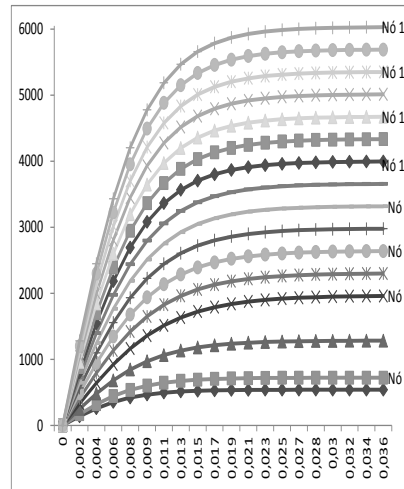
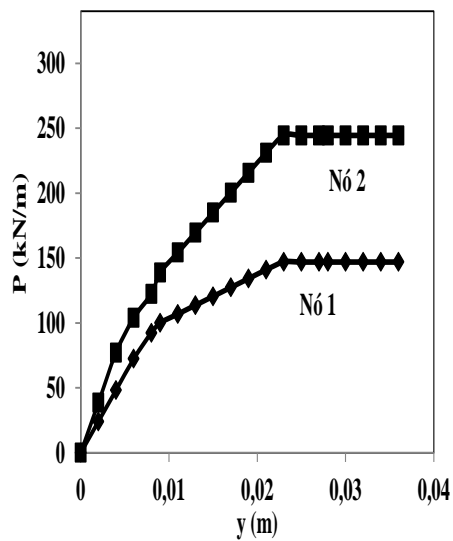


Figura 57 Curvas p-y da E10 para a carga de 2000kN

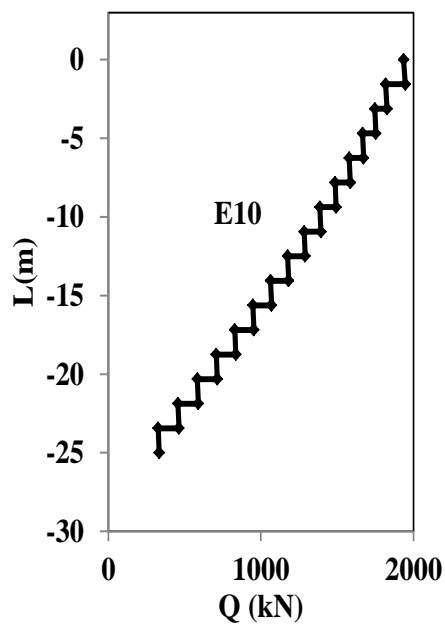


Figura 58 Carga axial no topo da estaca

E10

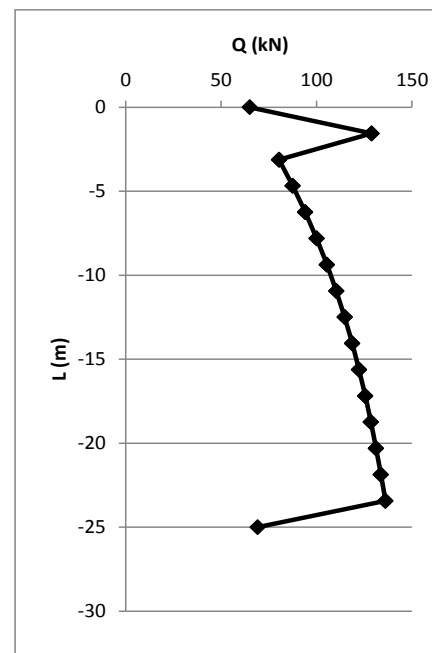


Figura 59 Força axial no solo da estaca

E10

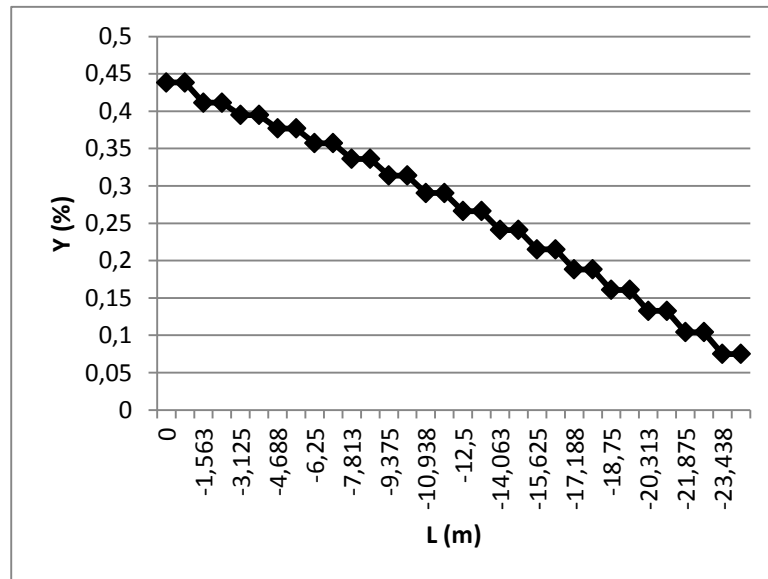


Figura 60 D/C Ratio E10

## A8. Estaca E11 – Carga 2500kN

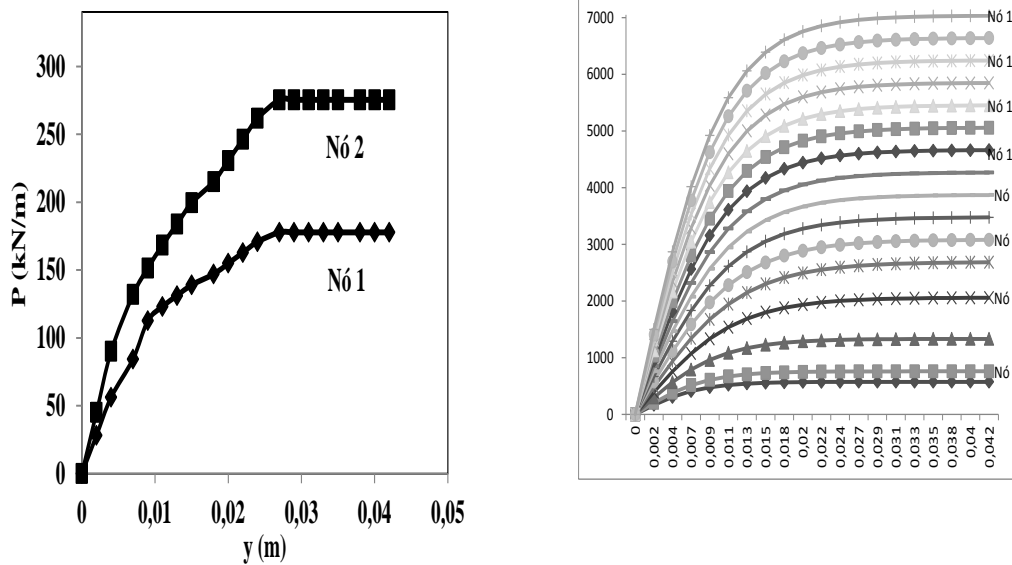


Figura 61 Curvas p-y da E11 para a carga de 2500kN



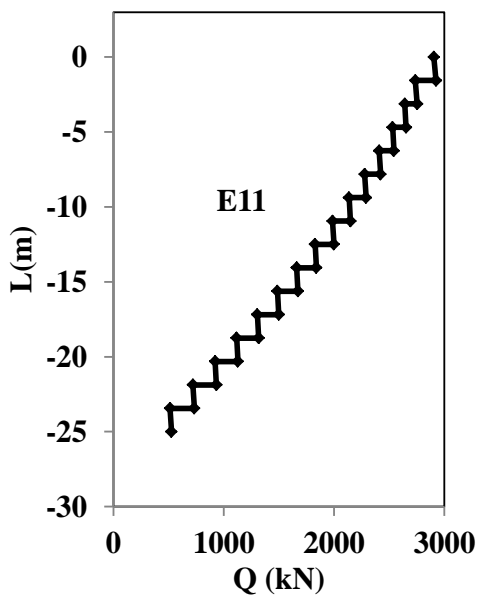


Figura 62 Carga axial no topo da estaca

E11

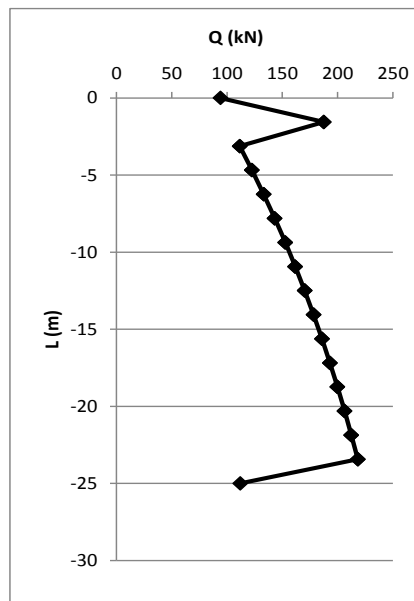


Figura 63 Carga axial no solo da estaca

E11

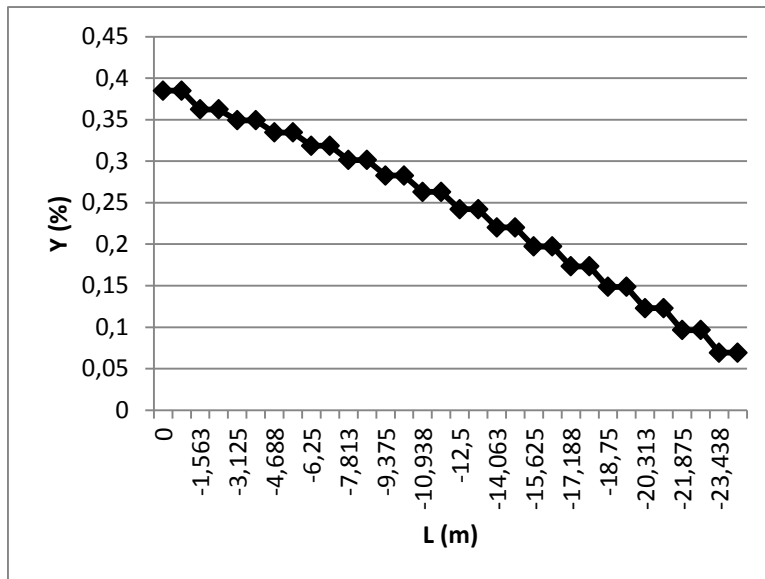


Figura 64 D/C Ratio E11

## A9. Estaca E12 – Carga 3000KN

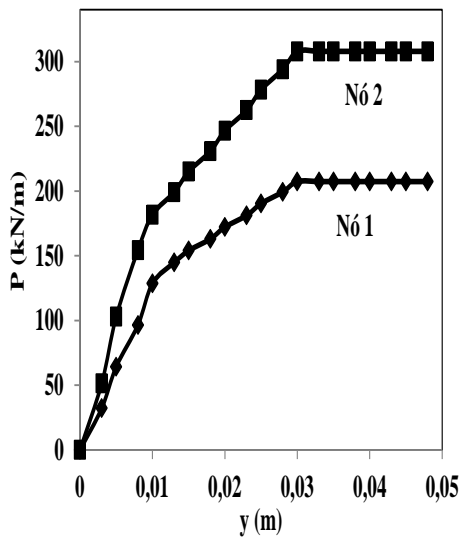


Figura 65 Curvas p-y da E12 para a carga de 3000kN

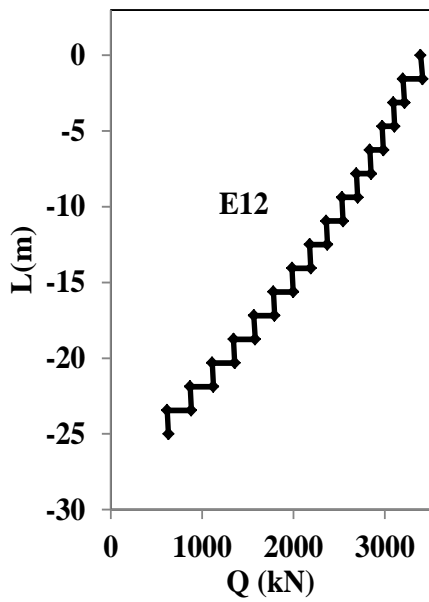
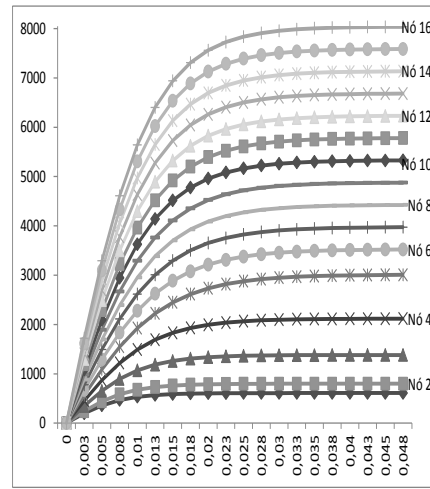


Figura 66 Carga axial no topo da estaca E12

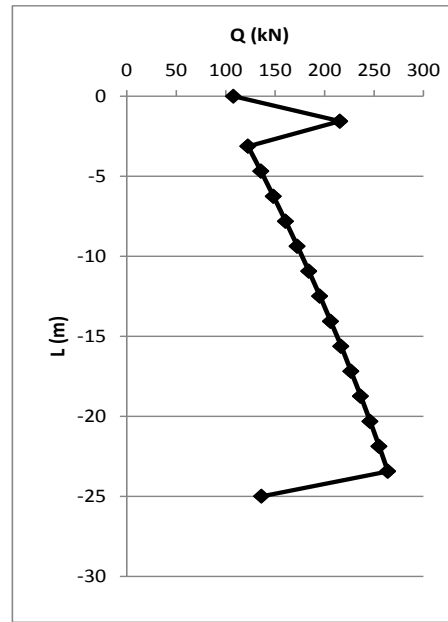


Figura 67 Carga axial no solo na estaca E12

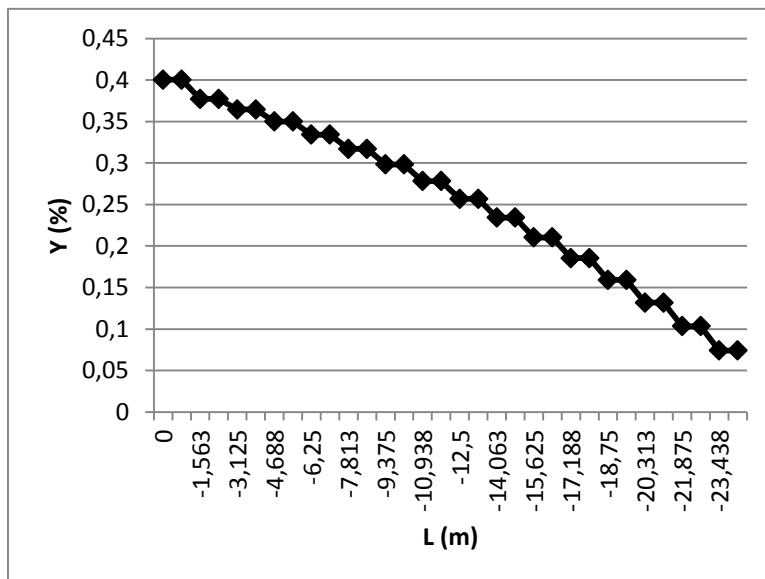


Figura 68 D/C Ratio E12

## A10. Estaca E13 – Carga 3500KN

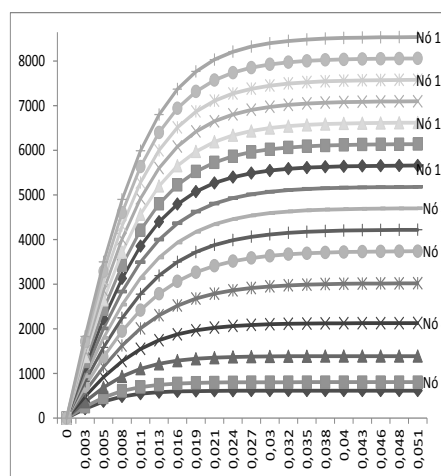
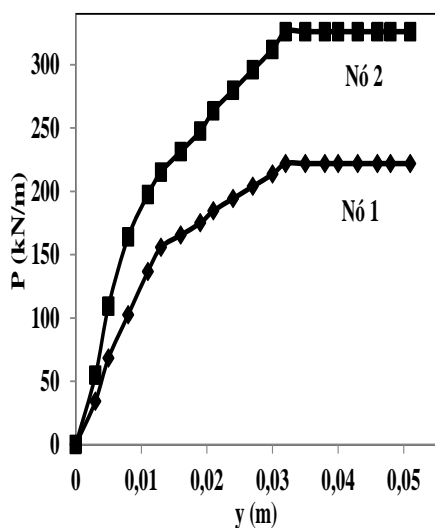


Figura 69 Curvas p-y da E13 para a carga de 3500kN

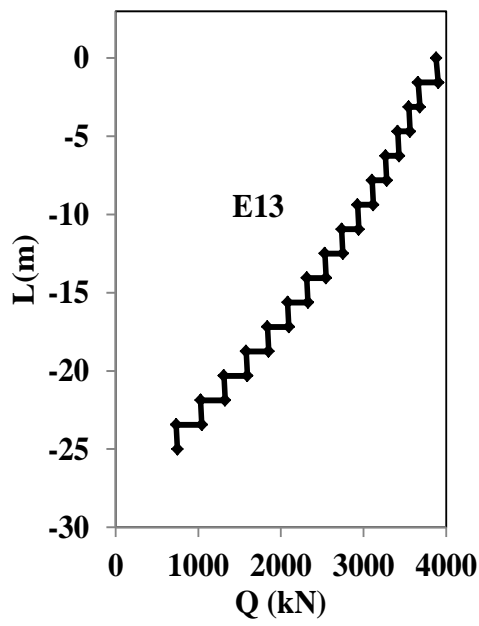


Figura 70 Força axial no topo da estaca  
E13

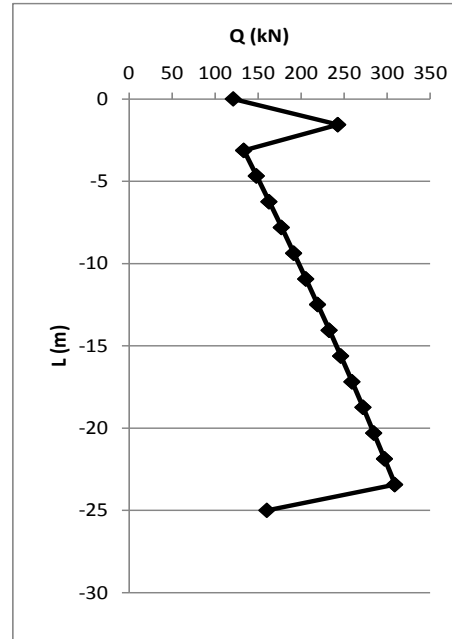


Figura 71 Força axial no solo da estaca  
E13

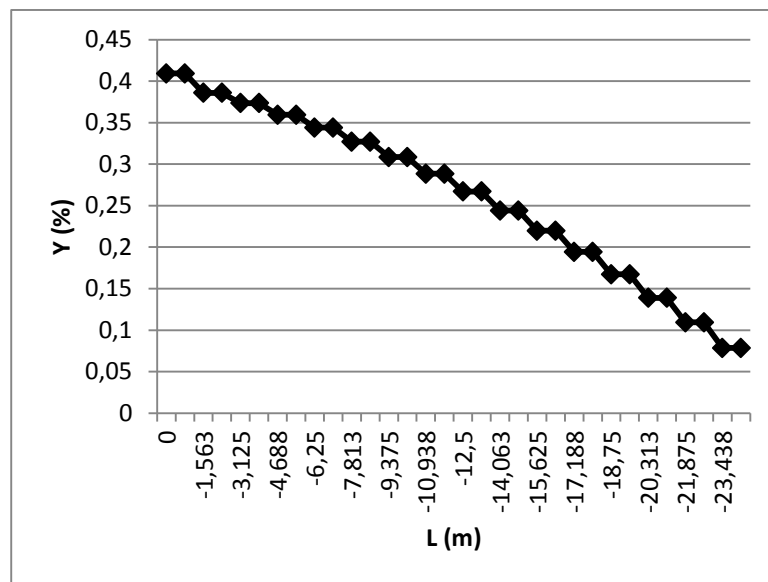


Figura 72 D/C Ratio E13