

**INTERAÇÃO SOLO-ESTACA-ESTRUTURA SOB AÇÕES  
SÍSMICAS CONSIDERANDO O COMPORTAMENTO NÃO  
LINEAR DO SOLO E DO BETÃO ARMADO**

**Guilherme Claro Pisco**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

Orientador: Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos

**Júri**

Presidente: Prof<sup>a</sup>. Doutora Maria Rafaela Pinheiro Cardoso

Orientador: Prof. Doutor Jaime Alberto dos Santos

Vogais: Prof. Doutor Rui Pedro Carrilho Gomes

Prof. Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

**Maio 2018**



## **Declaração**

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.



## **Agradecimentos**

Este trabalho não é apenas meu, é de todos os que sempre estiveram presentes a apoiar-me em todos os momentos, principalmente nos difíceis. Não poderia deixar de o partilhar com todos e agradecer mais uma vez por tudo.

Ao meu orientador, o Professor Jaime Santos, que será sempre uma referência e por quem tenho a maior admiração. Agradeço por me ter transmitido, desde o primeiro dia, o gosto pela geotecnia, pela paciência e disponibilidade constantes, por todas as lições e ensinamentos e pela motivação e entusiasmo ao longo deste percurso.

Ao Eng.º Victor Camacho, pela disponibilidade e contributos vitais para a análise estrutural, os quais enriqueceram de forma fundamental o presente trabalho.

A todos os meus colegas da JETsj, pela compreensão, ensinamentos e apoio ao longo de todo o percurso e trabalhos desenvolvidos. Em particular, agradeço ao Professor Alexandre Pinto, Eng.º António Cristóvão e Eng.º Rui Tomásio pela paciência e por terem acreditado em mim e no meu trabalho. Ao Professor Alexandre Pinto agradeço ainda o papel fundamental que teve ao longo do meu percurso académico, todos os conhecimentos transmitidos e as oportunidades concedidas.

Ao Doutor David Neto, pelas palavras e conselhos fundamentais para que conseguisse levar este trabalho até ao fim.

Ao Bruno, pela forma como sempre me recebeu, pela amizade e o pelo gesto que possibilitou a entrega do presente trabalho.

Aos “Senegaleses” pelos últimos 10 anos, por estarem sempre presentes, pela amizade e boa disposição constante tão fundamental quando as coisas correm menos bem e só precisamos de uma boa gargalhada.

Aos Wong, os meus tios e primos que são como pais e irmãos. Nunca poderei agradecer tudo o que fazem por mim. Obrigado por me receberem e deixarem fazer parte da vossa família. Obrigado Rafa pelo apoio e disponibilidade ao longo de todo o trabalho. Agora é jogar!

Ao meu irmão, por me ter protegido, ajudado e estado sempre presente desde o dia em que nasci. Sou um sortudo por ter tido alguém assim a olhar por mim, agradeço-te por tudo. À minha cunhada por ter sempre um miminho e a palavra certa quando precisamos. Aos dois pela Catarina e pelo Vicente, as maiores alegrias que um tio pode ter.

Aos meus pais, pelos valores que sempre me transmitiram e pelo apoio incondicional que sempre me deram, independentemente da situação. Em especial agradeço à minha mãe, pela força, pelo exemplo e por sempre ter lutado por mim. Por ser um suporte constante na minha vida. Devo-te tudo, obrigado.

Por último, à minha companheira de vida. À Catarina agradeço a paciência, por aguentar tudo e por estar sempre presente. Por se sacrificar, pela compreensão e por todo o amor. Obrigado por nunca me deixares desistires e por puxares por mim quando foi necessário. Este trabalho é tão meu como teu, sem ti nunca teria sido possível. Espero que continues a ser a minha companheira para as aventuras que hão de vir!

Obrigado a todos!



## Resumo

Na presente dissertação serão abordados e analisados os fenômenos de interação sísmica solo-estaca-estrutura, considerando o comportamento não linear dos materiais, solo e betão armado. Serão tratadas as problemáticas de interação cinemática (solo-estaca), inercial (estaca-estrutura), separadamente e em conjunto, bem como a conceção de peças de betão armado sujeitas a deslocamentos impostos.

Para tal, recorre-se a dois programas computacionais diferentes. programa CINEMAT, que resulta da combinação do modelo BDWF - Beam on a Dynamic Winkler Foudation com um modelo de propagação unidimensional das ondas de corte sísmicas, em que se considera o comportamento não linear do solo através do método linear equivalente. E o segundo referente ao programa PIER, que permite avaliar a capacidade de deformação de estruturas reticuladas de betão armado com base em análise não lineares.

O efeito do fenómeno cinemático será avaliado para estacas com baixa capacidade de deformação e com comprimentos não armados, tecendo-se considerações quanto à operacionalidade das estacas após a ocorrência de um sismo.

O modelo BDWF será adaptado com o objetivo de descrever o fenómeno global de interação, validando-se as alterações introduzidas através da comparação com modelo numérico tridimensional elástico, para diferentes ações e relações de frequências entre a estrutura e o terreno.

Após validação, será analisado um caso de estudo correspondente a um modelo estaca-estrutura numa formação aluvionar, aferindo-se a resposta da estaca sujeita ao efeito global da interação sísmica considerando o comportamento não linear do solo e do betão armado da estaca.

**Palavras-chave:** Interação sísmica Solo-Estaca-Estrutura; BDWF (Beam on Dynamic Winkler Foundation); Comportamento não linear solo; Comportamento não linear betão armado.





## **Abstract**

In this thesis, the soil-pile-structure seismic interaction is investigated. The non-linear behaviour of the materials, soil and reinforced concrete are considered in the analysis. The kinematic soil-pile interaction and inertial pile-structure interaction are studied separately and has a unique phenomenon, as well as the design of reinforced concrete elements subjected to imposed displacement.

To model the soil-pile interaction the CINEMAT computational program is used. This software integrates the Beam on a Dynamic Winkler Foundation method (BDWF), a model of one-dimensional seismic wave propagation and the linear equivalent method to account for soil non-linear behaviour. The non-linear behaviour of the reinforced concrete subjected to imposed displacements is modelled with the software PIER.

The effect of the kinematic interaction is evaluated for a case of a pile with low deformability and for a case of a pile with a non-reinforced length. The conclusions are presented.

The BDWF model is adapted to consider the global interaction phenomenon. The new approach is calibrated and validated by comparison with a three-dimensional finite element elastic model, for several types actions and frequency relations.

A case study of the pile-structure model in an alluvium formation is analysed, considering the global seismic interaction effect and both soil and reinforced concrete non-linear behaviour.

**Keywords:** Seismic soil-pile-structure interaction; BDWF (Beam on Dynamic Winkler Foundation); Non-linear behaviour of the soil; Non-linear behaviour of the reinforced concrete;



# Índice Geral

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUÇÃO</b>  | <b>1</b>  |
| <b>2</b> | <b>INTERAÇÃO SÍSMICA SOLO-ESTACA-ESTRUTURA</b>   | <b>3</b>  |
| 2.1      | Introdução   | 3         |
| 2.2      | Interação cinemática solo-estaca   | 3         |
| 2.3      | Interação inercial estaca-estrutura  | 6         |
| 2.4      | Métodos de análise dos fenómenos de interação  | 8         |
| 2.4.1    | Modelos de análise simplificados para estacas isoladas                                     | 8         |
| 2.4.2    | Modelos de análise com métodos rigorosos   | 8         |
| 2.4.3    | Modelos de análise com meios discretos para estacas isoladas                               | 9         |
| 2.5      | Modelo BDWF (Beam on Dynamic Winkler Foundation) para uma estaca isolada                   | 9         |
| 2.5.1    | Descrição e soluções analíticas do modelo  | 9         |
| 2.5.2    | Coeficiente de amortecimento do solo   | 12        |
| 2.5.3    | Módulo de reação das molas   | 14        |
| 2.6      | Interação global solo-estaca-estrutura – combinação de efeitos                             | 16        |
| 2.6.1    | Abordagem direta   | 16        |
| 2.6.2    | Abordagem subestruturada   | 16        |
| 2.7      | Programa de análise da interação solo estaca e do comportamento não linear do solo         | 18        |
| 2.8      | Conclusões   | 19        |
| <b>3</b> | <b>CONCEÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM BETÃO ARMADO SUJEITOS A DESLOCAMENTOS IMPOSTOS</b> | <b>21</b> |
| 3.1      | Introdução   | 21        |
| 3.2      | Comportamento mecânico de elementos em betão armado  | 21        |
| 3.3      | Ductilidade de elementos de betão armado e os parâmetros que a influenciam                 | 24        |
| 3.3.1    | Nível de confinamento do betão   | 25        |
| 3.3.2    | Forma e dimensão da secção transversal   | 26        |
| 3.3.3    | Capacidade resistente do material  | 26        |
| 3.3.4    | Nível de esforço axial   | 27        |
| 3.3.5    | Pormenorização das armaduras de flexão   | 27        |
| 3.3.6    | Outros parâmetros que influenciam a ductilidade  | 28        |
| 3.4      | Relações constitutivas dos materiais   | 29        |

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| 3.4.1    | Relação constitutiva do betão.....  | 29        |
| 3.4.2    | Relação constitutiva do aço.....  | 32        |
| 3.5      | Programa de análise não linear do comportamento do betão armado.....  | 33        |
| 3.6      | Conclusões.....   | 34        |
| <b>4</b> | <b>INTERAÇÃO CINEMÁTICA SOLO-ESTACA – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTACA ISOLADA NUMA FORMAÇÃO ALUVIONAR.....</b>   | <b>35</b> |
| 4.1      | Introdução.....   | 35        |
| 4.2      | Modelo geotécnico.....  | 35        |
| 4.3      | Ações consideradas.....   | 37        |
| 4.4      | Definição das propriedades dos materiais.....   | 38        |
| 4.5      | Casos de estudo considerados.....   | 39        |
| 4.5.1    | Introdução.....   | 39        |
| 4.5.2    | Aspetos gerais relacionados com as distribuições de armaduras.....  | 39        |
| 4.5.3    | Estaca com baixa capacidade de deformação.....  | 41        |
| 4.5.4    | Estaca de trado contínuo.....   | 43        |
| 4.6      | Processo iterativo de cálculo.....  | 45        |
| 4.7      | Apresentação e análise dos resultados.....  | 47        |
| 4.7.1    | Estaca com baixa capacidade de deformação.....  | 47        |
| 4.7.2    | Estaca de trado contínuo.....   | 51        |
| 4.8      | Conclusões.....   | 55        |
| <b>5</b> | <b>VALIDAÇÃO DO MODELO BDWF APLICADO AO FENÓMENO DE INTERAÇÃO SÍSMICA SOLO-ESTACA-ESTRUTURA.....</b>  | <b>57</b> |
| 5.1      | Introdução.....   | 57        |
| 5.2      | Novo modelo de cálculo - alterações no programa de cálculo CINEMAT.....   | 57        |
| 5.3      | Breve descrição das equações do oscilador de 1 grau de liberdade.....   | 59        |
| 5.4      | Validação do modelo de cálculo.....   | 60        |
| 5.4.1    | Considerações gerais.....   | 60        |
| 5.4.2    | Comparação do efeito cinemático no programa CINEMAT para situação de massa totalmente concentrada nos nós e massa distribuída ao longo do elemento barra..... | 63        |
| 5.4.3    | Comparação da resposta de um oscilador de 1 grau de liberdade no modelo tridimensional de elementos finitos e no programa CINEMAT.....                        | 63        |
| 5.4.4    | Comparação do modelo tridimensional com o programa CINEMAT para diferentes relações entre as frequências da estrutura e do solo.....                          | 65        |

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| 5.4.5    | Considerações sobre a validação do modelo.....  | 70        |
| 5.5      | Conclusões .....  | 70        |
| <b>6</b> | <b>INTERAÇÃO SÍSMICA GLOBAL SOLO-ESTACA-ESTRUTURA – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTACA ISOLADA NUMA FORMAÇÃO ALUVIONAR.....</b> | <b>73</b> |
| 6.1      | Introdução.....   | 73        |
| 6.2      | Comparação de resultados do programa PIER e CINEMAT no domínio elástico .....   | 73        |
| 6.3      | Caso de estudo de uma estaca com baixa capacidade de deformação.....  | 75        |
| 6.3.1    | Descrição geral.....  | 75        |
| 6.3.2    | Apresentação e análise dos resultados.....  | 75        |
| 6.4      | Conclusões .....  | 77        |
| <b>7</b> | <b>CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>  | <b>79</b> |
| 7.1      | Conclusões .....  | 79        |
| 7.2      | Desenvolvimentos futuros .....  | 80        |
|          | <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>  | <b>81</b> |



## Índice de Figuras

|  |    |
|--|----|
| Figura 2.1 – Parâmetros que influenciam o fenómeno de interação Cinemática solo-estaca.....  | 4  |
| Figura 2.2 – Variação do parâmetro $l_u$ [adaptado de Fan et al., (1991)] .....  | 5  |
| Figura 2.3 – Comportamento do sistema solo-estaca na zona de interface entre camadas.....  | 6  |
| Figura 2.4 – Comportamento flexível de estacas [adaptado de Santos(1999)].....   | 7  |
| Figura 2.5 – Modelo BDWF .....   | 10 |
| Figura 2.6 – Modelo de Flores-Berrone e Whitman (1982).....  | 11 |
| Figura 2.7 - Modelos de amortecimento por radiação, a) Modelo proposto por Novak et al. (1978) b) Modelo proposto por Gazetas e Dobry (1984a e 1984b) [adaptada de Gazetas e Dobry, (1984a)] ..... | 13 |
| Figura 2.8 - Variação do coeficiente de amortecimento por radiação. Comparação de diferentes formulações .....   | 13 |
| Figura 2.9 - Variação do coeficiente, $\delta$ . Comparação de diferentes formulações .....  | 14 |
| Figura 2.10 – Valores de $k/E_s$ em função de $E_s$ [adaptado de Santos (1999)].....   | 16 |
| Figura 3.1 – Comportamento elástico linear vs comportamento real do betão armado .....   | 22 |
| Figura 3.2 – Diagramas de extensões e tensões.....   | 23 |
| Figura 3.3 – Relação entre momentos, curvaturas e rigidez de uma secção [adaptado de Priestley & Kowalky (2000)].....  | 24 |
| Figura 3.4 – Relação tensão-deformação ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) do betão simples e confinado.....   | 25 |
| Figura 3.5 – Expansão transversal do betão e ação sobre as cintas de confinamento [adaptado de Lopes (2008)].....  | 25 |
| Figura 3.6 – Efeito do esforço axial sobre as curvaturas de cedência e últimas .....   | 27 |
| Figura 3.7 – Relação constitutiva do betão confinado e não confinado [adaptado de Mander et al. (1988)] .  | 29 |
| Figura 3.8 – Definição do núcleo efetivamente confinado [adaptado de Mander et al, (1988)].....  | 31 |
| Figura 3.9 – Relação constitutiva do aço adotada [adaptado de Pipa (1993)] .....   | 32 |
| Figura 4.1 – Comportamento não linear dos solos - Curvas $G/G_0$ - $\gamma$ e $\xi$ - $\gamma$ [adaptado de Santos (1999)] .....   | 36 |
| Figura 4.2 – Acelerograma (esquerda) e espectro de resposta (direita) adotado nos cálculos - Kobe-JMA (1995) [adaptado de Santos,1999].....  | 37 |
| Figura 4.3 – Relação Constitutiva do aço A500 .....  | 38 |
| Figura 4.4 – Definição das secções da estaca.....  | 40 |
| Figura 4.5 - Relações Constitutivas das Secções S1/S4 e S2/S3 em betão armado.....   | 42 |
| Figura 4.6 – Relações Momentos-Curvaturas das secções S1/S4 e S2/S3.....   | 42 |
| Figura 4.7 - Relação Constitutiva da Secção não armada.....  | 44 |
| Figura 4.8 – Relação Momentos-Curvaturas da secção não armada.....   | 44 |

|   |           |
|---|-----------|
| Figura 4.9 – Fluxograma representativo do processo de cálculo iterativo.....  | 45        |
| Figura 4.10 – Perfil de deslocamentos do solo e da estaca.....  | 48        |
| Figura 4.11 – Distribuição de momentos da estaca .....  | 48        |
| Figura 4.12 -Curva de dimensionamento de flexão composta.....   | 49        |
| Figura 4.13 – Distribuição de curvaturas na estaca .....  | 50        |
| Figura 4.14 - Perfil de deslocamentos do solo e da estaca .....   | 52        |
| Figura 4.15 - Distribuição de curvaturas na estaca .....  | 53        |
| Figura 5.1 – Modelo BDWF adaptado ao fenômeno de interação global .....   | 58        |
| Figura 5.2 – Barra em consola com massa concentrada na extremidade: a) Propriedades da barra; b) Forças atuantes na massa [adaptado de Clough e Penzien (1995)] .....   | 59        |
| Figura 5.3 – Modelação da estaca e solo por elementos finitos [adaptado de Santos (1999)] .....   | 61        |
| Figura 5.4 – Propriedades dos modelo e malha de elementos finitos do modelo de cálculo .....  | 62        |
| <i>Figura 5.5 - <math> y </math> vs <math>f/f_0</math> – Comparação do modelo de massa distribuída e massa concentrada – Cabeça da estaca .....</i>   | <i>63</i> |
| <i>Figura 5.6 - <math> M </math> vs <math>f/f_0</math> – Comparação do modelo de massa distribuída e massa concentrada – Cabeça da estaca .....</i>   | <i>63</i> |
| <i>Figura 5.7 – Oscilador de um grau de liberdade com massa concentrada no topo.....</i>  | <i>64</i> |
| <i>Figura 5.8 – Deformada do oscilador de um grau de liberdade.....</i>   | <i>64</i> |
| <i>Figura 5.9 - <math> M </math> vs <math>f/f_0</math> – Oscilador de 1 grau de liberdade .....</i>   | <i>65</i> |
| <i>Figura 5.10 - <math> V </math> vs <math>f/f_0</math> – Oscilador de 1 grau de liberdade .....</i>  | <i>65</i> |
| <i>Figura 5.11 - <math> y </math> vs <math>f/f_0</math> – Oscilador de 1 grau de liberdade .....</i>  | <i>65</i> |
| <i>Figura 5.12 – Função de transferência dos momentos na cabeça da estaca – <math>f_{estrutura} = f_{solo}</math> .....</i>   | <i>66</i> |
| <i>Figura 5.13 - <math> M </math> vs <math>f/f_0</math> – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe – <math>f_{estrutura} = f_{solo}</math>.....</i>  | <i>66</i> |
| <i>Figura 5.14 – Função de transferência do esforço transverso na cabeça da estaca – <math>f_{estrutura} = f_{solo}</math> .</i>  | <i>66</i> |
| <i>Figura 5.15 - <math> V </math> vs <math>f/f_0</math> – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe – <math>f_{estrutura} = f_{solo}</math> .....</i>   | <i>66</i> |
| <i>Figura 5.16 - <math> M </math> vs <math>f/f_0</math> – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe – Análise da influência dos parâmetros <math>\delta</math> e da rigidez da estrutura, <math>EI</math> .....</i> | <i>67</i> |
| <i>Figura 5.17 – Função de transferência dos momentos na cabeça da estaca – <math>f_{estrutura} = 3 \times f_{solo}</math>.....</i>   | <i>68</i> |
| <i>Figura 5.18 - <math> M </math> vs <math>f/f_0</math> – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe – <math>f_{estrutura} = 3 \times f_{solo}</math> .....</i>  | <i>68</i> |
| <i>Figura 5.19 – Função de transferência do esforço transverso na cabeça da estaca – <math>f_{estrutura} = 3 \times f_{solo}</math> .....</i>   | <i>68</i> |
| <i>Figura 5.20 - <math> V </math> vs <math>f/f_0</math> – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe – <math>f_{estrutura} = 3 \times f_{solo}</math> .....</i>  | <i>68</i> |



|  |           |
|--|-----------|
| <i>Figura 5.21 – Função de transferência dos momentos na cabeça da estaca – <math>f_{estrut} = f_{solo}/3</math> .....</i>                               | <i>69</i> |
| <i>Figura 5.22 - <math> M </math> vs <math>f/f_0</math> – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe – <math>f_{estrut} = f_{solo}/3</math> .....</i> | <i>69</i> |
| <i>Figura 5.23 – Função de transferência do esforço transversal na cabeça da estaca – <math>f_{estrut} = f_{solo}/3</math> .....</i>                     | <i>69</i> |
| <i>Figura 5.24 - <math> V </math> vs <math>f/f_0</math> – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe – <math>f_{estrut} = f_{solo}/3</math> .....</i> | <i>69</i> |
| <i>Figura 6.1 – Comparação do diagrama de momentos da estaca nos dois programas .....</i>  | <i>74</i> |
| <i>Figura 6.2 - Comparação do diagrama de esforço transversal da estaca nos dois programas .....</i>   | <i>74</i> |
| <i>Figura 6.3 - Distribuição de curvaturas na estaca .....</i>   | <i>76</i> |



## Índice de Quadros

|  |    |
|--|----|
| Quadro 4.1 – Parâmetros Geotécnicos adotados (adaptado de Santos, 1999) .....                                  | 36 |
| Quadro 4.2 – Parâmetros definidores da relação constitutiva do aço A500 .....                                  | 38 |
| Quadro 4.3 – Parâmetros definidores das relações constitutivas das secções S1/S4 e S2/S3 em betão armado ..... | 42 |
| Quadro 4.4 – Valores das curvaturas e momentos de cedência e últimos das secções S1/S4 e S2/S3 .....           | 42 |
| Quadro 4.5 – Parâmetros definidores da relação constitutiva da secção não armada .....                         | 44 |
| Quadro 4.6 – Valores das curvaturas e momentos de cedência e últimos da secção não armada .....                | 44 |
| Quadro 4.7 – Resumo dos resultados da análise da estaca em termos de curvaturas .....                          | 50 |
| Quadro 4.8 – Resumo dos resultados da análise da estaca não armada em termos de curvaturas .....               | 53 |
| Quadro 6.1 – Resumo dos resultados da análise da estaca em termos de curvaturas (cabeça da estaca) ..          | 75 |



## SIMBOLOGIA

Alguns dos símbolos utilizados surgem na listagem abaixo e ao longo do texto com diferentes significados uma vez que se procurou, sempre que possível, manter a simbologia original de cada autor.

### ALFABETO LATINO

|           |   |
|-----------|---|
| $A_e$     | Área da seção de betão efetivamente confinada   |
| $A_e$     | Área da seção de betão confinada medida pelo eixo da armadura d confinamento                      |
| $A_{sp}$  | Área do varão de aço das armaduras de confinamento  |
| $a_{max}$ | Aceleração de pico da ação sísmica  |
| $c$       | Posição da linha neutra da seção  |
| $c(x)$    | Coefficiente do amortecedor do modelo BDWF em função da profundidade                              |
| $c_m(x)$  | Coefficiente de amortecimento hysterético do solo   |
| $c_r(x)$  | Coefficiente de amortecimento radiante  |
| $d$       | Diâmetro da estaca  |
| $d_s$     | Diâmetro da seção de betão medida a eixo das armaduras de confinamento                            |
| $E$       | Módulo de deformabilidade   |
| $E_c$     | Módulo de deformabilidade tangente do betão na origem   |
| $E_h$     | Módulo de elasticidade do aço tangente no início da fase de endurecimento da relação constitutiva |
| $EI$      | Rigidez de flexão da Estrutura  |
| $EI_{eq}$ | Rigidez de flexão equivalente da Estaca   |
| $E_{sec}$ | Módulo de deformabilidade secante do betão na cedência  |
| $E_p$     | Módulo de deformabilidade da estaca   |
| $E_s$     | Módulo de deformabilidade do solo   |
| $E_s$     | Módulo de deformabilidade do aço  |
| $f$       | Frequência da ação sísmica  |
| $f_0$     | Frequência fundamental do solo (1º modo de vibração)  |
| $f_c$     | Tensão longitudinal de compressão do betão  |
| $f'_{cc}$ | Tensão máxima à compressão do betão confinado   |
| $f_{cd}$  | Tensão de compressão resistente de cálculo do betão   |
| $f'_{c0}$ | Tensão máxima à compressão do betão não confinado   |
| $f'_l$    | Tensão de confinamento lateral efetiva  |

|                       |  |
|-----------------------|--|
| $f_l$                 | Tensão de confinamento lateral considerando confinamento eficaz em todo o comprimento do elemento                                |
| $F_{est}$             | Frequência fundamental da estrutura  |
| $F_c$                 | Fator de controlo da percentagem de amortecimento do modelo BDWF   |
| $F_k$                 | Fator de controlo da percentagem de rigidez das molas do modelo BDWF   |
| $F_{solo}$            | Frequência fundamental do solo   |
| $F_{tração\ circunf}$ | Força de tração mobilizável nas cintas   |
| $f_y$                 | Tensão de cedência do aço  |
| $f_{yd}$              | Tensão de cedência do aço de cálculo   |
| $f_{yh}$              | Tensão de cedência das armaduras de confinamento   |
| $g$                   | Aceleração da gravidade  |
| $G$                   | Módulo de distorção do solo  |
| $G_0$                 | Módulo de distorção inicial do solo  |
| $H$                   | Profundidade do substrato rígido   |
| $H(f)$                | Função de transferência  |
| $h$                   | Altura da seção de betão armado  |
| $h_1$                 | Profundidade da transição de camadas de solo   |
| $I_u$                 | Fator de deslocamento cinemático - quociente entre o deslocamento da estaca à superfície e o deslocamento de campo livre do solo |
| $I$                   | Inércia  |
| $I_p$                 | Inércia da estaca  |
| $j_1$                 | Massa concentrada de rotação do oscilador de 1 grau de liberdade   |
| $k$                   | Módulo de reação do solo   |
| $k(x)$                | Rigidez das molas do modelo BDWF em função da profundidade   |
| $k_e$                 | Parâmetro corretivo para consideração das zonas que não são eficazmente confinadas pelas armaduras                               |
| $L$                   | Comprimento da estaca  |
| $l_c$                 | Profundidade crítica   |
| $N$                   | Esforço axial da estaca  |
| $M$                   | Momento fletor da estaca   |
| $M$                   | Momento fletor da seção de betão armado  |

|              |   |
|--------------|---|
| $M_{ced}$    | Momento fletor de cedência da estaca de betão armado                |
| $M_u$        | Momento fletor último da estaca de betão armado                     |
| $M_0$        | Momento fletor aplicado no topo da estaca                           |
| $m_{conc.}$  | Massa concentrada nos pontos nodais do modelo BDWF                  |
| $m_1$        | Massa concentrada de translação do oscilador de 1 grau de liberdade |
| $\bar{m}$    | Massa da estaca por unidade de comprimento                          |
| $p_{radial}$ | Pressão circunferencial de confinamento                             |
| $s$          | Afastamento, entre eixos, das armaduras de confinamento             |
| $s'$         | Afastamento, entre faces interiores, das armaduras de confinamento  |
| $t$          | Tempo   |
| $U_p$        | Deslocamento do topo na estaca                                      |
| $U_{ff}$     | Deslocamento de campo livre à superfície do terreno                 |
| $\bar{u}$    | Deslocamento absoluto do solo                                       |
| $u_{base}$   | Deslocamento do substrato rígido                                    |
| $u_b$        | Deslocamento do substrato rígido                                    |
| $V$          | Esforço transversal na estaca                                       |
| $V_c$        | Velocidade aparente das ondas de expansão/compressão                |
| $V_{La}$     | Velocidade de Lysmer  |
| $V_p$        | Velocidade das ondas de expansão/compressão                         |
| $V_s$        | Velocidade das ondas de corte                                       |
| $V_s^*$      | Velocidade complexa das ondas de corte                              |
| $v_0$        | Força horizontal aplicada no topo da estaca                         |
| $x$          | Profundidade  |
| $y$          | Deslocamento relativo da estaca em relação ao substrato rígido      |
| $\bar{y}$    | Deslocamento absoluto da estaca                                     |
| $z$          | Comprimento da estaca desde a sua base                              |

#### **ALFABETO GREGO**

|            |                         |
|------------|-------------------------|
| $\gamma$   | Distorção no solo       |
| $\gamma_s$ | Peso Volúmico do solo   |
| $\gamma_p$ | Peso Volúmico da estaca |

|                    |  |
|--------------------|--|
| $\delta$           | Parâmetro de proporcionalidade entre a rigidez das molas do modelo BDWF e do módulo de deformabilidade do solo |
| $\varepsilon$      | Extensão/Deformação  |
| $\varepsilon_c$    | Extensão de compressão   |
| $\varepsilon_c$    | Extensão longitudinal de compressão do betão   |
| $\varepsilon_{cc}$ | Extensão associada ao valor máximo da tensão do betão confinado  |
| $\varepsilon_{c0}$ | Extensão associada ao valor máximo da tensão do betão não confinado  |
| $\varepsilon_h$    | Extensão para a qual se inicia a fase de endurecimento da relação constitutiva do aço                          |
| $\varepsilon_u$    | Extensão última do betão confinado   |
| $\varepsilon_u$    | Extensão última do aço   |
| $\varepsilon_r$    | Extensão radial  |
| $\varepsilon_{su}$ | Extensão última da armadura de confinamento  |
| $\varepsilon_t$    | Extensão de tração   |
| $\varepsilon_y$    | Extensão de cedência do aço  |
| $\varepsilon^-$    | Extensão de compressão   |
| $\varepsilon^+$    | Extensão de tração   |
| $\nu$              | Coefficiente de Poisson do solo  |
| $\nu_p$            | Coefficiente de Poisson da estaca  |
| $\xi$              | Coefficiente de amortecimento do solo  |
| $\rho$             | Massa volúmica do solo   |
| $\rho_{cc}$        | Taxa de armadura longitudinal considerando a área do núcleo de betão confinado                                 |
| $\rho_p$           | Massa volúmica da estaca   |
| $\rho_s$           | Razão volumétrica de armadura de confinamento  |
| $\rho_s$           | Percentagem de armadura longitudinal da estaca   |
| $\rho_{yp}$        | Percentagem de armadura de confinamento da estaca  |
| $\Phi$             | Curvatura da seção de betão armado   |
| $\sigma$           | Tensão   |
| $\sigma_c$         | Tensão de compressão   |
| $\sigma_s$         | Tensão de tração   |
| $\sigma_t$         | Tensão de tração   |
| $\sigma_u$         | Tensão de última do aço  |



|                  |   |
|------------------|---|
| $\sigma_y$       | Tensão de cedência do aço                       |
| $v$              | Deslocamento do oscilado de 1 grau de liberdade |
| $\phi$           | Diâmetro da estaca                              |
| $\chi$           | Curvatura da seção de betão armado              |
| $\chi_c$         | Curvatura de cedência da estaca de betão armado |
| $\chi_{imposta}$ | Curvatura imposta à estaca                      |
| $\chi_u$         | Curvatura última da estaca de betão armado      |
| $\omega$         | Frequência angular da ação sísmica              |
| $\omega$         | Frequência angular do solo                      |

## ABREVIATURAS E SIGLAS

|         |  |
|---------|--|
| BDWF    | Beam on Dynamic Winkler Foundation   |
| CINEMAT | Programa de cálculo de interação não linear solo-estaca                    |
| gdl     | Grau De Liberdade  |
| FFT     | Fast Fourier Transform   |
| FIM     | Foundation Input Motion  |
| FLEXÃO  | Programa de análise de seções de betão armado com comportamento não linear |
| LN      | Linha Neutra da seção de betão armado                                      |
| LE      | Linear Elástico  |
| NL      | Não Linear   |
| PIER    | Programa de análise de estruturas sujeitas a deslocamentos impostos        |
| SAP2000 | Programa de análise estrutural de elementos finitos                        |
| SRSS    | Square Route of Sum of Squares   |
| 3D      | Tridimensional   |



# 1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, em especial após o sismo na região de Kobe, Japão, em 1995, a comunidade científica tem dedicado diversos estudos ao comportamento de estacas sujeitas à ação sísmica. Embora alguns autores já estudassem esta temática antes do sismo citado, como são exemplo os trabalhos desenvolvidos por Gazetas (1984) e Novak (1991), após as observações realizadas e às diversas evidências de danos em edifícios e nas suas fundações, verificou-se a necessidade de investigação profunda sobre o fenómeno em causa, ao qual pouca importância havia sido dada até então.

No pós-sismo, Mizuno, Liba e Hirade (1996) apresentou uma extensa extensão compilação dos principais danos ocorridos fundamental para o entendimento atual do fenómeno. No trabalho desenvolvido o autor identificou diversos casos de danos em estacas de fundação. Foram identificados a tipologia de estacas danificadas, o tipo de formações geológicas em que se verificarão, tipo de superestruturas, as principais causas e os respetivos tipos de danos. As observações realizadas constituíram as bases para as investigações subseqüentes, destacando-se as conclusões retiradas em relação aos perfis geológicos mais suscetíveis a estes fenómenos assim como as principais causas que provocaram danos em estacas. Em relação ao primeiro aspeto, o autor sublinha a importância dos efeitos de sítio, destacando que os danos ocorreram em zonas de solos moles, de fraca resistência e rigidez, e zonas de aterro conquistadas ao mar, bastante suscetíveis à liquefação. O autor identificou 4 causas principais de danos em estacas:

- Forças inerciais transmitidas pela superestrutura;
- Deslocamentos impostos pela resposta do terreno;
- Liquefação;
- Deslocamentos permanentes do solo sem liquefação ("Lateral Spreading").

Refere-se a importância de trabalhos, como o de Bobet, Salgado e Loukidis (2001), na compilação de diversos trabalhos de observação de danos em estacas devido a fenómenos sísmicos.

Embora atualmente o fenómeno esteja bastante mais estudado, continuam a existir diversas questões por esclarecer. Apesar dos diversos métodos de análise desenvolvidos, ainda não existe uma metodologia aceite globalmente e viável para o dimensionamento corrente de estacas sujeitas à ação sísmica. Este aspeto encontra-se bem patente nas diversas normativas existentes, que fazem menção à necessidade de ter em atenção este fenómeno no dimensionamento dos elementos, mas apenas de forma qualitativa, não identificando qualquer formulação para o mesmo.

Verifica-se também que a grande maioria dos estudos realizados se centra no comportamento linear elástico dos materiais, quer dos solos quer do betão, quando na verdade todo o fenómeno exhibe, claramente, um carácter não linear, o que resulta em análises bastante distintas.

Tendo em conta todos estes aspetos, com o presente trabalho pretende-se ir ao encontro das necessidades expostas, propondo-se e testando-se uma metodologia de dimensionamento adequada ao fenómeno em causa.

Em termos do fenómeno sísmico serão abordadas as situações em que não ocorre liquefação, com especial enfoque na questão da interação sísmica solo-estaca-estrutura, na qual se englobam as forças inerciais e os deslocamentos impostos pela resposta do terreno, geralmente conhecidas na literatura como interação inercial e cinemática, respetivamente.

A interação solo-estaca-estrutura será modelada através do método BDWF (“Beam on Dynamic Winkler Foundation”) e o comportamento não linear do terreno através do método linear equivalente. Também o comportamento não linear do betão armado será considerado através da implementação de relação constitutiva adequada.

Como previsto noutros trabalhos para outros elementos estruturais, como é exemplo o trabalho desenvolvido por Brito (2011), propõem-se a aplicação, às estacas, da verificação da segurança através de grandezas cinemáticas em detrimento das usuais grandezas estáticas. Assim propõem-se a comparação das curvaturas atuantes e última da estaca para determinação da segurança em relação à ação sísmica.

Neste primeiro capítulo introdutório é feita a descrição dos objetivos principais do trabalho e do conteúdo de cada um dos capítulos da dissertação.

No Capítulo 2 será abordada os fundamentos básicos da interação solo-estaca-estrutura. Será feita uma breve descrição dos fenómenos envolvidos, inercial e cinemático, seguida de um resumo das principais metodologias de análise existentes, aprofundando-se a análise para o método BDWF. Abordar-se-á a compatibilização dos dois fenómenos envolvidos e por último será feita uma breve introdução sobre o programa utilizado para o cálculo do comportamento solo estaca, que engloba o método BDWF e método linear equivalente.

No Capítulo 3 será abordado o comportamento das peças de betão armado. Inicialmente serão expostas algumas ideias importantes para o entendimento do comportamento do material quando analisado à luz das variáveis cinemáticas, seguido da análise dos parâmetros que influenciam a ductilidade de peças de betão armado. Por último serão descritas as relações constitutivas utilizadas ao longo da tese e o programa utilizado para as modelar.

No Capítulo 4 será analisado o comportamento de uma estaca quando sujeita apenas à situação de interação cinemática. Neste ponto será abordada a situação de uma estaca com baixa ductilidade sujeita a uma ação sísmica de intensidade alta, representando-se assim a pior combinação de fatores para a verificação de segurança a considerar. O segundo caso abordado será de uma estaca executada através de trado contínuo verificando-se a implicação que essa tecnologia executiva tem no comportamento da estaca não armada sujeita à ação sísmica.

No Capítulo 5 serão abordadas as alterações introduzidas ao modelo BDWF e ao programa CINEMAT com o objetivo de simular a resposta do sistema ao fenómeno de interação sísmica solo-estaca-estrutura. Serão também descritas todas as verificações efetuadas através da comparação com um modelo de elementos finitos tridimensional.

No Capítulo 6 será analisado o comportamento de uma estaca quando sujeita ao fenómeno global de interação, considerando-se nesta análise o comportamento não linear do solo e da estaca. Neste caso considerar-se-á que a estrutura apresenta comportamento elástico-linear.

No Capítulo 7 serão enumeradas as principais conclusões retiradas das análises realizadas, propondo-se algumas temáticas a investigar em trabalhos futuros.

## **2 INTERAÇÃO SÍSMICA SOLO-ESTACA-ESTRUTURA**

### **2.1 Introdução**

Neste capítulo é abordada a temática da interação sísmica solo-estaca-estrutura.

A propagação das ondas sísmicas promove a vibração dos solos e conseqüentemente das estruturas neles fundadas. Quando as fundações destes edifícios são executadas com recurso a estacas ocorre uma interação entre o solo, as estacas e a superestrutura. Este fenómeno global, conhecido como interação sísmica solo-estaca-estrutura, resulta em diversas solicitações horizontais para a estaca que podem resultar em danos importantes nas mesmas, caso não sejam considerados na fase de dimensionamento.

No domínio elástico, o fenómeno pode ser dividido em duas parcelas. Esta aproximação tem sido diversas vezes adotada, uma vez que torna a compreensão e tratamento do fenómeno mais acessível.

A interação cinemática solo-estaca, uma das partes do fenómeno, pode ser definida como a imposição de uma deformada à estaca por parte do solo em vibração, decorrente da ação sísmica. Por outro lado, verificando-se uma interação entre os elementos, a estaca opõe-se ao movimento do solo, verificando-se a alteração das condições de campo livre.

A interação inercial estaca-estrutura pode ser definida pela imposição de forças horizontais e momentos de inércia, na cabeça da estaca, derivados da vibração da estrutura imposta pela ação sísmica na sua base. Neste caso a ação da estaca sobre a estrutura verifica-se precisamente na transmissão da ação à base da estrutura, verificando-se assim, mais uma vez, um fenómeno de interação entre os elementos.

No estudo dos fenómenos de interação descritos acima destacam-se os trabalhos de compilação de Novak (1991), Pender (1993) e Santos (1999).

Com base nas descrições acima, no capítulo que se segue será feita uma breve descrição dos dois fenómenos de interação e dos principais parâmetros que os influenciam.

Serão também descritas as principais metodologias de análise existentes, focando-se a análise no comportamento do solo e estaca. Neste ponto será dada especial atenção ao método BDWF ("Beam on Dynamic Winkler Foundation") uma vez que será utilizado nos cálculos realizados ao longo do presente estudo.

Serão ainda feitos apontamentos referentes à combinação dos dois fenómenos através do método de sobreposição e em relação ao programa computacional utilizado para implementação do método BDWF e método linear equivalente.

### **2.2 Interação cinemática solo-estaca**

O fenómeno de interação cinemática solo-estaca é um problema complexo e de difícil definição, derivado do elevado número de parâmetros que influencia o mesmo e da variabilidade presente nas formações geológicas e ação sísmica.

De forma simplificada pode ser traduzido como a relação que se estabelece entre a estaca e o solo que, devido à diferença de rigidez existente, resulta na alteração do perfil de campo livre das ondas sísmicas, derivada da refração e reflexão das mesmas na superfície da estaca. Este comportamento resulta numa

modificação do perfil de deslocamentos de campo livre do solo. Do ponto de vista da estaca a interação reflete-se na imposição de um campo de deslocamentos à mesma, sendo este aspecto fundamental devido às elevadas curvaturas impostas à estaca em zonas de transições de camadas com grande diferença de rigidez. Outro aspecto relevante, condicionado por esta interação, é a ação na base da superestrutura, fundamental para o seu dimensionamento.

Os fenômenos descritos dependem de diversos parâmetros. Na Figura 2.1, encontram-se representadas todas as variáveis que definem o fenômeno de interação cinemática, segundo diversos trabalhos de referência como, Di Laora, Mandolini e Mylonakis (2012), Fan, Gazetas, Kanya, Kausel e Ahmad (1991) e Santos (1999).

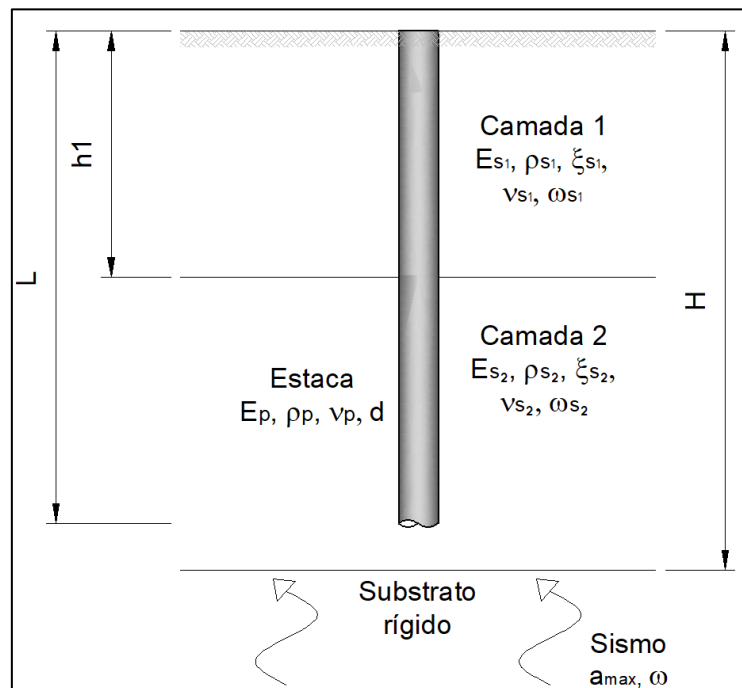


Figura 2.1 – Parâmetros que influenciam o fenômeno de interação Cinemática solo-estaca

Contudo, os mesmos autores referem que apenas alguns têm influência relevante no fenômeno. Destacam-se assim as principais variáveis que definem o fenômeno de interação:

- $H/d$  – Razão entre a espessura de solo até ao estrato rochoso e o diâmetro da estaca;
- $L/d$  – Razão entre o comprimento da estaca e o seu diâmetro;
- $h_1/d$  – Razão entre a profundidade da zona de transição de camadas e o diâmetro da estaca;
- $E_p/E_s$  – Razão entre o módulo de deformabilidade da estaca e solo;
- $E_{s1}/E_{s2}$  – Diferença entre a rigidez das diferentes camadas;
- $\omega_i/\omega$  – Razão entre a frequência fundamental da camada e da frequência da ação;
- $\xi_i$  – Coeficiente de amortecimento da camada de terreno;

As cinco primeiras variáveis definem a rigidez relativa solo-estaca. Assim, pode concluir-se que os fatores mais relevantes na análise são a relação de rigidez solo-estaca, a frequência da ação e o amortecimento do solo.

A alteração do campo de deslocamentos do solo é, em diversos casos, estudada através da variação do fator de deslocamento cinemático,  $I_u$ , que traduz o quociente entre o deslocamento da estaca à superfície e o deslocamento de campo livre do solo (Fan et al., 1991). Na Figura 2.2 está representada a variação qualitativa

do parâmetro dentro da gama de frequências da ação relevantes para a ação sísmica ( $a_0 < 0.5$ ) sendo possível identificar três zonas distintas. A variação vem expressa em função da frequência da ação através do parâmetro  $a_0 = \omega \cdot d / V_s^*$ , em que  $\omega$  é a frequência da ação,  $d$  o diâmetro da estaca e  $V_s^*$  a velocidade complexa das ondas de corte do solo.

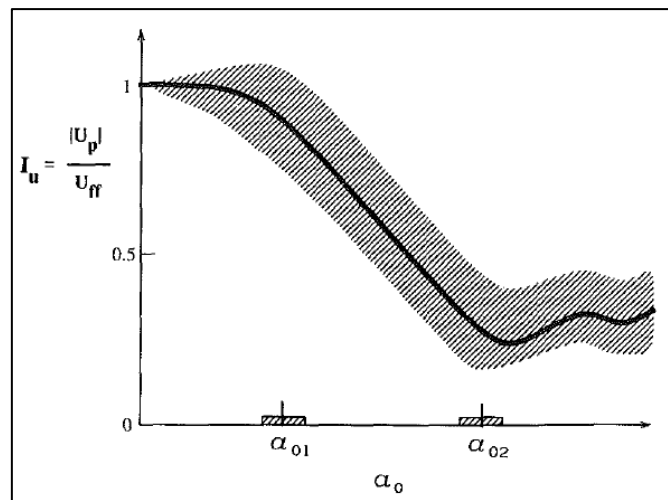


Figura 2.2 – Variação do parâmetro  $I_u$  [adaptado de Fan et al., (1991)]

As três zonas definem os comportamentos gerais que o sistema pode apresentar. Quando a frequência é inferior a  $a_{01}$ , a estaca acompanha os deslocamentos de campo livre do solo. Quando a gama se encontra entre  $a_{01}$  e  $a_{02}$  o quociente decresce rapidamente consequência da incapacidade da estaca em acompanhar o movimento vibratório do solo. Numa terceira fase, o parâmetro mantém-se aproximadamente constante pois o carácter vibratório é compensado pela diminuição da amplitude do deslocamento do terreno.

Em geral, a variação de parâmetros que contribuam para um aumento da diferença de rigidez entre solo e estaca resultam num acentuar dos comportamentos descritos, isto é, a incapacidade da estaca seguir o movimento do solo restringindo-o a frequências cada vez mais baixas. Assim ao condicionar-se a rotação na cabeça, aumentar o contraste de rigidez entre a estaca e o solo,  $E_p/E_s$ , a redução da esbelteza da estaca,  $L/d$ , e no caso de perfis não homogêneos o fenómeno é acentuado dando-se uma diminuição das frequências que definem os intervalos de comportamento, e consequentemente um condicionamento dos deslocamentos cada vez maior.

Segundo Santos (1999), uma vez que o problema é bastante influenciado pelos deslocamentos de campo livre, quer os esforços quer os deslocamentos resultantes serão bastante condicionados pelo amortecimento, decorrente do impacto que este tem nas condições de campo livre.

Por outro lado, a estaca fica sujeita a importantes curvaturas e momentos impostos. Como representado na Figura 2.3, os deslocamentos de cada camada são iguais na interface, mas a variação ao longo do perfil é distinta, o que resulta em diferentes valores de deformações para cada uma das camadas. Assim, na zona de interface, as deformações não são contínuas resultando num valor infinito das curvaturas no solo, derivada da função de deformação. Na realidade as curvaturas impostas não são infinitas, mas de valor bastante elevado, quando comparadas com o restante comprimento da estaca, resultando assim num momento aplicado bastante alto.

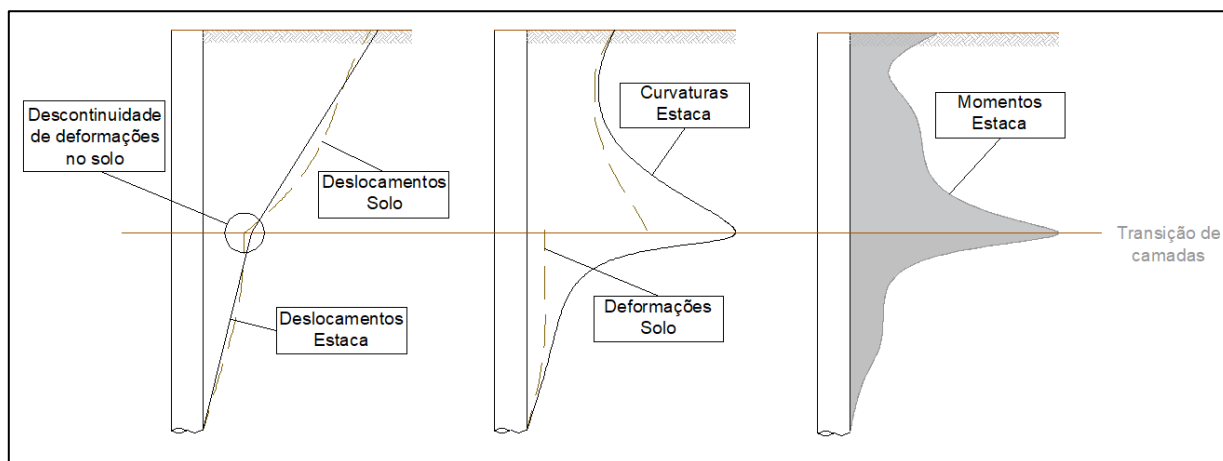


Figura 2.3 – Comportamento do sistema solo-estaca na zona de interface entre camadas

À semelhança do que se verificou na alteração dos deslocamentos de campo livre, as frequências e as relações de rigidezes, neste caso entre camadas de solo, são fundamentais no controlo da magnitude das curvaturas/momentos impostos. Para além destes também a profundidade da interface e a relação de rigidezes entre estaca e solo são variáveis relevantes na análise.

Sendo um fenómeno condicionado pela ação do solo, as curvaturas máximas registam-se quando o efeito sísmico é maior, ou seja, a frequências próximas da frequência própria do terreno. Assim o fenómeno de interação é especialmente condicionante quando a frequência da ação está próxima da do solo, encontrando-se o sistema próximo da situação de ressonância.

### 2.3 Interação inercial estaca-estrutura

O fenómeno de interação inercial estaca-estrutura é um fenómeno mais estudado que a interação cinemática. Desde logo, a prática corrente, o dimensionamento de estacas sujeitas a ações horizontais, nomeadamente devido à ação sísmica, é quase sempre baseado unicamente neste fenómeno não se considerando, erradamente, o fenómeno cinemático.

A interação inercial resulta das acelerações importadas na base da estrutura, resultantes do fenómeno de interação cinemático, que originam um conjunto de forças horizontais de inércia, proporcionais às massas da estrutura e às acelerações que lhe são impostas. Estas cargas são transmitidas até ao nível da fundação do edifício resultando em forças horizontais e momentos concentrados na cabeças das estacas. Em grande medida a resistência às referidas ações é assegurada pela reação lateral do solo, que se opõe ao movimento da estaca gerando esforços adicionais de interação na mesma.

Embora também de tratamento complexo, o fenómeno inercial depende de menos variáveis que a interação cinemática.

Desde logo é necessário ter em conta a ação imposta na base da estrutura. Tal como no caso anterior, quando maior a intensidade da ação e mais próxima estiver a sua frequência da frequência fundamental da estrutura, maiores serão as forças de inércia desenvolvidas e como tal a ação nas estacas de fundação.

Por outro lado, também as características da estrutura são relevantes, em especial a sua rigidez e massa. Para além de influenciarem, a par da ação na sua base, a magnitude das ações, estes parâmetros definem a



frequência própria da estrutura, aspeto fundamental para a conjugação do fenómeno de interação cinemática e inercial, como se verá mais à frente.

Tal como no fenómeno cinemático a relação de rigidez entre a estaca e o solo são aspetos fundamentais. Quanto mais rígido o solo, maior a reação que oferece à estaca diminuindo assim os esforços neste elemento.

Para além deste aspeto destaca-se ainda a relação  $L/d$  da estaca, uma vez que este parâmetro traduz o tipo de comportamento da estaca face às cargas horizontais impostas no seu topo. Este comportamento pode ser agrupado em três grupos:

- Estacas Rígidas;
- Estacas Semi-Flexíveis;
- Estacas Flexíveis.

A partir de uma determinada profundidade, usualmente designada por profundidade crítica  $l_c$ , os esforços e deslocamentos de estaca tendem para zero, verificando-se que o aumento do comprimento da estaca não influi para o comportamento acima da zona definida pela profundidade crítica

Quando o comprimento da estaca é superior a  $l_c$ , os esforços e a deformação por flexão são relevantes na análise do comportamento da estaca deixam de ser dependentes do comprimento da estaca.

No caso em que a estaca tem um comprimento inferior a  $l_c$ , a estaca comporta-se como um corpo rígido tornando-se a deformação por flexão desprezável.

Embora estes casos sejam hipóteses de comportamento extremo da estaca e na realidade o comportamento geral seja do tipo semi-flexível, uma situação intermédia das descritas, os casos considerados permitem a consideração de diversas simplificações de cálculo da resposta da estaca às ações horizontais e como tal são ferramentas importantes no tratamento do problema em causa. Por outro lado, verifica-se que muitas vezes o comprimento das estacas é condicionado pela posição do substrato rígido, para garantia da capacidade de carga às ações verticais, como tal o seu comportamento é, geralmente mais aproximado da situação de estaca flexível. Na Figura 2.4 encontra-se representada a deformada típica para este tipo de comportamento.

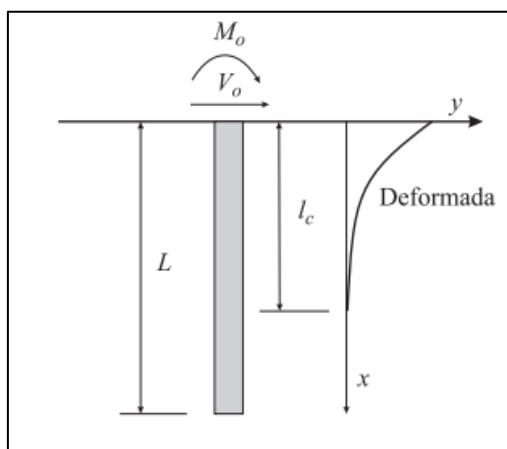


Figura 2.4 – Comportamento flexível de estacas [adaptado de Santos(1999)]

Em relação ao tipo de comportamento de estacas sujeitas a ações horizontais na cabeça destacam-se o trabalho desenvolvido por Pender (1993) e Santos e Gomes Correia (1992) na compilação de diversas análises sobre as questões descritas.

## **2.4 Métodos de análise dos fenómenos de interação**

### **2.4.1 Modelos de análise simplificados para estacas isoladas**

Como ficou patente nas descrições acima, a análise dos dois casos de interação é complexa, envolvendo diversas variáveis. De forma rigorosa estes fenómenos devem ser analisados com base em modelos tridimensionais considerando o comportamento não linear do terreno e da estaca.

Derivado da dificuldade de implementação destes métodos, existem um conjunto de formulações simplificadas e soluções analíticas para situações particulares que são ferramentas bastante uteis para análise de aspetos muito relevantes nos problemas de interação.

Contudo, estas metodologias não são aplicáveis à maioria dos casos práticos, uma vez que desprezam alguns parâmetros relevantes nas análises das interações ou consideram-nas apenas de forma indireta. Devido ao seu carácter aproximado estes modelos apenas são implementados para perfis de solo básicos, geralmente camadas elásticas sobre base rígidas.

Devido à sua facilidade de implementação, os modelos de análise simplificados são muitas vezes utilizados para validação inicial de modelos complexos, sendo assim uma ferramenta importante.

Destes métodos destacam-se as formulações desenvolvidas por Margason e Holloway (1977), NEHRP (1997), e, principalmente, Soulomiac (1986), para o caso do fenómeno de interação cinemática solo-estaca. Em relação ao fenómeno de interação inercial estaca-estrutura destacam-se os trabalhos desenvolvidos por Poulos e Davis (1980), Randolph (1981) e Santos (1993).

### **2.4.2 Modelos de análise com métodos rigorosos**

As formulações numéricas são, pela sua versatilidade e capacidade de incorporar todas as variáveis necessárias, as mais indicadas para a análise dos fenómenos de interação sísmica, nomeadamente o método dos elementos finitos ou formulações mistas, utilizando elementos de fronteira para a modelação do terreno (Santos, 1999).

Estes modelos permitem a incorporação de vários aspetos e o estudo das mais diversas situações. Outra vantagem é a possibilidade de se analisar os fenómenos de interação de forma separada ou de forma global como um único fenómeno.

Não obstante este aspeto, na prática corrente, estes modelos não são utilizados pois a sua implementação acarreta ainda alguns problemas importantes, nomeadamente o volume e tempo de cálculo, para uma análise no domínio das frequências no caso de se usar um acelerograma real, são muito elevados e em especial as dificuldades em modelar as fronteiras laterais infinitas e radiação de ondas nas fronteiras dos modelos (Novak, 1991).

Atualmente estes modelos são maioritariamente utilizados em trabalhos de investigação para melhor compreensão dos fenómenos envolvidos e na calibração de metodologias embora aproximadas apresentam resultados bastante satisfatórios para a prática corrente do dimensionamento.

### **2.4.3 Modelos de análise com meios discretos para estacas isoladas**

Devido à facilidade de implementação e resultados bastante satisfatórios, o método discreto tornou-se uma ferramenta essencial no tratamento de problemas de estacas sujeitas a ações horizontais. Neste, o solo é simulado através de um conjunto de molas independentes entre si que exibem comportamento linear elástico (meio de Winkler). A rigidez das molas é geralmente proporcional ao módulo de elasticidade do solo e o método é válido para ações estáticas.

Tendo em conta a facilidade de aplicação e o bom ajustamento aos resultados de modelos mais complexos, diversos trabalhos foram desenvolvidos com base no modelo citado. Destes destaca-se o trabalho de Berrones e Whitman (1982), que adaptaram o modelo de Winkler para ações dinâmicas, criando assim o modelo BDWF (Beam on Dynamic Winkler Foundation). Os autores estudaram a resposta de uma camada elástica homogénea em base rígida e sem amortecimento, solicitada por uma ação harmónica no substrato rígido.

Posteriormente o modelo foi sendo sucessivamente melhorado. Makris e Gazetas (1992), com base no estudo de diferentes modelos, introduziram os amortecimentos histeréticos e por radiação, tendo ainda estudado o efeito de grupo. Kavvadas e Gazetas (1993) introduziram no modelo a estratificação do terreno e realizaram estudos sobre a rigidez das molas. Nikolaou e Gazetas (1997) utilizaram a técnica da transformada discreta de Fourier para analisar o problema no domínio do tempo. Santos (1999) incorporou o comportamento não linear do solo através do método não linear equivalente.

O modelo BDWF foi adotado no presente trabalho para a análise do comportamento conjunto do solo e da estaca quando sujeitos à ação sísmica, quer para o caso da interação cinemática quer inercial.

No ponto seguinte será feita uma breve descrição dos princípios básicos do modelo para o caso básico de uma camada elástica de terreno, para o qual é possível obter as soluções analíticas do modelo. Para condições mais complexas, como estratificação do terreno e comportamento não linear do solo, o modelo tem que ser resolvido numericamente.

Neste âmbito destaca-se, mais uma vez, o trabalho de compilação e análise desenvolvido por Santos (1999), no qual o autor descreve, de forma detalhada, todas as fases de desenvolvimento do modelo.

## **2.5 Modelo BDWF (Beam on Dynamic Winkler Foundation) para uma estaca isolada**

### **2.5.1 Descrição e soluções analíticas do modelo**

O modelo BDWF, Figura 2.5, tem como ideia base a utilização de molas,  $k(x)$ , e de amortecedores,  $c(x)$ , para simular o efeito que o solo tem no movimento das estacas durante o sismo. As características dos dois elementos dependem da frequência da excitação e serão abordadas em pormenor posteriormente.

Relacionando o deslocamento de campo livre do terreno, os elementos mencionados e as características da estaca, é possível obter os deslocamentos desta, ou seja, captar o fenómeno de interação cinemática solo-estaca.

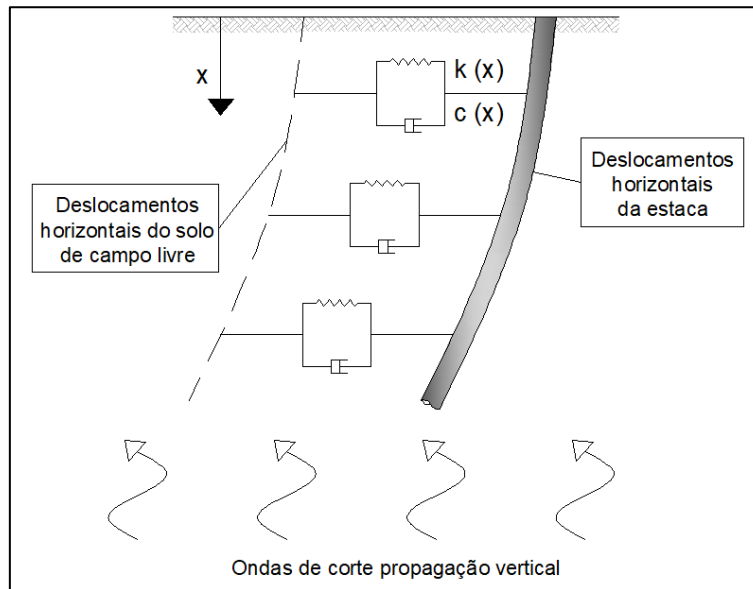


Figura 2.5 – Modelo BDWF

Flores-Berrones e Whitman (1982) desenvolveram os primeiros trabalhos com o modelo BDWF, tratando o caso de uma estaca embebida num meio elástico e homogêneo sobre um substrato rígido no qual é aplicado uma ação harmônica. Neste primeiro trabalho os autores não consideraram o efeito do amortecimento do solo. Abaixo encontram-se descritas as equações de equilíbrio dinâmico do método BDWF, com o efeito do amortecimento já considerado. A primeira equação encontra-se no domínio das frequências (Makris & Gazetas, 1992) e a segunda do domínio do tempo (Nikolaou & Gazetas, 1997):

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + (k - \bar{m} \omega^2 + ic \omega) \bar{y} - (k + ic \omega) \bar{u} = 0 \quad (2.1)$$

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \bar{m} \frac{\partial^2 \bar{y}}{\partial t^2} + c \frac{\partial(\bar{y} - \bar{u})}{\partial t} + k(\bar{y} - \bar{u}) = 0 \quad (2.2)$$

em que:

$E_p I_p$  - rigidez de flexão da estaca

$y$  - deslocamento relativo da estaca em relação ao substrato rígido

$x$  - profundidade

$\bar{m}$  - massa da estaca por unidade de comprimento

$t$  - tempo

$\omega$  - frequência

$c$  - coeficiente do amortecedor

$\bar{y}$  - deslocamento absoluto da estaca

$\bar{u}$  - deslocamento absoluto do solo

$k$  - módulo de reação do solo

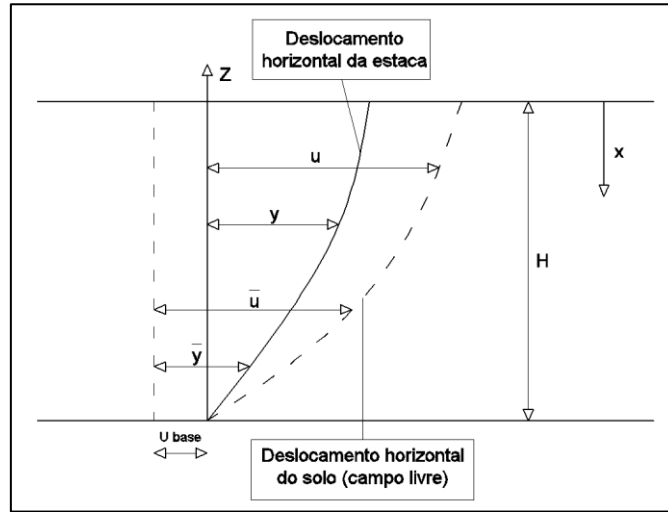


Figura 2.6 – Modelo de Flores-Berrone e Whitman (1982)

A resposta da estaca é obtida através da resolução das equações diferenciais descritas, considerando a estaca apoiada nos elementos discretos, mola e amortecedor, aplicando-se nestes os deslocamentos de campo livre.

Flores-Berrones e Whitman admitiram uma solução aproximada, na qual o amortecimento não foi considerado, do tipo:

$$y = y(z, t) = y(z)e^{i\omega t} \quad (2.3)$$

em que:

$$y(z) = A + B \cos(az) + C \sin(az), \text{ com } a = \frac{\omega}{V_s} \quad (2.4)$$

Santos (1999), seguindo a ideia original, introduziu o amortecimento e deduziu a solução exata para os deslocamentos absolutos da estaca referente ao problema descrito:

$$\bar{y}(x) = e^{\lambda_c x} [C_1 \cos(\lambda_c x) + C_2 \sin(\lambda_c x)] + e^{-\lambda_c x} [C_3 \cos(\lambda_c x) + C_4 \sin(\lambda_c x)] + \Gamma u_b \frac{\cos(ax)}{\cos(aH)} \quad (2.5)$$

em que:

$$\lambda_c = \sqrt[4]{\frac{k - \bar{m}\omega^2 + ic\omega}{4E_p I_p}} \quad (2.6)$$

$$\Gamma = \frac{k + ic\omega}{E_p I_p a^4 + k - \bar{m}\omega^2 + ic\omega} \quad (2.7)$$

$$a = \frac{\omega}{V_s^*} = \frac{\omega}{V_s \sqrt{1 + 2i\xi}} \quad (2.8)$$

As constantes  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  e  $C_4$  são determinadas através das condições de fronteira do problema na base e cabeça da estaca. Tendo em conta que o deslocamento relativo da estaca,  $y$ , é igual à diferença entre o deslocamento absoluto da estaca,  $\bar{y}$ , e do deslocamento do substrato,  $u_b$ , é possível calcular os esforços na estaca através das seguintes relações:

$$M = -E_p I_p \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (2.9)$$

$$V = -E_p I_p \frac{\partial^3 y}{\partial x^3} \quad (2.10)$$

Neste modelo, apenas é considerada a componente horizontal do movimento sísmico. O comportamento do solo, através da definição dos elementos de mola e amortecedor, e da estaca são elásticos lineares, salientando-se que o modelo original não tem em conta qualquer tipo de não linearidades do sistema, quer ao nível do comportamento dos materiais quer ao nível de fenómenos locais.

### 2.5.2 Coeficiente de amortecimento do solo

O amortecimento do solo pode ser dividido em duas parcelas distintas, uma referente ao amortecimento histerético do solo,  $c_m$ , e outra referente ao efeito de radiação das ondas,  $c_r$ :

$$c(x) \approx c_m(x) + c_r(x) \quad (2.11)$$

Destes dois parâmetros o mais complexo é a parcela radiante. Diversos modelos foram apresentados baseando-se os autores nas teorias da propagação de ondas unidimensional, bidimensional e tridimensional. Os primeiros trabalhos foram desenvolvidos por Berger, Mahin & Pyke (1977). Neste modelo simplificado foi considerado que uma secção horizontal da estaca geraria ondas P na direção do movimento da estaca e ondas S direção ortogonal. Outro modelo mais rigoroso e baseado numa análise bidimensional foi desenvolvido por Novak, Nogami e Aboul-Ella (1978), obtendo a solução analítica para secção de estaca circular num meio viscoelástico de extensão infinita.

Com base nos estudos anteriores, Gazetas e Dobry (1984a e 1984b) desenvolveram um modelo simplificado que pode ser visto como o de Berger melhorado. Neste é feita uma ação

. As ondas de corte propagam-se com velocidade  $V_s$  e a velocidade de propagação das ondas de extensão-compressão é aproximada por uma velocidade aparente,  $V_c$ , próxima da velocidade de Lysmer,  $V_{La}$ , em vez de utilizada a velocidade  $V_p$  ultrapassando uma das limitações do modelo de Berger, a sensibilidade face ao coeficiente de Poisson,  $\nu$ . Os modelos de Novak et al. (1978) e Gazetas e Dobry (1984a e 1984b) encontram-se representados na Figura 2.7.

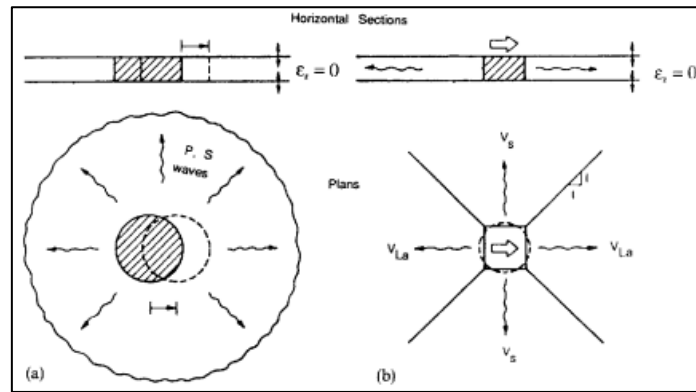


Figura 2.7 - Modelos de amortecimento por radiação, a) Modelo proposto por Novak et al. (1978) b) Modelo proposto por Gazetas e Dobry (1984a e 1984b) [adaptada de Gazetas e Dobry, (1984a)]

O coeficiente  $c_r(x)$ , para estacas circulares de diâmetro  $d$ , é assim obtido pela soma das contribuições dos quatro quadrantes e é obtido através da seguinte expressão:

$$c_r = 2d\rho_s V_s \left[ 1 + \left( \frac{V_c}{V_s} \right)^{5/4} \right] a_0^{-1/4} \quad (2.12)$$

em que,

$$a_0 = \frac{\omega d}{V_s} \quad (2.13)$$

$$V_c \approx V_{La} = \frac{3.4V_s}{\pi(1-\nu)} \quad (2.14)$$

Devido à sua simplicidade e ao bom ajustamento relativamente a outros mais complexos (Figura 2.8), o modelo de Gazetas e Dobry é o mais utilizado para simular o efeito de radiação no modelo BDWF.

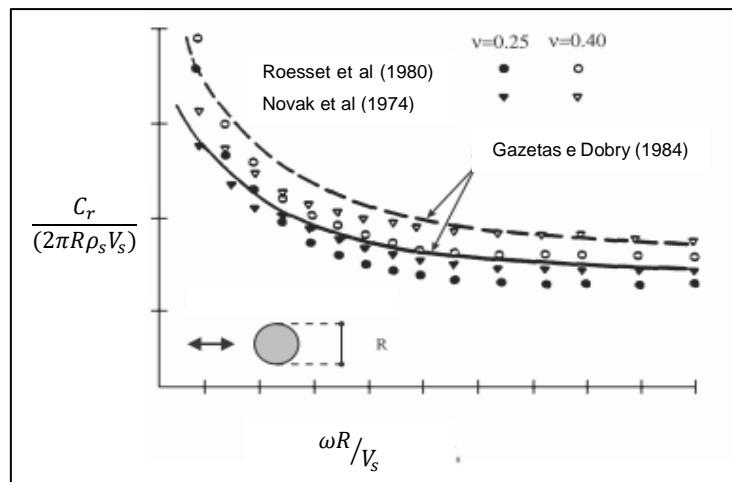


Figura 2.8 - Variação do coeficiente de amortecimento por radiação. Comparação de diferentes formulações [Adaptada de Gazetas e Dobry, (1984a)]

O efeito do amortecimento histerético é obtido pela seguinte expressão:

$$c_m = \frac{2k(x)\xi}{\omega} \quad (2.15)$$

### 2.5.3 Módulo de reação das molas

Gazetas e Dobry (1984a) concluíram, baseado em estudos com o método dos elementos finitos, que o módulo de rigidez das molas,  $k(x)$ , é independente da frequência de excitação e é aproximadamente proporcional ao valor do módulo de elasticidade do solo  $E_s(x)$ :

$$k(x) \approx \delta E_s(x) \quad (2.16)$$

Para o valor do parâmetro de proporcionalidade  $\delta$ , comumente designado por coeficiente de Winkler, os autores propuseram intervalos de variação entre 1 e 1,2, para estacas com rotação impedida na cabeça, e entre 1,5 e 2,5, para estacas com rotação livre. Anteriormente, Roesset (1980) considerou o parâmetro igual a 1,2 independentemente das condições na cabeça da estaca.

Com base na ideia anterior diversos autores estudaram a variação do fator de proporcionalidade,  $\delta$ , derivando algumas expressões para o cálculo do mesmo. Dobry, Vicente, O'Rourke e Roesset (1982) e Syngros (2004) propuseram expressões em que o parâmetro era dependente apenas da relação entre a rigidez do solo e da estaca, tendo o segundo proposto duas fórmulas distintas para cada tipo de condições na cabeça da estaca.

Na Figura 2.9, extraída de Rovithis, Mylonakis e Pilitakis (2013), são analisadas as diferentes formulações referidas anteriormente, concluindo-se que os intervalos de variação propostos por Gazetas e Dobry (1984) estão em conformidade com modelos mais complexos.

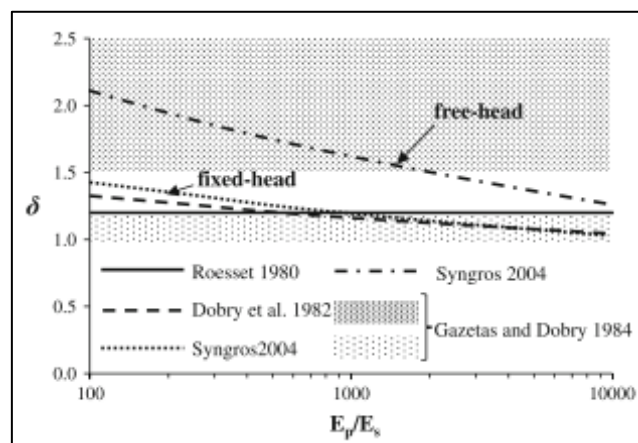


Figura 2.9 - Variação do coeficiente,  $\delta$ . Comparação de diferentes formulações

Com base na ideia anterior Kavvadas e Gazetas (1993) estudaram a variação do fator de proporcionalidade,  $\delta$ , para estacas circulares com rotação impedida ou cabeça livre, em meios homogêneos ou estratificados com duas camadas e ação harmônica. Os autores referem que os deslocamentos na cabeça da estaca não variam com o fator de proporcionalidade ao contrário dos momentos que mostram alguma sensibilidade para gamas de frequência próximas da frequência fundamental do terreno. Assim os autores deduziram uma fórmula para o valor ótimo do fator de proporcionalidade através da comparação de valores do momento em profundidade na ressonância obtidos para o modelo BDWF e para o método dos elementos finitos:



$$\delta = \frac{3}{1 - \nu^2} \left( \frac{E_{s1}}{E_p} \right)^{1/8} \left( \frac{L}{d} \right)^{1/8} \left( \frac{h_1}{h_2} \right)^{1/12} \left( \frac{G_1}{G_2} \right)^{1/30} \quad (2.17)$$

onde  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo (igual para as duas camadas),  $E_{s1}$  é o módulo de elasticidade do solo da camada superior,  $E_p$  é o módulo de elasticidade da estaca,  $L$  o comprimento da estaca,  $d$  o diâmetro da estaca,  $h_1$  e  $h_2$  as espessuras das camadas superior e inferior, respectivamente,  $G_1$  e  $G_2$  os módulos de distorção da camada superior e inferior, respectivamente.

Derivado da pequena variação do valor de  $\delta$  e o bom ajustamento obtido para excitações iguais à frequência fundamental do terreno, quer no caso de meio homogêneo quer no caso de meio estratificado com duas camadas, Makris e Gazetas (1992) e Makris (1994) propuseram os seguintes valores para o fator de proporcionalidade,  $\delta$ :

- Estacas com cabeça livre:  $\delta = 2.1$
- Estacas com rotação impedida:  $\delta = 1.2$

A adoção destes valores não resulta em perda de precisão significativa visto que a ação sísmica não se trata de uma solicitação harmônica e assim a frequência da ação não será sempre igual à fundamental do terreno, para a qual existe alguma variação do parâmetro. No presente estudo consideraram-se estes valores nos cálculos realizados referentes à interação cinemática solo-estaca.

No caso do fenómeno de interação inercial estaca-estrutura, o fator de proporcionalidade,  $\delta$ , é também proporcional ao módulo de deformabilidade do terreno. A formulação mais difundida na literatura, para a determinação do parâmetro  $k$ , foi desenvolvida por Vesic (1961). O autor comparou as soluções de Winkler e de Randolph para o caso de uma viga de comprimento infinito e largura  $B$ , rigidez de flexão  $EI$  apoiada num meio elástico contínuo, obtendo a seguinte relação, que segundo o autor é a que melhor aproxima o valor de deslocamentos e momentos das duas soluções:

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}} \times \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \quad (2.18)$$

Refira-se que para a aplicação da expressão (2.18) à situação de estacas, a mesma deve ser multiplicada por um fator de 2, de forma a ter em conta a influência do solo na parte de trás da estaca (Santos, 1999).

Também neste âmbito, Santos (1993) propôs uma relação para a determinação do parâmetro  $k$ . Através da comparação das duas soluções referidas anteriormente, o autor igualou os deslocamentos na cabeça e os momentos fletores máximos obtendo a seguinte relação:

$$k = 10G_c \sqrt[7]{\frac{G_c}{E_p}} \quad \text{com} \quad G_c = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)} \left( 1 + \frac{3}{4} \nu_s \right) \quad (2.19)$$

O mesmo autor comparou as duas expressões, concluindo que a expressão de Vesic é, sistematicamente conservativa, quer para os deslocamentos quer para os momentos fletores, verificando-se um bom ajustamento do modelo discreto, obtido através da expressão de Santos (1993), ao modelo de meio contínuo.

Por último, Santos (1993) traçou o gráfico que traduz o valor do parâmetro de proporcionalidade  $\delta$  em função do módulo de deformabilidade do solo, para as duas relações descritas (Figura 2.10).

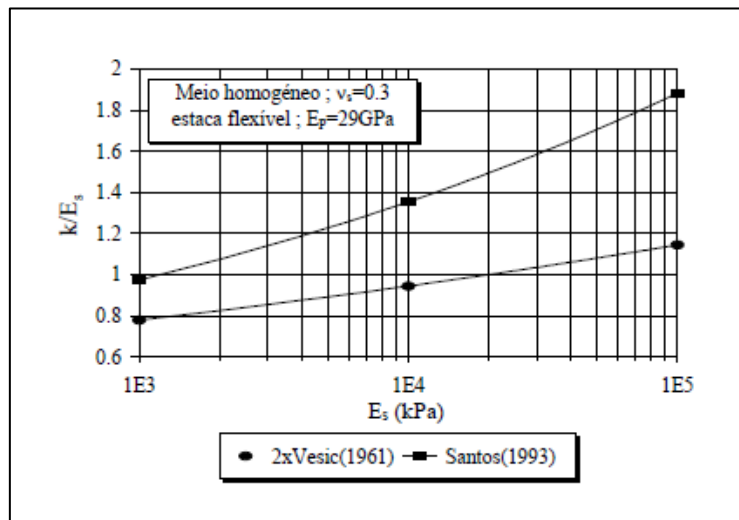


Figura 2.10 – Valores de  $k/E_s$  em função de  $E_s$  [adaptado de Santos (1999)]

## 2.6 Interação global solo-estaca-estrutura – combinação de efeitos

Embora estudados de forma separada, a interação cinemática e inercial são fenómenos indissociáveis sendo partes constituintes de um fenómeno único, a interação sísmica solo-estaca-estrutura. Na realidade os dois processos estudados não se desenvolvem em separado, sendo este um artifício utilizado para facilitar a compreensão da resposta do sistema. Para o estudo do fenómeno global de interação foram desenvolvidas duas abordagens, a subestruturada e a direta.

### 2.6.1 Abordagem direta

A abordagem direta consiste na modelação de todos os elementos e resultados da ação num único modelo com uma fase única, não existindo a separação do fenómeno real em partes. Nesta procura-se uma descrição rigorosa e o mais próximo da realidade possível. Devido ao elevado número de fatores a ter em conta, tem uma implementação prática custosa, fato que tem dificultado a sua utilização na prática corrente de engenharia. Esta abordagem pode ser executada com recurso a diversos métodos, sendo possível simular todo o tipo de situações desde modelos 3D, a comportamento não linear dos materiais, isto é, com os recursos certos e o tempo necessário é possível atingir um nível de aproximação à realidade bastante satisfatório e ter em conta fenómenos que de outra forma dificilmente seriam captados.

### 2.6.2 Abordagem subestruturada

Na abordagem subestruturada a questão é analisada de forma distinta. Procurou-se criar uma metodologia de fácil aplicação prática e que, embora apenas de forma aproximada, capte os principais aspetos da interação do sistema. Assim, nesta abordagem divide-se o sistema em fases. Após a determinação do comportamento das partes, estes são combinados obtendo-se um comportamento aproximado do sistema.

Esta metodologia foi proposta por Kausel e Roesset (1974). Com a constatação da importância da consideração da parcela cinemática do fenómeno a par da inercial, os autores pretenderam criar uma metodologia simplificada alternativa à abordagem direta.

Esta técnica tem por base a decomposição do fenómeno de interação global em dois subsistemas. Assim, os efeitos dos fenómenos cinemático e inercial são avaliados separadamente e a resposta do sistema é obtida pela aplicação do teorema da sobreposição de efeitos, amplamente utilizado no cálculo estrutural. Algumas limitações foram apontadas à abordagem, sendo que a principal é a imposição de comportamento linear elástico para a utilização do referido teorema. Mylonakis, Nikolaou e Gazetas (1997) fez uma reflexão sobre as principais limitações desta abordagem.

Com base no referido teorema, a análise do problema de interação solo-estaca-estrutura, segundo o método subestruturado, é realizada em três fases:

1. Estudo da interação cinemática solo-estaca. Nesta fase é estudado o subsistema solo-estaca, considerando-se a massa da estrutura nula. Determina-se assim o perfil de deslocamentos, tendo em conta o fenómeno referido, a partir dos deslocamentos de campo livre. Determinado o resultado da análise é possível obter o deslocamento na cabeça da estaca, parâmetro este fundamental para as fases seguintes e que na literatura é conhecido como "Foundation Input Motion" (FIM);
2. Determinação da matriz de impedância na cabeça da estaca. Nesta fase calcula-se a rigidez das molas e o coeficiente do amortecedor na zona de fronteira entre o meio de fundação e a estrutura com o objetivo de simular a ação do primeiro sobre o comportamento da segunda;
3. Determinação do comportamento dinâmico da estrutura. Nesta última fase pretende-se obter o comportamento final de todo o sistema. A estrutura suportada pelas molas e amortecedores é sujeita na base à ação calculada no passo 1, FIM. Determinada a resposta da estrutura, é possível perceber quais as ações a que esta está sujeita bem como as forças transmitidas à cabeça da estaca.

A separação dos dois fenómenos de interação estudadas anteriormente é evidente. Na primeira fase não se considera a ação da estrutura e é avaliada a interação cinemática. As fases dois e três traduzem claramente o efeito de interação inercial sendo a segunda referente à ação da fundação sobre a estrutura e a terceira a determinação das forças resultantes deste fenómeno.

Dada a estruturação da metodologia, que trata os fenómenos fundamentais em separado, é necessário perceber como devem ser combinados os efeitos cinemáticos e inerciais na estaca.

Tal como nos fenómenos de interação, as relações entre frequências determinam o tipo de comportamento do sistema. Neste caso as frequências próprias da superestrutura,  $f_{estrutura}$ , e do terreno,  $f_{solo}$ , determinam o tipo de combinação, verificando-se duas gamas de comportamento:

1.  $f_{solo} < f_{estrutura}$  - As ações inerciais da estrutura e os deslocamentos do solo tendem a estar em fase, verificando-se que os máximos de cada efeito em instantes muito próximos. Os momentos máximos na estaca dão-se quando os deslocamentos inerciais e cinemáticos atingem, aproximadamente, os seus máximos. Assim a combinação será feita através da soma direta dos efeitos de cada uma das ações;
2.  $f_{solo} > f_{estrutura}$  - As ações inerciais da estrutura e os deslocamentos do solo não se encontram em fase, atuando em sentidos diferentes, verificando-se que os máximos se encontram desfazados em termos de instantes de ocorrência. Os momentos máximos na estaca dão-se em situação intermédia, na qual nem os deslocamentos inerciais nem os cinemáticos são máximos. Assim a combinação será

feita através da raiz da soma dos quadrados dos efeitos, na literatura conhecida como combinação SRSS, do inglês square-root-of-sum-of-squares.

## **2.7 Programa de análise da interação solo estaca e do comportamento não linear do solo**

Como referido anteriormente, para a utilização do modelo em situações mais gerais e mais próximas das reais, o modelo BDWF não tem solução analítica. Com o objetivo de aplicar o modelo BDWF ao dimensionamento prático de estacas de fundação, no presente trabalho foi utilizado um programa computacional, desenvolvido por Santos (1999), no qual a resposta do sistema solo-estaca é calculada através da combinação do modelo BDWF, com um modelo de propagação de da ação sísmica unidimensional e o método linear equivalente. No programa em causa, CINEMAT, o cálculo numérico foi realizado através do método dos elementos finitos.

A resposta de campo livre do terreno é obtida através da teoria unidimensional de propagação de ondas de corte seguindo a formulação de Schnabel, Lysmer e Seed (1972). Embora o procedimento mais correto fosse uma análise tridimensional, esta opção é diversas vezes tida em conta na literatura, ajustando-se de forma muito satisfatória à resposta real. Por outro lado, a sua implementação é bastante menos complexa.

No que respeita ao comportamento não linear do solo, o programa utiliza o método linear equivalente no tempo para simular o comportamento não linear do terreno. A determinação do comportamento do terreno neste método baseia-se numa análise iterativa na qual, com base no comportamento elástico linear e com base nas curvas não lineares  $G/G_0-\gamma$  e  $\xi-\gamma$ , se procura compatibilizar as distorções e os valores secantes de  $G$  e  $\xi$ , no ponto médio de cada camada.

No programa CINEMAT, considerou-se que em termos de formulação de elementos finitos, foram impostos nos pontos nodais da estaca forças exteriores derivadas do campo de deslocamentos de campo livre do terreno calculado com base no comportamento não linear do solo, obtendo-se também os valores de esforços e deslocamentos finais do sistema nesses mesmos pontos.

Em relação aos dados de entrada do programa, é necessária definir o acelerograma a impor na base do modelo, as características do terreno que definem o seu comportamento, nomeadamente a espessura da camada, o peso volúmico, o módulo de distorção inicial  $G_0$ , o coeficiente de amortecimento inicial  $\xi_0$ , o coeficiente de poisson e ainda as curvas que caracterizam o comportamento não linear utilizadas no método linear equivalente. Por último é necessário definir módulo de elasticidade da estaca, o diâmetro, a inércia, a massa por unidade de comprimento e a rigidez de flexão em cada ponto nodal.

Ao longo do presente trabalho foram introduzidas algumas alterações ao programa com o objetivo de simular o efeito global de interação. Foi adicionada a possibilidade de introduzir massas concentradas nos pontos nodais, de eliminar o efeito da rigidez, massa e amortecimento em cada nó e ainda a variação do parâmetro de proporcionalidade entre a rigidez da mola e do solo.

Para o cálculo é ainda necessário definir as condições de fronteira superior (movimento livre, rotação livre ou impedida) e na fronteira inferior (base livre encastrada, deslocamento nulo ou igual ao de campo livre), de acordo com as condições cinemáticas e de amortecimento pretendidas.

O programa permite analisar a resposta da estaca no domínio do tempo e da frequência, calculando os campos de deslocamentos do solo e da estaca, assim como os seus momentos fletores e esforço transversal para um determinado nó, instante ou frequência.

## **2.8 Conclusões**

A interação sísmica solo-estaca-estrutura é fenómeno bastante complexo, mas de consideração obrigatória em zonas de sismicidade média a elevada, como em Portugal, para o adequado dimensionamento das fundações por estacas de edifícios e para a obtenção de níveis de segurança adequados face à ação sísmica.

Tendo em conta estes dois aspetos pretendeu-se no presente capítulo enquadrar o fenómeno, de forma resumida, procurando descrever-se as principais implicações dos diferentes fenómenos nos diferentes elementos do sistema. A par da descrição foram definidas as principais variáveis que regem os fenómenos de interação.

Foram também abordadas as metodologias de análise do comportamento do terreno e da estaca existentes na literatura, quer para o fenómeno inercial quer para o cinemático. Tendo em conta que um dos principais objetivos do presente trabalho é a obtenção de metodologias de dimensionamento adequadas para a prática corrente optou-se por utilizar um modelo simplificado, mas rigoroso, para este fim. Tendo em conta a sua facilidade de implementação e ao muito satisfatório ajustamento face a modelos mais complexos, optou-se pela utilização do modelo de Winkler para ações dinâmicas, o modelo BDWF. Assim descreveram-se os princípios fundamentais do modelo bem como as formulações mais relevantes existentes na literatura para a modelação dos elementos base utilizados na modelação da interação solo-estaca, o amortecedor e as molas.

Foi feita uma breve menção às diferentes abordagens de combinação dos dois fenómenos de interação. Na direta todo o fenómeno é descrito por um único modelo e podem ser introduzidas todas as variáveis pretendidas, tornando-se a mais correta, mas também bastante complexa o que por vezes impede a sua implementação. Na abordagem subestruturada, os fenómenos são analisados separadamente e, posteriormente, são combinados de acordo com a relação de frequências da estrutura e do solo. Esta abordagem é bastante flexível uma vez que os diferentes fenómenos de interação podem ser obtidos com diferentes modelos, mas apresenta algumas limitações importantes, destacando-se a imposição do comportamento linear elástico para que a sobreposição de efeitos seja válida.

Por último foi feita uma breve introdução ao programa computacional utilizado para o cálculo do comportamento não linear do sistema solo estaca através do modelo BDWF, CINEMAT.



### **3 CONCEÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM BETÃO ARMADO SUJEITOS A DESLOCAMENTOS IMPOSTOS**

#### **3.1 Introdução**

No capítulo anterior abordou-se a temática da interação solo-estaca-estrutura. Foi estudado o impacto da ação sísmica no terreno e conseqüentemente nas fundações/estruturas, assim como os parâmetros fundamentais na definição do fenómeno. Definiu-se a primeira fase de qualquer processo de conceção, a ação imposta ao elemento estrutural.

Usualmente o dimensionamento consiste na determinação dos esforços atuantes, incluindo-os nas combinações de ações, e implementação das metodologias correntes para determinação das armaduras que conferem uma capacidade resistentes superiores às ações atuantes. No caso da imposição de deslocamentos, o problema é distinto, não estando em causa a capacidade resistente a forças/momentos, mas sim a capacidade do elemento em deformar sem perder a capacidade resistente para as restantes ações.

Tendo em conta os aspetos expostos acima, no capítulo que se segue será feita, numa primeira fase, uma breve descrição do comportamento de elementos em betão armado, com especial incidência sobre os conceitos fundamentais para a análise da capacidade de deformação do elemento ao invés da capacidade resistente a esforços, como é usual. Posteriormente serão analisados os principais fatores que influenciam a deformabilidade de uma secção de betão armado, descrevendo-se o impacto que poderão ter na análise e a como maximizar o seu efeito no processo de dimensionamento. No último ponto serão analisadas as diferentes relações constitutivas dos materiais que terão em conta os aspetos abordados ao longo do capítulo, assim como os programas utilizados nos cálculos realizados.

#### **3.2 Comportamento mecânico de elementos em betão armado**

Embora o comportamento mecânico do betão armado seja uma temática amplamente discutida e bem conhecida, no presente trabalho este aspeto será analisado de um prisma diferente do habitual.

O primeiro aspeto distinto das análises correntes são os modelos de comportamento dos materiais/estruturas. O segundo aspeto que diverge são as grandezas a analisar. Usualmente são comparados esforços, sendo necessário garantir que os esforços atuantes são inferiores aos resistentes.

Na generalidade dos casos, a análise dos efeitos da ação sísmica é realizada através de modelos elásticos lineares. Nestes casos, os valores das ações obtidos devem ser afetados de um parâmetro, coeficiente de comportamento, que tem em conta o comportamento não linear da estrutura. Este coeficiente depende essencialmente do tipo de estrutura e pode ser visto como uma medida da capacidade de dissipação de energia/ductilidade da estrutura. Esta é uma metodologia amplamente difundida e presente em diversos regulamentos internacionais.

Contudo, a abordagem do coeficiente de comportamento tem sido alvo de críticas e apontado como uma abordagem demasiado simplista. A principal crítica apontada a este método está relacionada com a atribuição a sistemas estruturais particulares de determinadas características de ductilidade, e conseqüentemente de fatores de comportamento, quando a capacidade de deformação de uma estrutura depende de um conjunto de fatores bastante mais vasto, os quais serão abordados mais à frente. A propósito desta temática Priestley

e Kowalky (2000) faz uma reflexão clara sobre este modelo e as suas limitações apresentando casos de sistemas estruturais iguais com ductilidades bastante distintas.

No caso do modelo de comportamento elástico linear, o valor das gradezas estáticas (tensões ou momentos) são diretamente proporcionais ao valor das grandezas cinemáticas (deformações ou deslocamentos), aproximação válida para cargas usuais de projeto. No caso de fenómenos sísmicos, a ordem de grandeza dos deslocamentos é superior verificando-se que a consideração de comportamento linear deixa de ser válida, entrando-se assim no domínio do comportamento não linear do material. Nesta zona verifica-se um aumento de deformação a carga aproximadamente constante. O modelo de coeficiente de comportamento não faz mais que corrigir o aumento constante do valor dos esforços no modelo elástico linear para valores compatíveis com dimensionamento em projeto e que se aproximam do valor dos esforços da zona de comportamento não linear. Os dois modelos encontram-se ilustrados na Figura 3.1.

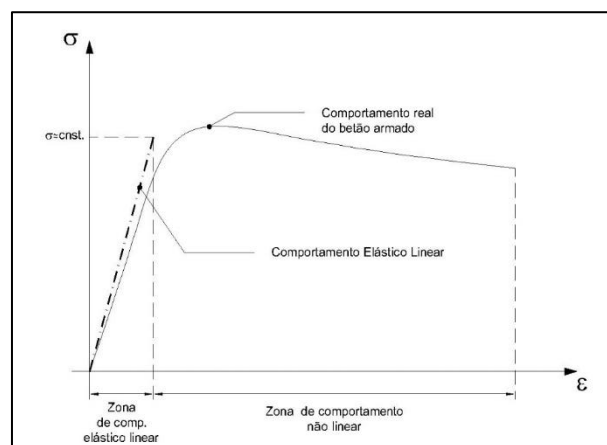


Figura 3.1 – Comportamento elástico linear vs comportamento real do betão armado

As ideias expressas tornam evidentes as limitações do modelo elástico linear e do coeficiente de comportamento, assim como a necessidade de um modelo que descreva de forma mais aproximada o comportamento do material para deformações elevadas.

É também nesta fase que se torna perceptível a segunda diferença referida no início da discussão, quais as grandezas que devem ser analisadas. Uma vez que a partir da cedência deixa de existir uma relação de proporcionalidade entre grandezas estáticas e dinâmicas, mantendo-se as primeiras aproximadamente constantes enquanto as segundas continuam a aumentar, as grandezas estáticas deixam de ser um parâmetro razoável para avaliação da capacidade resistente do material. Considerando, de forma simplificada, que a partir da cedência as tensões se mantêm constantes, é possível obter um conjunto de pares de valores ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) em que para o mesmo valor do primeiro existem diferentes valores para o segundo, ou seja, o conhecimento da gradeza estática não é garantia do conhecimento inequívoco da grandeza cinemática, como se verifica no caso do modelo elástico. O contrário já não se verifica, conhecendo o valor da grandeza cinemática podemos determinar com toda a exatidão o estado de tensão-deformação do ponto em análise, leia-se, a posição na curva que descreve o comportamento do material.

Conclui-se assim que quando o material/elemento estrutural é sujeito a grandes deformações, como é o caso da ação sísmica, o comportamento deve ser descrito através das grandezas cinemáticas, deformações, deslocamentos ou curvaturas, e através de modelo que descreva diretamente o comportamento não linear do material.



Chegando a esta conclusão é necessário perceber qual a grandeza cinemática a avaliar de maneira a caracterizar a capacidade de deformação da estrutura e como maximiza-la.

A forma mais indicada de definir o comportamento do material será através da definição de critérios de cedência e rotura através das extensões que se instalam. A cedência da secção ocorrerá quando a extensão máxima de tração nas armaduras atingir o valor da extensão de cedência do aço, enquanto a rotura da secção, será definida quando a extensão máxima de compressão do betão for atingida, situações mais usuais na prática corrente.

Contudo a comparação entre ação (deslocamentos impostos) e capacidade de deformação (extensão máxima) não é direta. Assim torna-se mais eficiente a análise da secção através das curvaturas, uma vez que facilmente é relacionável quer com deslocamentos quer com extensões. No primeiro caso a curvatura é a segunda derivada do deslocamento. No segundo caso, e considerando o cálculo da curvatura de cedência da secção para flexão simples, pode ser realizado por equilíbrio de forças, admitindo a extensão máxima de tração nas armaduras igual à de cedência. Através do conhecimento da linha neutra e da curvatura de cedência torna-se possível caracterizar os diagramas de extensões e de tensões em toda a secção, assim como o valor do momento instalado na secção. Este último raciocínio encontra-se descrito na Figura 3.2, adaptada de Brito (2011).

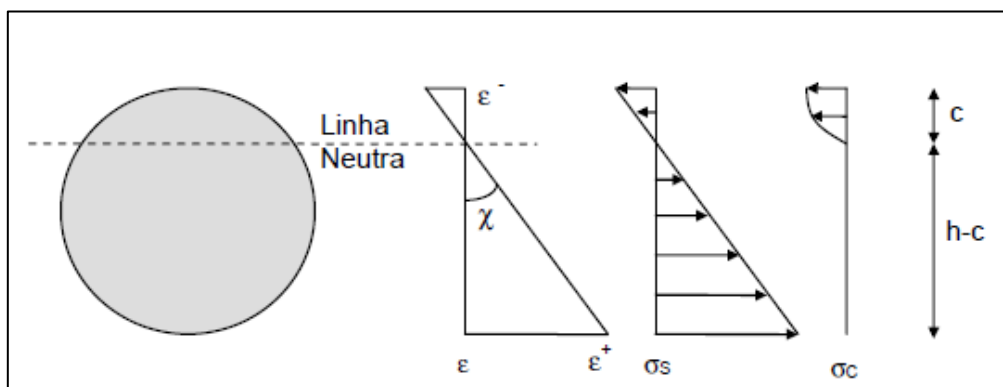


Figura 3.2 – Diagramas de extensões e tensões

Como salientado por Brito (2011), torna-se relevante clarificar alguns pontos que diferem da análise da secção quando se considera grandezas cinemáticas em vez de grandezas estáticas, nomeadamente:

- O diagrama de extensões depende essencialmente da dimensão da secção, na direção perpendicular à linha neutra, e da posição das armaduras de flexão. Também a posição da linha neutra depende dos parâmetros acima, sendo independente da quantidade de armadura de flexão, se o centro de gravidade da mesma não se alterar;
- Ao contrário do que é usualmente considerado, que a rigidez é independente da resistência (momento de cedência) mas a curvatura de cedência depende desta, na realidade a rigidez é diretamente proporcional à resistência e a curvatura, essa sim, é independente da resistência (Priestley & Kowalky, 2000). As hipóteses referidas encontram-se representadas na Figura 3.3. À direita representam-se as relações usualmente consideradas, rigidez constante, e à esquerda a situação real, curvaturas de cedência constantes.

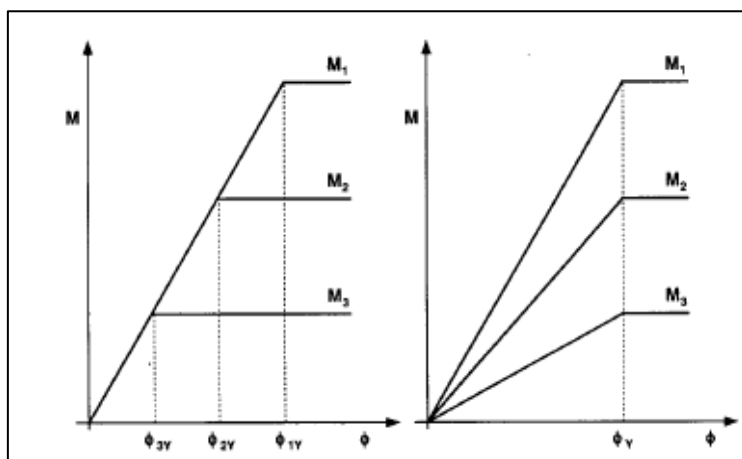


Figura 3.3 – Relação entre momentos, curvaturas e rigidez de uma secção [adaptado de Priestley & Kowalky (2000)].

- Tendo em conta as ideias expressas, é possível concluir que a curvatura de cedência de uma secção é, praticamente, independente da quantidade de armadura de flexão, dependendo essencialmente da extensão de cedência do aço e da geometria da secção. Por outro lado, quando se trata de deslocamentos ou curvaturas impostas, o momento de cedência não é um dado da análise da secção, pois o objetivo da análise não recai sobre a quantidade de armadura necessária.
- A capacidade de deformação da secção transversal, analisada em termos de curvatura última  $\chi_u$ , depende, principalmente, da máxima extensão de compressão do betão confinado e da profundidade da linha neutra (extensão da zona comprimida). Quanto maior a quantidade de armadura de flexão, maior a profundidade da linha neutra o que resulta numa diminuição da curvatura última.

### 3.3 Ductilidade de elementos de betão armado e os parâmetros que a influenciam

A ductilidade de um elemento de betão armado pode ser definida como a capacidade do elemento de, após atingida a cedência, continuar a deformar-se sem que para tal se verifique um aumento das tensões. Assim, um elemento dúctil pode sofrer deformações importantes sem que para tal perca a capacidade de carga para as restantes ações. Esta constatação é fundamental no dimensionamento sísmico, particularmente no caso das estacas elemento a tratar na presente tese, uma vez que é fundamental que a estrutura não colapse, mesmo que se verifique uma inutilização da mesma por deformação excessiva.

O betão simples apresenta um comportamento frágil, ou seja, após ser atingida a cedência do material o incremento das extensões é praticamente nulo verificando-se a rotura logo após a cedência. Por outro lado, o aço, apresenta um comportamento dúctil. O betão armado, união dos materiais anteriores, apresenta um comportamento dúctil. A incorporação do aço no material compósito introduz, para além da importante resistência à tração que não se verifica no betão simples, a ductilidade tão importante para o dimensionamento sísmico.

Tendo em conta as ideias anteriores e o objetivo do presente estudo, é fundamental perceber quais as medidas mais relevantes, durante o processo de dimensionamento das estruturas, para que se maximize a ductilidade dos elementos e das próprias estruturas de betão armado, permitindo assim tirar o maior proveito possível do comportamento não linear do betão armado. Nos pontos seguintes serão abordadas as principais medidas a considerar, tecendo-se algumas considerações em relação aos mecanismos desencadeados pelas mesmas assim como o seu impacto real na capacidade dúctil dos elementos. Refira-se os trabalhos de

Priestley e Kowalky (2000) e, principalmente, Brito (2011), nos quais são realizadas análises detalhadas dos diferentes parâmetros que influenciam a ductilidade de secções e elementos estruturais em betão armado.

### 3.3.1 Nível de confinamento do betão

Como referido anteriormente, o betão simples apresenta comportamento frágil. Contudo este comportamento pode ser evitado, aumentando-se a ductilidade do elemento através da restrição da expansão lateral do mesmo. Por efeito de Poisson, um elemento comprimido numa direcção tende a expandir na direcção perpendicular. Se esta expansão for contrariada, geram-se tensões radiais que resultam num aumento ténue da tensão última e num aumento bastante relevante da extensão última do elemento, verificando-se assim um acréscimo muito importante na capacidade de deformação do elemento (Lopes, 2008).

O efeito de confinamento referido é uma das mais importantes características que define o comportamento do betão armado, no qual o núcleo central de betão é confinado através de cintas transversais, gerando-se assim as tensões radiais no betão resultando num aumento da extensão última do mesmo. Na Figura 3.4, encontram-se apresentadas, de forma qualitativa as relações tensão-deformação para o betão simples e confinado, podendo verificar-se a diferença importante de ductilidade. Na Figura 3.5 encontra-se representada de forma esquemática a geração das tensões radiais assim como efeito de confinamento das cintas.

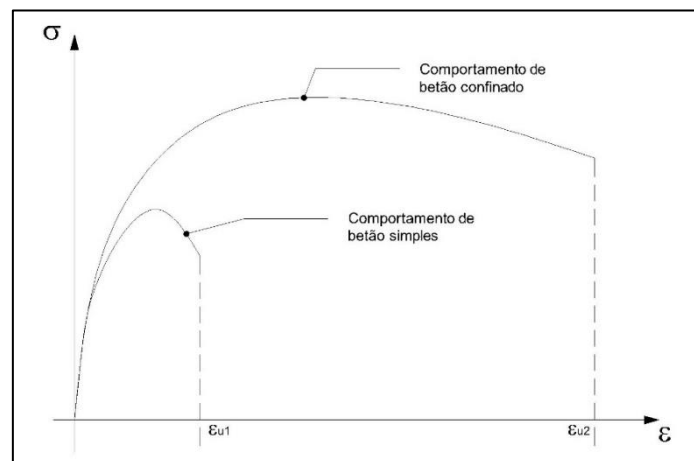


Figura 3.4 – Relação tensão-deformação ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) do betão simples e confinado

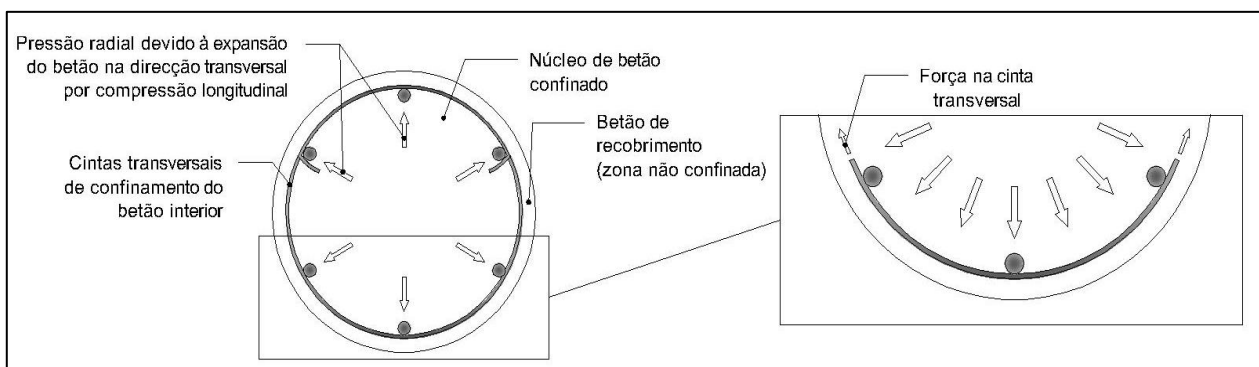


Figura 3.5 – Expansão transversal do betão e ação sobre as cintas de confinamento [adaptado de Lopes (2008)]

Em resumo, o confinamento transversal do betão é uma das medidas mais eficazes, senão a mais eficaz, para o aumento da ductilidade de uma secção. O acréscimo da extensão última, e conseqüentemente da capacidade de deformação, de uma secção de betão armado é proporcional ao aumento da quantidade de armadura de confinamento e à respetiva tensão de cedência.

### **3.3.2 Forma e dimensão da secção transversal**

Com o objetivo de avaliar o efeito da forma e dimensão da secção transversal na capacidade de deformação das mesmas, Brito (2011) analisou um conjunto de secções distintas, variando a forma, as dimensões, no plano de flexão e perpendicular, e a capacidades resistentes das mesmas.

Numa primeira análise, o autor comparou uma secção retangular e uma secção em T, para as quais adotou três níveis distintos de armaduras de flexão, mas, nos 3 casos, ambas as secções tinham a mesma capacidade resistente.

No caso em que se encontrava a alma do T à compressão, a conclusão retirada foi, que para a secção com maior dimensão no plano de flexão (secção em T), derivado da maior profundidade da linha neutra, as curvaturas de cedência e última tinha valores de cerca de metade em relação à de menor dimensão. No caso em que o banzo se encontrava à compressão, verificou-se que a linha neutra também ali se localizava e que consequentemente a profundidade da linha neutra era muito menor. Esta diferença na posição da linha neutra é explicada pela grande diferença de dimensão na direção perpendicular ao plano de flexão. Contudo conclui-se que, embora a dimensão perpendicular ao plano de flexão tenha influência na posição da linha neutra, a secção em T, também para este caso apresenta menor capacidade de deformação que a secção retangular.

Numa segunda análise, o autor procurou confirmar as conclusões retiradas variando neste caso a capacidade resistente das secções. Neste caso considerou dois pares de secções com dimensões proporcionais, para as quais considerou percentagens geométricas de armaduras iguais resultando em valores de momentos resistentes maiores para as secções de maior dimensão. Conclui-se que a profundidade da linha neutra variou de forma proporcional ao aumento da dimensão no plano de flexão e que as curvaturas de cedência e últimas variaram de forma inversamente proporcional.

Em resumo, a dimensão da secção no plano de flexão é fundamental na análise da capacidade de deformação da mesma, verificando-se uma relação de proporcionalidade inversa entre esta e as curvaturas de cedência e última. Das análises realizadas por Brito (2010), a dimensão perpendicular ao plano de flexão tem pouca influência face à dimensão contrária como ficou patente na análise da secção em T.

### **3.3.3 Capacidade resistente do material**

No seguimento das conclusões retiradas no ponto anterior, é importante salientar alguns aspetos complementares em relação à capacidade resistente dos materiais constituintes do betão armado. Tendo em conta que para maximizar a capacidade de deformação é necessário garantir a menor esbelteza possível do elemento e que é necessário que esse mesmo elemento tenha uma capacidade resistente superior às cargas aplicadas à estrutura, com exceção da sísmica, torna-se fundamental compatibilizar estas duas condições. Para tal deverá considerar-se a utilização de betões de elevada classe resistente, equilibrando assim o efeito do aumento das tensões atuantes derivado da redução das dimensões da secção transversal.

Embora se verifique uma diminuição da capacidade de deformação do betão com o aumento da classe resistente, este efeito tem pouca importância para betões de classes resistentes usais. No caso do betão simples verifica-se até que o aumento da tensão resistente promove a diminuição da zona comprimida, fator este favorável para o aumento da curvatura de cedência. Este último aspeto não se verifica no betão confinado, uma vez que a diminuição da extensão última é mais acentuada com o aumento da resistência do material (Brito, 2011).

Também no caso do aço o aumento da resistência do material permite a adoção de secções com menores dimensões transversais. Ressalva-se, contudo, que este aumento pode ter outras consequências relevantes. A utilização de aços com resistências elevadas poderá originar um aumento das forças de tração e consequentemente o aumento da zona comprimida de forma a equilibrar as primeiras. Este aspeto resultará num decréscimo da curvatura. Assim deverá utilizar-se betões com resistências elevadas de forma a contrariar o aumento da zona comprimida através do aumento da tensão resistente à compressão.

Conclui-se assim que, de forma a compatibilizar o aumento da capacidade de deformação por redução das dimensões da secção e a resistência às ações atuantes, com exceção da sísmica, deverão ser adotados materiais, betão e aço, com classes resistentes elevadas.

### 3.3.4 Nível de esforço axial

Dos vários parâmetros que influenciam a ductilidade de uma secção de betão armado, o efeito do esforço axial é, porventura, o mais estudado e discutido pela comunidade científica. O efeito do esforço axial na capacidade de deformação de uma secção é facilmente explicado pela análise dos diagramas de tensões e extensões numa situação de flexão simples e de flexão composta.

A ductilidade da secção é inversamente proporcional ao nível de esforço axial instalado na secção. Este aspeto deriva do aumento da zona comprimida que, para rotura por extensão última do betão à compressão, resulta numa diminuição da curvatura última da secção. No caso de a análise incidir sobre a curvatura de cedência o raciocínio é contrário. Neste caso, a cedência dá-se ao se atingir a extensão de cedência do aço à tração. Com o aumento da profundidade da linha neutra verifica-se que a curvatura de cedência tende a aumentar com o acréscimo do nível de esforço axial, ao contrário da curvatura última. Estes raciocínios encontram-se ilustrados na Figura 3.6.

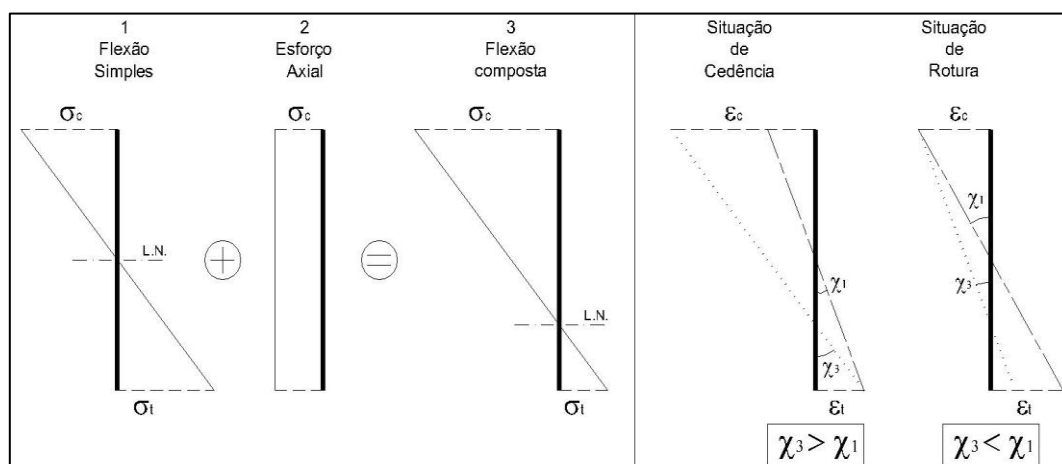


Figura 3.6 – Efeito do esforço axial sobre as curvaturas de cedência e últimas

Com base nos raciocínios descritos e na análise da Figura 3.6, é possível concluir que o aumento do esforço axial resulta numa diminuição da capacidade de deformação do elemento, mais concretamente num aumento da curvatura de cedência e numa diminuição, mais relevante, da curvatura última.

### 3.3.5 Pormenorização das armaduras de flexão

Considerando novamente os estudos realizados por Brito (2011), o autor teceu-se algumas considerações relevantes em relação à distribuição das armaduras. Com o objetivo de perceber o impacto que todas as variáveis relacionadas com a armadura de flexão, foram analisadas diferentes situações. Numa primeira fase

analisaram-se secções com a mesma geometria para as quais se variou a quantidade de armadura, mantendo constante a posição do seu centro de gravidade. Posteriormente, com o objetivo de avaliar o impacto da referida posição, considerou-se secções com a mesma quantidade de armadura, mas com diferentes distribuições ao longo da direção perpendicular ao plano de flexão. Uma vez que a forma da secção transversal influencia a distribuição transversal da armadura de flexão, as mesmas análises foram realizadas para as secções referidas no ponto 3.3.2, secção retangular e em T. No presente estudo o autor analisou ainda a importância da relação entre a quantidade de armadura de compressão e tração.

Em relação à quantidade de armadura, verifica-se que a curvatura de cedência é, praticamente, independente deste parâmetro, ao contrário da curvatura última de secção. No caso da primeira, diminuição da zona tracionada é menos significativa em termos relativos que o aumento da zona comprimida e conduz desta forma a aumentos de curvatura pouco significativos. No caso da segunda, o aumento da armadura, na situação de rotura por excesso de deformação de compressão do betão, tem um impacto mais relevante na profundidade da linha neutra, por se verificar um aumento mais acentuado da zona comprimida necessária ao equilíbrio das, também maiores, forças de tração. Resulta assim numa diminuição da capacidade de deformação com o aumento da armadura.

Quanto à variação da distribuição das armaduras ao longo do plano perpendicular ao plano de flexão, conclusões semelhantes podem ser retiradas, isto é, a curvatura de cedência é pouco afetada pela posição das armaduras ao contrário da última, bastante dependente deste último aspeto. No caso da curvatura última, verifica-se um claro aumento da zona comprimida e conseqüente uma maior profundidade da linha neutra. Este aspeto pode ser explicado por duas razões. Uma vez que as armaduras se encontram distribuídas ao longo do plano perpendicular à flexão, verifica-se uma diminuição do braço entre as resultantes, facto este que resulta no aumento das forças de compressão e tração, face à situação de armaduras concentradas na fibra extrema, necessárias para que seja garantida a mesma capacidade resistente. Assim será necessária uma maior área à compressão para equilibrar a força de tração. Por outro lado, a quase inexistência de armadura de compressão na fibra mais afastada resulta numa maior solicitação do betão às ações de compressão e conseqüentemente a um aumento da zona comprimida/profundidade da linha neutra.

Verifica-se assim que quanto mais afastada está a armadura do plano de flexão maior a curvatura última da secção

Por último analisa-se a relação entre as armaduras de compressão e tração. O efeito é semelhante ao indicado atrás para a armadura distribuída ao longo da secção, ao diminuir-se a armadura de compressão o betão é mais solicitado verificando-se um aumento da profundidade da linha neutra e uma diminuição da curvatura última da secção.

Em síntese, a quantidade de armadura, independentemente da sua posição, tem pouca influência na curvatura de cedência ao contrário da última, a qual decresce com o aumento de armadura de flexão. No caso da posição da armadura, quanto mais próximo das faces paralelas ao plano de flexão estiver a armadura maior será a curvatura última.

### **3.3.6 Outros parâmetros que influenciam a ductilidade**

Nos pontos anteriores foram abordados os principais parâmetros que influenciam a ductilidade de secções ou elementos estruturais em betão armado. Contudo a análise da capacidade de deformação não se esgota nestes.

O efeito de alguns parâmetros não foi estudado por serem menos relevantes nas análises a realizar no presente estudo. Destes, refere-se os efeitos da resistência do betão à tração, o recobrimento das armaduras, relação entre a tensão última e de cedência do aço, rigidez de endurecimento do aço, nível de esforço transversal e o declive do ramo descendente da relação constitutiva do betão confinado. No trabalho de Brito (2011) é realizada uma análise aprofundada de todos os parâmetros mencionados

### 3.4 Relações constitutivas dos materiais

Como referido no ponto 3.2, o modelo elástico é demasiado simplista para descrever o comportamento do betão armado para as ações a tratar. Torna-se assim necessário introduzir um modelo de comportamento não linear quer para o betão quer para o aço. No presente estudo serão adotadas as relações constitutivas desenvolvidas por Mander, Priestley & Park (1988) e por Pipa (1993), respetivamente para o betão e para o aço.

#### 3.4.1 Relação constitutiva do betão

Mander et al. (1988) propôs um modelo constitutivo no qual a extensão última do betão confinado é determinada com base no nível de confinamento (Figura 3.7).

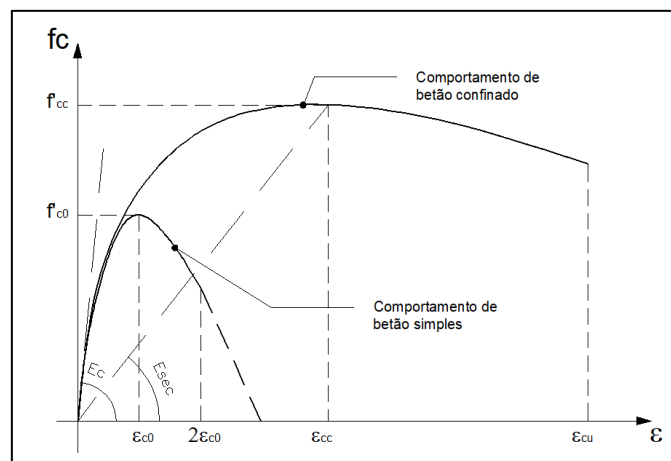


Figura 3.7 – Relação constitutiva do betão confinado e não confinado [adaptado de Mander et al. (1988)]

Para uma ação quase estática e carregamento monotónico, tensão longitudinal de compressão do betão,  $f_c$ , é dada pela seguinte expressão:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

onde  $f'_{cc}$  é a tensão máxima à compressão do betão confinado e  $x$  é dado pela seguinte expressão:

$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc} \quad (3.2)$$

onde  $\varepsilon_c$  é a extensão longitudinal de compressão do betão e  $\varepsilon_{cc}$ , extensão associada ao valor máximo da tensão do betão confinado, é dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3.3)$$

onde  $\varepsilon_{c0}$  é a extensão associada ao valor máximo da tensão do betão não confinado,  $f'_{c0}$ .

O parâmetro  $r$  é dado pela seguinte expressão:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.4)$$

onde

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \quad [MPa] \quad (3.5)$$

$$E_{sec} = f'_{cc} / \varepsilon_{cc} \quad (3.6)$$

O valor máximo da tensão do betão confinado,  $f'_{cc}$ , é dado pela seguinte expressão:

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} \right) \quad (3.7)$$

onde  $f'_l$  é a tensão de confinamento lateral, que será definida mais à frente.

#### 3.4.1.1 Extensão última do betão confinado

Para além deste último parâmetro é necessário ainda definir os valores da extensão máxima à compressão do betão não confinado,  $\varepsilon_{c0}$ , e a extensão última do betão confinado,  $\varepsilon_u$ . O valor de  $\varepsilon_{c0}$  utilizado no presente estudo é de 4/1000 e o valor da extensão última à compressão do betão é dado pela seguinte expressão (1998 - 2, 2005):

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s \frac{f_y \times \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (3.8)$$

onde

$\rho_s$  - Razão volumétrica de armadura de confinamento;

$f_y$  – tensão de cedência da armadura de confinamento, em MPa;

$\varepsilon_{su}$  – extensão última da armadura de confinamento, igual a 7,5/1000 de acordo com EN 1998 – 2 (2005).

Refira-se que a extensão acima confirma as considerações tecidas sobre o efeito do confinamento no aumento da ductilidade, nomeadamente através do aumento da extensão última de compressão do betão. Verifica-se também a dependência da última em relação à quantidade de armadura e à sua tensão de cedência.

#### 3.4.1.2 Tensão de confinamento lateral

Para a determinação da tensão de confinamento lateral do betão Mander et al. (1988) utilizou um modelo semelhante ao de Sheikh e Uzeneri (1980), citados pelo primeiro, no qual considerou que a tensão transversal máxima de confinamento apenas é mobilizada de forma eficaz no núcleo central da secção, na zona onde o efeito de arco é maximizado. Na Figura 3.8 é possível observar o efeito do fenómeno de arco que se desenvolve entre armaduras de confinamento. Como é possível verificar, a área efetivamente confinada,  $A_e$ , é superior junto às cintas e atinge o seu valor mínimo a meia distancia destes elementos.



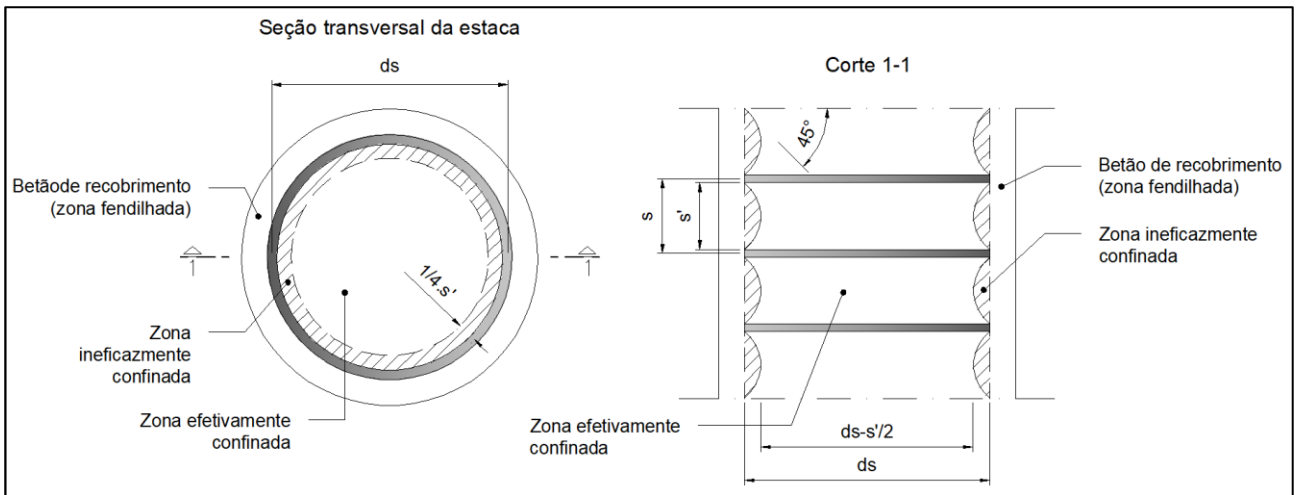


Figura 3.8 – Definição do núcleo efetivamente confinado [adaptado de Mander et al, (1988)]

No cálculo da tensão de confinamento considera-se, de forma aproximada, que a área confinada é a limitada pelo eixo central da cinta transversal,  $A_{cc}$ . De forma a considerar que  $A_e < A_{cc}$ , a tensão de confinamento lateral efectiva é dada pela seguinte expressão:

$$f'_l = f_l \times k_e = f_l \times A_e / A_{cc} \quad (3.9)$$

onde  $f_l$  é a tensão de confinamento transversal considerando confinamento eficaz em todo o comprimento de betão e  $k_e$  é um parâmetro correctivo para ter em conta as zonas que não são eficazmente confinadas pelas armaduras. Após alguma manipulação matemática o parâmetro  $k_e$  pode ser obtido através das seguintes expressões:

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}}, \text{ secções circulares com armadura de confinamento em cintas circulares} \quad (3.10)$$

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}}, \text{ secções circulares com armadura de confinamento em cintas helicoidais} \quad (3.11)$$

onde  $\rho_{cc}$  é a taxa de armadura longitudinal considerando a área do núcleo de betão confinado. Já a tensão de confinamento lateral,  $f_l$ , do depende do equilíbrio entre a máxima força de tracção mobilizável nas cintas e a pressão circunferencial de confinamento gerada ( $p_{radial} \times raio = F_{tracção\ circunf}$ , Figura 3.5):

$$2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp} = f_l \cdot s \cdot d_s \quad (3.12)$$

onde

$f_{yh}$  – tensão de cedência da armadura de confinamento;

$A_{sp}$  – área do varão da cinta transversal de confinamento.

Considerando

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \cdot \pi \cdot d_s}{\pi / 4 \cdot d_s^2 \cdot s} = \frac{4A_{sp}}{d_s \cdot s} \quad (3.13)$$

e substituindo (3.13) em (3.12) obtém-se a expressão final para a tensão de confinamento lateral:

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \quad (3.14)$$

Por último refira-se que o modelo completo de Mander et al. (1988) descreve também carregamentos cíclicos, com fenómenos de carga e descarga representados pela curva esqueleto descrita no presente capítulo, entre outros complementos da relação constitutiva do betão.

### 3.4.2 Relação constitutiva do aço

Para efeitos de descrição do comportamento do aço quando sujeito a ações monotónicas, no presente trabalho considerou-se o modelo de relação constitutiva proposto por Pipa (1993).

Neste modelo, o comportamento do aço é descrito como elasto-plástico e definido por três zonas comportamentais distintas. Na primeira, o aço comporta-se elasticamente, a tensão e a extensão são diretamente proporcionais com a constante de proporcionalidade igual ao módulo de elasticidade do aço,  $E_s$ . Após atingir-se a tensão de cedência,  $\sigma_y$ , verifica-se a ocorrência de deformação a tensão constante seguida da última zona comportamental, na qual ocorre um ligeiro endurecimento com aumento das tensões máximas no material. Na Figura 3.9 é possível observar o traçado qualitativo da relação constitutiva utilizada.

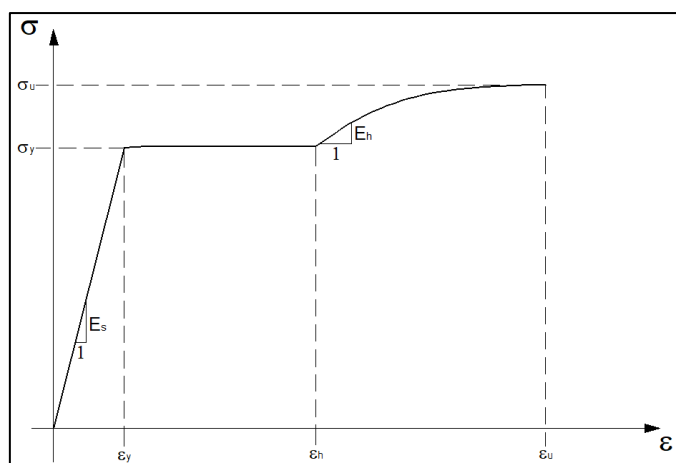


Figura 3.9 – Relação constitutiva do aço adotada [adaptado de Pipa (1993)]

A relação constitutiva pode ser descrita através das seguintes equações:

$$\sigma = E_s \cdot \varepsilon \quad \text{Se } \varepsilon \leq \varepsilon_y \quad (3.15)$$

$$\sigma = \sigma_y \quad \text{Se } \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_h \quad (3.16)$$

$$\sigma = \sigma_u - E_k(\varepsilon_u - \varepsilon)^\alpha \quad \text{Se } \varepsilon_h < \varepsilon \leq \varepsilon_u \quad (3.17)$$

Em que

$$\alpha = \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_h}{\sigma_u - \sigma_y} E_h \quad (3.18)$$

$$E_k = \frac{\sigma_u - \sigma_y}{(\varepsilon_u - \varepsilon_h)^\alpha} \quad (3.19)$$

$E_s$  – Módulo de elasticidade do aço

$E_h$  - Módulo de elasticidade do aço tangente no início da fase de endurecimento da relação constitutiva

$\sigma_y$  – Tensão de cedência do aço

$\sigma_u$  – Tensão última do aço

$\varepsilon_y$  – Extensão de cedência do aço

$\varepsilon_h$  - Extensão para a qual se inicia a fase de endurecimento da relação constitutiva do aço

$\varepsilon_u$  – Extensão última do aço

Segundo Pipa (1993), os diversos parâmetros definidores da relação constitutiva do aço são função da tensão de cedência do aço, o que minimiza de forma muito importante a complexidade do modelo constitutivo uma vez que esta grandeza é facilmente obtida. A partir desta é possível obter o valor da tensão última, o valor das três extensões referidas acima e do módulo de elasticidade no início da fase de endurecimento. Saliente-se que o módulo de elasticidade do aço depende do tipo de aço e, tal como a tensão de cedência, é conhecido à partida. As expressões propostas pelo autor encontram-se descritas abaixo e foram calibradas através de um vasto programa de ensaios de tração sobre varões de aço utilizados na prática corrente.

$$E_h = 6.23 \sigma_y - 225 \text{ (MPa)} \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_y = \sigma_y / E_s \text{ (‰)} \quad (3.21)$$

$$\varepsilon_h = 5.93 - 0.00776 \sigma_y \text{ (‰)} \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_u = 23.8 - 0.0244 \sigma_y \text{ (‰)} \quad (3.23)$$

$$\sigma_u = 161 + 0.88 \sigma_y \text{ (MPa)} \quad (3.24)$$

### 3.5 Programa de análise não linear do comportamento do betão armado

Nos estudos realizados utilizaram-se, a par do programa CINEMAT já descrito, os programas FLEXÃO e PIER (Brito, 2011). Estes programadas são especificamente vocacionados para a análises de estruturas, em betão armado, planas porticadas sujeitas a ações monotónicas, aplicadas como forças ou deslocamentos impostos.

Baseado no método dos deslocamentos, os programas, de análise física e geometricamente não-linear, consideram explicitamente as deformações axiais e de flexão no plano da estrutura para a aferição da capacidade de deformação das estruturas em análise. Segundo o autor, a deformação por corte não foi considerada “não apenas devido às dificuldades de modelar este tipo de deformação de forma fiável em elementos de betão armado fendilhados e plastificados (Lopes, 1991), mas também devido ao facto de não ser relevante em estruturas subterrâneas de conceção adequada (...)”.

A análise do comportamento realizada pelos programas é executada em 4 partes

1. Definição e análise das secções transversais de betão armado;
2. Definição dos elementos finitos;
3. Análise linear da estrutura;
4. Análise não linear da estrutura, baseada na fase anterior.

O primeiro ponto é executado pelo programa FLEXÃO. Este permite a realização de análises cíclicas de secções transversais. Para a determinação do comportamento da seção, numa primeira fase, é necessário definir a forma da mesma. Posteriormente, são introduzidos os parâmetros de definição das diferentes armaduras (diâmetros, afastamentos no caso das armaduras de confinamento, número de varões no caso

das armaduras longitudinais) e propriedades do betão e aço para definição das relações constitutivas descritas anteriormente. Com os dados de entrada o programa define a relação constitutiva do material betão armado confinado (Mander et al., 1988) e das armaduras de flexão (Pipa, 1993).

Em termos de ações, o programa considera a imposição, para um dado nível de esforço axial, de curvaturas cíclicas, permitindo assim o traçado da curva Momentos-Curvaturas, essencial na análise de capacidade de deformação da estrutura, como expresso ao longo do capítulo. Embora não utilizadas, o programa realiza outras rotinas relevantes como a análise da situação de flexão composta e de fendilhação da seção.

As restantes três fases são executadas pelo programa PIER. Neste programa são avaliados os esforços da estrutura e matrizes de rigidez da estrutura, permitindo o cálculo de diversas variáveis relevantes, das quais se destacam a distribuição de curvaturas ao longo da estrutura e a distribuição da rigidez equivalente. Estes dois parâmetros são especialmente relevantes nos estudos a realizar como ficará claro no capítulo seguinte.

Os dados de entrada do programa PIER são as coordenadas dos nós da estrutura, as seções transversais definidas anteriormente no programa FLEXÃO que são atribuídas aos elementos finitos, do tipo barra que ligam os nós, e o tipo de carregamento, no caso dos cálculos realizados o valor do esforço axial da estaca e os deslocamentos que o terreno impõem à mesma.

A descrição aprofundada das formulações matemáticas e todas as funcionalidades do programa encontram-se descritas de forma detalhada no trabalho desenvolvido pelo autor (Brito, 2011).

### **3.6 Conclusões**

Embora o problema em estudo seja eminentemente geotécnico, o seu estudo não pode de forma alguma ser realizado sem que a sua componente estrutural seja abordada. Com o presente capítulo pretendeu-se demonstrar que é um erro separar as duas componentes em questão. As duas devem ser integradas na análise e compatibilizadas de forma a obter uma descrição o mais aproximada possível do comportamento do elemento em estudo.

Como se demonstrou, a simplificação de comportamento linear elástico não é adequada. Para uma análise correta é necessário que a mesma seja feita através de parâmetros cinemáticos, deslocamentos e curvaturas, ao invés dos estáticos, esforços internos, como é usual nas análises lineares elásticas.

Assim, para um dimensionamento adequado torna-se fundamental entender o impacto das diferentes variáveis no comportamento da secção de betão armado e na sua capacidade de deformação.

Com base nestes pressupostos, foram abordados os principais fatores a ter em conta para o controle da capacidade de deformação da seção, destacando-se, para o caso das estacas, o confinamento da seção e a sua dimensão.

Foram também descritas as relações constitutivas utilizadas para os diferentes materiais. O conhecimento destas é um aspeto fundamental, que por vezes não é adequadamente valorizado na prática corrente, uma vez que o seu conhecimento permite uma perceção mais realista dos fatores relevantes e com real impacto no comportamento das estruturas, resultando em dimensionamentos mais eficientes e eficazes.

Para finalizar foi feita uma breve descrição dos programas de cálculo utilizados para a análise não linear das peças de betão armado.

## **4 INTERAÇÃO CINEMÁTICA SOLO-ESTACA – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTACA ISOLADA NUMA FORMAÇÃO ALUVIONAR**

### **4.1 Introdução**

No presente capítulo será dada continuidade aos trabalhos desenvolvidos por Santos (1999) e Lagareiro (2015), nomeadamente na análise do impacto que a interação cinemática tem nas estacas de betão armado isoladas.

Santos (1999) refere que “Na prática corrente de dimensionamento, este problema (interação solo-estaca) é habitualmente ignorado e o dimensionamento estrutural das estacas de fundação baseia-se unicamente nas forças de inércia provenientes da superestrutura”. Assim, torna-se fundamental perceber qual o impacto do fenómeno nas estacas de betão armado e se essa omissão compromete o desempenho da estaca durante e após o sismo.

Com vista ao esclarecimento deste ponto, Lagareiro (2015) realizou um estudo paramétrico profundo, no qual avaliou a importância do diâmetro da estaca e dos níveis de armadura de confinamento e longitudinal. No total, foram analisados 27 cenários distintos resultantes da combinação de três valores do diâmetro da estaca ( $d$ ), com três níveis de percentagem de armadura longitudinal ( $\rho_s$ ) e três níveis de percentagem de armadura de confinamento ( $\rho_{yp}$ ).

Das análises realizadas conclui-se que, para as condições analisadas, a estaca encontra-se longe da rotura (em alguns casos até da cedência) uma vez que a capacidade de deformação dos elementos pré-dimensionados é muito superior às curvaturas impostas, mesmo nas zonas mais gravosas de transição de rigidez de camadas.

Tendo por base o estudo descrito, serão realizadas algumas análises complementares com vista à clarificação do comportamento da estaca em situações extremas, estaca com baixa capacidade de deformação e estaca com comprimento não armado.

Numa primeira fase serão abordados os pressupostos considerados nas análises, nomeadamente o modelo geológico/geotécnico utilizado e a ação sísmica considerada. Seguidamente descrever-se-á os casos de estudo considerados e processo iterativo utilizado de forma a considerar os comportamentos não lineares do solo e betão armado. Para concluir, serão apresentados e analisados os resultados obtidos.

### **4.2 Modelo geotécnico**

No presente estudo adotou-se o modelo geotécnico utilizado por Santos (1999) e Lagareiro (2015), uma vez que se pretende dar continuidade aos estudos dos mesmos. O modelo em questão pretende simular uma zona aluvionar típica. Nestas zonas verifica-se muitas vezes variações bruscas de rigidez decorrentes da sobreposição das camadas aluvionares sobre substratos mais competentes, condições estas especialmente gravosas no que à análise da interação cinemática solo-estaca diz respeito. Importa referir que o modelo utilizado é idealizado com base nos resultados laboratoriais obtidos por Santos (1999) para as amostras de solo disponíveis, verificando-se, contudo, as características típicas deste tipo de terrenos.

A estratificação considerada é descrita de seguida, começando pelas formações mais superficiais evoluindo-se em profundidade.

- Camada 1 – Representa aterros e/ou solos sobre consolidados derivado da dissecação do solo;
- Camada 2 – Representa camada aluvionar argilosa, normalmente consolidada e com aumento de módulo de deformabilidade em profundidade;
- Camada 3 – Representa zona alterada do substrato competente;
- Camada 4 – Representa estrato competente de elevadas características resistentes e de deformabilidade, considerado como incompressível.

No Quadro 4.1 é feito o resumo dos parâmetros geotécnicos que caracterizam o comportamento das diferentes camadas descritas.

Quadro 4.1 – Parâmetros Geotécnicos adotados (adaptado de Santos, 1999)

| Camada | Espessura (m) | Comportamento        | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\nu$ | $G_0$ (Mpa)            | Curvas $G/G_0-\gamma$ $\xi/\xi_0-\gamma$ |
|--------|---------------|----------------------|-------------------------------|-------|------------------------|--|
| 1      | 5             | Não Linear           | 19                            | 0,3   | 80                     | Areias (oceanário de Expo'98)            |
| 2      | 10            | Não Linear           | 17                            | 0,5   | Variável entre 20 e 30 | Argila (Stª Iria de Azóia)               |
| 3      | 5             | Linear com $\xi=1\%$ | 22                            | 0,3   | 200 (vs≈300m/s)        | -  |
| 4      | -             | Rígido               | -                             | -     | -                      | -  |

Na Figura 4.1 é possível observar a representação das curvas  $G/G_0-\gamma$  e  $\xi-\gamma$ , que serão utilizadas na descrição e cálculo do comportamento não linear das camadas mais superficiais.

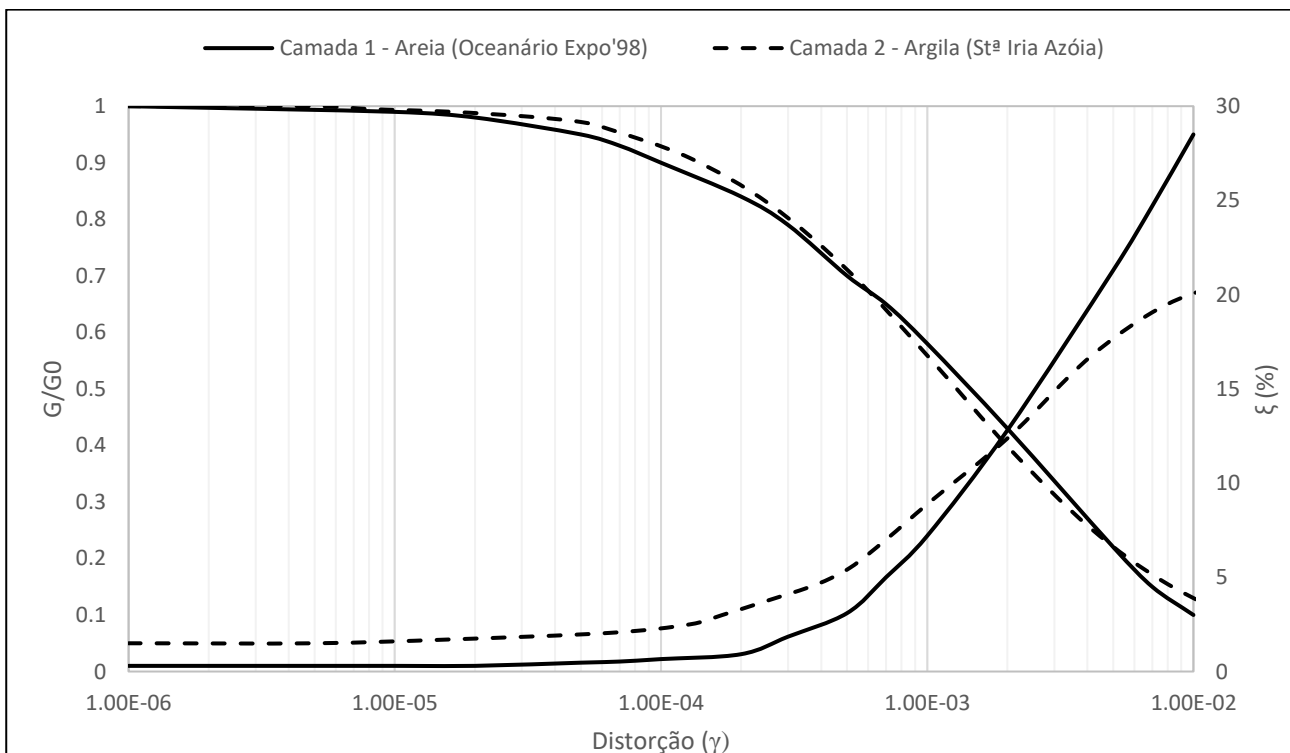


Figura 4.1 – Comportamento não linear dos solos - Curvas  $G/G_0-\gamma$  e  $\xi-\gamma$  [adaptado de Santos (1999)]

Em todos os casos de estudo analisados foram consideradas as seguintes premissas:

- O modelo tem uma altura total de 20 m. A estaca tem 18 m de altura verificando-se um encastramento na camada 3 de 3 m;
- O modelo do terreno e a estaca foram descritizadas em elementos de 0,5 m, no programa CINEMAT e PIER;
- Em relação às condições de fronteira da estaca considerou-se a rotação impedida na cabeça (encastramento perfeito) e no pé da estaca considerou-se o deslocamento igual ao de campo livre.

### 4.3 Ações consideradas

Considerando mais uma vez como base os trabalhos referidos acima, considerou-se como ação de cálculo a série temporal de acelerações horizontais que descreve o sismo de “Kobe-JMA” de 1995, registo obtido a cerca de 17 km do epicentro do sismo (Santos, 1999).

O sismo referido foi selecionado após comparação de um grupo de 4 acelerogramas disponíveis (Santos, 1999). Após análise dos resultados de todos os sismos, verificou-se que o sismo de “Kobe-JMA” conduziu a resultados mais gravosos, em termos de análise da interação cinemática solo-estaca, assumindo-se esta como a ação considerada no presente estudo.

O acelerograma aplicado na análise foi normalizado para diferentes níveis de aceleração máxima, entre 0,05 e 0,5 g, e é constituído por um total de 2048 pontos, discretizados em intervalos temporais de 0,01 segundos.

O acelerograma foi imposto no topo do substrato rígido, entre as camadas 3 e 4 descritas anteriormente.

Na Figura 4.2 é possível observar o acelerograma e o espectro de resposta do sismo de “Kobe-JMA” utilizado nos cálculos realizados.

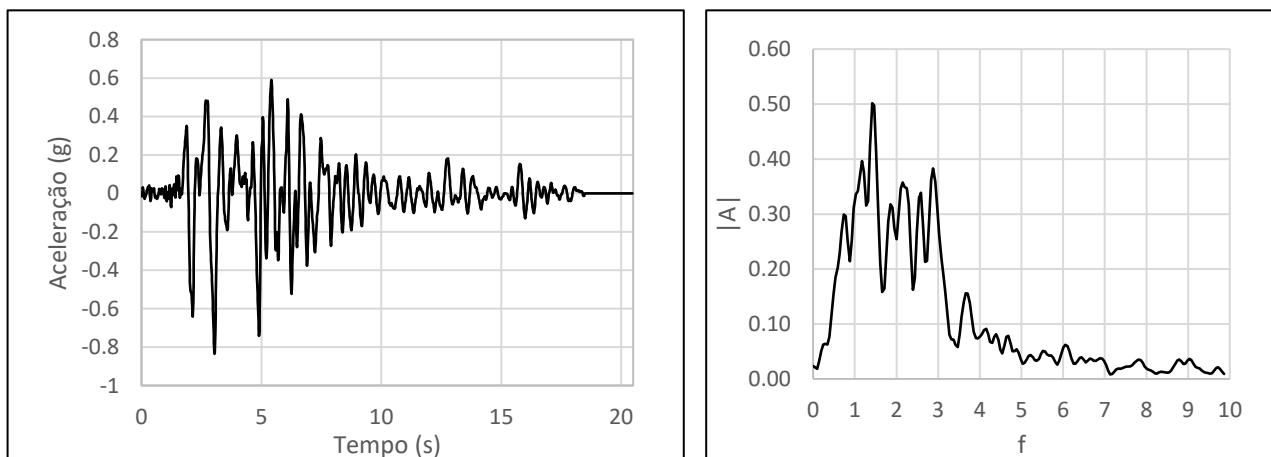


Figura 4.2 – Acelerograma (esquerda) e espectro de resposta (direita) adotado nos cálculos - Kobe-JMA (1995) [adaptado de Santos, 1999]

#### 4.4 Definição das propriedades dos materiais

Na definição dos elementos estruturais, e respetivas relações constitutivas, foram considerados os seguintes parâmetros para a definição dos materiais, de acordo com o estipulado no EN 1992 (2004):

##### Betão C20/25

- $f_{cd} = 13.33 \text{ MPa}$
- $E_c = 30 \text{ GPa}$

##### Aço A500

- $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
- $E_s = 200 \text{ GPa}$

Na Figura 4.3 encontra-se representada a relação constitutiva do aço (A 500 NR SD) utilizado nos cálculos, de acordo com a formulação descrita no capítulo 3.4.2 e definida com os valores de cálculo das tensões.

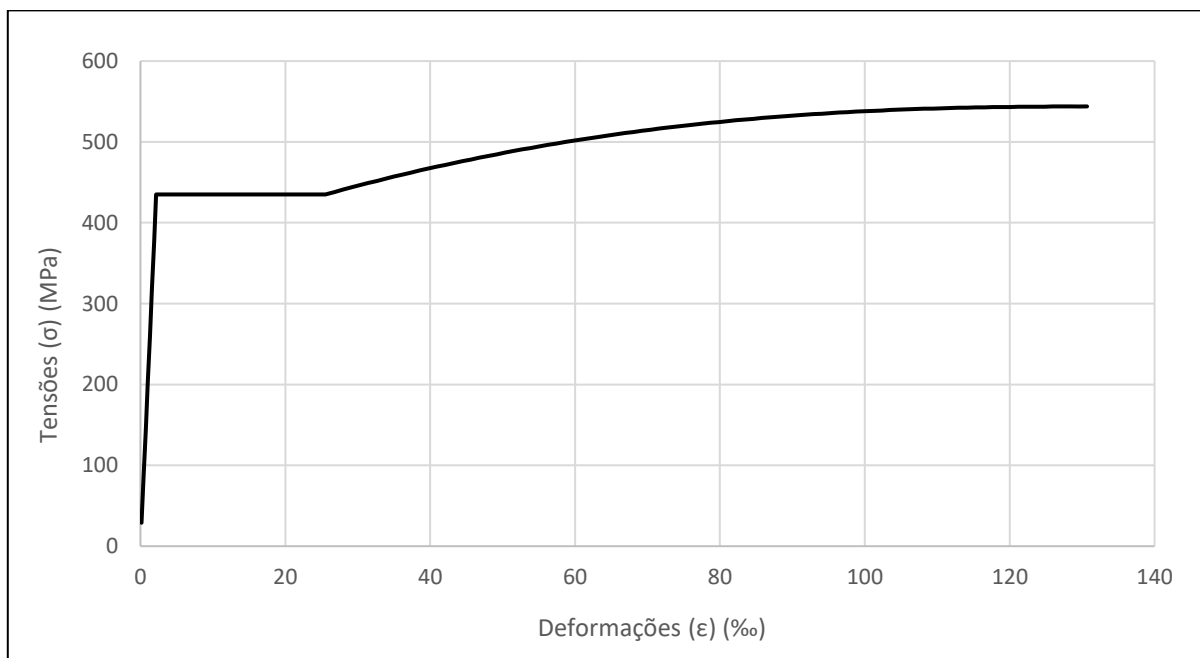


Figura 4.3 – Relação Constitutiva do aço A500

No Quadro 4.2 resumem-se os valores dos parâmetros que definem a relação constitutiva do aço A500 NR SD, de acordo com a formulação descrita no capítulo 3.4.2.

Quadro 4.2 – Parâmetros definidores da relação constitutiva do aço A500

| $E_h$<br>(MPa) | $\epsilon_y$<br>(‰) | $\epsilon_h$<br>(‰) | $\epsilon_u$<br>(‰) | $\sigma_u$<br>(MPa) | $\alpha$<br>(-) | $E_k$<br>(MPa) |
|----------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|----------------|
| 2485           | 2,175               | 25,544              | 131,860             | 544                 | 2,43            | 25139          |



## **4.5 Casos de estudo considerados**

### **4.5.1 Introdução**

Como referido anteriormente, o objetivo do presente capítulo é continuar e concluir o estudo paramétrico realizado por Lagareiro (2015).

O autor procedeu à análise de nove distribuições distintas de armaduras de estacas para três diâmetros diferentes, perfazendo um total de 27 casos de estudo considerados. Foram consideradas distribuições de armaduras longitudinais com percentagens de 0,6% (estaca pouco armada), 1,9% (estaca razoavelmente armada) e 3,1% (estaca muito armada). Em relação à armadura de confinamento consideraram-se, também, três percentagens distintas 0,3% (estaca pouco confinada), 0,6% (estaca razoavelmente confinada) e 1,2% (estaca muito confinada). Em relação aos diâmetros da estaca, consideraram-se os valores de 0,5 m, 0,8 m e 1,3 m. Com o objetivo de simular de forma o mais aproximadamente possível as condições de serviço reais, considerou-se um esforço axial de 5 MPa.

Dos estudos realizados, o autor conclui que todas as secções pré-dimensionadas se encontravam em regime elástico, não se verificando a cedência e muito menos a rotura em nenhuma das secções estudadas. A análise foi realizada como descrita no Capítulo 2, através da comparação das curvaturas impostas e as curvaturas de cedência e últimas das secções.

Tendo em conta que nas diversas situações descritas por Lagareiro (2015), o efeito cinemático tem pouco impacto nas estacas, procurou-se complementar as análises realizadas averiguando-se, em situações extremas, mas realistas, se as conclusões obtidas continuam a verificar-se. Assim foram considerados dois casos adicionais de cálculo:

- Estaca com baixa capacidade de deformação:

Neste caso procurou-se conjugar, num caso de estudo, todas as variáveis que resultam na minoração da capacidade de deformação da estaca, de acordo com o subcapítulo 3.3. Considerou-se um valor elevado da ação sísmica, baixas percentagens de armadura e um esforço axial elevado.

- Estaca de trado contínuo:

Procurou-se perceber a resposta de uma estaca armada apenas nos primeiros 12 m, com especial atenção para a zona não armada que, derivado da não existência de armadura, sofre uma redução muito relevante na capacidade de deformação da secção, face a casos de secções armadas.

Em ambos os casos foram consideradas estacas com diâmetros elevados ( $\varnothing=1,3$  m), uma vez que este parâmetro e a capacidade de deformação são inversamente proporcionais. Refira-se que embora o diâmetro não seja usual na prática corrente, utilizou-se o mesmo valor adotado por Lagareiro (2015).

### **4.5.2 Aspectos gerais relacionados com as distribuições de armaduras**

Antes da descrição dos casos abordados no presente estudo, importa clarificar alguns aspectos relacionados com as diferentes distribuições de armadura que serão aplicadas.

Assim, serão descritas as metodologias utilizadas por Lagareiro (2015) que permitiram obter a extensão e posição das diferentes distribuições de armaduras.

Em relação às armaduras longitudinais, procurou-se aproximar o mais possível a distribuição às regras práticas de dimensionamento e execução, nomeadamente através da regra de dispensa de armadura a uma profundidade de aproximadamente metade do comprimento da estaca. Tendo em conta que a estaca estudada tem 18m, optou-se por dispensar metade da armadura longitudinal aos 10 m de profundidade.

Em relação às armaduras transversais, considerou-se duas regiões distintas. As zonas em que se prevê uma imposição de curvaturas mais elevada, necessitando assim de uma maior ductilidade, devem ser dimensionadas como rótulas plásticas, ou seja, de forma a funcionar no domínio plástico. Estas zonas são definidas no NP EN 1998-5 (2010), “O topo da estaca numa distância da face inferior do seu encabeçamento igual ao dobro da dimensão da secção transversal da estaca,  $d$ , assim como as zonas com uma extensão de  $2d$  acima e abaixo da interface entre dois estratos de solo com rigidez de corte acentuadamente diferente (razão entre módulos de distorção superior a 6), devem ser pormenorizadas como potenciais zonas de rótulas plásticas.”. Nas restantes zonas, uma vez que a imposição de curvaturas é inferior, as secções deveram ser dimensionadas para funcionar no regime elástico.

A combinação das várias distribuições de armaduras, quer longitudinais quer transversais, resulta na definição de quatro secções distintas ao longo do fuste da estaca. A distribuição qualitativa das secções ao longo do fuste da estaca pode ser observada na Figura 4.4.

Refira-se que a imagem diz respeito à distribuição que se adotará no presente trabalho para estacas armadas em todo o comprimento. No caso da estaca de trado contínuo, considerou-se uma distribuição de armaduras constantes nos primeiros 12 m.

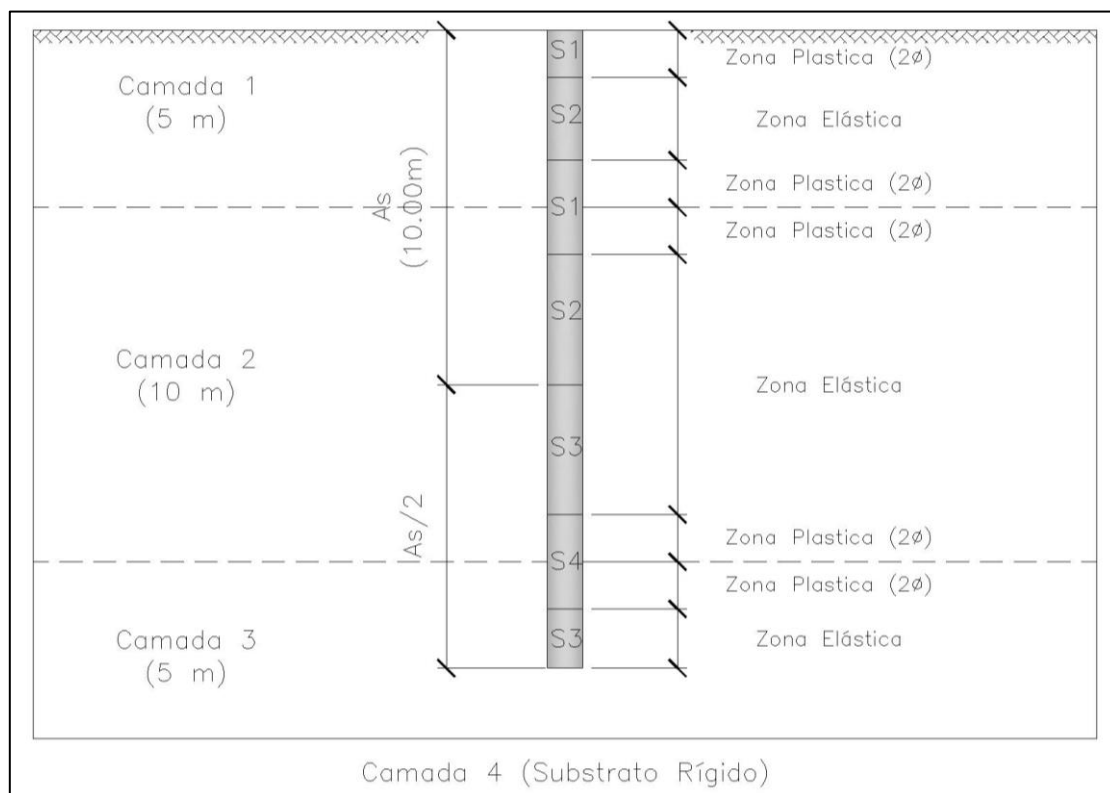


Figura 4.4 – Definição das secções da estaca

### 4.5.3 Estaca com baixa capacidade de deformação

#### 4.5.3.1 Descrição geral

No presente caso de estudo procurou-se conjugar todos os fatores relevantes que resultassem na menor capacidade de deformação possível. Considerou-se uma estaca de secção transversal com diâmetros elevados (dimensão inversamente proporcional às curvaturas de cedência e última), confinamento baixo (extensão última da relação constitutiva do betão confinado é proporcional ao nível de confinamento), esforço axial alto (inversamente proporcional à curvatura última) e ação sísmica elevada. De entre os 27 casos estudados por Lagareiro (2015), considerou-se o caso em que a curvatura última da secção era menor.

Os cálculos realizados tiveram por base os seguintes pressupostos:

- Nível de Esforço Axial – 7 MPa (N=9291 kN);
- Diâmetro da secção – 1,3 m;
- Percentagem de armadura de confinamento – 0,3% (secção pouco confinada);
- Percentagem de armadura transversal – 0,6% (secção pouco armada);
- Ação sísmica modelada através do acelerograma de Kobe – Valor máximo da ação sísmica – 0,5g

Saliente-se que o caso em que a curvatura última é menor é para percentagens altas de armadura longitudinal. Contudo, o impacto deste parâmetro é pouco relevante para baixos níveis de confinamento. Como tal adotou-se um valor inferior de forma a considerar um caso mais próximo do que é executado na prática corrente. A ação máxima considerada por Lagareiro (2015) foi de 0,2 g.

#### 4.5.3.2 Descrição das secções da estaca

De acordo com o descrito e com a distribuição de armaduras representada na Figura 4.4, seriam previstas um total de 4 secções. Contudo, uma vez que se considerou o caso de estaca pouco armada longitudinalmente considerou-se uma distribuição única desta armadura, uma vez que, se fosse materializada a dispensa, o valor de armadura seria excessivamente baixo. Como tal verifica-se que a secção S1 e S4 são iguais, tal como as secções S2 e S3. Assim, a distribuição de armaduras das duas secções consideradas são as seguintes:

- S1/S4 | Armadura Longitudinal – 18Ø25 (88,36 cm<sup>2</sup>)  
| Armadura Transversal – Zona Plástica – Ø12//0,10 (22,62 cm<sup>2</sup>/m)
- S2/S3 | Armadura Longitudinal – 18Ø25 (88,36 cm<sup>2</sup>)  
| Armadura Transversal – Zona Elástica – Ø12//0,175 (12,92 cm<sup>2</sup>/m)

Na Figura 4.5 estão representadas as relações constitutivas das secções S1/S4 e S2/S3 em betão armado. No Quadro 4.3 encontram-se representados os parâmetros que definem as referidas relações constitutiva de acordo com o ponto 3.4.1.

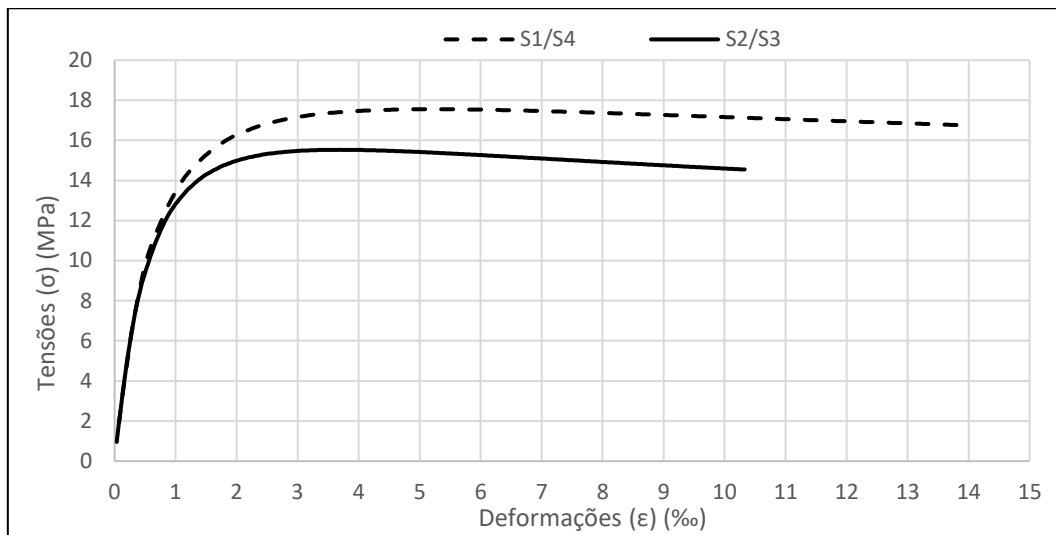


Figura 4.5 - Relações Constitutivas das Secções S1/S4 e S2/S3 em betão armado

Quadro 4.3 – Parâmetros definidores das relações constitutivas das secções S1/S4 e S2/S3 em betão armado

|                      | $E_c$<br>(GPa) | $E_{sec}$<br>(GPa) | $f_{co}$<br>(MPa) | $f'_{cc}$<br>(MPa) | $\epsilon_{co}$<br>(‰) | $\epsilon_{cc}$<br>(‰) | $\epsilon_{cu}$<br>(‰) |
|----------------------|----------------|--------------------|-------------------|--------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| <b>Secções S1/S4</b> | 30,00          | 3,38               | 13,33             | 17,55              | 4,00                   | 5,12                   | 13,80                  |
| <b>Secções S2/S3</b> | 30,00          | 4,22               | 13,33             | 15,53              | 4,00                   | 3,68                   | 10,33                  |

Na Figura 4.6 encontram-se representadas as relações momentos-curvaturas referentes às secções S1/S4 e S2/S3. No Quadro 4.4 encontram-se representados os parâmetros que definem as referidas relações.

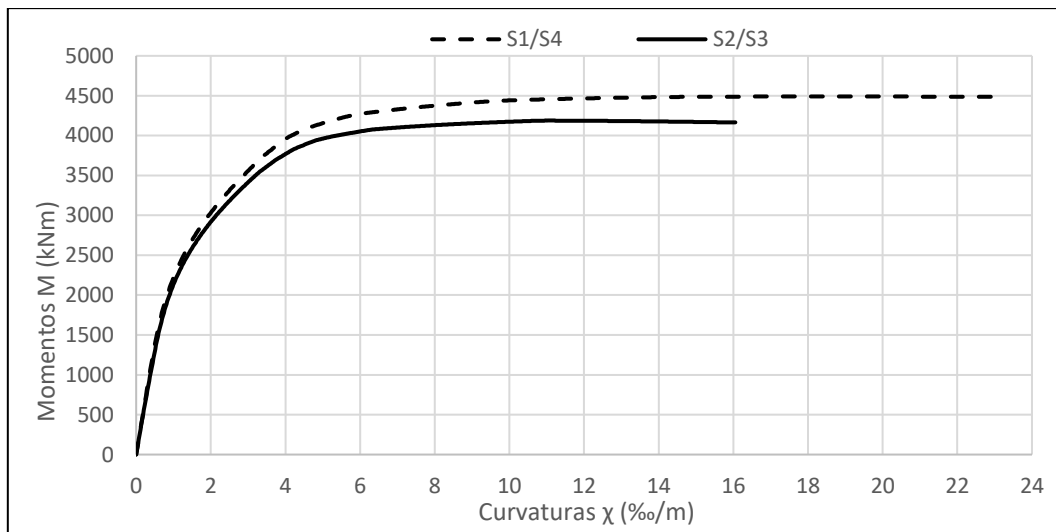


Figura 4.6 – Relações Momentos-Curvaturas das secções S1/S4 e S2/S3

Quadro 4.4 – Valores das curvaturas e momentos de cedência e últimos das secções S1/S4 e S2/S3

|                      | $\chi_c$<br>(‰/m) | $\chi_u$<br>(‰/m) | $M_{ced}$<br>(KNm) | $M_u$<br>(KNm) |
|----------------------|-------------------|-------------------|--------------------|----------------|
| <b>Secções S1/S4</b> | 3,66              | 23,28             | 3837               | 4485           |
| <b>Secções S2/S3</b> | 3,77              | 16,05             | 3702               | 4164           |

#### **4.5.4 Estaca de trado contínuo**

##### *4.5.4.1 Descrição geral*

No caso de estudo que se descreverá de seguida foi estudado o caso de uma estaca moldada em betão armado executada através da tecnologia de trado contínuo.

Derivado do alto rendimento de execução aliado aos custos baixos, quando comparado com outros métodos executivos, esta é a principal tecnologia de execução de estacas em betão armado. Contudo apresenta uma limitação importante, em especial quando se trata da resposta sísmica destes elementos, relacionada com o comprimento máximo de estaca que é possível armar. Tendo em conta que a armadura é colocada após a betonagem, a partir de profundidades na ordem dos 12 m as forças de atrito, entre o betão e a armadura, impossibilitam a introdução de mais armadura. Assim, na prática e por questões de execução, uma estaca de trado contínuo é usualmente armada apenas num comprimento de aproximadamente 12 m.

Esta questão pode levantar importantes problemas no comportamento sísmico de estacas de trado contínuo. No caso de se verificar uma transição de camadas de rigidez bastante díspar, como já foi amplamente descrito, será imposta uma curvatura elevada à estaca naquela zona. Por outro lado, se a estaca não está armada, em especial se não tem armadura de confinamento, a sua capacidade de deformação é muito baixa podendo levar à rotura da estaca e danos severos nas estruturas fundadas.

Embora atualmente se verifique uma maior sensibilidade para esta temática existem diversas estruturas com o problema descrito acima, sendo assim fundamental entender o que poderá acontecer no caso destas estruturas serem atuadas por um sismo.

Tendo em conta as ideias expressas acima, no presente caso será estudado o caso de uma estaca com 18 m de comprimento no total, sendo armada apenas nos primeiros 12 m. Nestes foi adotada a secção S1/S4 descrita no ponto 4.5.3. Nos restantes 6 m de estaca, considerou-se um diâmetro de 1,3 m sem qualquer armadura. Neste caso procurou-se simular não um caso de conjugação de situações extremas, mas sim um caso normal de utilização, nomeadamente em termos de nível de esforço axial e nível de aceleração máxima.

Os cálculos realizados tiveram por base os seguintes pressupostos:

- Nível de Esforço Axial – 5 MPa (N=6636 kN);
- Diâmetro da secção – 1,3 m;
- Segmento de estaca armado com secção S1/S4 e não armada;
- Ação sísmica modelada através do acelerograma de Kobe – Valor máximo da ação sísmica – 0,05 g, 0,1 g, 0,15 g e 0,3 g.

##### *4.5.4.2 Descrição das secções da estaca*

Como referido anteriormente, no presente caso de estudo apenas serão analisadas duas secções de estaca. A primeira, a secção armada, já foi descrita no subcapítulo anterior podendo sua definição consultada no mesmo. Deste modo verifica-se apenas a necessidade de descrever o comportamento da secção não armada.

Na Figura 4.5 está representada a relação constitutiva da seção não armado. No Quadro 4.3 encontram-se representados os parâmetros que definem a referida relação constitutiva de acordo com o ponto 3.4.1.

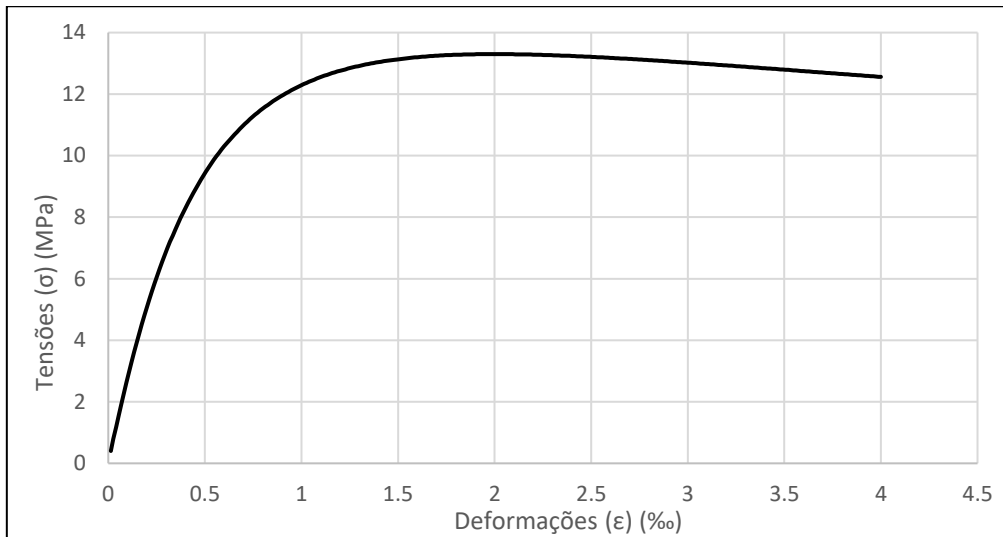


Figura 4.7 - Relação Constitutiva da Seção não armada

Quadro 4.5 – Parâmetros definidores da relação constitutiva da seção não armada

| $E_c$<br>(GPa) | $E_{sec}$<br>(GPa) | $f_{co}$<br>(MPa) | $f'_{cc}$<br>(MPa) | $\epsilon_{co}$<br>(‰) | $\epsilon_{cc}$<br>(‰) | $\epsilon_{cu}$<br>(‰) |
|----------------|--------------------|-------------------|--------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 30             | 6,650              | 13,300            | 13,300             | 4,000                  | 2,000                  | 4,000                  |

Na Figura 4.6 encontra-se representada a relação momentos-curvaturas referente à seção não armada. No Quadro 4.4 encontram-se representados os parâmetros que definem a referida relação.

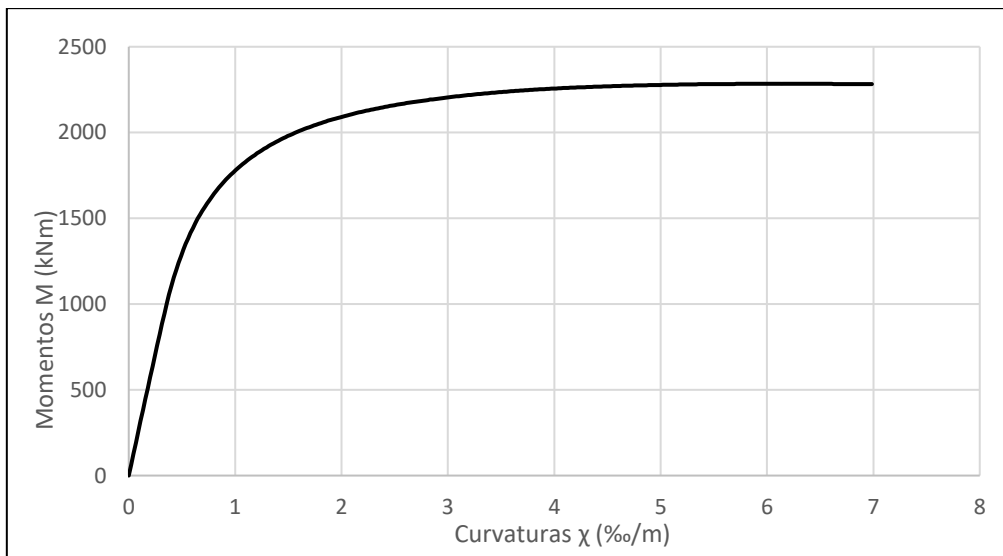


Figura 4.8 – Relação Momentos-Curvaturas da seção não armada

Quadro 4.6 – Valores das curvaturas e momentos de cedência e últimos da seção não armada

| $\chi_c$<br>(‰/m) | $\chi_u$<br>(‰/m) | $M_{ced}$<br>(KNm) | $M_u$<br>(KNm) |
|-------------------|-------------------|--------------------|----------------|
| 3,29              | 6,98              | 2224               | 2282           |

#### 4.6 Processo iterativo de cálculo

Definidos todos os pressupostos de cálculo, isto é, todas as características geométricas e mecânicas do terreno e das estacas a considerar, importa descrever o processo de cálculo desenvolvido para a obtenção das ações impostas, considerando o comportamento não linear do solo e da estaca.

O referido processo teve um carácter iterativo uma vez que o comportamento não linear do solo e estaca foram introduzidos através dos dois programas já descritos, CINEMAT e PIER, respetivamente.

De forma resumida o processo é iniciado no programa CINEMAT, no qual são introduzidos os parâmetros geotécnicos iniciais do terreno, as curvas que caracterizam o comportamento não linear do solo e as características elásticas da estaca. Neste programa é obtido o perfil de deslocamentos impostos à estaca de acordo com a resposta não linear do solo. Após obtenção do perfil, passa-se à segunda fase do processo, a imposição do perfil calculado à estaca no programa PIER. Neste considera-se as relações constitutivas não lineares das diferentes secções de betão armado para obtenção das curvaturas impostas e rigidezes “reais” da estaca, sendo que nesta fase já estão contabilizados os comportamentos não lineares quer da estaca quer do solo.

Como a rigidez da estaca é dependente do nível de deformação imposto ao elemento, como é possível observar nas relações constitutivas descritas anteriormente, e o perfil de deslocamentos imposto pelo terreno é também ele dependente da rigidez do elemento que nele está inserido, o processo em causa é iterativo, retirando-se do primeiro programa o perfil de deslocamentos que resulta numa determinada rigidez da estaca, retirada do segundo, que por sua vez resultará num novo perfil de deslocamentos, até se atingir a convergência das duas grandezas referidas. Na Figura 4.9 encontra-se representado um fluxograma ilustrativo do processo.

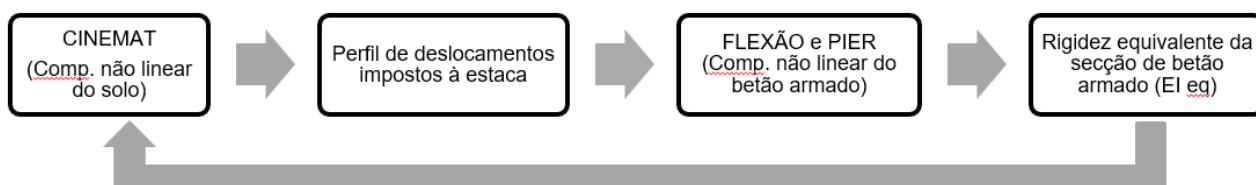


Figura 4.9 – Fluxograma representativo do processo de cálculo iterativo

Tendo em conta as ideias expostas, é feita de seguida a descrição detalhada do processo iterativo de cálculo:

1. Como referido, o processo iterativo inicia-se no programa CINEMAT.  
Inicialmente é necessário definir os ficheiros de input, nomeadamente o acelerograma de define a ação, os parâmetros que definem as características do terreno, necessárias para o cálculo através do modelo BDWF (espessura da subcamada ( $h$ ), módulo de distorção inicial ( $G_0$ ), peso Volúmico ( $\gamma$ ), coeficiente de amortecimento inicial ( $\xi_0$ ), coeficiente de poisson ( $\nu$ ) e as curvas que caracterizam o comportamento não linear dependentes das distorções) e as características da estaca (módulo de elasticidade ( $E$ ), Inércia ( $I$ ), massa por metro, diâmetro ( $\emptyset$ ) e Rigidez de Flexão ( $EI$ ));
2. Cálculo da resposta de campo livre do terreno através de modelo de propagação unidimensional de ondas sísmicas. Nesta fase é aplicado o método linear equivalente de forma a obter os valores do módulo de distorção ( $G_i$ ) e do coeficiente de amortecimento ( $\xi_i$ ) compatíveis com o nível de distorção

cíclica em cada subcamada discretizada, caracterizando-se assim a resposta não linear do solo. Refira-se que esta resposta é obtida de forma indireta pelo método linear equivalente no tempo desenvolvido por Santos (1999);

3. Definição das condições de fronteiras cinemáticas no topo e base no modelo e da condição de radiação na base do modelo. Nos cálculos executados considerou-se a condição de rotação impedida da estaca no topo e, na base, a condição de deslocamentos iguais aos de campo livre;
4. Determinação da resposta do sistema solo-estaca, em termos de deslocamentos e esforços, com base nas características do terreno determinadas, características elásticas da estaca e as condições de fronteira;
5. Determinação do instante para o qual se verifica o maior valor do momento fletor na estaca. As análises procedentes foram executadas para o referido instante por se considerar ser o mais gravoso, uma vez que o maior momento corresponderá também às maiores curvaturas impostas à estaca.
6. Determinação do perfil de deslocamentos impostos pelo terreno à estaca para o instante anteriormente referido.

Nesta fase conclui-se a análise com recurso ao programa CINEMAT, para a primeira iteração, tendo-se obtido o perfil de deslocamentos mais gravoso considerando-se o comportamento não linear do solo. Na fase seguinte serão utilizados os programas FLEXÃO e PIER para o cálculo não linear da resposta da estaca.

7. Definição das secções armadas no programa FLEXÃO, através da introdução do diâmetro da estaca, recobrimento das armaduras, diâmetro da secção confinada, afastamento, diâmetro, tensão de cedência ( $f_{yd}$ ) e extensão última ( $\epsilon_{su}$ ) das armaduras de confinamento, resistência à compressão ( $f_{cd}$ ) e módulo de deformabilidade ( $E_c$ ) do betão e tensão de cedência ( $f_{yd}$ ), módulo de deformabilidade ( $E_s$ ) e área das armaduras longitudinais. No programa FLEXÃO, através das relações constitutivas estudadas nos capítulos 3.4.1 e 3.4.2, definiu-se o comportamento não linear das secções armadas;
8. Definição dos elementos finitos e ações no programa PIER. Tal como no programa CINEMAT o modelo foi discretizado em elementos com 0,5 m de comprimento. Atribuição das secções armadas, definidas no ponto anterior, a cada elemento finito barra, de acordo com a Figura 4.4 e imposição do perfil de deslocamentos calculado no ponto 6 em cada um dos nós dos elementos de barra. Também nesta fase deverá ser definido o valor do esforço axial atuante sobre a estaca;
9. Resolução da estrutura no programa PIER e determinação das variáveis que definem o comportamento do elemento de betão armado, nomeadamente esforços, deslocamentos, curvaturas, extensões e rigidezes equivalentes. No processo iterativo, a variável a obter é a rigidez de flexão equivalente da barra ( $EI_{eq}$ ), uma vez que traduz o comportamento não linear do elemento de betão e influenciará o cálculo do novo perfil de deslocamentos nas iterações seguintes;



Nesta fase dá-se por concluída a iteração inicial. Como referido anteriormente as variáveis a ter a controlar no processo são os deslocamentos impostos e as rigidezes de flexão equivalente. Assim serão estas que servirão de input às novas iterações até se garantir a condição de convergência do sistema. Nas iterações seguintes, o processo deverá seguir os seguintes passos:

10. Redefinição do ficheiro de dados que define a estaca no programa CINEMAT. Neste deverão alterar-se os valores da rigidez de flexão da estaca em cada nó de acordo com os valores de  $EI_{eq}$ , obtidos na iteração anterior através do programa PIER. Todos os restantes dados de entrada do programa CINEMAT deverão ser os mesmos da primeira iteração;
11. Redeterminação do perfil de deslocamentos impostos pelo solo à estaca de acordo com as novas rigidezes de flexão calculadas;
12. Imposição do novo perfil de deslocamentos à estaca, no programa PIER, e obtenção dos novos valores de rigidez de flexão equivalente do elemento de barra;
13. Cálculo da variação percentual das rigidezes equivalentes obtidas na iteração atual e na anterior.

Considera-se como condição de convergência que o erro relativo calculado no ponto 13 não seja superior a 1%. Se tal condição não se verificar no fim de uma iteração, deverá voltar-se ao ponto 10 e proceder aos cálculos descritos até que a condição seja atingida, garantindo-se assim a convergência do processo.

## **4.7 Apresentação e análise dos resultados**

### **4.7.1 Estaca com baixa capacidade de deformação**

De seguida serão apresentadas as principais variáveis que caracterizam o comportamento da estaca quando sujeita ao fenómeno de interação cinemática solo-estaca, nomeadamente os perfis de deslocamentos do solo e da estaca e as distribuições de momentos e curvaturas da estaca. Os gráficos apresentados representarão a situação para o instante mais gravoso. Sempre que pertinente, serão apresentados e comparados os resultados obtidos quando considerado o comportamento linear elástico e não linear dos materiais.

Na Figura 4.10 apresentam-se os perfis de deslocamentos do solo e da estaca. Como referido, será comparado o comportamento para o caso de comportamento linear elástico (LE) e não linear (NL). Em ambos os casos quer a estaca quer o solo exibem o comportamento indicado. A variável  $u$  descreve os deslocamentos do solo e a  $y$  os deslocamentos da estaca.

Na Figura 4.11 apresentam-se os diagramas de momentos da estaca para o caso de comportamento linear elástico do solo e da estaca (LE) e para o caso de comportamento não linear de ambos (NL).

Na Figura 4.13 apresentam-se os diagramas de curvaturas impostas às estacas. Neste caso considera-se sempre que o comportamento da estaca é descrito por uma lei não linear, pois a descrição do comportamento numa lei linear elástica por momentos ou curvaturas seria redundante. Assim considerou-se que o caso LE diz respeito ao comportamento linear elástico do solo e não linear da estaca enquanto o caso NL considera-se o comportamento não linear de ambos os materiais. Saliente-se ainda que no caso NL optou-se por apresentar os instantes para os quais as curvaturas impostas são maiores em cada uma das zonas de transição de rigidez.

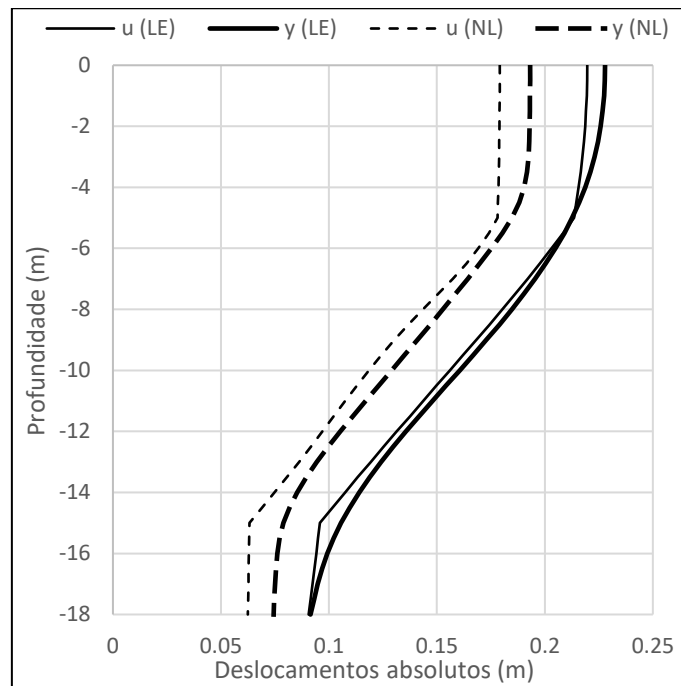


Figura 4.10 – Perfil de deslocamentos do solo e da estaca

Da observação da Figura 4.11 duas ideias importantes podem ser retiradas. Verifica-se que nas zonas afastadas das transições de rigidez o comportamento da estaca é muito próximo do deslocamento do terreno, concluindo-se para rigidezes relativamente uniformes o campo de deslocamentos do solo é uma aproximação razoável ao campo de deslocamentos da estaca. Por outro lado, nas zonas com variações acentuadas de rigidez, o comportamento dos dois é bastante distinto. No caso do solo, verifica-se uma variação brusca no declive do perfil de deslocamentos. Na estaca, por sua vez, a transição é bastante mais suave até se aproximar novamente do perfil do solo. Estas diferenças são uma evidência clara das elevadas curvaturas impostas à estaca nestas regiões, uma vez que estas estão precisamente relacionadas com a variação dos deslocamentos.

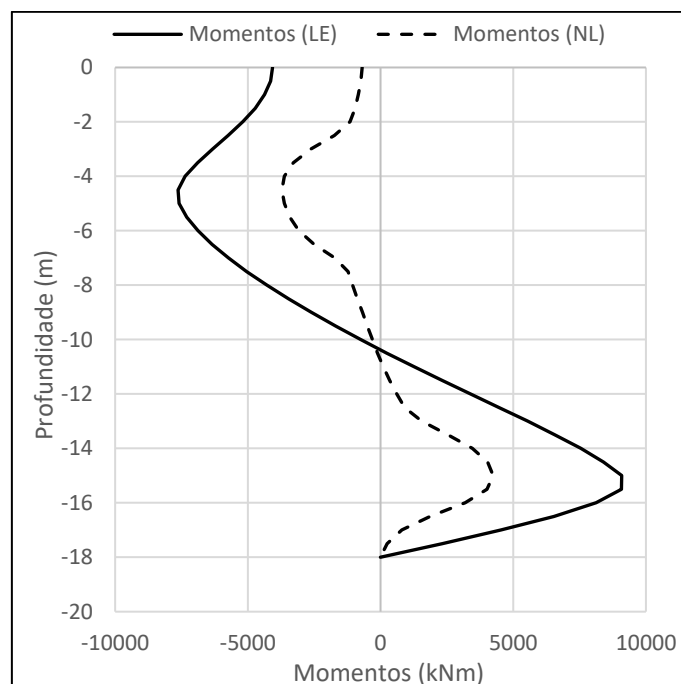


Figura 4.11 – Distribuição de momentos da estaca

Da análise da Figura 4.11 é mais uma vez possível verificar a extrema relevância que as zonas de transição de camada têm no dimensionamento sísmico de estacas. É nestas zonas que se verifica os picos dos momentos fletores quer para os casos LE quer para o NL. Outro facto, esperado, mas importante de constatar, é a relevância da análise tendo em conta o comportamento não linear ao invés do elástico quando se trata de análise sísmica. Os momentos elásticos são muito superiores o que poderá levar a dimensionamentos desadequados quando baseados nos mesmos.

Embora no presente estudo se privilegie as grandezas cinemáticas para a verificação dos elementos estruturais, algumas considerações interessantes podem ser retiradas da análise do diagrama de momentos.

A primeira está relacionada com a hipótese de dimensionamento elástico da peça de betão armado. Considerando o dimensionamento com um fator de comportamento unitário, será interessante perceber se, para os momentos elásticos obtidos, a armadura adotada verifica a segurança e comparar posteriormente com a análise não linear. Assim traçou-se a curva de interação elástica de flexão composta, para as duas secções S1/S4 e S2/S3, que se encontra representada na Figura 4.12. Saliente-se que a curva é a mesma para as duas secções uma vez que a armadura longitudinal é também a mesma.

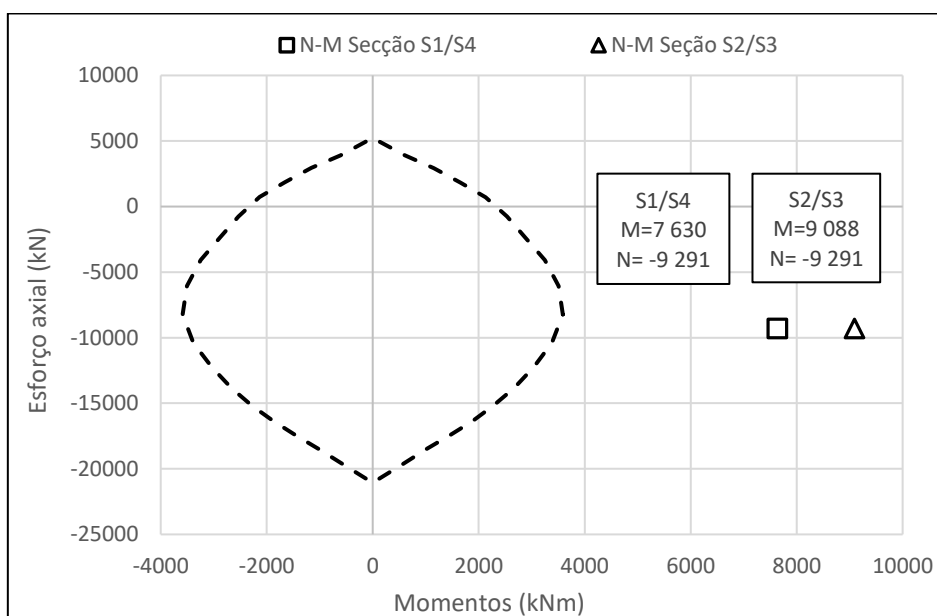


Figura 4.12 -Curva de dimensionamento de flexão composta

Da análise da Figura 4.12 conclui-se que a armadura adotada, no caso de se considerar um fator de comportamento unitário e como tal o comportamento elástico da estaca, não verifica a segurança para o caso da flexão composta. Se tais pressupostos fossem tidos em conta no dimensionamento o nível de armadura teria que ser bastante superior, sendo que provavelmente na prática a estaca não seria armável. Quando se analisar a secção em termos de curvaturas poderão tecer-se algumas considerações em relação à adequabilidade deste processo para o dimensionamento sísmico.

Outro aspeto interessante passará por uma estimativa do coeficiente de comportamento a adotar com base nos valores máximos obtidos para o caso LE e NL. Assim, para o Razão entre os valores máximos de momentos nos picos foram obtidos valores muito próximos de 2.

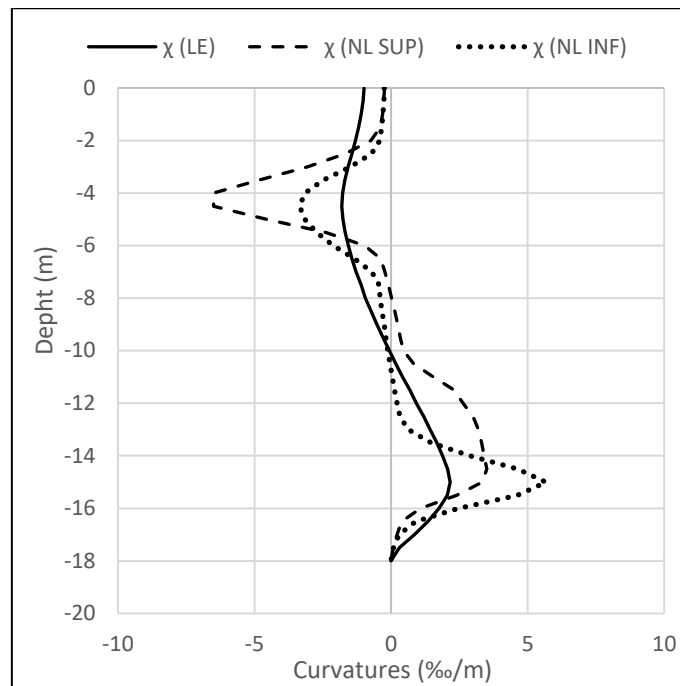


Figura 4.13 – Distribuição de curvaturas na estaca

Tal como nas figuras anteriores, também na Figura 4.13 é bastante claro a localização e o impacto que as zonas de transição têm no comportamento das estacas. Como descrito nos capítulos subsequentes, é nestas zonas que a estaca se encontra sujeita a curvaturas impostas mais elevadas, precisamente devido às alterações bruscas no perfil de deslocamentos facilmente observadas na Figura 4.10 e descritas acima.

No Quadro 4.7 resume-se os resultados obtidos em termos de curvaturas, comparando-se os valores impostos e admissíveis para as duas secções em causa.

Quadro 4.7 – Resumo dos resultados da análise da estaca em termos de curvaturas

|                     | $\chi_{imposta}$<br>(‰/m) | $\chi_c$<br>(‰/m) | $\chi_u$<br>(‰/m) | $\frac{\chi_{imposta}}{\chi_c}$ | $\frac{\chi_{imposta}}{\chi_u}$ |
|---------------------|---------------------------|-------------------|-------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| <b>Secção S1/S4</b> | 6.51                      | 3.66              | 23.28             | 1.78                            | 0.28                            |
| <b>Secção S2/S3</b> | 2.30                      | 3.77              | 16.05             | 0.61                            | 0.14                            |

Da análise da Figura 4.13 e do Quadro 4.7 pode concluir-se:

- As conclusões práticas são semelhantes às de Lagareiro (2015). Nos casos estudados pelo autor, as curvaturas máximas impostas registadas foram da ordem de grandeza da de cedência e como tal o comportamento era, praticamente, elástico. Na análise agora realizada verificou-se um aumento de quase duas vezes das curvaturas impostas, verificando-se assim uma clara entrada no patamar plástico da relação constitutiva do elemento.

Contudo, embora no presente estudo a estaca tenha entrado em cedência, em ambos os casos as curvaturas impostas são bastante inferiores à curvatura última, podendo assim concluir-se que a estaca sofre danos, plastificando, mas não colapsa;

- No presente estudo procurou-se minimizar ao máximo a capacidade de deformação da estaca, mas, mesmo nestas condições, a estaca apresenta um comportamento adequado para as ações consideradas. Assim pode concluir-se que, para o caso de interação estudado, mesmo com baixo confinamento, desde que as armaduras longitudinais e a dimensão da secção sejam adequadamente dimensionadas para as restantes cargas, apresentará um comportamento adequado para resistir aos deslocamentos impostos;
- Retomando a análise para o caso do dimensionamento executado com base num coeficiente de comportamento unitário e conseqüentemente no comportamento linear elástico da estaca, verifica-se que, para análise em termos de grandezas cinemáticas, não será necessário o incremento das quantidades de armadura para a verificação da segurança, ao contrário do caso descrito anteriormente. Assim, no caso desta metodologia, serão necessárias taxas de armaduras mais baixas resultando num dimensionamento menos dispendioso das peças de betão armado, dado este muito relevante na prática corrente atual de engenharia.
- Conclui-se que a divisão da estaca por zonas que apresentam comportamento plástico e elástico, prescrita pelo NP EN 1998 - 5 (2010), é adequada e deverá ser seguida. No caso analisado, verificou-se que as referidas zonas se comportam de acordo com o tipo de comportamento esperado, confirmando-se assim a prescrição feita.

#### **4.7.2 Estaca de trado contínuo**

No presente ponto será descrito e analisado o comportamento de uma estaca executada com recurso à tecnologia de trado contínuo, armada apenas nos primeiros 12 m de comprimento. Tal como no caso anterior será feita a apresentação dos resultados em termos de deslocamentos e curvaturas a que a estaca e o solo estão sujeitos, tecendo-se as considerações relevantes em cada caso. Por outro lado, como ficou patente na análise do caso anterior e pelo facto de se tratar de uma peça não armada, os momentos fletores da peça são uma variável que não acrescenta valor significativo e como tal não serão abordados.

Saliente-se que no presente caso, uma vez que se pretendeu simular diversas situações de serviço, os cálculos foram realizados para diferentes valores da aceleração sísmica máxima, 0,05 g, 0,1 g, 0,15 g e 0,3 g. Procurou-se assim perceber se este tipo de estaca pode ser considerado em zonas sísmicas e para que magnitudes.

A modelação da secção não armada apresentou algumas dificuldades numéricas. Desde logo a ausência de armadura de flexão que equilibrasse as trações na secção, criou problemas de convergência no problema, uma vez que no modelo constitutivo utilizado a resistência do betão à tração foi desprezada. De forma a contornar esta questão, adotou-se uma armadura fictícia com uma área muito baixa, 1,32 cm<sup>2</sup>, verificando-se assim a existência de armadura em qualquer zona tracionada. Como introduzido no capítulo anterior, a armadura de flexão é um dos fatores relevantes para a avaliação da rigidez da secção. Neste caso a introdução deste facto provoca um aumento da rigidez, mas, tendo em conta as grandezas envolvidas, esta modificação é inócua para a análise. O segundo fator relevante que provocou algumas complicações foi o comportamento não linear do betão e a variação da rigidez perto da rotura. Tendo em conta que a curva  $M-\chi$ , no patamar plástico, é quase horizontal, pequenas diminuições na rigidez da secção resultavam em grandes aumentos do valor da curvatura e conseqüentemente grande dificuldade em prever o comportamento próximo da rotura, uma vez que após esta o problema não converge. Assim, mais uma vez, introduziu-se um fator

fictício na análise. Ao adicionar-se confinamento à seção aumentou-se consideravelmente o valor da extensão última do betão e conseqüentemente a curvatura. Por outro lado, este aspeto tem como vantagem apenas influenciar estas grandezas, mantendo-se a rigidez da seção praticamente inalterada verificando-se assim uma distribuição da ação semelhante à situação original.

Na Figura 4.14 é possível observar os perfis de deslocamentos do solo ( $u$ ) e estaca ( $y$ ) para as diferentes magnitudes sísmicas citadas anteriormente. Refira-se que na figura são apresentados os resultados dos perfis com comportamento não linear do solo e do betão.

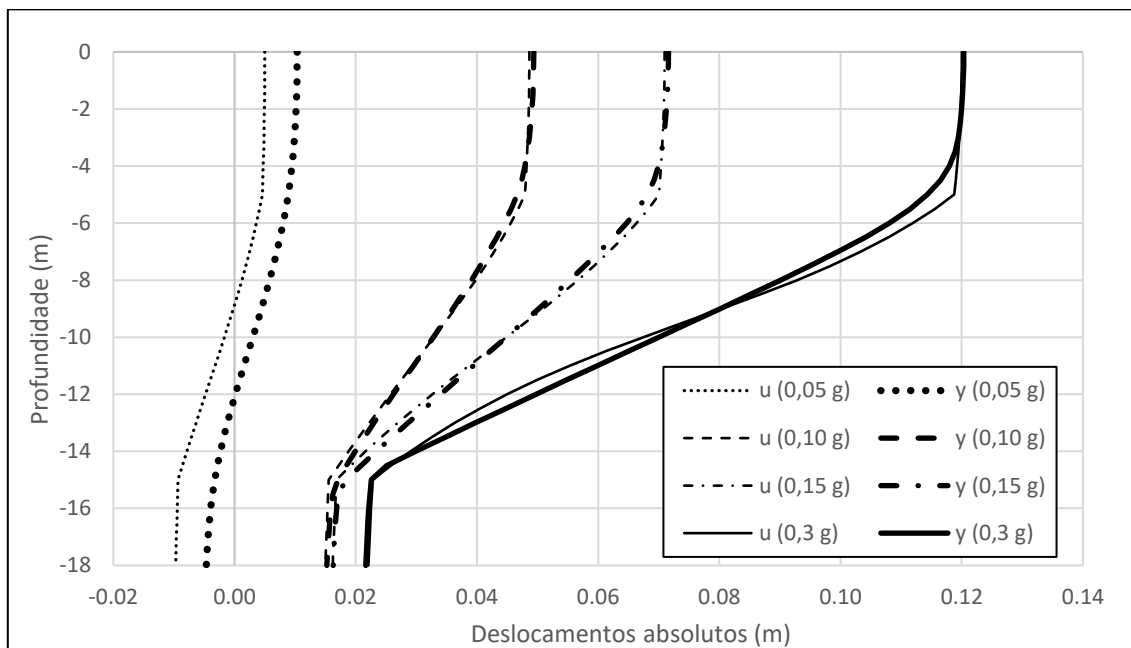


Figura 4.14 - Perfil de deslocamentos do solo e da estaca

Da análise dos perfis de deslocamentos criados é possível tirar algumas conclusões relevantes, nomeadamente, quando se observa a relação entre deslocamentos do solo e estaca. Tendo em conta que à medida que se aumenta a ação se aproxima a estaca da rotura e que neste caso a análise incide sobre a zona da estaca não armada (interface inferior), verifica-se que quanto maior as ações mais se aproximam os perfis de deslocamentos. Este facto é explicado pela redução da rigidez da estaca quando entra no patamar plástico oferecendo cada vez menos resistência à imposição de um deslocamento por parte do solo. Neste caso, uma vez que a estaca se torna um elemento muito mais flexível, tal como é previsto pelo método de Soulomiac (1986), a estaca segue os deslocamentos do solo. Outro aspeto que é bastante perceptível é a relevância da consideração do comportamento não linear do solo. Considerando que na base temos o maciço competente, verifica-se os deslocamentos no pé da estaca são muito próximos para as diferentes magnitudes, contudo ao longo das camadas de solo e à superfície verifica-se uma variação significativa o que demonstra bem a relevância dos efeitos de sítio e da perda de rigidez do solo para grandes deformações, como é o caso da ação sísmica.

Na Figura 4.15 é possível observar as diferentes distribuições de curvatura para as ações sísmicas consideradas, bem como o valor das curvaturas últimas e de cedência.

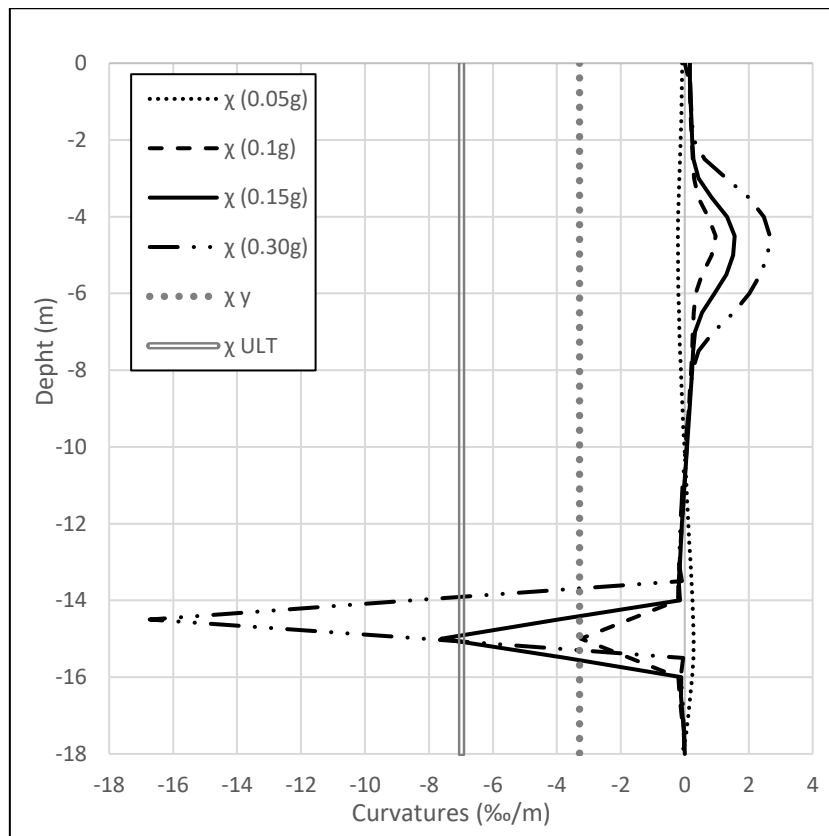


Figura 4.15 - Distribuição de curvaturas na estaca

Da análise da Figura 4.15 é possível verificar que a estaca, na zona não armada, atinge a rotura nas análises realizadas. No caso de acelerações máximas superiores a 0,15 g, sismos de moderado potencial de dano, as curvaturas impostas à estaca são superiores à curvatura última admissíveis atingindo-se assim a rotura da estaca. Aliado a este aspeto verifica-se que, uma vez que o patamar plástico é bastante pequeno, como seria de esperar, a gama de valores de acelerações máximas entre a cedência e a rotura é bastante curta e como tal o comportamento plástico da estaca não armada não deve ser considerado. Refira-se que para a zona armada a estaca não atingiu a cedência. A curvatura de cedência e última da estaca não armada são iguais a 3,29 ‰ e 6,98 ‰, respetivamente.

No Quadro 4.8 resume-se os resultados obtidos em termos de curvaturas, comparando-se os valores impostos e admissíveis para a secção não armada.

Quadro 4.8 – Resumo dos resultados da análise da estaca não armada em termos de curvaturas

|                    | $\chi_{imposta}$<br>(‰/m) | $\frac{\chi_{imposta}}{\chi_c}$ | $\frac{\chi_{imposta}}{\chi_u}$ |
|--------------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| <b>Amax=0,05 g</b> | 0,28                      | 0,09                            | 0,04                            |
| <b>Amax=0,10 g</b> | 3,25                      | 0,99                            | 0,47                            |
| <b>Amax=0,15 g</b> | 7,61                      | 2,31                            | 1,09                            |
| <b>Amax=0,30 g</b> | 16,73                     | 5,10                            | 2,40                            |

Da análise dos resultados obtidos para o comportamento de uma estaca com um troço não armado é possível retirar as seguintes conclusões:

- Os resultados obtidos confirmam inequivocamente que a utilização de estacas não armadas em zonas sísmicas não deve ser considerada, visto que, mesmo para sismos de intensidade moderada, é possível atingir-se a rotura deste elemento.
- A rotura da estaca pode ter consequências graves nos edifícios a fundar, levando em última análise ao colapso do mesmo. Ao atingir-se a extensão máxima do betão e conseqüentemente a rotura de uma peça de betão armado, em especial quando não é adequadamente confinada como é o caso, do ponto de vista físico o betão é “esmagado” e desagrega-se deixando de ter capacidade resistente para qualquer tipo de tensão, seja normal ou de corte. Assim, quando se atinge a rotura, deverá considerar-se que a estaca perde a capacidade de suportar qualquer carga, incluindo as cargas verticais estáticas de serviço. Será de esperar a ocorrência de assentamentos muito relevantes no topo da estaca. Na mesma temática, não será expectável que a ação do solo garanta algum confinamento adicional, prevendo-se de qualquer forma a expulsão do betão, uma vez que será de esperar que, derivado da ação dinâmica do sismo, se verifique um ligeiro “descolar” entre a estaca e o solo.
- Da análise realizada é possível confirmar algumas das ideias expressas anteriormente, verificando-se assim a sua adequabilidade na descrição do comportamento e dimensionamento de estacas sujeitas à ação sísmica:
  - A prescrição do NP EN 1998-5 (2010), citada anteriormente, verifica-se, mais uma vez como adequada. Observando a Figura 4.15 é possível verificar que as zonas mais solicitadas e com maiores curvaturas impostas encontram-se na vizinhança, a dois diâmetros, das transições de rigidez de solo. Este aspeto é especialmente visível quando o comportamento da estaca se encontra na zona plástica;
  - O presente caso confirma a importância da consideração do comportamento não linear dos materiais. Se por um lado é visível que se o solo for modelado como elástico as ações sobre a estaca são subestimadas, por outro lado a utilização de elementos de betão armado pouco dúcteis, e como tal com um patamar plástico pouco pronunciado, resulta na rotura do elemento. Mais uma vez verifica-se o papel chave que o confinamento e conseqüente exploração do comportamento dos elementos de betão armado tem no adequado comportamento face às ações sísmicas;
  - Para a mesma ação, no caso da estaca com baixa capacidade de deformação, as curvaturas impostas mais elevadas verificaram-se na interface superior. No presente caso a situação é contrária, verificando-se que as maiores curvaturas se registam na interface inferior. Confirma-se assim a distribuição da ação é condicionada pela relação de rigidezes entre solo e estaca e não apenas pela rigidez do elemento estrutural, como é usual.



## 4.8 Conclusões

No presente capítulo foi dada sequência aos trabalhos desenvolvidos por Santos (1999) e Lagareiro (2015), abordando-se a temática da interação cinemática solo-estaca.

Foram descritos os principais pressupostos utilizados na análise como a ação sísmica, o modelo geológico/geotécnico utilizado e as relações que definem o comportamento não-linear dos materiais envolvidos. Foi também abordado o processo iterativo utilizado na análise, que incorpora os programas descritos nos capítulos anteriores.

No presente capítulo procurou-se concluir o estudo da interação solo-estaca através de casos limite, mas que se enquadram perfeitamente na prática corrente de dimensionamento de fundações. Considerou-se o caso de uma estaca com baixa capacidade de deformação, combinando-se os fatores mais relevantes que poderiam originar um elemento com esta natureza, nomeadamente elevada taxa de armadura de flexão, baixo nível de confinamento e uma carga axial elevada. No segundo caso tratou-se do caso em que a estaca é executada através da tecnologia de trado contínuo e como tal apenas é armada nos primeiros metros, tendo-se considerado um segmento não armado a partir dos 12m de profundidade.

As principais conclusões obtidas das análises realizadas foram, em primeiro lugar, que uma estaca adequadamente dimensionada para as restantes ações deverá apresentar uma ductilidade suficiente e adequada para resistir às ações impostas pelo solo sobre a mesma. Verificou-se que, para o nível de confinamento baixo considerado no caso de estudo, a estaca se encontra longe da rotura.

Em segundo lugar verificou-se que a consideração do comportamento não linear dos materiais é fundamental na análise realizada, uma vez que a o dimensionamento dos elementos em regime elástico levará a seções sobredimensionadas e de custos bastante superiores.

Mostrou-se também que, embora insuficientes para a definição completa do processo de dimensionamento das estacas, as prescrições do NP EN 1998-5 (2010) estão corretas e de acordo com os resultados obtidos.

Por último, provou-se claramente que as estacas com zonas não armadas apresentam um comportamento inadequado face à ação sísmica, atingindo a rotura para intensidades relativamente baixas, o que coloca em causa a segurança das edificações fundadas, não devendo ser utilizadas em zonas de sismicidade média a elevada.



## **5 VALIDAÇÃO DO MODELO BDWF APLICADO AO FENÓMENO DE INTERAÇÃO SÍSMICA SOLO-ESTACA-ESTRUTURA**

### **5.1 Introdução**

No presente capítulo será abordada a temática da interação sísmica solo-estaca-estrutura como fenómeno global. No Capítulo 2, ficou patente a multiplicidade de métodos existentes e as diferentes abordagens existentes. Tendo em conta que no presente estudo se pretende apresentar metodologias de dimensionamento aplicáveis na prática, mas que garantam um elevado rigor técnico, optou-se pela utilização da abordagem direta através da implementação do método BDWF. Em geral, este método apenas é utilizado para o tratamento do fenómeno de interação cinemática solo-estaca. Contudo, o mesmo apresenta diversas potencialidades adicionais, nomeadamente a possibilidade de implementação para o caso da interação inercial solo-estaca (Makris & Gazetas, 1992) mas, em especial, para análise global do fenómeno de interação sísmica solo-estaca-estrutura.

Assim, no presente capítulo será estudado este fenómeno com base no modelo BDWF, utilizando-se o programa CINEMAT, descrito no Capítulo 2. Com base no programa desenvolvido por Santos (1999), serão introduzidas algumas alterações que permitirão a introdução da estrutura no modelo e programa de cálculo.

Serão descritas as principais modificações introduzidas para que todo o fenómeno seja tido em conta, em especial no que à implementação da estrutura diz respeito.

Uma vez que o efeito da estrutura será representado com base num oscilador com um grau de liberdade com massa distribuída e massa concentrada no topo, será feita uma breve descrição das equações que regem o comportamento deste elemento.

Serão apresentados os diversos passos de validação do modelo de cálculo e do programa adaptado à nova problemática.

### **5.2 Novo modelo de cálculo - alterações no programa de cálculo CINEMAT**

O programa CINEMAT foi criado com o intuito de analisar a problemática da interação cinemática solo-estaca, ou seja, sem que fosse considerada qualquer ação da superestrutura. No presente trabalho pretende-se estender o estudo à globalidade do fenómeno de interação sísmica, introduzindo-se o fenómeno de interação inercial. Assim foi necessário readaptar o modelo de cálculo e implementar algumas alterações no programa CINEMAT. Os elementos que simulam o comportamento do terreno, as molas e amortecedores mantêm-se inalterados assim como os elementos finitos de barra que simulam a estaca de fundação. A grande alteração reside na incorporação de um oscilador de 1 grau de liberdade no topo da estaca que simulará a ação da estrutura. Na Figura 5.1 encontra-se representado o novo modelo de cálculo.

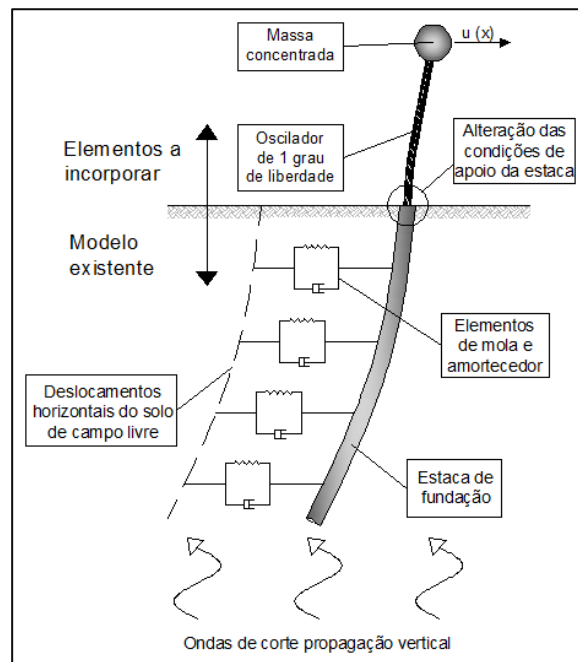


Figura 5.1 – Modelo BDWF adaptado ao fenômeno de interação global

Das alterações realizadas destacam-se:

- Possibilidade de atribuição de massa concentrada em cada ponto nodal;
- Possibilidade de anulação da ação das molas e amortecedores nos pontos nodais do oscilador que simula a superestrutura;
- Possibilidade de variação do parâmetro de proporcionalidade,  $\delta$ , entre o módulo de elasticidade do solo,  $E_s$ , e o a rigidez das molas,  $k$ ;

As duas primeiras alterações estão diretamente relacionadas com a consideração da superestrutura no modelo.

A utilização de massas concentradas,  $m_{\text{conc}}$ , é um procedimento usual na dinâmica de estruturas para simular a ação dos pisos da estrutura, implementando-se esta alteração com o objetivo de simular a massa da estrutura em vibração.

A segunda alteração permite diferenciar a zona enterrada da zona do modelo acima da superfície do terreno. Como já foi amplamente discutido, no modelo BDWF o terreno (e a interação com a estaca) é simulado através da ação das molas e amortecedores. Assim foi necessário anular o efeito destes elementos nos pontos nodais dos elementos finitos que constituem a estrutura. Com este objetivo foram incorporados no modelo três parâmetros adimensionais que visam o controlo da percentagem de rigidez das molas, do valor do amortecimento e da massa distribuída a considerar no cálculo da resposta, os fatores  $F_k$ ,  $F_c$  e  $F_m$ , respetivamente. Estes parâmetros variam entre 0, para o caso da estrutura em que se pretende anular o efeito do terreno, e 1, valor original do modelo para considerar a totalidade do valor da rigidez das molas, do amortecimento do solo ou da massa distribuída.

A terceira modificação tem em conta a condição de fronteira na cabeça da estaca e a conseqüentemente o valor da rigidez das molas que simulam o terreno. Como descrito no subcapítulo 2.5.3, a rigidez das molas é proporcional ao módulo de deformabilidade do terreno, sendo o fator de proporcionalidade dependente das

condições de apoio da cabeça da estaca. Para uma estaca isolada pode ter-se o caso de a cabeça ser livre ou encastrada sendo fator de proporcionalidade igual a 2,1 ou 1,2, respetivamente.

Ao implementar-se a estrutura no modelo, a condição de fronteira superior, a definir no programa, deixa de ser no topo da estaca passando a ser no topo da estrutura. Assim o ponto nodal da cabeça da estaca encontra-se numa situação intermédia entre o encastramento perfeito e a condição de movimento livre.

Tendo em conta este aspeto, o fator de proporcionalidade deixa de ser fixado pelas condições de fronteira tornando-se numa variável que tem que ser introduzida no programa. No presente trabalho considerou-se que este parâmetro deve variar entre os dois limites citados. É relevante mencionar a sensibilidade deste parâmetro uma vez que o mesmo é bastante dependente da rigidez relativa da estaca, estrutura e solo.

Tendo em conta as modificações descritas, a equação (2.2), que rege o fenómeno de interação solo estaca no modelo BDWF, é substituída pela seguinte expressão:

$$E_p I_p \frac{\partial^4 \bar{y}}{\partial x^4} + F_m \times \bar{m} \frac{\partial^2 \bar{y}}{\partial t^2} + F_c \times c \frac{\partial(\bar{y} - \bar{u})}{\partial t} + F_k \times k(\bar{y} - \bar{u}) = 0 \quad (5.1)$$

As massas concentradas são modeladas como forças nodais aplicadas que dependem do valor da aceleração registada nesse ponto.

### 5.3 Breve descrição das equações do oscilador de 1 grau de liberdade

Nos estudos realizados a estrutura foi modelada através de um elemento usualmente denominado como oscilador de 1 grau de liberdade. Como o nome indica o movimento do elemento é apenas descrito por uma única grandeza, neste caso o deslocamento horizontal na direção da ação sísmica.

A descrição exhaustiva das equações que regem o movimento deste elemento, nas quais se baseou o presente trabalho, pode ser consultada em Clough e Penzien (1995). A estrutura em causa, barra em consola com rigidez de flexão e massa distribuída constante ao longo do seu comprimento, encastrada numa extremidade e com massa livre na outra, encontra-se representada na Figura 5.2.

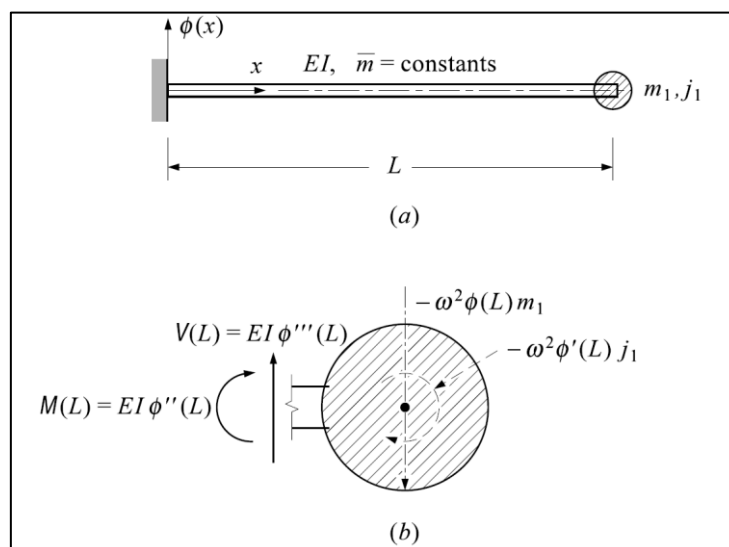


Figura 5.2 – Barra em consola com massa concentrada na extremidade: a) Propriedades da barra; b) Forças atuantes na massa [adaptado de Clough e Penzien (1995)]

O movimento não amortecido do oscilador de 1 grau de liberdade,  $v(x, t)$ , é descrito pela seguinte expressão:

$$E_p I_p \frac{\partial^4 v(x, t)}{\partial x^4} + \bar{m} \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (5.2)$$

A solução da equação do problema assume a seguinte forma:

$$v(x, t) = \phi(x) Y(t) \quad (5.3)$$

Em que a função  $\phi(x)$  define a forma do movimento livre e  $Y(t)$  a amplitude do mesmo. As referidas funções podem ser obtidas através das seguintes expressões:

$$Y(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t = Y(0) \cos \omega t + \frac{\dot{Y}(0)}{\omega} \sin \omega t \quad (5.4)$$

Pela equação (5.4) é possível verificar que a amplitude depende da frequência da ação,  $\omega$ , do instante,  $t$ , e das condições iniciais de deslocamento e velocidade.

$$\phi(x) = A_1 \cos ax + A_2 \sin ax + A_3 \cosh ax + A_4 \sinh ax \quad (5.5)$$

As constantes  $A_i$  são obtidas através da imposição das condições de fronteira e a variável  $a$  é obtida graficamente ou numericamente. No presente caso as condições de fronteira consideradas foram as seguintes:

- $\phi(0) = 0$  (deslocamento no encastramento nulo) (5.6)

- $\phi'(0) = 0$  (rotação no encastramento nula) (5.7)

- $V(L) = EI \phi'''(L) = -\omega^2 \phi(L) m_1$  (Esforço transversal na massa concentrada) (5.8)

- $M(L) = EI \phi''(L) = -\omega^2 \phi'(L) j_1$  (Momento fletor na massa concentrada) (5.9)

Em que  $m_1$  é a massa concentrada e  $j_1$  é a massa de rotação, que no presente caso foi considerada nula, uma vez que a massa apenas é considerada para o grau de liberdade referente ao movimento horizontal.

Tendo em conta que a resposta depende do parâmetro  $a$ , a própria expressão  $\phi(x)$  assim como a frequência do oscilador têm que ser obtidos numericamente ou graficamente.

Nos modelos considerados, o oscilador foi modelado com um elemento de barra único e massa distribuída foi considerada, por comprimentos de influência, nos pontos nodais, mantendo-se assim a condição de um único grau de liberdade.

## 5.4 Validação do modelo de cálculo

### 5.4.1 Considerações gerais

Nos pontos seguintes serão descritas todas as fases de validação do modelo e programa de cálculo. À semelhança do procedimento adotado por Santos (1999), os resultados do modelo BDWF, com a estrutura incorporada neste caso, foram comparados e validados com um modelo 3D de elementos finitos, executado com o software SAP2000, no qual foram considerados os seguintes pressupostos fundamentais para o adequado comportamento do modelo e que importa destacar:

- Solo modelado através de elementos sólidos 3D, como meio contínuo viscoelástico linear. Segundo Santos (1999) “o amortecimento com coeficiente de amortecimento modal constante é aquele que mais se aproxima do amortecimento histerético do solo”. Também nos testes de validação realizados, verificou-se que esta metodologia foi a que apresentou resultados mais consistentes;
- A problemática da radiação das fronteiras foi resolvida, de forma aproximada, através da extensão da malha de elementos finitos na direção de excitação (dimensão 60 vezes superiores ao diâmetro da estaca) e à truncagem das fronteiras laterais através de apoios móveis;
- Tal como descrito no trabalho de Santos (1999), a truncagem promoveu o aparecimento de modos de vibração intermédios, com deformadas simétricas relativo ao plano vertical perpendicular à direção de excitação e que passa pelo eixo da estaca, com fatores de participação nulos, que diminuem a precisão do modelo. Para solucionar este contratempo foi considerada uma condição de igualdade de deslocamentos na direção da excitação entre pontos à mesma profundidade e simetricamente posicionados em relação ao plano citado;
- Com base nos fatores de participação dos modos, considerou-se uma área de influência da estaca com um raio igual a 10 diâmetros da estaca. Dentro desta área considerou-se que os pontos posicionados simetricamente em relação ao eixo da estaca têm deslocamentos iguais. Os pontos foram da zona de influência da estaca apresentam deslocamentos iguais aos de campo livre;
- A estaca foi modelada de acordo com o modelo estudado por Santos (1999), representado na Figura 5.3.

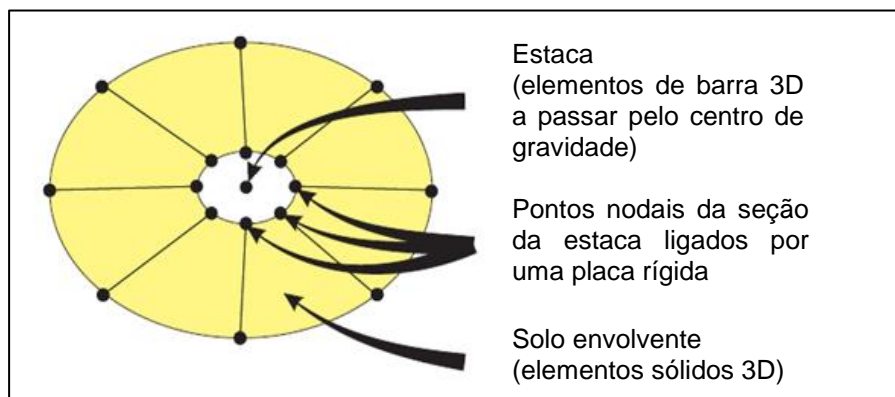


Figura 5.3 – Modelação da estaca e solo por elementos finitos [adaptado de Santos (1999)]

- O valor das variáveis de cálculo e o modelo de elementos finitos encontram-se representados na Figura 5.4. Refira-se que o valor da massa concentrada foi sempre calculado de forma a equivaler a uma tensão na estaca de 5 MPa. A rigidez do oscilador foi determinada de acordo com a frequência da estrutura a estudar.

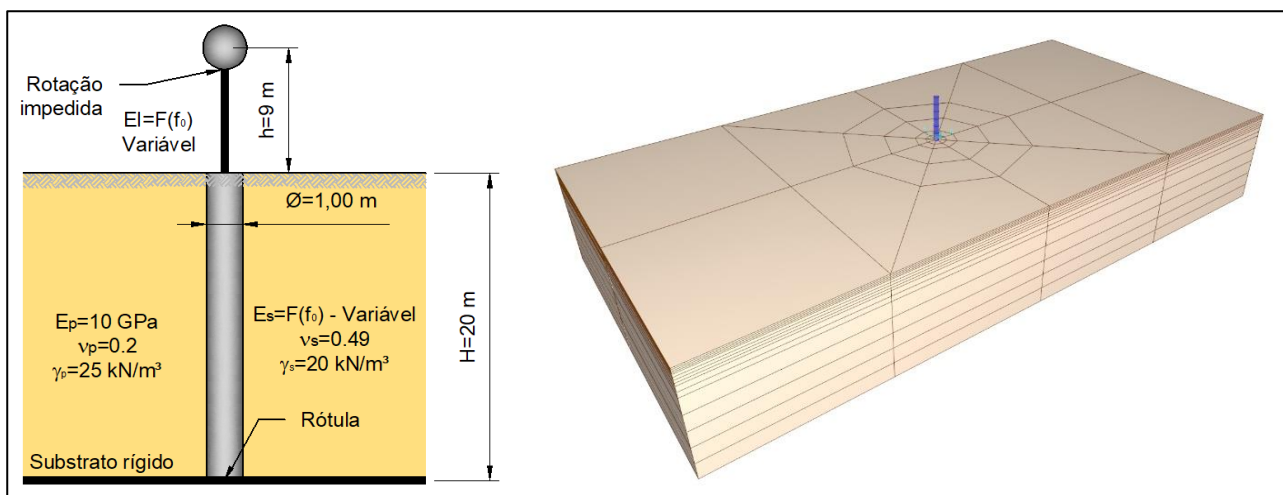


Figura 5.4 – Propriedades dos modelo e malha de elementos finitos do modelo de cálculo

- Em todos os nós apenas foi permitido o deslocamento na direção horizontal de excitação. Na base do modelo, de forma a simular o substrato rígido, apenas a rotação no plano do movimento foi permitida. Para os pontos nodais à mesma profundidade considerou-se a condição de igualdade de deslocamentos, com exceção da zona de 10 diâmetros referida anteriormente. A estaca foi considerada rotulada na sua base. Nos modelos de interação cinemática, considerou-se a rotação da cabeça da estaca impedida, enquanto nos modelos globais esta condição foi atribuída ao nó do topo da estrutura.
- A rigidez do solo e da estrutura, mais especificamente o seu módulo de deformabilidade, foram definidas de acordo com as frequências fundamentais que se pretendiam estudar para os diversos elementos.
- Considerou-se que, tal como o terreno, a estrutura e a estaca apresentam comportamento elástico linear, tanto no modelo tridimensional como no programa CINEMAT

Com base no modelo descrito foram realizadas as seguintes validações:

1. Comparação do modelo tridimensional com a formulação simplificada de Soulomiac (1986);
2. Comparação do efeito cinemático no programa CINEMAT para situação de massa totalmente concentrada nos nós e massa distribuída ao longo do elemento barra;
3. Comparação da resposta de um oscilador de 1 grau de liberdade no modelo tridimensional de elementos finitos e no programa CINEMAT;
4. Comparação da resposta do sistema global obtida através do modelo tridimensional e do programa CINEMAT, para diferentes relações entre as frequências da estrutura e do solo.

As validações listadas acima foram realizadas com o propósito de validar todos os elementos inseridos no modelo de cálculo e no programa CINEMAT. Procurou-se partir da situação inicialmente testada, interação cinemática, até à situação final em que a estrutura foi incorporada nos dois modelos.

A primeira validação, comparação com o modelo de Soulomiac (1986), foi realizada de acordo com o procedimento descrito por Santos (1999), com o objetivo de validar as condições iniciais do modelo cinemático. Os valores de deslocamento, esforço transversal máximo, momentos máximos e o período fundamental da camada de terreno obtidos para uma aceleração espectral unitária e para o primeiro modo de vibração do sistema estão de acordo tanto com a formulação simplificada do primeiro autor e com o modelo



de elementos finitos do segundo. Considerou-se assim que o modelo se encontra calibrado para o efeito de interação cinemático.

#### 5.4.2 Comparação do efeito cinemático no programa CINEMAT para situação de massa totalmente concentrada nos nós e massa distribuída ao longo do elemento barra

Com a segunda fase de validação pretendeu-se estudar a introdução de massas concentradas no modelo BDWF e no programa CINEMAT. Comparou-se os resultados do efeito cinemático apenas com massa distribuída nas barras e os resultados equivalendo o valor da massa distribuída em cada barra a massas concentradas nos nós extremos, de acordo com a área de influência de cada nó.

Nesta verificação considerou-se o modelo geotécnico e a ação sísmica de Kobe descritos no capítulo 4.2 e 4.3.

Nas Figura 5.5 e Figura 5.6 encontram-se representadas as transformadas de Fourier para os valores de deslocamentos,  $y$ , e momentos fletores,  $M$ , no nó da cabeça da estaca. Verifica-se que os gráficos, para o caso das massas concentradas e distribuídas, são bastante semelhantes, traduzindo-se numa resposta do sistema aproximadamente igual, como pretendido. Conclui-se assim a adequada incorporação e simulação das massas concentradas, nos nós dos elementos finitos.

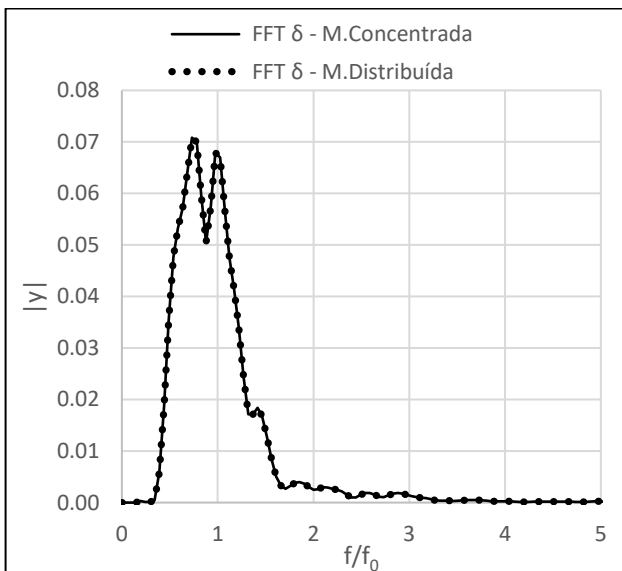


Figura 5.5 -  $|y|$  vs  $f/f_0$  – Comparação do modelo de massa distribuída e massa concentrada – Cabeça da estaca

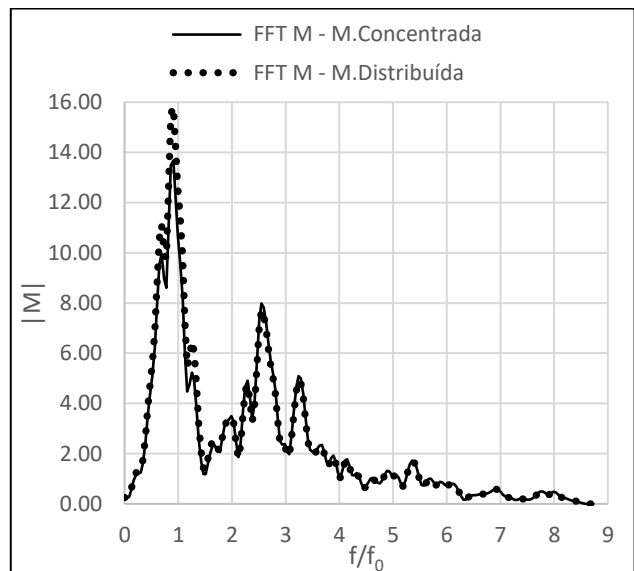


Figura 5.6 -  $|M|$  vs  $f/f_0$  – Comparação do modelo de massa distribuída e massa concentrada – Cabeça da estaca

#### 5.4.3 Comparação da resposta de um oscilador de 1 grau de liberdade no modelo tridimensional de elementos finitos e no programa CINEMAT

Nesta segunda fase de validação procedeu-se à simulação de um oscilador de um grau de liberdade nos dois programas, de forma a validar os fatores de controlo da rigidez da mola,  $F_k$ , e amortecedores,  $F_c$ . Através desta verificação pretendeu-se aferir a capacidade do programa CINEMAT em simular de forma adequada o comportamento da superestrutura e, conseqüentemente, o efeito inercial na estaca.

Neste enquadramento, foram consideradas três situações distintas para aferir o comportamento de um oscilador de um grau de liberdade comparando os resultados obtidos através do modelo de elementos finitos e o modelo BDWF do programa CINEMAT:

1. No programa CINEMAT simulou-se o oscilador de um grau de liberdade através da anulação dos fatores  $F_k$ ,  $F_c$  e  $F_m$ , na equação (5.1, anulando-se assim a interferência do terreno no comportamento da estrutura.

Tal como representado na Figura 5.4, o oscilador foi simulado através de uma barra única com 9 m de altura e uma massa equivalente a uma tensão na estaca de 5 MPa, tendo-se obtido o valor de 392,7 toneladas. A referida massa apenas se encontrada ligada ao deslocamento horizontal, não influenciando os restantes graus de liberdade.

O encastramento da base do oscilador foi simulado através da atribuição de uma rigidez muito elevada ao terreno de fundação.

2. As restantes situações foram consideradas no modelo de elementos finitos, executado no programa de elementos finitos SAP2000. O primeiro caso considerado foi o de um oscilador clássico, constituído por uma barra única, encastrada na base, e uma massa concentrada no topo com o valor referido acima, a qual tem todos os graus de liberdade restringidos à exceção do deslocamento horizontal (Figura 5.7 e Figura 5.8)

3. A última simulação do oscilador de um grau de liberdade foi realizada através do modelo de elementos finitos já apresentado, para a situação tratada no programa CINEMAT, isto é, através da consideração de uma barra fundada num solo rígido, simulando-se assim o encastramento representado nas figuras abaixo.

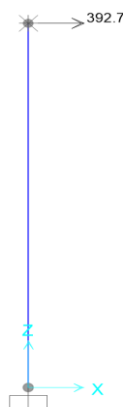


Figura 5.7 – Oscilador de um grau de liberdade com massa concentrada no topo

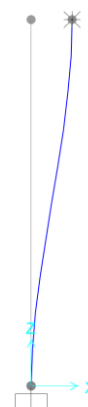


Figura 5.8 – Deformada do oscilador de um grau de liberdade

A frequência dos osciladores e da estrutura que representam, assim como a sua rigidez, foram obtidas com base nas equações que regem o comportamento de um oscilador de um grau de liberdade descritas acima no ponto 5.3.

Nas Figura 5.9, Figura 5.10, Figura 5.11 encontram-se representadas as transformadas de Fourier para os valores de deslocamentos,  $y$ , momentos fletores,  $M$ , e esforço transversal,  $V$ , no nó do topo da estrutura. Verifica-se que os gráficos, para os três casos descritos, são bastante semelhantes, traduzindo-se numa resposta do sistema aproximadamente igual, como pretendido.

Verifica-se assim que o programa CINEMAT simula de forma adequada o comportamento do oscilador de 1 grau de liberdade e que a introdução dos parâmetros  $F_k$ ,  $F_c$  e  $F_m$  anulam de forma adequada a influência do terreno no comportamento da estrutura. Tendo em conta estes aspetos pode concluir-se que o modelo BDWF é também adequado para a simulação de estruturas e, em especial, o impacto do efeito inercial na estaca.

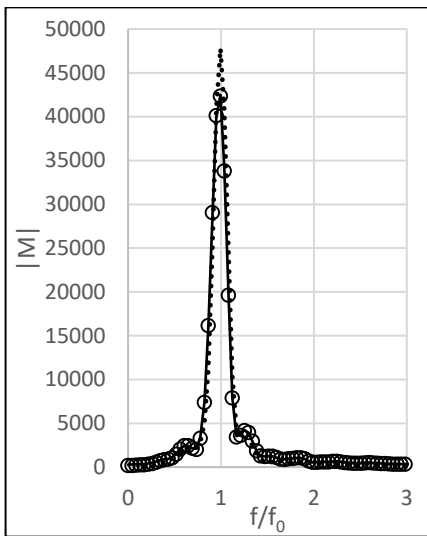
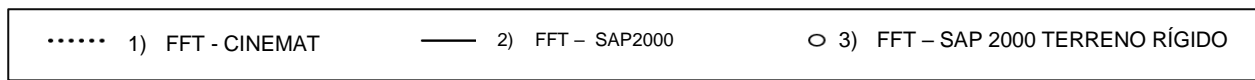


Figura 5.9 -  $|M|$  vs  $f/f_0$  – Oscilador de 1 grau de liberdade

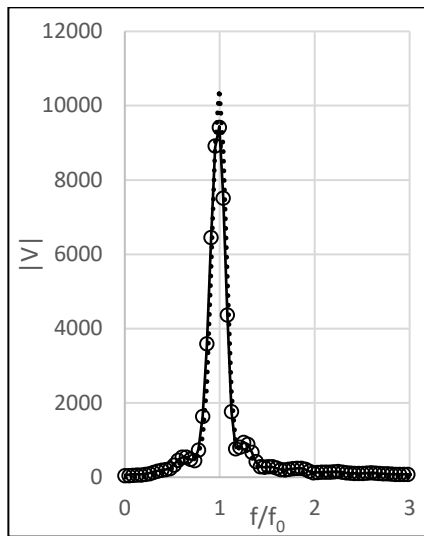


Figura 5.10 -  $|V|$  vs  $f/f_0$  – Oscilador de 1 grau de liberdade

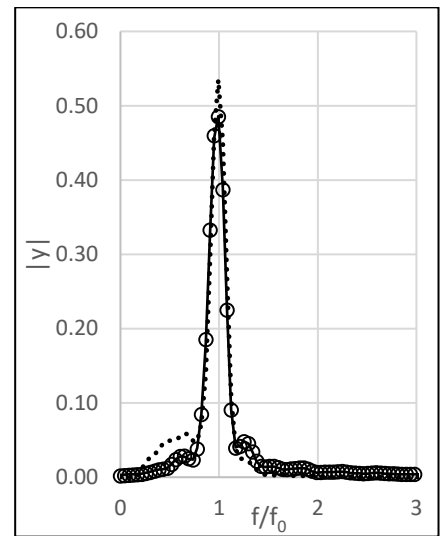


Figura 5.11 -  $|y|$  vs  $f/f_0$  – Oscilador de 1 grau de liberdade

#### 5.4.4 Comparação do modelo tridimensional com o programa CINEMAT para diferentes relações entre as frequências da estrutura e do solo

No último conjunto de verificações realizadas para validação do modelo BDWF para o fenómeno de interação sísmico foram comparados os resultados obtidos a partir do modelo tridimensional já descrito e os do programa CINEMAT, com a estrutura incorporada. Pretendeu-se assim comparar um conjunto de situações de interação sísmica solo-estaca-estrutura distintas com o objetivo de validar o modelo de cálculo para as diversas situações possíveis

Como descrito anteriormente, o fenómeno de interação global depende da relação entre as frequências da estrutura e do solo de fundação. Tendo em conta este aspeto foram considerados três casos distintos nas análises realizadas:

- $f_{estrutura} = f_{solo}$
- $f_{estrutura} = 3 \times f_{solo}$
- $f_{estrutura} = f_{solo}/3$

Para cada um dos casos foi traçada a função de transferência dos momentos e esforço transversal na cabeça da estaca. À semelhança dos casos anteriores serão também apresentadas as transformadas de Fourier dos momentos fletores e esforço transversal no topo da estaca para o sismo de Kobe.

Durante a análise dos resultados, verificou-se, como seria de esperar, uma grande sensibilidade do modelo BDWF à rigidez das molas. Este aspeto é especialmente relevante pois a aferição do seu valor é bastante mais complexa que no caso de interação cinemática e tem implicações muito relevantes nos resultados finais.

Tendo em conta que o valor das molas depende substancialmente das condições de fronteira da estaca na sua cabeça e que no modelo adotado a estaca se encontra numa situação intermédia entre a cabeça livre e encastrada, procurou-se, nas três análises, definir o valor do coeficiente de proporcionalidade  $\delta$  com o objetivo de obter a maior aproximação possível entre as funções de transferência dos dois programas.

Por outro lado, a condição de fronteira entre a estaca e a estrutura também afeta a rigidez da última e conseqüentemente a sua frequência fundamental de vibração. Assim as equações apresentadas acima foram utilizadas apenas para obter uma primeira aproximação das características da estrutura, uma vez que as mesmas são para bases encastradas. Com base na frequência do modo fundamental obtida para o sistema global, uma vez que o mesmo é elástico linear, através da diferença entre o valor obtido e pretendido foram obtidas as características da estrutura para os casos a estudar.

#### 5.4.4.1 Estudo do caso $f_{estrutura} = f_{solo}$

Nas Figura 5.12, Figura 5.13, Figura 5.14 e Figura 5.15 são apresentados os resultados das funções de transferência e os espectros de Fourier da resposta na cabeça da estaca para o acelerograma de Kobe para o caso em que a estrutura e o terreno de fundação apresentam a mesma frequência fundamental. Os gráficos em questão dizem respeito aos momentos e esforço transverso na cabeça da estaca.

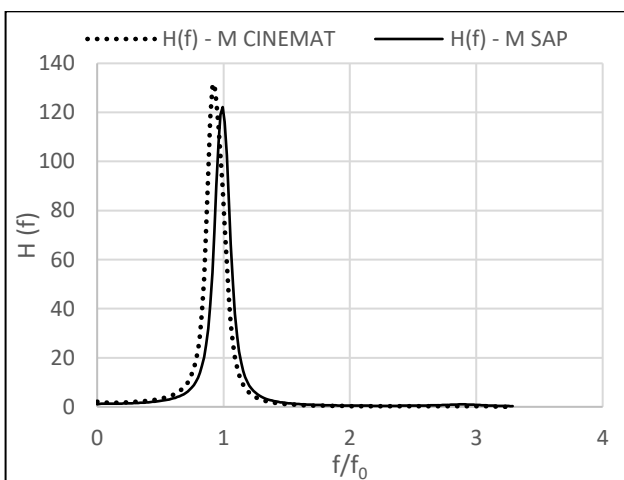


Figura 5.12 – Função de transferência dos momentos na cabeça da estaca –  $f_{estrutura} = f_{solo}$

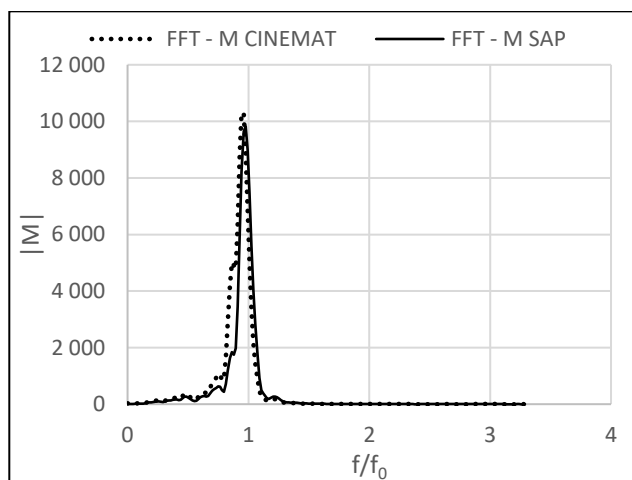


Figura 5.13 -  $|M|$  vs  $f/f_0$  – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe –  $f_{estrutura} = f_{solo}$

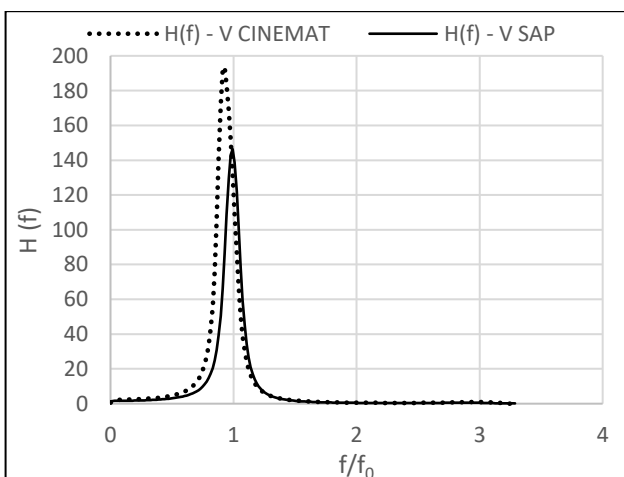


Figura 5.14 – Função de transferência do esforço transverso na cabeça da estaca –  $f_{estrutura} = f_{solo}$

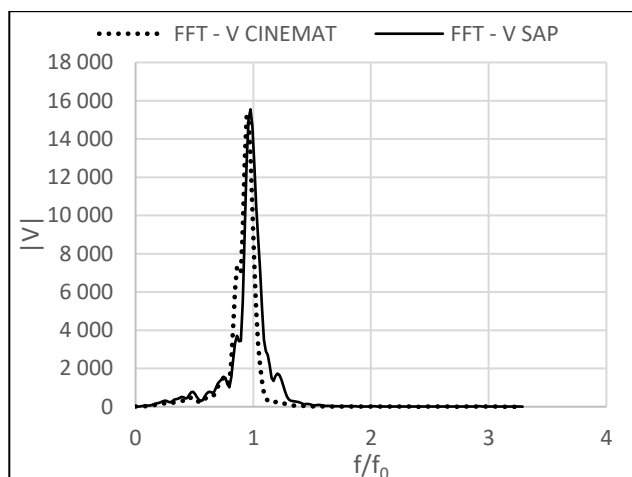


Figura 5.15 -  $|V|$  vs  $f/f_0$  – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe –  $f_{estrutura} = f_{solo}$

Dos gráficos traçados acima é possível verificar que, tanto para a função de transferência como para a resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe, os dois modelos apresentam resultados bastante aproximados, quer em termos de frequências fundamentais do sistema quer em termos de valores de pico. Como seria de esperar apenas se verifica, um pico uma vez que a frequência fundamental do terreno e da estrutura têm o mesmo valor.

Em especial no caso das funções de transferência, o programa CINEMAT subestima ligeiramente a frequência fundamental do sistema, embora o erro seja negligenciável, na ordem dos 0,1 Hz.

Esta variação resulta da extrema sensibilidade do modelo BDWF às condições de fronteira na cabeça da estaca. De facto, este aspeto tem enorme influência quer na rigidez das molas do solo quer na rigidez da estrutura. No presente caso considerou-se um fator de proporcionalidade  $\delta$  igual a 1,2, valor considerado para estacas com a cabeça encastrada.

Apesar dos resultados bastante satisfatórios obtidos e expressos nas figuras acima, é importante mostrar a importância do referido parâmetro na resposta do sistema. Na Figura 5.16 é possível observar a resposta para diferentes rigidezes da estrutura e do parâmetro  $\delta$ . É possível observar a influência que estes dois parâmetros têm na resposta do modelo BDWF. Quanto mais elevado o parâmetro  $\delta$  e maior a rigidez do oscilador maior é a amplitude de pico e, embora em menor escala, a frequência fundamental.

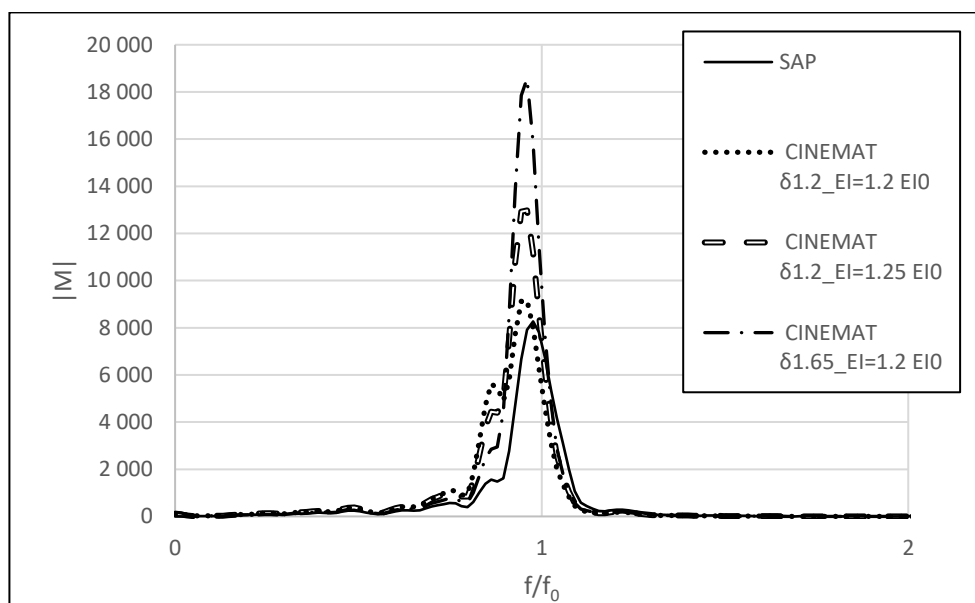


Figura 5.16 -  $|M|$  vs  $f/f_0$  – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe – Análise da influência dos parâmetros  $\delta$  e da rigidez da estrutura, EI

Saliente-se que, em alguns casos como o representado na Figura 5.14, o valor de amplitude máxima do CINEMAT é superior ao do modelo tridimensional. Esta constatação verifica-se devido às diferenças dos dois modelos, nomeadamente em termos de rigidez dos elementos e do seu amortecimento. Em relação ao último, verifica-se que no modelo BDWF, para se simular a estrutura é necessário anular o amortecimento do terreno, não sendo possível introduzir este no primeiro elemento. No caso do modelo tridimensional, verifica-se que a situação que conduz a resultados mais aproximados é a introdução de amortecimento modal constante. Esta diferença pode, em algumas circunstâncias, resultar em incrementos nos picos do CINEMAT.

Contudo, como demonstram as figuras expostas acima, os resultados demonstram uma aproximação bastante razoável dos resultados dos dois modelos em estudo.

#### 5.4.4.2 Estudo do caso $f_{estrutura} = 3 \times f_{solo}$

Nas situações em que as frequências da estrutura e do solo não são iguais, o sistema apresenta diferentes respostas. Seguidamente, será analisada a resposta do sistema quando a frequência da estrutura é superior

à do solo, tendo se considerado três vezes o valor da mesma. Como descrito anteriormente, as ações inerciais e cinemáticas encontram-se em fase, verificando-se que as mesmas podem ser somadas diretamente.

Tendo em conta os comportamentos diferenciados descritos, torna-se necessário validar o modelo BDWF para os diferentes tipos de comportamento.

Para o caso em que a frequência fundamental da estrutura é superior à do terreno, são apresentados, nas Figura 5.17, Figura 5.18, Figura 5.19 e Figura 5.20, os resultados das funções de transferência e os espectros de Fourier da resposta na cabeça da estaca para o acelerograma de Kobe, dos momentos fletores e esforço transverso.

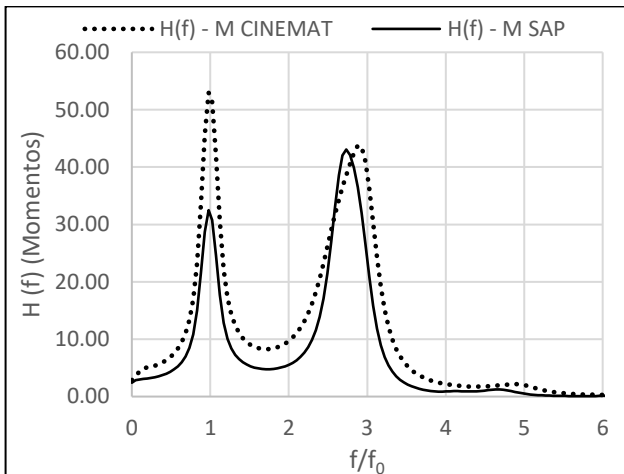


Figura 5.17 – Função de transferência dos momentos na cabeça da estaca –  $f_{estrutura} = 3 \times f_{solo}$

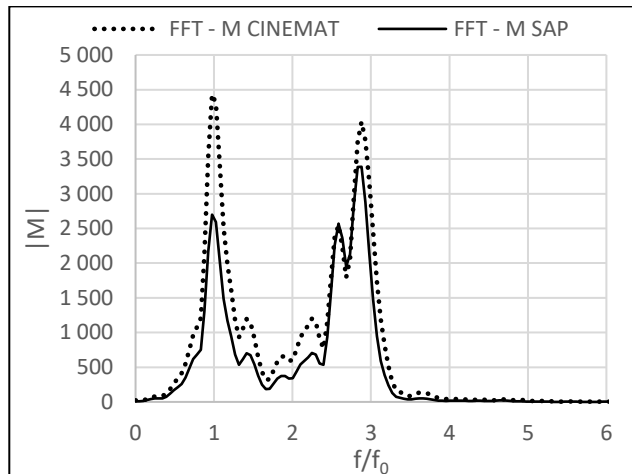


Figura 5.18 -  $|M|$  vs  $f/f_0$  – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe –  $f_{estrutura} = 3 \times f_{solo}$

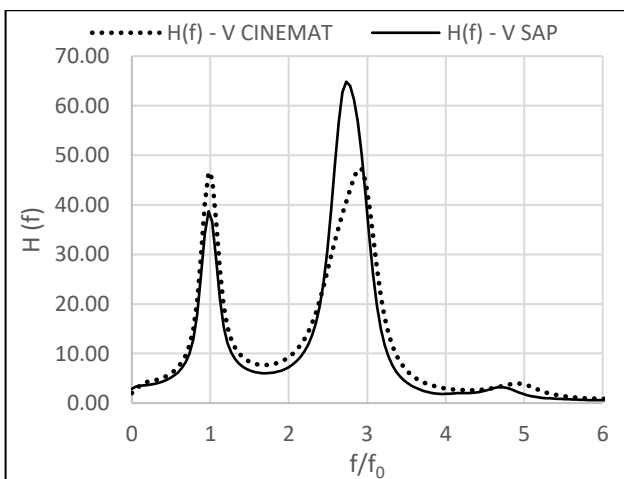


Figura 5.19 – Função de transferência do esforço transverso na cabeça da estaca –  $f_{estrutura} = 3 \times f_{solo}$

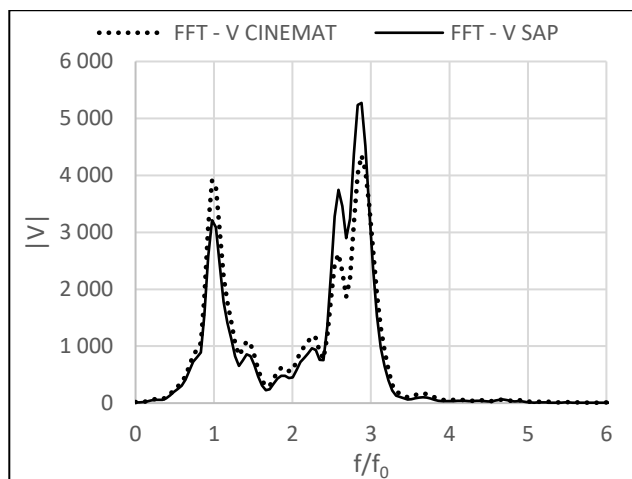


Figura 5.20 -  $|V|$  vs  $f/f_0$  – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe –  $f_{estrutura} = 3 \times f_{solo}$

Após observação dos gráficos acima é possível concluir que o modelo BDWF capta de forma bastante satisfatória o andamento quer das funções de transferência quer das respostas na cabeça da estaca ao sismo de Kobe.

Verifica-se, contudo, que as amplitudes apresentam alguma variação nos dois modelos. Este aspeto verifica-se devido às diferentes metodologias utilizadas para a modelação do amortecimento do sistema, como já explicitado.

Para o presente caso, valor do parâmetro  $\delta$  considerado, que garante um melhor ajustamento das curvas, foi de 2,1. Tendo em conta a elevada rigidez da estrutura, a estaca segue o movimento da primeira evidenciando um movimento de cabeça livre, uma vez que a estaca é obrigada a rodar para seguir o movimento da estrutura.

#### 5.4.4.3 Estudo do caso $f_{estrutura} = f_{solo}/3$

Seguidamente, será analisada a resposta do sistema quando a frequência da estrutura é inferior à do solo, tendo se considerado um terço da mesma. Como descrito anteriormente, as ações inerciais e cinemáticas não se encontram em fase, verificando-se que as mesmas não podem ser somadas diretamente.

Para o caso em que a relação de frequências é a citada, são apresentados, nas Figura 5.21, Figura 5.22, Figura 5.23, Figura 5.24, os resultados das funções de transferência e os espectros de Fourier da resposta na cabeça da estaca para o acelerograma de Kobe, dos momentos fletores e esforço transversal.

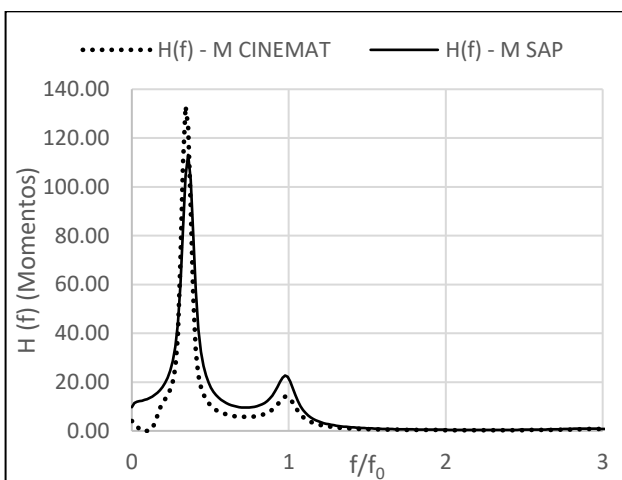


Figura 5.21 – Função de transferência dos momentos na cabeça da estaca –  $f_{estrutura} = f_{solo}/3$

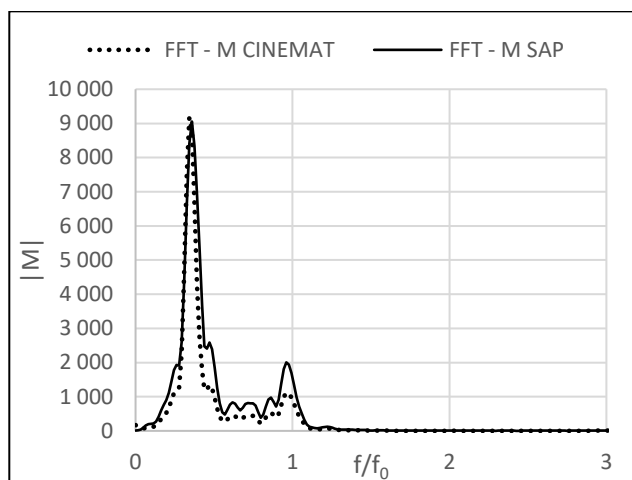


Figura 5.22 -  $|M|$  vs  $f/f_0$  – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe –  $f_{estrutura} = f_{solo}/3$

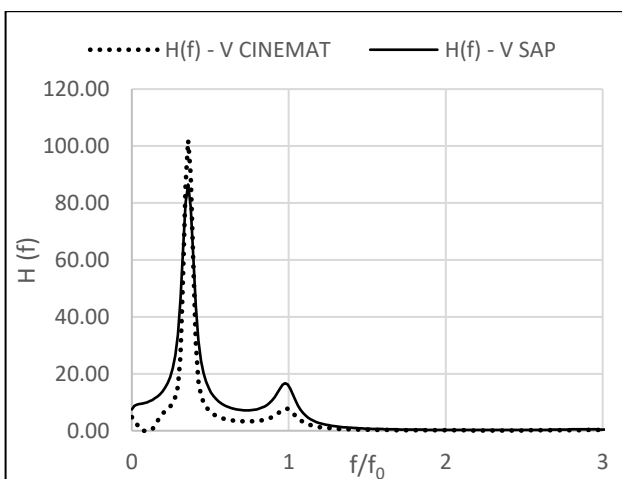


Figura 5.23 – Função de transferência do esforço transversal na cabeça da estaca –  $f_{estrutura} = f_{solo}/3$

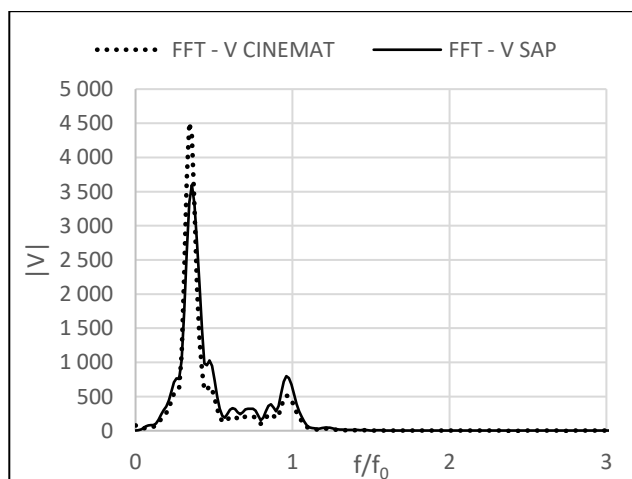


Figura 5.24 -  $|V|$  vs  $f/f_0$  – Resposta na cabeça da estaca ao sismo de Kobe –  $f_{estrutura} = f_{solo}/3$

Após observação das figuras traçados é possível concluir o bom ajustamento do modelo BDWF aos resultados do modelo tridimensional, verificando-se a adequabilidade do mesmo para a simulação do efeito para o caso de a frequência da estrutura ser inferior à frequência do solo.

Para as presentes condições considerou-se um parâmetro  $\delta$  igual a 1,2. Este aspeto é explicado pela menor rigidez da estrutura face ao terreno, acabando esta por seguir o movimento da estaca que, face à relação de rigidezes do sistema, se encontra mais próxima das condições de cabeça encastrada.

#### **5.4.5 Considerações sobre a validação do modelo**

Da análise de todos os passos de validação podem ser retiradas as seguintes conclusões:

- O modelo BDWF apresentou resultados bastante satisfatórios na determinação dos efeitos cinemáticos e inercial, quando avaliados separadamente. Na primeira e segunda verificação, a par da análise de Santos (1999), verifica-se claramente este aspeto para o efeito cinemático. No caso do efeito inercial, verificou-se que a resposta de um oscilar com um grau de liberdade é captada de forma bastante precisa;
- Verificou-se que, em alguns casos, os programas têm tendência a subestimar as frequências dos modos de vibração preponderantes do sistema global. Contudo, este aspeto não é muito relevante uma vez que a diferença registada tem uma magnitude reduzida;
- Reforce-se a relevância das condições de apoio da cabeça da estaca. Este aspeto é determinante para a determinação da rigidez da estrutura das molas que simulam a interação solo-estaca, fatores estes fundamentais para a determinação da resposta do sistema, verificando-se grande sensibilidade a estas variáveis;
- O pior dos cenários estudados, em termos de momentos fletores aplicados à estaca, verifica-se para o caso em que a frequências do solo e da estrutura se igualam. Na situação de frequência da estrutura inferior à do terreno, os momentos obtidos, embora inferiores, apresentam uma ordem de grandeza semelhante ao caso citado;
- No caso em que a estrutura apresenta uma frequência superior à do solo, os modos fundamentais da estrutura e do solo apresentam amplitudes próximas, verificando-se uma diminuição global do valor dos esforços.
- A partir das análises realizadas, conclui-se que, para a generalidade dos casos, os efeitos das forças de inércia apresentam uma maior importância relativa quando comparadas com as forças provenientes do efeito cinemático.
- Considerou-se de forma aproximada e por razões de compatibilização dos elementos de solo/estrutura que, no programa CINEMAT, o oscilador de 1 gdl não apresenta amortecimento. Esta aproximação explica os valores de pico mais elevados neste programa que no modelo de elementos finitos. Contudo, verifica-se que os resultados se aproximam dos valores do segundo modelo, no qual se considerou um amortecimento de 5% neste mesmo elemento. Contudo este aspeto deverá ser tido em conta em estudos futuros uma vez que o amortecimento é uma grandeza fundamental quando se analisa fenómenos sísmicos.

### **5.5 Conclusões**

No presente capítulo foram apresentadas as adaptações introduzidas no modelo BDWF e, conseqüentemente, ao programa CINEMAT, de forma a ter em conta a ação da estrutura, possibilitando assim a análise do fenómeno global de interação.



Numa primeira fase, introduziram-se os conceitos necessários para a modificação do modelo, nomeadamente, a consideração de massas concentradas nos pontos nodais, os fatores de controlo da rigidez e amortecimento do solo e o fator de proporcionalidade entre a rigidez do terreno e a rigidez das molas. Introduziu-se também, de forma simplificada, as equações que definem o movimento de um oscilador de 1 grau de liberdade, com massa distribuída na barra e com massa concentrada numa das extremidades, elemento este utilizado para simular a estrutura e as forças de inércias aplicadas na estaca.

Numa segunda fase, seguindo a metodologia de Santos (1999), procedeu-se à validação das alterações e do novo programa através da comparação dos resultados deste com os de um modelo tridimensional do solo de fundação e da estrutura, abordando-se os pontos fundamentais na definição deste último. Refira-se que em todas as análises realizadas foi considerado comportamento linear elástico de todos os materiais, em ambos os programas.

Tendo em conta as alterações introduzidas no programa CINEMAT, realizaram-se um conjunto de verificações das quais se destaca a comparação entre a resposta cinemática solo-estaca do sistema com massa distribuída nas barras ou concentradas nos nós e a modelação do oscilador de um grau de liberdade através do modelo de elementos finitos, modelo tridimensional com solo rígido e do programa CINEMAT.

Por último, tendo em conta que a relação entre a frequência da estrutura e do solo influência de forma importante a resposta global do sistema, comparou-se os resultados da interação sísmica solo-estaca-estrutura, obtidos através do programa CINEMAT e do modelo de elementos finitos tridimensional, para as situações em que a frequência da estrutura é a mesma que a do terreno de fundação, em que a estrutura apresenta uma frequência inferior ao do terreno e, por último, para o caso em que a estrutura apresenta uma frequência fundamental superior à do terreno.

No geral, conclui-se que o modelo BDWF adaptado modela de forma bastante satisfatória o fenómeno de interação global sísmica. Embora seja importante mencionar a existência de algumas diferenças nos dois modelos, o ajustamento obtido entre a resposta dos dois é bastante boa concluindo-se a adequabilidade do modelo para previsão do fenómeno em estudo.

Ressalve-se alguns aspetos muito relevantes que foram possíveis de observar ao longo do processo de validação, com principal destaque para a relevância das condições de apoio e rigidez dos diversos elementos do sistema. Verificou-se que estes aspetos afetam a qualidade dos resultados obtidos de forma muito significativa. Por outro, foi também possível verificar que na maioria dos casos as forças de origem inercial são dominantes em relação às forças cinemáticas, na cabeça da estaca.



## **6 INTERAÇÃO SÍSMICA GLOBAL SOLO-ESTACA-ESTRUTURA – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTACA ISOLADA NUMA FORMAÇÃO ALUVIONAR**

### **6.1 Introdução**

Após a validação do modelo BDWF para o caso de estudo de uma estaca e oscilador com comportamento elástico numa camada de solo também elástica, proceder-se-á à análise do fenómeno solo-estaca-estrutura para o caso de estudo abordado nos trabalhos de Lagareiro (2015) e Santos (1999).

O caso a analisar incidirá sobre a formação geológica típica de uma zona aluvionar, para o acelerograma referente ao sismo de Kobe e para o caso de uma estaca com baixa capacidade de deformação, aspetos descritos detalhadamente no capítulo 0.

Tendo em conta as conclusões obtidas no capítulo anterior, verificou-se, como seria espectável, que a situação mais desfavorável para a estaca será no caso em que a estrutura e terreno têm a mesma frequência fundamental de vibração.

Uma vez que o aspeto inercial não foi estudado com o programa PIER, serão comparados os resultados do mesmo com o programa CINEMAT verificando-se se, para o domínio elástico, os dois apresentam os mesmos resultados quando a estrutura é considerada.

Posteriormente serão apresentados e analisados os resultados do referido caso de estudo, onde será tido em conta o fenómeno cinemático, o fenómeno inercial, o comportamento não linear do terreno e o comportamento não linear do betão armado da estaca.

### **6.2 Comparação de resultados do programa PIER e CINEMAT no domínio elástico**

O principal objetivo de estudo é a resposta da estaca à ação sísmica. Contudo, como ficou expresso no capítulo anterior, a estrutura tem impacto relevante na resposta da estaca, nomeadamente em relação às condições de fronteira entre os dois elementos.

No caso do programa CINEMAT, a interação entre estes dois elementos foi estudada no capítulo anterior, concluindo-se que o fenómeno é simulado de forma adequada. Para o cálculo do comportamento não linear do betão armado é também fundamental a consideração das condições de fronteira, garantindo-se que este aspeto é representado de forma semelhante nos dois programas, resultando em esforços e deslocamentos da estaca iguais para ambos. Tendo em conta que o input do PIER passa pela imposição do campo de deslocamentos, esta igualdade verifica-se à partida. Procedeu-se, então, à comparação dos esforços máximos na estaca resultantes dos dois programas.

A referida comparação foi realizada no domínio elástico, uma vez que apenas neste caso os dois programas apresentam resultados iguais, pois a estaca é simulada como elemento elástico no CINEMAT.

Considerou-se sempre que a estrutura apresenta comportamento elástico linear.

Para simular o efeito da estrutura sobre a estaca no programa PIER, consideraram-se as seguintes hipóteses;

1. Estrutura representada por um elemento finito do tipo barra;
2. Estrutura representada pelos esforços na sua base aplicados na cabeça da estaca;
3. Estrutura representada por mola de rotação e translação na cabeça da estaca;

#### 4. Alteração das condições de apoio dos pontos nodais no programa CINEMAT;

Na primeira abordagem simulou-se a estrutura através de um elemento finito de barra nos dois programas. Ao considerar-se diretamente a estrutura no programa PIER, seria assumido que a mesma apresentaria uma relação constitutiva não linear. Este aspeto impossibilitou o estudo da resposta da estaca visto que a rotura se verificou sempre na estrutura. Uma vez que nos modelos utilizados a mesma não se encontrar restringida pelo solo, os deslocamentos registados foram bastante superiores aos da estaca, chegando-se assim rapidamente à curvatura última do elemento.

Com a segunda metodologia procurou-se considerar indiretamente a estrutura sem a definir no programa PIER. Na cabeça da estaca foram aplicados uma força horizontal e momento fletor de valor e direção iguais aos esforços retirados do programa CINEMAT, para esse ponto. Embora correta para o cenário do CINEMAT, esta abordagem não foi possível implementar no programa PIER, uma vez que neste a ação do solo é representada por deslocamentos impostos, ao contrário do primeiro em que o solo é simulado por molas elásticas. Uma vez que nos modelos estudados no programa PIER apenas os deslocamentos se encontram restringidos na base da estrutura, a inexistência de molas tornaria o modelo hipostático, impossibilitando a abordagem descrita.

No terceiro caso, a rigidez das próprias molas dependeria da rigidez do meio de fundação, variando o seu valor em cada iteração, o que tornaria o cálculo bastante mais complexo.

Com o objetivo de garantir que as condições de fronteira fossem semelhantes nos dois programas introduziu-se nova modificação no programa CINEMAT. Adicionalmente à atribuição das condições de fronteira no topo da estrutura (encastrada) e na base da estaca (deslocamentos iguais ao do terreno), introduziu-se a possibilidade de impedir as rotações no nó de ligação da estaca e da estrutura. Assim, as condições de fronteira da estaca foram definidas nos dois programas de forma idêntica e a ação da estrutura sobre a estaca, no PIER, foi considerada através do perfil de deslocamentos impostos ao elemento de betão armado.

Verificou-se que, quer para o domínio linear elástico quer para o não linear, o último cenário foi o que melhores resultados apresentou. Nas Figura 6.1 e Figura 6.2 encontram-se representados os diagramas de momentos flectores e esforço transverso para o instante em que o momento na estaca, derivado do acelerograma de Kobe, atingiu o valor máximo. Tendo em conta a condição de apoio da cabeça da estaca, considerou-se o valor de  $\delta$  igual a 1,2.

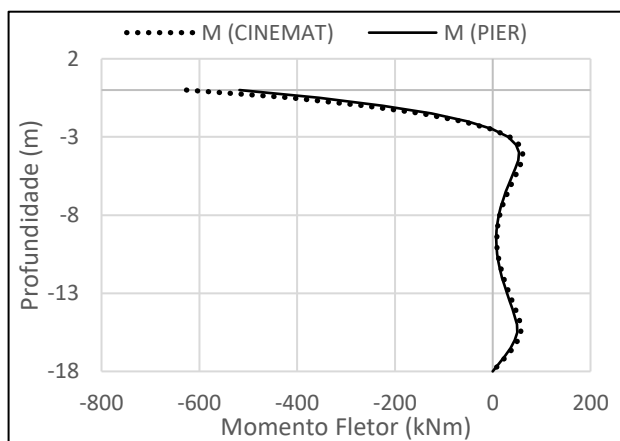


Figura 6.1 – Comparação do diagrama de momentos da estaca nos dois programas

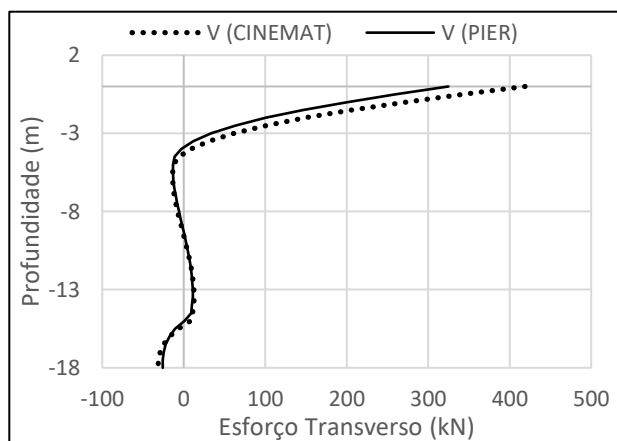


Figura 6.2 - Comparação do diagrama de esforço transverso da estaca nos dois programas

O valor dos momentos fletores na cabeça da estaca é de 626 e 527 kNm e o esforço transversal é igual a 418 e 324 kN, para o programa CINEMAT e PIER, respetivamente.

Da observação das figuras acima, conclui-se que os programas utilizados, para a abordagem descrita, apresentam resultados bastante aproximados, quando comparados no domínio elástico.

### 6.3 Caso de estudo de uma estaca com baixa capacidade de deformação

#### 6.3.1 Descrição geral

Após o conjunto de validações que foram realizadas ao longo da presente dissertação, encontram-se reunidas as condições para analisar a resposta de uma estaca à ação sísmica, considerando o comportamento não linear quer do solo quer da estaca. Neste cálculo final foram considerados os seguintes pressupostos:

- Estaca adotada no cálculo semelhante à descrição no ponto 4.5.3 – Estaca com baixa capacidade de deformação;
- Modelo geológico/geotécnico semelhante ao descrito no ponto 4.2 ;
- Com base nos cálculos do capítulo 0, considerou-se que  $f_{\text{estrutura}} = f_{\text{solo}}$ ;
- Nível de Esforço Axial – 5 MPa (N=6636 kN). Em relação ao caso do fenómeno cinemático, procurou-se aproximar o valor às condições de serviço mais usuais;
- A estrutura apresenta comportamento elástico linear (programa CINEMAT) e como tal rigidez de flexão constante ao longo do processo iterativo calculada de acordo com a frequência de oscilação pretendida. Estrutura com nove metros de altura e massa concentrada no topo, calculada de acordo com o nível de esforço axial da estaca;
- Ação sísmica modelada através do acelerograma de Kobe - Valor máximo da ação sísmica – 0,05 g e 0,1 g;

Com base nestes pressupostos, serão, de seguida, apresentados e analisados os resultados dos cálculos realizados para o caso descrito, retirando-se algumas conclusões quanto ao comportamento da estaca para este caso específico.

#### 6.3.2 Apresentação e análise dos resultados

À semelhança dos casos anteriores, serão apresentados, na Figura 6.3, os diagramas de curvaturas impostas à estaca para o instante mais gravoso. Serão analisados os valores máximos das curvaturas de maneira a aferir a ocorrência de rotura da estaca, valores estes resumidos no Quadro 6.1. Serão também tecidas algumas considerações comparativas dos resultados obtidos para o efeito cinemático e para fenómeno na sua globalidade.

Quadro 6.1 – Resumo dos resultados da análise da estaca em termos de curvaturas (cabeça da estaca)

|                    | $\chi_{\text{imposta}}$<br>(‰/m) | $\frac{\chi_{\text{imposta}}}{\chi_c}$ | $\frac{\chi_{\text{imposta}}}{\chi_u}$ |
|--------------------|----------------------------------|--|--|
| <b>Amax=0,05 g</b> | 2,65                             | 0,73                                   | 0,11                                   |
| <b>Amax=0,10 g</b> | 25,16                            | 6,87                                   | 1,08                                   |

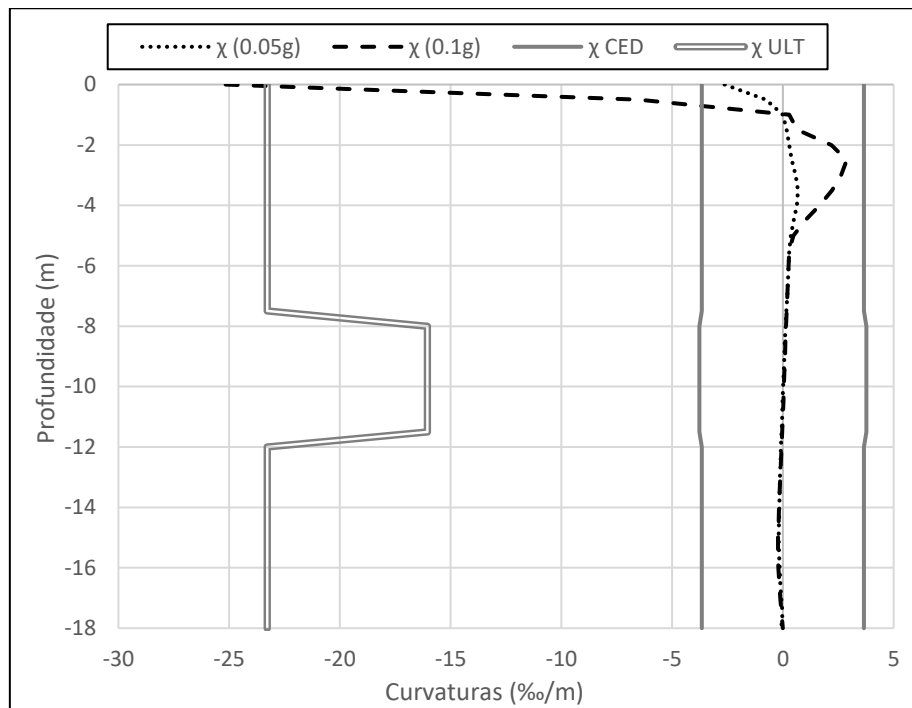


Figura 6.3 - Distribuição de curvaturas na estaca

Da análise dos resultados diversas conclusões podem ser retiradas:

- A mais evidente e relevante é que, para o caso de estudo tratado, as curvaturas impostas são superiores às curvaturas últimas da estaca verificando-se assim a rotura do elemento;
- Outro aspeto interessante é que o pico de curvaturas positivo, verificado na Figura 6.3, encontra-se próximo da curvatura de cedência da estaca. A razão entre estes dois parâmetros é de aproximadamente 80%. Por outro lado, verifica-se um deslocamento do pico das curvaturas em relação à posição da transição de camadas. Conclui-se que este é um valor que deverá ter em conta uma parcela de ambos os efeitos, mas, tendo em conta a translação do gráfico, o fenómeno inercial revela-se dominante;
- Pela análise dos gráficos verifica-se uma aparente atenuação dos efeitos da parcela cinemática do efeito, em especial na interface inferior. Após análise mais cuidada dos instantes em que se verifica os valores de curvaturas máximas nas zonas de transição, é possível concluir que estes são distintos do instante caracterizado pelo diagrama representado. Ou seja, ao contrário do que se considerou o efeito inercial e cinemático não se encontra totalmente em fase. Este aspeto pode ser explicado pela consideração da parcela não linear do comportamento dos materiais, em especial do terreno. O facto do solo se comportar de forma não linear tem como resultado a diminuição do valor da rigidez do mesmo e, conseqüentemente, na alteração da sua frequência de vibração. Ao contrário do solo, a estrutura apresenta comportamento linear elástico, mantendo-se, aproximadamente, igual a sua frequência natural, podendo sofrer ligeiras variações devido à alteração da rigidez da base da mesma. Este aspeto é ainda mais perceptível quando se compara o andamento qualitativo dos gráficos obtidos para o regime elástico (Figura 6.1 e Figura 6.2), nos quais se verifica claramente a existência de valores de pico nas zonas de transição brusca de rigidez. Também para este caso se verifica que o fenómeno inercial assume uma relevância maior que o cinemático, embora o último seja bastante agravado pela perda de rigidez do terreno. Em suma, o efeito não linear dos materiais tem também

um papel relevante na forma como os vários fenómenos se conjugam tornando a análise do problema mais complexo e a determinação da situação mais gravosa para a estaca ainda mais complicada de determinar;

- A dificuldade em prever uma ordem de grandeza da intensidade da ação sísmica que leve à rotura destes elementos. De facto, observando os resultados obtidos verifica-se que para um aumento da aceleração sísmica máxima de duas vezes, as curvaturas impostas aumentam cerca de 10 vezes. Verifica-se assim uma variabilidade do fenómeno bastante grande o que poderá resultar numa maior dificuldade no dimensionamento destes elementos;
- Por último, é importante refletir sobre o valor da aceleração sísmica máxima para a qual se obteve a rotura da estaca, uma vez que 0,1 g é um valor relativamente baixo. Tendo em conta o caso de estudo, é possível que o valor se encontra subestimado uma vez que o mesmo foi obtido para um conjunto de situações específicas e muito desfavoráveis. Aliado a este aspeto, o facto de a estrutura ter sido modelada como linear elástica é uma aproximação ao comportamento real durante a ação sísmica e como tal as forças transmitidas à estaca serão, em situações reais, inferiores às obtidas. Pode-se considerar que no presente estudo se obteve a envolvente mais desfavorável do fenómeno de interação global solo-estaca-estrutura.

#### **6.4 Conclusões**

Com a conclusão do presente capítulo fecha-se o ciclo de análises da presente dissertação. Após a análise do fenómeno cinemático e adaptação do modelo BDWF ao fenómeno global, aplicou-se o mesmo ao caso de estudo tratado ao longo do trabalho, o de uma estaca com baixa capacidade de deformação numa formação aluvionar típica.

Numa primeira fase procurou-se perceber a melhor forma de compatibilizar os dois programas de cálculo não linear. Através de um conjunto de hipóteses e testes verificou-se a necessidade de prever uma nova alteração no programa CINEMAT introduzindo-se uma condição de rotação impedida na cabeça da estaca, metodologia este de fácil aplicação nos dois programas e que tornou coerente as condições de apoio da cabeça da estaca, apresentando resultados bastante satisfatórios.

Após a referida validação, conclui-se o estudo com o cálculo da resposta não linear do sistema, com exceção da estrutura, que se modelou com uma lei elástica linear. Através deste estudo verificou-se que a estaca em questão atingia a curvatura de rotura para valores de aceleração máxima de 0,1 g. Esta simulação também mostrou o papel fundamental da consideração do comportamento não linear dos materiais, uma vez que uma pequena variação da ação sísmica levou a uma variação bastante elevada no campo de curvaturas impostas à estaca, passando-se de uma situação elástica para a rotura com um aumento de intensidade da ação de 2 vezes. Por outro lado, verificou-se também que o comportamento não linear do sistema tem um impacto importante no que à conjugação de efeitos de interação diz respeito.





## 7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 7.1 Conclusões

Com os estudos desenvolvidos ao longo da presente dissertação pretendeu-se aferir o comportamento real de uma estaca de fundação isolada sujeita ao fenómeno da ação sísmica.

Numa primeira fase foram estudados os fenómenos de interação que definem o conjunto de ações sobre a estaca durante atuação do sismo, nomeadamente a interação cinemática solo-estaca e a interação estaca-estrutura, bem como as principais variáveis envolvidas que controlam estes fenómenos. Abordou-se de forma mais detalhada o modelo BDWF, utilizado para a simulação a interação solo-estaca.

Foram também abordados diferentes aspetos relacionados com o comportamento de elementos de betão armado sujeitos a deslocamentos impostos e com resposta não linear. Foram estudadas as variáveis com maior impacto na ductilidade destes elementos assim como as relações constitutivas utilizadas para a adequada modelação do comportamento não linear do betão armado.

Com base nos resultados obtidos foi possível concluir que as estacas de fundação são elementos bastante suscetíveis a fenómenos sísmicos, sendo o tratamento da sua resposta muitíssimo complexo e difícil de determinar devido à multiplicidade de variáveis a considerar e em especial ao carácter eminentemente não linear da resposta do sistema.

A interação cinemática pode induzir deformações elevadas verificando-se fenómenos importantes de plastificação da secção, mas a rotura do elemento apenas se verifica para estacas não armadas. Contudo, as deformações induzidas nas estacas por este tipo de fenómenos podem criar problemas severos nas superestruturas, colocando em causa o seu adequado comportamento em situação de serviço das mesmas. Com as análises realizadas verificou-se que o confinamento das secções de betão armado, em especial nas zonas de transição brusca de rigidez dos terrenos, é a forma mais eficaz de conferir a necessária capacidade de deformação a estes elementos de forma a suportar os campos de deslocamentos impostos pelo solo.

Após conclusão do estudo do efeito cinemático, procedeu-se a um conjunto de alterações no modelo BDWF e na sua implementação no programa CINEMAT com o objetivo de estender a sua utilização ao fenómeno global de interação sísmica através da implementação da estrutura no topo da estaca. Para este efeito foi necessário introduzir um conjunto de novos parâmetros no modelo com o objetivo de anular o efeito do terreno sobre os elementos que simulariam a estrutura. Para além deste aspeto verificou-se a necessidade de introduzir o parâmetro  $\delta$  para controlo da rigidez das molas, parâmetro este que se revelou fundamental na resposta do sistema, em especial no que à intensidade da ação diz respeito. Foi também adicionada a possibilidade de introdução de massas concentradas nos pontos nodais. Os resultados do modelo desenvolvido foram validados com base num modelo tridimensional de elementos finitos construído com o software SAP2000. A resposta do sistema foi estudada para diferentes combinações de frequências do solo e estrutura, procedendo-se à calibração da resposta do programa CINEMAT através da variação do parâmetro  $\delta$ . Verificou-se que a resposta é extremamente sensível a este parâmetro e que embora a aproximação de estaca encastrada seja a que melhor se enquadra na maioria dos casos, a estaca comporta-se como livre no seu topo quando a estrutura apresenta uma rigidez elevada quando comparada com a primeira.

Por outro lado, conclui-se, como seria de esperar, que, no domínio elástico, a combinação mais gravosa para a estaca verifica-se para a situação em que as frequências do solo e da estrutura são iguais.

O trabalho foi concluído com o estudo da resposta da estaca ao fenómeno de interação sísmica global, no qual se considerou o comportamento não linear do solo e do betão armado da estaca. A estrutura foi modelada com comportamento linear elástico. Com a consideração de todos estes fenómenos verificou-se a rotura da estaca para uma aceleração máxima relativamente baixa. Este resultado é bastante relevante pois coloca em causa a segurança de diversos edifícios fundados através deste tipo de tecnologia. Ressalva-se, contudo, que o valor poderá ser conservativo, uma vez que o caso de estudo conjuga diversos fatores que potenciam a diminuição da capacidade de deformação da estaca. Por outro lado, a aproximação adotada de comportamento linear elástico da estrutura poderá resultar numa sobrestimação das forças inerciais transmitidas à cabeça da estaca.

Em relação à consideração do comportamento não linear dos materiais, constatou-se a relevância deste aspeto para a adequada caracterização da resposta. Por um lado, constatou-se a grande sensibilidade do sistema a aumentos da intensidade da ação, o que seria expectável. Por outro lado, tendo em conta que a frequência dos elementos depende do nível de rigidez dos mesmos, a conjugação dos efeitos de interação não pode ser estudada com base nas relações de frequências calculadas a partir da rigidez elástica, uma vez que este parâmetro sofre importantes alterações.

## **7.2 Desenvolvimentos futuros**

Com base nos resultados obtidos, verifica-se que as condições de fronteira da estaca e a conjugação dos diferentes fenómenos de interação no domínio não linear deverão ser estudados de forma mais aprofundada.

Em relação ao parâmetro  $\delta$ , seria relevante um estudo para aferição da variabilidade deste parâmetro especificamente para o fenómeno global, uma vez que este apenas se encontra balizado para o fenómeno cinemático ou inercial, valores esses utilizados na presente dissertação.

O estudo da relação de frequências entre solo e estaca deverá ser estudada para o domínio não linear, uma vez que as relações existentes para o domínio elástico não se verificam derivado da alteração de rigidez e frequência dos materiais.

Será interessante, considerando o comportamento não linear de todos os materiais, a execução de estudos comparativos de casos com diferentes parametrizações nomeadamente variando o diâmetro da estaca, acelerações de pico, variações das relações de frequência e o parâmetro  $\delta$ .

No programa CINEMAT, deverá considerar-se a introdução do efeito do amortecimento nos elementos que simulam a estrutura acima do terreno de fundação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Berger, E., Mahin, S.A. & Pyke, R. (1977). *Simplified method for evaluating soil-pile structure interaction effects*. Proceedings of the 9th Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 589-598.
- Bobet, A., Salgado, R. & Loukidis, D. (2001). *Seismic Design of Deep Foundations*. Final Report. Indiana: Purdue University.
- Brito, A. J. B. (2011). *Dimensionamento de estruturas subterrâneas de betão armado sujeitas a acções sísmicas*. Dissertação de doutoramento. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (1995). *Dynamics of Structures* (3<sup>rd</sup> ed.). Berkeley: Computers & Structures, Inc.
- Di Laora, R., Mandolini, A. & Mylonakis, G. (2012). Insight on kinematic bending of flexible piles in layered soil. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 43, 309-322. Doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.06.020>
- Dobry, R., Vicente, E., O'Rourke, M.J., & Roesset, J.M. (1982). Horizontal stiffness and damping of single piles. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 108(GT3), 439-459.
- EN 1992-1-1 (2004). *Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*. Comissão Europeia de Normalizações.
- EN 1998-2 (2005). *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges*. European Committee for Standardization.
- Fan, K., Gazetas, G., Kaynia, A., Kausel, E. & Ahmad, S. (1991). Kinematic seismic response of single piles and pile groups. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(12), 1860-1879.
- Flores-Berrones, R.F., & Whitman R.V. (1982). Seismic response of end-bearing piles. *Journal of Geotechnical Engineering*, 108(4), 554-569.
- Gazetas, G. (1984). Seismic response of end-bearing single piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3(2), 82-93.
- Gazetas, G., & Dobry, R. (1984a). Horizontal response of piles in layered soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110, 20-40.
- Gazetas, G. & Dobry, R. (1984b). Simple radiation damping model for piles and footings. *Journal of Engineering Mechanics*, 110, 937-956.

- Kausel, E., & Roesset, J. M. (1974). *Soil-structure interaction for nuclear containment structures*. ASCE Power Division Specialty Conference, Colorado, USA.
- Kavvadas, M. & Gazetas, G. (1993). Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil. *Géotechnique* 43(2), 207-222.
- Lagareiro, C. M. (2015). *Dimensionamento de estacas sob ações sísmicas*. Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.
- Lopes, M. (1991). *Seismic behaviour of reinforced concrete walls with low shear ratio*. Tese de Doutoramento, University of London.
- Lopes, M. (2008). Concepção de Estruturas. Em Lopes, M. (Ed), *Sismos e Edifícios* (pp. 189-265). Amadora: Edições Orion.
- Makris, N. (1994). Soil-pile interaction during the passage of rayleigh waves: an analytical solution. *Earthquake Engineering and structural dynamics*, 23, 153-167.
- Makris N., & Gazetas, G. (1992). Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: lateral and seismic response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 145-162.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain Model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114, 1804-1826.
- Margason, E., & Holloway, D. M. (1977, March). *Pile bending during earthquakes*. Lecture at the ASCE-UC/Berkeley Seminar on Design Construction and Performance of Deep Foundations.
- Mizuno, H., Liba, M., & Hirade, T. (1996). *Pile damage during 1995 Hyougoken-Nanbu earthquake in Japan*. Paper presented at the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco-Mexico.
- Mylonakis, G., Nikolaou, A. & Gazetas, G. (1997). Soil-pile-bridge seismic interaction: Kinematic and inertial effects. Part I: soft soil. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 337-359.
- NEHRP (1997). *Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Washington, DC: Building Seismic Safety Council.
- Nikolaou, A., & Gazetas, G. (1997). *Seismic design procedure for kinematically stressed piles*. In: *Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures*. ISSMFE TC4 Earthquake geotechnical engineering. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 253–260.

- NP EN 1998-5 (2010). *Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes – Parte 5 – fundações, estruturas de suporte de terras e aspectos geotécnicos*. Comissão Europeia de Normalizações.
- Novak, M. (1974). Dynamic stiffness and damping of piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 11, 574-598.
- Novak, M. (1991, March). *Piles under dynamic loads*. Paper presented to the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St Louis, Missouri.
- Novak, M. & Aboul-Ella, F. (1978). Impedance functions of piles in layered media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 104(3), 643–661.
- Novak, M., Nogami, T. & Aboul-Ella, F. (1978). Dynamic soil reactions for plane strain case. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 104(4), pp. 953-959.
- Pender, M. J. (1993). Aseismic pile foundation design analysis. *Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 26 (1), 49-160.
- Pipa, M. (1993). *Ductilidade de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas. Influência das Características Mecânicas das Armaduras*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. Inglaterra: John Wiley and Sons.
- Priestley, M. J. N., & Kowalky, M. J. (2000). Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. *Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(4), 421-444.
- Randolph, M. F. (1981). Response of flexible piles to lateral loading. *Géotechnique*, 31(2), 247-259.
- Roesset, J.M. (1980). Stiffness and damping coefficients of foundations. *Dynamic Response of Pile Foundations: Analytical Aspects*, ASCE, 1-30.
- Rovithis, E., Mylonakis, G., & Ptilakis, K. (2013). “Dynamic stiffness and kinematic response of single piles in inhomogeneous soil”. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11, 1949-1972. Doi: 10.1007/s10518-013-9473-0
- Santos, J. A. (1993). *Comportamento de estacas verticais sob acção de cargas horizontais estáticas*. Dissertação de mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- Santos, J. A. (1999). *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção: aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica, Lisboa.

- Santos, J.A., & Gomes Correia, A. (1992). *Uniformização dos limites de comportamento flexível e rígido das estacas sob a acção de cargas horizontais com vista ao respectivo dimensionamento*. 3º Encontro de Mecânica Computacional, Universidade de Coimbra, 1, G4.1-G4.14.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., & Seed, H.B. (1972). *SHAKE - A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Sheikh, S. A., & Uzumeri, S. M. (1980). Strength and Ductility of Tied Concrete Columns. *Journal of the Structural Division*, 106(5), 1079-1102.
- Soulomiac, R. (1986). Méthode simplifiée de calcul des pieux en zones sismiques. *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, 441, 64-85.
- Syngros, C. (2004). *Seismic response of piles and pile-supported bridge piers evaluated through case histories*. PhD dissertation, City College of New York.
- Vesic, A. (1961). Bending of beam resting on isotropic elastic solid. *Journal of Engineering Mechanics Division*, 87, 35-53, ASCE.