

# **ANÁLISE SÍSMICA DE ESTRUTURAS ENTERRADAS DO TIPO “BOX-CULVERT”**

**PEDRO JORGE FERNANDES DOS SANTOS**

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

---

Orientador: Professor Doutor Pedro Miguel Barbosa Alves Costa

JULHO DE 2012

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

*“A única forma de desenvolvimento é um esforço constante através da meditação. É claro que, no início, isso não é fácil. Encontram-se dificuldades inesperadas, às vezes há perda de entusiasmo. Ou talvez o entusiasmo inicial seja excessivo e diminua progressivamente com o passar das semanas ou meses. É preciso elaborar uma abordagem persistente, constante, baseada num compromisso de longo prazo.”*

*Dalai Lama*



## AGRADECIMENTOS

Concluindo o presente trabalho, manifesto aqui o meu profundo agradecimento a todas as pessoas que das mais diversas formas contribuíram para que todos os objetivos fossem alcançados, em especial:

- Ao Professor Pedro Alves Costa, por toda a sua dedicação e empenho com que orientou esta dissertação, por toda a paciência com que me ouviu e esclareceu, a motivação que transmitiu e, sobretudo, pela imensa quantidade de conhecimento que me passou.
- Ao Engenheiro Rafael Gonçalves, por toda a disponibilidade e paciência demonstrados em todas alturas em que recorri à sua preciosa ajuda.
- A todos o Professores de Geotecnia da FEUP, que, para além de proporcionarem um entusiástico ambiente e relacionamento entre alunos e Professores, mostraram-se sempre disponíveis para ajudar.
- Aos meus colegas e amigos da turma de Geotecnia 2011/12, por proporcionarem um fantástico ambiente de amizade e companheirismo em que nunca faltou a entreaajuda, todo o apoio ou a motivação e, para além disso, por todo o saber que me transmitiram.
- A todos os meus amigos, mas especialmente à Inês e à Joana, por estarem sempre ao meu lado e me apoiarem em todos os momentos.
- Ao meu irmão e à minha prima Diana, que todos os dias se preocuparam em transmitir incentivo e apoio.
- Aos meus pais, por tudo o que fazem por mim, por tudo o que me transmitem diariamente e por serem responsáveis pela pessoa feliz que sou.
- Aos meus avós, por tudo o que me transmitem e pela paciência com que toleraram a minha ausência.



## RESUMO

As **estruturas enterradas** são, muitas vezes, dimensionadas não tendo em conta a análise do seu comportamento sob a ação sísmica, devido, em parte, a antigos hábitos, mas também pela escassa existência de metodologias consistentes que permitam esse estudo. Para além disso, e como é de conhecimento geral, as estruturas subterrâneas apresentam características e comportamentos diferentes das localizadas à superfície, inviabilizando, por isso, a adoção de métodos de análise sísmica desenvolvidos para estas últimas estruturas. A necessidade de incorporar o dimensionamento sísmico nos projetos de estruturas enterradas tem vindo a crescer e a ser reforçada com relatos de danos neste tipo de estruturas em eventos sísmicos recentes e de maior magnitude.

Assim, a presente dissertação surge, no âmbito do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, especialização em Geotecnia, na tentativa de colmatar essa lacuna da engenharia, através do desenvolvimento de um **modelo de cálculo** para a **análise sísmica** de estruturas enterradas do tipo **Box-Culvert**.

Nesse sentido foi, primeiramente, elaborado um estudo bibliográfico, compilando algumas metodologias existentes, passando-se, após isso, ao desenvolvimento de um processo de cálculo que se apoia na proposta simplificada de Wang, inserindo-se, por isso, no grupo das metodologias baseadas na deformação em meio contínuo.

O modelo de cálculo desenvolvido permite, então, a avaliação da deformação de uma estrutura do tipo Box-Culvert devido à ação sísmica, através da avaliação da deformação do solo em meio contínuo, tendo em conta a influência da rigidez relativa entre o solo e a estrutura. Para a determinação da deformação do solo, o referido modelo de cálculo integra um processo semi-analítico, que, por sua vez, é constituído por dois métodos distintos. O primeiro dedica-se à avaliação da deformação do solo, devido à propagação de ondas sísmicas unidireccionais num maciço estratificado, através do método das matrizes de transferência. O segundo tem como objetivo a avaliação da degradação da rigidez e incremento do amortecimento do solo, em função dos níveis de deformação verificados durante a solicitação sísmica.

Complementarmente, é também desenvolvida uma ferramenta de cálculo, na plataforma Matlab 2011®, que, através do modelo de cálculo desenvolvido, permite uma eficiente análise sísmica da estrutura enterrada, tendo em conta, não só a sua especificidade, mas também as características do solo que a envolve, as condições previstas em projeto (profundidade relativa à superfície do terreno), assim como a ação sísmica.

Com o intuito de validar a metodologia desenvolvida, são analisados cinco casos que diferem no que diz respeito às características da estrutura e do solo envolvente, comparando-se os resultados com os obtidos com recurso ao programa de análise numérica *Quake/W*®, através do qual se recolhe a resposta do solo submetido a um evento sísmico e a da estrutura sujeita às deformações impostas por esse evento.

**PALAVRAS-CHAVE:** Box-Culvert, Estruturas Enterradas, Análise Sísmica, Modelo de Cálculo, Interação Solo-estrutura.



## ABSTRACT

Underground structures are generally designed without considering the analysis of their behaviour under seismic action, due, in part, to old habits, but also because of the scarce availability of consistent methodologies that allow this study. Further, and as is generally known, underground structures have different characteristics and performances of surface structures, preventing, therefore, the adoption of seismic methods developed for these last structures. The need to incorporate seismic design of buried structures in projects has been growing and being strengthened by reports of damage in this type of structures in recent seismic events of greater magnitude.

Thus, the present study comes, within the Master in Civil Engineering, Geotechnical Engineering specialization, in an attempt to bridge this gap in engineering procedures, by developing a calculation model, which allows the seismic analysis of Box-Culvert buried structures.

In this sense, it was first prepared a bibliographical study, compiling some existing methodologies, moving, after that, the development of a calculation process based on Wang's simplified proposal, and inserted on the group of free field deformation methodologies.

The calculation method allows the assessment of the Box-Culvert deformation by evaluating the deflection of the free field, taking into account the influence of relative stiffness between soil and structure. To determine the deformation of the soil, the referred calculation model includes a semi-analytical procedure, which, in turn, comprises two different methods. The first is dedicated to the assessment of the free field deformation, due to the propagation of unidirectional seismic waves in a layered ground, by the matrices transfer method. The second one aims to evaluate the stiffness degradation and the damping increasing, depending on the levels of deformation occurred during the seismic action.

In addition, is also designed a calculation program, in Matlab 2011 platform, which, by the developed methodology, allows an efficient seismic analysis of buried structures, taking into account not only their specificity, but also the characteristics of the surrounding soil, the project specifications (e.g. relative depth to surface), as well as the seismic action.

In order to validate this methodology, there are analysed five example cases, which differ as regards the characteristics of the structure and the surrounding soil, comparing the results with those obtained using numerical analysis software Quake/W®, through which gathers the response of the soil under a seismic event and subject deformations of the structure imposed by that event.

**KEYWORDS:** Box-Culvert, Buried Structures, Seismic Analysis, Numerical Modelling, Soil-Structure Interaction.



## ÍNDICE GERAL

|                               |      |
|-------------------------------|------|
| AGRADECIMENTOS .....          | i    |
| RESUMO .....                  | iii  |
| ABSTRACT .....                | v    |
| ÍNDICE DE FIGURAS .....       | xi   |
| ÍNDICE DE QUADROS .....       | xv   |
| SÍMBOLOS E ABREVIATURAS ..... | xvii |

|                                     |          |
|-------------------------------------|----------|
| <b>1. INTRODUÇÃO .....</b>          | <b>1</b> |
| 1.1. ENQUADRAMENTO GERAL .....      | 1        |
| 1.2. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO .....  | 3        |
| 1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS ..... | 4        |

|                                                                       |          |
|-----------------------------------------------------------------------|----------|
| <b>2. ESTRUTURAS ENTERRADAS SOB AÇÃO SÍSMICA .....</b>                | <b>5</b> |
| 2.1. IMPORTÂNCIA DO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO ESPECÍFICO .....          | 5        |
| 2.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE SISMOLOGIA .....                      | 7        |
| 2.2.1. PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS .....                             | 7        |
| 2.2.2. DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS DO SOLO .....          | 9        |
| 2.2.3. ANÁLISE DE RISCO SÍSMICO .....                                 | 15       |
| 2.3. DESEMPENHO DAS ESTRUTURAS ENTERRADAS À SOLICITAÇÃO SÍSMICA ..... | 17       |
| 2.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....                                       | 22       |

|                                                       |           |
|-------------------------------------------------------|-----------|
| <b>3. ESTRUTURAS DO TIPO BOX-CULVERT .....</b>        | <b>23</b> |
| 3.1. TIPOLOGIAS E PROCESSOS CONSTRUTIVOS .....        | 23        |
| 3.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL .....                   | 27        |
| 3.2.1. INTERAÇÃO SOLO/ESTRUTURA .....                 | 28        |
| 3.2.2. PROCESSO SIMPLIFICADO DE DIMENSIONAMENTO ..... | 32        |

|                                                                                                |               |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| <b>4. METODOLOGIAS PARA ANÁLISE SÍSMICA DE BOX-CULVERT .....</b>                               | <b>35</b>     |
| <b>4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....</b>                                                         | <b>35</b>     |
| <b>4.2. MÉTODOS BASEADOS NOS IMPULSOS DINÂMICOS EM ESTRUTURAS ENTERRADAS .....</b>             | <b>37</b>     |
| <b>4.3. MÉTODOS BASEADOS NA DEFORMAÇÃO EM MEIO CONTINUO .....</b>                              | <b>39</b>     |
| 4.3.1. MODELO SIMPLIFICADO DE WANG .....                                                       | 40            |
| 4.3.2. MODELO SIMPLIFICADO DE PENZIEN .....                                                    | 50            |
| 4.3.3. OUTROS MODELOS SIMPLIFICADOS .....                                                      | 55            |
| <b>4.4. METODOLOGIA RECOMENDADA PELO EUROCÓDIGO .....</b>                                      | <b>56</b>     |
| 4.4.1. CONDIÇÕES DO TERRENO E AÇÃO SÍSMICA .....                                               | 59            |
| 4.4.2. MÉTODO DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS ENTERRADAS .....                                        | 64            |
| <b>4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>                                                         | <b>65</b>     |
| <br><b>5. PROPOSTA DE CÁLCULO PARA ANÁLISE SÍSMICA DE ESTRUTURAS DO TIPO BOX-CULVERT .....</b> | <br><b>67</b> |
| <b>5.1. GENERALIDADES.....</b>                                                                 | <b>67</b>     |
| <b>5.2. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA.....</b>                                             | <b>67</b>     |
| <b>5.3. DETERMINAÇÃO DA DISTORÇÃO DO SOLO .....</b>                                            | <b>69</b>     |
| 5.3.1. DEFINIÇÃO DAS MATRIZES DE TRANSFERÊNCIA.....                                            | 69            |
| 5.3.2. ATUALIZAÇÃO DA RIGIDEZ E DO AMORTECIMENTO DO SOLO .....                                 | 77            |
| <b>5.4. DETERMINAÇÃO DA DISTORÇÃO DA BOX-CULVERT .....</b>                                     | <b>79</b>     |
| <b>5.5. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO .....</b>                                               | <b>80</b>     |
| <br><b>6. VALIDAÇÃO E APLICAÇÃO DO MÉTODO .....</b>                                            | <br><b>87</b> |
| <b>6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....</b>                                                       | <b>87</b>     |
| <b>6.2. CASO DE REFERÊNCIA .....</b>                                                           | <b>88</b>     |
| 6.2.1. ANÁLISE PRELIMINAR.....                                                                 | 89            |
| 6.2.2. ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA.....                                                            | 91            |
| 6.2.3. ANÁLISE LINEAR EQUIVALENTE.....                                                         | 93            |
| 6.2.4. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO DA BOX-CULVERT .....                                              | 99            |
| <b>6.3. OUTROS CASOS ESTUDADOS .....</b>                                                       | <b>103</b>    |
| <b>6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>                                                         | <b>105</b>    |

|                                                                             |                |
|-----------------------------------------------------------------------------|----------------|
| <b>7. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>                                        | <b>107</b>     |
| <b>7.1. CONCLUSÕES.....</b>                                                 | <b>107</b>     |
| <b>7.2. SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS .....</b>                            | <b>109</b>     |
| <br><b>BIBLIOGRAFIA.....</b>                                                | <br><b>111</b> |
| <b>ANEXO 1. FICHA TÉCNICA DE ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS BOX-CULVERT.....</b> | <b>115</b>     |
| <b>ANEXO 2. FUNÇÕES SECUNDÁRIAS DO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO.....</b>  | <b>129</b>     |
| <b>ANEXO 3. MODELOS CONSIDERADOS NOS CASOS ESTUDADOS.....</b>               | <b>137</b>     |



## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                                                                                                                                                                 |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 1.1 - Passagem Inferior em Via de Comunicação [2] .....                                                                                                                                    | 1  |
| Fig. 1.2 - Box-Culvert [7] .....                                                                                                                                                                | 2  |
| Fig. 2.1 - Efeito da ação sísmica em estruturas superficiais e enterradas [6] .....                                                                                                             | 5  |
| Fig. 2.2 - Comparação da resposta do solo e de uma estrutura superficial à solicitação sísmica [8] ....                                                                                         | 6  |
| Fig. 2.3 - Comparação da resposta do solo e de uma estrutura enterrada à solicitação sísmica [8] .....                                                                                          | 6  |
| Fig. 2.4 - Deformação do solo causada por ondas P (adaptado de [3]) .....                                                                                                                       | 7  |
| Fig. 2.5 - Deformação do solo causada por ondas S (adaptado de [3]) .....                                                                                                                       | 8  |
| Fig. 2.6 - Deformação do solo causada por ondas de Rayleigh (adaptado de [3]) .....                                                                                                             | 8  |
| Fig. 2.7 - Deformação do solo causada por ondas Love (adaptado de [3]) .....                                                                                                                    | 9  |
| Fig. 2.8 - Rigidez e amortecimento verificados para solicitação cíclica simétrica: a) de pequena amplitude; b) de grande amplitude (adaptado de [11]) .....                                     | 10 |
| Fig. 2.9 - Esquema do ensaio sísmico entre furos [16] .....                                                                                                                                     | 11 |
| Fig. 2.10 - Esquema do ensaio sísmico entre a superfície e pontos do maciço em profundidade [16] .....                                                                                          | 12 |
| Fig. 2.11 - Ensaio triaxial cíclico (adaptado de [10]) .....                                                                                                                                    | 13 |
| Fig. 2.12 - Equipamento do ensaio de coluna ressonante a) vista de topo b) vista de perfil (adaptado de [10]) .....                                                                             | 14 |
| Fig. 2.13 - Esquematização da análise determinista de risco sísmico (adaptado de [5]) .....                                                                                                     | 16 |
| Fig. 2.14 - Esquematização da análise probabilística de risco sísmico (adaptado de [5]) .....                                                                                                   | 17 |
| Fig. 2.15 - Deformação de compressão de estruturas enterradas sob ação sísmica a) na direção longitudinal e b) na direção transversal ao eixo longitudinal da estrutura (adaptado de [5]) ..... | 18 |
| Fig. 2.16 - Deformação de curvatura de estruturas enterradas sob ação sísmica (adaptado de [5]) ..                                                                                              | 18 |
| Fig. 2.17 - Distorção da secção transversal a) circular e b) retangular (adaptado de [5]) .....                                                                                                 | 19 |
| Fig. 2.18 - Secções transversais analisadas (adaptado de [17]) .....                                                                                                                            | 19 |
| Fig. 2.19 - Esquema genérico considerado no estudo (adaptado de [17]) .....                                                                                                                     | 19 |
| Fig. 2.20 - Influência do coeficiente de <i>Poisson</i> na deformação das estruturas enterradas (adaptado de [17]) .....                                                                        | 20 |
| Fig. 2.21 - Influência da variação do tipo de secção na deformação das estruturas enterradas (adaptado de [17]) .....                                                                           | 21 |
| Fig. 2.22 - Influência da altura de recobrimento na deformação das estruturas enterradas (adaptado de [17]) .....                                                                               | 21 |
| Fig. 3.1 - Tipologias correntes de Box-Culvert [19] .....                                                                                                                                       | 24 |
| Fig. 3.2 - Ligação longitudinal de elementos Box-Culvert (adaptado de [20]) .....                                                                                                               | 24 |
| Fig. 3.3 - Acoplamento de elementos Box-Culvert [22] .....                                                                                                                                      | 25 |
| Fig. 3.4 - Ligação transversal de elementos Box-Culvert [20] .....                                                                                                                              | 25 |
| Fig. 3.5 - Materialização de uma curva com Box-Culvert [22] .....                                                                                                                               | 26 |
| Fig. 3.6 - Instalação de Box-Culvert [24] .....                                                                                                                                                 | 26 |
| Fig. 3.7 - Carregamento de Box-Culvert flexível [19] .....                                                                                                                                      | 28 |
| Fig. 3.8 - Comparação da distribuição de cargas em box-culverts rígidos e flexíveis (adaptado de [25]) .....                                                                                    | 28 |
| Fig. 3.9 - Transferência de pressões no sistema solo/estrutura (adaptado de [26]) .....                                                                                                         | 29 |
| Fig. 3.10 - Redistribuição de cargas em estruturas enterradas [1] .....                                                                                                                         | 30 |
| Fig. 3.11 - Introdução de elementos rígidos no aterro [1] .....                                                                                                                                 | 30 |
| Fig. 3.12 - Introdução de material compressível no aterro [1] .....                                                                                                                             | 31 |

|                                                                                                                                                                                                                                        |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 3.13 - Redistribuição de cargas para estruturas enterradas flexíveis [1] .....                                                                                                                                                    | 31 |
| Fig. 3.14 - Esquema simplificado de cargas para dimensionamento (adaptado de [1]) .....                                                                                                                                                | 32 |
| Fig. 3.15 - Modelo isostático devido à simetria do carregamento e da geometria (adaptado de [1]) ...                                                                                                                                   | 33 |
| Fig. 3.16 - Esquema simplificado de cargas com apoios elásticos para dimensionamento (adaptado de [1]).....                                                                                                                            | 33 |
| Fig. 3.17 - Esquema simplificado de cargas para dimensionamento utilizado atualmente (adaptado de [1]).....                                                                                                                            | 34 |
|                                                                                                                                                                                                                                        |    |
| Fig. 4.1 - Esquema de pressões de terras considerado no método proposto pelo FHWA (adaptado de [6]).....                                                                                                                               | 38 |
| Fig. 4.2 - Distorção da secção transversal da estrutura devido à deformação do solo (adaptado de [31]).....                                                                                                                            | 40 |
| Fig. 4.3 – Modelo solo/estrutura e velocidades de propagação das ondas S considerados no estudo de Wang (adaptado de [3]).....                                                                                                         | 41 |
| Fig. 4.4 - Deformações em meio contínuo nos casos estudados (adaptado de [3]).....                                                                                                                                                     | 42 |
| Fig. 4.5 - Deformações da Estrutura vs Solo nos Casos Estudados por Wang (adaptado de [3]) .....                                                                                                                                       | 42 |
| Fig. 4.6 - Determinação da rigidez à distorção de uma estrutura (adaptado de [6]).....                                                                                                                                                 | 43 |
| Fig. 4.7 - Relação entre o rácio de flexibilidade e o coeficiente de distorção obtida por Wang (adaptado de [3]) .....                                                                                                                 | 45 |
| Fig. 4.8 - Secções consideradas no estudo de Wang (adaptado de [3]) .....                                                                                                                                                              | 46 |
| Fig. 4.9 - Registo de evento sísmico ocorrido na zona oeste dos Estados Unidos da América (adaptado de [3]) .....                                                                                                                      | 47 |
| Fig. 4.10 - Registo de evento sísmico ocorrido na zona nordeste dos Estados Unidos da América (adaptado de [3]) .....                                                                                                                  | 47 |
| Fig. 4.11 - Efeito da altura da camada de recobrimento na distorção da estrutura (adaptado de [3]) .                                                                                                                                   | 48 |
| Fig. 4.12 - Carregamento para elevadas profundidades sugerido por Wang (adaptado de [3]).....                                                                                                                                          | 49 |
| Fig. 4.13 - Carregamento para baixas profundidade sugerido por Wang (adaptado de [3]) .....                                                                                                                                            | 49 |
| Fig. 4.14 - Momentos fletores obtidos para o modelo que considera a aplicação de uma força concentrada a) esforços na ligação dos montantes com a travessa superior b) esforços na ligação dos montantes com a travessa inferior. .... | 50 |
| Fig. 4.15 - Momentos fletores obtidos para o modelo que considera a aplicação de pressão lateral a) esforços na ligação dos montantes com a travessa superior b) esforços na ligação dos montantes com a travessa inferior. ....       | 50 |
| Fig. 4.16 – Deformações da cavidade por aplicação de tensões transversais segundo a metodologia de Penzien (adaptado de [18]) .....                                                                                                    | 51 |
| Fig. 4.17 - Deformações devido à remoção de tensões transversais segundo a metodologia de Penzien (adaptado de [18]) .....                                                                                                             | 52 |
| Fig. 4.18 - Coeficiente de rigidez do solo definido por Penzien (adaptado de [18]) .....                                                                                                                                               | 52 |
| Fig. 4.19 - Coeficiente de rigidez da estrutura definido por Penzien (adaptado de [18]) .....                                                                                                                                          | 53 |
| Fig. 4.20 - Coeficiente de rigidez $k_{si}$ considerado por Penzien (adaptado de [18]).....                                                                                                                                            | 54 |
| Fig. 4.21 - Comparação dos resultados obtidos por Wang (1993) e Penzien (2000) para o coeficiente de distorção (adaptado de [18]).....                                                                                                 | 55 |
| Fig. 4.22 - Perigosidade sísmica em Portugal continental para um período de retorno de 475 anos para os cenários de a) baixa magnitude e b) elevada magnitude (adaptado de [41]).....                                                  | 58 |
| Fig. 4.23 - Zonamento sísmico de Portugal continental para um período de retorno de 475 anos para os cenários de a) baixa magnitude e b) elevada magnitude (adaptado de [41]).....                                                     | 58 |
| Fig. 4.24 - Zonamento sísmico do arquipélago da Madeira para um período de retorno de 475 anos para um cenário de baixa magnitude [41] .....                                                                                           | 59 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 4.25 - Zonamento sísmico do arquipélago dos Açores para um período de retorno de 475 anos para um cenário de baixa magnitude (adaptado de [41]) .....                                                                                                                                                                        | 59 |
| Fig. 4.26 - Espectro de resposta elástica [38].....                                                                                                                                                                                                                                                                               | 62 |
| Fig. 4.27 - Espectros de resposta elástica recomendados para terrenos dos tipos A a E, a) do tipo 1 b) do tipo 2 (5% amortecimento) .....                                                                                                                                                                                         | 63 |
| Fig. 4.28 - Método de análise da distorção sugerido pelo EC8 [42] .....                                                                                                                                                                                                                                                           | 64 |
| Fig. 5.1 - Processo de determinação da distorção da box-culvert baseado no método de Wang .....                                                                                                                                                                                                                                   | 68 |
| Fig. 5.2 - Modelo considerado na análise da propagação de ondas Sh [47].....                                                                                                                                                                                                                                                      | 70 |
| Fig. 5.3 - Estrato Isolado para dedução da equação de equilíbrio (adaptado [47]) .....                                                                                                                                                                                                                                            | 70 |
| Fig. 5.4 - Distorção de um elemento infinitesimal do estrato j .....                                                                                                                                                                                                                                                              | 71 |
| Fig. 5.5 - Exemplo de perfil vertical deformado de um maciço .....                                                                                                                                                                                                                                                                | 76 |
| Fig. 5.6 - Curvas de degradação da rigidez de vários tipos de solo e diferentes tensões de confinamento [11] .....                                                                                                                                                                                                                | 77 |
| Fig. 5.7 - Esquema de processo iterativo para atualização da rigidez e do amortecimento .....                                                                                                                                                                                                                                     | 79 |
| Fig. 5.8 - Função aproximada da relação entre F e R obtida por Wang.....                                                                                                                                                                                                                                                          | 80 |
| Fig. 5.9 - Exemplo de ficheiro para introdução de dados relativos às propriedades do solo .....                                                                                                                                                                                                                                   | 81 |
| Fig. 5.10 - Exemplo de ficheiro para introdução de dados relativos às propriedades da box-culvert ..                                                                                                                                                                                                                              | 81 |
| Fig. 5.11 - Exemplo de ficheiro para introdução de dados relativos ao evento sísmico de dimensionamento .....                                                                                                                                                                                                                     | 82 |
| Fig. 5.12 - Código da rotina do programa de cálculo desenvolvido na plataforma Matlab.....                                                                                                                                                                                                                                        | 84 |
| Fig. 6.1 - Registo temporal de acelerações induzidas pelo sismo de Loma Prieta .....                                                                                                                                                                                                                                              | 87 |
| Fig. 6.2 - Danos Causados pelo sismo de Loma Prieta na cidade de S. Francisco [59], a) Colapso do Viaduto Cypress, da Interstate 880, b) Pormenor da rotura da estrutura do Viaduto de Cypress, c) Veículo esmagado por edifício de três andares, d) Destruição da galeria comercial Pacific Garden Mall, em Santa Cruz [59]..... | 88 |
| Fig. 6.3 - Modelo considerado na análise do caso de referência. ....                                                                                                                                                                                                                                                              | 89 |
| Fig. 6.4 - Resposta obtida na avaliação da amplificação da vibração sísmica.....                                                                                                                                                                                                                                                  | 90 |
| Fig. 6.5 - Resposta do maciço à solicitação sísmica - amplificação da vibração. ....                                                                                                                                                                                                                                              | 91 |
| Fig. 6.6 - Comparação da resposta da base do maciço através de Matlab e Quake/W®.....                                                                                                                                                                                                                                             | 92 |
| Fig. 6.7 - Comparação da resposta da superfície do maciço através de Matlab e Quake/W®.....                                                                                                                                                                                                                                       | 92 |
| Fig. 6.8 - Comparação dos deslocamentos impostos na base do maciço através de Matlab e Quake/W®.....                                                                                                                                                                                                                              | 92 |
| Fig. 6.9 - Comparação dos deslocamentos registados no topo do maciço através de Matlab e Quake/W®.....                                                                                                                                                                                                                            | 93 |
| Fig. 6.10 - Comparação de deslocamentos na base do maciço através de análise linear equivalente em Quake/W® e Matlab®. ....                                                                                                                                                                                                       | 94 |
| Fig. 6.11 - Comparação de deslocamentos na superfície do maciço através de análise linear equivalente em Quake/W® e Matlab®.....                                                                                                                                                                                                  | 94 |
| Fig. 6.12 - Curva de degradação introduzida no programa Quake/W® considerando as propriedades do solo em estudo. ....                                                                                                                                                                                                             | 95 |
| Fig. 6.13 - Curva de incremento do amortecimento introduzida no programa Quake/W® considerando as propriedades do solo em estudo. ....                                                                                                                                                                                            | 95 |
| Fig. 6.14 - Curvas de variação da rigidez equivalente em profundidade obtidas em Quake/W® e Matlab®. ....                                                                                                                                                                                                                         | 96 |
| Fig. 6.15 - Curvas de variação do amortecimento material em profundidade obtidas em Quake/W® e Matlab®. ....                                                                                                                                                                                                                      | 96 |

|                                                                                                                                                         |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Fig. 6.16 - Modelo estratificado considerado para análise em Quake/W®.....                                                                              | 97  |
| Fig. 6.17 - Propriedades do modelo estratificado considerado para análise através da ferramenta desenvolvida.....                                       | 97  |
| Fig. 6.18 - Comparação dos deslocamentos obtidos na análise do modelo estratificado em Quake/W® e Matlab®. ....                                         | 98  |
| Fig. 6.19 - Curvas de variação da rigidez equivalente em profundidade obtidas na análise do modelo estratificado através de Quake/W® e Matlab®. ....    | 98  |
| Fig. 6.20 - Curvas de variação do amortecimento material em profundidade obtidas na análise do modelo estratificado através de Quake/W® e Matlab®. .... | 98  |
| Fig. 6.21 - Resultado da deformação do terreno em meio contínuo.....                                                                                    | 99  |
| Fig. 6.22 - Estrutura do tipo Box-Culvert considerada no caso em estudo.....                                                                            | 100 |
| Fig. 6.23 - Modelo estratificado com Box-Culvert .....                                                                                                  | 101 |
| Fig. 6.24 - Deformação da Box-Culvert através de Quake/W® .....                                                                                         | 101 |
| Fig. 6.25 - Diagramas de esforços obtidos através da ferramenta de análise sísmica de Box-Culvert .....                                                 | 102 |

## ÍNDICE DE QUADROS

|                                                                                                                                                                                  |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Quadro 4.1 - Apreciação geral dos métodos de análise de estruturas enterradas (adaptado de [6]) ..                                                                               | 36  |
| Quadro 4.2 - Parâmetros considerados no estudo de Wang [3].....                                                                                                                  | 41  |
| Quadro 4.3 - Resultados dos casos analisados por Wang (adaptado de [3]) .....                                                                                                    | 46  |
| Quadro 4.4 - Classes e respectivos coeficientes de importância para estruturas (adaptado de [40]) ...                                                                            | 57  |
| Quadro 4.5 - Valores para definição do zonamento sísmico (adaptado de [38]) .....                                                                                                | 57  |
| Quadro 4.6 - Tipos de terreno [38] .....                                                                                                                                         | 60  |
| Quadro 4.7 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica do tipo 1 e do tipo 2 (adaptado de [38]) .....                                    | 62  |
| Quadro 4.8 - Valores recomendados dos parâmetros que definem os espectros de resposta elástica vertical (adaptado de [38]).....                                                  | 64  |
| Quadro 4.9 - Coeficientes médios de amortecimento do terreno e coeficientes de redução médios de velocidade sísmica e rigidez, até 20 m de profundidade (adaptado de [42]) ..... | 65  |
| Quadro 5.1 - Organização do ficheiro de introdução de dados relativos às propriedades do solo .....                                                                              | 81  |
| Quadro 5.2 - Organização do ficheiro de introdução de dados relativos às propriedades da box-culvert .....                                                                       | 82  |
| Quadro 6.1 - Propriedades de solo considerado no caso de referência.....                                                                                                         | 89  |
| Quadro 6.2 - Características da Box-Culvert Considerada.....                                                                                                                     | 100 |
| Quadro 6.3 - Parâmetros considerados e resultados obtidos nas análises em estudo.....                                                                                            | 103 |



**SÍMBOLOS E ABREVIATURAS**

|                   |                                                                               |
|-------------------|-------------------------------------------------------------------------------|
| $E$               | - Módulo de elasticidade                                                      |
| $G$               | - Módulo de rigidez à distorção                                               |
| $F_h$             | - Carga Horizontal                                                            |
| $F_v$             | - Carga Vertical                                                              |
| $\Delta F$        | - Incremento de Carga                                                         |
| $\delta$          | - Deslocamento                                                                |
| $\tau$            | - Tensão de Corte                                                             |
| $a_{m\acute{a}x}$ | - Aceleração máxima                                                           |
| $V_s$             | - Velocidade de propagação das ondas de corte                                 |
| $V_p$             | - Velocidade de propagação das ondas volumétricas                             |
| $\rho$            | - Massa volúmica do solo                                                      |
| $\gamma$          | - Peso volúmico                                                               |
| $g$               | - Aceleração da gravidade                                                     |
| $G_0$             | - Módulo de distorção máximo                                                  |
| $G_{m\acute{a}x}$ | - Módulo de distorção máximo                                                  |
| $\nu$             | - Coeficiente de Poisson                                                      |
| $E_0$             | - Módulo de elasticidade máximo                                               |
| $E_{m\acute{a}x}$ | - Módulo de elasticidade máximo                                               |
| $h_e$             | - Altura de aterro equivalente                                                |
| $p$               | - Pressões laterais estáticas em repouso                                      |
| $\Delta p_E$      | - Incremento de pressão lateral sísmica                                       |
| $C_s$             | - Coeficiente de impulso                                                      |
| $k_h$             | - Coeficiente sísmico horizontal                                              |
| $F$               | - Rácio de flexibilidade                                                      |
| $G'_m$            | - Módulo de elasticidade transversal do solo                                  |
| $W$               | - Largura da estrutura                                                        |
| $S_1$             | - Rigidez à distorção da estrutura                                            |
| $H$               | - Altura da estrutura                                                         |
| $I_R$             | - Inércia das travessas superior e inferior de estruturas do tipo Box-Culvert |
| $I_W$             | - Inércia dos montantes de estruturas do tipo Box-Culvert                     |
| $D_{ff}$          | - Distorção em meio contínuo                                                  |
| $D_s$             | - Distorção da estrutura                                                      |

|                           |                                                                           |
|---------------------------|---------------------------------------------------------------------------|
| $R$                       | - Coeficiente de distorção                                                |
| $\Delta_{estrutura}$      | - Deformação da estrutura                                                 |
| $\Delta_{meio\ contínuo}$ | - Deformação do solo                                                      |
| $k_{so}$                  | - Coeficiente de rigidez do solo                                          |
| $k_I$                     | - Coeficiente de rigidez da estrutura do tipo Box-Culvert                 |
| $\tau_{so}$               | - Tensões na interface da estrutura do tipo Box-Culvert                   |
| $G_S$                     | - Módulo de elasticidade transversal do solo                              |
| $\tau_I$                  | - Tensões transversais da estrutura do tipo Box-Culvert                   |
| $k_{si}$                  | - Coeficiente de rigidez                                                  |
| $T_R$                     | - Período de retorno                                                      |
| $P_{exc}^{n\ anos}$       | - Probabilidade de excedência de um evento sísmico em $n$ anos            |
| $P_{exc}^{1\ ano}$        | - Probabilidade de excedência de um evento sísmico em um ano              |
| $a_{gR}$                  | - Aceleração máxima de projeto de referência                              |
| $V_{S,30}$                | - Velocidade média da propagação das ondas de corte                       |
| $N_{SPT}$                 | - Número de pancadas, resultado do ensaio SPT                             |
| $C_u$                     | - Resistência não drenada                                                 |
| $a_g$                     | - Valor de cálculo da aceleração à superfície                             |
| $T$                       | - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade       |
| $T_B$                     | - Limite inferior do período no patamar espectral constante               |
| $T_C$                     | - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante |
| $T_D$                     | - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante |
| $S$                       | - Coeficiente de solo                                                     |
| $\eta$                    | - Coeficiente de correção do amortecimento                                |
| $\xi$                     | - Coeficiente de amortecimento                                            |
| $\omega$                  | - Frequência angular                                                      |
| $\lambda$                 | - Comprimento de onda                                                     |
| $k$                       | - Número da onda                                                          |
| $IP$                      | - Índice de plasticidade                                                  |
| $\sigma'_m$               | - Tensão efetiva de confinamento do solo                                  |





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O recurso ao espaço subterrâneo vem desde o início da Humanidade, permitindo um maior aproveitamento das áreas envolventes, melhorando a qualidade de vida e colmatando algumas deficiências no quotidiano da civilização. Na era pré-histórica era comum a abertura de pequenos túneis que serviam de habitação ou apenas de refúgio, mas com a evolução das sociedades e, concomitantemente, do conhecimento e da tecnologia foram surgindo novas formas de exploração do subsolo.

Desde então, as estruturas que devido à instância da sua função, se encontram totalmente envolvidas por solo são designadas **estruturas enterradas** [1] ou subterrâneas.

Atualmente estas estruturas são construídas com várias finalidades, como é o caso de sistemas hidráulicos (adução e/ou distribuição de água), sistemas de abastecimento de gás e energia, vias de comunicação (rodoviárias, ferroviárias e pedonais), galerias mineiras, galerias e poços em aproveitamentos hidráulicos, reservas energéticas, e até para fins militares.

Algumas destas estruturas são construídas perto da superfície, como acontece tipicamente em atravessamentos inferiores nas vias de comunicação (Fig. 1.1), sendo até comum encontrar bibliografia em que são distinguidas as duas designações atrás enunciadas, associando o nome de estruturas enterradas às localizadas a baixa profundidade, e as situadas a grande profundidade denominadas subterrâneas.



Fig. 1.1 - Passagem Inferior em Via de Comunicação [2]

Uma particularidade das estruturas subterrâneas é o facto de o seu comportamento sob ação sísmica ser mais satisfatório do que o das estruturas localizadas à superfície, o que levou a que durante vários anos essa ação não fosse considerada no dimensionamento de túneis. Alguns especialistas defendiam até que em caso de ocorrência de um sismo não haveria melhor abrigo que um túnel, opinião que era validada através de dados e relatos de ocorrências anteriores. De facto, só nos anos 60 foi pela primeira vez tida em conta a ação sísmica num projeto daquele tipo [3].

Este comportamento das estruturas subterrâneas deve-se principalmente à grande espessura de solo que as envolve e lhes confere um elevado confinamento. Mas, ao contrário dessas, as estruturas enterradas a baixa profundidade mostram-se mais suscetíveis às ações sísmicas, devido à reduzida espessura de solo de recobrimento [4], tornando-se por isso prudente considerar uma análise ao seu comportamento sob ações sísmicas. Esta ideia tem sido fortemente reforçada pelo facto de, recentemente, algumas estruturas subterrâneas terem sofrido danos significativos em eventos sísmicos de maior magnitude, como foi o caso do terramoto de 1995 em Kobe, no Japão, de 1999 em Chi-Chi, Taiwan, e de Kocaeli, na Turquia, no mesmo ano [5].

Contudo, devido ao elevado grau de incerteza na determinação das ações sísmicas, ao risco da sua probabilidade ser excedida e ao facto de essas ações provocarem deformações cíclicas e numa ampla gama de frequências, a dificuldade deste tipo de análise torna-se muito elevada [6].

Além disso, apesar do conhecimento adquirido ao longo das últimas décadas acerca dos vários fatores que influenciam o comportamento sísmico das estruturas enterradas, nota-se uma grande disparidade de opiniões por parte de investigadores e especialistas deste campo, sobre a filosofia de dimensionamento, critérios de carga e métodos de análise [3].

Na tentativa de se conseguir uma metodologia consistente, vários estudos têm sido elaborados nos últimos anos, compilando e cruzando informação de propostas de cálculo de vários autores, abordando o comportamento de estruturas enterradas, mas dedicando-se na sua maioria às de forma circular.

As estruturas retangulares enterradas, são hoje em dia muito usuais e a sua geometria torna-as mais vulneráveis às ações sísmicas do que as circulares, que transmitem os esforços a toda a estrutura de modo mais eficiente. As estruturas designadas por **Box-Culvert**, que em outros tempos eram elementos tipicamente construídos in-situ, atualmente são quase sempre pré-fabricadas e as mais comumente utilizadas para materializar estruturas enterradas.



Fig. 1.2 - Box-Culvert [7]

Estas são estruturas de grande versatilidade, no que diz respeito ao campo de aplicação, mas cuja análise sísmica não é, regra geral, considerada. A agravar este aspeto, vem o facto de, muitas das vezes, estas estruturas serem utilizadas em obras executadas através do método Cut&Cover, que consiste na abertura de uma vala onde de seguida é instalada a estrutura e posteriormente envolvida com aterro de solo. Esse aterro, muitas das vezes, possui características diferentes do solo "*in-situ*" [6], o que pode alterar significativamente a resposta dessa zona do maciço à solicitação sísmica e eventualmente prejudicar o comportamento da estrutura.

É portanto fundamental que a análise sísmica de estruturas enterradas do tipo Box-Culvert se torne viável.

Realmente, o nível de conhecimento apreciável nos dias de hoje inspira a ideia de não haver razão para desconsiderar este tipo de análise, mas na verdade, sendo este um problema que envolve várias matérias complexas (dinâmica de solos, dinâmica de estruturas, interação solo/estrutura, etc.), os recursos que possibilitam o seu estudo com razoável fiabilidade resumem-se a programas de cálculo numérico.

Estes programas, apesar de serem ferramentas de grande interesse a vários níveis, são dispendiosos e nem sempre acessíveis a todos os profissionais da área. Além disso, e sem desvalorizar as capacidades dessas ferramentas informáticas, este tipo de análise através destes programas implica um dispêndio significativo de tempo e o conhecimento algo aprofundado das matérias em causa, dado que o tratamento e introdução de dados se mostra complexo.

De facto, se uma entidade produtora incluísse nos dias de hoje a análise sísmica na conceção destas estruturas pré-fabricadas, seria obrigada a efetuar, para cada peça, a respetiva modelação e simulação, de modo a obter os respetivos esforços e a permitir o devido dimensionamento.

É portanto premente a necessidade de uma metodologia eficiente para a análise sísmica de estruturas enterradas do tipo Box-Culvert, objeto da presente dissertação, de forma a cobrir esta lacuna da engenharia.

## **1.2. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho centra-se no estudo de metodologias simplificadas para análise sísmica de estruturas enterradas do tipo Box-Culvert, tendo em vista o seu dimensionamento para solicitações dinâmicas.

Partindo do estudo e compilação de propostas existentes, e não abordando qualquer tipo de análise estática, a presente dissertação tem como principal objetivo o desenvolvimento de uma metodologia de análise sísmica de estruturas enterradas do tipo Box-Culvert, pretendendo-se implementar um método prático e consistente com esse fim.

Consistindo num processo de cálculo semi-analítico, a referida metodologia deverá combinar a análise da resposta dinâmica do solo com as metodologias de análise sísmica deste tipo de estruturas, nomeadamente as baseadas nas deformações em meio contínuo, permitindo, fundamentalmente, a avaliação da deformação da estrutura e dos esforços nela instalados, devido à solicitação sísmica, tendo em vista o seu devido dimensionamento.

No mesmo seguimento, e de forma a auxiliar o cálculo proposto, pretende-se, também, elaborar um programa de cálculo automático na plataforma Matlab 2011® que, para além de facilitar todo o processo, deverá permitir uma fiável aproximação à realidade, no que diz respeito à resposta do solo, e

constituir uma só ferramenta capaz de abordar todas as matérias envolvidas neste tipo de análise, evitando assim o recurso a diferentes e dispendiosos *softwares*.

Adicionalmente, pretende-se avaliar a adequabilidade da referida proposta de cálculo, recorrendo a simulações com modelos de elementos finitos no programa Quake/W 5.20®, cujos resultados serão ainda confrontados com dados enunciados em bibliografia da especialidade.

### **1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS**

A presente dissertação encontra-se dividida em sete capítulos, sendo o primeiro dedicado a uma breve introdução do tema e à exposição dos objetivos que moveram o trabalho.

No segundo capítulo expõem-se algumas considerações sobre a importância do dimensionamento sísmico em estruturas enterradas e sobre o desempenho dessas estruturas sobre solicitação sísmica. Além disso, são também apresentadas algumas notas sobre sismologia, focando essencialmente a propagação de ondas sísmicas e as propriedades dos solos que se verificam de maior relevância neste tipo de análise.

O capítulo 3 é focado unicamente nas estruturas do tipo Box-Culvert, e onde se apresenta uma exposição das suas tipologias e processos construtivos. Além disso, são apontados alguns processos simplificados de dimensionamento estático e algumas considerações sobre a interação entre este tipo de estruturas pré-fabricadas e o solo.

No capítulo 4 é apresentado o estudo bibliográfico elaborado, compilando-se as principais metodologias de análise sísmica de estruturas enterradas, algumas propostas simplificadas de cálculo sugeridas por autores da especialidade, e ainda a metodologia recomendada pelo Eurocódigo 8.

O capítulo 5 é dedicado ao modelo de cálculo desenvolvido na presente investigação, fazendo-se aí uma descrição detalhada de todo o método. Além disso é também descrita a ferramenta informática de cálculo automático, desenvolvida na plataforma Matlab 2011®, para complementar o modelo desenvolvido.

O capítulo 6 é referente aos estudos de validação e aplicação do método de cálculo desenvolvido. Como tal, é aqui descrito todo o processo de modelação dos diversos casos estudados, tanto no programa de elementos finitos, Quake/W®, como através da ferramenta de cálculo elaborada neste trabalho. Além são apresentados os resultados de todas as análises, apontando-se, ainda, algumas observações relativas ao comportamento da metodologia desenvolvida e da ferramenta de cálculo.

A finalizar, o capítulo 7 é dedicado às principais conclusões e observações de todo o trabalho, apontando-se ainda algumas sugestões para eventuais futuros estudos sobre o assunto que intitula esta tese.

# 2

## ESTRUTURAS ENTERRADAS SOB AÇÃO SÍSMICA

### 2.1. IMPORTÂNCIA DO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO ESPECÍFICO

Ao contrário do dimensionamento estático de estruturas, onde o seu comportamento deve permanecer em regime elástico, ou pelo menos experimentar reduzidas deformações (dependendo do Estado Limite Último ou de Serviço), um dimensionamento que incorpore a avaliação da ação sísmica e que pretenda verificar o mesmo tipo de comportamento, revela-se na maioria das vezes inviável.

A opção por um dimensionamento deste tipo deve, portanto, ter em conta fatores como a importância e natureza da estrutura (ao qual estão associados a garantia de reparação e de funcionalidade da estrutura após um evento sísmico), o impacto no valor global da obra, a gestão do risco e da segurança [6], assim como a garantia de reparação da estrutura e da sua funcionalidade após o evento sísmico.

Além disso, as estruturas enterradas não experimentam os mesmos efeitos que as estruturas superficiais submetidas a uma ação sísmica, como se vê na Fig. 2.1. Apesar de as duas serem diretamente afetadas pela vibração do meio que as suporta, as últimas sofrem ainda uma amplificação dinâmica desse movimento, que depende das suas próprias características. Ao contrário disso, as estruturas enterradas, estando confinadas pelo terreno envolvente, sofrem o mesmo tipo de deformações desse meio, devendo, então, ser dimensionadas segundo uma filosofia focada neste campo de ações, deformações/assentamentos [6].



Fig. 2.1 - Efeito da ação sísmica em estruturas superficiais e enterradas [6]

A comprovar estes factos, apresenta-se aqui um estudo divulgado em 1999, no *International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, em Tokyo, Japão, que identifica claramente as diferenças entre a ação que atinge a superfície e o subsolo.

Para tal, este estudo baseou-se na recolha de respostas do solo, de estruturas superficiais e de outras enterradas, medindo as acelerações a que estavam submetidos os respetivos elementos durante a ação sísmica, e obtendo os resultados apresentados nas imagens seguintes.

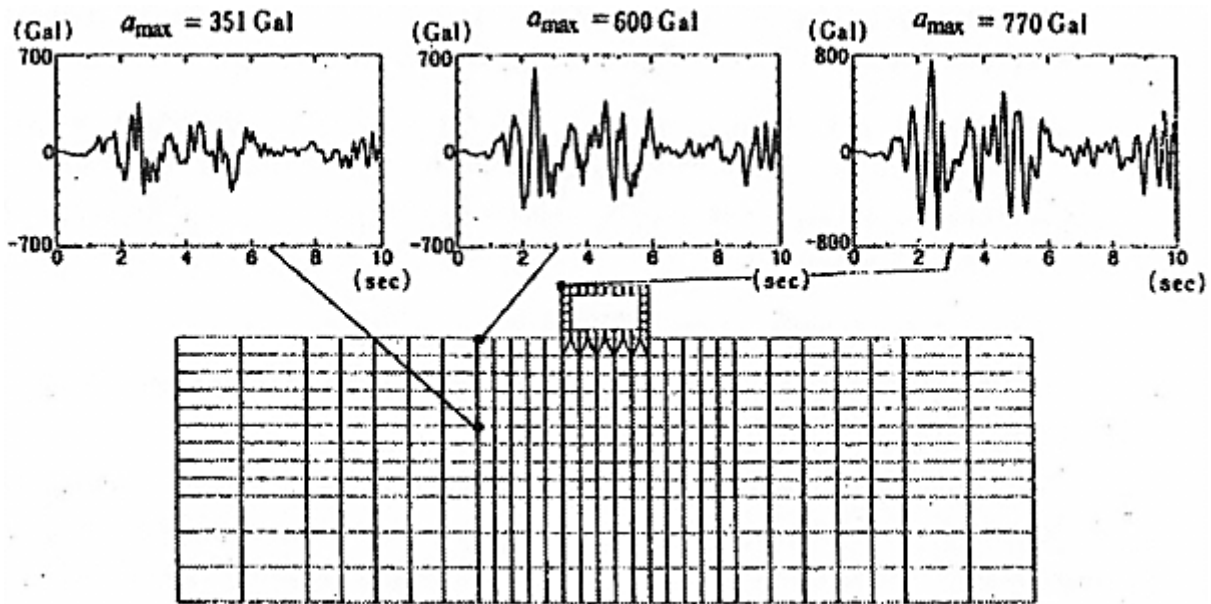


Fig. 2.2 - Comparação da resposta do solo e de uma estrutura superficial à solicitação sísmica [8]

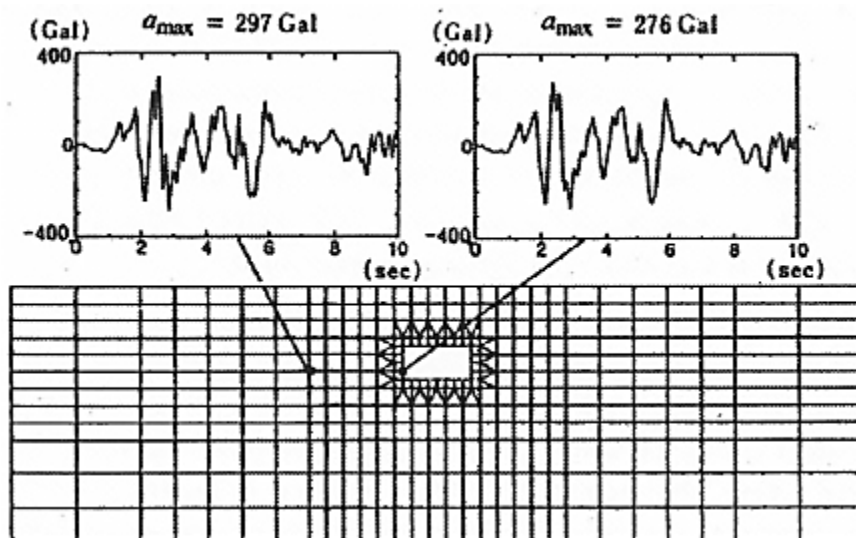


Fig. 2.3 - Comparação da resposta do solo e de uma estrutura enterrada à solicitação sísmica [8]

Como se pode verificar na Fig. 2.2, a resposta do subsolo à ação dinâmica apresenta um valor de aceleração máxima de praticamente metade daquele medido à superfície, 351Gal e 600Gal,

respetivamente. Para além disso, o pico de aceleração registado no topo da estrutura superficial (770 Gal) difere significativamente daquele obtido ao nível da base (600 Gal), revelando a importância do fenómeno de amplificação dinâmica que essa estrutura sofre.

Na Fig. 2.3, pelo contrário, verifica-se que a resposta da estrutura e do solo são aproximadamente iguais, com 276 Gal e 297 Gal de aceleração máxima, respetivamente, o que reforça o facto de que as estruturas enterradas sofrem os mesmos efeitos que o meio que as envolve e, conseqüentemente, que a filosofia de dimensionamento sísmico a que se recorre para as estruturas superficiais não é aplicável às primeiras.

Com o objetivo de contornar esta problemática foram desenvolvidas várias metodologias, que, apesar das simplificações envolvidas, proporcionaram um visível progresso ao encontro de um processo consistente de análise sísmica de estruturas enterradas. No capítulo 4 da presente dissertação serão destacados e discutidos algumas das metodologias que se afiguram de maior relevância.

## 2.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE SISMOLOGIA

Um sismo é um fenómeno de vibração passageira do material constituinte da crosta terrestre, resultante de movimentos subterrâneos bruscos de placas tectónicas, atividade vulcânica, ou até de migração de gases no interior da Terra. Quando tal acontece são libertadas instantaneamente grandes quantidades de energia, que se propagam sob a forma de ondas sísmicas e atravessam largas extensões de material, fazendo-se sentir a vários quilómetros do epicentro sísmico [9].

### 2.2.1. PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS

As ondas sísmicas dividem-se, geralmente, em duas categorias principais, as volúmicas e as superficiais.

As primeiras, também denominadas ondas internas, propagam-se pelo interior da massa terrestre, como aliás o próprio nome indica, podendo assumir duas formas, o que conseqüentemente as subdivide em outros dois tipos de ondas, as volumétricas e as de corte.

As ondas volumétricas, também designadas por longitudinais, de compressão, primárias ou simplesmente P, provocam a vibração do meio através de sucessivas compressões alternadas com distensões do material (Fig. 2.4). Tal como as ondas sonoras, o movimento das partículas induzido pelas ondas P é paralelo à direção da sua propagação, que por sua vez se dá na mesma direção do raio sísmico [10].

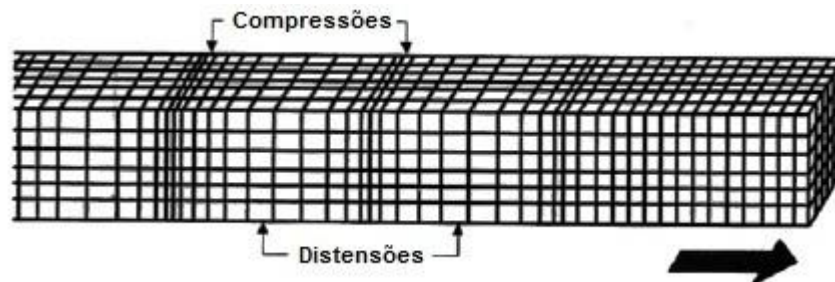


Fig. 2.4 - Deformação do solo causada por ondas P (adaptado de [3])

As ondas de corte, também conhecidas por transversais, secundárias, ou simplesmente S, geram no material deformações de corte, sendo o movimento das partículas afetadas na direção perpendicular à da propagação destas ondas (Fig. 2.5). O movimento vibratório das partículas, devido à propagação de uma onda S, pode apresentar componentes normais ou paralelas ao plano em que se inscreve a propagação da onda, razão pela qual, geralmente, se decompõem as ondas S em ondas Sh e Sv, respetivamente ondas secundárias que se propagam paralelamente e normalmente ao referido plano [10] [11].

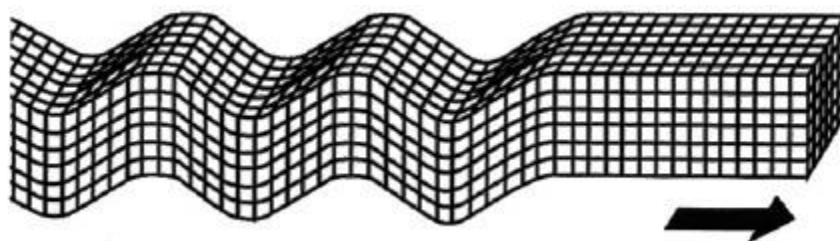


Fig. 2.5 - Deformação do solo causada por ondas S (adaptado de [3])

A velocidade de propagação das ondas internas é diretamente proporcional à rigidez do material que atravessa, sendo, por isso, mais elevada em meios mais rígidos. Assim, e como a rigidez volumétrica é sempre superior à rigidez de corte, as ondas P tornam-se as mais rápidas e as primeiras a atingir a superfície, tendo, para além disso, a capacidade de atravessar materiais sólidos e fluidos. Já as ondas S só se propagam em materiais sólidos, visto que os fluidos não têm rigidez ao corte e, por isso, não permitem a propagação destas ondas [10].

As ondas superficiais, normalmente mais lentas e destruidoras que as volúmicas, resultam da chegada das últimas à superfície. Para além da sua baixa frequência, a sua amplitude reduz-se quase exponencialmente com a profundidade, mas, apesar disso, dado o reduzido amortecimento geométrico verificado durante a sua propagação, estas ondas são mais proeminentes a maiores distâncias do epicentro do sismo. Aliás, a grandes distâncias, mais do que as ondas volúmicas, são as superficiais as responsáveis pelos maiores picos de aceleração do solo [10] [9].

As ondas superficiais, à semelhança das internas, dividem-se também em dois novos tipos, as ondas de *Rayleigh* e as *Love*. As primeiras, habitualmente designadas por ondas R, são formadas pela interação de ondas P e Sv com a superfície terrestre, gerando movimentos elípticos num plano vertical e paralelo à direção da propagação da onda (Fig. 2.6).

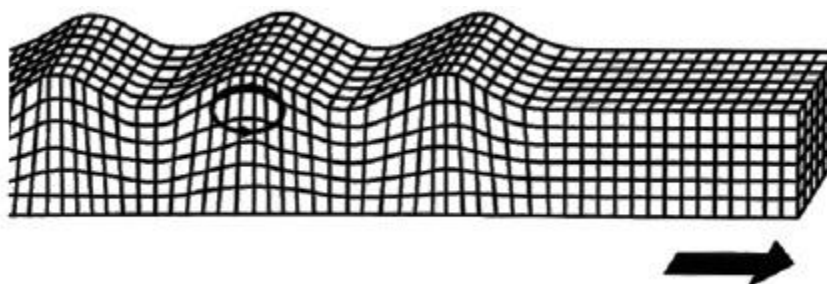


Fig. 2.6 - Deformação do solo causada por ondas de Rayleigh (adaptado de [3])

As ondas *Love*, ou simplesmente *L*, são ondas de torção que resultam da interação de ondas *Sh* com camadas superficiais de solo de menor rigidez [10], proporcionando às partículas movimentos horizontais e perpendiculares à direção de propagação, como se pode observar na Fig. 2.7.

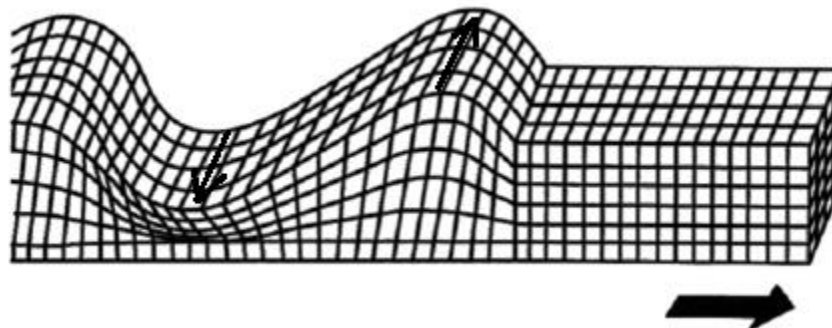


Fig. 2.7 - Deformação do solo causada por ondas Love (adaptado de [3])

Quando as ações sísmicas atingem intensidades significativas podem-se observar fenómenos de colapso do solo, geralmente sob a forma de liquefação, deslizamentos, subsidência, ou até elevação do solo [6].

#### 2.2.2. DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS DO SOLO

A propagação das ondas sísmicas não depende apenas do próprio tipo de onda, mas também das propriedades dinâmicas do meio que atravessa, as quais influenciam principalmente a velocidade de propagação e o comportamento do material às solicitações.

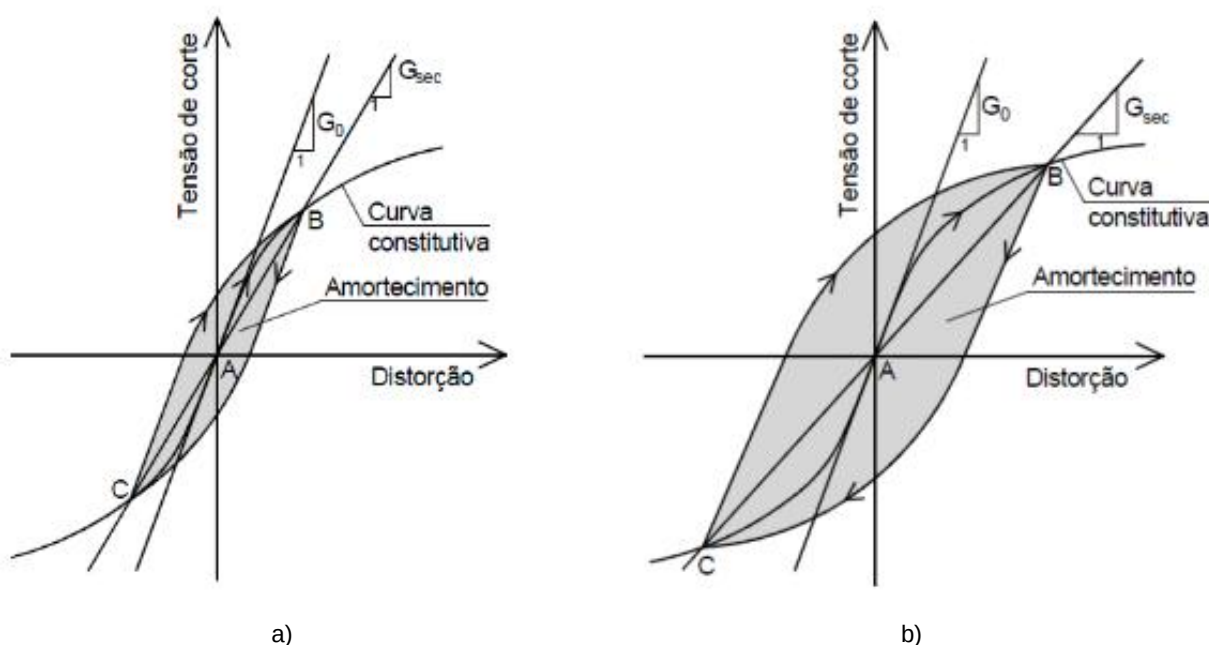
O conhecimento destas propriedades é, portanto, essencial para a análise sísmica de problemas de engenharia geotécnica, sendo atualmente possível recorrer a uma grande variedade de ensaios, tanto laboratoriais como de campo, para a sua determinação. Na verdade, a maioria destes ensaios não permite a determinação direta dos parâmetros dinâmicos do solo, mas com a evolução das técnicas de caracterização e o desenvolvimento de vários estudos, tornou-se possível estimá-los a partir dos valores obtidos nesses ensaios.

A título de mera ilustração, apresentam-se, nas subsecções seguintes, alguns dos métodos mais referenciados para a determinação dos parâmetros dinâmicos dos solos, mas, antes de mais, dado o tema do deste ponto, torna-se interessante introduzir um aspeto de grande relevância para o presente trabalho.

Trata-se da variação das propriedades do solo quando submetido a ação sísmica, mais especificamente, do fenómeno de degradação da rigidez e de incremento do amortecimento material.

Realmente, quando um solo é solicitado sismicamente, as partículas do material sofrem um ajuste e quebram a ligação no contacto entre as mesmas, o que conduz a uma redução da rigidez. Ao mesmo tempo, e como se conclui de estudos experimentais [12] [13] [14], a fricção nesse contacto aumenta a dissipação de energia, oriunda da excitação sísmica, mas sem depender da frequência desta, podendo-se, por isso, designar essa dissipação por amortecimento histerético.

A Fig. 2.8 evidencia estas relações, representando dois casos em que se verificam diferentes níveis de sollicitação. Sendo o amortecimento a área interior da histerese [15], percebe-se que a menor rigidez ( $G_{sec}$ ) e maior amortecimento ( $\xi$ ) acontecem no caso em que a amplitude da ação cíclica é maior.



#### 2.2.2.1. Ensaio Sísmico entre Furos de Sondagem

Também conhecido como *Cross Hole Seismic Test*, ou simplesmente *CHT*, este ensaio consiste na geração de ondas de corte, S, através de um impacto no interior de um furo de sondagem, registrando a sua receção num equipamento próprio localizado num outro furo a uma distância entre 4 e 5m e à mesma profundidade (Fig. 2.9). O resultado deste ensaio é a velocidade de propagação da onda,  $V_s$ , e pode ser obtida através da divisão da distância entre os furos e o tempo decorrido entre o impacto e a receção da onda [16].

Para a realização deste ensaio é necessária a preparação prévia dos furos, que devem ser revestidos com um tubo selado ao terreno com calda de cimento. Para além disso, deve também ser verificada a verticalidade destes furos, através de um levantamento inclinométrico [16].

De seguida instalam-se os três equipamentos essenciais [16]:

- i) O martelo sísmico, responsável pelo impacto, em sentido descendente ou ascendente, sobre o batente fixado às paredes do furo revestido, à profundidade desejada, sendo acionado por um sistema hidráulico comandado a partir da superfície;
- ii) O geofone triaxial, recetor colocado no segundo furo, à mesma profundidade do martelo;
- iii) O sismógrafo, que permite registar, observar e armazenar os resultados para tratamento.

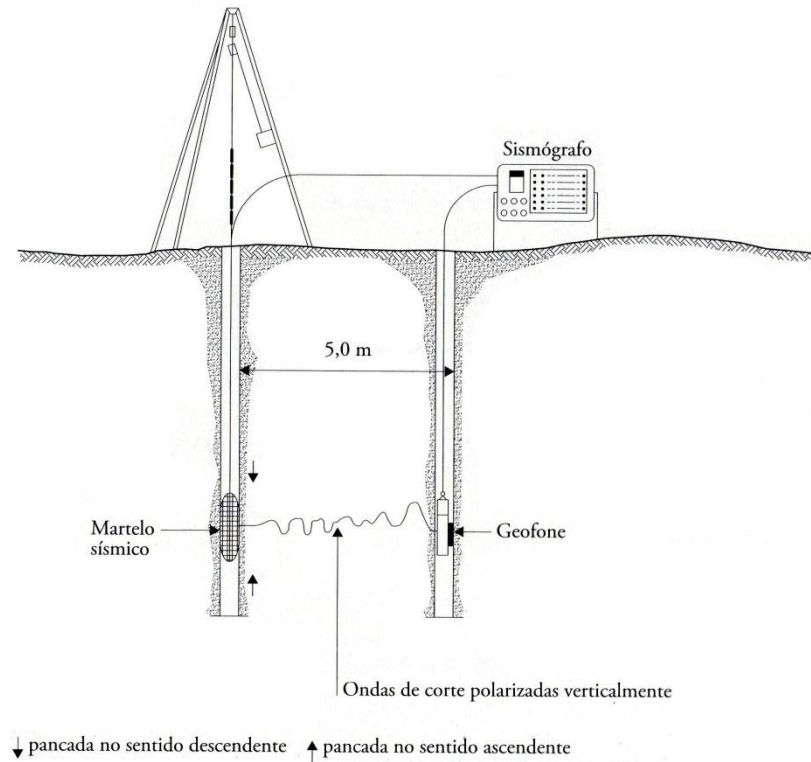


Fig. 2.9 - Esquema do ensaio sísmico entre furos [16]

Com os valores da velocidade,  $V_s$ , de propagação das ondas a cada profundidade e admitindo um comportamento linear elástico do solo, é possível determinar o módulo de distorção do material de cada estrato através da relação teórica 2.1.

$$G_0 = \rho V_s^2 = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \quad (2.1)$$

Nesta equação  $\rho$  é a massa volúmica do solo,  $\gamma$  é o peso volúmico do mesmo,  $g$  é a aceleração da gravidade e  $G_0$  o módulo de distorção elástico do material, por vezes também designado  $G_{\max}$ .

A designação de "elástico" surge pelo facto dos níveis de deformação medidos nestes ensaios serem muito reduzidos, na ordem de  $10^{-6}$ , podendo-se, por isso, admitir que o comportamento do material se situa em regime elástico e consequentemente adotar a expressão 2.1 [16].

Para além da velocidade das ondas de corte, este ensaio permite também medir a velocidade das ondas de compressão,  $V_p$ , que facilmente se distingue da anterior por ser mais elevada.

A partir de  $V_p$  é possível determinar o coeficiente de Poisson do material,  $\nu$ , através da expressão:

$$\nu = \frac{1}{2} \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} \quad (2.2)$$

Por sua vez, o coeficiente de Poisson, juntamente com o módulo de distorção elástico, permite estimar o módulo de elasticidade,  $E_0$  ou  $E_{\max}$ , através da expressão:

$$E_0 = 2 (1 + \nu) G_0 \quad (2.3)$$

#### 2.2.2.2. Ensaio Sísmico entre a Superfície e Pontos do Maciço em Profundidade

Este ensaio surge como alternativa ao anterior, sendo também conhecido por *Down Hole Seismic Test*, ou simplesmente *DHT*.

Para a sua execução é apenas utilizado um único furo de sondagem, onde é instalado um geofone que receciona as ondas S geradas à superfície, num ponto junto da boca do furo (Fig. 2.10).

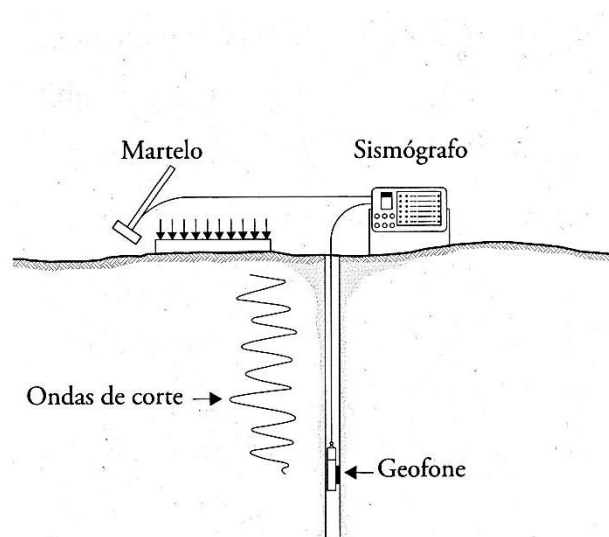


Fig. 2.10 - Esquema do ensaio sísmico entre a superfície e pontos do maciço em profundidade [16]

Mais uma vez, a geração das ondas é conseguida por meio de um impacto, recorrendo-se, neste caso, a um martelo de mão e a um barrote de madeira ou a um perfil de aço. Esta peça é pousada na superfície do maciço, por cima da qual se coloca o rodado de um veículo pesado, garantindo-se a transmissão das vibrações para o terreno [16].

O valor médio ponderado da velocidade  $V_s$  nas camadas atravessadas é igual à razão da distância entre o ponto à superfície, onde são geradas as ondas, e o geofone pelo tempo decorrido até à receção da vibração [16].

Como se verifica, à exceção do sismógrafo e do geofone, o restante material é menos elaborado do que o utilizado no ensaio *cross hole*, o que constitui uma vantagem económica.

Outra vantagem deste ensaio em relação ao anterior é o facto da não verticalidade do furo não representar uma repercussão relevante no comprimento da trajetória das ondas, podendo-se, por isso, dispensar o levantamento inclinométrico [16].

### 2.2.2.3. Ensaio Triaxial Cíclico

O ensaio triaxial cíclico é um ensaio de laboratório a que geralmente se recorre para a determinação de propriedades dinâmicas do solo sob elevados a médios níveis de deformação. Neste ensaio uma amostra cilíndrica é colocada entre placas de carregamento, localizadas na parte superior e inferior dessa amostra, e rodeada por uma fina membrana de borracha. A amostra é, então, submetida a uma tensão radial, geralmente aplicada pneumaticamente, e a uma tensão axial, através de um êmbolo, como se mostra na Fig. 2.11. Note-se que, em virtude destas condições de fronteira, as tensões principais na amostra são sempre verticais ou horizontais [10].

A diferença entre a tensão axial e a radial é designada por tensão de desvio que, neste ensaio, é aplicada ciclicamente, sob condições de pressão controlada, ou de deformação controlada, podendo as primeiras ser conseguidas através de um carregamento hidráulico e as segundas através de um carregamento mecânico. Tipicamente, os ensaios triaxiais cíclicos são efetuados mantendo a pressão radial constante e fazendo variar a axial, de forma cíclica, numa frequência de, aproximadamente, 1 Hz [10].

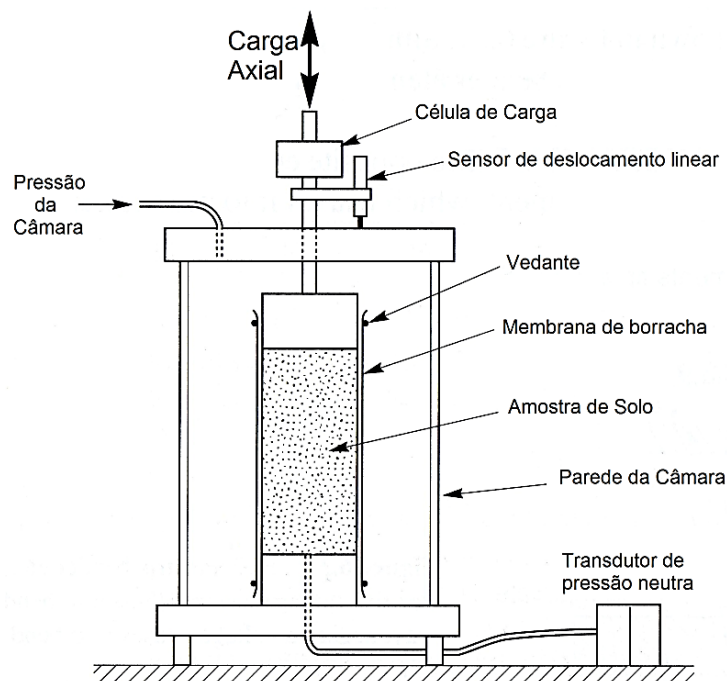


Fig. 2.11 - Ensaio triaxial cíclico (adaptado de [10])

As tensões e deformações medidas no ensaio triaxial cíclico podem ser utilizadas para determinar o módulo de rigidez ( $G$ ) e o coeficiente de amortecimento ( $\xi$ ) do material, para grandes a médias deformações, para além de ser possível a aplicação uniforme de tensões, apesar de se verificar uma concentração de tensões na base e no topo do provete, e ainda o controlo preciso de condições drenadas.

No entanto o ensaio triaxial cíclico não tem a capacidade de simular as condições de tensão verificadas na maioria dos problemas de propagação de ondas sísmicas, devido, geralmente, a erros de preparação do ensaio e a outros intrínsecos ao próprio sistema, que limitam a medição de deformações de corte superiores a 0,01%.

#### 2.2.2.4. Ensaio de Coluna Ressonante

O ensaio de coluna ressonante é uma das técnicas laboratoriais mais utilizadas para a determinação do módulo de rigidez ( $G_0$ ) e do amortecimento ( $\xi$ ) do solo para níveis de deformação reduzidos.

Baseando-se na teoria da propagação unidimensional de ondas sísmicas num meio elástico, isotrópico e homogêneo, uma amostra de solo, sólida ou oca, é submetida a uma carga axial, ou torsional, harmónica, através de um oscilador eletromagnético.

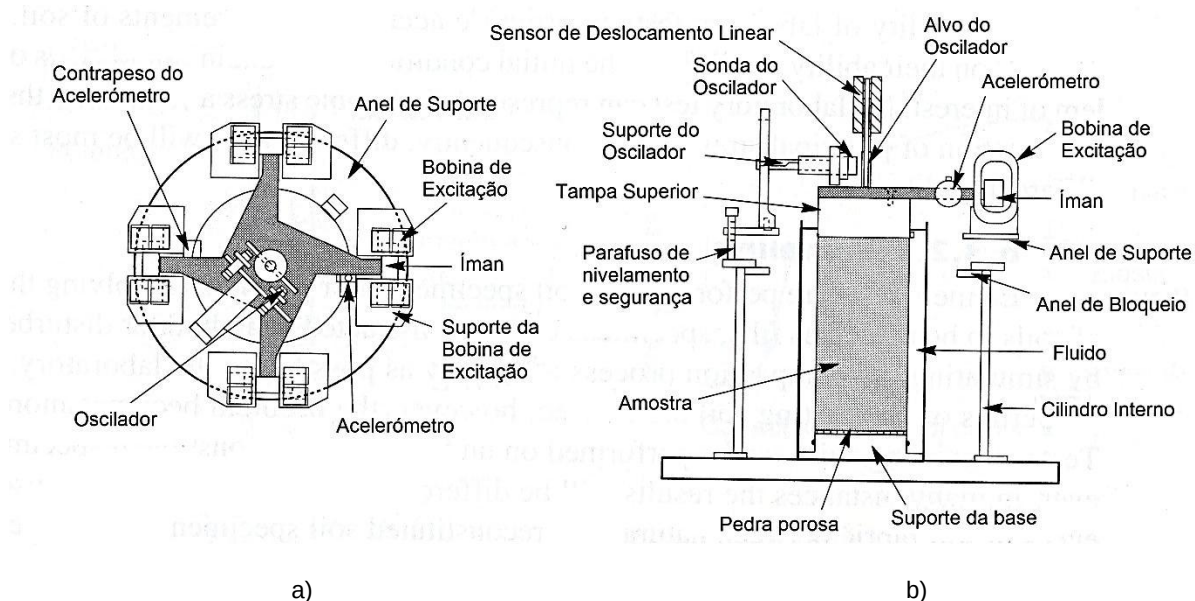


Fig. 2. 12 - Equipamento do ensaio de coluna ressonante a) vista de topo b) vista de perfil (adaptado de [10])

Depois da preparação e consolidação da amostra de solo, é iniciado o ensaio, que consiste em fazer variar a frequência de uma excitação, aplicada com uma determinada amplitude, até que seja atingido o ponto de ressonância do sistema.

Este é um ensaio extremamente fiável no que diz respeito à determinação do módulo de distorção no domínio das muito pequenas e pequenas distorções, o que constitui uma das suas principais particularidades. Além disso, este é um procedimento experimental não destrutivo, já que as máximas deformações atingidas não ultrapassam valores da ordem dos  $10^{-4}$ , considerando-se, por isso, não haver perturbações significativas no provete, podendo o mesmo, consequentemente, ser ensaiado para várias tensões de confinamento.

A mais baixa frequência para a qual se obtém a máxima deformação é designada frequência fundamental da amostra, que, por sua vez, é uma função da deformação do solo, da geometria da amostra e das características do equipamento de ensaio.

O módulo de rigidez pode ser relacionado com a frequência fundamental através de um procedimento descrito por Kramer [10], o qual tem o objetivo de determinar a velocidade de propagação da onda sísmica que atravessa a amostra, que, por sua vez permite determinar  $G_0$ , como indica a expressão 2.4.

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (2.4)$$

Relativamente ao amortecimento material ( $\xi$ ), este pode ser determinado através do método Half-Power Bandwidth, no domínio da frequência, ou através do método Logarithmic Decrement, no domínio do tempo, os quais se encontram descritos por Kramer [10].

### 2.2.3. ANÁLISE DE RISCO SÍSMICO

No dimensionamento dito convencional de estruturas, a caracterização das solicitações tem em conta a probabilidade da sua ocorrência e das mesmas serem excedidas, através da introdução de coeficientes de segurança.

Nos casos de dimensionamento sísmico, esse tipo de avaliação tem ainda maior importância, visto que as ações são de difícil previsão e de grande irregularidade.

Nesse sentido, e com o objetivo de uma caracterização de ações mais fiável possível, recorre-se a uma análise de risco sísmico. De um modo geral, estas análises caracterizam a probabilidade de ocorrência de um evento desse tipo, através da avaliação da extensão de falhas ativas numa dada região, da probabilidade de ocorrer movimento nessas falhas e da frequência de libertação de energia nas mesmas [5].

Existem dois métodos para a realização destas análises, o determinístico e o probabilístico.

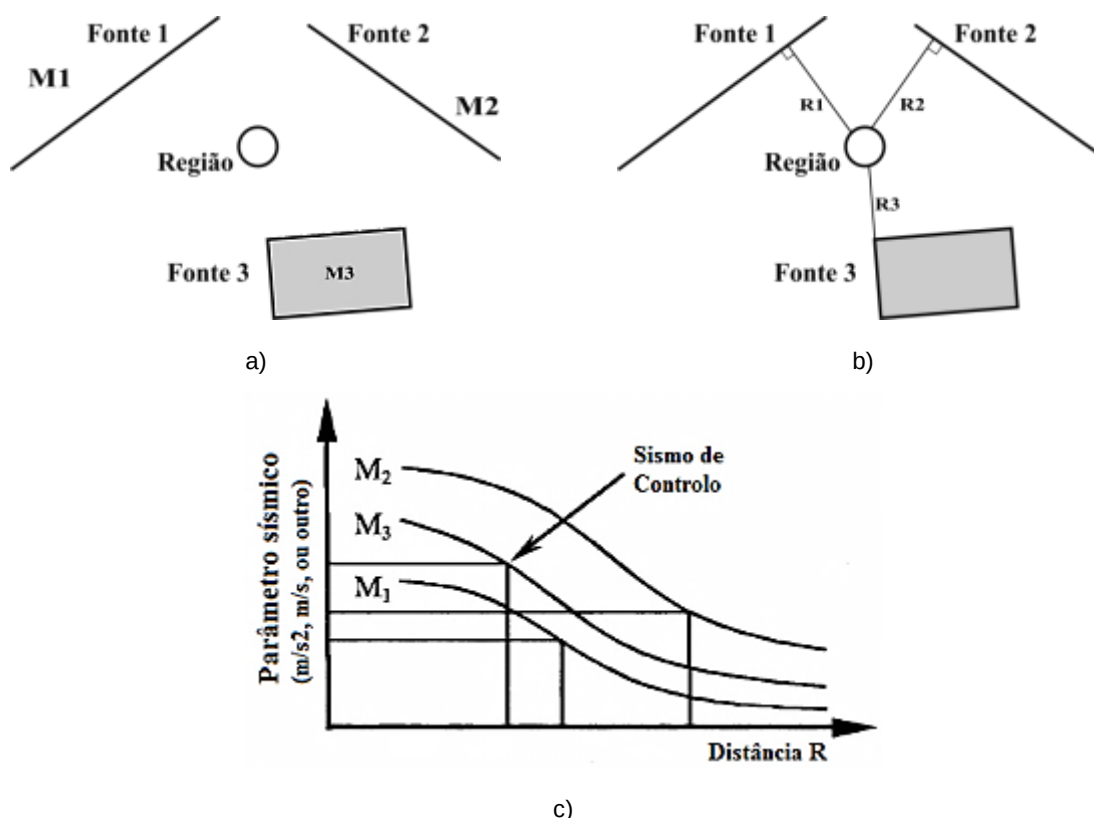
Como se verá nos pontos subsequentes, enquanto o método determinístico define um ou mais cenários sísmicos numa dada região, para os quais o projetista deve dimensionar a estrutura em causa, o probabilístico quantifica as probabilidades de ocorrência de uma série de cenários possíveis, tendo em conta as incertezas da caracterização sísmica mencionada anteriormente.

#### 2.2.3.1. Análise Determinística

A análise determinística de risco sísmico, como se referiu, envolve a definição de um determinado cenário sísmico no qual a análise de risco se baseia. Este cenário consiste num evento conhecido, ocorrido numa determinada região, e com uma magnitude específica [10].

Este tipo de análise é habitualmente desenvolvida da seguinte forma [10]:

- i) Identificação e caracterização de todas as fontes sísmicas, capazes de provocar vibrações significativas numa dada região (Fig. 2.13a), incluindo a avaliação da sua dimensão e da grandeza dessas vibrações;
- ii) Seleção de parâmetros que quantificam a distância da fonte à região em causa (Fig. 2.13b), optando-se, na maioria dos casos, pela menor de entre todos os casos;
- iii) Seleção do sismo de controlo (Fig. 2.13c) (aquele que se prevê ser capaz de produzir o maior nível de vibração na região em causa). Opta-se pelo evento mais significativo possível de ser gerado por uma das fontes analisadas no passo i), e assume-se que esse ocorrerá na fonte selecionada no passo ii).
- iv) É definido o risco sísmico na região em análise, normalmente através das características da vibração, tais como, aceleração máxima, velocidade máxima, ou até espectros de resposta do solo.



A análise determinística de risco sísmico verifica-se, portanto, um método relativamente simples de avaliação do pior cenário possível para uma dada região. Contudo, não permite conhecer a probabilidade nem a frequência com que o sismo de controlo pode ocorrer, ao contrário da análise probabilística, como se verá a seguir [10].

#### 2.2.3.2. Análise Probabilística

A análise probabilística de risco sísmico fornece uma série de dados que quantificam as incertezas relativas às características destes tipos de eventos numa dada região, constituindo uma descrição completa do risco sísmico.

Tal como acontece na análise anterior, também esta se desenvolve, essencialmente, segundo quatro passos principais, que se descrevem da seguinte forma [10]:

- Identificação e caracterização das fontes sísmicas, incluindo a avaliação da sua geometria, distância à região em estudo e a distribuição da probabilidade de potenciais zonas de rotura nessas fontes (Fig. 2.14a);
- Caracterização da sismicidade ou da taxa de reincidência de eventos sísmicos provocados pelas fontes (Fig. 2.14b);
- Determinação do nível de vibração na região em causa, provocado por um evento sísmico de qualquer dimensão e de cada fonte, considerando as incertezas da sua previsão (Fig. 2.14c);
- Combinação de todas as incertezas de forma a obter a probabilidade de um dado parâmetro sísmico ser excedido durante um determinado período de tempo (Fig. 2.14d).

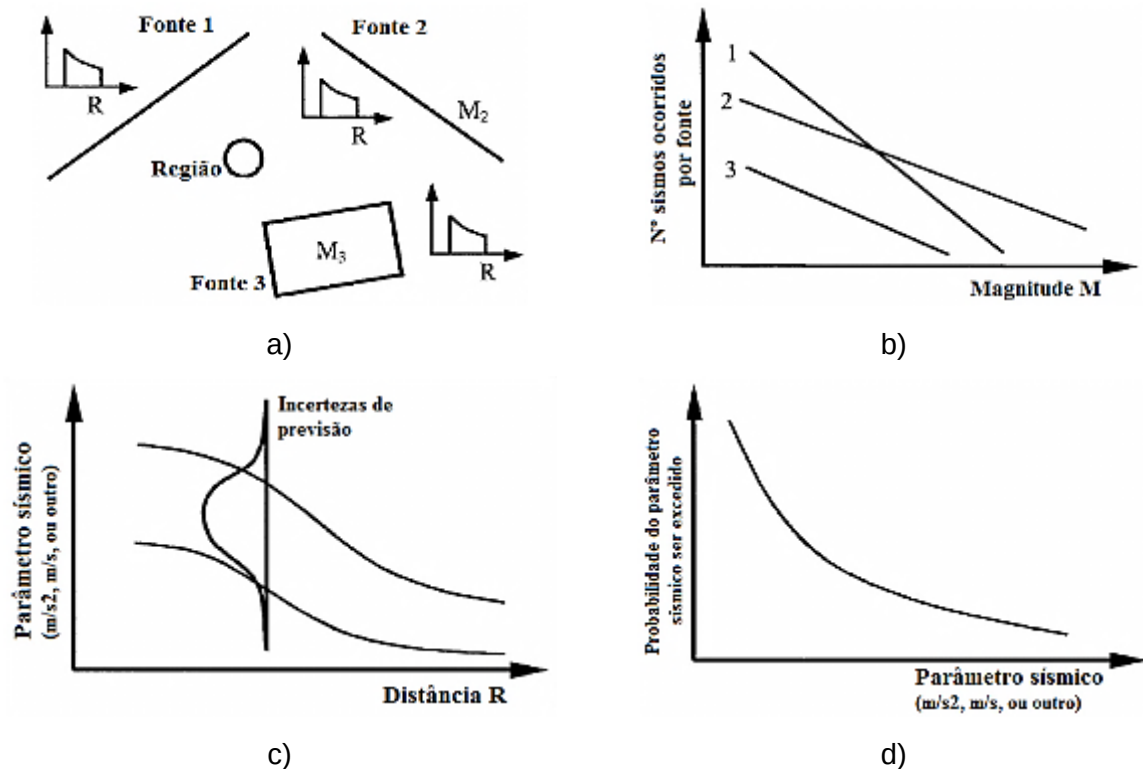


Fig. 2.14 - Esquematização da análise probabilística de risco sísmico (adaptado de [5])

Assim, os resultados da análise probabilística consideram as incertezas relativas à distância da região em causa à fonte sísmica, à magnitude, à taxa de reincidência e à variação das características da vibração do solo.

### 2.3. DESEMPENHO DAS ESTRUTURAS ENTERRADAS À SOLICITAÇÃO SÍSMICA

Como se explicou no ponto anterior, a solicitação sísmica impõe vários tipos de deformação aos solos, conforme as propriedades destes e a onda que os atravessa, o que implica, por sua vez, que as estruturas que se encontram envolvidas nesse meio também sejam sujeitas a tais deformações, como também se indicou atrás. Estas podem ocorrer sob três formas, deformação axial, curvatura e distorção da secção transversal [3].

As duas primeiras verificam-se em estruturas lineares horizontais, ou aproximadamente horizontais, sendo a deformação axial promovida por ondas sísmicas que provocam movimentos, também horizontais, de compressão e distensão na direção paralela ao eixo longitudinal da estrutura (Fig. 2.15a). Quando estes movimentos ocorrem na direção perpendicular ao eixo longitudinal da estrutura podem verificar-se, também, deformações por compressão da secção transversal das peças (Fig. 2.15b) [5].

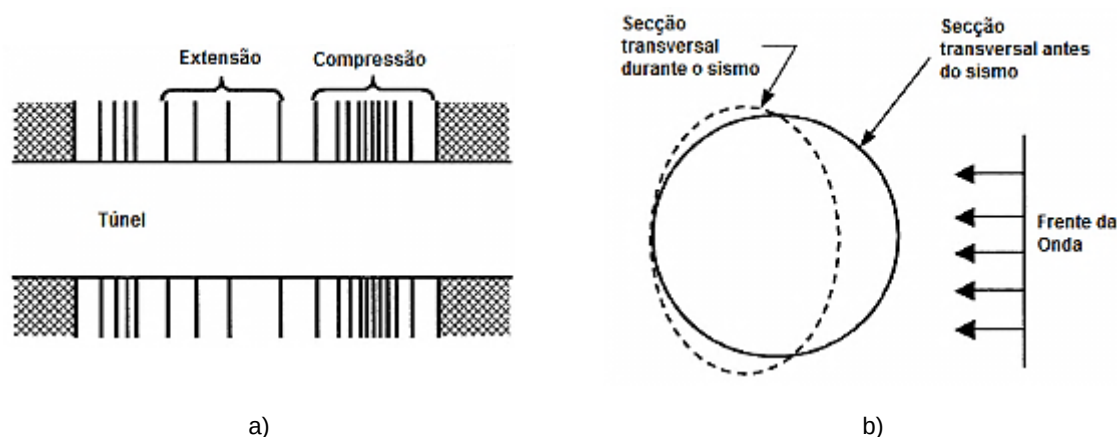


Fig. 2.15 - Deformação de compressão de estruturas enterradas sob ação sísmica a) na direção longitudinal e b) na direção transversal ao eixo longitudinal da estrutura (adaptado de [5])

As deformações de curvatura, por sua vez, são causadas por ondas sísmicas que produzem movimentos na direção perpendicular ao eixo longitudinal da estrutura, causando a flexão deste (Fig. 2.16).

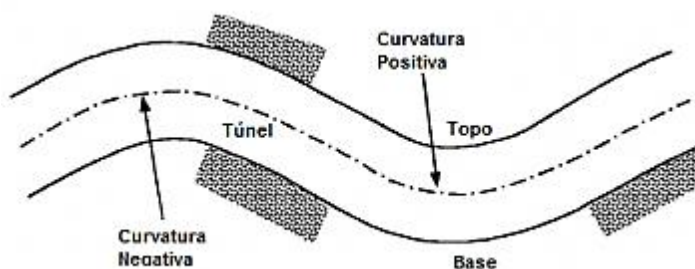


Fig. 2.16 - Deformação de curvatura de estruturas enterradas sob ação sísmica (adaptado de [5])

Os mecanismos de rotura observados nestes dois tipos de deformações estão geralmente associados a elevadas tensões de compressão e tração, podendo até verificar-se a separação de elementos singulares da estrutura [6]. De forma a evitar tal dano deve ser considerado o dimensionamento de um reforço estrutural na direção do desenvolvimento da estrutura [5].

O terceiro modo de deformação referido, distorção da secção transversal reta (Fig. 2.17), é promovido por movimentos gerados por qualquer tipo de onda sísmica, na direção horizontal, vertical ou oblíqua, que ocorrem transversalmente ao eixo longitudinal da estrutura. Diversos estudos, realizados na Califórnia, permitiram concluir que são as ondas Sv as principais responsáveis pelas maiores deformações [3], já que, para além de em solos de reduzida rigidez se verificar uma maior amplificação da propagação das ondas S do que das P na mesma direção, as vibrações do solo na direção vertical são, geralmente, consideradas menos severas do que as horizontais.

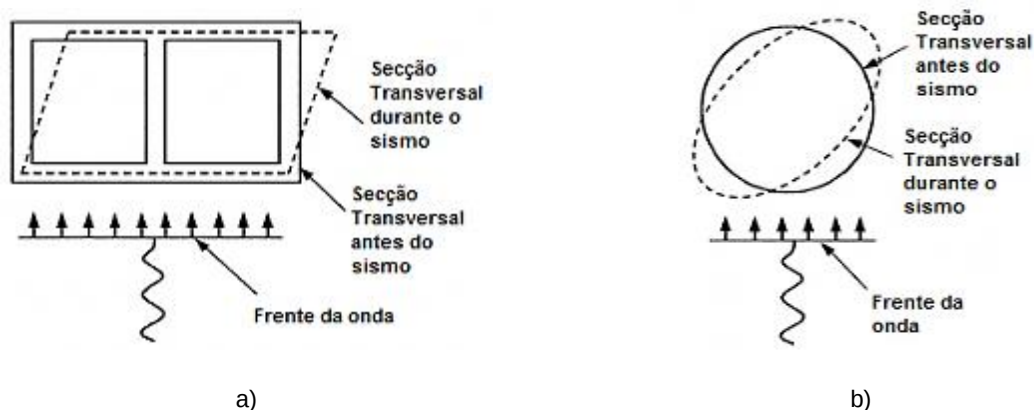


Fig. 2.17 - Distorção da secção transversal a) circular e b) retangular (adaptado de [5])

Fica então claro que os vários tipos de ondas sísmicas influenciam seriamente a ação a que as estruturas enterradas são sujeitas, mas o desempenho destas sob aquelas solicitações depende ainda de outros fatores.

Com vista a um melhor conhecimento dessa dependência, foram realizados, por Amiri et al. [17], vários estudos paramétricos da sensibilidade destas estruturas à solicitação sísmica, observando o seu comportamento mecânico perante a variação de parâmetros potencialmente influentes, tais como, o tipo de secção transversal, a rigidez relativa entre o solo e o elemento estrutural, o coeficiente de *Poisson* e a espessura da camada de recobrimento [17].

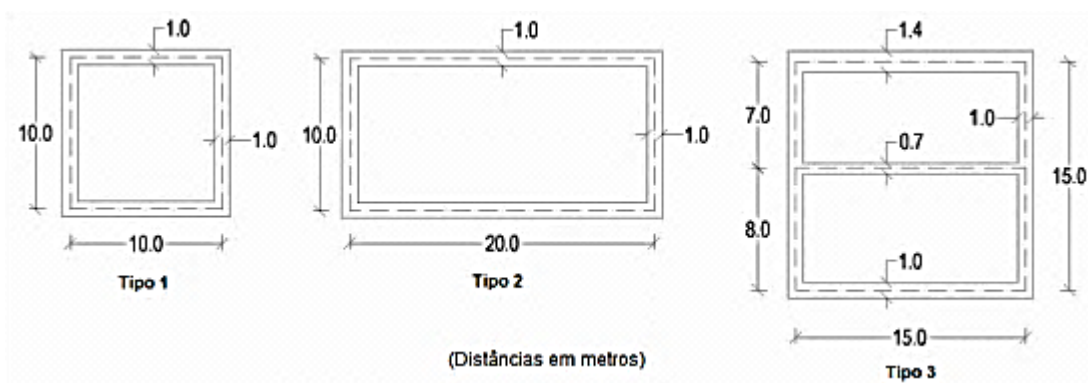


Fig. 2.18 - Secções transversais analisadas (adaptado de [17])

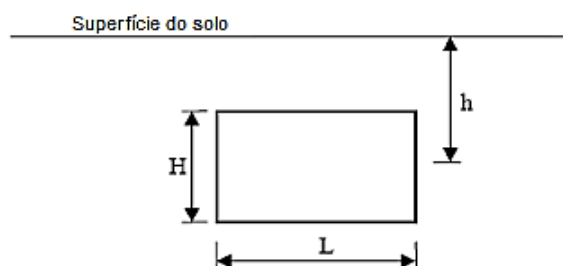


Fig. 2.19 - Esquema genérico considerado no estudo (adaptado de [17])

Estes estudos foram, então, conduzidos de forma a determinar-se a distorção da estrutura para diversos casos, fazendo variar a relação  $D=h/H$  (Fig. 2.19) entre 0,5 e 0,35, o coeficiente de *Poisson* do solo entre 0,25 e 0,45, e ainda a secção transversal da estrutura entre os tipos apresentados na Fig. 2.18. Os resultados destas análises foram determinados através de soluções numéricas e da proposta de Penzien [18] para a determinação da distorção da estrutura, comparando-se ainda os valores obtidos através destas duas abordagens.

A proposta de Penzien [18], que se irá detalhar no capítulo 4, considera que a distorção ( $\Delta_{str}$ ) da secção transversal de uma estrutura, enterrada num dado meio, tem uma relação direta com a distorção ( $\Delta_{ff}$ ) sofrida por esse meio na ausência de qualquer elemento estrutural no seu interior, denominando-se esta relação por coeficiente de distorção, ou simplesmente  $R$ , que se traduz pela expressão 2.5.

$$R = \frac{\Delta_{str}}{\Delta_{ff}} \quad (2.5)$$

O gráfico da figura seguinte, Fig. 2.20, resultado dos referidos estudos, mostra a influência do coeficiente de *Poisson* do solo na deformação da secção da estrutura, para vários valores de rigidez relativa solo/estrutura. Note-se que esta rigidez é considerada através do rácio de flexibilidade, cujo significado e formulação se discutirá mais à frente. De referir ainda que a avaliação da distorção da estrutura é efetuada a partir do já referido coeficiente de distorção, permitindo assim uma melhor perceção da grandeza das deformações da estrutura em relação às do solo.

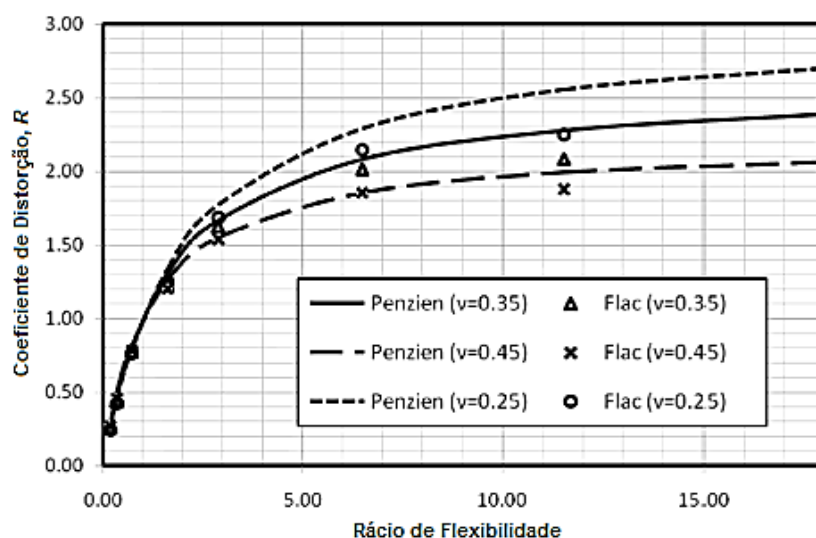


Fig. 2.20 - Influência do coeficiente de *Poisson* na deformação das estruturas enterradas (adaptado de [17])

Para uma compreensão clara do gráfico, alerta-se também o leitor para a designação Flac, na legenda da Fig. 2.20, sendo este o nome do programa de cálculo numérico através do qual se obtiveram os valores representados pelos símbolos indicados.

Como se pode observar neste gráfico, a influência do coeficiente de *Poisson* é significativa para valores de rácio de flexibilidade superiores a 2, tornando-se irrelevante para valores inferiores. Além

da evidente concordância entre as duas abordagens de cálculo, pode-se também concluir que quanto mais reduzido for este coeficiente, maiores serão as deformações da estrutura em relação às do solo.

A segunda análise de Amiri et al. [17] resulta no gráfico da Fig. 2.21, que traduz a influência do tipo de secção transversal da estrutura na deformação da mesma. Para esta análise foram utilizados os três tipos de secção apresentados na Fig. 2.18, considerando-se ainda um valor fixo, igual a 3, para a relação  $D=h/H$  e um coeficiente de Poisson igual a 0,35, também ele constante. Como se pode verificar no referido gráfico, esta análise, tal como a primeira, foi realizada para vários valores de rácio de flexibilidade, tendo-se concluído que a distorção da estrutura não é afetada pela variação da sua secção.

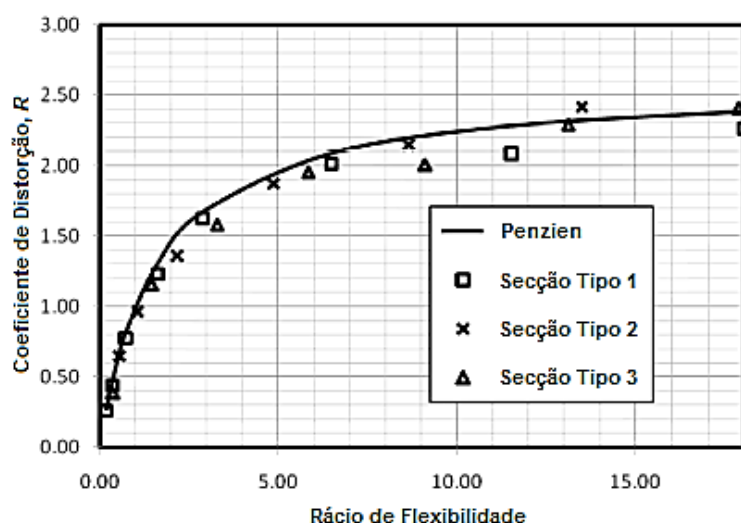


Fig. 2.21 - Influência da variação do tipo de secção na deformação das estruturas enterradas (adaptado de [17])

Por último, foi analisada a influência da espessura ( $h$ ) da camada de recobrimento na deformação da estrutura, como se apresenta no gráfico da Fig. 2.22, considerando-se, desta vez, apenas a secção do tipo 1 e diferentes rácios de flexibilidade solo/estrutura.

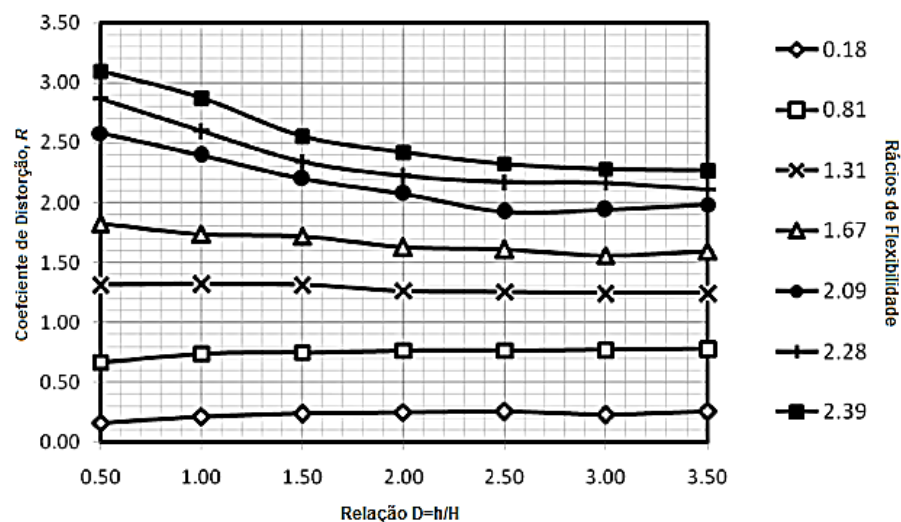


Fig. 2.22 - Influência da altura de recobrimento na deformação das estruturas enterradas (adaptado de [17])

Como se pode observar, a variação da espessura de recobrimento tem maior influência na resposta da estrutura para rácios de flexibilidade superiores a 2, i.e., quando a rigidez da estrutura é superior ao dobro da do solo, verificando-se para valores de  $D$  inferiores a 2, uma diminuição da deformação com o aumento da profundidade. Pelo contrário, na presença de estruturas mais flexíveis que o meio envolvente, o rácio de deformação solo/estrutura reduz-se enquanto  $D$  diminui de 2 até 0,5.

Apesar disso, e de um modo geral, o rácio de deformação mostra-se relativamente independente da profundidade a que se encontra a estrutura para valores da relação  $h/H$  superiores a 2.

## 2.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em resumo, as estruturas enterradas submetidas a ações sísmicas são sujeitas a vários tipos de deformações, dos quais, a distorção da secção transversal, promovida pela propagação vertical de ondas  $S$ , se mostra a mais gravosa, sobretudo devido à grandeza dos deslocamentos que provoca.

Além disso, parâmetros como o coeficiente de *Poisson* e a altura de solo que cobre a estrutura são sérios influentes nessa distorção, ao contrário da geometria de secção.

Contudo, é ainda de grande relevância sublinhar o facto de, como se pode concluir da observação da Fig. 2.22, estruturas retangulares do tipo Box-Culvert muito flexíveis conduzirem a deformações substancialmente superiores às verificadas nos casos em que a estrutura é rígida.

# 3

## ESTRUTURAS DO TIPO BOX-CULVERT

### 3.1. TIPOLOGIAS E PROCESSOS CONSTRUTIVOS

As Box-Culvert são estruturas retangulares de betão armado, cuja geometria forma um quadro monolítico ou constituído por duas peças, podendo ser pré-fabricadas ou betonadas “in-situ”.

Com um generoso leque de configurações, estas estruturas oferecem grande versatilidade e consequentemente, a sua adoção tem sido cada vez mais comum nos vários tipos de obras, essencialmente para a materialização de galerias subterrâneas, como canais de água, atravessamentos inferiores [1], entre outros, com a principal função de suporte de terras.

Atualmente é mais comum a adoção de estruturas Box-Culvert pré-fabricadas, já que, em comparação com as executadas em obra, oferecem vantagens significativas, sobretudo no que diz respeito à qualidade do produto, mas também no transporte e montagem [19]. Estes dois últimos aspetos, juntamente com a função a desempenhar pela estrutura, devem constituir fatores de ponderação na escolha da configuração das peças, para que melhor se ajustem ao processo construtivo e à execução da obra.

A tipologia destas estruturas divide-se essencialmente em dois grupos, as Box de uma célula (Fig. 3.1a) e as de célula dupla (Fig. 3.1b). Dentro de cada grupo é ainda possível encontrar as estruturas formadas por dois elementos em U sobrepostos (Fig. 3.1c), por um elemento em U com uma laje de cobertura (Fig. 3.1d), por um elemento em U com uma laje de fundação (Fig. 3.1e) e ainda as formadas por um elemento em U, sem laje de fundação (Fig. 3.1f), sendo que estas últimas podem ser fundadas em sapatas contínuas também pré-fabricadas [19].

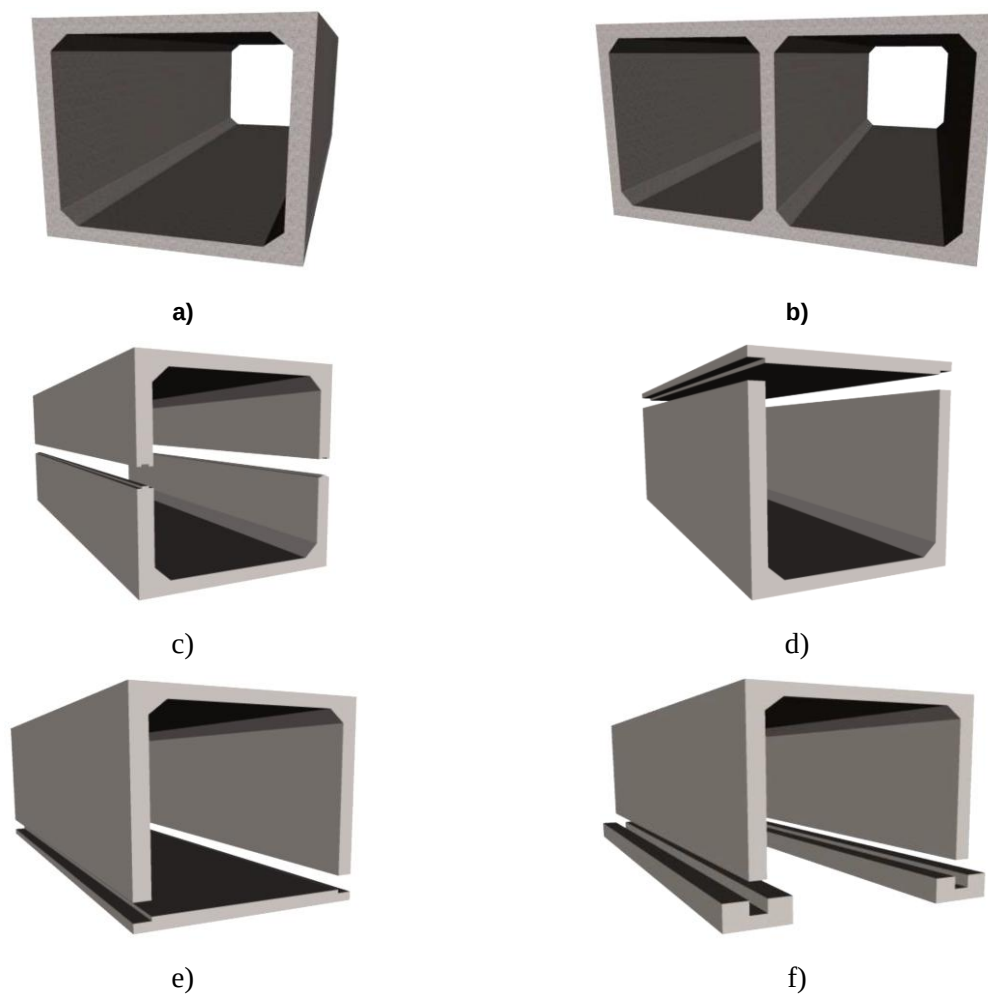


Fig. 3.1 - Tipologias correntes de Box-Culvert [19]

Tipicamente, nos casos em que a Box-Culvert é constituída por duas peças em U sobrepostas, a ligação entre esses dois elementos é conseguida através de um sistema de encaixe do tipo macho-fêmea devidamente preparado para garantir a estanquidade do conjunto, como se pode observar na Fig. 3.2.

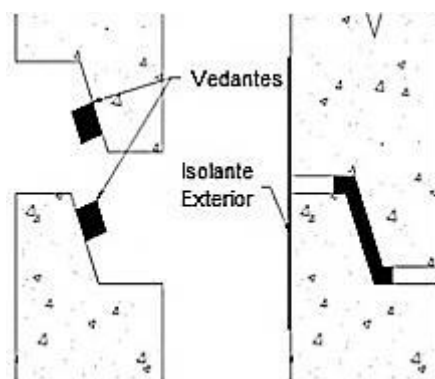


Fig. 3.2 - Ligação longitudinal de elementos Box-Culvert (adaptado de [20])

Independentemente da configuração destas peças, o seu comprimento varia geralmente entre 1,50m e 2,50m, como se pode verificar na ficha técnica no Anexo I. A extensão desejada para a estrutura final é então conseguida através do acoplamento de várias peças (Fig. 3.3), garantido por sistemas de encaixe do tipo macho-fêmea, como no caso anterior, e também estas devidamente equipadas com elementos de isolamento (Fig. 3.4). Por regra, é ainda aplicada tela asfáltica por colagem, tanto nas juntas verticais como horizontais, impedindo que partículas de solo se infiltrem nas aberturas da estrutura, podendo-se adicionalmente introduzir espuma de poliuretano expandido pelo interior [21].

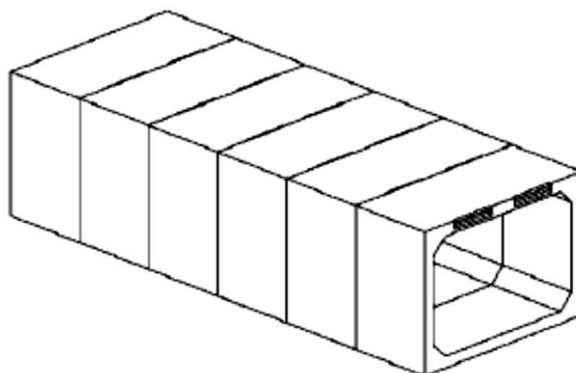


Fig. 3.3 - Acoplamento de elementos Box-Culvert [22]

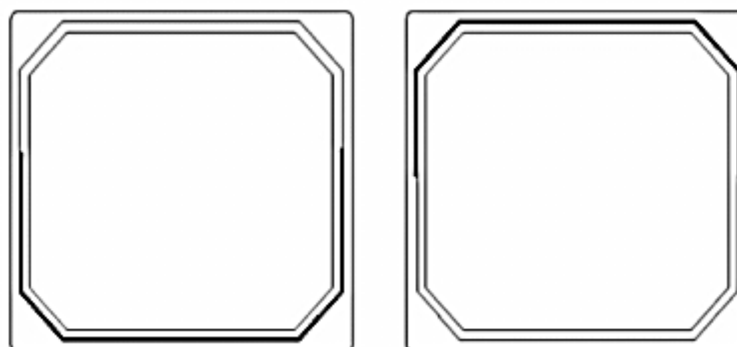


Fig. 3.4 - Ligação transversal de elementos Box-Culvert [20]

Em certas obras, por razões circunstanciais da mesma ou ligadas ao projeto, é necessário que a estrutura descreva uma curva, utilizando-se para tal elementos em que um dos montantes tem comprimento inferior ao oposto, obtendo-se o efeito que se observa na Fig. 3.5.

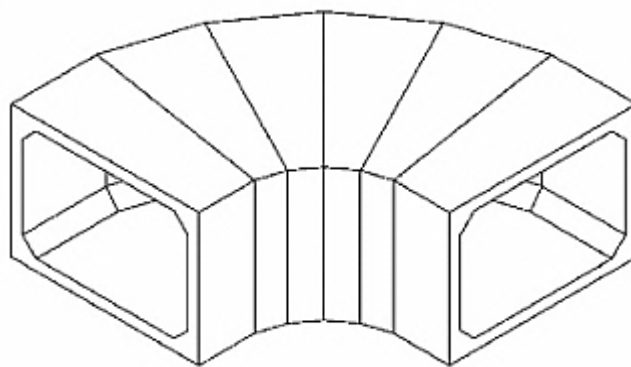


Fig. 3.5 - Materialização de uma curva com Box-Culvert [22]

Cada elemento Box-Culvert é pré-fabricado em fábrica própria, em plataformas adequadas, moldados com cofragens metálicas de forma a obter-se uma superfície lisa, garantindo-se consequentemente um reduzido atrito entre o solo envolvente e a estrutura. Antes da instalação dos painéis de cofragem das faces exteriores são montadas as armaduras, as quais são devidamente especificadas para a estrutura em causa tendo em conta as dimensões da mesma e os esforços que se compromete suportar. Posteriormente é introduzido o betão, o qual é compactado por vibração dos moldes, garantindo-se assim a devida consistência do material e consequentemente a qualidade do produto [23]. Após o processo de cura e descofragem os elementos pré-fabricados estão prontos para serem transportados e instalados em obra.

O processo de instalação destas estruturas mostra-se relativamente fácil com o auxílio de gruas (Fig. 3 6), mesmo quando as Box-Culverts são de maiores dimensões. Como já foi referido no capítulo 1, as obras em que se recorre a estas estruturas pré-fabricadas são geralmente executadas pelo método Cut&Cover, composto essencialmente por três fases, escavação, construção e aterro.



Fig. 3 6 - Instalação de Box-Culvert [24]

Este método é utilizado quando as circunstâncias da obra levam a que a altura de solo de recobrimento seja insuficiente para garantir a segurança durante a fase de escavação. Opta-se então pela abertura de um troço de vala a partir da superfície, repondo-se as terras após a instalação/execução da estrutura.

Por vezes o material que se encontra no local da escavação, devido à sua natureza, não satisfaz os requisitos necessários para a sua reutilização como solo de fundação e/ou aterro, sendo nestes casos fundamental substituir esse material por outro com propriedades tais que permitam, sobretudo, a devida compactação e nivelamento da fundação. Em algumas obras tal situação leva até à troca de uma grande porção do maciço, podendo a estrutura ficar envolvida na sua totalidade por material completamente diferente do solo "in-situ".

A reposição das terras antecede a sua compactação e sucede a colocação do material responsável pela drenagem eficaz das águas pluviais, nomeadamente geotêxtil ao longo da superfície exterior da travessa superior e dos montantes, e drenos longitudinais na base dos mesmos, constituídos por enrocamento envolvendo um tubo perfurado protegido por geotêxtil [1].

### **3.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL**

Enquanto a escolha da tipologia das estruturas Box-Culvert está geralmente relacionada com as funções que estas vão desempenhar, as características das suas secções, por sua vez, devem ser definidas de acordo com as solicitações previstas, dependendo estas últimas da interação entre o solo e a estrutura. Contudo, a determinação destas solicitações revela-se uma tarefa com elevado grau de complexidade, visto ser um processo em que intervêm fatores diversos e de variabilidade significativa, dificultando o dimensionamento destas estruturas e interferindo até com aspetos como a economia e segurança.

Assim, dada a relevância deste assunto na conceção das estruturas do tipo Box-Culvert, expõe-se nesta secção, a título meramente ilustrativo, já que excede o âmbito da presente investigação, algumas considerações sobre a análise do comportamento destas estruturas à ação estática imposta pelo solo que as envolve.

É importante, desde já, focar uma propriedade da estrutura que, para além de intrinsecamente relacionada com as características da secção, é a mais influente no comportamento não só da estrutura, mas também de conjunto solo/box-culvert. Refere-se o autor, portanto, à rigidez da estrutura.

As box-culverts podem ser estruturas rígidas ou flexíveis, consoante a espessura dos seus montantes e travessas seja maior ou mais reduzida, respetivamente, sendo o seu comportamento completamente distinto para cada um dos casos.

Nas estruturas flexíveis, nomeadamente, quando sujeitas a um carregamento, verifica-se uma flexão da travessa superior e dos montantes, como se observa na Fig. 3.7. A flexão da travessa superior induz um alívio das tensões normais nesse mesmo elemento, transferindo-se, em simultâneo, parte dos esforços para os montantes. Estes, por sua vez, e também devido ao acréscimo de carga proveniente da travessa, deformam-se segundo um efeito de encurvadura, mobilizando pressões passivas no solo lateral.

Na travessa inferior também se denota uma deformação, embora mais reduzida, que está associada, principalmente, à ação do peso próprio da estrutura, já que as cargas oriundas do solo são parcialmente transferidas para o maciço envolvente.

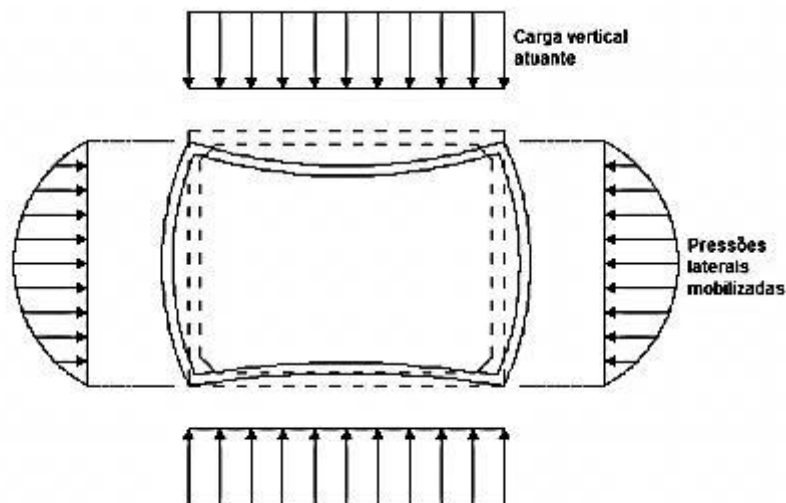


Fig. 3.7 - Carregamento de Box-Culvert flexível [19]

No caso das estruturas rígidas a deformação dos seus elementos é bastante reduzida e, conseqüentemente, também a transferência de esforços, sendo as cargas, tanto devido ao peso da box-culvert como das terras acima desta, quase totalmente absorvidas pelo solo de fundação.

Complementando esta exposição, que aliás se reveste de grande relevância para a compreensão do próximo ponto, apresenta-se na figura seguinte (Fig. 3.8) uma comparação dos mecanismos de distribuição de cargas nos dois tipos de box-culvert agora discutidos.

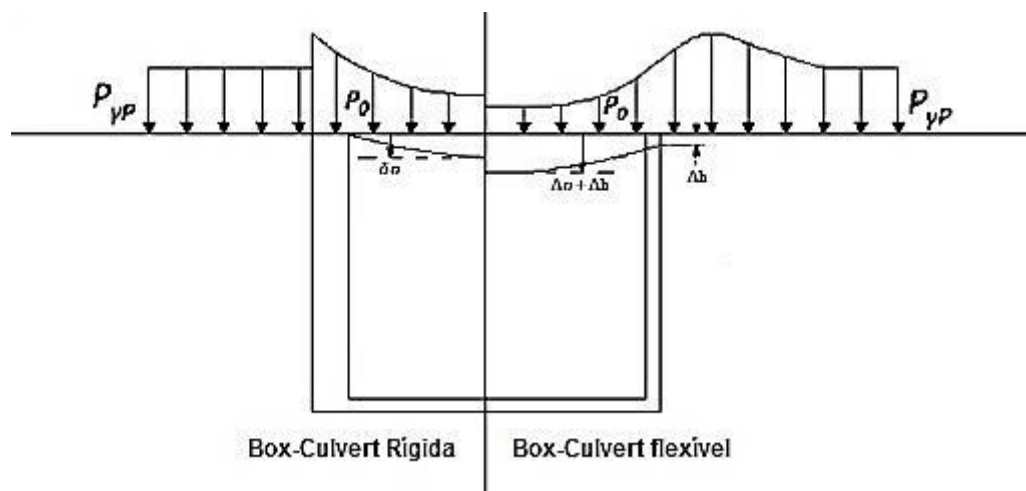


Fig. 3.8 - Comparação da distribuição de cargas em box-culverts rígidos e flexíveis (adaptado de [25])

### 3.2.1. INTERAÇÃO SOLO/ESTRUTURA

A rigidez da estrutura e do solo, juntamente com as condições de instalação da box-culvert no terreno, são os principais motivadores da redistribuição das cargas provenientes do maciço pela estrutura. Na verdade este é um processo recíproco, visto que a simples inclusão do elemento de betão no solo vai

provocar uma alteração no estado de tensão do maciço que o envolve, que por sua vez vai influenciar a solicitação da estrutura.

Uma investigação elaborada em 1913 por Anson Marston, pioneiro no estudo analítico e experimental do comportamento de condutas circulares subterrâneas, revelou que a solicitação da estrutura era fortemente afetada pelas condições de instalação e pela altura do aterro. No seguimento deste, um estudo mais aprofundado, realizado em 1950 por Spangler, chegou à conclusão que os principais fatores a influenciar as ações sobre a estrutura circular estão relacionados com essas condições de instalação e controlam a grandeza e direção de deslocamentos relativos que se verificam entre o aterro colocado acima da estrutura e o solo imediatamente adjacente [26].

A teoria que suporta estas conclusões pode ser considerada na análise de estruturas retangulares enterradas e baseia-se no pressuposto de que a carga proveniente do peso do solo sobre a estrutura enterrada é transferida por efeito de arco para o solo adjacente, resultando numa pressão vertical. Spangler determinou ainda que o efeito de arco depende do método construtivo e consequentemente do movimento relativo do solo perto da estrutura, consoante os quais se distinguem o efeito negativo e positivo, conforme se explica na Fig. 3.9 [26].

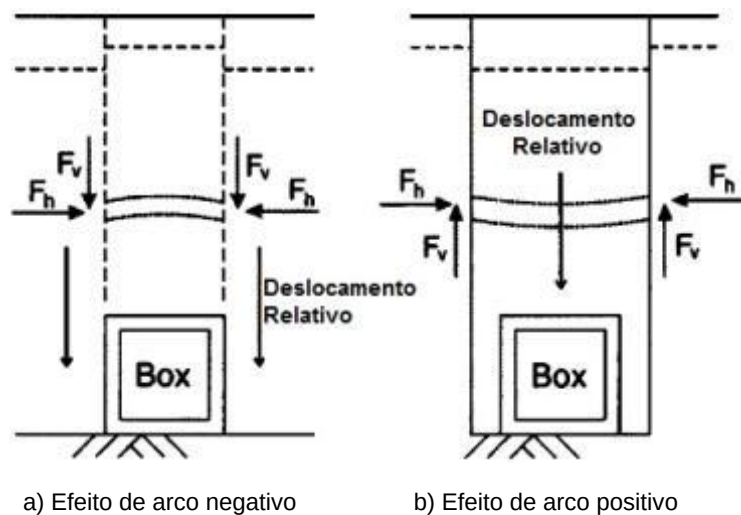


Fig. 3.9 - Transferência de pressões no sistema solo/estrutura (adaptado de [26])

Os efeitos de arco negativos (Fig. 3.9a) verificam-se tipicamente nas instalações de condutas em aterro, onde a pressão vertical exercida sobre a estrutura é incrementada e, consequentemente, reduzida a carga na zona adjacente, podendo ainda observar-se uma diminuição dos impulsos horizontais sobre a estrutura. Já os positivos (Fig. 3.9b), que aliviam a pressão vertical, são verificados nas instalações em vala onde o material de enchimento é de maior compressibilidade do que o solo adjacente, tendendo a consolidar e assentar.

Adicionalmente, as descontinuidades devidas à interface solo/estrutura e a significativa diferença de rigidez desses mesmos elementos também contribuem para os deslocamentos relativos do solo, que se verificam principalmente entre a coluna de aterro sobre a box-culvert e o terreno adjacente.

Estes deslocamentos relativos, por sua vez, geram forças de atrito e tensões de corte que, somadas ao peso do aterro de recobrimento, afetam a resultante de cargas sobre a estrutura.

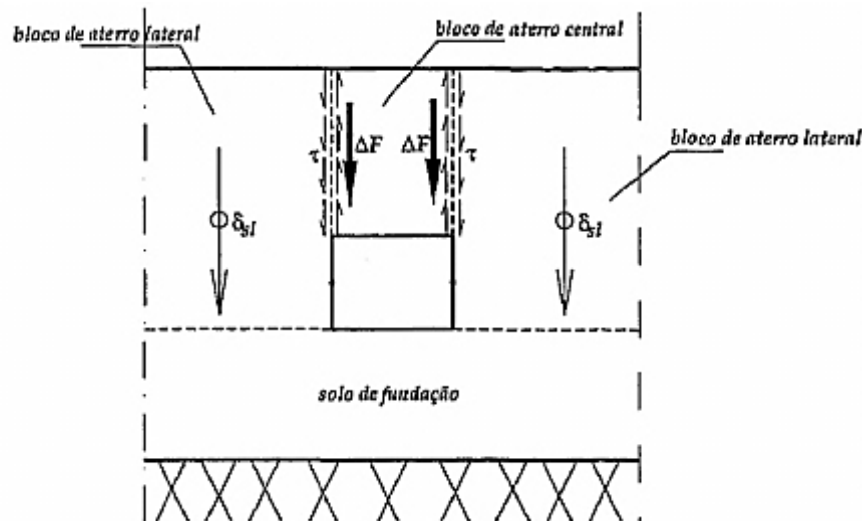


Fig. 3.10 - Redistribuição de cargas em estruturas enterradas [1]

Tendo em conta que a maior deformabilidade do solo de aterro, face ao de fundação e à box-culvert, origina uma redistribuição de esforços para as regiões mais rígidas da peça, é normalmente considerado o modelo simplificado que se apresenta na Fig. 3.10, que parte da hipótese que o material envolvente da estrutura se divide em três blocos rígidos com comportamentos distintos, ou seja com diferentes deslocamentos. Assim a redistribuição de forças é tanto maior quanto mais rígido for o terreno de fundação e a box-culvert, menos compactos forem os aterros laterais e mais compactas as primeiras camadas de aterro [1].

No sentido de minimizar os efeitos desta redistribuição têm sido adotadas técnicas de execução, como a introdução de elementos rígidos no solo de aterro, atravessando transversalmente as zonas em que se desenvolvem as tensões de atrito, como se mostra na Fig. 3.11, ou a colocação de uma camada de aterro de elevada compressibilidade logo acima da travessa superior da box, Fig. 3.12.

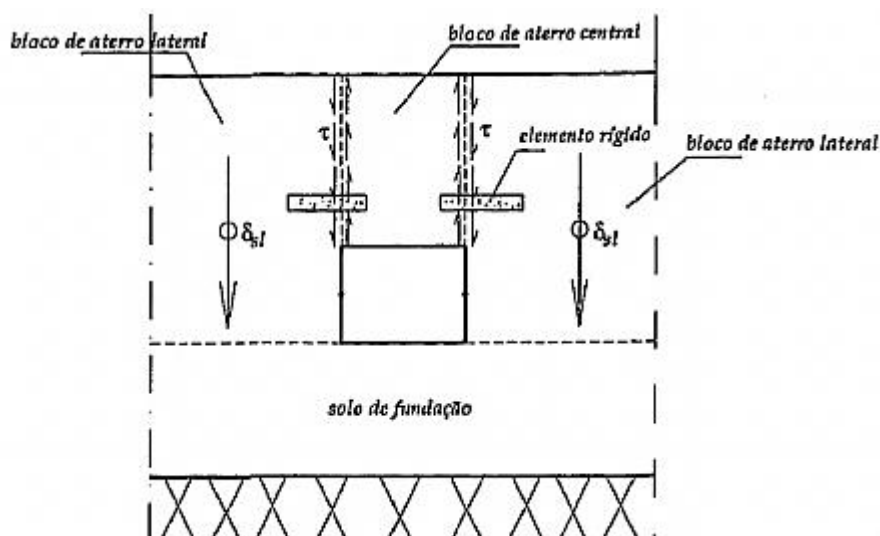


Fig. 3.11 - Introdução de elementos rígidos no aterro [1]

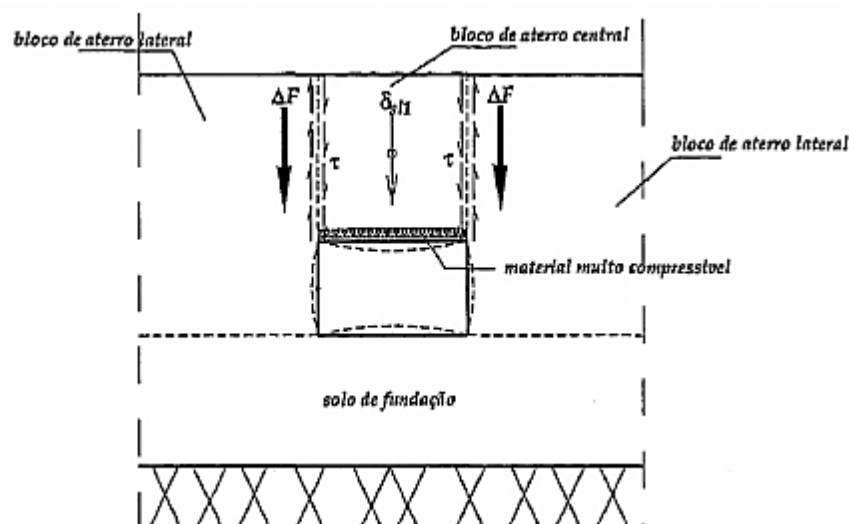


Fig. 3.12 - Introdução de material compressível no aterro [1]

Neste último caso, era comum no passado, recorrer-se a material como fardos de palha, os quais eram suscetíveis de degradação, acabando por cair em desuso e dando-se atualmente preferência a pneus usados e poliestireno expandido [1].

Outra situação pode ainda ser apontada e refere-se aos casos em que a estrutura é menos rígida. A sua flexibilidade vai permitir maiores deslocamentos de solo sobre a travessa superior, sendo mais elevados na zona a meio vão. Como tal, serão verificados deslocamentos relativos entre partes do aterro que cobre a box-culvert, o que invalida o modelo simplificado anteriormente referido. Para estes casos é então considerado um quarto bloco, dividindo-se assim o aterro central em 3 partes com movimentos distintos, como se mostra na Fig. 3.13.

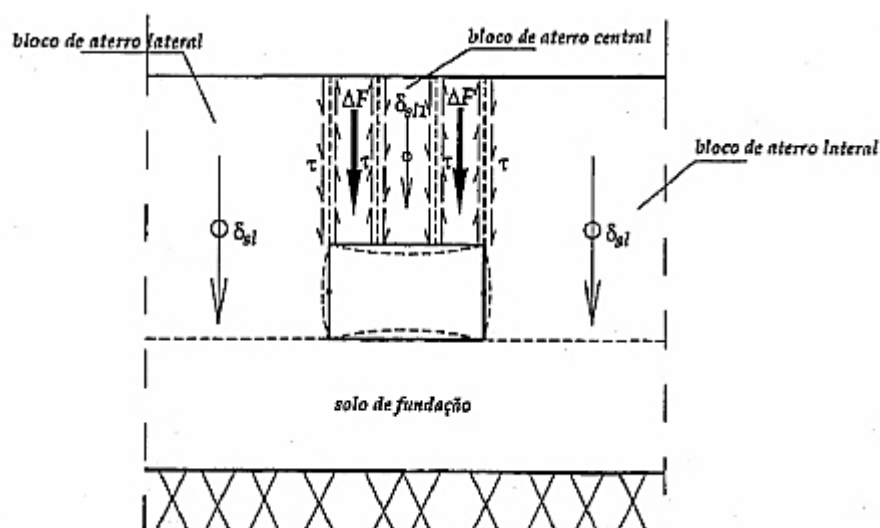


Fig. 3.13 - Redistribuição de cargas para estruturas enterradas flexíveis [1]

Repare-se que, neste caso, pelo facto de a estrutura fletir, há um alívio de tensões normais na região central da travessa superior e um agravamento das mesmas na zona próxima dos montantes. Já no caso das estruturas rígidas, serão verificados acréscimos de tensões normais ao longo de toda a travessa.

Como se percebe, os deslocamentos relativos e as tensões envolvidos neste processo são de difícil previsão, o que, consequentemente, torna a avaliação das redistribuições de cargas uma tarefa extremamente complexa e, muitas das vezes, só possível com recurso a modelos numéricos, também eles de elevado grau de complexidade.

### 3.2.2. PROCESSO SIMPLIFICADO DE DIMENSIONAMENTO.

A dificuldade na previsão do comportamento das estruturas enterradas tem levado, desde alguns anos, a que os processos de dimensionamento desenvolvidos admitam uma série de simplificações.

Inicialmente, para efeitos de dimensionamento, as estruturas do tipo box-culvert eram vistas como um quadro biarticulado, sujeito a um carregamento simétrico e constante, como o indicado na Fig. 3.14.

O efeito das sobrecargas à superfície era tido em conta através da introdução de uma altura de aterro equivalente,  $h_e$ , assim como os impulsos ativos do solo sobre os montantes eram, simplificadaamente, considerados constantes ao longo destes elementos, correspondendo ao valor médio do diagrama de pressões real. Ao mesmo tempo, o valor das pressões sob a travessa inferior, para além de também ser constante em toda a largura da box-culvert, correspondia apenas ao peso próprio do aterro equivalente, desprezando-se completamente a ação do peso da própria estrutura.

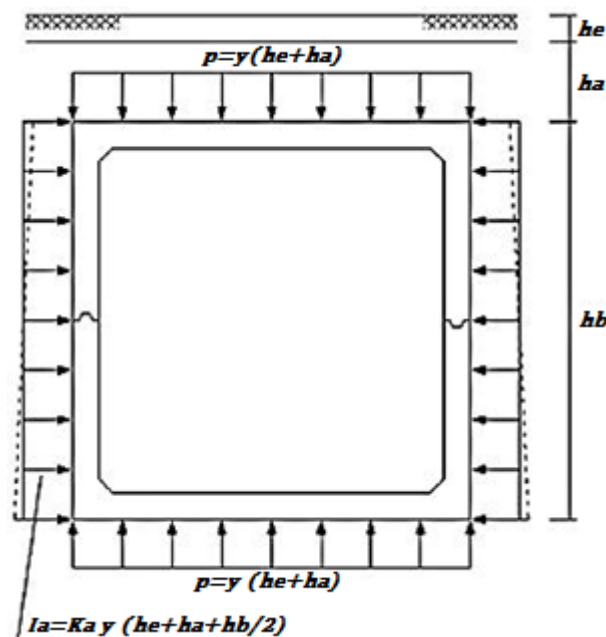


Fig. 3.14 - Esquema simplificado de cargas para dimensionamento (adaptado de [1])

Estas simplificações, como se pode observar na Fig. 3.14, levavam a um carregamento duplamente simétrico, tal como acontece em relação à geometria da secção, o que permitia considerar o sistema isostático que se apresenta na Fig. 3.15, facilitando assim a determinação dos esforços nos elementos da box-culvert e o seu dimensionamento.

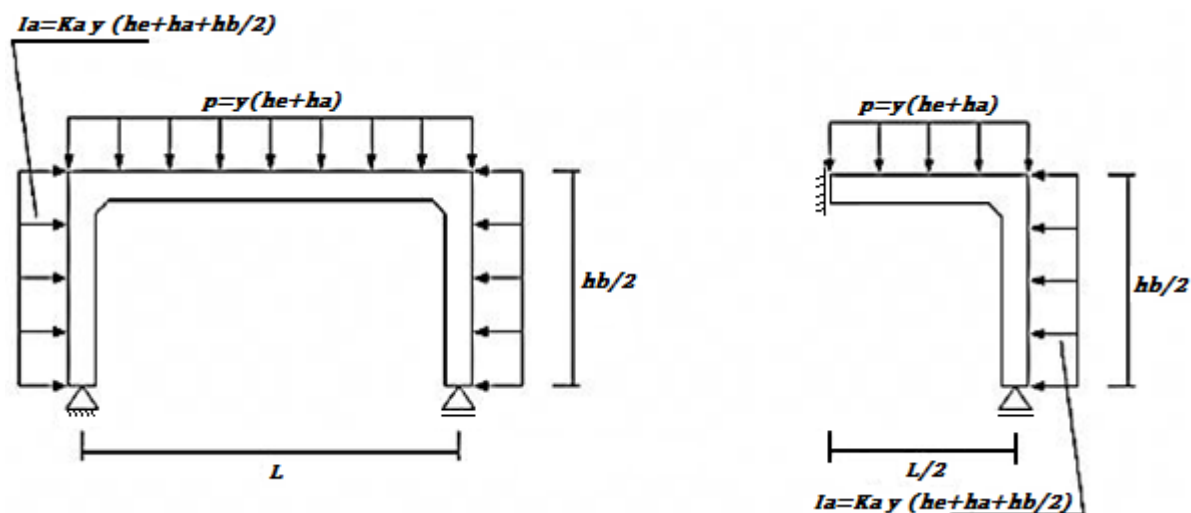


Fig. 3.15 - Modelo isostático devido à simetria do carregamento e da geometria (adaptado de [1])

Contudo, este modelo admite lacunas não ignoráveis, nomeadamente o já referido desprezo do peso próprio da box-culvert, a distribuição constante das pressões sobre a estrutura e ainda, com grande relevância, o desprezo dos efeitos da interação solo/estrutura.

No sentido de aproximar as reações do terreno sobre a estrutura, sobretudo no que diz respeito à ação do solo de fundação sob a travessa inferior, passou a considerar-se um modelo de box-culvert constituído por um pórtico com apoios elásticos na base (Fig. 3.16).

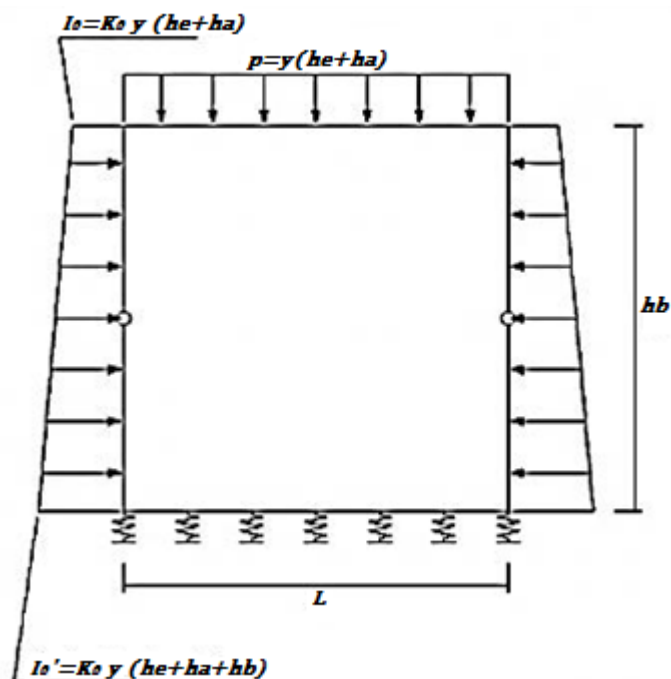


Fig. 3.16 - Esquema simplificado de cargas com apoios elásticos para dimensionamento (adaptado de [1])

As diferenças entre este modelo simplificado e o inicial eram nítidas, mas resumiam-se à consideração de impulsos de terras não constantes e iguais aos de repouso, para além dos já referidos apoios elásticos, com os quais se pretendia reproduzir a resposta do solo de fundação.

No entanto, aspetos como a interação entre o solo e a estrutura e as diferenças entre a rigidez dos mesmos mantinham-se desprezados, o que levou a vários desenvolvimentos destes modelos até se concretizar aquele a que se recorre atualmente.

O modelo simplificado de cálculo (Fig. 3.17) passou então a incorporar uma carga distribuída variável aplicada na travessa superior, com o seu mínimo a meio vão e os respectivos máximos nas extremidades, com o propósito de agravar as tensões normais sobre este elemento da estrutura e consequentemente aproximar o mais possível o comportamento do conjunto solo/box-culvert à realidade.

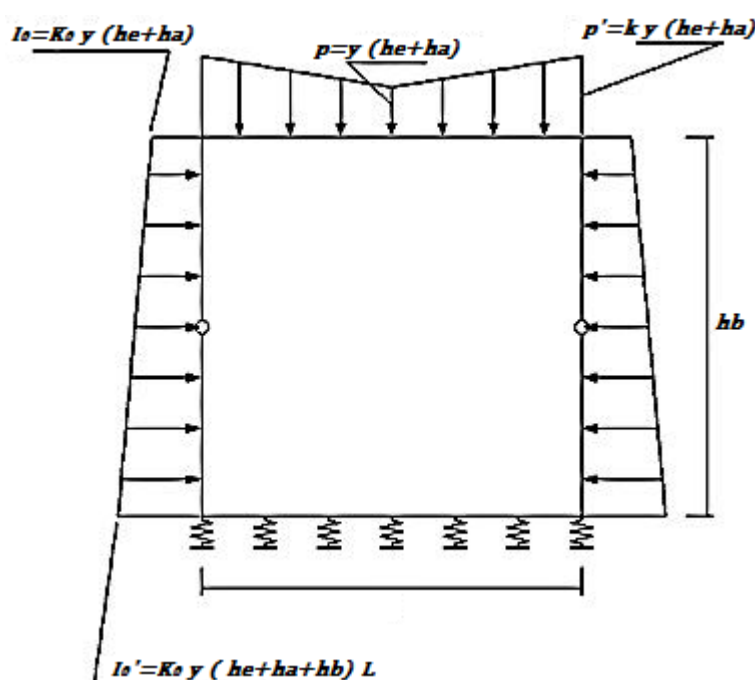


Fig. 3.17 - Esquema simplificado de cargas para dimensionamento utilizado atualmente (adaptado de [1])

O agravamento das tensões no elemento superior da box-culvert é definido através do coeficiente de agravamento  $k$ , o qual é determinado por extrapolação de resultados de estudos efetuados para condutas circulares enterradas, baseados na teoria de Anson Marston, já exposta anteriormente.

Como é óbvio, as grandes diferenças de geometrias entre essas condutas e as estruturas aqui tratadas levam a comportamentos e mecanismos de interação solo/estrutura muito distintos, o que, por sua vez, implica que o coeficiente  $k$  constitua um fator de correlação que assume erros não desprezáveis.

Portanto, e como facilmente se percebe, tanto o processo de dimensionamento inicial como este último não são realistas, e apesar de algumas evoluções ainda não é possível englobar nestes métodos aspetos fortemente influentes no comportamento da estrutura, como os efeitos duma execução faseada da obra, ou dos deslocamentos relativos do maciço devido às descontinuidades na interface solo/box-culvert [1].

# 4

## METODOLOGIAS PARA ANÁLISE SÍSMICA DE BOX-CULVERT

### 4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Como referido anteriormente, alguns estudos têm sido desenvolvidos com o propósito de alcançar metodologias para a análise sísmica de estruturas retangulares enterradas, as quais apresentam graus de desenvolvimento e acuidade distintos.

Dependendo dos princípios em que se baseiam, as principais metodologias propostas nesses estudos dividem-se em quatro grupos [6]:

- i) Métodos baseados nos impulsos dinâmicos sobre estruturas enterradas;
- ii) Métodos baseados na deformação em meio contínuo;
- iii) Métodos numéricos com simulação da interação solo/estrutura;
- iv) Métodos simplificados de análise.

Os distintos princípios fundamentais levam a que os diversos métodos se distingam em vários aspetos, como por exemplo, a aplicabilidade, a fiabilidade de resultados e a complexidade dos processos de cálculo. O Quadro 4.1 apresenta, de forma sintética, uma apreciação geral dos métodos referidos, realizada por Gonçalves et al. [6].

O objetivo comum destas metodologias é o dimensionamento de estruturas enterradas de tal modo que sejam capazes de aceitar um dado nível de deformação, sem ultrapassar certos limites previamente definidos, os quais são geralmente determinados com base numa análise de risco sísmico [5].

Atualmente, a filosofia de dimensionamento sísmico, adotada para estruturas subterrâneas importantes e de risco sísmico elevado, obedece a dois critérios distintos, designados *Maximum Design Earthquake* (MDE) e *Operating Design Earthquake* (ODE).

O primeiro, também designado *Safety Evaluation Earthquake*, foca-se na manutenção da segurança durante e após um evento sísmico, considerando-se para tal um cenário de solicitação extrema, com 3 a 5% de probabilidade de ocorrência.

O segundo, também conhecido por *Function Evaluation Earthquake*, é um critério de dimensionamento que abrange os eventos sísmicos cuja probabilidade de ocorrência se situa entre os 40 e 50%, e que visa preservar a funcionalidade da estrutura durante e após os mesmos, aceitando-se pequenos ou nenhuns danos e devendo as deformações plásticas ser mantidas num nível mínimo [3].

Quadro 4.1 - Apreciação geral dos métodos de análise de estruturas enterradas (adaptado de [6])

| Metodologias                                                               | Vantagens                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Desvantagens                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Aplicabilidade                                                                                                              |
|----------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Métodos baseados nos impulsos dinâmicos sobre estruturas enterradas</b> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Utilizado no passado com resultados satisfatórios;</li> <li>• Necessita de pouca informação relativa aos parâmetros característicos do solo.</li> </ul>                                                                                                                                            | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Bases teóricas pouco rigorosas;</li> <li>• Distorções excessivas para estruturas a elevadas profundidades;</li> <li>• Utilização limitada a solos com determinadas propriedades.</li> </ul>                                                                                                         | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Estruturas com camada de recobrimento reduzida.</li> </ul>                         |
| <b>Métodos baseados na deformação em meio contínuo</b>                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Conservativo para estruturas mais rígidas que o solo envolvente;</li> <li>• Fácil formulação do problema;</li> <li>• Utilizado no passado com resultados satisfatórios.</li> </ul>                                                                                                                 | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Soluções em déficit de capacidade resistente para estruturas mais flexíveis que o solo envolvente;</li> <li>• Soluções muito conservativas para estruturas com rigidez muito maior que o solo envolvente;</li> <li>• Pouco preciso para solos com perfis estratigráficos mais complexos.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Estruturas com rigidez semelhante à do solo envolvente.</li> </ul>                 |
| <b>Métodos numéricos com simulação da interação solo-estrutura</b>         | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Simulação do efeito da interação solo-estrutura com maior aproximação;</li> <li>• Maior precisão na determinação da resposta da estrutura;</li> <li>• Capacidade de resolver problemas com estruturas de geometria mais complexa, assim como, de perfis estratigráficos mais complexos.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Requer mais tempo de análise, e o procedimento de cálculo é mais complexo;</li> <li>• A incerteza associada aos parâmetros de input pode ser várias vezes superior à da análise da estrutura.</li> </ul>                                                                                            | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Todas as condições.</li> </ul>                                                     |
| <b>Métodos simplificados de análise</b>                                    | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Boa aproximação do efeito da interação solo-estrutura;</li> <li>• Fácil formulação do problema;</li> <li>• Aproximação razoável na determinação da resposta da estrutura.</li> </ul>                                                                                                               | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Menor precisão para solos com perfis estratigráficos mais complexos.</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Todas as condições, exceto para perfis estratigráficos muito complexos.</li> </ul> |

Assim, o dimensionamento de estruturas retangulares enterradas, de acordo com os critérios descritos, deverá considerar o valor a ação obtida através das combinações que se indicam a seguir:

i) Para *Maximum Design Earthquake*:

$$U = D + L + E1 + E2 + EQ \quad (4.1)$$

ii) Para *Operating Design Earthquake*:

$$U = 1,05D + 1,3L + b_1(E1 + E2) + 1,3EQ \quad (4.2)$$

Nestas equações, as variáveis apresentadas assumem os seguintes significados:

U – Efeito total;

D – Efeito das cargas permanentes;

L – Efeito das cargas não permanentes;

E1 – Efeitos verticais do peso da água e do solo;

E2 – Efeitos horizontais do peso da água e do solo;

EQ – Efeitos do sismo;

O coeficiente de fiabilidade,  $b_1$ , deve assumir um valor igual a 1,05 nos casos em que as ações E1 e E2 forem determinadas com elevada fiabilidade e 1,3 nos casos contrários [3].

Para cada caso, a estrutura deverá ser dimensionada para as solicitações estáticas, avaliando-se apenas em segundo lugar o seu comportamento sob carregamento sísmico. Além disso, para estruturas retangulares enterradas, visto serem normalmente construídas segundo o método “*cut&cover*”, a avaliação da capacidade de carga deve considerar as incertezas associadas à determinação dos parâmetros E1 e E2 e ainda a sua pior combinação [3].

## 4.2. MÉTODOS BASEADOS NOS IMPULSOS DINÂMICOS EM ESTRUTURAS ENTERRADAS

Os métodos baseados nos impulsos dinâmicos sobre estruturas são comumente utilizados em análises sísmicas, como acontece, por exemplo, no caso de muros de suporte, considerando-se de um modo geral que o efeito do incremento de tensões, induzido pelas ações sísmicas, pode ser avaliado através da aplicação de cargas horizontais distribuídas ao longo dos montantes das estruturas.

Estes métodos têm vindo a ser sugeridos como possíveis meios de análise sísmica de estruturas enterradas, sendo os mais referidos o de Mononobe-Okabe [27] [28] e o de Wood [29], [30] [3].

O método de Mononobe-Okabe baseia-se nas mesmas hipóteses que a teoria de Coulomb [16], admitindo que a estrutura se desloca o suficiente para que ocorra a formação de uma cunha ativa de solo atrás da estrutura, mas, além disso, acrescenta que durante um sismo, essa cunha que interage com a estrutura comporta-se como um corpo rígido, o que leva a considerar que o campo de acelerações no seu interior seja uniforme. Assim, este método considera que as pressões dinâmicas são geradas por forças de inércia, que devem ser adicionadas às atuantes e determinadas relacionando as propriedades do solo com coeficientes sísmicos [16].

Visto que, como se mostrou atrás, as estruturas enterradas sofrem o mesmo tipo de deformação que o solo que as envolve, a probabilidade de formação da referida cunha ativa é reduzida, o que põe em causa a aplicação deste método para a análise destas estruturas, exceto nos casos em que essas se

encontram a baixa profundidade. Ainda assim, nesses casos, são apontadas algumas limitações, que aumentam com o incremento da altura de solo de recobrimento, pois este é contabilizado como sobrecarga, o que, por sua vez, vai amplificar o valor das pressões dinâmicas [3].

Na tentativa de criar outra teoria, Wood [29], assumindo que a estrutura e a fundação têm rigidez infinita, desenvolveu um método através do qual se obtém um impulso dinâmico de aproximadamente 1,5 a 2,0 vezes superior ao calculado pelo método de Mononobe-Okabe. Como facilmente se entende, a aplicabilidade deste método fica limitada a casos que em as estruturas se encontram envolvidas em solos fortemente consolidados ou rochas.

Sem embargo, como defende Wang [3], a aplicação deste método, assim como a do anterior, em estruturas retangulares enterradas leva a resultados significativamente distantes da realidade, não sendo por isso recomendáveis para a análise desse tipo de estruturas, sobretudo quando a altura de solo de recobrimento é mais elevada.

Contudo, baseada nas duas metodologias acabadas de apresentar, uma outra foi proposta pela *Federal Highway Administration (FHWA)*, sugerindo que para estruturas com maior rigidez que o solo envolvente, a ação dinâmica associada à pressão de terras pode constituir a solicitação predominante durante um sismo. Como tal, assume-se que essas ações correspondem ao incremento de pressões laterais gerado pelas forças de inércia do solo, durante o evento sísmico, sendo subtraídas ou adicionadas às pressões estáticas, com o respetivo intuito de aumentar os impulsos num dos lados da estrutura e diminuir as pressões no lado oposto (Fig. 4.1) [6].

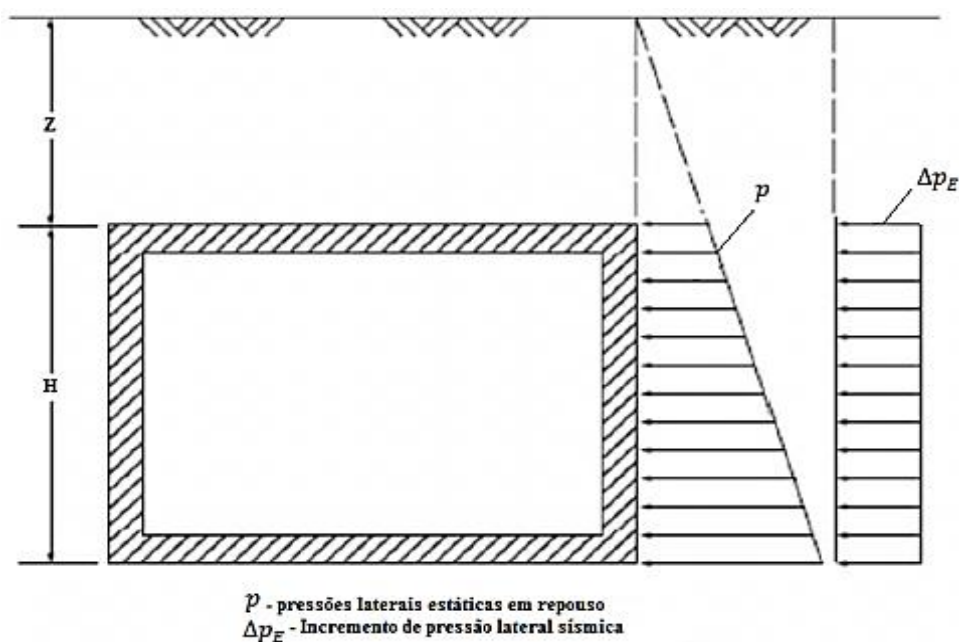


Fig. 4.1 - Esquema de pressões de terras considerado no método proposto pelo FHWA (adaptado de [6])

As referidas pressões laterais são assumidas como cargas uniformemente distribuídas, aplicadas nos montantes da estrutura, podendo ser determinadas através da expressão 4.3, formulada para os casos em que a relação entre altura de solo de recobrimento ( $Z$ ) e a altura da estrutura enterrada ( $H$ ) é inferior a 0,5.

$$\Delta p_E = C_s k_h \gamma (H + Z) \quad (4.3)$$

Nesta expressão, para além das já referidas, as variáveis apresentadas tomam o seguinte significado:

$\Delta p_E$  – Incremento de pressão lateral;

$C_s$  – Coeficiente de Impulso Sísmico;

$k_h$  – Coeficiente Sísmico Horizontal;

$\gamma$  – Peso Volúmico do Solo

O coeficiente de impulso sísmico apresentado na expressão pode assumir o valor de 0,4 ou 1,0, conforme a estrutura em causa seja fundada em solo ou rocha, respetivamente, enquanto o valor de  $k_h$  deve ser igual à aceleração horizontal ao nível da superfície do solo, dividida pela aceleração da gravidade [29].

A aplicação destes métodos no dimensionamento de estruturas enterradas, acarreta implicações significativas, que, acima de tudo, estão associadas a pressões dinâmicas do solo sobre a estrutura, induzidas pela sua presença nesse meio. A determinação destas pressões requer uma rigorosa análise da interação solo/estrutura, visto desenvolverem-se sob a forma de distribuições complexas de tensões normais e de corte ao longo da face exterior dos montantes e das travessas da estrutura [3].

Por estas razões, para a análise de estruturas enterradas sob ações sísmicas, é geralmente dada preferência à aplicação de métodos que determinam a sollicitação da estrutura através da avaliação da deformação a que é sujeita.

#### 4.3. MÉTODOS BASEADOS NA DEFORMAÇÃO EM MEIO CONTINUO

Das metodologias referidas no início do ponto 4.1, a que se apresenta nesta secção tem surgido, nos diversos estudos sobre análise sísmica de estruturas enterradas, como sendo a que mais facilmente permite uma estimativa do comportamento estrutural com razoável aproximação à realidade.

Isto deve-se, em parte, ao facto de este método se basear na avaliação das deformações do solo, como o próprio nome indica, que, como já foi referido, é a forma mais adequada para analisar e dimensionar o tipo de estruturas que trata a presente dissertação.

O conceito geral destes métodos parte da filosofia que defende que uma estrutura enterrada, quando submetida a uma ação sísmica, sofre o mesmo tipo de deformações que o meio que a envolve. Como tal, esta metodologia foca-se no estudo do comportamento do solo, na ausência de qualquer estrutura ou escavação no seu interior, estimando-se, a partir desse comportamento, uma aproximação da deformação a que a estrutura estará sujeita (Fig. 4.2).

Esta deformação da estrutura é causada, durante a ação sísmica, por forças exteriores, sob a forma de pressões normais e transversais à secção dos elementos, desenvolvendo-se pelas superfícies exteriores da estrutura, em direções alternadas. A ação destas pressões gera forças internas cíclicas, de difícil determinação, sobretudo no que diz respeito à sua grandeza e distribuição, e devem ser adicionadas ao carregamento estático [3].

Este efeito de transferência das deformações do solo para a estrutura nele envolvida, durante um evento sísmico, é denominado na bibliografia internacional por *Racking Effect* e, conseqüentemente, a distorção da secção transversal, sofrida pela estrutura, é designada por *Racking Deformation*.

A tradução destes termos, defende o autor, não garante o mesmo significado, e como tal, serão aplicados no presente trabalho no seu idioma original.

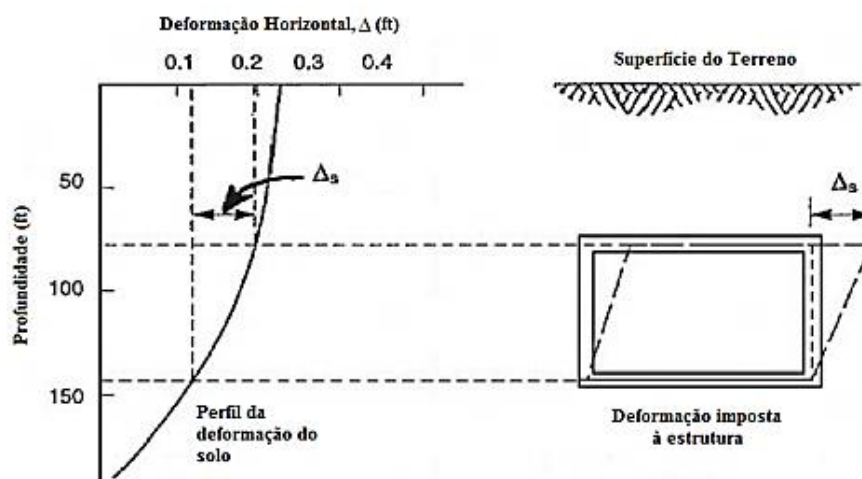


Fig. 4.2 - Distorção da secção transversal da estrutura devido à deformação do solo (adaptado de [31])

Como se compreende, algumas limitações são desde logo apontadas nestes métodos, pelo facto de ser ignorada a interação solo/estrutura e a influência da presença de uma cavidade no interior do maciço, o que altera significativamente o seu estado de tensão e, por conseguinte, a sua deformação.

Realmente, apesar de diversos estudos terem apontado, durante algum tempo, que, nos casos em que uma estrutura flexível se encontra envolvida num maciço mais rígido, esta metodologia levava a soluções seguras, Hendron et al. [32], em 1983 e Merritt et al. [33], em 1985, provaram que a deformação do solo pode ser amplificada devido a existência de uma abertura no seu interior [34].

No entanto, esta é uma metodologia que permite uma primeira aproximação à possível deformação da estrutura nas mesmas condições do maciço estudado, devendo-se, contudo, ter em conta que poderá levar a soluções muito conservativas, nos casos em que a rigidez da estrutura for mais elevada que a do solo, ou, no caso contrário, a subdimensionamentos [3].

Com base nesta metodologia, e como se verá nos pontos subsequentes, alguns investigadores, como Wang, Penzien, Wu, Bobet, entre outros, desenvolveram diversas propostas de cálculo para o dimensionamento de estruturas retangulares enterradas, as quais se revelaram de grande interesse no que toca à fiabilidade de resultados.

#### 4.3.1. MODELO SIMPLIFICADO DE WANG

Em 1993, Jaw-Nan Wang [3] propôs o primeiro método simplificado para avaliar a deformação de estruturas retangulares enterradas, denominando-o *Free-Field Racking Method*.

Para tal, este autor elaborou diversos estudos analisando a influência de diversos fatores na deformação da estrutura enterrada, nomeadamente a rigidez relativa entre o solo e a estrutura, a geometria da mesma, o tipo de ação sísmica e a espessura de solo de recobrimento.

Chegando a um ponto mais conclusivo, Wang demonstrou num desses estudos, que o efeito das diferenças de rigidez entre o solo e a estrutura tinha maior relevância no comportamento do conjunto do que os restantes fatores, tendo, por isso, focado o seu modelo de cálculo nessa variável.

O estudo referido envolveu a análise de dois casos, que se distinguem pela velocidade de propagação de ondas de corte ( $V_s$ ) e pelo módulo de distorção do solo ( $G$ ), como se apresenta no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Parâmetros considerados no estudo de Wang [3]

|             | Caso I | Caso II |
|-------------|--------|---------|
| $V_s$ (m/s) | 77,4   | 126,5   |
| $G$ (MPa)   | 11,0   | 29,5    |

Para os dois casos estudados, foi considerada uma estrutura retangular enterrada à profundidade indicada no perfil estratigráfico da Fig. 4.3, envolvida em argila siltosa mole, pela qual se propagam ondas sísmicas de corte, conforme também se apresenta na mesma figura.

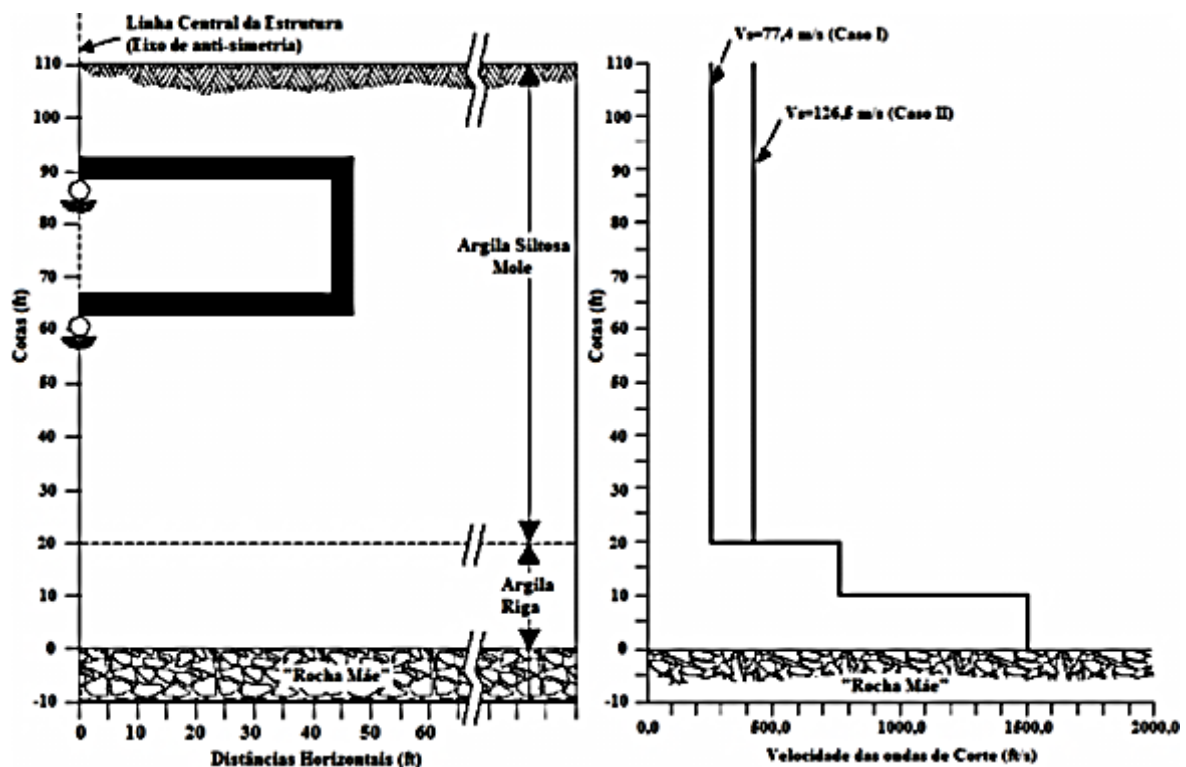


Fig. 4.3 – Modelo solo/estrutura e velocidades de propagação das ondas S considerados no estudo de Wang (adaptado de [3])

Com as condições descritas, Wang comparou a deformação sofrida pelo solo (Fig. 4.4) na ausência da estrutura, com a distorção da estrutura, para cada caso, como se observa na Fig. 4.5.

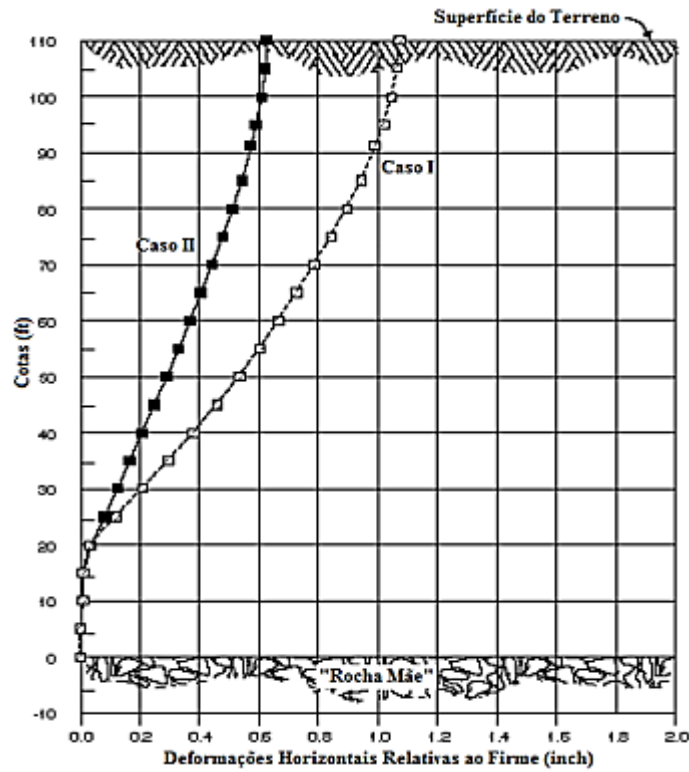


Fig. 4.4 - Deformações em meio contínuo nos casos estudados (adaptado de [3])

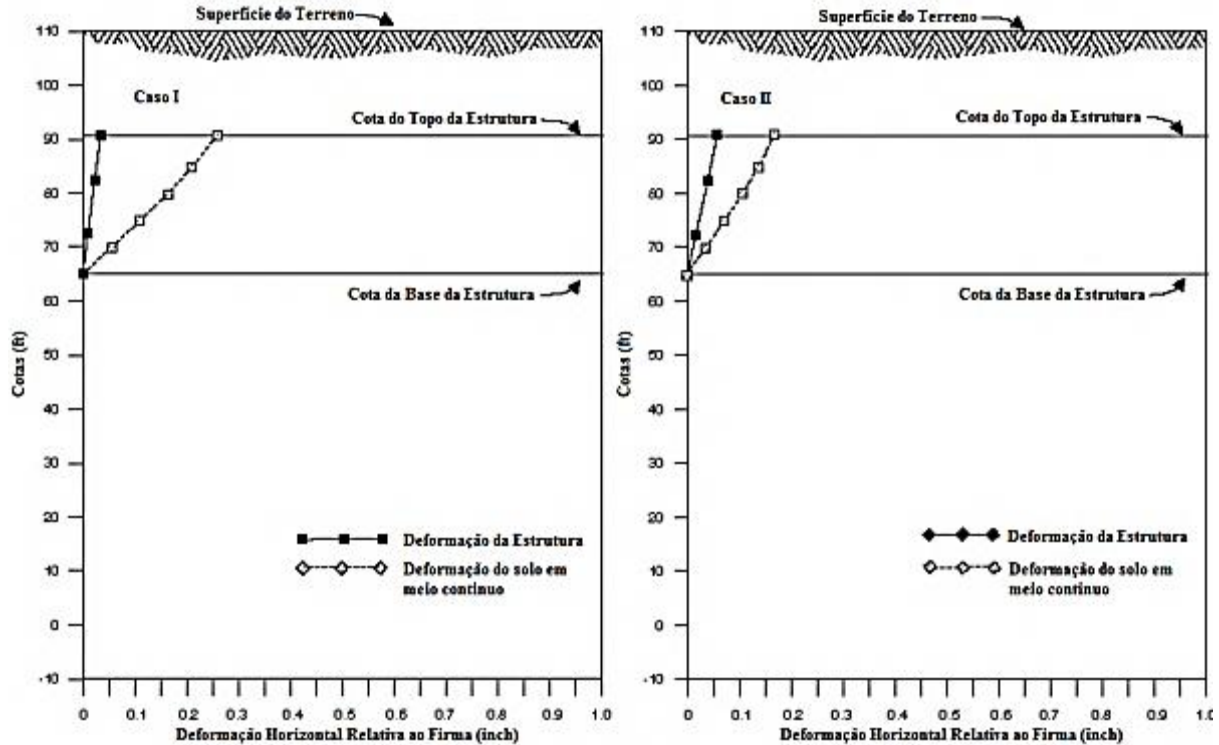


Fig. 4.5 - Deformações da Estrutura vs Solo nos Casos Estudados por Wang (adaptado de [3])

Verifica-se nestas figuras, que a deformação diferencial obtida na ausência da estrutura no interior do solo, entre pontos localizados a profundidades coincidentes com o topo e a base da estrutura, é de 0,66 cm e 0,43 cm, respetivamente para os Casos I e II.

Analisando as mesmas imagens, observa-se que a distorção sofrida pela estrutura em cada caso é significativamente inferior à deformação do solo em meio contínuo, cerca de 87% menor no Caso I e 68% no Caso II [3]. Com este estudo, Wang concluiu que a distorção da estrutura se encontra intimamente relacionada com as diferenças de rigidez, entre o solo e a estrutura enterrada. Além disso, percebe-se também que um dimensionamento da estrutura baseado apenas na deformação do solo, i.e. sem qualquer correção relativa àquela diferença de rigidez, poderá levar a estruturas sobredimensionadas.

Com base no demonstrado, Wang analisou um vasto conjunto de casos diferentes, com o objetivo desenvolver um processo de cálculo, através do qual fosse possível determinar a distorção da estrutura, a partir do rácio de flexibilidade entre a estrutura e o meio envolvente.

O rácio de flexibilidade referido, não é mais que um coeficiente que quantifica a rigidez relativa entre o solo e a estrutura, podendo ser obtido pela expressão 4.4.

$$F = \frac{G'_m W}{S_1 H} \quad (4.4)$$

Nesta expressão, as variáveis apresentadas tomam o seguinte significado:

$G'_m$  – Módulo de distorção do solo envolvente;

$W$  – Largura da estrutura;

$S_1$  – Rigidez à distorção da estrutura;

$H$  – Altura da estrutura.

Esta expressão, no entanto, implica a utilização de programas de cálculo, ou de métodos de cálculo estrutural para determinar a rigidez da estrutura à distorção ( $S_1$ ). Esta variável pode ser definida como a força necessária para provocar um deslocamento unitário, entre o topo e a base da estrutura.

Mais concretamente, se aplicada uma força unitária no topo da estrutura, o valor de  $S_1$  será equivalente à razão entre a força aplicada,  $P$ , e o deslocamento,  $\Delta_s$ , verificado no ponto de aplicação, como vem explicado na Fig. 4.6.

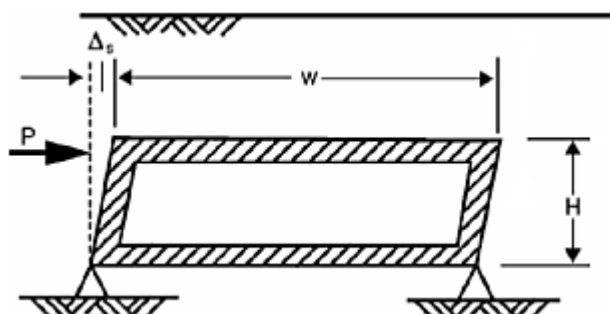


Fig. 4.6 - Determinação da rigidez à distorção de uma estrutura (adaptado de [6])

Com o intuito de facilitar o cálculo do rácio de flexibilidade, foi desenvolvida uma expressão (4.5) para estruturas do tipo box-culvert, constituídas por apenas um quadro de betão, com iguais inércias na travessa superior e inferior ( $I_R$ ), assim como para os dois montantes ( $I_W$ ) [3].

$$F = \frac{G'_m}{24} \left( \frac{H^2 W}{E I_W} + \frac{H W^2}{E I_R} \right) \quad (4.5)$$

Para as estruturas do tipo box-culvert, em que as travessas possuem inércias diferentes, respetivamente  $I_R$  na superior e  $I_I$  na inferior, o valor de  $F$  pode ser obtido através da expressão 4.6 [3].

$$F = \frac{G'_m}{24} \left( \frac{H^2 W}{E I_R} \psi \right) \quad (4.6)$$

Sendo:

$$\psi = \frac{(1 + a_2)(a_1 + 3a_2)^2 + (a_1 + a_2)(3a_2 + 1)^2}{(1 + a_1 + 6a_2)^2} \quad (4.7)$$

$$a_1 = \frac{I_R}{I_I} \quad (4.8)$$

$$a_2 = \left( \frac{I_R}{I_W} \right) \left( \frac{H}{W} \right) \quad (4.9)$$

A interpretação do rácio de flexibilidade permite uma previsão do comportamento da estrutura face ao solo, tendo em conta que, o aumento de  $F$  é devido ao incremento da flexibilidade da estrutura, face à do solo. Assim, para valores de  $F$  próximos de zero, a estrutura é considerada rígida, e para valores que tendam para infinito é considerada como perfeitamente flexível. Como não poderia deixar de ser, para valores iguais à unidade, a estrutura e o solo que a envolve têm igual rigidez, apresentando nestes casos um comportamento semelhante.

Analisando 25 casos distintos, variando a geometria da estrutura, a espessura de solo de recobrimento, a solicitação sísmica e a rigidez dos materiais, Wang [3] começou por definir uma relação entre o rácio de flexibilidade e o coeficiente de distorção,  $R$ , ou, como foi designado por esse autor, *Racking Coefficient*, cujos resultados se podem observar na Fig. 4.7.

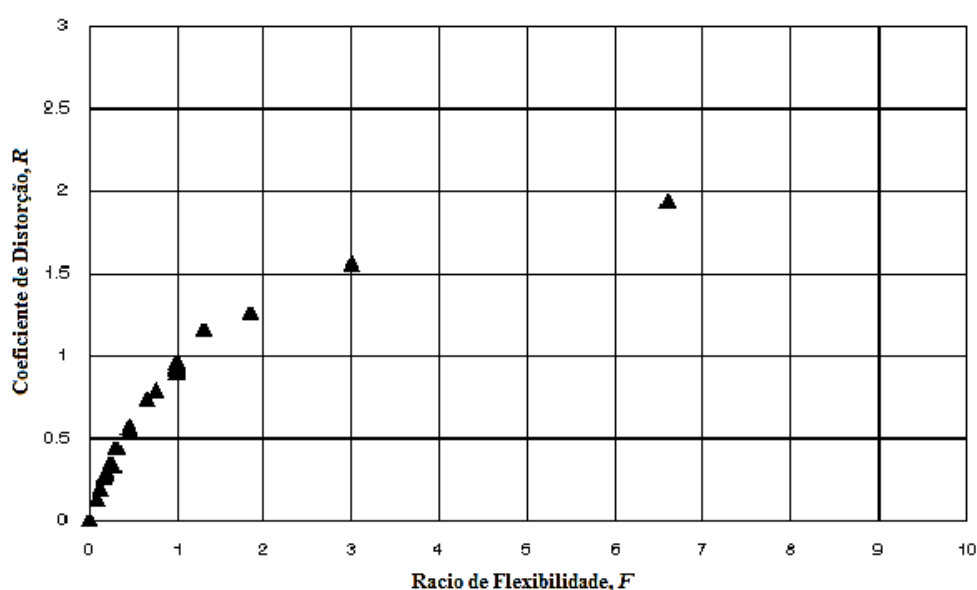


Fig. 4.7 - Relação entre o rácio de flexibilidade e o coeficiente de distorção obtida por Wang (adaptado de [3])

O coeficiente de distorção determina a relação entre a distorção em meio contínuo,  $D_{ff}$ , e a distorção que a estrutura sofrerá,  $D_s$ , estando envolvida nesse solo, podendo ser matematicamente definido pela expressão 4.10.

$$R = \frac{D_s}{D_{ff}} = \frac{(\Delta_{estrutura}/H)}{(\Delta_{meio\ contínuo}/H)} \quad (4.10)$$

Nesta expressão, as variáveis  $\Delta_{estrutura}$  e  $\Delta_{meio\ contínuo}$  representam, respetivamente, as deformações relativas da estrutura e do solo, entre pontos localizados a uma profundidade coincidente com o topo e a base da estrutura.

Observando a Fig. 4.7, pode-se concluir que quanto mais elevado o rácio de flexibilidade, maior será a relação de distorções entre a estrutura e o solo, o que por sua vez, significa que o incremento da flexibilidade da estrutura conduz a uma maior deformação da mesma. Já para valores de  $F$  inferiores à unidade, verifica-se uma distorção do solo maior do que a da estrutura, o que, aliás, vai ao encontro dos comentários tecidos atrás, sobre a variação de  $F$ .

Na análise dos mesmos 25 casos, Wang [3] considerou as secções transversais apresentadas na Fig. 4.8, de forma a avaliar a influência da geometria da estrutura na distorção da mesma, chegando aos resultados apresentados no Quadro 4.3.

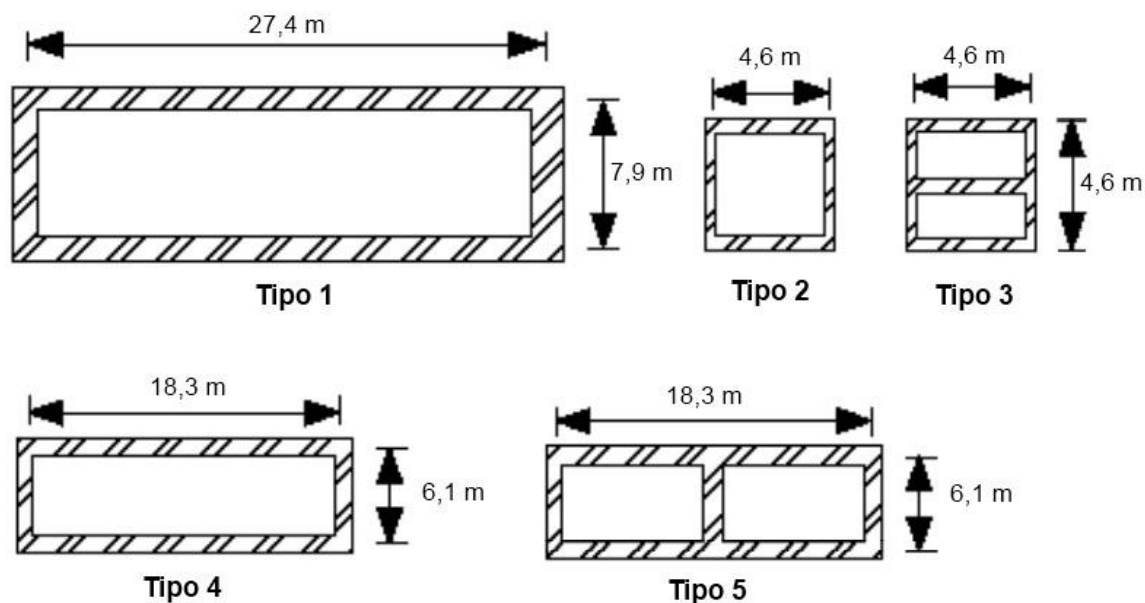


Fig. 4.8 - Secções consideradas no estudo de Wang (adaptado de [3])

Quadro 4.3 - Resultados dos casos analisados por Wang (adaptado de [3])

| Caso | Tipo de estrutura | Espessura do Solo de Recobrimento (m) | Módulo de Distorsão do Solo (MPa) | Rácio de Flexibilidade F | Tipo de Onda Sísmica | Coefficiente de Distorsão |
|------|-------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|----------------------|---------------------------|
| 1    | 1                 | 6,1                                   | 11,01                             | 0,101                    | N.E.                 | 0,133                     |
| 2    | 1                 | 6,1                                   | 29,45                             | 0,271                    | N.E.                 | 0,323                     |
| 3    | 1                 | 6,1                                   | 71,82                             | 0,661                    | N.E.                 | 0,733                     |
| 4    | 1                 | 6,1                                   | 71,82                             | 1,313                    | N.E.                 | 1,170                     |
| 5    | 1                 | 6,1                                   | 71,82                             | 1,000                    | N.E.                 | 0,957                     |
| 6    | 1                 | 6,1                                   | 71,82                             | 3,107                    | N.E.                 | 2,420                     |
| 7    | 2                 | 4,6                                   | 11,01                             | 0,463                    | N.E.                 | 0,549                     |
| 8    | 2                 | 6,9                                   | 11,01                             | 0,463                    | W.                   | 0,565                     |
| 9    | 2                 | 4,6                                   | 11,01                             | 0,463                    | W.                   | 0,537                     |
| 10   | 2                 | 4,6                                   | 11,12*                            | 0,468                    | W.                   | 0,562                     |
| 11   | 2                 | 4,6                                   | 11,01                             | 0,000                    | W.                   | 0,000                     |
| 12   | 2                 | 4,6                                   | 71,82                             | 3,100                    | W.                   | 1,550                     |
| 13   | 2                 | 4,6                                   | 71,82                             | 3,100                    | W.                   | 2,800                     |
| 14   | 2                 | 4,6                                   | 11,12*                            | 0,187                    | W.                   | 0,271                     |
| 15   | 2                 | 4,6                                   | 11,12*                            | 0,765                    | W.                   | 0,789                     |
| 16   | 2                 | 4,6                                   | 44,05                             | 1,840                    | W.                   | 1,260                     |
| 17   | 2                 | 4,6                                   | 23,94                             | 1,000                    | W.                   | 0,900                     |
| 18   | 2                 | 4,6                                   | 71,82                             | 6,600                    | W.                   | 1,193                     |
| 19   | 2                 | 4,6                                   | 71,82                             | 1,000                    | W.                   | 0,930                     |
| 20   | 3                 | 4,6                                   | 11,01                             | 0,215                    | N.E.                 | 0,287                     |
| 21   | 3                 | 4,6                                   | 11,01                             | 0,215                    | W.                   | 0,280                     |
| 22   | 4                 | 6,1                                   | 16,66                             | 0,309                    | W.                   | 0,445                     |
| 23   | 4                 | 6,1                                   | 16,66                             | 0,309                    | N.E.                 | 0,448                     |
| 24   | 5                 | 6,1                                   | 16,66                             | 0,258                    | N.E.                 | 0,351                     |
| 25   | 6                 | 6,1                                   | 16,66                             | 0,142                    | N.E.                 | 0,195                     |

\*Valor médio

Face ao exposto, pode então concluir-se que, a distorção da estrutura é relativamente insensível à geometria da mesma, sendo, até, menos influente que a rigidez relativa entre a estrutura e o meio envolvente [3].

Como também se pode observar no Quadro 4.3, foram considerados, para este estudo, dois registos sísmicos distintos, cujos acelerogramas se apresentam na Fig. 4.9 e Fig. 4.10, sendo designados de acordo com o local em que ocorreram, respetivamente a oeste (W.) e nordeste (N.E.) dos Estados Unidos da América.

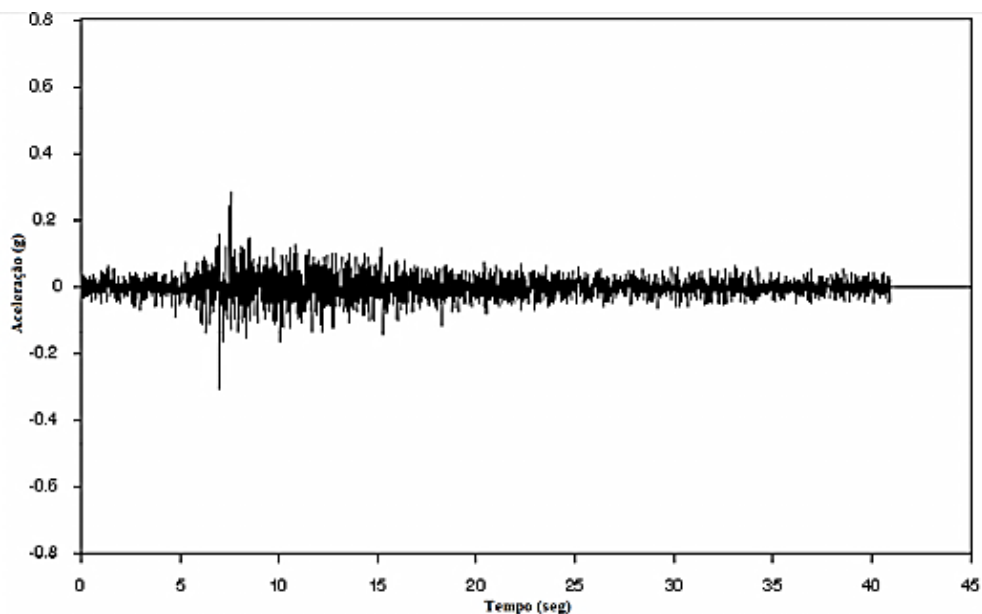


Fig. 4.9 - Registo de evento sísmico ocorrido na zona oeste dos Estados Unidos da América (adaptado de [3])

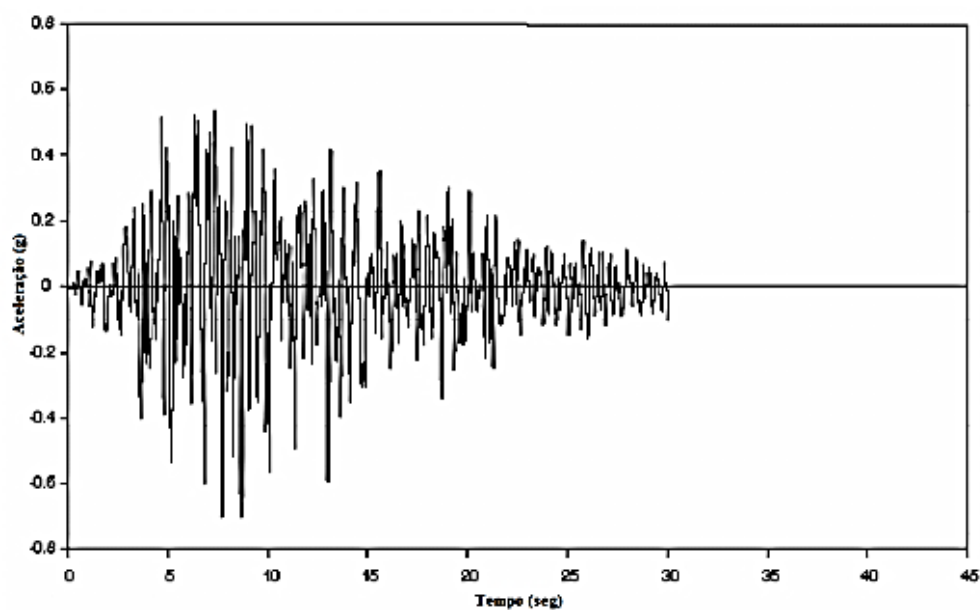


Fig. 4.10 - Registo de evento sísmico ocorrido na zona nordeste dos Estados Unidos da América (adaptado de [3])

Comparando os pares de casos 7 e 9, 20 e 21, 22 e 23, apresentados no Quadro 4.3, verifica-se que, para além da distorção da estrutura ser mais elevada quando submetida pela ação do sismo de oeste, a influência do tipo de onda sísmica no coeficiente de distorção é muito reduzida [3].

Para avaliar a influência da espessura de solo de recobrimento na distorção da estrutura, Wang, utilizando apenas a estrutura do tipo 2 e fixando o rácio de flexibilidade e o módulo de distorção do solo, comparou seis casos que se distinguiam pela altura de terreno acima da estrutura.

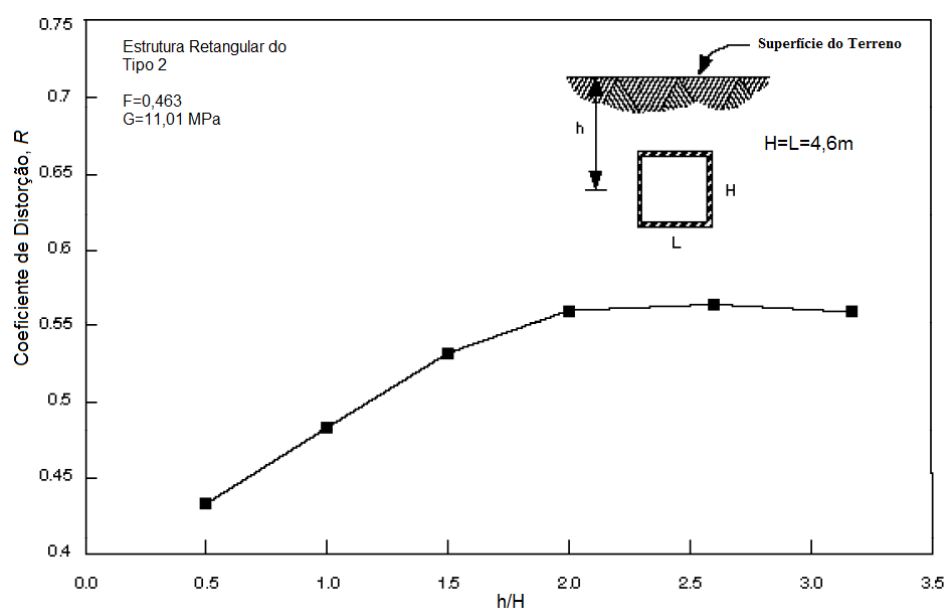


Fig. 4.11 - Efeito da altura da camada de recobrimento na distorção da estrutura (adaptado de [3])

Como se pode verificar na Fig. 4.11, esta análise resulta em pequenas variações do coeficiente de distorção, para valores de  $h/H$  superiores a 2, assim como um visível decréscimo do mesmo coeficiente quando a relação  $h/H$  é inferior a 2 [3].

Partindo das análises efetuadas, Wang [3] propôs uma metodologia de cálculo de estruturas retangulares enterradas, que se desenvolve da seguinte forma:

- 1 – Determinação das propriedades do meio que envolve a estrutura;
- 2 – Definição dos parâmetros sísmicos de dimensionamento, como por exemplo, espectros de resposta ou acelerogramas;
- 3 – Pré-dimensionamento da estrutura, definindo as dimensões dos seus elementos, considerando apenas as solicitações estáticas;
- 4 – Estimar as possíveis deformações,  $D_{ff}$ , em meio contínuo à profundidade a que se encontrará a estrutura;
- 5 – Determinar o rácio de flexibilidade,  $F$ , através das expressões 4.4, 4.5, ou 4.6;
- 6 – Definir o coeficiente de distorção, através da Fig. 4.7;
- 7 – Calcular a distorção,  $D_s$ , da estrutura, conforme o indicado na expressão 4.10;
- 8 – Impor à estrutura a distorção  $D_s$  calculada, para a qual se deve efetuar o dimensionamento.

O carregamento referido no passo 8, deve atender a uma de duas abordagens sugeridas por Wang [3], em função da profundidade a que se encontrará a estrutura.

Assim, para estruturas a elevadas profundidades, a solicitação deve ser aplicada sob a forma de uma carga concentrada, conforme se apresenta na Fig. 4.12, visto que nestas situações, a principal causa da distorção da estrutura são as forças de corte geradas ao longo da superfície exterior da travessa superior.

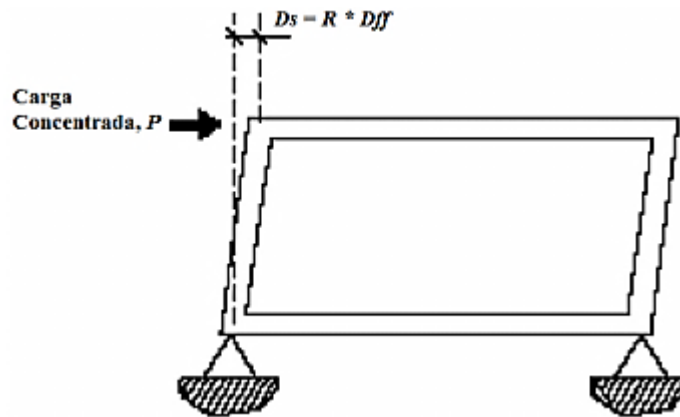


Fig. 4.12 - Carregamento para elevadas profundidades sugerido por Wang (adaptado de [3])

Nos casos em que a estrutura seja enterrada a baixa profundidade, as forças de corte geradas na ligação entre o solo e a travessa superior, decrescem com a diminuição da altura de solo de recobrimento, passando a ser os impulsos de terras os principais influenciadores na deformação da estrutura. Nesta situação, o carregamento a aplicar deve tomar a forma de uma carga distribuída triangular, como se apresenta na Fig. 4.13.

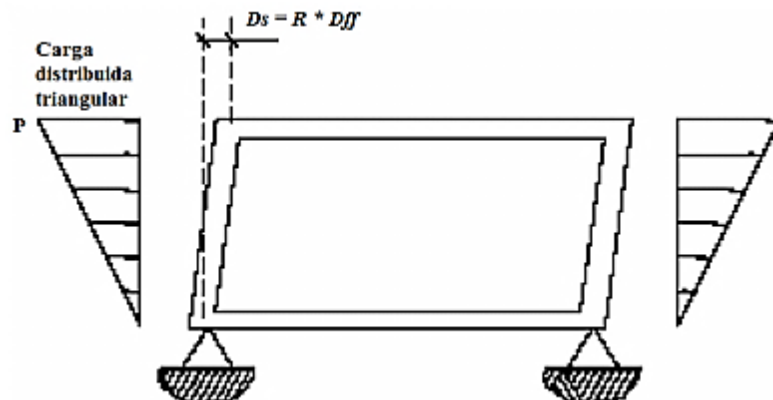


Fig. 4.13 - Carregamento para baixas profundidade sugerido por Wang (adaptado de [3])

De forma a validar o seu método, Wang aplicou-o aos casos referidos no Quadro 4.2 e comparou os esforços resultantes com os obtidos através de programas de modelação numérica, tendo encontrado a aproximação entre os dois que se observa nas Figuras 4.14 e 4.15.

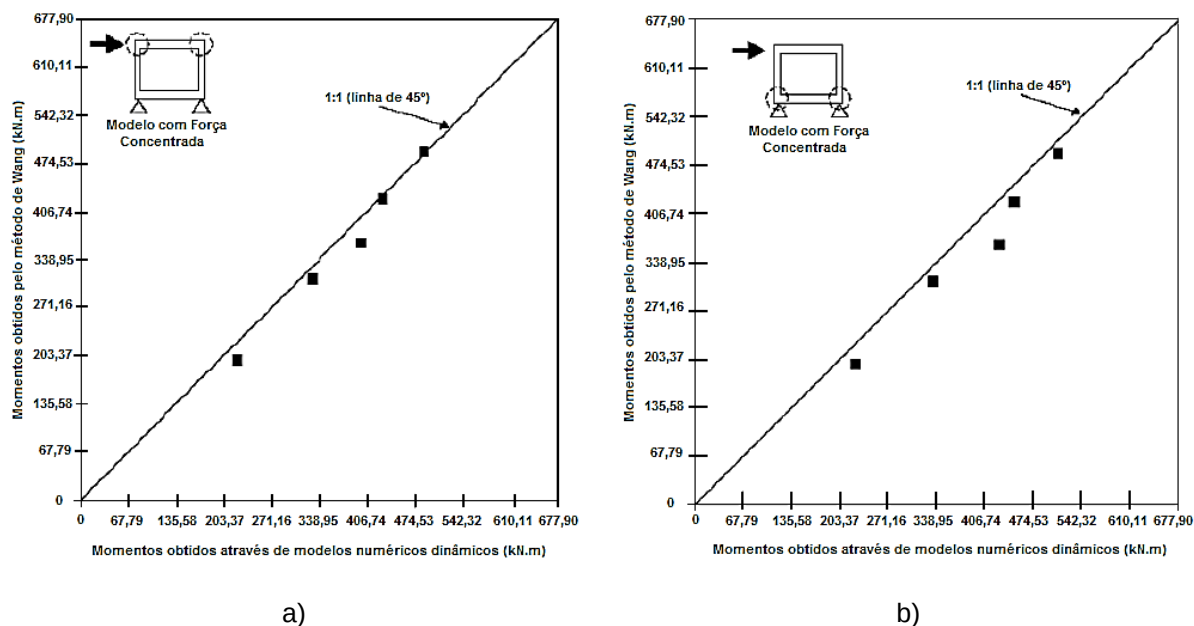


Fig. 4.14 - Momentos fletores obtidos para o modelo que considera a aplicação de uma força concentrada a) esforços na ligação dos montantes com a travessa superior b) esforços na ligação dos montantes com a travessa inferior.

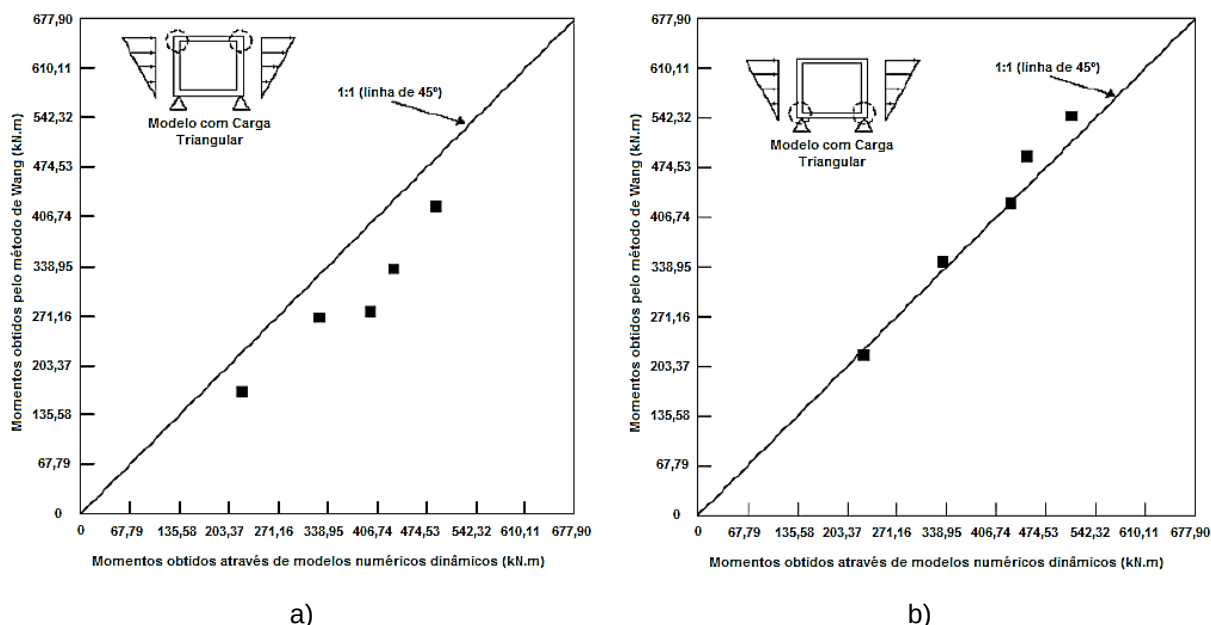


Fig. 4.15 - Momentos fletores obtidos para o modelo que considera a aplicação de pressão lateral a) esforços na ligação dos montantes com a travessa superior b) esforços na ligação dos montantes com a travessa inferior.

#### 4.3.2. MODELO SIMPLIFICADO DE PENZIEN

Seguindo a mesma filosofia de Wang [3], Joseph Penzien [18] propôs um método para a análise da distorção de estruturas enterradas, tanto retangulares como circulares, que assenta em duas condições fundamentais.

Em primeiro lugar, uma vez que as dimensões das estruturas enterradas são, geralmente, mais reduzidas que o comprimento de onda das ondas sísmicas, cuja frequência está associada à solicitação dominante, pode-se assumir que a estrutura está sujeita a um campo de tensão uniforme.

Em segundo lugar, visto que os efeitos da inércia no sistema solo/estrutura, gerados pela interação dos dois elementos, são relativamente reduzidos, pode-se considerar que as deformações devido à ação sísmica se devem apenas a forças de corte na interface entre a peça de betão e o terreno [18].

Assim, para um determinado meio homogêneo e isotrópico, sujeito a uma ação sísmica que induz um campo uniforme de deformação transversal, com intensidade de  $\gamma_{ff}$ , como se mostra na Fig. 4.16, uma cavidade de comprimento infinito, localizada no interior desse meio, experimentará igual deformação,  $\gamma_{ff}$ , caso sejam aplicadas, no contorno dessa cavidade, tensões de corte  $\tau_{ff}$ , de valor igual a  $G_s * \gamma_{ff}$  [18].

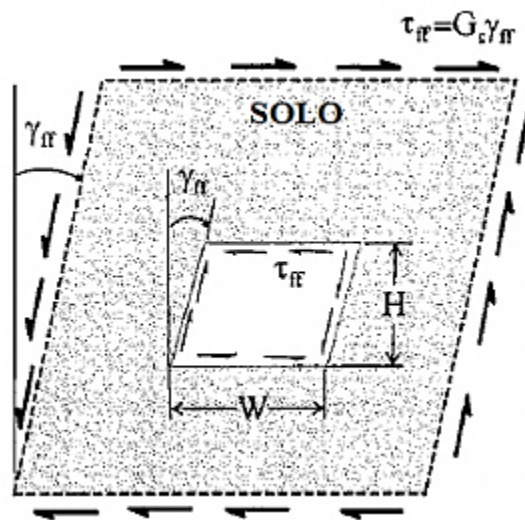


Fig. 4.16 – Deformações da cavidade por aplicação de tensões transversais segundo a metodologia de Penzien (adaptado de [18])

Por outro lado, se as tensões de corte,  $\tau_{ff}$ , forem removidas do contorno da cavidade, a mesma irá sofrer uma deformação,  $\gamma_c$ , sob a forma de alongamento, segundo uma diagonal, e encurtamento segunda a outra diagonal, como se mostra na Fig. 4.17.

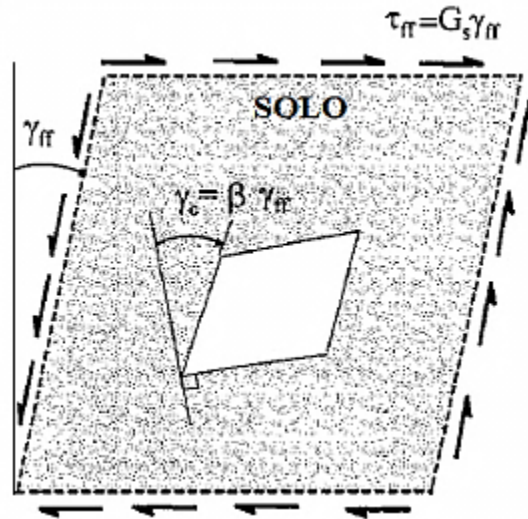


Fig. 4.17 - Deformações devido à remoção de tensões transversais segundo a metodologia de Penzien (adaptado de [18])

O coeficiente  $\beta$ , apresentado na Fig. 4.17, define o rácio entre a distorção  $\gamma_c$  e  $\gamma_{ff}$ , podendo ser determinado em função do coeficiente de Poisson do solo,  $\nu$ , pela relação aproximada 4.11, admitindo um estado plano de deformação [18].

$$\beta = 4(1 - \nu) \quad (4.11)$$

Para avaliar a interação entre a estrutura e o meio envolvente, quando sujeitos à distorção  $\gamma_{ff}$ , Penzien [18] definiu dois parâmetros; o coeficiente de rigidez do solo,  $k_{so}$ , e o coeficiente de rigidez da estrutura,  $k_l$ .

O primeiro é designado como a intensidade das tensões de interface,  $\tau_{so}$ , necessárias para provocar uma distorção unitária do solo (Fig. 4.18), podendo ser determinado pela expressão 4.12.

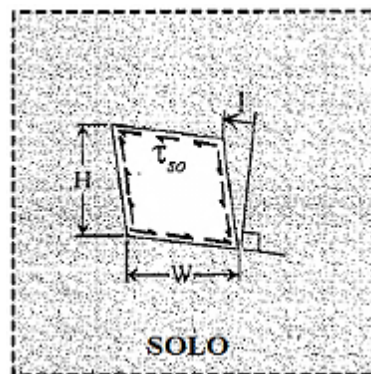


Fig. 4.18 - Coeficiente de rigidez do solo definido por Penzien (adaptado de [18])

$$k_{so} = \frac{\tau_{ff}}{(\gamma_c - \gamma_{ff})H} = \frac{G_s}{(3 - 4\nu)H} \quad (4.12)$$

em que,  $H$  corresponde à altura da estrutura,  $G_s$ , ao módulo de elasticidade transversal do solo e  $\nu$ , ao coeficiente de *Poisson* do solo.

O coeficiente de rigidez da estrutura, por sua vez, é definido como a intensidade das tensões transversais,  $\tau_l$ , aplicadas no contorno da estrutura, capazes de promover uma distorção unitária da estrutura (Fig. 4.19)

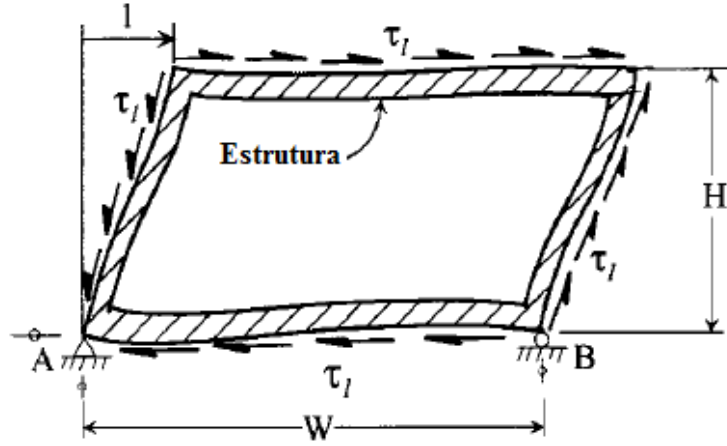


Fig. 4.19 - Coeficiente de rigidez da estrutura definido por Penzien (adaptado de [18])

Este coeficiente pode ser obtido através de uma condição de compatibilidade estática, expressão 4.13, considerando que a estrutura é solicitada por tensões de corte  $\tau_l$ , conforme foi apresentado na Fig. 4.19.

$$k_{so} \times \Delta_{is} = k_1 \times \Delta_{i1} \quad (4.13)$$

Esta expressão inclui parâmetros relacionados com a avaliação da interação solo/estrutura, designando-se  $\Delta_{i1}$  como a distorção da estrutura devido a essa interação e  $\Delta_{is}$  como o coeficiente relativo à redução da distorção da cavidade, também devido à mesma interação.

Um outro parâmetro,  $k_{si}$ , foi também definido, correspondendo à intensidade das tensões de corte, atuantes no exterior do contorno de uma secção de solo com as dimensões da estrutura (Fig. 4.20), responsáveis por distorção unitária desse elemento, o qual se traduz pela expressão 4.14.

$$k_{si} = \frac{G_s}{H} \quad (4.14)$$

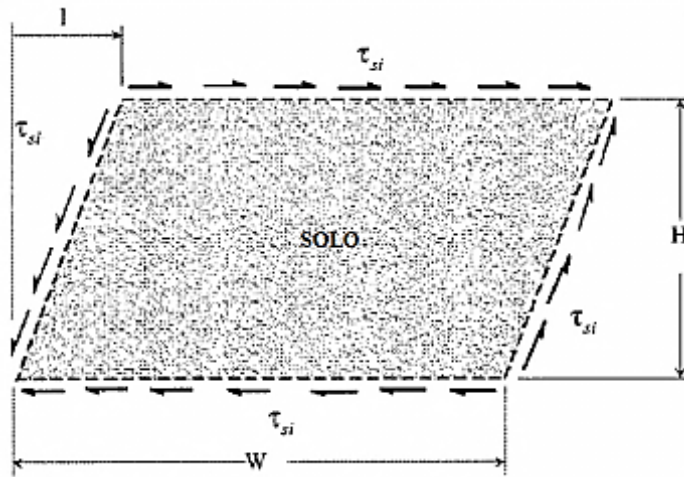


Fig. 4.20 - Coeficiente de rigidez  $k_{si}$  considerado por Penzien (adaptado de [18])

Com a definição destes parâmetros, Penzien [18] chegou a uma relação, expressão 4.15, que permite determinar o coeficiente de distorção do solo, através do coeficiente de rigidez  $k_{si}$  e do coeficiente de *Poisson*.

$$k_{so} = \frac{k_{si}}{(3 - 4\nu)} \quad (4.15)$$

Por fim, o autor definiu uma relação, através da qual é possível obter o rácio de distorção entre a estrutura e o solo contínuo

$$R = \frac{4(1 - \nu)}{1 + \alpha_s} \quad (4.16)$$

Sendo:

$$\alpha_s = (3 - 4\nu) \frac{k_1}{k_{si}} \quad (4.17)$$

A expressão de  $R$ , obtida por Penzien, leva a uma evolução do coeficiente de distorção, em função do rácio de flexibilidade, muito idêntica à obtida por Wang nos seus estudos, como se pode observar na Fig. 4.21.

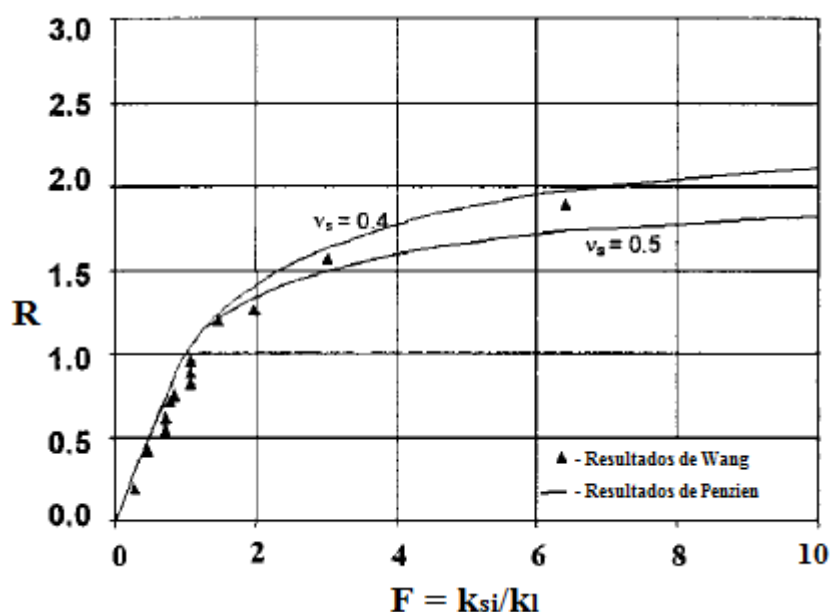


Fig. 4.21 - Comparação dos resultados obtidos por Wang (1993) e Penzien (2000) para o coeficiente de distorção (adaptado de [18])

Com esta comparação pode-se concluir que as forças mobilizadas pela interação solo/estrutura têm uma influência reduzida na deformação da estrutura, podendo, por isso, e para simplificação dos cálculos, ser negligenciadas.

#### 4.3.3. OUTROS MODELOS SIMPLIFICADOS

No mesmo seguimento dos modelos simplificados apresentados anteriormente, outros foram também desenvolvidos, partindo de hipóteses e filosofias diferentes, como é o caso do método desenvolvido por Huo et al. [35], ou do de Bobet et al. [36].

Dando continuidade ao estudo de Huo et al. [35], Bobet et al. [36] desenvolveu um processo de cálculo iterativo, para determinar a deformação de estruturas enterradas a baixas profundidades.

Para além de considerar as tensões tangenciais originadas pela interação solo/estrutura, este método, contabiliza também as tensões normais geradas na estrutura, e o efeito das dimensões da secção transversal da mesma.

A influência das tensões normais assume maior relevância à medida que a rigidez relativa entre o solo e a estrutura vai aumentando, o que leva a maiores distorções da estrutura do que nos métodos desenvolvidos por outros autores [6].

Tal como acontece nas duas metodologias apresentadas anteriormente, a aplicação deste método implica, também, um processo de determinação de diversos parâmetros associados a relações de rigidez entre os dois materiais.

No entanto, este modelo simplificado de cálculo integra também uma componente que não é considerada nos restantes métodos e que diz respeito à avaliação da degradação da rigidez do solo.

De facto, quando o solo sofre distorção, a sua rigidez é afetada, diminuindo o seu valor com o aumento da distorção.

Bobet et al. [36] sugere, então, que após a determinação da deformação do solo, devido à solicitação sísmica, se determine um novo valor da rigidez do material,  $G_{i+1}$ , em função da própria distorção,  $\gamma_i$ , e se repitam os cálculos com essa propriedade atualizada, através dos quais se irá obter um novo valor para a deformação,  $\gamma_{i+1}$ . Este processo deve ser repetido até que a diferença entre o valor de  $G_{i+1}$  e  $G_{i+2}$  seja igual ou inferior a um determinado valor de tolerância.

A atualização da rigidez, para cada ciclo de deformação, pode ser conseguida, através de expressões desenvolvidas em 1993, por Ishibashi e Zhang [37], que serão apresentadas no capítulo 5 [10].

Com o valor atualizado das deformações, calcula-se, por fim, a distorção que a estrutura sofrerá quando envolvida no maciço estudado, determinando-se também os esforços a que estará sujeita mediante essa deformação.

#### 4.4. METODOLOGIA RECOMENDADA PELO EUROCÓDIGO

No âmbito do dimensionamento sísmico das estruturas que constituem o objetivo da presente dissertação, o Eurocódigo 8 (EC8), essencialmente na Parte 1 [38] e Parte 5 [39], estabelece um leque de requisitos relativos tanto à ação sísmica, como às propriedades do solo, parâmetros e métodos de dimensionamento e ainda relativamente ao nível de desempenho da estrutura, no sentido de evitar perdas económicas e assegurar a manutenção das instalações de grande importância.

Focando este último aspeto, o referido regulamento prevê dois níveis de exigências de desempenho:

- i) Requisito de não ocorrência de colapso (Design Seismic Action) – o dimensionamento deve considerar um evento sísmico com 10% de probabilidade de excedência em 50 anos ( $P_{NCR}=10\%$ ), ou seja com um período de retorno ( $T_{NCR}$ ) de 475 anos, ao qual a estrutura deverá resistir sem colapso local ou global;
- ii) Requisito de limitação de danos (Service Seismic Action) – o dimensionamento deve considerar um evento sísmico com 10% de probabilidade de excedência em 10 anos ( $P_{DLR}=10\%$ ), ou seja, com um período de retorno ( $T_{DLR}$ ) de 95 anos, ao qual a estrutura deverá resistir sem ocorrência de danos e de limitações de utilização.

Note-se que o período de retorno ( $T_R$ ), ou de recorrência, é o tempo estimado de ocorrência de um determinado evento sísmico, definido pelo inverso da probabilidade desse evento se verificar, como indica a expressão 4.18.

$$P_{exc}^{n \text{ anos}} = 1 - (1 - P_{exc}^{1 \text{ ano}})^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^n \quad (4.18)$$

Em que  $n$  é o número de anos a considerar,  $P_{exc}^{n \text{ anos}}$  é a probabilidade de excedência de um evento sísmico em  $n$  anos e  $P_{exc}^{1 \text{ ano}}$  a probabilidade de excedência de um evento do mesmo tipo em um ano.

Ainda relativamente às exigências de desempenho, o Eurocódigo 8 introduz o conceito de classe de importância das construções, através de um coeficiente de importância ( $\gamma_i$ ), que deve ser considerado em dimensionamentos que contemplem o requisito de não ocorrência de colapso, de forma a simular uma alteração do período de retorno, ou da probabilidade de excedência da mesma. Para a definição deste coeficiente, são consideradas quatro classes de importância para edifícios (de I a IV), conforme se apresenta no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Classes e respetivos coeficientes de importância para estruturas (adaptado de [40])

| Classe de Importância | Silos, Reservatórios e Condutas                                                                                               | Coeficiente de Importância ( $\gamma_i$ ) |
|-----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| I                     | Risco para segurança pública reduzido e as consequências económicas e sociais de eventual falha são pequenas ou desprezáveis. | 0,8                                       |
| II                    | Risco para segurança pública médio e consequências económicas ou sociais de nível local no caso de falha.                     | 1,0                                       |
| III                   | Nível elevado de risco para segurança pública e grandes consequências económicas e sociais de eventual falha.                 | 1,2                                       |
| IV                    | Risco excecional para a segurança pública e consequências económicas e sociais extremas no caso de falha.                     | 1,6                                       |

Antes de introduzir os restantes aspetos referidos no início do presente capítulo, torna-se importante apresentar outros dois de grande relevância para a determinação de parâmetros sísmicos nacionais e que serão referidos adiante. Trata-se da perigosidade sísmica e do zonamento sísmico de Portugal.

O zonamento sísmico de cada país, determinado pelas devidas autoridades nacionais, é estabelecido em função da perigosidade sísmica, que, por sua vez, é definida em termos de aceleração máxima de projeto de referência ( $a_{gR}$ ).

O Eurocódigo 8 impõe a previsão de dois cenários para a definição da referida ação sísmica, designados por sismo afastado ou de grande magnitude e sismo próximo ou de baixa magnitude, definindo-se, assim, a perigosidade e o zonamento sísmico para um período de retorno relativo ao requisito de não ocorrência de colapso. Encontram-se no Quadro 4.5 os valores relativos aos dois cenários de perigosidade sísmica e o respetivo zonamento, o qual, tendo em conta a ação sísmica em Portugal continental e ilhas, se traduz nas Figuras 4.22 a 4.25.

Quadro 4.5 - Valores para definição do zonamento sísmico (adaptado de [38])

| Zonamento Sísmico | Perigosidade Sísmica            |                                 |
|-------------------|---------------------------------|---------------------------------|
|                   | Sismo Próximo                   | Sismo Afastado                  |
|                   | $a_{gR} \text{ (m/s}^2\text{)}$ | $a_{gR} \text{ (m/s}^2\text{)}$ |
| Z1                | 2,50                            | 2,50                            |
| Z2                | 2,00                            | 2,00                            |
| Z3                | 1,50                            | 1,70                            |
| Z4                | 1,00                            | 1,10                            |
| Z5                | 0,60                            | 0,80                            |
| Z6                | 0,35                            | -                               |

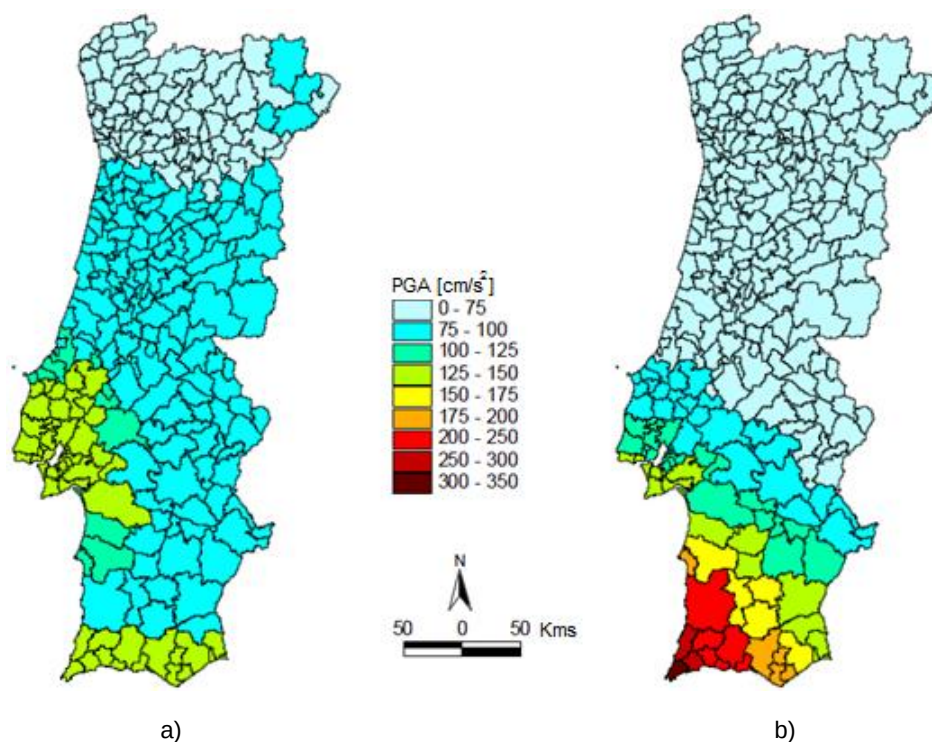


Fig. 4.22 - Perigosidade sísmica em Portugal continental para um período de retorno de 475 anos para os cenários de a) baixa magnitude e b) elevada magnitude (adaptado de [41])

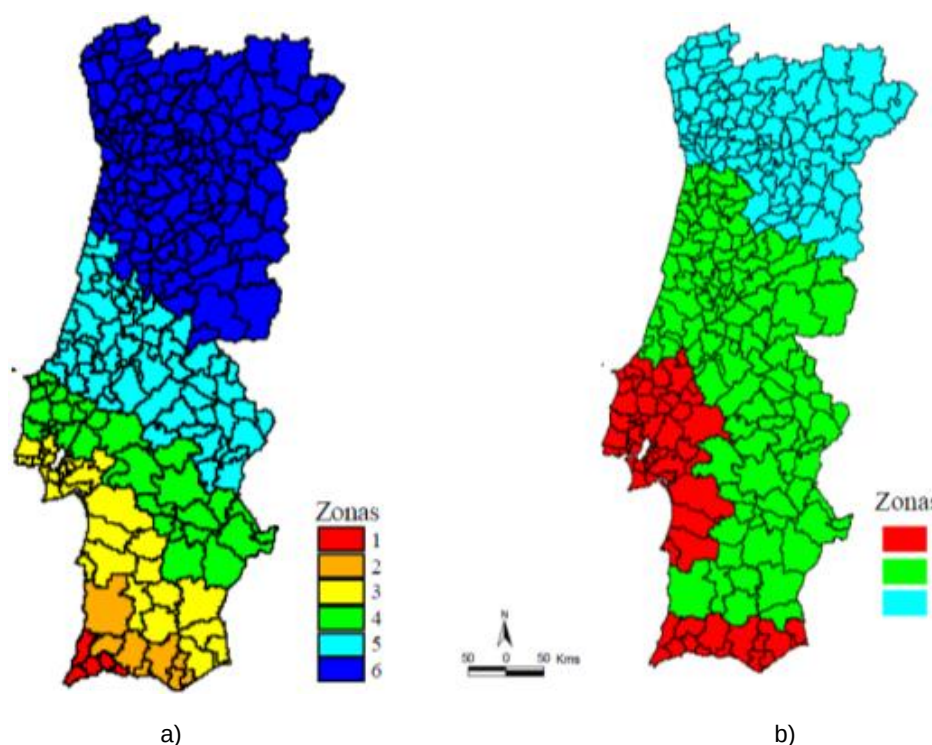


Fig. 4.23 - Zonamento sísmico de Portugal continental para um período de retorno de 475 anos para os cenários de a) baixa magnitude e b) elevada magnitude (adaptado de [41])



Fig. 4.24 - Zonamento sísmico do arquipélago da Madeira para um período de retorno de 475 anos para um cenário de baixa magnitude [41]



Fig. 4.25 - Zonamento sísmico do arquipélago dos Açores para um período de retorno de 475 anos para um cenário de baixa magnitude (adaptado de [41])

#### 4.4.1. CONDIÇÕES DO TERRENO E AÇÃO SÍSMICA

No que diz respeito ao terreno, o Eurocódigo 8 sugere que sejam determinados os parâmetros de caracterização geotécnica, em função do tipo de terreno, como é apresentado no Quadro 4.6, através de resultados ( $N_{SPT}$ ) obtidos em ensaios SPT (Standard Penetration Test).

O terreno pode também ser classificado em função do valor da velocidade média de propagação das ondas de corte,  $V_{s,30}$ , caso seja possível a determinação desse parâmetro.

Esta velocidade pode ser calculada em função da espessura ( $h_i$ ) e da velocidade ( $V_i$ ) das ondas de corte (4.19), determinados em cada estrato  $i$ , existente nos primeiros 30 m de terreno, medidos a partir da superfície.

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1:N} \frac{h_i}{V_i}} \quad (4.19)$$

Como se observa no Quadro 4.6, são considerados dois tipos especiais de terreno,  $S_1$  e  $S_2$ , para os quais são necessários estudos especiais para a definição da ação sísmica, devendo-se considerar a hipótese de rotura do solo sob ação sísmica, especialmente quando se trata do tipo  $S_2$ .

Quadro 4.6 - Tipos de terreno [38]

| Tipo de Terreno         | Descrição do perfil estratigráfico                                                                                                                                                                                               | Parâmetros           |                              |                |
|-------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|----------------|
|                         |                                                                                                                                                                                                                                  | $V_{S,30}$ (m/s)     | $N_{SPT}$<br>(pancadas/30cm) | $C_u$<br>(kPa) |
| <b>A</b>                | Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5m de material mais fraco à superfície.                                                                                                                | >800                 | -                            | -              |
| <b>B</b>                | Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade. | 300-800              | >50                          | >250           |
| <b>C</b>                | Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.                                                        | 180-360              | 15-50                        | 70-250         |
| <b>D</b>                | Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.                                          | <180                 | <15                          | <70            |
| <b>E</b>                | Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $V_S$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5m e 20m, situado sobre um estrato mais rígido com $V_S > 800$ m/s.                                       |                      |                              |                |
| <b><math>S_1</math></b> | Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água.                                         | <100<br>(indicativo) | -                            | 10-20          |
| <b><math>S_2</math></b> | Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$                                                                                   |                      |                              |                |

Relativamente à ação sísmica, é sugerido no EC8 que o movimento de um dado ponto na superfície do terreno deve ser representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno (Fig. 4.26), cuja forma é considerada igual para os dois níveis de ação sísmica referidos anteriormente, para o requisito de não rotura e de limitação de danos, assim como para ações horizontais e verticais.

#### 4.4.1.1. Espectro de Resposta Elástica Horizontal

A definição do espectro de resposta elástica das componentes horizontais da ação sísmica pode ser conseguida através das expressões 4.20 a 4.23, de forma a obter-se um diagrama idêntico ao da Fig. 4.26. O troço horizontal do referido diagrama, compreendido entre  $T_B$  e  $T_C$ , representa uma fase de aceleração constante, seguida de uma fase de velocidade constante, entre  $T_C$  e  $T_D$  e finalizando numa outra de deslocamento constante, entre  $T_D$  e  $T$ .

$$\text{Para } 0 \leq T < T_B \Rightarrow S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4.20)$$

$$\text{Para } T_B \leq T < T_C \Rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \eta \quad (4.21)$$

$$\text{Para } T_C \leq T < T_D \Rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (4.22)$$

$$\text{Para } T_D \leq T < 4s \Rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.23)$$

Nestas expressões, as variáveis apresentadas tomam o seguinte significado:

$S_e(T)$  – Espectro de resposta elástica;

$T$  – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$a_g$  – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ );

$T_B$  – Limite inferior do período no patamar espectral constante;

$T_C$  – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  – Coeficiente de solo;

$\eta$  – Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5% de amortecimento viscoso.

Sendo o valor do coeficiente de correção do amortecimento determinado pela expressão 4.24.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (4.24)$$

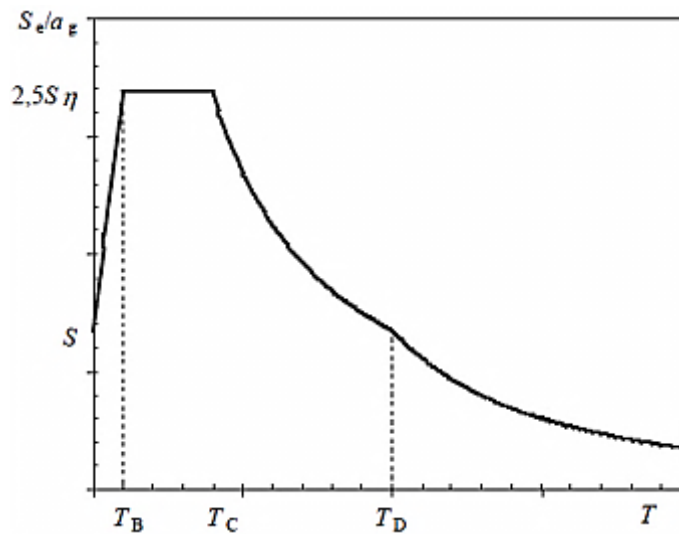


Fig. 4.26 - Espectro de resposta elástica [38]

Os valores a atribuir aos parâmetros  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , apresentados no Quadro 4.7, dependem do coeficiente de solo, que, por sua vez, depende do tipo de terreno em estudo. É recomendado, no EC8, para os casos em que, na definição do tipo de terreno, não foi considerada a geologia profunda, a utilização de dois tipos de espectros: tipo 1 e tipo 2 (Fig. 4.27); tendo em conta que se deve optar pelo tipo 2 quando os sismos que mais contribuem para a perigosidade sísmica, definida para o local no âmbito da avaliação probabilística, tiverem uma magnitude das ondas de superfície não superior a 5,5.

Quadro 4.7 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica do tipo 1 e do tipo 2 (adaptado de [38])

|        | Tipo de Terreno | S    | TB (s) | TC (s) | TD (s) |
|--------|-----------------|------|--------|--------|--------|
| Tipo 1 | A               | 1,00 | 0,15   | 0,40   | 2,00   |
|        | B               | 1,20 | 0,15   | 0,50   | 2,00   |
|        | C               | 1,15 | 0,20   | 0,60   | 2,00   |
|        | D               | 1,35 | 0,20   | 0,80   | 2,00   |
|        | E               | 1,40 | 0,15   | 0,50   | 2,00   |
| Tipo 2 | A               | 1,00 | 0,05   | 0,25   | 1,20   |
|        | B               | 1,35 | 0,05   | 0,25   | 1,20   |
|        | C               | 1,50 | 0,10   | 0,25   | 1,20   |
|        | D               | 1,80 | 0,10   | 0,30   | 1,20   |
|        | E               | 1,60 | 0,05   | 0,25   | 1,20   |

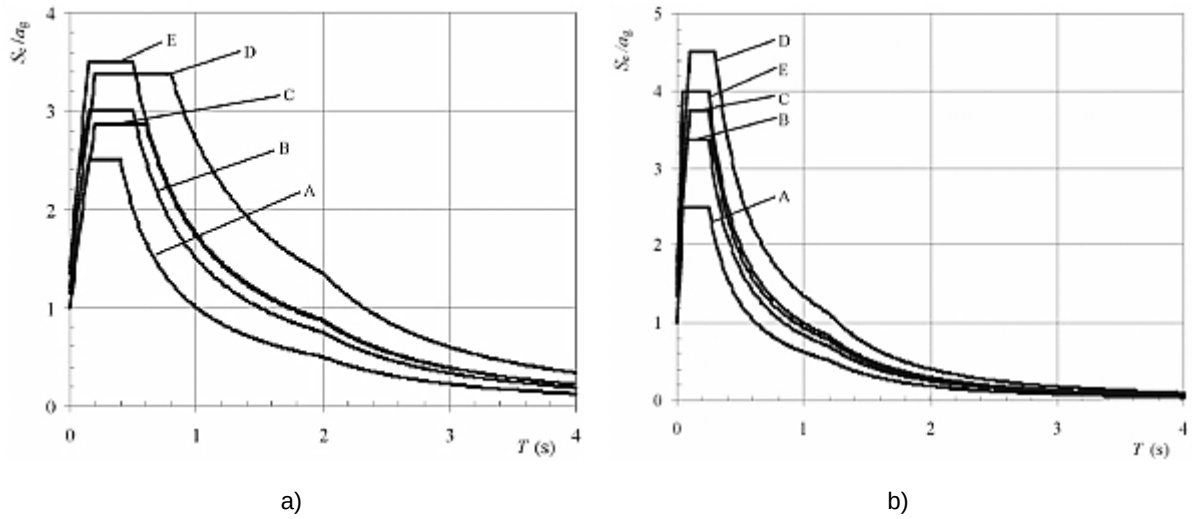


Fig. 4.27 - Espectros de resposta elástica recomendados para terrenos dos tipos A a E, a) do tipo 1 b) do tipo 2 (5% amortecimento)

O EC8 refere ainda que o espectro de resposta elástica de deslocamento,  $S_{De}(T)$ , pode ser determinado através da transformação direta do espectro de resposta elástica de aceleração,  $S_e(T)$ , utilizando a expressão 4.25.

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (4.25)$$

#### 4.4.1.2. Espectro de Resposta Elástica Vertical

De forma semelhante ao exposto na subsecção anterior, a componente vertical da ação sísmica deverá ser representada por um espectro de resposta elástica,  $S_{Ve}(T)$ , determinado através das expressões 4.26 a 4.29.

$$\text{Para } 0 \leq T < T_B \Rightarrow S_{Ve}(T) = a_{vg} \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (4.26)$$

$$\text{Para } T_B \leq T < T_C \Rightarrow S_{Ve}(T) = a_{vg} \cdot 3,0 \cdot \eta \quad (4.27)$$

$$\text{Para } T_C \leq T < T_D \Rightarrow S_{Ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (4.28)$$

$$\text{Para } T_D \leq T < 4s \Rightarrow S_{Ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.29)$$

Como acontece para a resposta horizontal, também para a discutida na presente secção é recomendado a utilização de dois tipos de espectros verticais, tipo 1 e tipo 2, tendo em consideração a mesma situação de escolha. Contudo, os valores recomendados para os parâmetros que descrevem os referidos espectros não dependem do tipo de terreno, limitando-se, por isso, aos valores apresentados no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 - Valores recomendados dos parâmetros que definem os espectros de resposta elástica vertical (adaptado de [38])

| Espectro      | $a_{vg}/a_g$ | $T_B(s)$ | $T_C(s)$ | $T_D(s)$ |
|---------------|--------------|----------|----------|----------|
| <b>Tipo 1</b> | 0,90         | 0,05     | 0,15     | 1,00     |
| <b>Tipo 2</b> | 0,45         | 0,05     | 0,15     | 1,00     |

#### 4.4.2. MÉTODO DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS ENTERRADAS

É proposto no EC8, Parte 2, um método simplificado de análise e dimensionamento de estruturas enterradas com uma camada de recobrimento de espessura igual ou superior a metade do vão das mesmas. Nestas condições, as forças de inércia geradas podem ser desprezadas e a resposta sísmica da estrutura é avaliada através da compatibilidade de deslocamentos entre a deformação da estrutura e a do solo em meio contínuo [42].

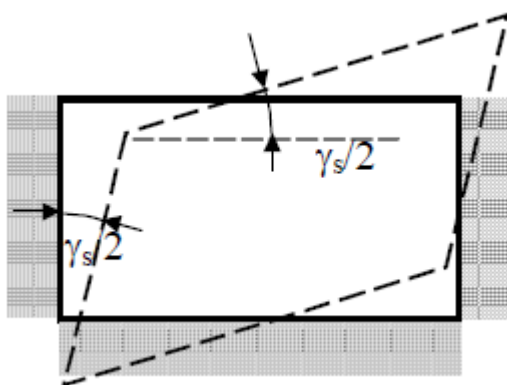


Fig. 4.28 - Método de análise da distorção sugerido pelo EC8 [42]

É ainda sugerido que a distorção do solo  $\gamma_s$  (Fig. 4.28), ocorre num campo de deformações constante, podendo ser calculada através da relação 4.30, entre a velocidade sísmica  $v_g$ , de pico, estimada através de 4.31, e a velocidade  $v_s$ , de propagação da onda de corte no solo. Este valor, por sua vez, pode ser determinado através do valor médio de  $v_s$  para pequenas deformações  $v_{s,max}$ , através dos valores apresentados no Quadro 4.9.

$$\gamma_s = \frac{v_g}{v_s} \quad (4.30)$$

$$v_g = \frac{S \cdot T_c \cdot a_g}{2\pi} \quad (4.31)$$

Quadro 4.9 - Coeficientes médios de amortecimento do terreno e coeficientes de redução médios de velocidade sísmica e rigidez, até 20 m de profundidade (adaptado de [42])

| Razão de Aceleração<br>no Terreno ( $\alpha \cdot S$ ) | Coeficiente de<br>Amortecimento | $\frac{v_s}{v_{s,max}}$ | $\frac{G}{G_{max}}$ |
|--------------------------------------------------------|---------------------------------|-------------------------|---------------------|
| 0,10                                                   | 0,03                            | 0,90 ( $\pm 0,07$ )     | 0,80 ( $\pm 0,10$ ) |
| 0,20                                                   | 0,06                            | 0,70 ( $\pm 0,15$ )     | 0,50 ( $\pm 0,20$ ) |
| 0,30                                                   | 0,10                            | 0,60 ( $\pm 0,15$ )     | 0,36 ( $\pm 0,20$ ) |

Os parâmetros  $T_c$  e  $S$  apresentados na expressão 4.31, e já designados em 4.4.1.1., devem ser determinados de acordo com as expressões 4.20 a 4.23, enquanto a razão de aceleração no terreno, referida no Quadro 4.9, é definida pela multiplicação entre  $\alpha$  e  $S$ , sendo que,  $\alpha$  corresponde à razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A,  $a_g$ , e a aceleração devida à gravidade,  $g$ . Ainda relativamente ao Quadro 4.9, o parâmetro  $G$  representa a rigidez à distorção do solo e  $G_{max}$  o respetivo valor máximo do mesmo parâmetro.

#### 4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No âmbito da análise sísmica de estruturas enterradas, as metodologias baseadas na deformação em meio contínuo apresentam, mediante as demais, uma solução equilibrada em termos de complexidade e acuidade. Das propostas simplificadas que se inserem neste grupo de metodologias, a de Wang [3] apresenta-se como sendo a de maior simplicidade de aplicação, embora todas as propostas de cálculo, apresentadas neste capítulo, apresentem aspetos em comum, como é o caso da consideração da rigidez relativa entre o solo e a estrutura, a qual, como se mostrou, é o parâmetro mais influente na deformação da estrutura. Contudo, diferenças significativas são também visíveis entre as várias propostas.

No que diz respeito ao método simplificado de Wang [3], este considera que a distorção da estrutura é provocada pela deformação do terreno, sendo, por isso, uma deformação imposta, ou, como é designada pelo autor, *Racking Effect*. Wang [3] associou a este efeito, um coeficiente de distorção ( $R$ ) que traduz a relação entre a distorção do solo em meio contínuo e a da estrutura, para o qual definiu, ainda, uma relação com a rigidez relativa entre o solo e a estrutura. Deste modo, a deformação da estrutura enterrada é calculada a partir da rigidez relativa entre o solo e a estrutura e da deformação do terreno em meio contínuo.

O método de Penzien segue a mesma filosofia do anterior, mas, no entanto, tem em conta as tensões tangenciais que se desenvolvem no contorno da estrutura devido ao atrito entre o solo e a Box-Culvert. A proposta simplificada apresentada por este autor considera que são essas tensões tangenciais as responsáveis pela deformação da estrutura, sugerindo, por isso, que a determinação dessa deformação seja efetuada em função daquelas tensões, o que, por sua vez, implica maior complexidade de cálculo.

Já a proposta apresentada por Bobet et al. [36] introduz um aspeto que não é considerado nos métodos anteriores, e que diz respeito à degradação da rigidez. De facto, quando um solo é solicitado por uma ação sísmica e se deforma, verifica-se uma redução dessa propriedade do material, o que, por sua vez, vai influenciar o nível de deformação verificado.

Tanto a consideração das tensões tangenciais como a degradação da rigidez constituem fatores de maior relevância na análise sísmica de estruturas enterradas, no entanto a sua introdução num processo de cálculo implica um significativo incremento na complexidade desse processo.

A concluir este resumo foca-se a metodologia proposta pelo Eurocódigo 8, que, embora não considere aspetos como as tensões tangenciais e a degradação da rigidez referidos atrás, apresenta um processo de cálculo que exige a determinação de uma série de parâmetros, relativos ao espectro de resposta sísmica, tornando o método complexo. Além disso, esta metodologia apresenta uma grande limitação, pois é dedicada a estruturas enterradas com uma espessura de recobrimento igual ou superior a metade do vão da estrutura.

# 5

## PROPOSTA DE CÁLCULO PARA ANÁLISE SÍSMICA DE ESTRUTURAS DO TIPO BOX-CULVERT

### 5.1. GENERALIDADES

Com o intuito de implementar uma metodologia prática para a análise sísmica de estruturas enterradas do tipo box-culvert, foi desenvolvido, no presente trabalho, um processo de cálculo, semi-analítico, tendo em conta os métodos referidos no capítulo anterior.

Avaliando a aplicabilidade e complexidade desses métodos, optou-se, então, por basear o processo de cálculo que se apresenta neste capítulo, nas deformações em meio contínuo, enquadrando-o assim nas metodologias cuja formulação mostra melhor adequabilidade ao tipo de estruturas em causa e, para além disso, uma mais simples aplicação aos casos práticos.

Partindo do modelo simplificado de Wang [3], o método desenvolvido tem como objetivo a determinação dos esforços de uma estrutura retangular do tipo box-culvert, enterrada num meio uniforme ou heterogéneo, solicitado por uma ação sísmica horizontal na base.

Este método apresenta, no entanto, uma diferença significativa, quando comparado com aquele em que se baseia, que diz respeito à consideração da degradação da rigidez e aumento do amortecimento do solo em função da sua distorção, constituindo, assim, uma análise linear equivalente.

A metodologia aqui apresentada inclui, para além do já referido, um processo para a determinação da distorção sofrida pelas várias camadas que constituem o maciço em estudo, devido à solicitação de ondas sísmicas  $S_h$ , considerando-se o efeito do amortecimento material.

### 5.2. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

O procedimento para a aplicação do método desenvolvido no presente trabalho é, em traços gerais, idêntico àquele sugerido por Wang (1993), começando-se, igualmente pela determinação das propriedades do solo, através de ensaios laboratoriais ou *in situ*, seguindo-se a obtenção dos parâmetros sísmicos de dimensionamento e o pré-dimensionamento da box-culvert, considerando apenas a ação estática das pressões do solo envolvente.

O passo seguinte diz respeito à determinação das deformações sofridas pelo terreno, quando submetido à excitação sísmica, o qual se sugere que seja efetuado através de uma análise linear equivalente, dado o nível de distorções induzido ao solo, pela solicitação em causa. Como se evidencia na secção seguinte, esta análise constitui-se por um processo analítico iterativo, que permite o ajuste da rigidez e do coeficiente de amortecimento material em função do nível de distorção verificado,

sendo nele integrado um método para determinação da distorção do solo devido à propagação de ondas sísmicas Sh.

Determinado o perfil deformado do solo, segue-se a avaliação da distorção da estrutura em causa, com base naquela que o solo sofreu e em função da rigidez relativa entre o solo e a box-culvert (Fig. 5.1). Tal como referido para as primeiras etapas do processo de cálculo, também nesta se sugere uma metodologia idêntica à proposta por Wang [3]. No entanto, será apresentada, na secção 5.4, uma formulação aproximada que permite determinar matematicamente o coeficiente de distorção,  $R$ , a partir do rácio de flexibilidade dos elementos em causa.

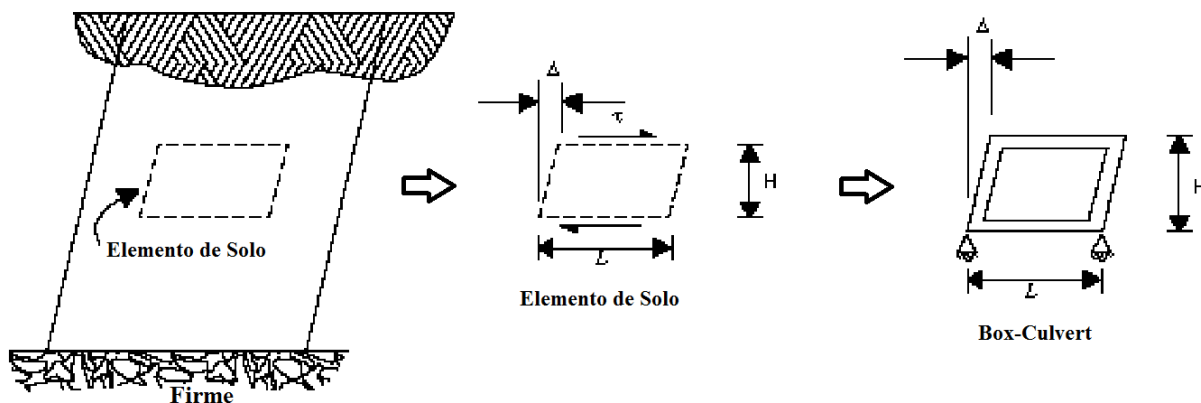


Fig. 5.1 - Processo de determinação da distorção da box-culvert baseado no método de Wang

A concluir a metodologia proposta surge a definição de um carregamento fictício, que, quando aplicado à box-culvert, provoca a distorção determinada no passo anterior. O tipo de carregamento a aplicar, como já referido na exposição do modelo simplificado de Wang [3], no capítulo 4, depende da profundidade a que a estrutura se encontra. Assim, se a espessura de solo que cobre a box-culvert for reduzida, deve ser aplicado um carregamento sob a forma de carga horizontal distribuída (Fig. 4.13), enquanto se localizada a maior distância da superfície, a solicitação deve corresponder à aplicação de uma carga pontual na parte lateral da travessa superior da box (Fig. 4.12).

A partir deste ponto, a análise da box-culvert passa a ser semelhante a um processo de dimensionamento estático de estruturas. Isto é, adicionando o carregamento determinado no passo anterior à solicitação estática, proveniente do meio envolvente e de possíveis sobrecargas, sempre em concordância com as combinações de ações referidas no capítulo 4, torna-se possível a avaliação dos esforços a que a estrutura se encontrará submetida na ocorrência do evento sísmico para o qual foi estudada.

Note-se que, como já referido, por vezes, quando a solicitação sísmica é de maior intensidade, será inviável realizar um dimensionamento com vista a um comportamento elástico da estrutura. Nesses casos deve-se optar por um dimensionamento que preveja um nível limitado de deformação, de modo a que a estrutura o experimente sem se verificarem danos significativos, a perda de capacidade resistente, ou da funcionalidade.

### 5.3. DETERMINAÇÃO DA DISTORÇÃO DO SOLO

Como se sabe, devido ao comportamento altamente inelástico dos solos, a aplicação de análises elásticas em determinados estudos desses meios considera simplificações que, embora justificáveis, não refletem resultados suficientemente realistas da resposta de modelos mais exigentes. Uma das justificações para a sua aplicação prende-se com a grandeza das deformações experimentadas pelo terreno, visto que, quando essas se mostram muito reduzidas, pode-se, de facto, assumir que o material não excede um comportamento linear elástico [11].

Como referido por Alves Costa [11], “independentemente da origem da vibração, a uma certa distância da fonte de excitação dinâmica, o comportamento do maciço situa-se geralmente no domínio das pequenas deformações, situação esta que pode ser aproximada por recurso a uma idealização elástica e linear.” Exemplos destas situações são as vibrações induzidas por ação humana, como a cravação de estacas ou tráfego ferroviário, no entanto, na análise que trata a presente dissertação é esperado um nível de deformações que pode assumir valores significativamente superiores, o que leva a desconsiderar a análise elástica e linear.

Como sugere Ishihara [43], para problemas que envolvem níveis de deformação do terreno na ordem dos  $10^{-4}$  a  $10^{-3}$ , a representação do seu comportamento é melhor conseguida através de modelos elásticos lineares equivalentes.

A determinação da distorção sísmicamente imposta a um maciço de solo em que se projeta a localização de uma box-culvert enterrada insere-se nesse tipo de problemas, acrescentando-se, no entanto, o facto de se verificar sempre alguma dissipação de energia, o que justifica uma análise através de um modelo visco elástico linear equivalente, caracterizado pelo módulo de distorção,  $G_0$ , coeficiente de Poisson,  $\nu$ , e coeficiente de amortecimento,  $\xi$  [11].

Este tipo de análise é, regra geral, efetuado com recurso a meios computacionais, muitas das vezes extremamente desenvolvidos. No entanto, pretendendo desenvolver-se uma metodologia eficiente de análise sísmica de estruturas retangulares enterradas, optou-se por efetuar o referido estudo por via analítica, considerando, para tal, um método de avaliação da propagação de ondas Sh, mais concretamente, o método das matrizes de transferência.

Por outro lado, quando se presencia distorções do solo na ordem referida,  $10^{-4}$  a  $10^{-3}$ , verifica-se um comportamento em regime elasto-plástico, o que conduz a um aumento do amortecimento e a uma diminuição do módulo de distorção secante ( $G_{sec}$ ). Assim, e de forma a controlar estes parâmetros, integrou-se o método das matrizes de transferência num processo iterativo, no qual as referidas propriedades são atualizadas em função do nível de distorção verificado.

#### 5.3.1. DEFINIÇÃO DAS MATRIZES DE TRANSFERÊNCIA

Desenvolvido originalmente na década de 50 e reformulado em 1994 por Sheng et al. [44] [45] e Andersen e Clausen [46], o método das matrizes de transferência, também conhecido como o método Haskell-Thomson, permite a avaliação de problemas elastodinâmicos de forma totalmente analítica, sendo muito eficiente, do ponto de vista computacional, já que, como é referido por Alves Costa [11], “independentemente do número de estratos considerados na modelação do maciço, a dimensão máxima das matrizes utilizadas não ultrapassa  $6 \times 6$ ”. Os problemas de amplificação local de ondas Sh, como é o caso a que se refere o presente estudo, são, então, facilmente solucionados através desta metodologia, sendo que neste caso a dimensão máxima das matrizes não ultrapassa  $2 \times 2$ .

Recorrendo, ao método referido, mais especificamente, às matrizes de transferência de deslocamentos, foi adotada uma estratégia de cálculo para avaliação da propagação de ondas Sh em meios estratificados, considerando os seguintes pressupostos:

- i) A ação sísmica é aplicada através da prescrição de deslocamentos horizontais na base do maciço em estudo;
- ii) A propagação da onda sísmica é unidirecional;
- iii) A interface entre estratos é horizontal e paralela à superfície do maciço;
- iv) Todos os estratos apresentam comportamento elástico e linear.

Para a introdução do processo de aplicação da referida metodologia considere-se um maciço estratificado, de espessura  $H = \sum h_i$ , como indicado na Fig. 5.2, cujas diferentes camadas de solo possuem rigidez  $G_i$ , coeficiente de amortecimento  $\xi_i$ , e densidade  $\rho_i$ .

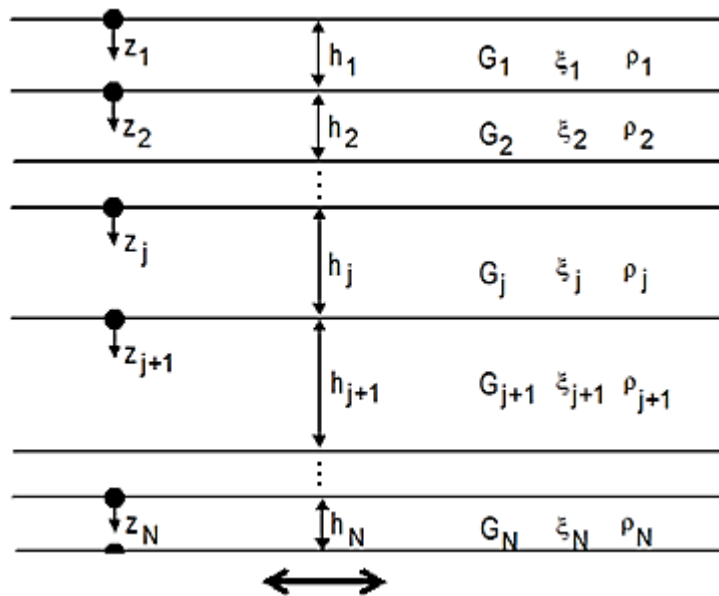


Fig. 5.2 - Modelo considerado na análise da propagação de ondas Sh [47]

Isolando um dos estratos, como se representa na Fig. 5.3, e considerando um elemento infinitesimal no seu interior, verifica-se que, quando sob ação de uma onda sísmica Sh, esse elemento sofrerá uma distorção  $\gamma$ , como mostra a figura Fig. 5.4.



Fig. 5.3 - Estrato Isolado para dedução da equação de equilíbrio (adaptado [47])

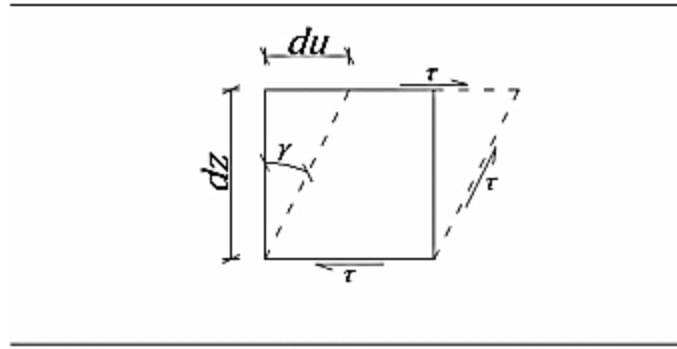


Fig. 5.4 - Distorção de um elemento infinitesimal do estrato j

A grandeza das tensões tangenciais  $\tau$ , mobilizadas no contorno do elemento, devido à distorção, podem ser traduzidas pela lei constitutiva da expressão 5.1.

$$\tau = G \frac{du}{dz} \quad (5.1)$$

Através da segunda lei de Newton, ou princípio fundamental da dinâmica, pode-se, então escrever a equação de equilíbrio 5.2, que traduz a quantidade de movimento produzido pelas referidas tensões tangenciais num dado espaço temporal.

$$\frac{d\tau}{dz} = \rho \frac{du^2}{dt^2} \quad (5.2)$$

Ou seja,

$$G \frac{du^2}{dz^2} = \rho \frac{du^2}{dt^2} \quad (5.3)$$

Sabendo que a velocidade,  $V_s$ , de propagação de ondas de corte nos solos se relaciona com a rigidez  $G$  e densidade  $\rho$  do material da forma indicada na expressão 5.4, pode-se reescrever a expressão anterior como sugerido em 5.5, obtendo-se, assim, a equação de propagação de uma onda vertical.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (5.4)$$

$$V_s^2 \frac{du^2}{dz^2} = \frac{du^2}{dt^2} \quad (5.5)$$

A solução da equação 5.5 será, então, do tipo:

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t - k z)} + B e^{i(\omega t + k z)} \quad (5.6)$$

Em que  $\omega$  é referente à frequência angular da onda ( $\omega = 2\pi/\lambda$ , sendo  $\lambda$  o comprimento de onda),  $k$  ao número de onda, e  $A$  e  $B$  são constantes, que traduzem, respetivamente, a amplitude das ondas nos sentido ascendente e descendente.

Derivando duplamente a expressão anterior, em ordem ao tempo e ao espaço, obtêm-se as expressões 5.8 e 5.10, respetivamente.

$$\frac{du}{dt} = i \omega A e^{i(\omega t - k z)} + i \omega B e^{i(\omega t + k z)} \quad (5.7)$$

$$\frac{du^2}{dt^2} = -A \omega^2 e^{i(\omega t - k z)} - B \omega^2 e^{i(\omega t + k z)} \quad (5.8)$$

$$\frac{du}{dz} = -i A k e^{i(\omega t - k z)} + i B k e^{i(\omega t + k z)} \quad (5.9)$$

$$\frac{du^2}{dz^2} = -A k^2 e^{i(\omega t - k z)} - B k^2 e^{i(\omega t + k z)} \quad (5.10)$$

Substituindo as duas derivadas na expressão da propagação de uma onda vertical (5.5), obtém-se uma validação destas deduções (5.12).

$$-k^2 A e^{i(\omega t - k z)} V_s^2 = -\omega^2 A e^{i(\omega t - k z)} \quad (5.11)$$

Ou seja,

$$V_s = \frac{\omega}{k} \quad (5.12)$$

Com isto, substituindo a expressão 5.9 na lei constitutiva (5.1), determina-se a expressão deduzida 5.13, relativa à grandeza das tensões tangenciais  $\tau$ , referidas na Fig. 5.4.

$$\tau(z, t) = G[-i k A e^{i(\omega t - k z)} + i B k e^{i(\omega t + k z)}] \quad (5.13)$$

Agrupando deslocamentos e tensões no mesmo vetor, alcança-se um sistema que permite resolver as duas incógnitas  $A$  e  $B$  (5.14), o qual se opta por escrever de forma matricial (5.15), facilitando assim os cálculos subsequentes.

$$\{S_j\} = \begin{Bmatrix} u(z, t) \\ \tau(z, t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A e^{i(\omega t - k z)} + B e^{i(\omega t + k z)} \\ G[-i k A e^{i(\omega t - k z)} + i k B e^{i(\omega t + k z)}] \end{Bmatrix} \quad (5.14)$$

Ou seja,

$$\{S\} = \begin{Bmatrix} u(z, t) \\ \tau(z, t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ -i k G & i k G \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} A e^{i(\omega t + k z)} \\ B e^{i(\omega t + k z)} \end{Bmatrix} \quad (5.15)$$

Atendendo agora ao esquema da Fig. 5.2, considere-se as seguintes condições de fronteira:

- i) Na superfície do maciço, ou seja quando  $z$  é nulo, o valor das tensões tangenciais também o é;
- ii) Na base do maciço, ou seja quando  $z$  toma o valor de  $H$ , deslocamentos são iguais à ação sísmica prescrita nessa mesma fronteira;
- iii) Num estrato intermédio, os deslocamentos e tensões tangenciais na fronteira inferior são iguais aos verificados na fronteira superior do estrato imediatamente abaixo.

Assim, a equação 5.15 definida para os limites superior e inferior do estrato isolado,  $j$ , considerado na Fig. 5.3, toma a forma das expressões 5.16 e 5.17, respetivamente.

$$\{S_j^{Sup.}\} = \begin{Bmatrix} u(0, t) \\ \tau(0, t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ -i k_j G_j & i k_j G_j \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} A \\ B \end{Bmatrix} e^{i \omega t} \quad (5.16)$$

$$\{S_j^{Inf.}\} = \begin{Bmatrix} u(h_j, t) \\ \tau(h_j, t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} e^{-i k_j h_j} & e^{i k_j h_j} \\ -i k_j G_j e^{-i k_j h_j} & i k_j G_j e^{i k_j h_j} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} A \\ B \end{Bmatrix} e^{i \omega t} \quad (5.17)$$

Simplificando, considerando  $M_{Sup.}$  e  $M_{Inf.}$  as matrizes correspondentes ao primeiro termo das expressões 5.16 e 5.17, respetivamente, obtém-se as equações 5.18 e 5.19.

$$\{S_j^{Sup.}\} = \begin{Bmatrix} u(0, t) \\ \tau(0, t) \end{Bmatrix} = [M_{Sup.}]_j \times \begin{Bmatrix} A \\ B \end{Bmatrix} e^{i \omega t} \quad (5.18)$$

$$\{S_j^{Inf.}\} = \begin{Bmatrix} u(h_j, t) \\ \tau(h_j, t) \end{Bmatrix} = [M_{Inf.}]_j \times \begin{Bmatrix} A \\ B \end{Bmatrix} e^{i \omega t} \quad (5.19)$$

Dando agora atenção apenas às matrizes  $M$ , estabelece-se a seguinte relação:

$$[M_{Inf.}]_j = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ -ik_j G_j & ik_j G_j \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} e^{-ikH} \\ e^{ikH} \end{bmatrix} \quad (5.20)$$

Ou seja,

$$[M_{Inf.}]_j = [M_{Sup.}]_j \times \begin{bmatrix} e^{-ikH} \\ e^{ikH} \end{bmatrix} \quad (5.21)$$

Como se verifica, a matriz  $M_{Inf.}$  pode ser escrita em função da matriz  $M_{Sup.}$ . Para efeitos de cálculo pode, ainda, ser conveniente tratar estas matrizes como se apresenta na expressão 5.22.

$$[M_{Inf.}]_j = [M_{Sup.}]_j \times \begin{bmatrix} e^{-2ik_j h_j} & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \times e^{ik_j h_j} \quad (5.22)$$

Ou ainda,

$$[M_{Inf.}]_j = e^{ik_j h_j} \times [M_{Inf.}]_j^* \quad (5.23)$$

Sendo,

$$[M_{Inf.}]_j^* = [M_{Sup.}]_j \times \begin{bmatrix} e^{-2ik_j h_j} & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.24)$$

Voltando às expressões 5.18 e 5.19 e suprimindo o termo comum  $e^{i\omega t}$ , pode-se escrever a primeira equação em ordem ao vetor das constantes (5.25), de forma a alcançar uma relação entre as duas expressões, como se vê em 5.26.

$$\begin{bmatrix} A \\ B \end{bmatrix} = \{S_j^{Sup.}\} \times [M_{Sup.}]_j^{-1} \quad (5.25)$$

$$\{S_j^{Inf.}\} = e^{ik_j h_j} \times [M_{Inf.}]_j^* \times [M_{Sup.}]_j^{-1} \times \{S_j^{Sup.}\} \quad (5.26)$$

Atendendo às condições de compatibilidade de deslocamentos e equilíbrio de tensões, e considerando que o estrato  $j$  é intermédio aos estratos  $j+1$  e  $j-1$ , pode-se, então definir as seguintes condições:

$$\{S_j^{Sup.}\} = \{S_{j-1}^{Inf.}\} \quad (5.27)$$

$$\{S_j^{Inf.}\} = \{S_{j+1}^{Sup.}\} \quad (5.28)$$

Deste modo, e atendendo à relação 5.26, a introdução progressiva e ascendente de novos estratos resulta na equação 5.29.

$$\{S_n^{Inf.}\} = e^{\sum_{j=1}^n (ik_j h_j)} \left( [M_{Inf.}]_1^* \times [M_{Sup.}]_1^{-1} \dots [M_{Inf.}]_n^* \times [M_{Sup.}]_n^{-1} \right) \times \{S_1^{Sup.}\} \quad (5.29)$$

Como se sabe, pelas condições de fronteira referidas atrás, as tensões tangenciais na interface superior do maciço são nulas,

$$\{S_1^{Sup.}\} = \begin{Bmatrix} u(0, t) \\ \tau(0, t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1^{Sup.} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5.30)$$

e os deslocamentos no limite inferior, correspondem à solicitação prescrita pela ação sísmica, ou seja:

$$\{S_n^{Inf.}\} = \begin{Bmatrix} u(H, t) \\ \tau(H, t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_n^{Inf.} \\ \tau_n^{Inf.} \end{Bmatrix} \quad (5.31)$$

Substituindo 5.30 e 5.31 em 5.29 obtém-se o sistema de equações lineares 5.32, através do qual se pode determinar as tensões tangenciais e os deslocamentos, respetivamente, na base do maciço e na extremidade superior.

$$\begin{Bmatrix} u_n \\ \tau_n \end{Bmatrix}^{Inf.} = e^{\sum_{j=1}^n (ik_j h_j)} \begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} \\ T_{21} & T_{22} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_1 \\ \tau_1 \end{Bmatrix}^{Sup.} \quad (5.32)$$

Sendo,

$$[T] = \begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} \\ T_{21} & T_{22} \end{bmatrix} = \left( [M_{Inf.}]_n^* \times [M_{Sup.}]_n^{-1} \dots [M_{Inf.}]_1^* \times [M_{Sup.}]_1^{-1} \right) \quad (5.33)$$

Obtendo-se,

$$u_n^{Inf.} = e^{\sum_{j=1}^n (ik_j h_j)} \times [T_{11}] \times u_1^{Sup.} \quad (5.34)$$

Visto que a ação sísmica é prescrita na base do maciço, terá mais interesse escrever a expressão 5.34 em ordem a  $u_1^{Sup.}$ , obtendo-se:

$$u_1^{Sup.} = \frac{1}{e^{\sum_{j=1}^n (ik_j h_j)} \times [T_{11}]} \times u_n^{Inf.} \quad (5.35)$$

Alcança-se, assim, a função  $F$  de transferência de deslocamentos (5.36). Esta função atua como um filtro que permite identificar como as características do terreno amplificam o movimento que lhe é imposto ao nível da base.

$$F = \frac{1}{e^{\sum_{j=1}^n (ik_j h_j)} \times [T_{11}]} \quad (5.36)$$

Note-se que, na expressão 5.35 se demonstra apenas a relação de deslocamentos entre a base do maciço e a sua superfície, a qual deve ser a primeira análise a efetuar na determinação das deformações do solo. Contudo, para a resolução do problema em que se foca a presente dissertação, torna-se mais relevante a definição do perfil vertical deformado de todo maciço, sendo por isso necessário determinar os deslocamentos na interface entre todos os estratos, como se mostra na Fig. 5.5. Para tal, revela-se mais simples recorrer à expressão 5.29, na qual se devem acrescentar as matrizes  $M$  respetivas aos estratos envolvidos no cálculo.

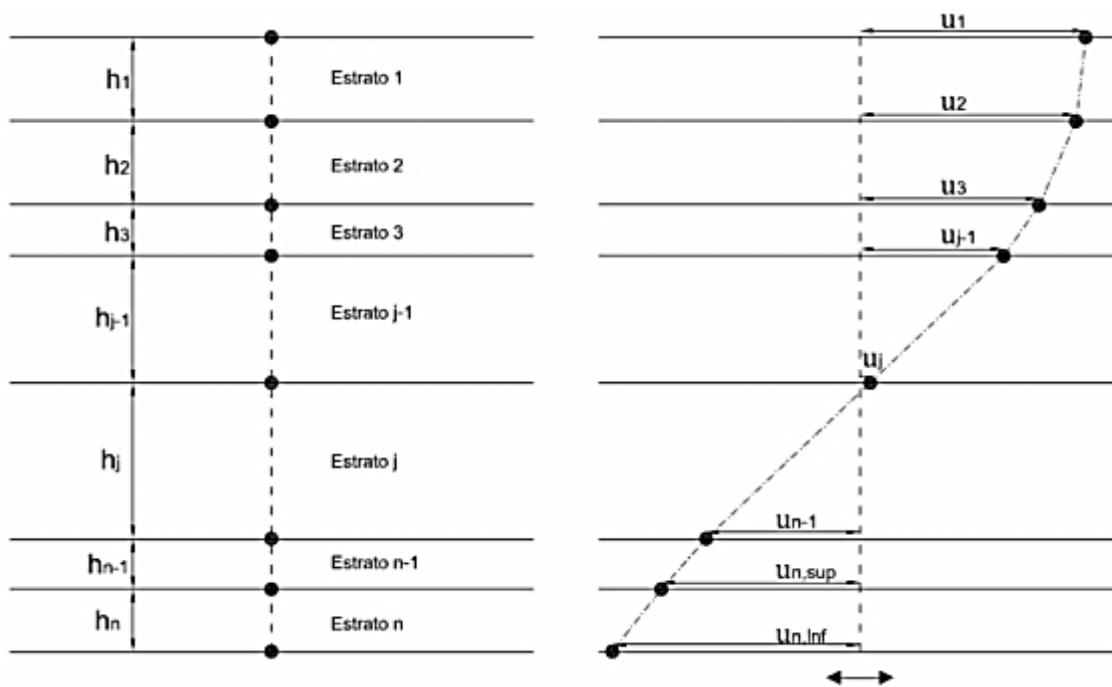


Fig. 5.5 - Exemplo de perfil vertical deformado de um maciço

Assim, determinados os deslocamentos verificados nas fronteiras de cada estrato, a distorção  $\gamma$  sofrida por um dado estrato fica definida pela diferença entre os deslocamentos verificados na fronteira superior e inferior, dividida pela espessura do respetivo estrato. A expressão 5.37 exemplifica a determinação da distorção do estrato  $n$ , representado na Fig. 5.5.

$$\gamma_n = \frac{u_n^{Inf} - u_n^{Sup}}{h_n} \quad (5.37)$$

### 5.3.2. ATUALIZAÇÃO DA RIGIDEZ E DO AMORTECIMENTO DO SOLO

Como já referido, quando um solo é submetido a uma gama de distorções na ordem dos  $10^{-4}$  a  $10^{-3}$ , verifica-se uma redução da rigidez e um aumento da dissipação energética, sendo, então, necessário que a avaliação das deformações do maciço tenha em conta essas alterações de propriedades. Apesar da forma ideal para controlar as referidas variações ser por meio de ensaios laboratoriais, diversos autores [37] [48] [49] [50] defendem que essa análise é também exequível com recurso a correlações com alguns parâmetros físicos do solo [10] [51] [11].

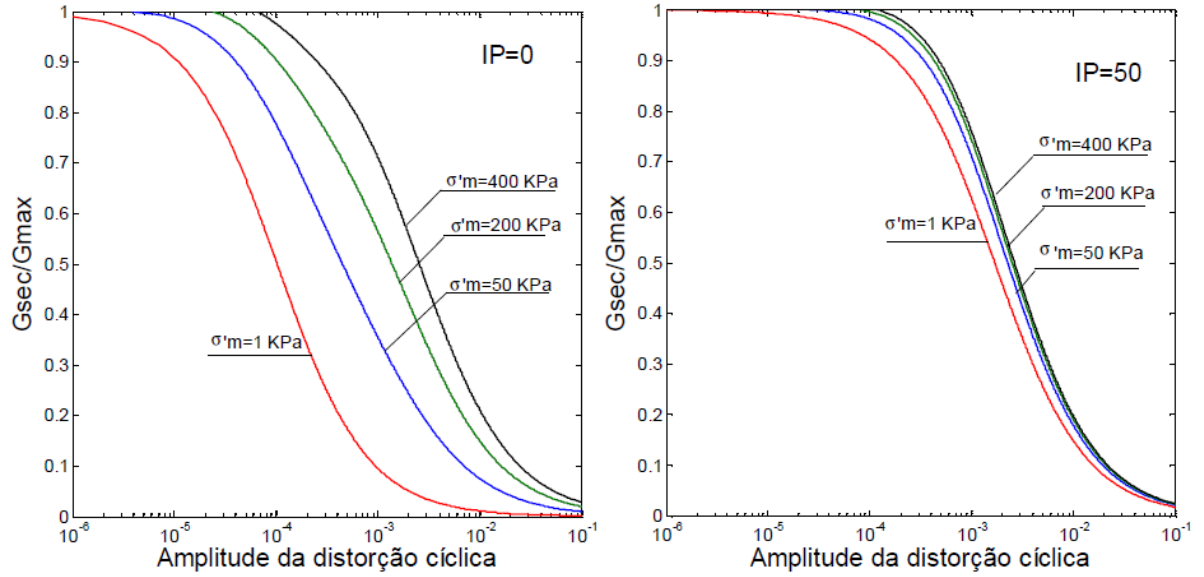


Fig. 5.6 - Curvas de degradação da rigidez de vários tipos de solo e diferentes tensões de confinamento [11]

Para o presente trabalho, optou-se, então, por seguir a proposta unificada de Ishibashi e Zhang [37], já que permite este tipo de análise para solos plásticos e não plásticos, como se mostra na Fig. 5.6. Estes autores consideram o índice de plasticidade (IP) e a tensão de confinamento ( $\sigma'_m$ ), os parâmetros de maior influência na alteração das propriedades do solo sob ação sísmica, resultando daí a expressão 5.38, desenvolvida de forma a permitir a determinação do módulo de rigidez equivalente  $\frac{G}{G_{max}}$ , tendo em conta a distorção sofrida pelo solo.

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, IP)(\sigma'_m)^{m(\gamma, IP) - m_0} \quad (5.38)$$

Sendo,

$$K(\gamma, IP) = 0,5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0,000102 + n(IP)}{\gamma} \right)^{0,492} \right] \right\} \quad (5.39)$$

$$m(\gamma, IP) - m_0 = 0,272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,4} \right] \right\} \exp(-0,0145IP^{1,3}) \quad (5.40)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0,0 & \text{se } IP = 0 \\ 3,37 \times 10^{-6} IP^{1,404} & \text{se } 0 < IP \leq 15 \\ 7,0 \times 10^{-7} IP^{1,976} & \text{se } 15 < IP \leq 70 \\ 2,7 \times 10^{-5} IP^{1,115} & \text{se } IP > 70 \end{cases} \quad (5.41)$$

Nestas expressões, as variáveis apresentadas tomam o seguinte significado:

$G$  – Módulo de distorção atualizado do solo;

$G_{max}$  – Módulo de distorção máximo do solo;

$\gamma$  – Distorção do solo;

$\sigma_m'$  – Tensão efetiva de confinamento do solo;

$IP$  – Índice de plasticidade.

Assim, após a avaliação da distorção  $\gamma$  de cada estrato do maciço, através da metodologia exposta na subsecção anterior, aplica-se a expressão 5.38, para obter o valor do módulo de rigidez, correspondente ao nível de distorção sofrido por cada estrato, i.e., o módulo de distorção atualizado  $G_i$ .

Da mesma forma, após a determinação do novo módulo de distorção, procede-se à atualização do coeficiente de amortecimento  $\xi$ , do material que envolve a box-culvert, através da expressão 5.42, desenvolvida pelos mesmos autores da relação anterior, Ishibashi e Zhang [37].

$$\xi = 0,333 \frac{1 + \exp(-0,0145 IP^{1,3})}{2} \left[ 0,586 \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1,547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (5.42)$$

Com os valores atualizados de  $G$  e  $\xi$ , calcula-se novamente a deformação do solo, tendo agora em consideração as propriedades recém-determinadas do material de cada estrato  $G_i$  e  $\xi_i$ , completando assim o ciclo  $i$  de calculo do processo iterativo, tal como é ilustrado na Fig. 5.7. Este, apenas deve ser interrompido quando a diferença entre  $G_i$  e  $G_{i+1}$ , para todos os estratos, for igual ou inferior a um determinado valor de tolerância, para o qual se sugere 3%.

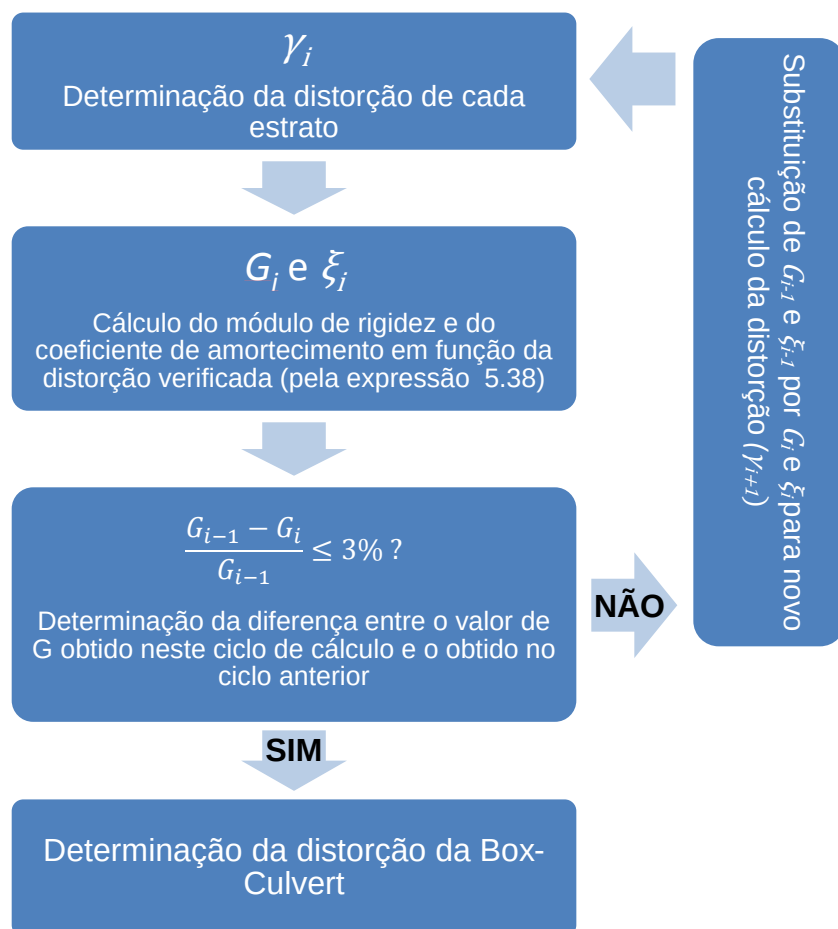


Fig. 5.7 - Esquema de processo iterativo para atualização da rigidez e do amortecimento

#### 5.4. DETERMINAÇÃO DA DISTORÇÃO DA BOX-CULVERT

Como exposto no início do atual capítulo, a metodologia desenvolvida na presente dissertação teve como base o modelo simplificado de Wang [3]. Como tal, a determinação do coeficiente de distorção entre a box-culvert e o solo, deve ser efetuada em função do rácio de flexibilidade entre os dois materiais, através da relação proposta por esse autor (Fig. 4.7). Contudo, e como é referido por Gonçalves et al. [6], para efeitos de dimensionamento, pode também ser utilizada a relação determinada por Penzien [18], definida para estruturas enterradas de secção circular, visto que os valores obtidos por Wang se encontram geralmente em concordância com essa relação (Fig. 4.21).

Assim, tendo em conta estes aspetos e acrescentando o facto de o estudo de Wang [3] não cobrir uma gama considerável de valores de rácio de flexibilidade, optou-se no presente trabalho por definir uma função aproximada (5.43) que, como se observa na Fig. 5.8, respeitando a evolução da relação determinada por Wang, permite o cálculo de  $R$  em função de  $F$ .

$$R = 9.6154 \cdot 10^{-6} F^7 - 3.9875 \cdot 10^{-4} F^6 + 0.0067678 F^5 - 0.060595 F^4 + 0.30853 F^3 - 0.91059 F^2 + 1.6393 F \quad (5.43)$$

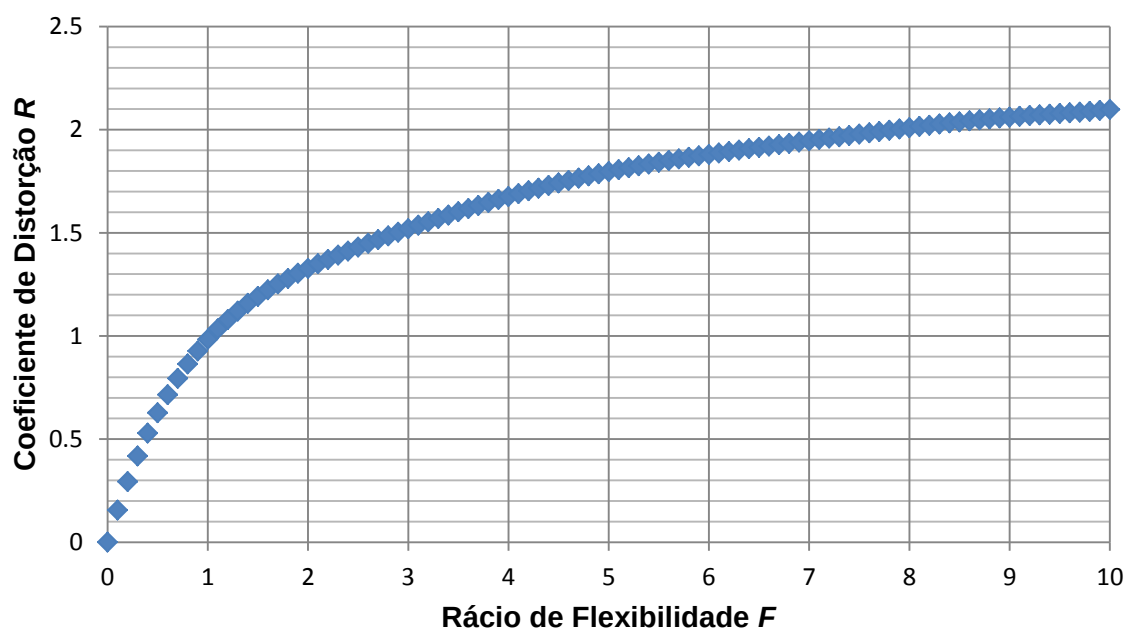


Fig. 5.8 - Função aproximada da relação entre  $F$  e  $R$  obtida por Wang

Desta forma, após a determinação de  $F$ , através da expressão 4.5 ou 4.6, consoante as características da estrutura em causa, como é descrito no capítulo 4, determina-se o coeficiente de distorção  $R$ , pela relação 5.43, de forma a obter-se a distorção  $D_s$  da box-culvert, como se referiu na equação 4.10.

## 5.5. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

Como já referido, salvo raras exceções, as metodologias de análise sísmica de estruturas retangulares enterradas a que se recorre nos dias de hoje resumem-se, essencialmente, a programas de cálculo numérico, os quais, apesar de muito evoluídos, não deixam de implicar um elevado esforço computacional e, apesar de eficazes, requerem um tratamento de dados trabalhoso.

Com o intuito de contrariar esses aspetos, foi elaborada na presente dissertação, uma ferramenta de cálculo que, consagrando a metodologia desenvolvida e exposta no atual capítulo, permite a análise sísmica de estruturas enterradas do tipo box-culvert.

Esta ferramenta num programa de cálculo automático que permite uma análise semi-analítica, na plataforma Matlab2011, sendo apenas necessário a introdução dos parâmetros que caracterizam o terreno em que a box-culvert estará envolvida (Fig. 5.9), assim como os dessa estrutura, através de um simples ficheiro de texto (Notepad).

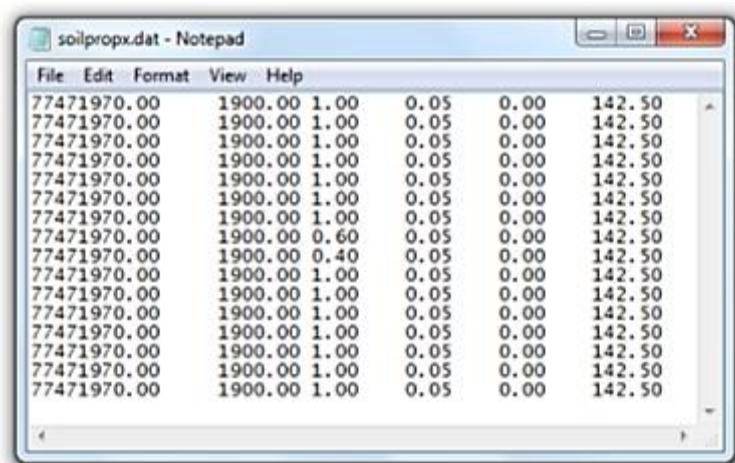


Fig. 5.9 - Exemplo de ficheiro para introdução de dados relativos às propriedades do solo

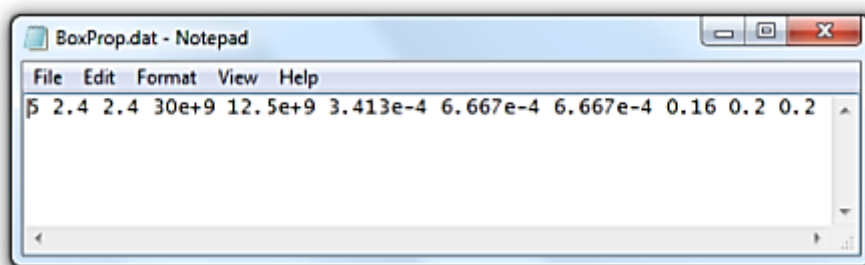


Fig. 5.10 - Exemplo de ficheiro para introdução de dados relativos às propriedades da box-culvert

No que diz respeito ao ficheiro de dados relativos às propriedades do solo, este deve ser preenchido com o número de linhas coincidente com o número de estratos que constituem o maciço em análise, sendo cada linha constituída por seis colunas, correspondentes às propriedades do solo de cada estrato, como é descrito no Quadro 5.1. Note-se que será conveniente que a discriminação dos estratos do maciço seja de tal forma que, as profundidades a que se preveem a travessa superior e inferior da box-culvert coincidam com duas fronteiras entre estratos.

Quadro 5.1 - Organização do ficheiro de introdução de dados relativos às propriedades do solo

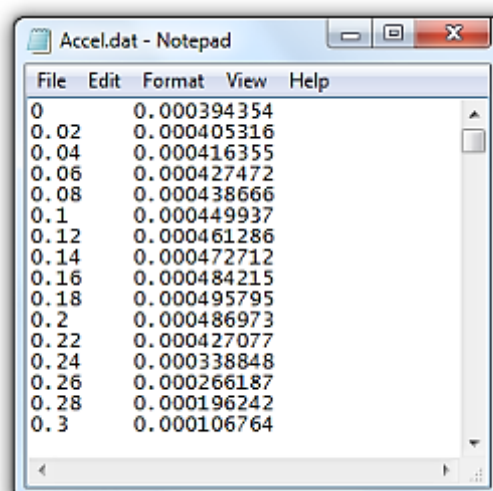
| Coluna         | Parâmetro                                      | Unidades          |
|----------------|------------------------------------------------|-------------------|
| 1 <sup>a</sup> | Módulo de Distorção Máximo ( $G_{\max}$ )      | Pa                |
| 2 <sup>a</sup> | Massa Volúmica ( $\gamma$ )                    | Kg/m <sup>3</sup> |
| 3 <sup>a</sup> | Espessura do Estrato ( $h_i$ )                 | m                 |
| 4 <sup>a</sup> | Coefficiente de Amortecimento                  | -                 |
| 5 <sup>a</sup> | Índice de Plasticidade (IP)                    | -                 |
| 6 <sup>a</sup> | Tensão Efetiva de Confinamento ( $\sigma'_m$ ) | kPa               |

O ficheiro em que são introduzidas as propriedades da estrutura deve ser constituído por uma única linha, onde os parâmetros se devem encontrar pela ordem descrita no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 - Organização do ficheiro de introdução de dados relativos às propriedades da box-culvert

| Coluna          | Parâmetro                                                     | Unidades       |
|-----------------|---------------------------------------------------------------|----------------|
| 1 <sup>a</sup>  | Profundidade ao nível da travessa superior da box-culvert (Z) | m              |
| 2 <sup>a</sup>  | Altura Total da Estrutura (Hb)                                | m              |
| 3 <sup>a</sup>  | Largura Total da Estrutura (Wb)                               | m              |
| 4 <sup>a</sup>  | Módulo de Elasticidade do Material (Eb)                       | Pa             |
| 5 <sup>a</sup>  | Módulo de Deformabilidade Transversal do Material (Gb)        | Pa             |
| 6 <sup>a</sup>  | Inércia dos Montantes (Iw)                                    | m <sup>4</sup> |
| 7 <sup>a</sup>  | Inércia da Travessa Superior (Ir)                             | m <sup>4</sup> |
| 8 <sup>a</sup>  | Inércia da Travessa Inferior (Ii)                             | m <sup>4</sup> |
| 9 <sup>a</sup>  | Área da Secção Transversal dos Montantes (Aw)                 | m <sup>2</sup> |
| 10 <sup>a</sup> | Área da Secção Transversal da Travessa Superior (Ar)          | m <sup>2</sup> |
| 11 <sup>a</sup> | Área da Secção Transversal da Travessa Inferior (Ai)          | m <sup>2</sup> |

A introdução de dados fica concluída com o registo da ação sísmica. Existem vários registos deste tipo de atividade disponíveis via internet [52] [53] [54] [55] [56] [57] [58], podendo-se, assim, recolher e aplicar na análise um evento sísmico idêntico ao escolhido para dimensionamento. Contudo, a introdução dos dados desse evento deve corresponder ao apresentado na Fig. 5.11, sendo a primeira coluna dedicada ao espaço temporal de registo, em segundos, e a segunda ao deslocamento, em metros, registado no respetivo momento.



| File | Edit        | Format | View | Help |
|------|-------------|--------|------|------|
| 0    | 0.000394354 |        |      |      |
| 0.02 | 0.000405316 |        |      |      |
| 0.04 | 0.000416355 |        |      |      |
| 0.06 | 0.000427472 |        |      |      |
| 0.08 | 0.000438666 |        |      |      |
| 0.1  | 0.000449937 |        |      |      |
| 0.12 | 0.000461286 |        |      |      |
| 0.14 | 0.000472712 |        |      |      |
| 0.16 | 0.000484215 |        |      |      |
| 0.18 | 0.000495795 |        |      |      |
| 0.2  | 0.000486973 |        |      |      |
| 0.22 | 0.000427077 |        |      |      |
| 0.24 | 0.000338848 |        |      |      |
| 0.26 | 0.000266187 |        |      |      |
| 0.28 | 0.000196242 |        |      |      |
| 0.3  | 0.000106764 |        |      |      |

Fig. 5.11 - Exemplo de ficheiro para introdução de dados relativos ao evento sísmico de dimensionamento

Finda a fase de introdução de dados, é iniciada a rotina desenvolvida, denominada CalculoDs, que se divide em sete funções principais. Como se pode observar no código apresentado na Fig. 5.12, a primeira função (linha 5) é dedicada à leitura do registo sísmico e posterior transformação para o domínio da frequência, através da conhecida transformada de Fourier, pois torna-se significativamente mais rápido, em termos de cálculo, do que uma análise no domínio do tempo.

```

1 - %%%% PROGRAMA PARA ANÁLISE SÍSMICA DE BOX-CULVERT %%%%
2 - function [Dff,F,R,Ds,RT,t,Dist,Distmax,Gr,Gmax,D] = CalculoDs
3 -
4 - %%% Transformação do registo sísmico para o domínio da frequência %%%
5 - [foy,AcFx,t] = AcceSoil;
6 -
7 - %%% Carregamento da propriedades dos solo %%%
8 - load soilpropx.dat;
9 -
10 - Gmax=soilpropx(:,1); %Gmax - módulo de distorção máximo(Pa);
11 - gam=soilpropx(:,2); %gam - massa volúmica (N/m3);
12 - H=soilpropx(:,3); %H - espessura do estrato (m);
13 - D=soilpropx(:,4); %D - amortecimento;
14 - PI=soilpropx(:,5); %PI - Índice de Plasticidade;
15 - Sm=soilpropx(:,6); %Sm - Tensão Efectiva de Confinamento.
16 -
17 - %%%% Determinação da distorção do solo %%%%
18 -
19 - %Definição das funções de transferência%
20 - fmax=max(foy);
21 - df=foy(2)-foy(1);
22 - Gr=Gmax;
23 - ITERACAO=0;
24 - CT=1,
25 -
26 - while CT==1,
27 -     [FTT] = TransfSoilMultiLayer2(fmax,df,Gr,gam,H,D);
28 -
29 - %Transformação dos resultados para o domínio do tempo%
30 - [RF,RT] = ScalexM(FTT,AcFx);
31 -
32 - %Calculo da distorção de cada estrato%
33 - for r=1:1:length(H);
34 -     Hi=H(r);
35 -     Dist(:,r)=abs(real((RT(:,length(H)-r+1)-RT(:,length(H)-r+2)))/Hi;
36 - end
37 -
38 - %Pesquisa a distorção máxima%
39 - for j=1:length(H),
40 -     Distmax(j)=0.65*max(Dist(:,j));
41 - end
42 -
43 - %Avaliação da degradação da rigidez e do aumento do amortecimento %
44 - [Gre,Da]=GControl(PI,Sm,Distmax);
45 -

```

```

46 - %Atualização das propriedades de todos os estratos%
47 - [Gr,CT,CS,D]=Correct(Gre,Da,Gmax,Gr,D);
48 -
49 - ITERACAO=ITERACAO+1
50 - CS
51 -
52 - end
53 -
54 - %%%% Determinação da distorção da box-culvert %%%%
55 - [Dff,F,R,Ds]=DsCalc(H,Gr,RT);
56 -
57 - %%%% Determinação dos esforços devido à distorção %%%%
58 - load BoxProp.dat;
59 - if BoxProp(:,1)<=5,
60 -     [I1,I2,R1,R2,R3,X1,P,N,T,M]=BoxStrainPressure(Ds)
61 - else
62 -     [B,C,ds,I1,I2,R1,R2,R3,X1,P,N,T,M]=BoxStrainForce(Ds);
63 - end
64 - end

```

Fig. 5.12 - Código da rotina do programa de cálculo desenvolvido na plataforma Matlab

Os dados introduzidos nos ficheiros referidos na Fig. 5.9 e Fig. 5.10, são carregados através dos comandos descritos entre as linhas 8 e 15 do código apresentado, seguindo-se o início de um ciclo de funções que processam a metodologia descrita no atual capítulo. A primeira destas, designada TransfSoilMultiLayer2 (linha 27), tem como objetivo a definição das matrizes e funções de transferência e dos deslocamentos nas fronteiras dos diversos estratos. A função ScalexM, situada na linha 30, escala os resultados de acordo com o registo sísmico, e converte-os para o domínio do tempo.

Com isso, são calculadas, entre a linha 33 e 41, as distorções dos vários estratos e definido o valor máximo dessa gama de resultados. Com esse valor e através da função GControl (linha 44), é determinada a rigidez e o coeficiente de amortecimento do material de cada estrato, correspondente ao nível de deformação verificado, pelas expressões 5.38 e 5.42 sendo, depois, atualizados os respetivos parâmetros, através da função Correct (linha 47).

As quatro funções agora descritas fazem parte de um ciclo iterativo, o qual foi definido de forma a que o processo de atualização dos parâmetros  $G$  e  $\xi$  apenas seja interrompido quando atingido um diferencial de resultados entre iterações sucessivas, para todos os estratos, inferior à tolerância preconizada (3%), conforme se referiu na secção 5.3.2.

Nesta fase é já conhecido o perfil deformado do maciço, seguindo-se a determinação da distorção da box-culvert, através da função DsCalc. Esta função começa por calcular o rácio de flexibilidade, através de 4.5 e 4.6, conforme as características da estrutura, seguindo-se a determinação do coeficiente de distorção entre a box e o solo, com recurso à expressão 5.43, e com isso a obtenção da distorção da estrutura a partir de 4.10.

Por fim, são determinados os esforços da estrutura devido ao carregamento imposto, o qual depende da profundidade a que se encontra a estrutura, como referido nas Fig. 4.12 e Fig. 4.13. Nos casos em que a estrutura estiver projetada para uma profundidade inferior a 5m, os cálculos dos esforços ficam a cargo da função BoxStrainPressure, caso contrário é chamada a função BoxStrainForce para o mesmo fim. Os esforços da estrutura são determinados a partir de expressões deduzidas pelo método das forças, tendo-se focado esse estudo em estruturas do tipo box culvert monolíticas (Fig. 3.1a).

Cada função referida na presente subsecção encontra-se apresentada no Anexo 2, assim como todas as funções secundárias.



## 6

VALIDAÇÃO E APLICAÇÃO DO  
MÉTODO

## 6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O desenvolvimento da metodologia apresentada no capítulo 5, não é considerado como concluído sem os devidos estudos paramétricos, como aliás acontece em todas as propostas apresentadas anteriormente, no capítulo 4. Estes estudos têm como objetivo, não só a validação do novo método, mas também o ajuste de todas as simplificações e parâmetros considerados no seu desenvolvimento, de forma a conseguir-se o melhor grau de fiabilidade e a possibilitar a sua aplicação ao maior número de casos possíveis. Como já referido, a metodologia desenvolvida no presente trabalho, apesar de baseada numa proposta bem fundada, tendo em conta os vários estudos elaborados por Wang [3], apresenta significativas diferenças relativamente a esse, o que, por si só, implica novas provas de validação. Assim sendo, os primeiros estudos paramétricos, elaborados no presente trabalho, são dedicados à avaliação da influência dos parâmetros que aquele autor considerou, nos seus estudos, como os mais determinantes no comportamento do sistema solo/estrutura.

Contudo, sugere-se uma prévia atenção sobre aquele que se pode designar por caso de referência para a elaboração do presente trabalho. Este é um caso que se distingue dos restantes, visto ter sido utilizado durante todo desenvolvimento da nova metodologia, sobretudo para avaliação da coerência de resultados, tendo-se, portanto, revestido de uma significativa importância.

Tanto nos estudos paramétricos, como no caso de referência, os resultados alcançados através da metodologia apresentada, foram comparados com os obtidos com recurso ao programa de cálculo numérico Quake/W®, tentando-se, desta forma, conseguir a melhor aproximação possível à realidade. No que diz respeito à ação sísmica imposta, comum a todos os casos estudados, foi utilizado o registo de acelerações correspondente ao sismo de Loma Prieta (Fig. 6.1).

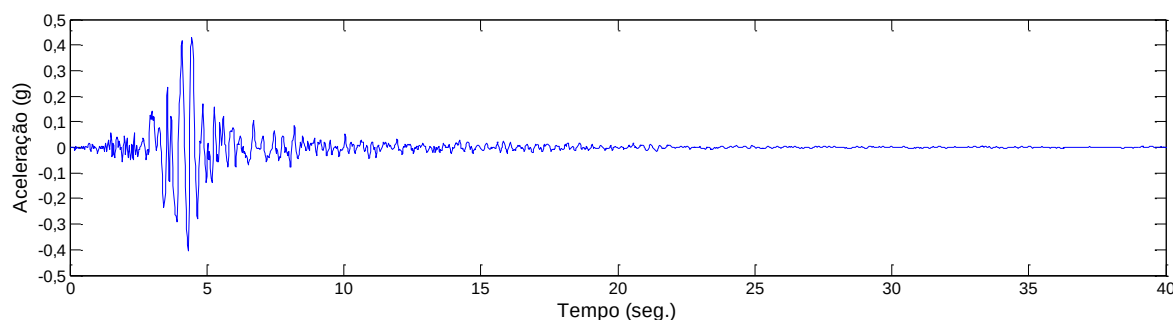


Fig. 6.1 – Registo temporal de acelerações induzidas pelo sismo de Loma Prieta

Este evento, muito conhecido e utilizado em estudos idênticos aos tratados na presente dissertação, foi causador de uma grande catástrofe que atingiu a baía de S. Francisco, nos Estados Unidos da América, a 17 de Outubro de 1989 [59]. Atingindo uma magnitude de 7.1 na escala de Richter, este sismo provocou sérios danos em toda a zona norte do estado da Califórnia (Fig. 6.2), nomeadamente em infraestruturas rodoviárias, mas também, e mais grave que isso, em habitações, deixando cerca de 3000 a 12000 pessoas sem alojamento, 63 mortos e 3757 feridos.



a)



b)



c)



d)

Fig. 6.2 - Danos Causados pelo sismo de Loma Prieta na cidade de S. Francisco [59], a) Colapso do Viaduto Cypress, da Interstate 880, b) Pormenor da rotura da estrutura do Viaduto de Cypress, c) Veículo esmagado por edifício de três andares, d) Destruição da galeria comercial Pacific Garden Mall, em Santa Cruz [59].

## 6.2. CASO DE REFERÊNCIA

Como já referido, o caso de referência foi acompanhado ao longo de todo o desenvolvimento da metodologia proposta, tendo sido crucial em três etapas fundamentais. Numa primeira fase foi efetuada uma análise preliminar focada na avaliação da amplificação da vibração do solo, devido à propagação de ondas SH, com o objetivo de validar os resultados obtidos pelo programa Quake/W®. A segunda, constituiu-se por uma análise linear elástica, idêntica à primeira, sendo focada na validação dos resultados obtidos pela metodologia e ferramenta de cálculo desenvolvidas no presente trabalho. A

terceira fase, por sua vez, teve como objetivo o estudo da deformação do solo quando solicitado pela mesma ação sísmica, considerando-se agora uma análise linear equivalente.

Considerou-se, para o efeito deste estudo, um maciço de solo arenoso, com uma espessura de 15 m (Fig. 6.3) e com as propriedades indicadas no Quadro 6.1, solicitado na base por uma vibração horizontal. Envolvida no solo, prevê-se uma estrutura do tipo Box-Culvert, quadrada, com 2,4 m de lado, cuja travessa superior se encontra a 5 m de profundidade.

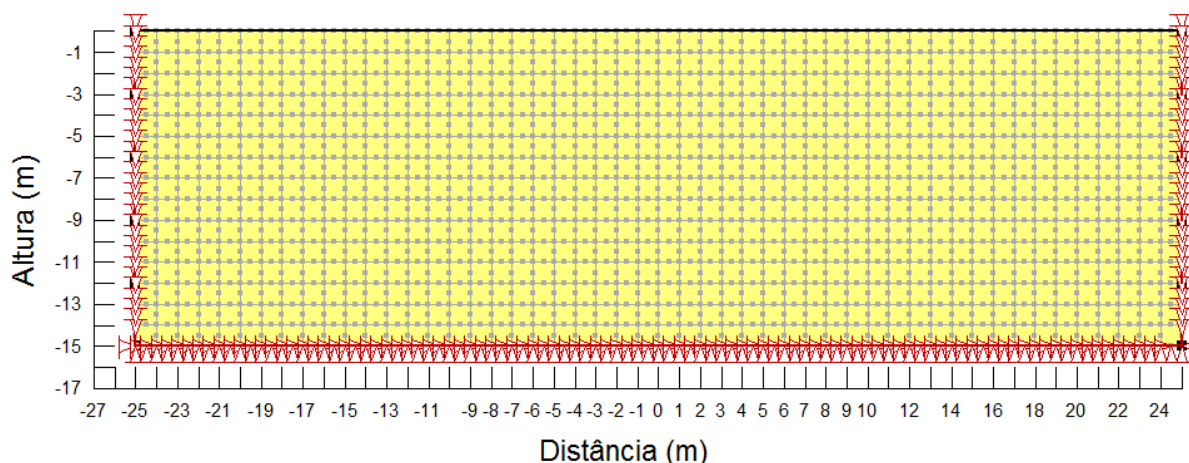


Fig. 6.3 - Modelo considerado na análise do caso de referência.

Quadro 6.1 - Propriedades de solo considerado no caso de referência.

| Parâmetro                                            | Valor    | Unidades          |
|------------------------------------------------------|----------|-------------------|
| Peso Volúmico ( $\gamma$ )                           | 19       | kN/m <sup>3</sup> |
| Módulo de Rigidez ( $G$ )                            | 77471,97 | kPa               |
| Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )                    | 0,3      | -                 |
| Velocidade de Propagação de Ondas de Corte ( $V_s$ ) | 200      | m/s               |
| Coefficiente de Amortecimento ( $\xi$ )              | 0,05     | -                 |

#### 6.2.1. ANÁLISE PRELIMINAR

A análise preliminar, focada na avaliação da amplificação da vibração com a proximidade à superfície do maciço, teve como objetivo a validação da modelação no programa Quake/W®. Antes de se dar início ao estudo do caso de referência, foi analisado um outro caso, cujos resultados foram confrontados com os apresentados na bibliografia, por Kramer [10]. Assim, mediante a concordância dos resultados das duas fontes, ficava claro que o processo de modelação era adequado ao tipo de análise, podendo-se por isso recorrer a tal para o estudo dos restantes casos em vista.

O caso estudado no início desta análise preliminar refere-se a um exemplo apresentado por Kramer [10], no qual é considerado um maciço com 3 m de espessura, constituído por um solo de peso volúmico igual a  $17 \text{ kN/m}^3$ , com um coeficiente de amortecimento nulo e que permite uma velocidade de propagação de ondas de corte de  $320 \text{ m/s}$ . A solicitação imposta, e sugerida por Kramer [10] para este exemplo, corresponde ao registo temporal de acelerações do sismo de Loma Prieta (Fig. 6.1), tendo sido aplicado na base do modelo descrito.

Concluída a modelação do presente caso no programa Quake/W®, após a introdução de todos os parâmetros descritos, obteve-se a resposta apresentada na Fig. 6.4. Esta resposta, que se mostrou em tudo idêntica à verificada na bibliografia citada [10], apresenta um visível incremento da aceleração entre os pontos ao nível da base do maciço e à superfície do mesmo. Verifica-se, portanto, uma amplificação da vibração, tal como o observado na bibliografia referida.

Assim, conclui-se que os resultados obtidos por aquele programa de cálculo numérico são fiáveis e que a modelação a que se procedeu é adequada, podendo-se, por isso, optar pelo mesmo processo para a análise dos restantes casos.

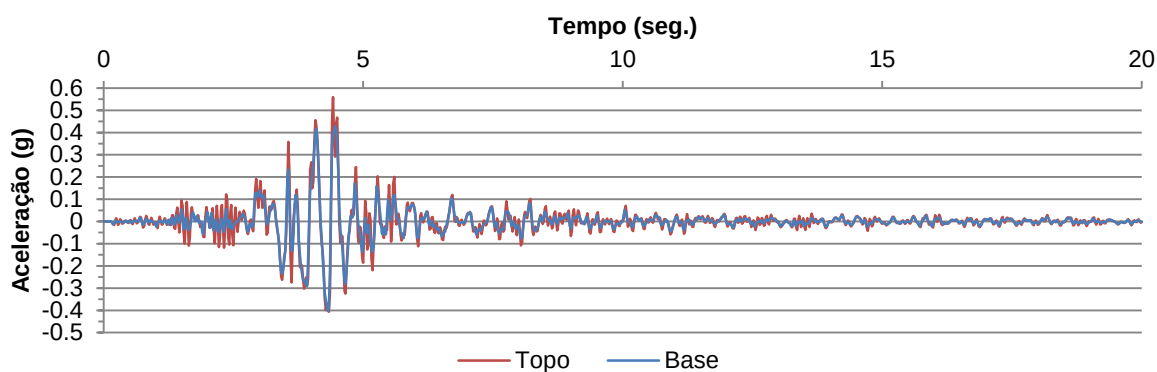


Fig. 6.4 - Resposta obtida na avaliação da amplificação da vibração sísmica.

Como se compreende, o resultado que se obteria, numa análise sísmica idêntica, mas sobre o maciço considerado na Fig. 6.3 não poderia corresponder ao referido na bibliografia citada, já que as propriedades dos modelos são significativamente diferentes. Optou-se, por isso, pela análise preliminar demonstrada, passando só posteriormente para o estudo do modelo que constitui o caso de referência, em foco nesta subsecção e recorrendo ao mesmo processo de modelação.

Assim sendo, procedeu-se seguidamente a uma simulação da excitação do modelo referido na Fig. 6.3 através do programa Quake/W®, de onde se obteve a resposta da Fig. 6.5, correspondente às acelerações sofridas, durante o evento sísmico, por um ponto central na extremidade superior do maciço, a azul e outro na base e no mesmo alinhamento vertical, a vermelho. Como se pode observar na mesma figura, o registo de acelerações à superfície apresenta valores significativamente superiores àqueles impostos na base, a vermelho, o que identifica o efeito da amplificação da vibração. Em comparação com o resultado da simulação do exemplo de Kramer [10] (Fig. 6.4), verifica-se que os valores obtidos correspondentes à aceleração na superfície do maciço, são significativamente superiores, como seria de esperar, já que as propriedades dos modelos considerados são diferentes, o que por sua vez leva a níveis de amplificação totalmente distintos (significativamente superiores no caso de referência).

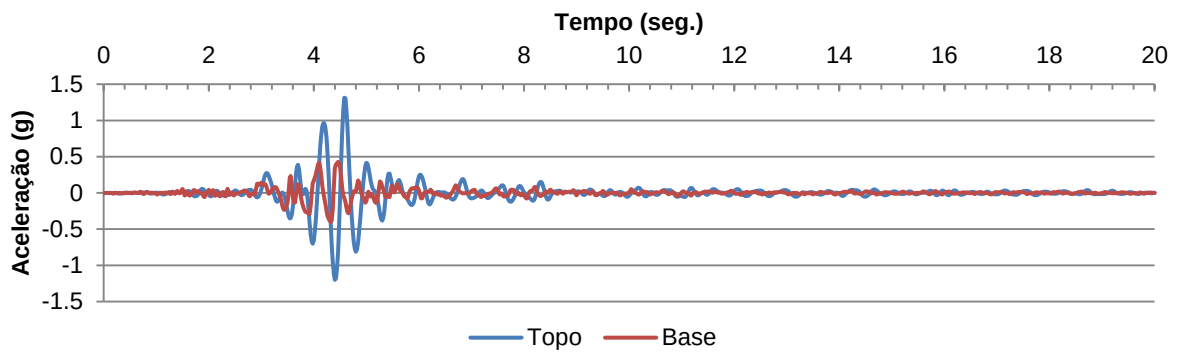


Fig. 6.5 - Resposta do maciço à solicitação sísmica - amplificação da vibração.

Consolidados os resultados e considerados válidos os valores obtidos através do programa Quake/W®, torna-se viável o prosseguimento para análises mais avançadas, onde realmente se dá ênfase à metodologia e ferramenta de cálculo desenvolvidas.

#### 6.2.2. ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA

A análise que se expõe na presente subsecção teve o mesmo objetivo que a anterior, mas sendo esta focada na validade dos resultados obtidos através da metodologia desenvolvida. De facto, se se pretende efetuar uma análise de grau de dificuldade elevado, os primeiros testes deverão ser executados quando esse grau ainda é reduzido.

Assim, considerando o modelo apresentado na Fig. 6.3, com as propriedades descritas no Quadro 6.1 e o registo sísmico da Fig. 6.1, procedeu-se a uma análise linear elástica, através da ferramenta de cálculo desenvolvida na plataforma Matlab 2011, com intuito de verificar a validade dos resultados obtidos por meio da metodologia apresentada no presente trabalho. Note-se que, no recurso a esta ferramenta, a introdução de dados relativos às propriedades do solo deve atender ao exposto no capítulo 5, tendo-se, neste caso, considerado o maciço dividido em 16 camadas, para que duas fronteiras entre estratos coincidisse com o limite superior e inferior da Box-Culvert.

A primeira avaliação efetuada diz respeito à amplificação da vibração do solo, tal como se estudou na análise da subsecção anterior, tendo-se também recorrido ao programa Quake/W®. Nas Figuras 6.6 e 6.7 apresentam-se duas comparações da resposta do maciço à solicitação sísmica, obtida através do programa de cálculo numérico Quake/W® e através da ferramenta elaborada em Matlab para aplicação da metodologia desenvolvida.

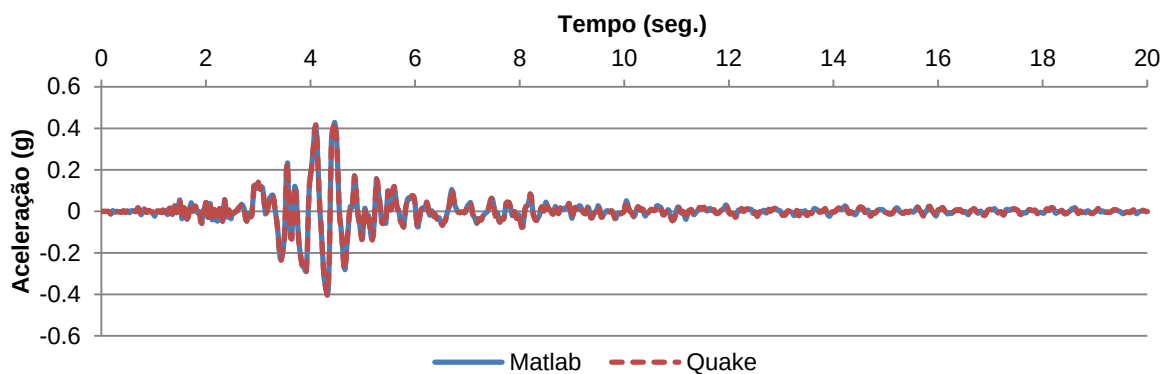


Fig. 6.6 - Comparação da resposta da base do maciço através de Matlab e Quake/W®.

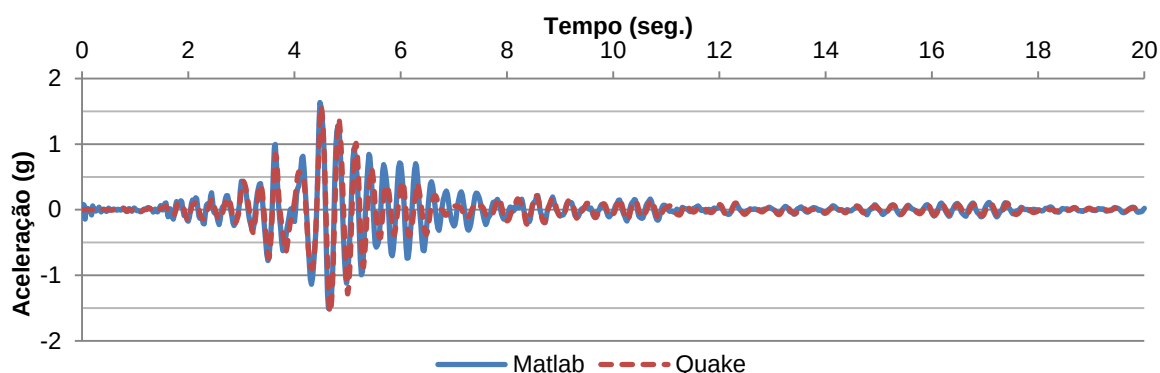


Fig. 6.7 - Comparação da resposta da superfície do maciço através de Matlab e Quake/W®.

Como se pode averiguar pela Fig. 6.6, a solicitação imposta é igual nos dois casos em estudos, mas, no entanto, quando se observa a Fig. 6.7, verifica-se uma diferença na resposta da superfície do maciço. Numa análise mais detalhada do processo de determinação desta resposta, foi verificado que essa diferença era promovida por problemas de integração de deslocamentos logo desde a base, como se pode observar na Fig. 6.8.

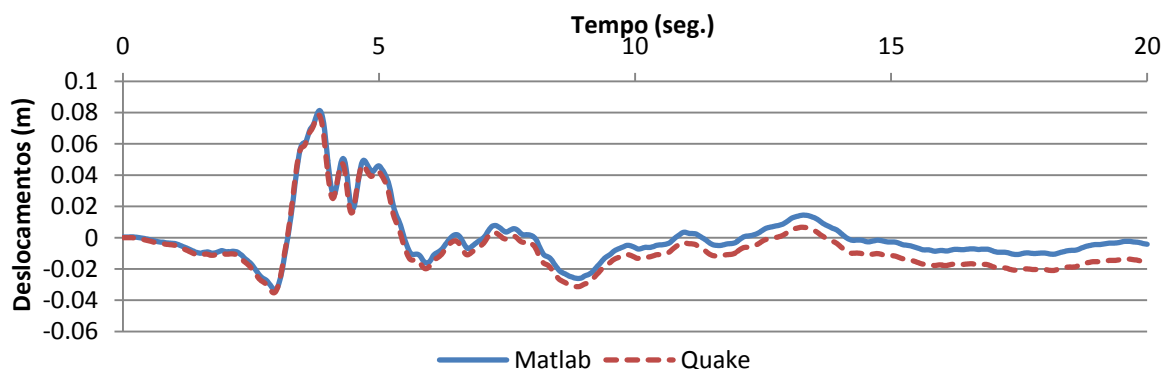


Fig. 6.8 - Comparação dos deslocamentos impostos na base do maciço através de Matlab e Quake/W®.

Tendo em conta que o registo da ação sísmica é introduzido no programa Quake/W® sob a forma de acelerograma, e na ferramenta desenvolvida em Matlab é introduzido um registo de deslocamentos, conclui-se que o único programa que poderá produzir uma correção distinta dos dados é aquele que a tem executar, ou seja o Quake/W®.

No entanto, avaliando o mesmo tipo de resposta no topo do maciço (Fig. 6.9), verifica-se que a diferença entre os resultados obtidos nos dois programas se mantém, o que sugere uma aceitação dessa diferença, devendo todas as análises seguintes serem apresentadas em termos de deslocamentos e não acelerações, para que seja perceptível a distinção entre diferenças de resultados de aproximação distintas.

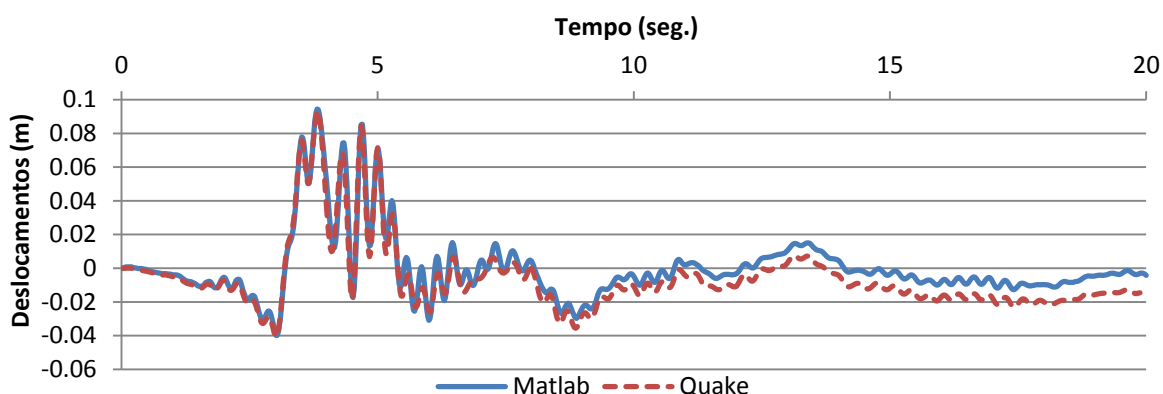


Fig. 6.9 - Comparação dos deslocamentos registados no topo do maciço através de Matlab e Quake/W®.

### 6.2.3. ANÁLISE LINEAR EQUIVALENTE

A análise linear equivalente do modelo em estudo distingue-se das anteriores, devido à consideração do processo de degradação da rigidez e do aumento do amortecimento, englobando, também, uma avaliação dos deslocamentos registados na base e na superfície do maciço.

Como se percebeu da explanação sobre este tipo de análise, no capítulo 5, o método a que se recorre para a avaliação da degradação da rigidez implica um processo iterativo, o que, como é habitual, torna o cálculo mais lento. É sobre esse aspeto que se verifica uma grande vantagem na ferramenta de análise sísmica de estruturas enterradas, desenvolvida na presente dissertação. Enquanto a maioria dos programas comerciais, como o Quake/W®, gasta mais de 60 minutos para efetuar este tipo de análise, a ferramenta semi-analítica, desenvolvida na plataforma Matlab 2011®, gasta menos de 60 segundos. Uma diferença significativa, devido, sobretudo, ao facto de ser uma ferramenta direcionada unicamente para o tipo de análise que trata o presente trabalho, ao contrário dos programas comerciais, que, preparados para enfrentar qualquer tipo de análise, determinam uma elevada quantidade de resultados.

Voltando a considerar o modelo estudado nas análises anteriores, i.e. o maciço apresentado na Fig. 6.3 e as propriedades do Quadro 6.1, procedeu-se a uma análise linear equivalente através do programa Quake/W® e da ferramenta desenvolvida na plataforma Matlab 2011, tendo-se obtido os resultados que se apresentam nas Figuras 6.10 e 6.11.

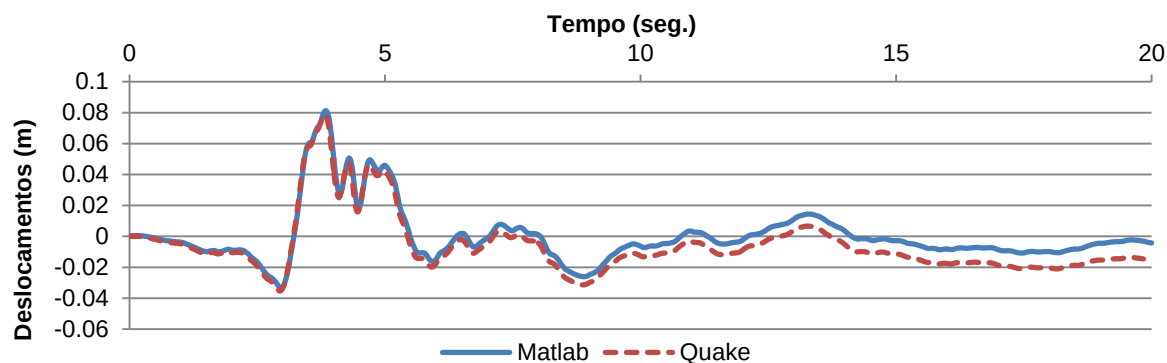


Fig. 6.10 - Comparação de deslocamentos na base do maciço através de análise linear equivalente em Quake/W® e Matlab®.

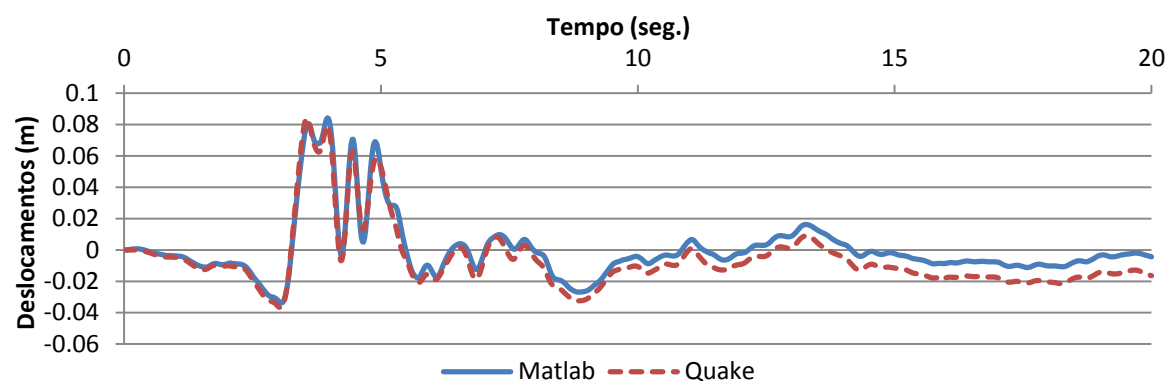


Fig. 6.11 - Comparação de deslocamentos na superfície do maciço através de análise linear equivalente em Quake/W® e Matlab®.

Outra vantagem a apontar na ferramenta de análise sísmica de estruturas enterradas, desenvolvida no presente trabalho, é o facto de a degradação da rigidez e o incremento do amortecimento serem determinados, para cada estrato, de forma automática. Após a determinação da distorção de cada estrato, é determinado o módulo de rigidez e o coeficiente de amortecimento da respetiva camada, tendo em conta a distorção verificada e as propriedades do material dessa camada, através das expressões 5.38 e 5.42, respetivamente.

No programa Quake/W®, para que este processo seja considerado corretamente, é necessária a definição de vários estratos, e para cada um desses definir e introduzir no programa a respetiva curva de degradação [60]. Além disso, estas curvas devem ser definidas para uma ampla gama de distorções, como se mostra nas Figuras 6.12 e 6.13, o que, por sua vez, se torna num trabalho demorado.

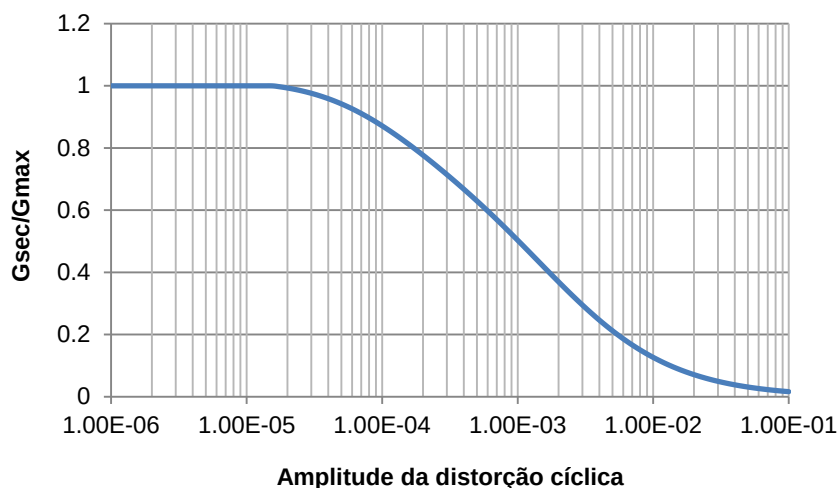


Fig. 6.12 - Curva de degradação introduzida no programa Quake/W® considerando as propriedades do solo em estudo.

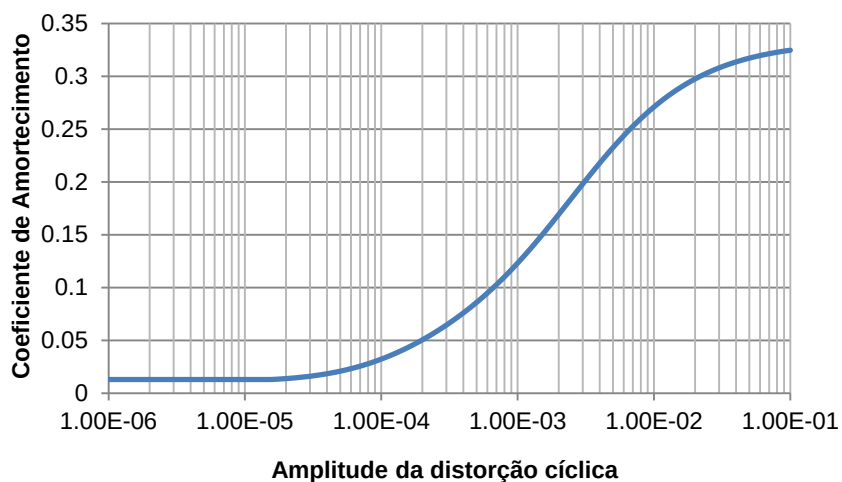


Fig. 6.13 - Curva de incremento do amortecimento introduzida no programa Quake/W® considerando as propriedades do solo em estudo.

Com a inclusão deste processo, a rigidez do material constituinte do maciço em estudo, que inicialmente era considerada constante e igual ao valor máximo do módulo de distorção ( $G_{max}$ ) em todos os estratos, passa a ser função da distorção verificada em cada estrato. Assim, obtêm-se as curvas da Fig. 6.14 que correspondem à variação da rigidez do material com a profundidade.

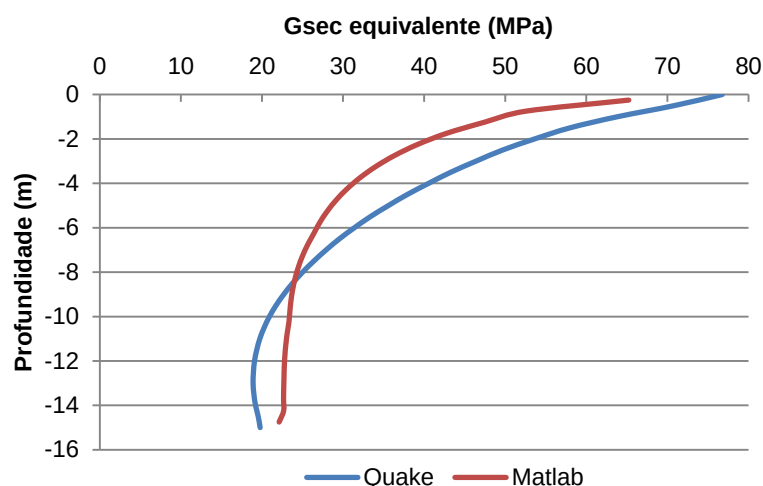


Fig. 6.14 - Curvas de variação da rigidez equivalente em profundidade obtidas em Quake/W® e Matlab®.

O mesmo acontece com o coeficiente de amortecimento, que, sendo atualizado em função da distorção e da rigidez equivalente, sofre um incremento segundo a lei traduzida pela curva apresentada na Fig. 6.13. Tal como acontece com a rigidez, a mesma avaliação pode ser efetuada para este parâmetro, verificando-se a sua variação com profundidade na Fig. 6.15.

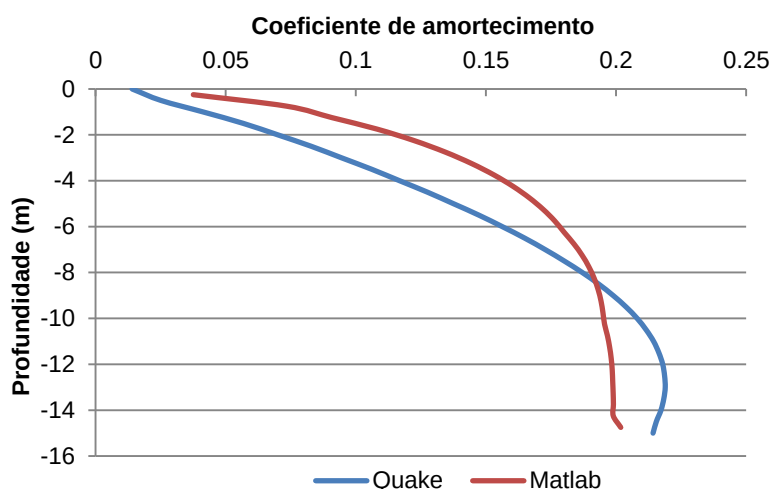


Fig. 6.15 - Curvas de variação do amortecimento material em profundidade obtidas em Quake/W® e Matlab®.

Como se pode observar nas Figuras 6.14 e 6.15, a variação de cada parâmetro obtida por cada programa é diferente. Isto deve-se ao facto de o Quake/W®, sendo um programa de cálculo baseado no método dos elementos finitos, determinar a distorção do material e, consequentemente, a atualização da rigidez nos pontos de Gauss. A ferramenta desenvolvida na plataforma Matlab 2011® apenas determina a distorção dos estratos, ou, por outras palavras, entre fronteiras de cada estrato, levando, por isso, a uma rigidez atualizada “medianizada” do estrato.

No entanto, uma análise mais apurada pode ser efetuada, dividindo o modelo introduzido no programa Quake/W® no mesmo número de estratos considerados na análise em Matlab 2011®, como se mostra

na Fig. 6.16. A cada estrato foi associado um material que, embora com propriedades iguais às consideradas para o modelo anterior (Quadro 6.1), respeita uma lei de degradação da rigidez e de incremento do amortecimento diferentes das dos restantes estratos, pois depende da tensão efetiva de confinamento num ponto situado a meia altura do respetivo estrato. Da mesma forma, configuraram-se os dados de entrada para a ferramenta em Matlab de modo a que essas tensões fossem, também, correspondentes às consideradas para o modelo introduzido no programa Quake/W®, conforme se apresenta na Fig. 6.17.

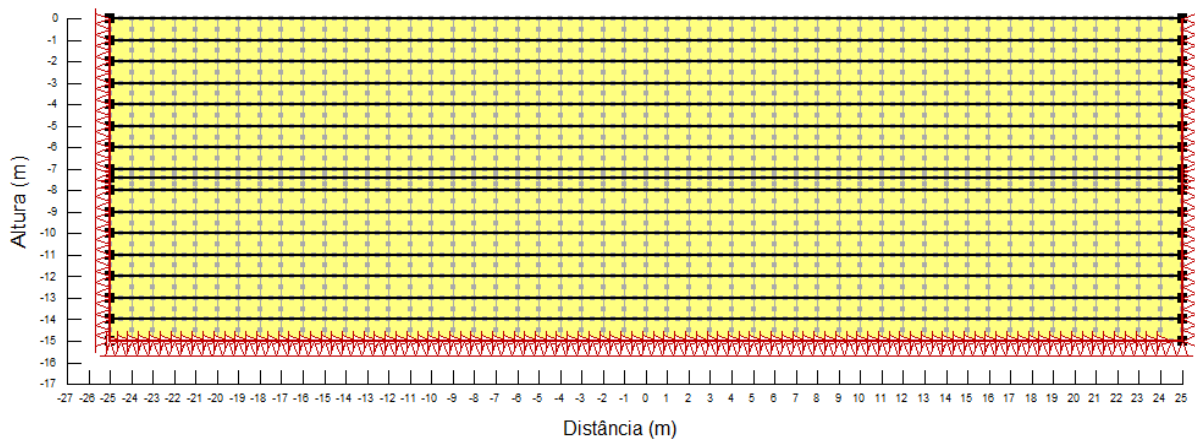


Fig. 6.16 - Modelo estratificado considerado para análise em Quake/W®.

| File        | Edit    | Format | View | Help |        |
|-------------|---------|--------|------|------|--------|
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 275.50 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 256.50 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 237.50 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 218.50 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 199.50 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 180.50 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 161.50 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 0.60   | 0.05 | 0.00 | 146.30 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 0.40   | 0.05 | 0.00 | 136.80 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 123.50 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 104.50 |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 85.50  |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 66.50  |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 47.50  |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 28.50  |
| 77471970.00 | 1900.00 | 1.00   | 0.05 | 0.00 | 9.50   |

Fig. 6.17 - Propriedades do modelo estratificado considerado para análise através da ferramenta desenvolvida.

Através desta análise obtiveram-se os deslocamentos na superfície do maciço (Fig. 6.18) idênticos aos apresentados na análise anterior (Fig. 6.11), no entanto, e como se pode observar na Fig. 6.19 e Fig. 6.20, a variação de rigidez e do amortecimento em profundidade é distinta da análise anterior, voltando, contudo, a não haver correspondência entre o resultado obtido através do Quake/W® e Matlab®.

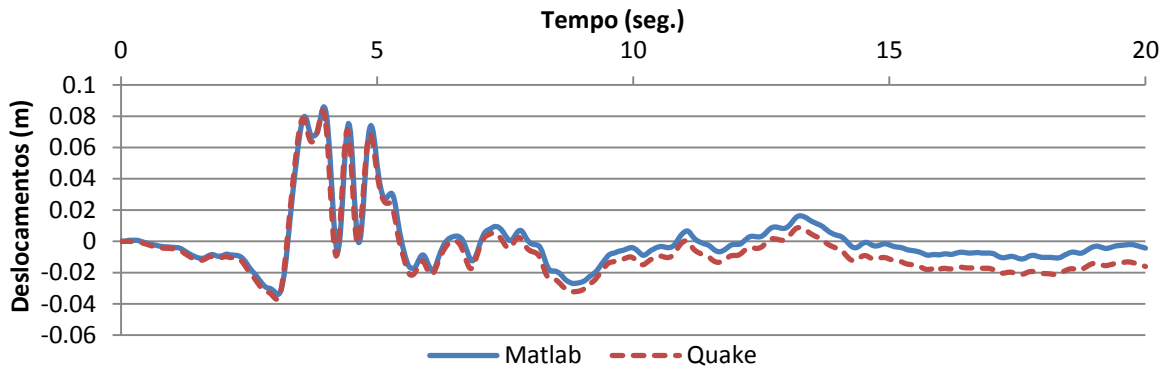


Fig. 6.18 - Comparação dos deslocamentos obtidos na análise do modelo estratificado em Quake/W® e Matlab®.

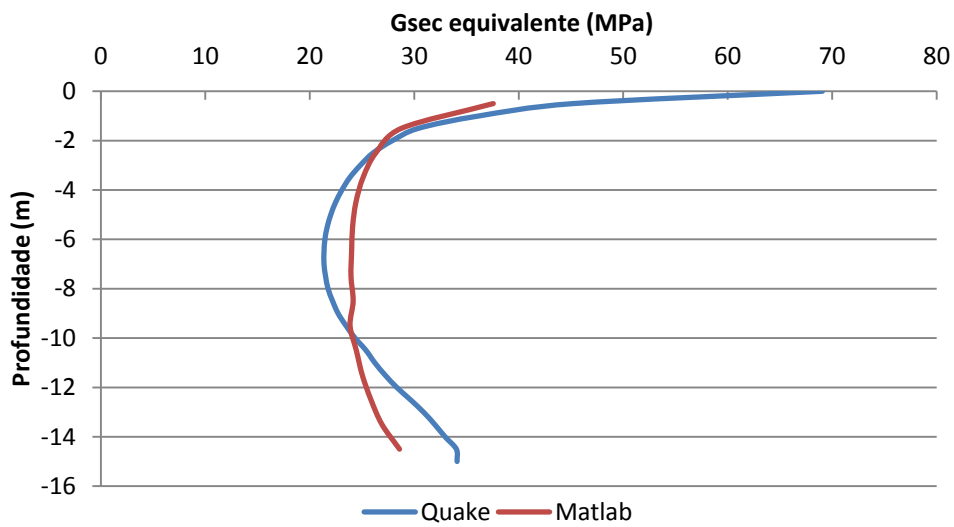


Fig. 6.19 - Curvas de variação da rigidez equivalente em profundidade obtidas na análise do modelo estratificado através de Quake/W® e Matlab®.

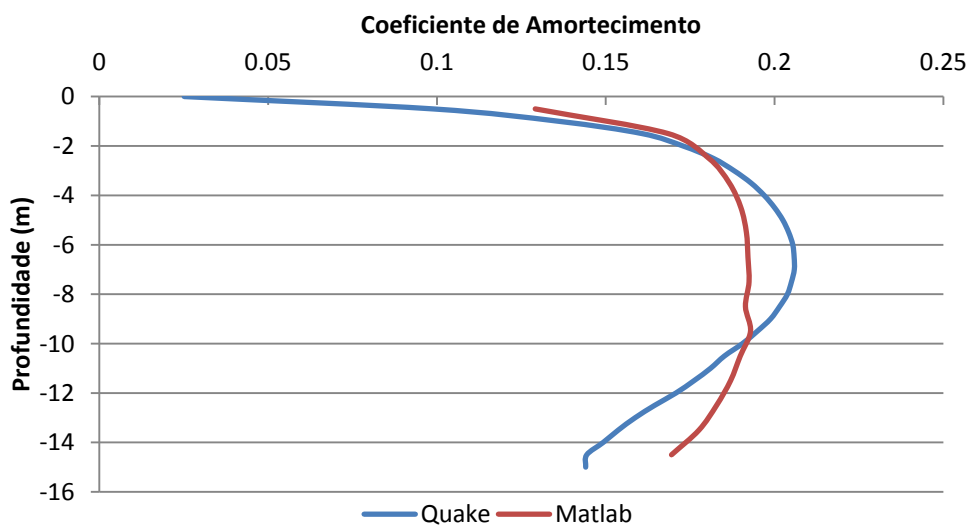


Fig. 6.20 - Curvas de variação do amortecimento material em profundidade obtidas na análise do modelo estratificado através de Quake/W® e Matlab®.

Visto que os resultados dos deslocamentos na superfície do maciço, obtidos através dos dois programas, correspondem ao esperado, aceitam-se as diferenças apreciadas nas curvas de variação dos parâmetros de rigidez e amortecimento, considerando os valores como válidos. Na verdade, alguns fatores, inerentes ao programa Quake/W®, podem influenciar a variação desses parâmetros, a maior parte dos quais não são passíveis de controlo por parte do utilizador, apontando-se como principal causa o problema de integração identificado anteriormente, que implica a determinação de diferentes valores de deslocamentos, o que influencia significativamente a atualização da rigidez.

Determinados os parâmetros atualizados de rigidez e amortecimento, pode, então, ser definido o respetivo perfil deformado do maciço, que se apresenta na Fig. 6.21. Como já referido, esta deformada é designada na bibliografia internacional por *free-field deformation*, ou em idioma Português, deformação em meio contínuo.

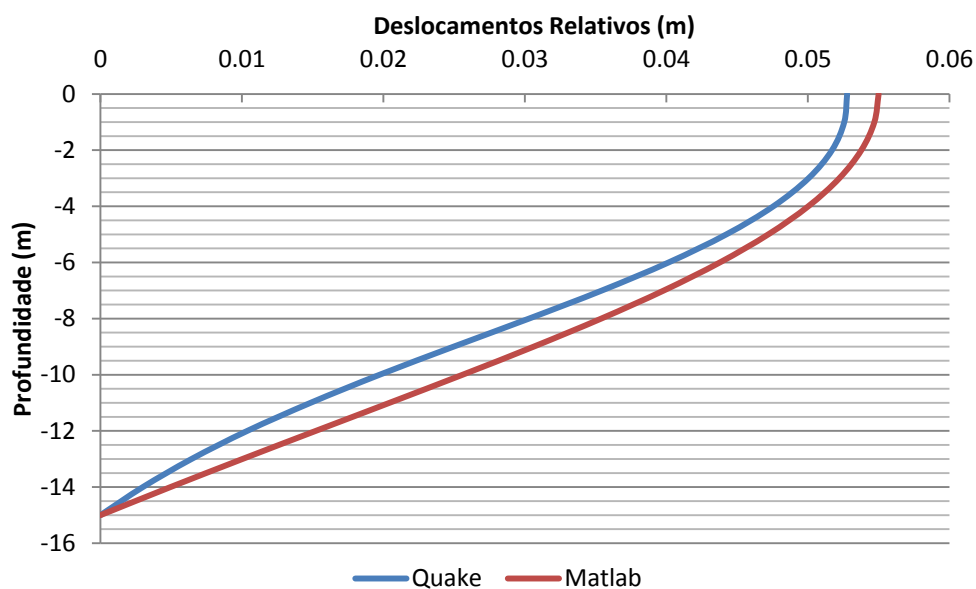


Fig. 6.21 - Resultado da deformação do terreno em meio contínuo

A deformada apresentada na Fig. 6.21, corresponde à máxima deformação sofrida pelas camadas de solo localizadas entre os extremos (superior e inferior) da estrutura, durante toda a solicitação sísmica. Concretamente, o valor obtido para o deslocamento relativo entre um ponto localizado ao nível da base da estrutura em causa e outro no topo, designado anteriormente por  $D_{ff}$ , é de 0,128 m.

#### 6.2.4. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO DA BOX-CULVERT

Como anteriormente referido, na exposição da metodologia desenvolvida, após a determinação da distorção máxima do solo, é possível avaliar a deformação da estrutura em causa.

Considerando as características da Box-Culvert apresentadas na Fig. 6.22 e no Quadro 6.2 e atendendo à deformação  $D_{ff}$  determinada anteriormente, determinou-se o rácio de flexibilidade  $F$ , entre o solo e a estrutura, através da expressão 4.5, para o qual se obteve um valor de 2.1038. Em seguida, pela expressão 5.43 obteve-se um coeficiente de distorção  $R$ , igual a 1,3504, o que, por sua vez, através da

expressão 4.10, permitiu determinar a distorção da estrutura  $D_s$ , que resulta num valor igual a 0,0173 m.

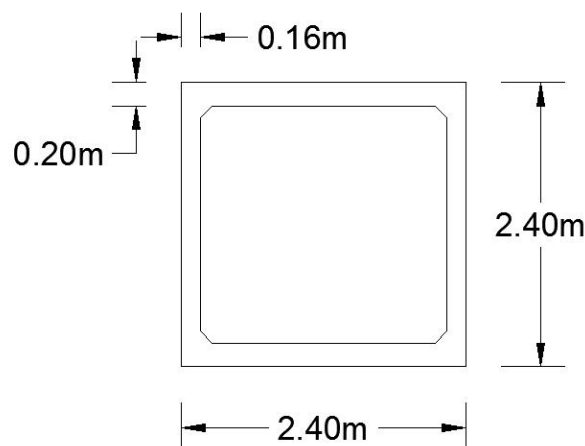


Fig. 6.22 - Estrutura do tipo Box-Culvert considerada no caso em estudo

Quadro 6.2 - Características da Box-Culvert Considerada

| Característica                          | Valor   |
|-----------------------------------------|---------|
| Altura (m)                              | 2,40    |
| Largura (m)                             | 2,40    |
| Módulo de Elasticidade E (Pa)           | 31E+9   |
| Inércia dos montantes (m <sup>4</sup> ) | 3,41E-4 |
| Inércia das travessas (m <sup>4</sup> ) | 6,67E-4 |

Ou seja, uma estrutura retangular do tipo Box-Culvert que, durante o evento sísmico considerado, se encontre envolvida no maciço em análise à profundidade de 5 m, irá sofrer uma deformação equivalente a um deslocamento relativo entre a travessa superior e inferior no valor de 0,0173 m.

Com intuito de confirmar o resultado da deformação da estrutura, procedeu-se à simulação do evento sísmico através do programa Quake/W®, submetendo o maciço em análise a essa solicitação, contendo o elemento estrutural no seu interior, como se apresenta na Fig. 6.23.

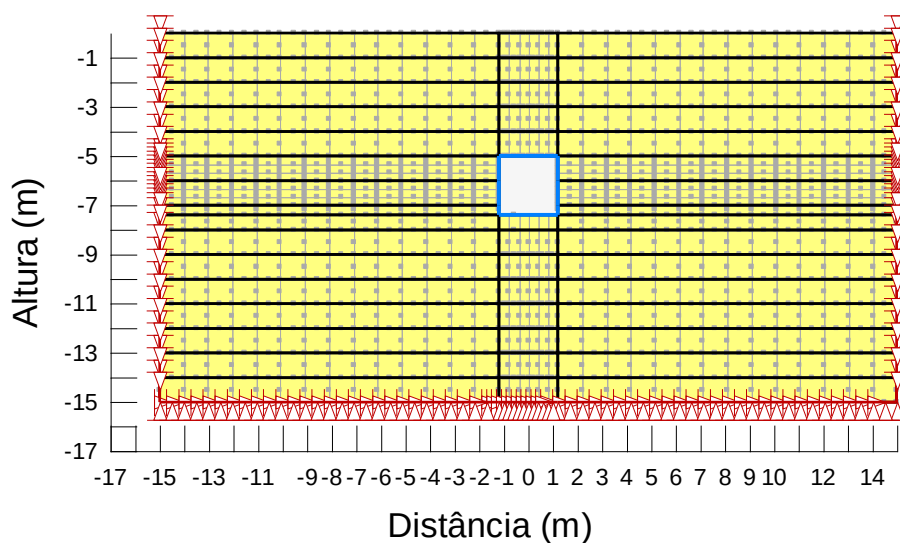


Fig. 6.23 - Modelo estratificado com Box-Culvert

Com a simulação referida obteve-se a deformada apresentada na Fig. 6.24, respetiva à distorção máxima sofrida pela estrutura durante o evento sísmico, da qual resultou um deslocamento relativo, entre a travessa superior e inferior da Box-Culvert, de 0,0128 m.

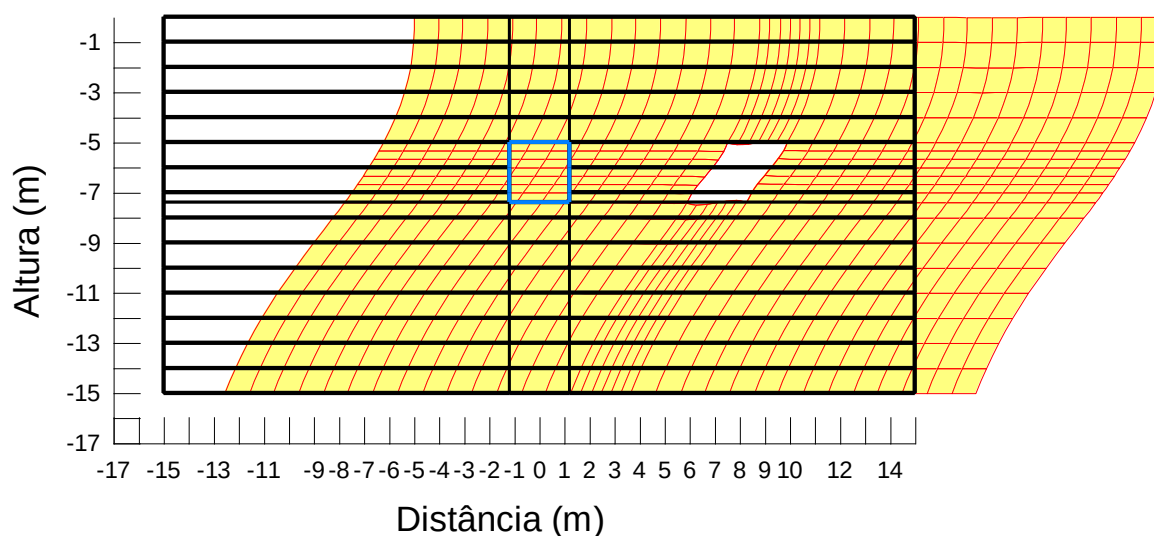


Fig. 6.24 - Deformação da Box-Culvert através de Quake/W®

Note-se que a metodologia desenvolvida no presente trabalho levou a uma deformação da estrutura superior à obtida através do programa Quake/W®, com uma razão entre os dois valores de 1,5, a partir do qual se pode considerar que esta é uma metodologia conservativa.

Como exposto anteriormente, a ferramenta de cálculo automático apresentada no capítulo 5, é capaz de determinar os esforços da estrutura devido à distorção sofrida. Recorde-se que a obtenção destes esforços se efetua através de um carregamento fictício que depende da profundidade a que a estrutura

se encontra enterrada, pelas razões expostas em 4.3.1. Assim, aplicando uma solicitação sob a forma de carga distribuída triangular, obtiveram-se os esforços apresentados na Fig. 6.25.

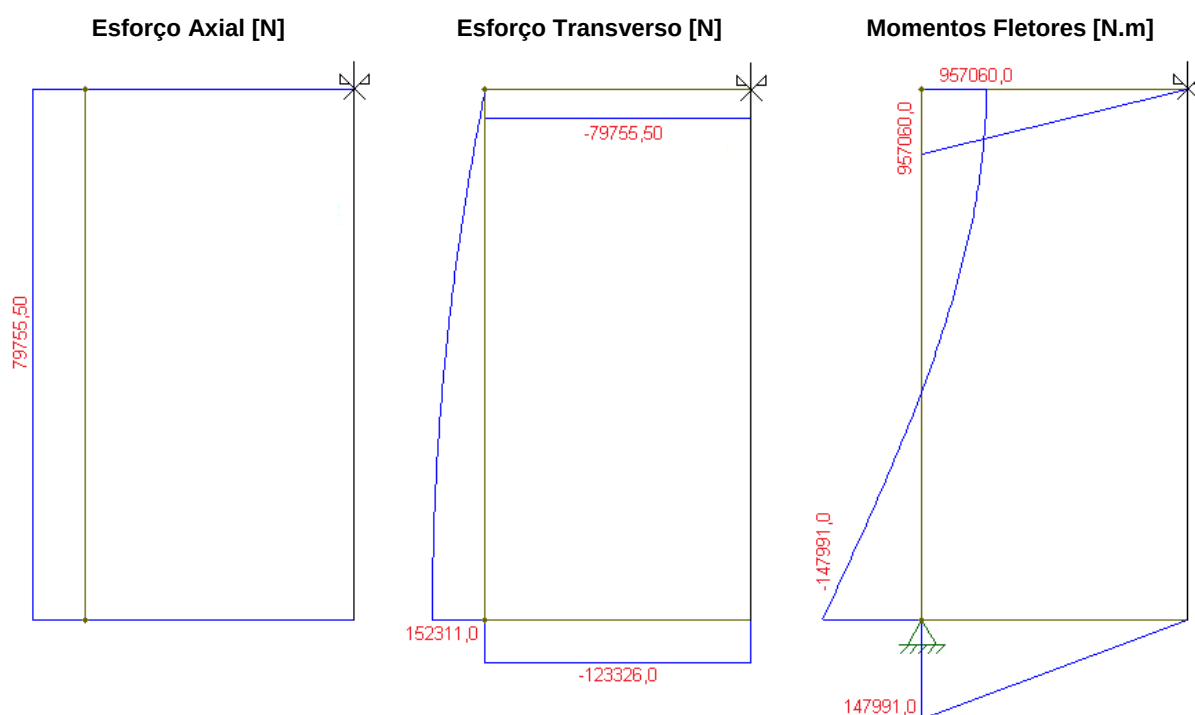


Fig. 6.25 - Diagramas de esforços obtidos através da ferramenta de análise sísmica de Box-Culvert

Comparando o valor máximo de esforços assim obtidos com o resultante da análise em Quake/W® (118947,43 N.m), verifica-se uma diferença de aproximadamente 20%, sendo o obtido através da metodologia desenvolvida o mais elevado, como seria de esperar, já que a deformação obtida também é superior.

Repare-se que esta comparação é efetuada apenas ao nível de valores máximos, visto que os esforços obtidos na análise em Quake/W® contabilizam as forças de atrito atuantes no contorno da estrutura. Estas forças de atrito, que se apresentam sob a forma de tensões tangenciais, são de reduzido valor, quando comparadas com a ação sísmica, não sendo, por isso, significativas influentes na grandeza dos esforços da estrutura. No entanto, aparentam ser responsáveis por alguma irregularidade dos diagramas de esforços, o que constitui a razão para que os diagramas das duas análises não concordem totalmente entre si, o que, por sua vez, leva à opção da avaliação através dos valores máximos referidos.

Recorde-se também que são estes esforços que deverão ser adicionados às ações estáticas, completando, assim, uma combinação de ações que permite o dimensionamento da estrutura para solicitações sísmicas.

### 6.3. OUTROS CASOS ESTUDADOS

Com o intuito de testar a adequabilidade da metodologia desenvolvida, assim como as capacidades da ferramenta de cálculo apresentada, procederam-se a alguns estudos em que, considerando diferentes propriedades do solo ou da estrutura, se efetuaram análises similares à apresentada na subsecção 7.2.3.

Tendo como base um modelo idêntico ao utilizado na análise anterior (Fig. 6.23), foram, então, efetuadas quatro análises distintas, fazendo variar, em cada uma, um dos parâmetros do solo ou da estrutura, cumprindo-se o seguinte:

Análise I – Caso com solo de rigidez elevada;

Análise II – Caso com estrutura de flexibilidade reduzida;

Análise III – Caso com Box-Culvert de grandes dimensões;

Análise IV – Caso com espessura de recobrimento reduzida.

No Quadro 6.3 detalham-se, para cada análise, os parâmetros cujo valor foi alterado, em relação ao caso de referência (realçados a negrito), encontrando-se compilados, no mesmo quadro, os resultados obtidos em cada análise. Além disso, são também apresentados os valores relativos ao momento fletor máximo verificado na Box-Culvert. Esses esforços foram determinados através dos dois métodos enunciados no capítulo 4, aplicando uma carga distribuída triangular e aplicando uma carga pontual, tentando-se, com isso, perceber em que situação se deveria utilizar cada um. No Anexo 3 apresentam-se ainda os modelos considerados para efetuar estas análises através do programa Quake/W®.

Quadro 6.3 - Parâmetros considerados e resultados obtidos nas análises em estudo

| Parâmetro                 |                                             | Caso de Referência | Análise I           | Análise II                         | Análise III          | Análise IV       |
|---------------------------|---------------------------------------------|--------------------|---------------------|------------------------------------|----------------------|------------------|
| $G_{solo}$ (Pa)           |                                             | 77471970,00        | <b>154943940,00</b> | 77471970,00                        | 77471970,00          | 77471970,00      |
| $E_{Box-Culvert}$ (Pa)    |                                             | $31 \times 10^9$   | $31 \times 10^9$    | <b><math>37 \times 10^9</math></b> | $31 \times 10^9$     | $31 \times 10^9$ |
| Dimensões Box-Culvert     |                                             | 2,4 x 2,4 (m)      | 2,4 x 2,4 (m)       | 2,4 x 2,4 (m)                      | <b>3,4 x 3,4 (m)</b> | 2,4 x 2,4 (m)    |
| Espessura de Recobrimento |                                             | 5,0 m              | 5,0 m               | 5,0 m                              | 5,0 m                | <b>2,0 m</b>     |
| Matlab 2011               | $D_{ff}$ (m)                                | 0,128              | 0,0065              | 0,0128                             | 0,0148               | 0,0081           |
|                           | $F$                                         | 2,1038             | 5,7949              | 1,7627                             | 4,376                | 2,3484           |
|                           | $R$                                         | 1,3504             | 1,8650              | 1,2688                             | 1,726                | 1,4010           |
|                           | $D_s$ (m)                                   | 0,0173             | 0,0122              | 0,0163                             | 0,0255               | 0,0113           |
|                           | $M_{máx}$ (aplicando carga pontual) (N.m)   | 125852,0           | 88750,80            | 141525,00                          | 92521,20             | 82204,00         |
|                           | $M_{máx}$ (aplicando pressão lateral) (N.m) | 147991,00          | 104364,00           | 166421,00                          | 108725,00            | 96664,80         |
| QuakeW®                   | $D_s$ (m)                                   | 0,0128             | 0,0097              | 0,0121                             | 0,0230               | 0,0064           |
|                           | $M_{máx}$ (N.m)                             | 118947,43          | 121008,82           | 126964,81                          | 167543,64            | 69238,28         |
| $DS_{Matlab}/DS_{Quake}$  |                                             | 1,352              | 1,258               | 1,347                              | 1,109                | 1,766            |

Como se percebe, por observação dos valores do Quadro 6.3, a ideia de que a metodologia desenvolvida aponta para resultados algo conservativos, volta a ser reforçada, mediante os valores obtidos através do programa Quake/W®. No entanto, verifica-se também que a metodologia desenvolvida conduz a valores de momento máximo que nem sempre se encontram de acordo a deformação sofrida pela estrutura. Isto é, como se pode observar na Análise I e III, apesar de a distorção ( $D_s$ ) da estrutura, obtida pela ferramenta em Matlab®, ser superior ao resultado da análise em Quake/W®, os valores de momento máximo ( $M_{máx}$ ) refletem o oposto. Uma possível razão para que isto se verifique, estará relacionada com o tipo de carregamento adotado para simular a ação sísmica. De facto, tanto a solicitação sob a forma de carga triangular distribuída, como sob a forma de carga pontual, podem produzir um efeito distante do real. Aliás, ao contrário do que se esperava e do que era sugerido por Wang [3], o carregamento triangular não conduz à melhor aproximação à realidade, mesmo na situação com menor espessura de recobrimento. Assim, este torna-se um aspeto de grande relevância e que merece um futuro estudo mais aprofundado.

Contudo, esta metodologia mostra vários pontos a seu favor, sobretudo no que toca à resposta da estrutura em função das condições e/ou características consideradas. No caso da Análise I, em que é considerado um material com elevada rigidez, a distorção do solo em meio contínuo e, consequentemente, da estrutura, quando comparados com os valores obtidos no caso de referência, verificam-se significativamente reduzidos, como aliás é validado pela análise em Quake/W®. No caso seguinte, Análise II, é considerada uma Box-Culvert constituída por um material de maior rigidez, tendo-se adotado um módulo de deformabilidade correspondente ao de um betão da classe C50/60. Tal como na Análise I, a metodologia desenvolvida mostrou ser sensível a essa variação, levando a um valor de  $D_s$  menor do que no caso de referência. Na Análise III, foi considerada uma estrutura com as dimensões correspondentes à estrutura do tipo XL, do catálogo do Anexo 1, pelo qual se verifica que a estrutura é constituída por elementos mais esbeltos do que a Box-Culvert considerada no caso de referência. Assim sendo, compreende-se que esta estrutura irá sofrer maior distorção do que a considerada no caso de referência, o que a metodologia de análise sísmica foi, também, capaz de traduzir, devolvendo um valor de  $D_s$  significativamente superior ao obtido na análise de referência. O mesmo se observa na Análise IV, em que a Box-Culvert se encontra a 2 m de profundidade, no interior do maciço de solo. Como já referido, a parte superior do maciço sofre menores distorções, logo um valor de  $D_s$  reduzido, como o obtido, é de esperar.

Além da análise aos valores obtidos, através da metodologia desenvolvida, é também importante referir os aspetos positivos da ferramenta de cálculo automático desenvolvida. No estudo das quatro análises apresentadas, foram despendidas cinco horas de trabalho no programa Quake/W®, envolvendo cerca de uma hora de cálculo para cada simulação e 15 minutos para tratamento de dados e preparação de modelos, ainda que tenham sido utilizados modelos idênticos em todas as análises, o que reduz significativamente o tempo de preparação. Através da ferramenta de cálculo desenvolvida na plataforma Matlab 2011®, as quatro análises foram realizadas em cerca 20 minutos, sendo que a maior parte do tempo foi gasto a conceber os ficheiros de dados, pois cada análise é calculada em menos de 1 minuto.

#### **6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Com o exposto no presente capítulo, fica claro que a metodologia desenvolvida no presente trabalho conduz a valores conservativos, quando comparada com o programa comercial a que se recorreu. Além disso, algum estudo deve-lhe ainda ser dedicado, no sentido de calibrar determinados aspetos, tal como a forma como é simulada a ação sísmica, para a determinação de esforços. No entanto, esta é uma metodologia que apresenta aspetos positivos de grande peso, sobretudo no que diz respeito à rapidez de cálculo e à simplicidade na interação com o utilizador, sendo relativamente simples a introdução de dados para leitura, mas também pelo facto de proporcionar uma análise coerente com as condições consideradas.



# 7

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 7.1. CONCLUSÕES

A construção no subsolo é uma solução cada vez mais considerada, sobretudo em vias de comunicação e atravessamentos inferiores. A acompanhar este facto vem a evolução dos métodos de construção e das estruturas enterradas. As estruturas pré-fabricadas do tipo Box-Culvert são um exemplo disso. Surgindo com o desenvolvimento das técnicas de construção subterrânea a partir da superfície, como o método *Cut&Cover*, este tipo de estruturas é concebido para diversos fins, mas fundamentalmente para materialização de galerias a baixa profundidade, tendo como principais características a facilidade de transporte e instalação, proporcionando, por exemplo, uma significativa redução no tempo de execução das obras.

No entanto, quando enquadradas no âmbito das estruturas enterradas, as Box-Culvert revelam-se, do ponto de vista técnico da sua conceção, muito complexas, devido, essencialmente, à dificuldade na previsão da sua interação com o solo envolvente, implicando, por isso, um incremento da complexidade dos processos de dimensionamento para a maioria das situações. Torna-se, portanto, de maior relevância o conhecimento e desenvolvimento de métodos e ferramentas de análise deste tipo de estruturas, nomeadamente para análise sísmica.

Neste sentido, a elaboração do presente trabalho, levou a cabo um estudo de diversas metodologias simplificadas, tendo como principais objetivos: i) desenvolvimento de um método de cálculo simples e eficiente, com vista na análise sísmica de estruturas enterradas do tipo Box-Culvert; ii) desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo automático para implementação do método desenvolvido.

Realmente, quando se trata de estruturas enterradas, a avaliação do seu comportamento sob ação dinâmica verifica-se claramente distinta do mesmo tipo de avaliação para estruturas à superfície. Enquanto estas últimas podem ser definidas tendo em conta que o seu comportamento depende apenas da sua geometria e do material que as constitui, nas estruturas enterradas há uma expressiva dependência do comportamento do meio que as envolve, que, por sua vez, apresenta um comportamento não linear, dificultando a previsão desse comportamento.

Essa dependência coloca no foco do presente trabalho as metodologias de análise sísmica baseadas na deformação em meio contínuo, que, mediante as demais, apresentam uma solução de compromisso entre complexidade e acuidade. Em maior relevância encontra-se a proposta simplificada de Wang, servindo, aliás, de base ao método aqui desenvolvido. A referida proposta, que se enquadra naquelas metodologias, considera que, durante um evento sísmico, uma determinada estrutura enterrada sofre um efeito distorcional imposto pelo meio em que a própria se encontra envolvida, fenómeno designado por *Racking Effect*. Wang [3] propõe, então, a determinação da distorção da estrutura a

partir da distorção do solo em condições de meio contínuo, definindo, para isso, um coeficiente de distorção, que traduz a razão entre as deformações de dois elementos. Além disso, este autor, apoiado em diversos estudos, define ainda a rigidez relativa entre o solo e a estrutura como o fator mais influente no comportamento desse sistema, sendo traduzida pelo rácio de flexibilidade entre esses elementos.

A metodologia desenvolvida no presente trabalho, definida por um processo semi-analítico, segue os mesmos pressupostos da proposta simplificada de Wang [3], sugerindo a determinação da distorção da estrutura a partir da distorção do solo em condições de meio contínuo, ou seja, na ausência de qualquer elemento no seu interior. A determinação do coeficiente de distorção entre o solo e a estrutura é, então, conseguida através de uma aproximação à relação empírica definida, por aquele autor, em função do rácio de flexibilidade entre os elementos do sistema. Contudo, pensa-se pertinente considerar ainda o efeito da ação sísmica nas propriedades do material envolvente da estrutura. Assim, e como é também proposto por Bobet [36], a metodologia desenvolvida na presente dissertação inclui um processo de determinação da degradação da rigidez e do aumento do amortecimento material do solo, tentando-se, com isto, alcançar uma melhor aproximação à realidade.

No entanto, a metodologia que aqui se propõe mostra-se, de certa forma, conservadora, tendo em conta que as distorções da estrutura, resultantes de alguns testes, apresentam valores superiores aos obtidos através de um programa de cálculo numérico, Quake/W®. Não obstante, para além da referida diferença entre resultados não apresentar valores elevados, algumas reticências surgem no que diz respeito ao processo de cálculo adotado pelo programa mencionado. De facto, este *software* mostra alguma incoerência na determinação de deslocamentos a partir de um registo de acelerações, havendo ainda alguma incerteza relativamente ao processo de atualização das propriedades do solo em análises lineares equivalentes.

Cumprindo o segundo objetivo principal da presente investigação, uma ferramenta de cálculo automático foi desenvolvida na plataforma Matlab 2011®, de forma a complementar a metodologia desenvolvida, criando-se, assim, uma solução computacional simples e rápida para o tipo de análise em discussão neste trabalho.

A ferramenta desenvolvida, quando comparada com o programa comercial utilizado para comparação de resultados, Quake/W®, apresenta expressivas vantagens, sobretudo no que diz respeito à simplicidade na introdução de dados e ao tempo de cálculo. De facto, em nenhum dos testes efetuados, esta ferramenta em Matlab 2011® despendeu mais de 1,7% do tempo de cálculo necessário para efetuar a mesma análise através do programa Quake/W®. Além disso, e apesar dos resultados conservativos, já referidos, esta ferramenta e consequentemente a metodologia desenvolvida, mostraram uma apreciável coerência nas análises das situações testadas, tendo-se verificado uma positiva reação à alteração de determinados parâmetros, como a rigidez do solo, a rigidez da estrutura, as dimensões da estrutura e a espessura de solo de recobrimento.

Por outro lado, um aspeto de grande importância deve ser apontado à metodologia desenvolvida na presente investigação. Trata-se da negligência das tensões tangenciais que se desenvolvem no contorno da Box-Culvert, durante um evento sísmico, originadas pelo atrito entre o solo e a estrutura. Não sendo determinadas em fase alguma do processo de cálculo proposto, estas tensões são apenas implicitamente consideradas na relação entre o rácio de flexibilidade e o coeficiente de distorção, já que essa relação resulta de ensaios experimentais, mas não mais do que isso. Como tal, após a determinação da distorção da estrutura, o cálculo dos esforços a atuar na mesma acaba por ser negligenciado, devido à falta de consideração das referidas tensões.

Recorde-se que a determinação desses esforços é conseguida através da aplicação de um carregamento fictício, com uma grandeza tal que provoque a distorção determinada anteriormente. Dois tipos de carregamento foram inicialmente sugeridos para a simulação dessa distorção da Box-Culvert. Seguindo a proposta de Wang [3], nas situações em que a estrutura se preveja enterrada a baixa profundidade, deve ser considerada uma solicitação sob forma de carga triangular distribuída, visto que nesses casos são impulsos de terras os principais influentes na deformação da estrutura. Caso contrário, se a estrutura for enterrada a grande profundidade, são as forças de corte geradas ao longo da superfície exterior da travessa superior as principais responsáveis pela deformação da estrutura. No entanto, e como foi demonstrado, os carregamentos fictícios sugeridos podem constituir a razão de esforços estruturais distantes da realidade e discordantes com as distorções verificadas.

Ainda relativamente a este aspeto, sublinha-se a questão da não consideração de qualquer ação estática, nem mesmo a ação vertical do peso do solo que cobre a estrutura. A análise que se pretende com a metodologia desenvolvida é única e exclusivamente dinâmica, devendo ser, posteriormente, combinada com as ações estáticas consideradas em projeto.

De uma forma geral, cumpridos os objetivos da presente dissertação, conclui-se que a metodologia desenvolvida, que beneficia do facto de ser baseada numa proposta exaustivamente estudada e testada, vem criar uma nova solução para análise sísmica de estruturas enterradas do tipo Box-Culvert. Aliada à ferramenta de cálculo automático, desenvolvida na plataforma Matlab 2011®, esta metodologia permite uma rápida e franca aproximação à realidade das deformações das estruturas retangulares localizadas no subsolo, ainda que sejam apontados alguns aspetos que merecem um estudo mais aprofundado.

Contudo, pensa-se não ser inviável contornar os pontos negativos apontados à metodologia desenvolvida nesta investigação. No que diz respeito, por exemplo, ao conservadorismo dos resultados obtidos, imagina-se que a calibração de alguns parâmetros, ou mesmo da relação entre o rácio de flexibilidade e o coeficiente de distorção, possa beneficiar expressivamente a qualidade dos valores finais. Já no que diz respeito à consideração das tensões tangenciais no contorno da estrutura, a inclusão ou adaptação à teoria de Penzien poder-se-ia verificar uma solução positiva.

## 7.2. SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

A terminar este trabalho, sumarizam-se algumas ideias que foram surgindo ao longo da investigação que, não tendo sido perseguidas por limitações de tempo ou recursos, se pensa serem pertinentes para uma futura abordagem ao assunto.

Assim, antes de mais, apontam-se dois aspetos fundamentais para uma possível melhoria da metodologia desenvolvida:

- Como qualquer metodologia, também esta deve ser bem fundamentada através de diversos testes que validem os seus resultados. Como tal, sugere-se a elaboração de estudos paramétricos, de forma a avaliar e a validar esta metodologia perante o maior número de situações possível. Além disso, esses estudos deverão também abordar a evidente necessidade de calibração dos parâmetros utilizados na presente metodologia, pelo que se propõe um estudo nessa vertente, que foque, essencialmente, a relação entre o coeficiente de distorção e o rácio de flexibilidade, mas também, e de igual importância, os fatores de ponderação para a escolha do carregamento fictício. Para estes últimos sugere-se a realização de um estudo em que seja analisado o tipo de carregamento a adotar em função da deformação do maciço, de

profundidade da estrutura e, ainda, em função do efeito que se pretende simular, como acontece com o carregamento pontual e o triangular distribuído considerado neste trabalho;

- Tendo em vista a consideração das tensões tangenciais que se desenvolvem no contorno exterior da estrutura, sugere-se um estudo para adaptação e inclusão parcial da proposta simplificada de Penzien na metodologia desenvolvida no presente trabalho, focando, essencialmente, um processo para determinação da grandeza dessas tensões e a forma como serão consideradas nesta metodologia.

Adicionalmente, poder-se-á revelar interessante, no âmbito da análise sísmica de Box-Culvert, abordar os seguintes aspetos:

- Desenvolvimento de um processo para determinação da degradação da rigidez da estrutura durante o evento sísmico. De facto, tal como o solo, embora em muito menor escala, a rigidez da estrutura também sofrerá uma degradação que, consequentemente, levará a maiores deformações;
- Elaboração de um método que, através de um processo idêntico ao proposto na presente dissertação, permita a análise sísmica de estruturas do tipo Box-Culvert constituídas por duas peças em U. Este tipo de estruturas são as mais requisitadas, dada a facilidade de transporte, no entanto, visto assemelharem-se a um pórtico articulado, o seu comportamento será significativamente distinto do daquelas compostas por um quadro monolítico.

Relativamente à ferramenta informática desenvolvida, algumas ideias ficaram por cumprir, pelo que se sugere:

- Criação de uma interface simples e intuitiva, para fácil utilização do programa;
- Melhoramento do programa no que diz respeito à apresentação gráfica de resultados.

## BIBLIOGRAFIA

- 1 Sang, P. *Comportamento e Modelação Numérica de Estruturas Enterradas de Betão*. Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto, Portugal, 2000.
- 2 HANSON Silo Company ( <http://www.hansonsilo.com/culverts.php> ) (12/05/2012).
- 3 Wang, J. *Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design Approach*. Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., New York, U.S.A., 1993.
- 4 Power, M., Fishman, K., Makdisi, F., Musser, S., Richards, R., Youd, T. *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 2 - Retaining Structures, Slopes, Tunnels, Culverts and Roadways*. Federal Highway Administration, 2008.
- 5 Hashash, Y., Hook, J., Schmidt, B., and Yao, J. Seismic Design and Analysis of Underground Structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16 (2001), 247-293.
- 6 Gonçalves, R., Alves Costa, P., and Silva Cardoso, A. *Dimensionamento Sísmico de Estruturas Rectangulares Enterradas, Estado do Conhecimento*. SIPAV - Soluções Inovadoras Pré-fabricadas para Alta Velocidade, Portugal, 2010.
- 7 A Cimenteira do Louro ( <http://www.acimenteiralouro.pt/pt/catalogo/geral/culvert/culvert/> ) (04/05/2012).
- 8 Kawashima, K. *Seismic Design of Underground Structures in Soft Ground: A review*. Tokyo Intitute of Technology, Japan, 1999.
- 9 Wikipedia ( <http://pt.wikipedia.org/wiki/Sismo> ) (15/05/2012).
- 10 Kramer, S. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, U.S.A., 1996.
- 11 Alves Costa, P. *Vibrações do Sistema Via-Macifo Induzidas por Tráfego Ferroviário. Modelação Numérica e Validação Experimental*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2011.
- 12 Santos, J. *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento sob ações horizontais estáticas e dinâmicas*. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1999.
- 13 Hardin, B. The nature of damping in sands. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 91 (1965), 63-97.
- 14 Kausel, E. *Forced vibrations of circular foundations on layered media*. Massachusetts Institute of Technology, 1974.
- 15 Chopra, A. *Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, U.S.A., 1995.
- 16 Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos, Introdução à Engenharia Geotécnica, Volume 2*. FEUP edições, Porto, 2011.
- 17 Amiri, G., Maddah, N., Mohebi, B. *Effective Parameters on Seismic Design of Rectangular Underground Structures*. AIP Conference Proceedings, 2008.

- 18 Penzien, J. Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29 (2000), 683-691.
- 19 Costa, C. *Comportamento Dinâmico de Atravessamentos Inferiores Pré-Fabricados em Linhas de Alta Velocidade*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2011.
- 20 BoxCulvert.com ( <http://www.boxculvert.com/installation/seal/box-culvert-joint-sealant.html> ) (04/05/2012).
- 21 PREMAFE, Fabrica de Artefactos de Cimento, Lda. *Instruções para Transporte e Montagem de Box-Culvert*.
- 22 Humes - Designers and Manufacturers of Engineered Box Culvert Solutions ( <http://www.humes.co.nz/Products.php?id=3&reference=Underpasses> ) (12/05/2012).
- 23 BargerAndSons.com ( <http://bargerandsons.com/precast/box-culvert/box-culvert.html> ) (12/05/2012).
- 24 Rocla ( <http://www.rocla.com.au/Products.php?id=2> ) (12/05/2012).
- 25 Plumey, S. *Interaction Sol-Structure dans le Domaine des Tranchées Couvertes*. Faculté de L'Environnement Naturel, Architectural et Construit, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, França, 2007.
- 26 Kim, K. and Yoo, C. *Design Loading on Deeply Buried Box Culverts*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, U.S.A., 2005.
- 27 Mononobe, N. and Matsuo, H. On Determination of Earth Pressure During Earthquake. In *World Engineering Conference* (Tokyo, Japão 1929), 177-185.
- 28 Okabe, S. General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam. *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Volume 12, Nº 1 (1926), 123-134.
- 29 Wood, J. *Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures*. California Institute of Technology, Pasadena, 1973.
- 30 Towhata, I. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Springer, Tokyo, Japan, 2008.
- 31 Anderson, D., Martin, G., Lam, I., and Wang, J. *Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments*. National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., 2008.
- 32 Hendron, A.J. and Fernandez, G. Dynamic and Static Design Considerations for Underground Chambers. In *Seismic Design of Embankments and Caverns* (New York, E.U.A. 1983), 157-197.
- 33 Merrit, J., Monsees, J.E., and Hendron, A.J. Seismic Design of Underground Structures. In *Proceedings of the 1985 Rapid Excavation Tunneling Conference* (New York, E.U.A 1985), 104-131.
- 34 Ozcebe, A. *A Comparative Assessment of Available Methods for Seismic Performance Evaluation of Buried Structures*. Turkey, 2006.

- 35 Huo, H., Bobet, A., Fernández, G., and Ramírez, J. Load Transfer Mechanisms between Underground Structure and Surrounding Ground: Evaluation of the Failure of the Daikai Station. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 131 (Dezembro 2005), 1522-1533.
- 36 Bobet, A., Fernández, G., Huo, H., and Ramírez, J. A Practical Iterative Procedure to Estimate Seismic-Induced Deformations of Shallow Rectangular Structures. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 45, Nº7 (Julho 2008), 923-938.
- 37 Ishibashi, I. and Xinjian, Z. Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay. *Soils and Foundations*, 33 (Março 1993), 182-191.
- 38 NP EN 1998-1. Eurocódigo 8, Parte 1 - Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos. Regras Gerais, acções Sísmicas e regras para Edifícios. 2010.
- 39 NP EN 1998-5. Eurocódigo 8, Parte 5 - Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos. Fundações, Estruturas de Suporte e Aspectos Geotécnicos. 2010.
- 40 Cansado Carvalho, E. Eurocodes - Background and Applications. Eurocode 8 Part 4 & Part 6. Bruxelas, 2008.
- 41 Cansado Carvalho, E. Eurocódigo 8. Acção Sísmica e Edifícios. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2010.
- 42 NP EN 1998-2. Eurocódigo 8, Parte 2 - Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos. Pontes. 2003.
- 43 Ishihara, K. *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*. Oxford University Press, 1996.
- 44 Sheng, X., C., Jones, and Petyt, M. *The Fourier Transformed Stationary and Moving Dynamic Flexibility Matrices of a Layered Ground*. University of Southampton, Institute of Sound and Vibration Research., 1999.
- 45 Sheng, X., Jones, C., and Petyt, M. Ground Vibration Generation By a Harmonic Load Acting on a Railway Track. *Journal of Sound and Vibration*, 225(1) (1999), 3-28.
- 46 Andersen, L. and Clausen, J. Impedance of Surface Footings on Layered Ground. *Computers & Structures*, 86 (2008), 72-87.
- 47 Alves Costa, P. *Propagação de ondas sísmicas e amplificação local*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2010.
- 48 Seed, H., Wong, R., Idriss, I. M., and Tokimatsu, K. *Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1984.
- 49 Vucetic, M. and Dobry, Ricardo. Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 117 (1991), 89-117.
- 50 Okur, D. V. and Ansa, A. Stiffness Degradation of Natural Fine Grained Soils During Cyclic Loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27 (2007), 843-854.

- 51 Kallioglou, P., Tika, Th., Koninis, G., Papadopoulos, St., and Pitilakis, K. Shear Modulus and Damping Ratio of Organic Soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(2) (2009), 217-235.
- 52 National Oceanic and Atmospheric Administration  
(<http://www.ngdc.noaa.gov/hazard/strong.shtml>) (20/05/2012).
- 53 The European Strong-Motion Database ([http://www.isesd.hi.is/ESD\\_Local/frameset.htm](http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm)) (20/05/2012).
- 54 Peer Strong Motion Database (<http://peer.berkeley.edu/smcat/>) (20/05/2012).
- 55 MCEER Earthquake Engineering to Extreme Events  
([http://mceer.buffalo.edu/infoservice/reference\\_services/strongMotionGuide.asp](http://mceer.buffalo.edu/infoservice/reference_services/strongMotionGuide.asp)) (20/05/2012).
- 56 National Geophysical Data Center (<http://www.ngdc.noaa.gov>) (20/04/2012).
- 57 SMC - Format Data Files (<http://nsmc.wr.usgs.gov/smcfmt.html>) (20/04/2015).
- 58 USGS-Science for a changing world (<http://earthquake.usgs.gov/hazards/designmaps/>) (20/04/2012).
- 59 Wikipedia - 1989 Loma Prieta Earthquake  
([http://en.wikipedia.org/wiki/1989\\_Loma\\_Prieta\\_earthquake](http://en.wikipedia.org/wiki/1989_Loma_Prieta_earthquake)) (05/2012)).
- 60 GEO-SLOPE International Ltd. *Dynamic Modeling with Quake/W 2007. An Engineering Methodology*. Geo-Slope International Ltd., Canada, 2008.

# **ANEXO 1**

## **FICHA TÉCNICA DE ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS BOX-CULVERT**



## 1 INTRODUÇÃO

Este processo construtivo designado por CONDUTAS RECTANGULARES **ENTERRADAS MAPREL** foi inicialmente desenvolvido pelo ETEC, distinto gabinete de engenharia da cidade do Porto, tendo sido posteriormente desenvolvido pela Maprel.

É de destacar que a Maprel tem experiência no cálculo, execução e montagem deste tipo de estruturas há mais de 15 anos.

Consiste o processo na pré-fabricação em estaleiro e posterior colocação em obra de condutas ou passagens hidráulicas, agrícolas, pedestres ou rodoviárias, sob aterro e suportando a acção dos mesmos e das sobrecargas, de natureza rodoviária ou ferroviária.

Estas estruturas são constituídas por duas peças com geometria em U e que por sobreposição constituem uma secção transversal rectangular.

As superfícies de contacto entre peças sobrepostas são materializadas através de uma junta macho-fêmea enquanto que as juntas entre peças adjacentes são feitas a meia espessura ou por uma junta seca convenientemente tratada, possibilitando, em qualquer dos casos, uma eficiente impermeabilização da estrutura.

Este sistema, que a Maprel, actual Mota-Engil, Betão e Pré-fabricados fabrica e comercializa desde 1989, leva já muitos milhares de metros de comprimento de estruturas instaladas, sem que, até à presente data, lhe seja conhecida qualquer patologia.

Como principais vantagens do sistema podem-se apresentar as seguintes, todas elas características da pré-fabricação:

- Rapidez de execução com total independência face às condições meteorológicas;
- Imediata entrada em serviço, logo após a execução do aterro;
- Garantia de qualidade advinda do controle apertado próprio do fabrico em estaleiro, quer no que toca às propriedades dos materiais quer no que diz respeito à observância das tolerâncias dimensionais admissíveis;

- Economia real: em tempo, em meios mobilizados e em materiais, neste caso fruto da optimização do dimensionamento;
- Garantia de longevidade, própria do material betão armado de elevada compacidade empregue no fabrico.

## 2 GEOMETRIA

Quanto à geometria, estas estruturas foram classificadas em diversos tipos, de acordo com a sua largura, a saber:

Quadro 1 – Tipos de estruturas Box-Culvert Maprel

| TIPO | Largura<br>(m) |
|------|----------------|
| E    | 1.00           |
| M    | 1.50           |
| L    | 2.00           |
| SL   | 2.50           |
| XL   | 3.00           |
| IV   | 4.00           |
| V    | 5.00           |

Sendo várias as hipóteses de altura, dentro de cada tipo.

Nas folhas seguintes apresentam-se peças desenhadas que caracterizam a nossa actual gama de fabrico.

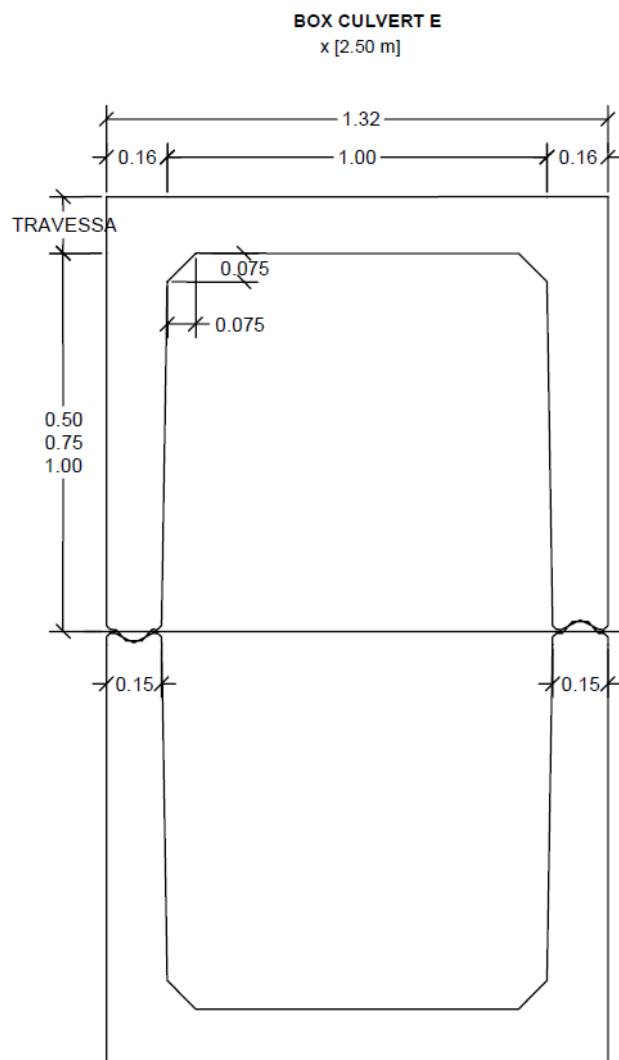


Figura 1 – Geometria da estrutura Box-Culvert Maprel Tipo E

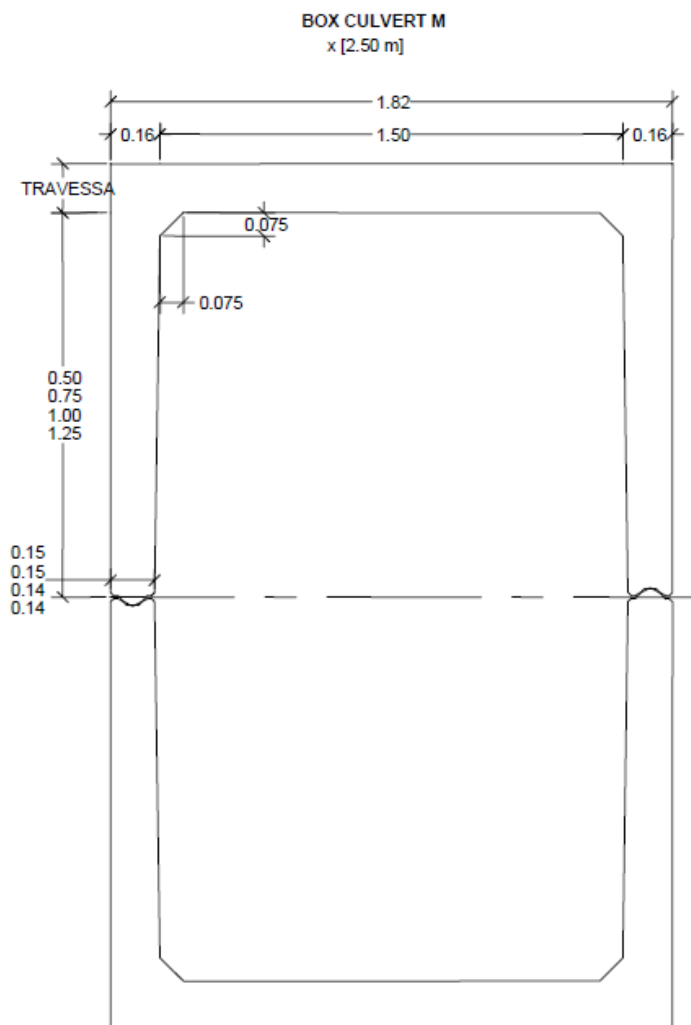


Figura 2 – Geometria da estrutura Box-Culvert Maprel Tipo M

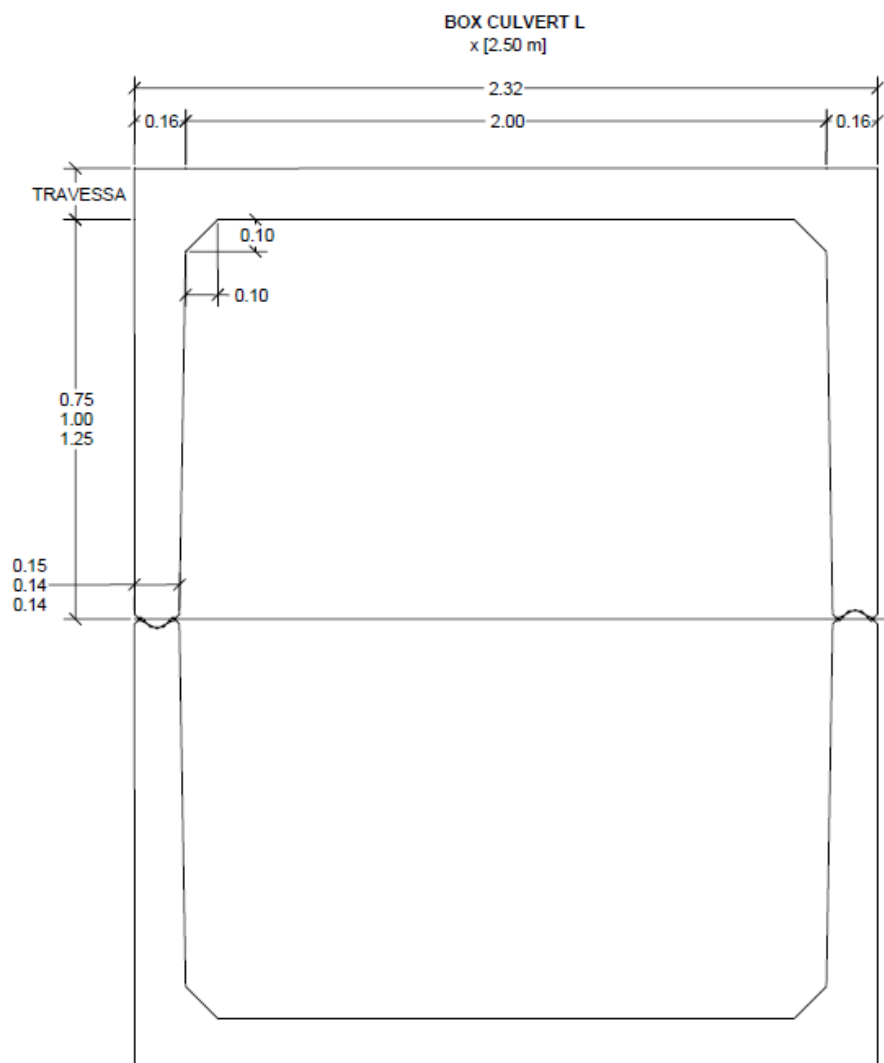


Figura 3 – Geometria da estrutura Box-Culvert Maprel Tipo L

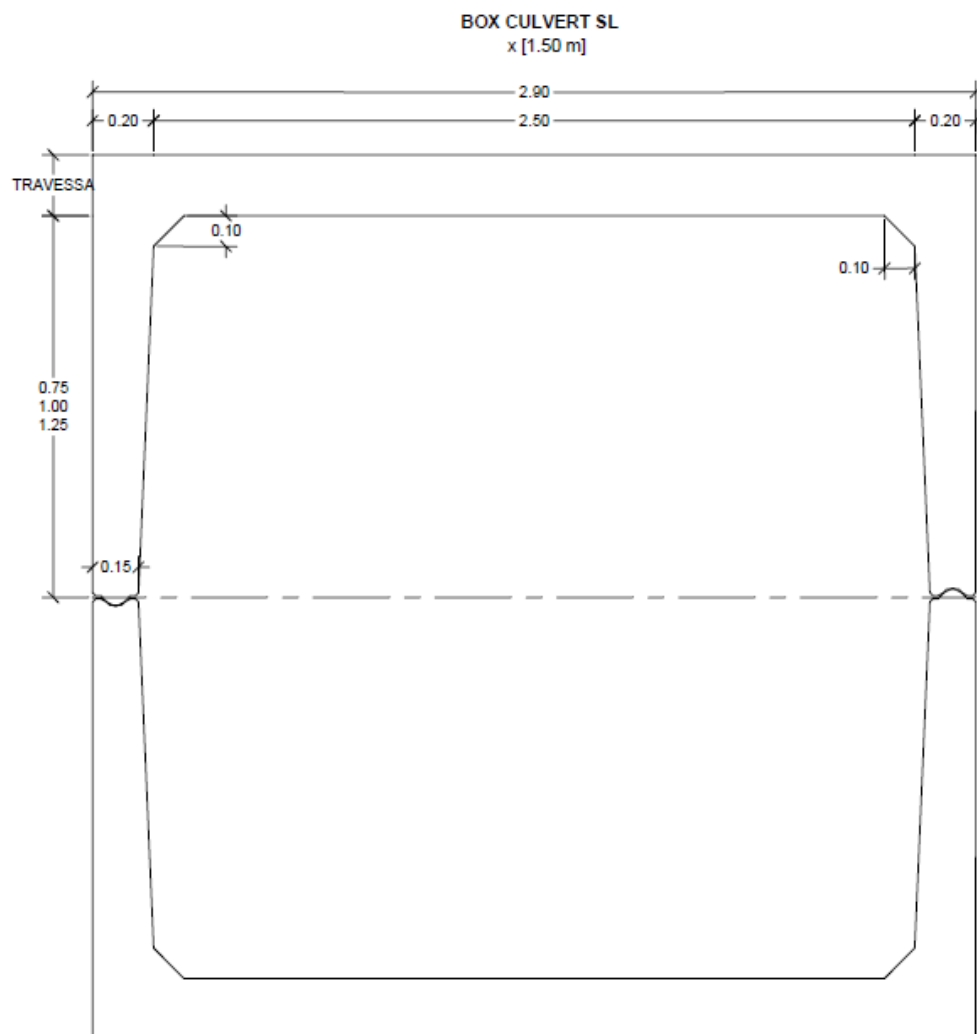


Figura 4 – Geometria da estrutura Box-Culvert Maprel Tipo SL

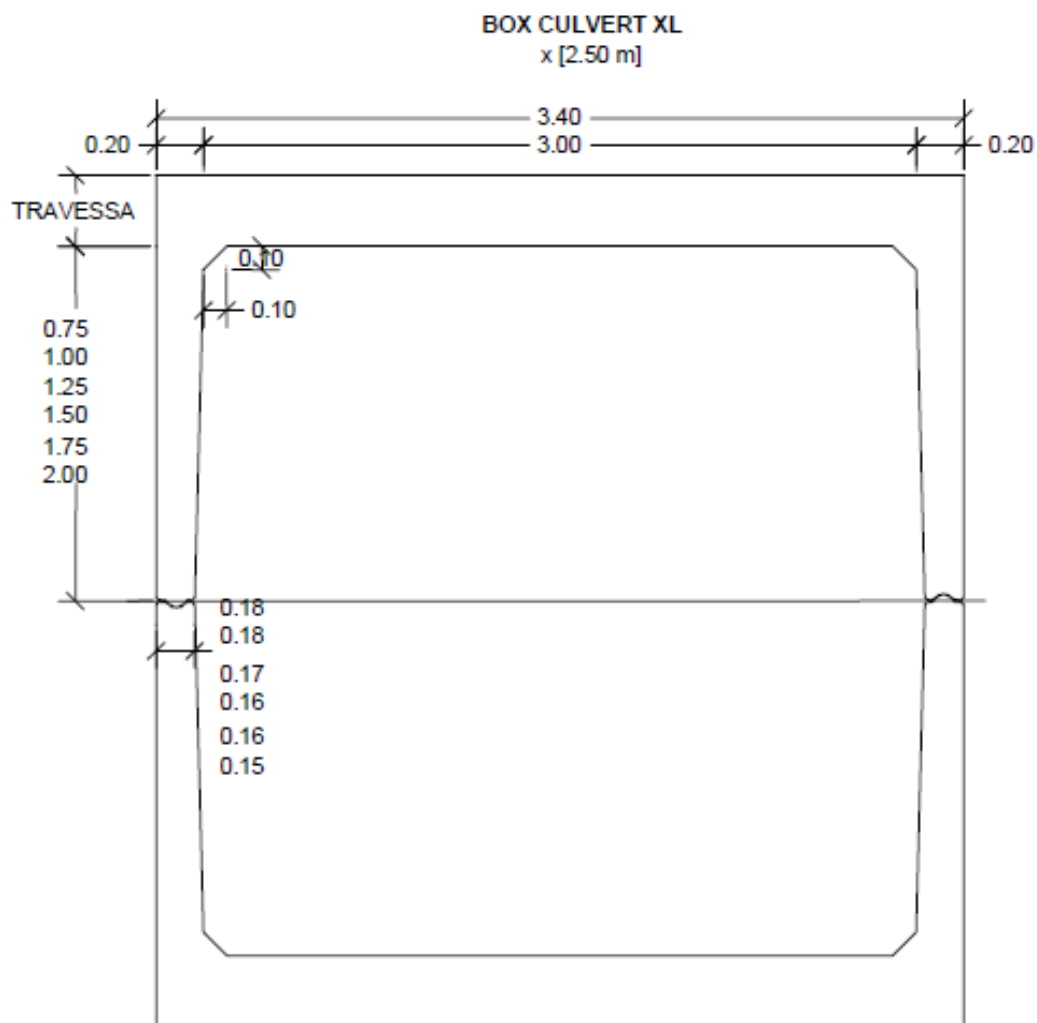


Figura 5 – Geometria da estrutura Box-Culvert Maprel Tipo XL

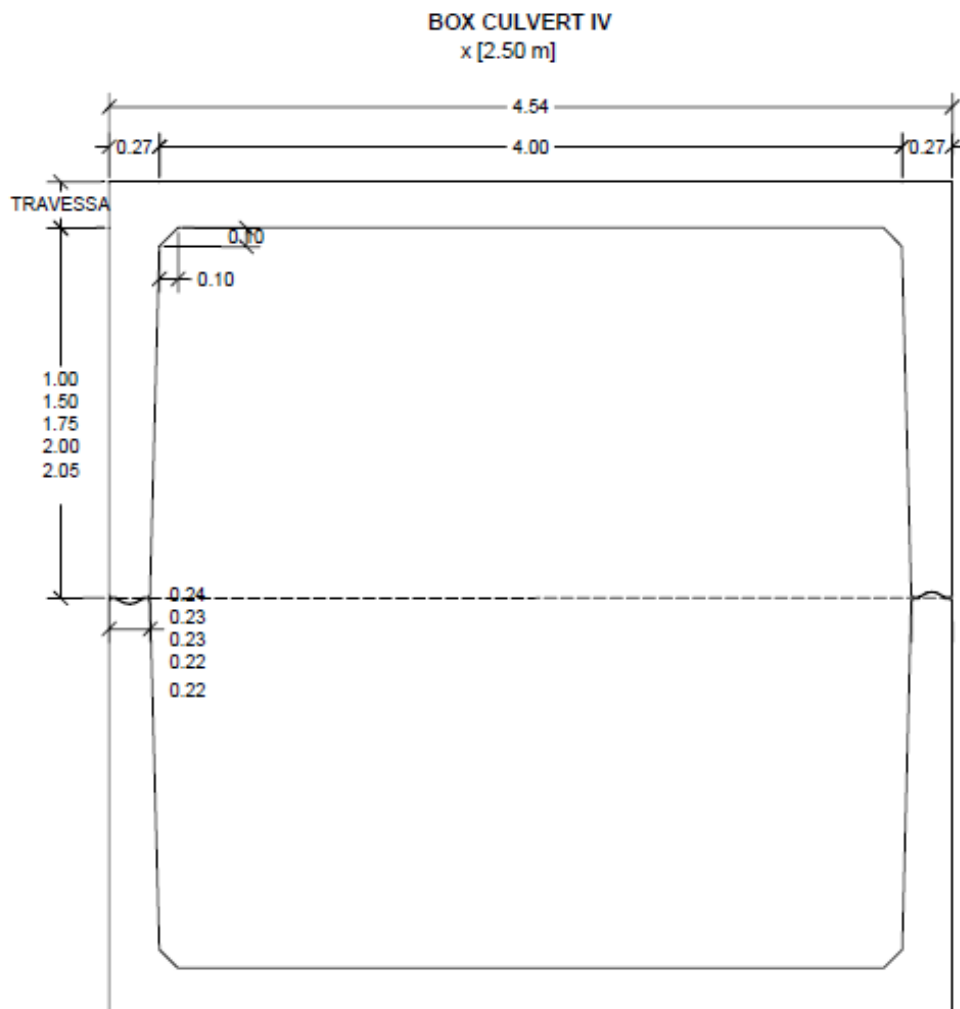


Figura 6 – Geometria da estrutura Box-Culvert Maprel Tipo IV

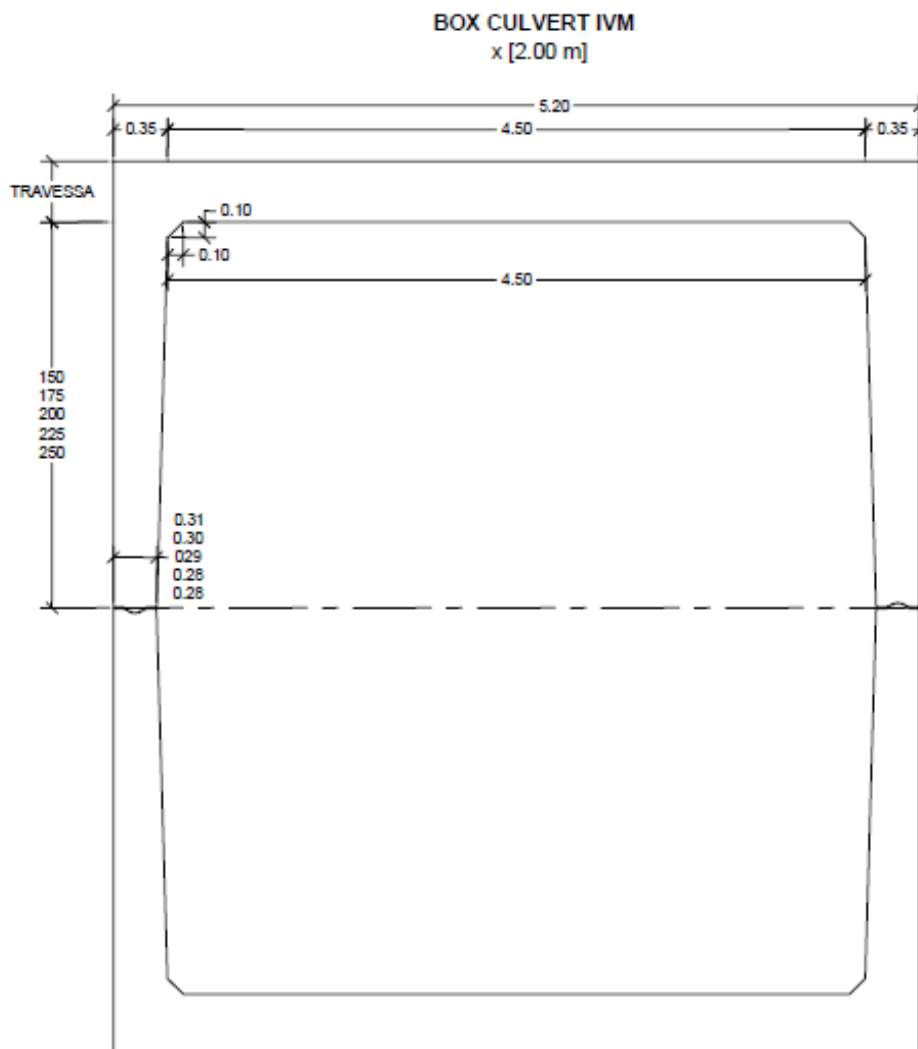


**Figura 7 – Geometria da estrutura Box-Culvert Maprel Tipo IVM**

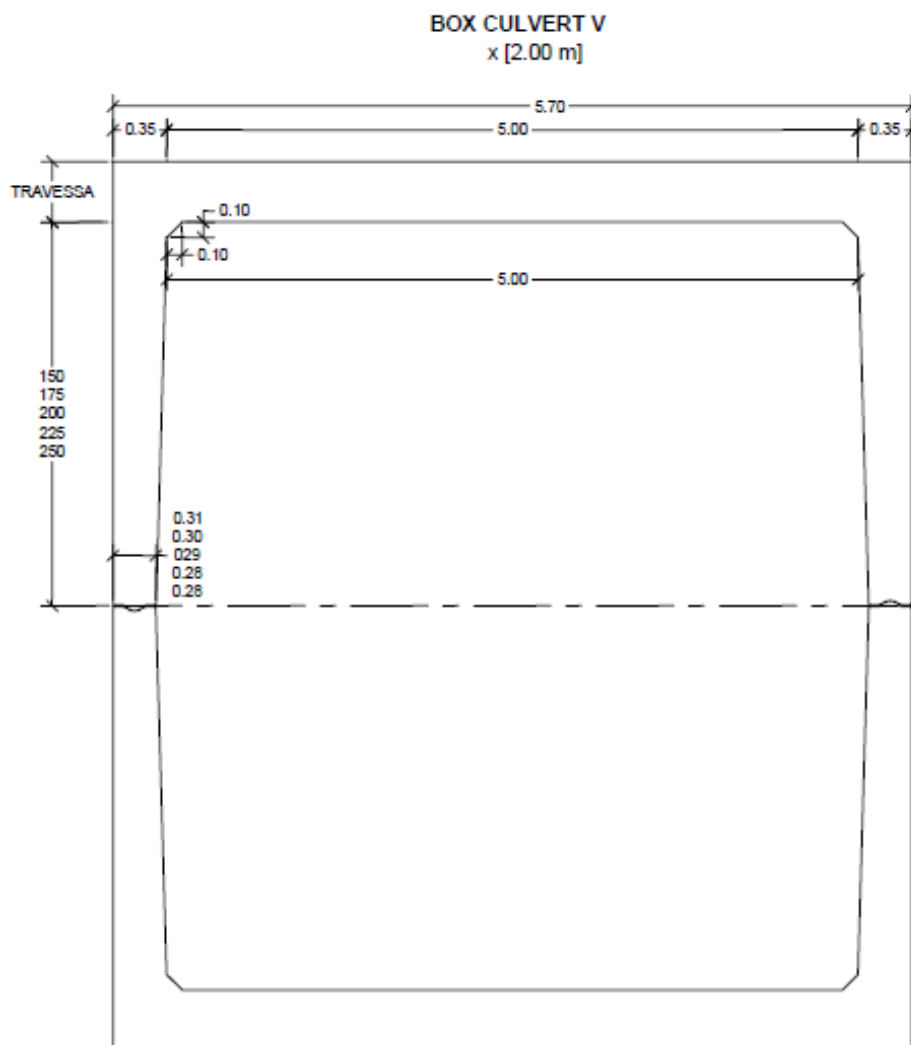


Figura 8 – Geometria da estrutura Box-Culvert Maprel Tipo V



# ANEXO 2

## FUNÇÕES SECUNDÁRIAS DO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

### A 2.1. FUNÇÃO ACCESOIL

```

1 - function [foy,AcFx,t] = AcceSoil;
2 -
3 - %foy - gama de frequências;
4 - %AcFx - acelerações no domínio da frequência;
5 -
6 - %%%% Carregamento do Registo Sísmico %%%%
7 - load Accel.dat;
8 - t=Accel(:,1); % t -tempo
9 - Ac=Accel(:,2); %Ac - Acelerações no domínio do tempo
10 -
11 - %%%% Transformação do registo para o domínio da frequência %%%%
12 - f0=0:1/max(t):1/(t(2)-t(1));
13 - foy=-max(f0)/2:(f0(2)-f0(1)):max(f0)/2;
14 - AcF=fft(Ac);
15 - AcFx=fftshift(AcF);
16 -
17 - end

```

Fig. A 2.1 – Código da Função AcceSoil

### A 2.2. FUNÇÃO TRANSFSOILMULTILAYER2

```

1 - function [FTT] = TransfSoilMultiLayer2(fmax,df,Gr,gam,H,D);
2 -
3 - %FT - função de transferência;
4 - %fx - gama de frequências de análise
5 -
6 - %%%% Determinação das frequencias de análise %%%%
7 -
8 - om=-2*pi*fmax:2*pi*df:2*pi*fmax;
9 - fx=om/(2*pi);

```

```

10 - warning off;
11 -
12 - %%%% Início do ciclo das matrizes de transferência %%%%
13 - for t=1:length(om);
14 -   T=eye(2,2);
15 -   for jx=1:length(Gr(:,1));
16 -
17 -     G=Gr(jx)*(1+2*1i*D(jx)*sign(om(t)));
18 -     Cs=(G/gam(jx))^0.5;
19 -     k1=((om(t)/Cs)^2)^0.5;
20 -
21 -     Asup=[1,1;-1i*k1*G,1i*k1*G];
22 -     Dmat=[exp(-2*1i*k1*H(jx)),0;0,1];
23 -     Ainf=exp(1i*k1*H(jx))*Asup*Dmat;
24 -
25 -     T=T*Ainf*inv(Asup);
26 -
27 -   end
28 -   FT(t)=1/(T(1,1)); %Função de transferência
29 -   if om(t)==0,
30 -     FT(t)=real(FT(t-1));
31 -   end
32 -
33 -   jjs=1;
34 -   T2=eye(2,2);
35 -   for js=jjs:1:length(Gr(:,1));
36 -     G=Gr(js)*(1+2*1i*D(js)*sign(om(t)));
37 -     Cs=(G/gam(js))^0.5;
38 -     k1=((om(t)/Cs)^2)^0.5;
39 -     Asup=[1,1;-1i*k1*G,1i*k1*G];
40 -     Dmat=[exp(-2*1i*k1*H(js)),0;0,1];
41 -     Ainf=exp(1i*k1*H(js))*Asup*Dmat;
42 -
43 -     T2=T2*Ainf*inv(Asup);
44 -     Fp(t,js)=T2(1,1)*FT(t);
45 -     jjs=jjs+1;
46 -
47 -   end
48 -   if om(t)==0,
49 -     Fp(t,:)=real(Fp(t-1,:));
50 -   end
51 -
52 - end
53 - FTT(:,1)=FT.';
54 - FTT(:,2:length(Fp(1,:))+1)=Fp;
55 - end

```

Fig. A 2.2 – Código da Função TransSoilMultiLayer2

### A 2.3. FUNÇÃO SCALEXM

```

1 - function [RF,RT] = ScalexM(FT,AcFx);
2 -
3 - for s=1:length(FT(:,1)),
4 -     for j=1:length(FT(1,:)),
5 -
6 -         RF(s,j)=FT(s,j)*AcFx(s);
7 -
8 -     end
9 - end
10 -
11 - for r=1:length(FT(1,:)),
12 -     u1=ifftshift(RF(:,r));
13 -     RT(:,r)=ifft(u1);
14 - end

```

Fig. A 2.3 – Código da Função ScalexM

### A 2.4. FUNÇÃO GCONTROL

```

1 - function [Gre,Da]=GControl(PI,Sm,Distmax)
2 -
3 - %Gr=zeros(length(gamma(1,:)),1);
4 - %da=zeros(length(gamma(1,:)),1);
5 - %Sm=propcontrol(:,10);
6 -
7 - for r=1:length(PI),
8 -     if PI(r)==0,
9 -         N=0;
10 -     else
11 -         if PI(r)<=15,
12 -             N=3.37*10^-6*PI(r)^1.404;
13 -         else
14 -             if PI(r)<=70
15 -                 N=7*10^-7*PI(r)^1.976;
16 -             else
17 -                 N=2.7*10^-5*PI(r)^1.115;
18 -             end
19 -         end
20 -     end
21 -
22 - K=0.5*(1+tanh(log(((0.000102+N)./Distmax(r)).^0.492))));
23 - m=0.272*(1-tanh((log((0.000556./Distmax(r)).^0.4))))*exp(-0.0145*PI(r)^1.3);
24 - Gre(r)=K.*Sm(r).^(m);
25 - Da(r)=0.333*(1+exp(-0.0145*PI(r)^1.3))/2*(0.586*Gre(r)^2-1.547*Gre(r)+1);
26 - end
27 - if Gre(r)>1,
28 -     Gre(r)=1;
29 - end
30 - end

```

Fig. A 2.4 – Código da Função GControl

## A 2.5. FUNÇÃO CORRECT

```

1 - function [Gr,CT,CS,D]=Correct(Gre,Da,Gmax,Gr,D)
2 -
3 - for j=1:length(Gre),
4 -     Ga=Gmax(j)*Gre(j);
5 -
6 -     if abs((Ga-Gr(j))/Gr(j))>0.03,
7 -         CTi(j)=1;
8 -         Gr(j)=Ga;
9 -         D(j)=Da(j);
10 -    else
11 -        CTi(j)=0;
12 -        Gr(j)=Gr(j);
13 -        D(j)=D(j);
14 -    end
15 - end
16 -
17 - CT=max(CTi);
18 - CS=sum(CTi);

```

Fig. A 2.5 – Código da Função Correct

## A 2.6. FUNÇÃO DSCALC

```

1 - function [Dff,F,R,Ds]=DsCalc(H,Gr,RT)
2 -
3 - %%%% Carregamento das propriedades da Box %%%%
4 - load BoxProp.dat;
5 - Zb=BoxProp(:,1); %Profundidade da travessa superior (m)
6 - Hb=BoxProp(:,2); %Altura da box (m)
7 - Wb=BoxProp(:,3); %Largura da box (m)
8 - Eb=BoxProp(:,4); %Modulo de Elasticidade do material da box (Pa)
9 - Iw=BoxProp(:,6); %Momento Inércia dos montantes da box (m4)
10 - Ir=BoxProp(:,7); %Momento Inércia da travessa superior da box (m4)
11 - li=BoxProp(:,8); %Momento Inércia da travessa inferior da box (m4)
12 -
13 - %%%% Determinação de Distorção do Solo à Profundidade da Box %%%%
14 - % xi=nº coluna de RT respectiva a Zb
15 - % xf=nº coluna de RT respectiva a (Zb+Hb)
16 - zi=0;
17 - zf=0;
18 - xi=0;
19 - xf=0;
20 - r=length(H);
21 - while zi<Zb
22 -     zi=zi+H(r);
23 -     r=r-1;
24 -     xi=xi+1;
25 - end

```

```

26 -
27 - while zf<(Zb+Hb);
28 -
29 -     zf=zf+H(r);
30 -     r=r-1;
31 -     xf=xf+1;
32 - end
33 -
34 - Dff=max(abs(RT(:,xi)-RT(:,xf)));
35 -
36 - %%%% Determina o Racio de Flexibilidade (F) %%%%
37 - g(:,1)=Gr(xi:(xf-1),1);
38 - gm=mean(g);
39 - if (li-lr)==0;
40 -     F=(gm/24)*((Hb^2*Wb)/(Eb*Iw)+(Hb*Wb^2)/(Eb*Ir));
41 - else
42 -     a1=lr/li;
43 -     a2=(lr/lw)*(Hb/Wb);
44 -     Y=((1+a2)*(a1+3*a2)^2+(a1+a2)*(3*a2+1)^2)/((1+a1+6*a2)^2);
45 -     F=(gm/24)*((Hb^2*Wb*Y)/(Eb*Ir));
46 - end
47 -
48 - %%%% Determinação do Coeficiente de Distorção(R) %%%%
49 - R=0.0000096154*F^7-0.00039875*F^6+0.0067678*F^5-
    0.060595*F^4+0.30853*F^3-0.91059*F^2+1.6393*F;
50 -
51 - %%%% Determinação da Distorção da Box (Ds) %%%%
52 - Ds=R*Dff;
53 - end

```

Fig. A 2.6 – Código da Função DsCalc

## A 2.7. FUNÇÃO BOXSTRAINPRESSURE

```

1 - function [I1,I2,X1,P,N,T,M]=BoxStrainPressure(Ds)
2 -
3 - %%%% Carrega propriedades da Box %%%%
4 - load BoxProp.dat;
5 - Hb=BoxProp(:,2); %Altura da box (m)
6 - Wb=BoxProp(:,3); %Largura da box (m)
7 - Eb=BoxProp(:,4); %Modulo de Elasticidade do material da box (Pa)
8 - Gb=BoxProp(:,5); %Modulo de Deformabilidade do material da box (Pa)
9 - I2=BoxProp(:,6); %Iw %Momento Inércia dos montantes da box (m4)
10 - I1=BoxProp(:,7); %Ir %Momento Inércia da travessa superior da box (m4)
11 - I3=BoxProp(:,8); %li %Momento Inércia da travessa inferior da box (m4)
12 - A2=BoxProp(:,9); %Aw %Área dos montantes (m2)
13 - A1=BoxProp(:,10); %Ar %Área da Travessa Superior (m2)
14 - A3=BoxProp(:,11); %Ai %Área da Travesse Inferior (m2)
15 -
16 - I1=Wb/2;
17 - I2=Hb;

```

```

18 -
19 - %%%% Determina força P que provoca Ds %%%%
20 - B=2*((l2^3*I1)/(6*Eb*I2)-(l2^3*I1)/(8*Eb*I2)+(l1*I2^3)/(48*Eb*I2)+
    (l2^2*I1^2)/(18*Eb*I3)+(l2^2)/(6*Gb*A3))/((l2/(Eb*A2))+
    (l1^3)/(3*Eb*I3)+(l1^2*I2)/(Eb*I2)+(l1^3)/(3*Eb*I1)+(l1)/(Gb*A3)+(l1)/(Gb*A1));
21 - C=-0.891*(((l2^5)/(18*Eb*I2)-(B*I1*I2^3)/(3*Eb*I2)+(l2^5)/(144*Eb*I2)-
    (l2^6)/(24*I1*Eb*I2)+(B*I2^4)/(4*Eb*I2)-(l2^5)/(120*Eb*I2)-
    (l2^6)/(288*I1*Eb*I2)+(B*I2^4)/(48*Eb*I2)+(l2^5)/(240*Eb*I2)-
    (l2^6)/(144*Eb*I2)+(l2^4*I1)/(54*Eb*I3)-(B*I2^2*I1^2)/(9*Eb*I3)));
22 - P=(Ds/C); %(N)
23 -
24 - %%%% Determinação da incognita hiperestática X1 %%%%
25 - X1=P*B;
26 -
27 - %%%% Determinação de Esforços em cada barra %%%%
28 - %%%% Numeração 1 ->
29 - %%%% das 2[ ^
30 - %%%% barras 3 <-
31 -
32 - %%% Barra 1 %%%
33 - % -> N=0;
34 - % -> T=-X1;
35 - % -> M=X1*I1-X1*z1;
36 -
37 - j=1;
38 - for z1=0:(l1/2):l1,
39 -     N(j,1)=0;
40 -     T(j,1)=-X1;
41 -     M(j,1)=X1*I1-X1*z1;
42 -
43 -     j=j+1;
44 - end
45 -
46 - %%% Barra 2 %%%
47 - % -> N=X1;
48 - % -> T=(P*I2/2)-(P*z2^2/(2*I2));
49 - % -> M=-((P*I2^2/(3*I1))-X1)*I1+(P*I2/2)*z2-(P*z2^3/(6*I2));
50 -
51 - j=1;
52 - for z2=0:(l2/2):l2,
53 -     N(j,2)=X1;
54 -     T(j,2)=(P*I2/2)-(P*z2^2/(2*I2));
55 -     M(j,2)=-((P*I2^2/(3*I1))-X1)*I1+(P*I2/2)*z2-(P*z2^3/(6*I2));
56 -
57 -     j=j+1;
58 - end
59 -
60 - %%% Barra 3 %%%
61 - % -> N=0;
62 - % -> T=X1-(P*I2^2/(3*I1));
63 - % -> M=((P*I2^2/(3*I1))-X1)*z3;
64 -

```

```

65 - j=1;
66 - for z3=0:(l1/2):l1;
67 -     N(j,3)=0;
68 -     T(j,3)=X1-(P*I2^2/(3*I1));
69 -     M(j,3)=((P*I2^2/(3*I1))-X1)*z3;
70 -
71 -     j=j+1;
72 - end

```

Fig. A 2.7 – Código da Função BoxStrainPressure

## A 2.8. FUNÇÃO BOXSTRAINFORCE

```

1 - function [l1,l2,X,P,N,T,M]=BoxStrainForce(Ds)
2 -
3 - %%%% Carrega propriedades da Box %%%%
4 - load BoxProp.dat;
5 - Hb=BoxProp(:,2); %Altura da box (m)
6 - Wb=BoxProp(:,3); %Largura da box (m)
7 - Eb=BoxProp(:,4); %Modulo de Elasticidade do material da box (Pa)
8 - Gb=BoxProp(:,5); %Modulo de Deformabilidade do material da box (Pa)
9 - I2=BoxProp(:,6); %=Iw %Momento Inércia dos montantes da box (m4)
10 - I1=BoxProp(:,7); %=Ir %Momento Inércia da travessa superior da box (m4)
11 - I3=BoxProp(:,8); %=li %Momento Inércia da travessa inferior da box (m4)
12 - A2=BoxProp(:,9); %=Aw %Área dos montantes (m2)
13 - A1=BoxProp(:,10); %=Ar %Área da Travessa Superior (m2)
14 - A3=BoxProp(:,11); %=Ai %Área da Travessa Inferior (m2)
15 -
16 - l1=Wb/2;
17 - l2=Hb;
18 -
19 - %%%% Determinação da carga que provoca DS %%%%
20 - % Determina Reações para carga unitária %
21 - P1=1000; % (N)
22 - B=((1/Eb)*((I2*I1^2)/(6*I3)+(I2^2*I1)/(2*I2)-(I1*I2^2)/(4*I2))+
      (I2)/(2*Gb*A3))/((I2/(Eb*A2))+1/Eb)*((I1^3)/(3*I3)+(I1^2*I2)/(I2)+
      (I1^3)/(3*I1))+1/Gb)*(I1/A3+I1/A1));
23 -
24 - X1=P1*B; %(N)
25 - R1=(P1*I2)/(2*I1); %(N)
26 - R2=P1/2; %(N)
27 - R3=((P1*I2)/(2*I1))-X1; %(N)
28 -
29 - % Determinação do deslocamento provocado pela carga unitária %
30 - ds=0.86112*( (1/(Eb*I2))*(((R2*I2-R3*I1)*I2/4)*(I2/6))+(-R3*I1*(I2/4))*((I2/3)-
      I2))+1/(Eb*I3))*(((R3*I1*I1)/2)*(2*I2/3))); %(m)
31 -
32 - % Determinação da carga para DS %
33 - P=Ds/ds; %(N)
34 -
35 - %%%% Calcula reações para Carga P %%%%

```

```

36 - X=P*B; %(N)
37 - R1=(P*I2)/(2*I1); %(N)
38 - R2=P/2; %(N)
39 - R3=((P*I2)/(2*I1))-X; %(N)
40 -
41 - %%%% Determinação de Esforços em cada barra %%%%
42 - %%%% Numeração 1 ->
43 - %%%% das 2[ ^
44 - %%%% barras 3 <-
45 -
46 - %%% Barra 1 %%%
47 - % -> N=-P/2;(N)
48 - % -> T=R3-R1; (N)
49 - % -> M=-R3*I1+R2*I2+(R3-R1)*z1 (N)
50 - j=1;
51 - for z1=0:(l1/2):l1,
52 -     N(j,1)=-P/2;
53 -     T(j,1)=R3-R1;
54 -     M(j,1)=-R3*I1+R2*I2+(R3-R1)*z1;
55 -     j=j+1;
56 - end
57 -
58 - %%% Barra 2 %%%
59 - % -> N=R1-R3;
60 - % -> T=R2;
61 - % -> M=-R3*I1+R2*z2;
62 - j=1;
63 - for z2=0:(l2/2):l2,
64 -     N(j,2)=R1-R3;
65 -     T(j,2)=R2;
66 -     M(j,2)=-R3*I1+R2*z2;
67 -     j=j+1;
68 - end
69 -
70 - %%% Barra 3 %%%
71 - % -> N=0;
72 - % -> T=-R3;
73 - % -> M=R3*z3;
74 - j=1;
75 - for z3=0:(l1/2):l1,
76 -     N(j,3)=0;
77 -     T(j,3)=-R3;
78 -     M(j,3)=R3*z3;
79 -     j=j+1;
80 - end

```

Fig. A 2.8 – Código da Função BoxStrainForce

# ANEXO 3

## MODELOS CONSIDERADOS NOS CASOS ESTUDADOS

### A 3.1. CASO COM SOLO DE ELEVADA RIGIDEZ

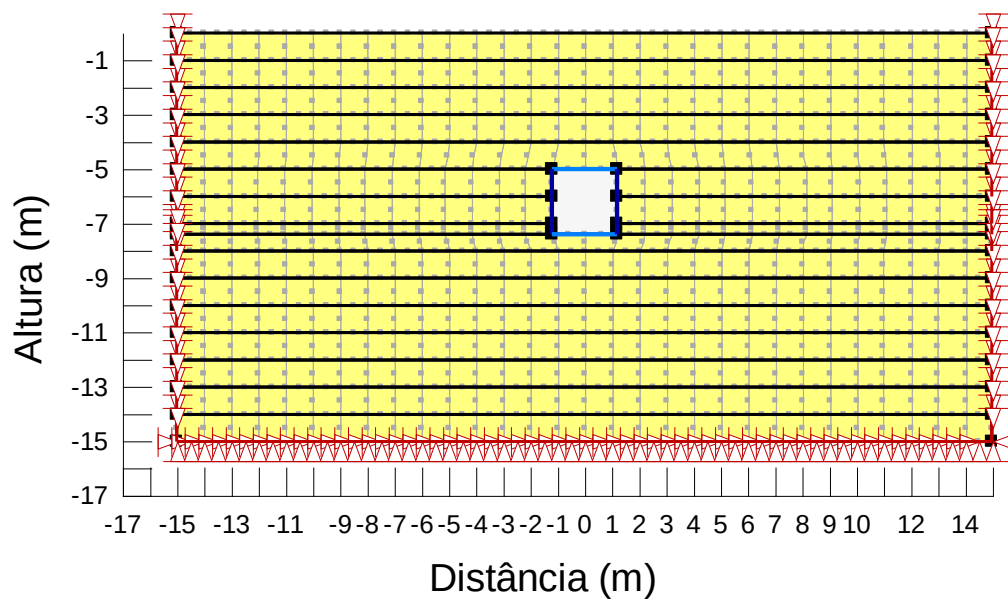


Fig. A 3.1 - Modelo considerado na análise do caso com solo de elevada rigidez

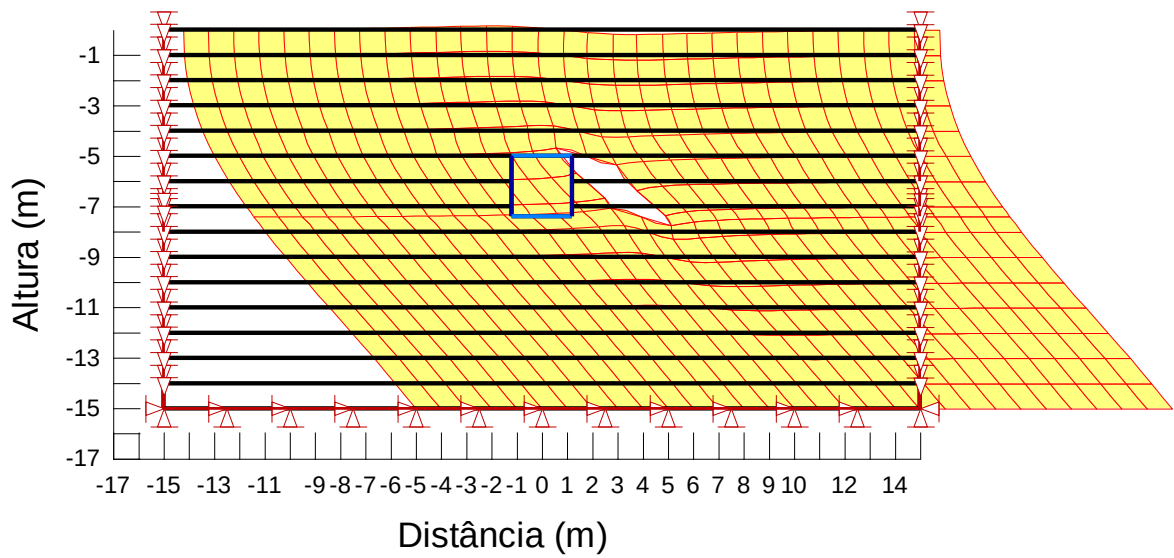


Fig. A 3.2 – Deformada do maciço obtida na Análise I

**A 3.2. CASO COM ESTRUTURA DE FLEXIBILIDADE REDUZIDA**

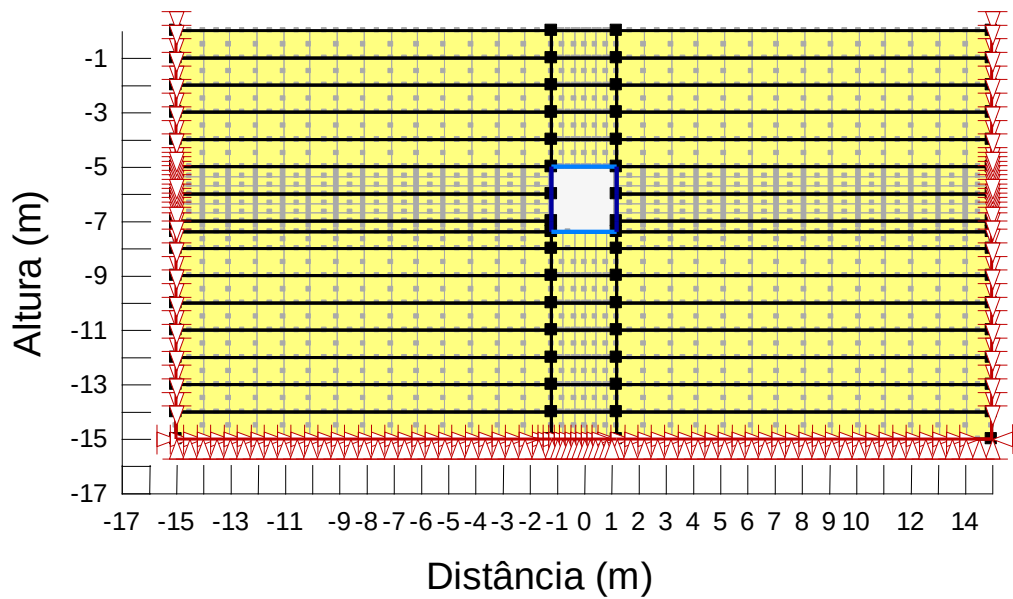


Fig. A 3.3 - Modelo considerado na análise do caso com estrutura de flexibilidade reduzida

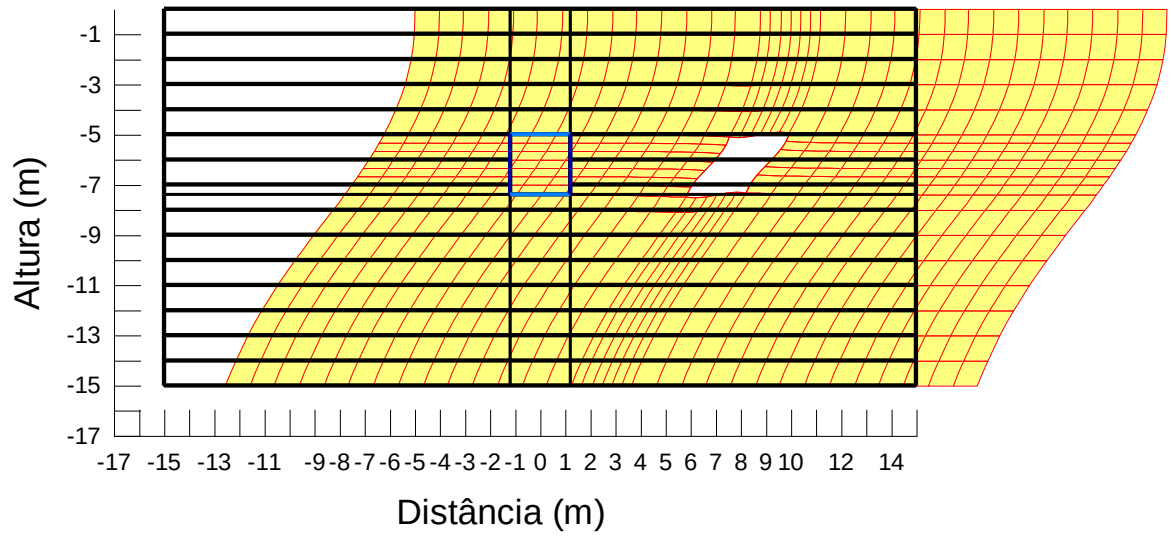


Fig. A 3.4 - Deformada do maciço obtida na Análise II

### A 3.3. CASO COM BOX-CULVERT DE GRANDES DIMENSÕES

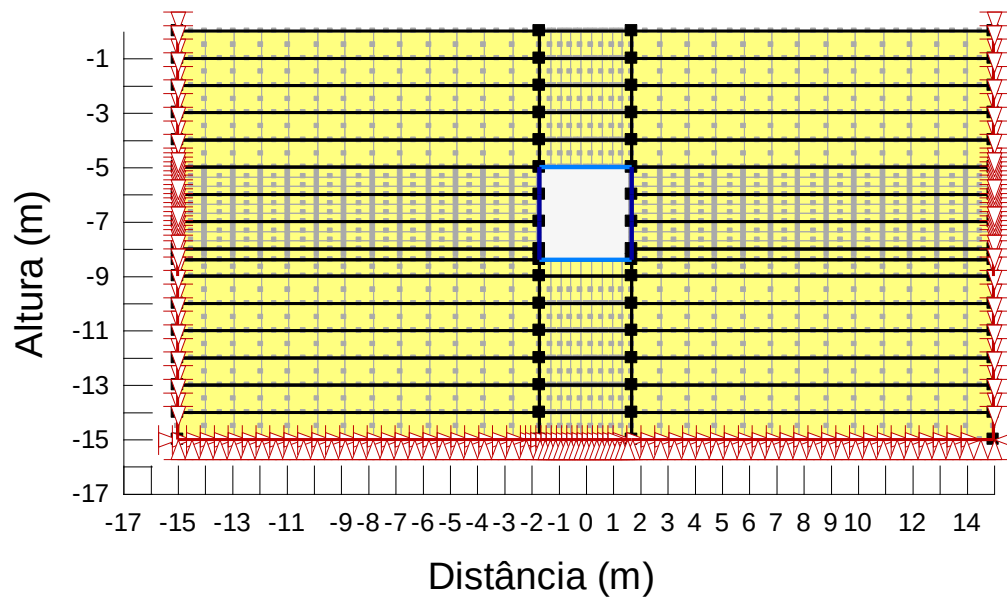


Fig. A 3.5 - Modelo considerado no caso com Box-Culvert de grandes dimensões

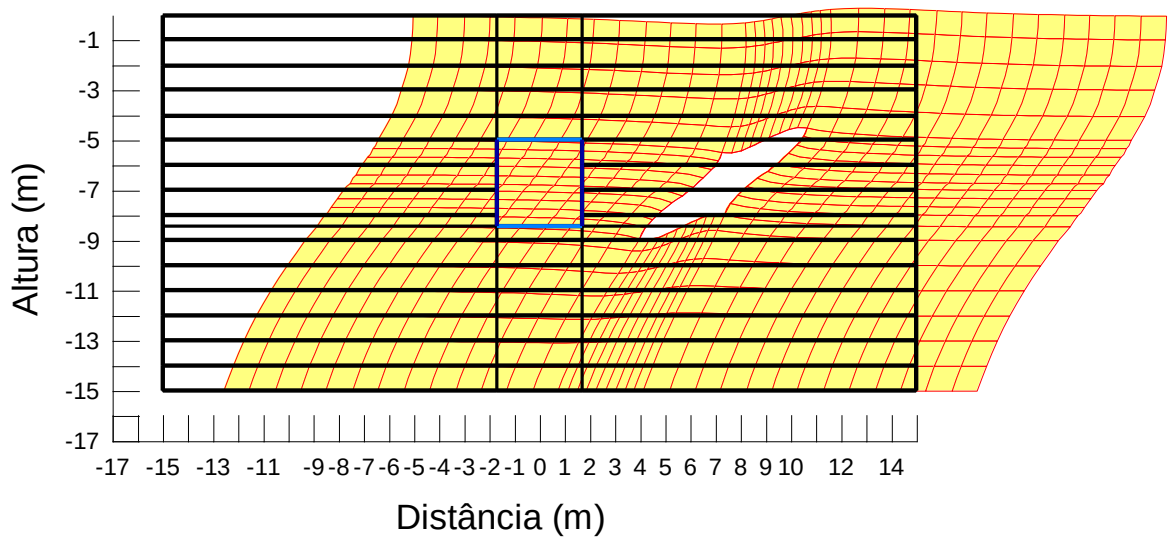


Fig. A 3.6 - Deformada do maciço obtida na Análise III

**A 3.4. CASO COM ESPESSURA DE RECOBRIMENTO REDUZIDA**

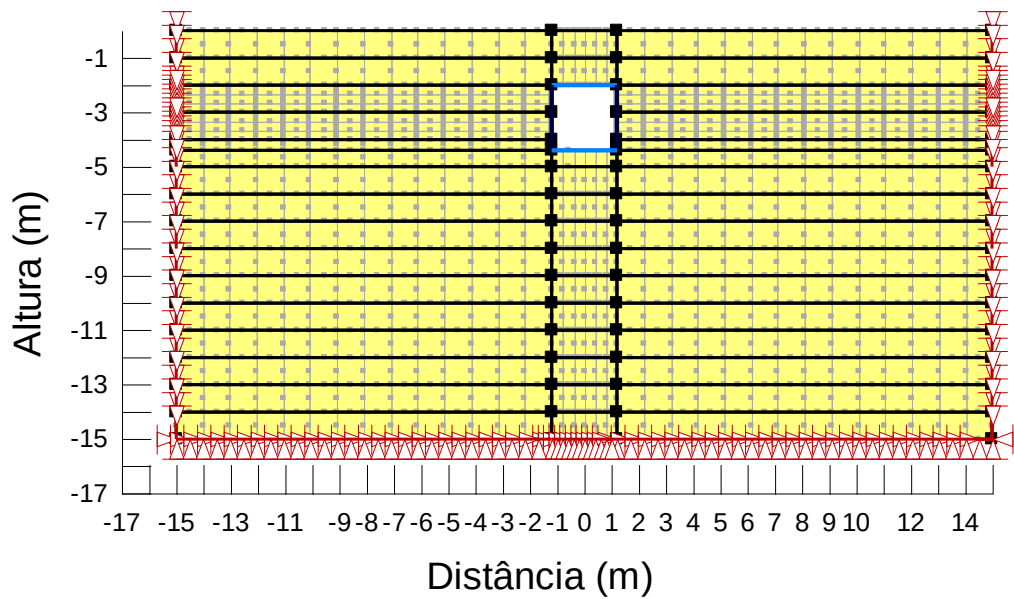


Fig. A 3.7 - Modelo considerado na análise do caso com espessura de recobrimento reduzida

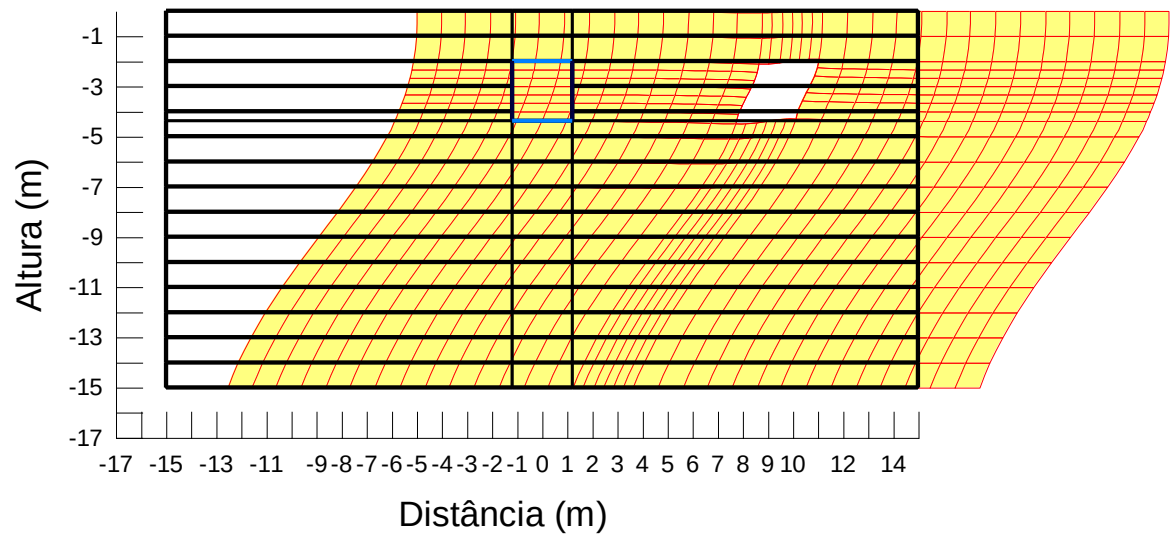


Fig. A 3.8 - Deformada do maciço obtida na Análise IV