

# **PROJECTO DE TANQUES METÁLICOS CIRCULARES DE GRANDES DIMENSÕES SOB ACÇÕES REGULAMENTARES ESTÁTICAS E SÍSMICAS: A INFLUÊNCIA DE FUNDAÇÕES ELÁSTICAS**

**LEANDRO RIBEIRO PINHO**

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros

JUNHO DE 2009

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009**

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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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 e Amigos

*”O modo mais seguro de ocultar aos outros o nosso saber é não nos reservarmos”*

*G. H. Lichtenberg*



## **AGRADECIMENTOS**

Durante o caminho de estudo percorrido e na preparação deste texto foram muitas as pessoas a quem devo os meus maiores agradecimentos. Desejo, no entanto, expressar a minha gratidão às seguintes pessoas:

- ao Professor Rui Carneiro de Barros, orientador deste trabalho, a quem agradeço o apoio científico prestado, a atenção dispensada ao longo da elaboração deste trabalho e suas pertinentes sugestões nos vários assuntos que são apresentados;

- ao colega Engenheiro Miguel Moura Paredes, pelo seu incitamento, disponibilidade e apoio no esclarecimento de dúvidas sobre o programa Ansys, bem como boas práticas de modelação estrutural, que enriqueceu e me ajudou neste trabalho;

- aos amigos Sr. Ventura Pereira, Sónia Azevedo e Nelson Carvalho, pelo incentivo constante e experiência de vida transmitida ao longo deste meu percurso;

- aos amigos e amigas que de algum modo me motivaram, ouviram e estimularam durante a realização deste trabalho, um voto de muitas felicidades, saúde e sucesso profissional;

- finalmente, aos meus Pais e irmãs, por tudo o que sempre fizeram por mim, para que chegasse até onde cheguei, a quem para sempre recordarei.



## **RESUMO**

O presente trabalho averigua o problema de dimensionamento estrutural de tanques circulares metálicos de armazenamento de água. Foi realizado durante a tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, no ramo de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Os tanques circulares de grandes dimensões são estruturas construídas pelo homem que, pela sua dimensão e importância, assumem um grande impacto junto das populações que servem, proporcionando-lhes e assegurando-lhes uma melhoria de qualidade de vida.

Procede-se a uma breve descrição histórica e principais características da evolução das teorias propostas por vários autores, bem como à referência a alguns acontecimentos causadores de danos em tanques, como por vezes, e por exemplo acontece com a rotura destas estruturas, principalmente devido à ocorrência de sismos importantes.

O objectivo do trabalho é apresentar uma panorâmica geral sobre os principais aspectos destas estruturas e da sua análise às principais acções de dimensionamento, principalmente as relativas à acção sísmica. Apresentam-se as metodologias de cálculo sísmico de tanques circulares metálicos, normalmente utilizadas. Os procedimentos estudados têm em conta a interacção do tanque com o líquido em tanques circulares metálicos ancorados.

A resposta dinâmica destas estruturas, quando apoiadas num meio elástico, isto é, com consideração da rigidez do solo – fundação quando sujeita à acção sísmica é também analisada. Este fenómeno de interacção do solo com a estrutura já foi investigado através de modelos analíticos suportados por observações experimentais realizadas em trabalhos anteriores. Aqui, apenas é analisado, e avaliada a sua influência no dimensionamento sísmico.

Uma análise através do método dos elementos finitos foi levada a cabo para conseguir analisar os fenómenos já referidos, recorrendo-se a um programa de cálculo específico, existente no mercado para análise do modelo, sendo apresentadas as principais conclusões.

Será ilustrado o procedimento de pré-dimensionamento estrutural e dimensionamento sísmico de um caso prático, através de espectros de resposta, avaliando, assim, o corte basal, momento basal, momento derrubador e altura máxima de onda, através do EC8 e do API650. Será ainda apresentada a comparação dos procedimentos propostos pelo pelos dois regulamentos, e a influência que cada um deles apresenta neste tipo de análise. Recorreu-se, a estes dois regulamentos, por serem de referência no que diz respeito ao dimensionamento e análise dinâmica de tanques metálicos.

Por fim, serão dimensionados alguns equipamentos técnicos para o caso em estudo, como a cobertura do tanque, o dimensionamento dos pernos de ancoragem e a escada helicoidal exterior de acesso ao topo.

**PALAVRAS-CHAVE:** interacção líquido – estrutura, altura de onda, corte basal, momento basal, momento derrubador.



## **ABSTRACT**

The present work discovers the problem of structural design of metallic circular tanks of storage of water. It was accomplished during the thesis of Master's degree Integrated in Civil Engineering, in the branch of Structures of the University of Porto.

The circular tanks of large dimensions are structures built by the man that, for its dimension and importance, they assume a great impact near the populations that serve, providing them and assuring them an improvement of life quality.

It was done a brief historical description and main characteristics of the evolution of the theories proposed by several authors, as well as to the reference the some events causes of damages in tanks, as per times, and for instance it happens with the collapse of these structures, mainly due to the occurrence of important earthquakes.

The objective of the work is to present a general survey on the main aspects of these structures and of its analysis to the main actions loads of design, mainly the relative ones to the seismic loads. It presents the methodologies of seismic calculation of metallic circular tanks, usually used. The studied procedures have in bill the interaction of the tank with the liquid in metallic circular tanks anchored.

The dynamic behaviour of these structures, when supported in an elastic middle, that is, with consideration of the stiffness of the soil – foundation when it subjects to the seismic loads is analyzed also. This interaction of the soil with the structure was already investigated through analytical models supported by experimental observations accomplished in previous works. Here, it is just analyzed, and appraised its influence in the seismic design.

An analysis through the method of the finite elements was carried out to get to analyze the situations referred already, with a program of specific calculation, existent in the market for analysis of the model, being presented the main conclusions.

It will be illustrated the procedure of structural design and seismic design of a practical case, through response spectra, evaluating, like this, the basal shear, basal moment, moment overturning and maximum height of wave, through EC8 and of API650. It will be presented the comparison of the procedures proposed by two regulations, and the influence that each one of them presents in this analysis type. It was appealed, these two regulations, for they be of reference in the design and dynamic analysis of metallic tanks.

Finally, they will be designed some technical equipments for the case in study, as the roof of the tank, the design of the anchorage and the stairway helical access exterior to the top.

**KEYWORDS:** fluid - structure interaction, sloshing, basal shear, basal moment, overturning moment.



## ÍNDICE GERAL

Agradecimentos.....	i
Resumo.....	iii
Abstract .....	v
Índice de Figuras .....	xi
Índice de Tabelas.....	xv
1.APRESENTAÇÃO DO TEMA E EXPOSIÇÃO DO TRABALHO .....	1
1.1.Introdução ao tema .....	1
1.2.Objectivos .....	2
1.3.Resumo de capítulos.....	3
1.4.Dificuldades e limitações na realização deste trabalho .....	4
2. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DE TANQUES.....	5
2.1.Introdução .....	5
2.2.Alguns acontecimentos históricos .....	5
2.2.1.Alaska.....	6
2.2.2.Niigata.....	6
2.2.3.San Fernando.....	7
2.2.4.San Juan .....	7
2.2.5.Izmit .....	7
2.3.Referência e Enquadramento Histórico.....	8
2.4.Formulação teórica.....	9
2.4.1.Considerações gerais .....	9
2.4.2.Método de Veletsos.....	12
2.4.2.1.Formulação de tanques rígidos.....	13
2.4.2.2.Formulação de tanques flexíveis.....	14
2.5.Tipos de danos observados em tanques.....	16
2.5.1.Encurvadura da parte inferior da parede (Pata de elefante) .....	17
2.5.2.Encurvadura tipo diamante.....	17
2.5.3.Danos na cobertura.....	18
2.5.4.Deslizamento horizontal do tanque e inclinação do tanque .....	18
2.5.5.Levantamento de parte do tanque.....	18
2.5.6.Rotura da fundação.....	19

3. PROJECTO ESTRUTURAL DE TANQUES METÁLICOS.....	21
3.1.Introdução.....	21
3.2.Dimensionamento Estrutural.....	21
3.2.1.Chapa de Fundo (Bottom Plate).....	22
3.2.2.Parede do Tanque.....	22
3.2.2.1.Espessura Mínima.....	22
3.2.2.2.Pré – Dimensionamento da Espessura pelo Método do Pé.....	22
3.2.3.Cobertura.....	23
3.3.Dimensionamento Sísmico.....	25
3.3.1.API 650.....	25
3.3.1.1.Massa de cada Componente para Tanques Baixos.....	25
3.3.1.2.Altura de cada Componente para Tanques Baixos.....	26
3.3.1.3.Massa de cada Componente para Tanques Altos.....	27
3.3.1.4.Altura de cada Componente para Tanques Altos.....	27
3.3.1.5.Período Natural do Primeiro Modo de Vibração.....	27
3.3.1.6.Esforços de Dimensionamento.....	27
3.3.1.7.Altura Máxima da Onda.....	30
3.3.2.Euro Código 8.....	31
3.3.2.1.Massa de cada Componente.....	32
3.3.2.2.Altura de cada Componente.....	34
3.3.2.3.Período Natural de cada Componente.....	35
3.3.2.4.Espectros de Resposta.....	37
3.3.2.5.Esforços de Dimensionamento.....	40
3.3.2.6.Altura Máxima da Onda.....	40
3.3.3.Comparação do EC8 com API650.....	41
4. ANÁLISE DA INTERACÇÃO LÍQUIDO-ESTRUTURA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	45
4.1.Considerações Gerais.....	45
4.1.1.Geometria do modelo.....	46
4.1.2.Propriedades dos materiais.....	46
4.1.3.Acção Sísmica.....	47
4.1.4.Elementos finitos.....	49
4.1.4.1.Elementos de casca.....	49

4.1.4.2.Fluid .....	51
4.1.4.3.Modelação da estrutura .....	51
4.1.4.4.Método de cálculo .....	55
4.2.Análise Dinâmica do Modelo.....	57
4.2.1.Consideração da Análise do Modelo.....	57
4.2.2.Estudo do Modelo .....	57
4.2.2.1.Análise de Resultados do Modelo Flexível.....	57
4.2.2.2.Análise das Tensões na Parede.....	58
4.2.2.3.Comparação da Altura de Onda .....	61
4.2.3.Influência da Rigidez da Fundação Elástica.....	63
4.2.3.1.Rigidez da Fundação .....	63
4.2.3.2.Modelação da Flexibilidade da Fundação.....	65
4.2.3.3.Análise de Resultados do Modelo com Fundação Elástica.....	65
4.2.4.Comparação do Modelo com Fundação Rígida/Elástica.....	66
5. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UM CASO PRÁTICO .....	67
5.1.Apresentação do caso Prático.....	67
5.2.Aspectos gerais.....	68
5.3.Dimensionamento da parede do tanque.....	69
5.4.Verificação da Acção do Vento .....	70
5.5.Verificação da Acção Sísmica.....	72
5.5.1.API 650 .....	72
5.5.2.EC8.....	74
5.5.3.Comparação dos Esforços e Alturas de Onda .....	78
5.5.4.Verificação das Tensões de Encurvadura.....	78
5.6.Fundação do Tanque com Ancoragens .....	81
5.6.1.Considerações sobre o Dimensionamento dos Pernos .....	82
5.6.2.Dimensionamento dos Pernos de Ancoragem.....	84
5.6.3.Considerações sobre Critérios de Verificação da Fundação .....	85
5.6.3.1.Verificação Global das Deformações da Laje de Fundo .....	85
5.6.3.2.Verificação das Deformações Localizadas na Laje de Fundo.....	86
5.7.Cobertura.....	87
5.7.1.Considerações sobre as Acções de Dimensionamento da Cobertura.....	88
5.7.2.Dimensionamento da Cobertura.....	89

5.7.2.1.Dimensionamento das Madres.....	89
5.7.2.2.Dimensionamento da Asnas e Pilares.....	90
5.7.2.3.Verificação à Acção Sísmica.....	92
5.8.Escada Helicoidal Circular .....	93
5.8.1.Dimensionamento dos Guarda – Corpos .....	93
5.8.2.Dimensionamento da Escada.....	94
6. CONCLUSÕES.....	97
6.1.Considerações finais.....	97
6.2.Perspectivas para trabalhos futuros .....	99
Bibliografia.....	101
ANEXO 1 .....	103
ANEXO 2 .....	109
ANEXO 3 .....	115
ANEXO 4 .....	123

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Registo fotográfico do sismo Prince William Sound.....	6
Figura 2 – Referencial usado na equação de Laplace para tanques cilíndricos.....	10
Figura 3 - Pressões hidrodinâmicas causadas pela aceleração horizontal.....	11
Figura 4 - Transferência de pressões na fundação devido ao levantamento.....	12
Figura 5 – Deformação da parte inferior da parede do tanque por encurvadura.....	17
Figura 6 – Deformação por encurvadura do tipo diamante.....	17
Figura 7 – Deformação da parte superior da parede do tanque devido a sucções originadas pela oscilação do líquido.....	18
Figura 8 – Esquema de representação da pressão interna.....	22
Figura 9 – Diferentes tipos de coberturas.....	24
Figura 10 – Tanques altos e baixos segundo API 650.....	25
Figura 11 – Zonas sísmicas dos Estados Unidos da América.....	29
Figura 12 - Braços de cada uma das forças de inércia.....	30
Figura 13 – Sobreelevação máxima.....	31
Figura 14 – Modelo teórico adoptado pelo EC8.....	31
Figura 15 - Forma do espectro de resposta linear.....	38
Figura 16 – Espectro de resposta para acção tipo I.....	39
Figura 17 - Espectro de resposta para acção tipo II.....	39
Figura 18 - Relações da componente impulsiva e convectiva no corte basal para o API, variando o raio [3].....	43
Figura 19 - Relações da componente impulsiva e convectiva no corte basal para o API, variando a altura [3].....	43
Figura 20 - Relações da componente impulsiva e convectiva no corte basal para o EC8, variando o raio [3].....	43
Figura 21 - Relações da componente impulsiva e convectiva no corte basal para o EC8, variando a altura [3].....	44
Figura 22 – Imagem do modelo tanque com o líquido.....	46
Figura 23 – Sismos aleatórios considerados na análise do modelo.....	49
Figura 24 – Geometria do elemento SHELL 63.....	50
Figura 25 – Esforços no elemento SHELL 63.....	50
Figura 26 - Geometria do elemento FLUID80.....	51
Figura 27 - Modelo da parede do tanque dividido em elementos finitos.....	52

Figura 28 – Modelo do líquido dividido em elementos finitos .....	53
Figura 29 – Modelo estrutural tanque líquido dividido em elementos finitos.....	54
Figura 30 – Pormenor da deformada da base num dado instante para ambas as considerações de restrição da base .....	54
Figura 31 – Tensões na parede, $S_x$ , do sismo 4, [kPa] .....	59
Figura 32 – Tensões na parede, $S_y$ , do sismo 4, [kPa] .....	60
Figura 33 – Tensões na parede, $S_z$ , do sismo 4, [kPa] .....	60
Figura 34 – Esquema da deformada da encurvadura pata de elefante na parede do tanque.....	61
Figura 35 – Altura da onda do líquido para o sismo 1, com estrutura rígida .....	62
Figura 36 – Altura da onda do líquido para o sismo 1, com estrutura flexível.....	62
Figura 37 – Alçado do tanque metálico.....	67
Figura 38 – Corte do tanque metálico .....	68
Figura 39 – Tensão crítica de encurvadura [20].....	79
Figura 40 – Esquema de uma ancoragem.....	82
Figura 41 - Esquema simplificativo para o dimensionamento dos pernos de ancoragem.....	83
Figura 42 – Deformação global da laje de fundo .....	85
Figura 43 – Deformações localizadas na laje de fundo do tanque .....	86
Figura 44 – Planta das deformações localizadas na laje de fundo.....	86
Figura 45 – Esquema da disposição das asnas da cobertura em planta .....	87
Figura 46 – Perfil de uma asna metálica e respectivos suportes.....	88
Figura 47 – Áreas de influência de cada nó da asna.....	88
Figura 48 – Esquema das forças nos nós equivalente à acção do vento.....	89
Figura 49 – Disposição das madres sobre as asnas .....	89
Figura 50 – Esquema de um perfil IPE.....	90
Figura 51 – Asna e pilares 2D, esquema estrutural .....	91
Figura 52 – Esquema das asnas e pilares 3D.....	91
Figura 53 – Deformada com deslocamento unitário ao nível da cobertura .....	92
Figura 54 – Esquema do guarda – corpo .....	93
Figura 55 – Vista em planta da escada .....	94
Figura 56 – Secções das barras e respectivas dimensões .....	95
Figura 57 – Configuração do sismo aleatório 1.....	105
Figura 58 - Configuração do sismo aleatório 2 .....	105
Figura 59 - Configuração do sismo aleatório 3 .....	106

Figura 60 - Configuração do sismo aleatório 4 .....	106
Figura 61 - Configuração do sismo aleatório 5 .....	107
Figura 62 – Altura da onda do líquido para o sismo 2, com estrutura flexível, [m].....	111
Figura 63 – Altura da onda do líquido para o sismo 3, com estrutura flexível [m].....	112
Figura 64 – Altura da onda do líquido para o sismo 4, com estrutura flexível [m].....	112
Figura 65 – Altura da onda do líquido para o sismo 5, com estrutura flexível [m].....	112
Figura 66 – Altura da onda do líquido para o sismo 2, com estrutura rígida [m] .....	113
Figura 67 – Altura da onda do líquido para o sismo 3, com estrutura rígida [m] .....	113
Figura 68 – Altura da onda do líquido para o sismo 4, com estrutura rígida [m] .....	114
Figura 69 – Altura da onda do líquido para o sismo 5, com estrutura rígida [m] .....	114
Figura 70 – Tensões na parede, $S_x$ , do sismo 1, [kPa].....	117
Figura 71 – Tensões na parede, $S_x$ , do sismo 2, [kPa].....	117
Figura 72 – Tensões na parede, $S_x$ , do sismo 3, [kPa].....	118
Figura 73 – Tensões na parede, $S_x$ , do sismo 5, [kPa].....	118
Figura 74 – Tensões na parede, $S_y$ , do sismo 1, [kPa].....	119
Figura 75 – Tensões na parede, $S_y$ , do sismo 2, [kPa].....	119
Figura 76 – Tensões na parede, $S_y$ , do sismo 3, [kPa].....	120
Figura 77 – Tensões na parede, $S_y$ , do sismo 5, [kPa].....	120
Figura 78 – Tensões na parede, $S_z$ , do sismo 1, [kPa] .....	121
Figura 79 – Tensões na parede, $S_z$ , do sismo 2, [kPa] .....	121
Figura 80 – Tensões na parede, $S_z$ , do sismo 3, [kPa] .....	122
Figura 81 – Tensões na parede, $S_z$ , do sismo 5, [kPa] .....	122
Figura 82 – Numero das barras; dimensões da asna e pilares .....	131
Figura 83 – Secções adoptadas na estrutura de suporte à cobertura.....	132



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Espessura mínima da casca de acordo com o API 650.....	22
Tabela 2 – Descrição dos tipos de solo considerados pelo API 650 .....	28
Tabela 3 – Factores de zona sísmica apresentados pelo API 650 .....	29
Tabela 4 – Factores de importância.....	29
Tabela 5 - Massas mobilizáveis por cada modo de vibração para diferentes tipos de tanques .....	32
Tabela 6 - Valores de cálculo recomendados para as componentes impulsiva, convectiva e interacção líquido estrutura .....	36
Tabela 7 – Valores dos parâmetros recomendados pelo EC8 .....	38
Tabela 8 - Organização da análise paramétrica.....	42
Tabela 9 – Densidades espectrais de potência de aceleração das componentes horizontais para a zona A.....	48
Tabela 10 – Resumo do esforços máximos de análise registados durante a resposta da estrutura aos sismos.....	58
Tabela 11 – Tensões máximas registadas na parede na resposta ao sismo .....	58
Tabela 12 – Alturas máximas de onda registadas das estruturas durante a resposta aos sismos.....	61
Tabela 13 – Constantes de rigidez para fundação circular sobre um meio elástico semi-infinito, [18] .....	63
Tabela 14 - Valores típicos para módulo de elasticidade, [19] .....	64
Tabela 15 – Valores típicos do coeficiente de poisson, [19].....	64
Tabela 16 – Valores da Rigidez Total do Solo – Fundação .....	64
Tabela 17 – Resumo dos esforços máximos de análise registados durante a resposta da estrutura aos sismos.....	65
Tabela 18 – Espessura de cada virola após dimensionamento pelo método do 1 pé .....	69
Tabela 19 - Zonas para efeito de quantificação da acção do vento .....	70
Tabela 20 - Tipo de rugosidade aerodinâmica do solo para quantificação da acção do vento.....	71
Tabela 21 – Coeficientes para o tanque em estudo .....	74
Tabela 22 – Massa correspondente a cada componente em toneladas.....	75
Tabela 23 – Alturas das componentes para cálculo dos momentos basais e derrubadores .....	75
Tabela 24 – Características do espectro de resposta para um solo tipo D.....	75
Tabela 25 – Acelerações espectrais de cada componente .....	77
Tabela 26 – comparação dos resultados do caso prático.....	78
Tabela 27 – Combinações de acções para dimensionamento da cobertura.....	125
Tabela 28 – Esforços nas barras devido às acções, para cada uma das combinações.....	125



# APRESENTAÇÃO DO TEMA E EXPOSIÇÃO DO TRABALHO

## 1.1. INTRODUÇÃO AO TEMA

Os tanques são estruturas muito comuns na teia humana, de apoio a múltiplos organismos. Têm uma função fundamental de reservar/conservar bens essenciais a um dado fim muito específico. Este tipo de estruturas aparece sob várias formas geométricas, sendo o tanque circular o mais abundante; já o quadrangular é um pouco mais raro. Esta tendência é evidente através de estudos realizados sobre estas estruturas.

Surgem no nosso meio de várias maneiras, quanto à geometria/forma, posição em relação ao terreno, material construtivo, etc. No que diz respeito ao material construtivo, encontrámos praticamente tanques de betão armado, de betão pré-esforçado e metálicos. Apresentam-se com disposições altimétricas relativamente ao terreno, como enterrados, semi-enterrados, apoiados ou elevados, dependendo esta escolha da sua finalidade, motivos paisagísticos ou arquitecturais, ou por motivos funcionais, como é o caso do tanque elevado. Quanto ao conteúdo a armazenar surgem então os materiais líquidos, dos quais a água e os derivados do petróleo são os principais, e os materiais granulares, como, por exemplo, os cereais. Neste trabalho serão estudados tanques metálicos circulares apoiados para armazenamento de líquidos. Daí a principal preocupação no seu dimensionamento sísmico.

Um sismo é um fenómeno de vibração brusca e passageira da superfície da Terra, resultante de movimentos subterrâneos de placas rochosas, de actividade vulcânica, ou pela migração de gases no interior da Terra. O movimento é causado pela liberação rápida de grandes quantidades de energia sob a forma de ondas sísmicas. Portugal tem sido afectado por vários sismos de magnitude moderada a forte, muitas vezes provocando danos importantes em várias cidades do país, como é o caso do terramoto de 1755, [1]. Ora, todas as estruturas carecem de uma análise dinâmica cuidada, quando a localização e importância da construção assim determinam. Tanques que foram projectados ou detalhados inadequadamente sofreram grandes danos durante sismos acontecidos.

Desde já, podemos apontar dois aspectos preponderantes na análise dinâmica de tanques metálicos: interacção do solo – estrutura e líquido – estrutura. Qualquer engenheiro percebe que estes aspectos requerem bastante cuidado na análise, assim como na quantificação das grandezas que daí advêm,

como a rigidez e amortecimento do solo, propriedades do líquido, amortecimento da estrutura, controlo do movimento do líquido contido.

A interacção dinâmica entre uma estrutura deformável e o líquido tem sido tema de várias investigações nos últimos anos. Desde então, soluções analíticas só estão disponíveis para problemas simples e aproximações numéricas que podem ser formuladas no domínio do tempo e da frequência. No decorrer deste trabalho, este problema será referido constantemente, porque uma análise dinâmica de tanques metálicos com líquido contido assim o requer.

A interacção solo – estrutura é um problema já analisado por muitos investigadores. Trata-se da influência, da rigidez e amortecimento do solo fundação, na resposta dinâmica da estrutura. Veletsos [2] é autor de um estudo dos efeitos da interacção solo – estrutura na resposta de tanques circulares sujeitos a excitação horizontal da fundação. Adaptou o modelo de tanques rígidos suportados num meio indeformável para permitir considerar a rigidez da fundação e rotação da base. Numa considerável gama de tanques, atendendo às suas dimensões e rigidez das fundações respectivas, foram avaliadas respostas para excitações sísmicas, tendo os resultados obtidos sido apresentados de forma conveniente ao uso em aplicações práticas.

A análise de tanques circulares é uma importante tarefa que engenheiros de estruturas executam no dia a dia. O especial interesse incide nas tensões das paredes, devido às pressões estáticas e dinâmicas do líquido.

Na essência, a formulação de tanques através dos elementos finitos, para análise e dimensionamento, são totalmente eficientes. O avanço tecnológico destas ferramentas de trabalho foi preponderante no auxílio ao trabalho do engenheiro. Existem programas comerciais que permitem a modelação do líquido em elementos finitos, como o ANSYS e o ABAQUS. Assume-se assim uma ferramenta extremamente potente na análise dinâmica do comportamento do líquido, bem como a interacção com a estrutura. No estudo realizado, foi utilizado o ANSYS para avaliação do comportamento do líquido, bem como a interacção com a estrutura.

Assim, surgiu o interesse em estudar todo o processo de dimensionamento de tanques. Com base em estudos efectuados e regulamentação próprias, estes problemas estão controlados, mas abertos a novos estudos e desenvolvimento tecnológico.

## **1.2. OBJECTIVOS**

Das questões relacionadas com o projecto de tanques circulares metálicos, a avaliação da segurança estrutural constitui uma das questões que maior preocupação suscita aos projectistas. A análise sísmica de tanques circulares metálicos de grandes dimensões sujeitos a excitação horizontal assume especial importância.

Com o presente trabalho pretende-se contribuir para o desenvolvimento e aplicação de metodologias de análise, esperando-se que a existência deste documento possa ser útil para os trabalhos que venham a ser desenvolvidos nesta área.

Tem-se, assim, como principal propósito da presente tese, apresentar procedimentos e metodologias de análise de comportamento à acção sísmica, e recomendações para o projecto de tanques metálicos.

Complementarmente, e a partir das metodologias expostas, espera-se que seja também possível efectuar a avaliação da segurança de tanques existentes, quando sujeitos à acção sísmica, bem como atender à eventual necessidade de modificações que visem o seu reforço estrutural.

Realça-se que a previsão do comportamento de tanques metálicos sujeitos à acção sísmica é uma das tarefas da análise estrutural que maiores desafios coloca. Para conseguir esse objectivo é possível recorrer a diversos métodos de análise, com diferentes graus de dificuldade e exigência crescentes.

### **1.3. RESUMO DE CAPÍTULOS**

A elaboração desta tese representa a conclusão de uma fase da minha vida pelo qual me debati imenso e que, após um longo período, agora apresento. É meu desejo que este trabalho, que pretende abordar algumas questões relativas à segurança estrutural de tanques metálicos face às acções sísmicas, possa vir a ter alguns aspectos positivos e úteis a quem se venha a interessar pelo aprofundamento das matérias apresentadas.

Apresento um resumo de capítulos só para termos a percepção de como este trabalho se desenrola na sua apresentação escrita. Penso que este ponto é de particular interesse para o leitor se orientar desde já, assim como durante a sua leitura e compreensão do trabalho.

O trabalho propriamente dito começa no capítulo dois, com a análise da resposta dinâmica em tanques como sua designação indica, onde é feita uma pequena introdução aos tanques de armazenamento de líquidos, e se apresentam alguns acontecimentos históricos ocorridos em tanques durante sismos acontecidos e que marcaram, de uma certa forma, a história dos tanques e respectivos problemas observados. Uma referência e enquadramento histórico são também apresentados numa perspectiva de evolução dos métodos de dimensionamento adoptados, bem como estudos e teorias apresentadas ao longo dos anos por vários autores que marcaram a evolução do dimensionamento de tanques. Também será apresentada a formulação teórica proposta por Veletsos para tanques rígidos e flexíveis. E, por último, os tipos de danos observados em tanques metálicos, depois de ocorridos acontecimentos de índole sísmica.

O capítulo três consiste praticamente na exposição dos dois regulamentos de projecto estrutural de tanques metálicos, na abordagem ao dimensionamento sísmico propriamente dito: o API650 e o EC8. Por último, é apresentada e analisada uma comparação dos referidos regulamentos. Bem como uma breve apresentação do estudo paramétrico realizado por Barros[3] de regulamentos de grande importância a nível mundial.

Chegamos, assim, ao capítulo mais esperado, o quarto, onde é apresentado todo o trabalho deste estudo, realizado em ANSYS. Aqui serão apresentadas não só a base do programa como também os elementos considerados e métodos de cálculo adoptados; estudar-se-á um caso de um tanque com uma dada geometria e altura de líquido, sujeito a uma excitação horizontal ao longo do tempo. Depois, variar-se-ão algumas considerações, analisando e calculando a influência de cada uma. A título de exemplo, considerou-se a flexibilidade das paredes e da fundação, avaliadas no resultado de esforços no tanque.

Segue-se o capítulo cinco, em que é abordada a aplicação dos regulamentos propostos a um caso prático de dimensionamento de um tanque metálico. Considerar-se-á um pré-dimensionamento da parede, verificação à acção do vento e acção sísmica. Dimensionar-se-á a cobertura do tanque, bem como a escada exterior de acesso ao topo do tanque e ancoragem do mesmo. Será feita apenas uma breve referência a alguns pormenores e equipamentos técnicos de tanques circulares metálicos.

No último, capítulo seis, serão apresentadas as considerações finais e discussão dos resultados obtidos, salientando-se as conclusões mais importantes, referindo assim desenvolvimentos e caminhos para trabalhos futuros sobre análise dinâmica de tanques circulares metálicos.

#### **1.4. DIFICULDADES E LIMITAÇÕES NA REALIZAÇÃO DESTE TRABALHO**

Desde cedo surgiram questões sobre os tanques, sua análise e projecto. As principais limitações apareceram aquando da necessidade de modelar o tanque com o respectivo líquido contido. Para além das limitações, este ponto revelou-se de grande dificuldade, dada a complexidade de modelação de líquidos.

Começou-se por pensar em fazer uma análise no SAP2000, mas a modelação do líquido apresentou-se incompatível, visto o programa não permitir tal modelação. Surgiu, assim, o ANSYS, com elementos capazes de modelação do líquido em elementos finitos. Mas, a compatibilização das duas subestruturas do modelo, o tanque e o líquido, é algo que tem de ser bem pensado. A utilização de elementos de contacto foi analisada e considerada como opção válida, mas para uma análise dinâmica 3D num PC standard, que envolve milhares de iterações em centenas de tempos de análise da resposta sísmica, revelou-se claramente impensável, pois em muitas das análises, o programa nem sequer convergia para uma solução. Este tipo de elementos envolve também um controlo muito aperfeiçoado dos parâmetros de “input” e métodos de cálculo, que podem levar a diferenças significativas no resultado final. Daí assumir-se como limitação na modelação destes problemas.

Um outro processo mais simples e capaz de simular razoavelmente o comportamento da interacção é compatibilizar os graus de liberdade de interface das duas subestruturas, apenas nas direcções que nos interessam. Este processo foi considerado como uma dificuldade de modelação, pois para chegar a este ponto foi preciso muita experimentação e pesquisa, vários trabalhos e artigos encontrados na bibliografia própria em que é utilizado o Ansys, não revela como foi feita esta interacção. Foi também questionado a autores através de blogs e e-mails mas sempre sem qualquer resposta. Foi discutido este aspecto com o orientador que se revelou muito interessado e que considerou válido para a análise do modelo. Assim, foi desenvolvido este estudo de análise dinâmica de tanques circulares de grandes dimensões.

## 2

# ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DE TANQUES

### 2.1. INTRODUÇÃO

Os tanques de armazenamento de líquidos são estruturas importantes para a sociedade e indústria. São elementos essenciais para o abastecimento de água municipal, sistemas de combate a fogos, e em muitas instalações industriais para armazenamento de água, lubrificantes, substâncias químicas e gás natural.

O comportamento de tanques de grandes dimensões durante eventos sísmicos acarreta implicações muito para além do mero valor económico dos tanques e/ou seus conteúdos. Se, por exemplo, o colapso de um tanque de água, como aconteceu em 1933 na Long Beach e em 1971 em San Fernando, perder o volume de água de abastecimento público, pode ter consequências muito sérias. Por outro lado, se estamos perante tanques de armazenamento de materiais combustíveis, como aconteceu durante os terremotos de 1964 no Japão e Alasca, os danos poderão ser muito mais severos conduzindo a grandes fogos descontrolados.

Os tanques circulares são extremamente eficientes, de estrutura leve e de fabrico económico. Devido à sua eficiência, em resistir a cargas estáticas, grande parte dos tanques metálicos têm paredes muito finas; portanto, muito flexíveis quando sujeitas a acções dinâmicas.

Muitos investigadores estudaram o comportamento dinâmico de tanques e respectivo líquido contido analiticamente e experimentalmente. Foram conduzidas investigações para determinar possíveis melhorias no dimensionamento de tais estruturas, de forma a resistirem aos sismos.

### 2.2. ALGUNS ACONTECIMENTOS HISTÓRICOS

A abordagem ao dimensionamento sísmico de tanques, cheios ou não completamente, apenas começou a ser estudada depois de ocorrerem alguns desastres naturais ligados aos tanques de armazenamento. Alertando para a necessidade de projectar tanques que resistissem à acção sísmica. De seguida serão referidos alguns sismos que ocorrem nas mais diversas zonas do globo e que, provocando danos

relativamente importantes em estruturas deste tipo, alertaram a comunidade científica para a necessidade de dimensioná-los à solicitação sísmica.

### 2.2.1. ALASKA

A 28 de Março de 1964, ocorreu um dos maiores sismos registados no continente norte-americano. O terramoto foi designado por Prince William Sound e teve uma magnitude de 8.40 na escala de Richter, causando enormes estragos. Este sismo fez cerca de 140 mortos, grande parte das estradas e caminhos-de-ferro foram destruídos pela sua intensidade. Foram registados danos em muitos reservatórios, e avultados os prejuízos causados.



Figura 1 – Registo fotográfico do sismo Prince William Sound

Analisando as roturas ocorridas nos tanques, vários especialistas da época descobriram que no respectivo projecto não tinha sido considerada a acção sísmica. Por isso, e a partir desta data, foi recomendado que os tanques se construíssem de modo a resistir às forças sísmicas. Outras medidas a partir desta data foram tomadas, tais como, implementar sistemas para impedir o derrame do líquido no caso de rotura da estrutura.

### 2.2.2. NIIGATA

Também no mesmo ano de 1964, a 16 de Junho, ocorreu um sismo em Niigata [4], no Japão, com uma magnitude de 7.50 na escala de Richter. O terramoto destruiu cerca de 2000 edifícios e quase destruiu todo o porto de Niigata. Os fenómenos de liquefacção que se fizeram sentir nesta zona tiveram efeitos devastadores.

Muitos tanques de tamanho médio provocaram incêndios de grandes dimensões, e isso aconteceu devido a roturas estruturais das paredes, essencialmente devido à sua encurvadura. Foram ainda relatados alguns danos em tanques de média e pequena dimensão, que estavam apoiados directamente sobre a areia, e se inclinaram devido à perda da capacidade de suporte do solo de fundação. Concluiu-se que o solo de fundação era muito importante para a estabilidade dos tanques.

### 2.2.3. SAN FERNANDO

San Fernando [5] é uma cidade localizada na Califórnia, que em 9 de Fevereiro de 1971 teve um terramoto de 6,60 na escala de Richter. Consta que o sismo provocou a morte a cerca de 65 pessoas, danos consideráveis em três hospitais daquela região, vários edifícios comerciais ruíram, vários reservatórios ficaram em perigo eminente de rotura e ocorreram alguns incêndios.

Depois deste terramoto, foi analisado um grande tanque e verificou-se que este tinha um assentamento total médio que se situava entre os 26.0cm e os 35.0cm. Constatou-se também que esse mesmo tanque, que fora projectado de acordo com a norma da cidade de Los Angeles, antes de ocorrido o terramoto teve um assentamento que rondava os 10.0cm. Desta forma, concluiu-se que 2/3 do assentamento verificado depois do sismo tinham ocorrido durante o terramoto. Ao comparar este tanque com outros dois semelhantes, que nada sofreram (estes estavam apoiados sobre rocha dura), verificou-se que a encurvadura da parede do tanque foi provocada pela rotura da fundação (assentamentos diferenciais provocaram o aumento das tensões na parede). Mais uma vez, os especialistas concluíram que a fundação era decisiva para um bom comportamento do tanque, quando sujeito a acções sísmicas.

A encurvadura da parede do tanque, denominada pata de elefante, e a danificação da cobertura foram os principais danos estruturais verificados.

### 2.2.4. SAN JUAN

A 27 de Novembro de 1977, ocorreu um terramoto na província de San Juan, mais concretamente na cidade de Caucete, na Argentina. Foi registada uma magnitude de 7.4 na escala de Richter e os danos em edifícios foram enormes, morrendo cerca de setenta pessoas. Os males provocados por este sismo foram também registados na grande área metropolitana de Mendoza. Em San Juan, existiam muitos depósitos de vinho que sofreram muitos danos, provocando enormes prejuízos. A maioria dos tanques cilíndricos de aço tinham razões diâmetro/altura aproximadamente 1, existindo alguns com valores superiores a 2, e verificou-se que nos seus projectos consideravam um coeficiente sísmico de 0.20 e valores de tensões admissíveis muito baixas, o que se traduziu num péssimo dimensionamento. Na altura, as companhias de seguros foram averiguar em que data os tanques danificados tinham sido projectados, para analisar se à data de realização do projecto existiam, ou não, conhecimentos suficientes para evitar os danos ocorridos. Neste terramoto foram observados danos muito diversificados, tais como: rotura da união soldada entre a parede e a base; encurvadura da parte inferior da parede; danos na cobertura do tanque, devido à oscilação do líquido; deslizamento horizontal do tanque e sua inclinação como corpo rígido; afundamento da estrutura por assentamento e encurvadura torsional da parede.

### 2.2.5. IZMIT

Em 1999, no dia 17 de Agosto, ocorreu um sismo na região noroeste da Turquia, mais concretamente em Izmit. O sismo teve 7.4 de magnitude na escala de Richter e o número oficial de mortos ronda os 17.000. Os danos fizeram-se sentir com mais intensidade nas áreas urbanas e mais industrializadas do país, incluindo refinarias de petróleo. Ocorreram ainda incêndios e libertação de gases tóxicos. O terramoto causou grandes estragos na refinaria de Tupas, que possui mais de 700Mil toneladas de produtos petrolíferos armazenados. O terreno onde está situada a refinaria, possui solos moles e, além disto, o movimento do solo foi relativamente forte com uma longa duração. O principal problema nestes tanques foi o solo de fundação.

### **2.3. REFERÊNCIA E ENQUADRAMENTO HISTÓRICO**

Os primeiros estudos desenvolvidos focaram-se na determinação da resposta sísmica do líquido, considerando o tanque como elemento rígido, como o trabalho realizado por Jacobsen [6], Graham e Rodriguez, e Housner. Housner [7] propôs um modelo simplificado para a análise sísmica de tanques ancorados com paredes rígidas. De acordo com este modelo, um tanque com líquido em superfície livre, sujeito a uma aceleração horizontal na base, é caracterizado por uma fracção do líquido que é forçado a participar neste movimento como uma massa rígida; por outro lado, o movimento das paredes excita o líquido, provocando oscilação, e assim, forças de carácter dinâmico no tanque. Esta força é assumida como uma massa que pode vibrar horizontalmente restringida por uma mola, conhecida como massa convectiva.

Mais tarde, em 1964, um sismo no Alaska causou grandes danos em tanques, influenciando, assim, uma profunda investigação sobre vibração em tanques flexíveis. Diferentes soluções técnicas e modelos simplificados foram empregues para obter a resposta sísmica de tanques ancorados considerados flexíveis. Foi Veletsos, nesta mesma década, 1976, que impôs a grande alteração nestes modelos que revolucionaram o dimensionamento de tanques. Veletsos concluiu que uma das causas das roturas neste tipo de estrutura era a não consideração da flexibilidade das paredes. Ao considerar os tanques uma estrutura rígida, Housner e Epstein [8], estavam a ignorar a importante contribuição da interacção líquido – estrutura.

Uma aproximação diferente para análise de tanques flexíveis foi desenvolvida por Veletsos. Apresentou um procedimento simples para avaliação das forças hidrodinâmicas induzidas em tanques flexíveis completamente preenchidos pelo líquido, assumido como um sistema de um grau de liberdade vibrando num dado modo e que permanece circular durante as vibrações. Tratou a distribuição das pressões hidrodinâmicas, corte basal, momento de derrube correspondendo a vários modos de vibração. Assim, o dimensionamento de tanques teve em consideração o método de Veletsos, e a rotura devido a acção sísmicas passou a ser menos frequente. No capítulo 2.4.2 será apresentado em pormenor o método propostos por Veletsos.

Depois, Veletsos e Yang [9], estimaram o máximo momento basal provocado por um sismo de movimento horizontal através da modificação do modelo de Housner. Eles mostraram fórmulas simplificadas para obter as frequências naturais da estrutura preenchida pelo líquido, através do método da energia de Rayleigh-Ritz.

Rosenblueth e Newmark modificaram as fórmulas e raciocínio sugerido por Housner para estimar a massa rígida e convectiva, actualizando, assim, fórmulas para avaliação dos esforços de dimensionamento de tanques.

Em 1980 e 81, Haroun e Housner [10], usaram “boundary integral theory” para controlar o fluído adicionado na matriz massa, em vez de usarem o deslocamento baseado nos elementos finitos. Assim, a aproximação reduziu substancialmente o número de incógnitas do problema. Com este estudo desenvolveram um método seguro para analisar o comportamento dinâmico de tanques circulares flexíveis. Um modelo estrutural que tem em conta a deformabilidade do tanque foi derivado e parâmetros foram apresentados em quadros para facilitar o trabalho computacional.

No modelo de Haroun, uma parte do líquido move-se independentemente com a respectiva parede, novamente o movimento convectivo, enquanto outra parte do líquido oscila em harmonia com o tanque. Se a flexibilidade da parede do tanque é considerada, uma parte desta massa move-se

independentemente, massa impulsiva, enquanto o restante se move de um lado para o outro com o tanque constituindo a massa rígida.

## 2.4. FORMULAÇÃO TEÓRICA

Quando acontece um sismo, a resposta por parte do líquido contido no tanque depende da interacção entre as características dinâmicas do movimento do solo, do líquido e do tanque. Esta resposta vai originar pressões tanto ao nível das paredes da estrutura como no fundo, causando um momento derrubador e corte basal. Estes dois esforços são muito importantes no dimensionamento de tanques sob acção sísmica, existindo, por isso, vários métodos para o quantificar.

### 2.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Posto isto, e tendo em consideração os modelos propostos pelos diferentes autores já referidos, os efeitos dinâmicos que ocorrem na resposta do tanque podem ser divididos em três componentes, sendo elas:

- **Componente impulsiva:** resposta associada à parte do líquido que actua como um corpo rígido nas zonas inferiores do tanque. Abaixo de uma certa profundidade, o líquido move-se rigidamente com o tanque e com a aceleração de base.
- **Componente convectiva:** esta componente é criada pela parte do líquido que se movimenta dentro do tanque e que tem liberdade para adquirir acelerações verticais criando assim ondas.
- **Componente de interacção líquido/estrutura:** esta interacção pode ser dividida em várias sub-componentes, uma por cada modo. No entanto, sendo o primeiro o modo mais influente, dado que tem menor frequência e, conseqüentemente, o mais predominante na resposta, pode-se considerar apenas a sua contribuição sem cometer erros muito significativos. De notar, como já foi dito anteriormente, que só a partir da década de 70 é que Veletsos introduziu esta importante componente no cálculo dos esforços de dimensionamento.

Estas três componentes originam pressões actuantes nas paredes causadoras do momento basal, principal responsável pelos problemas da encurvadura designada por “pata-de-elefante”, que será abordada no capítulo 2.5.1. Contudo, o momento usado para o dimensionamento da fundação do tanque e causador do seu possível colapso é o momento derrubador que conta ainda com uma parcela provocada pelas pressões hidrodinâmicas actuantes sobre o fundo do tanque.

O cálculo das pressões hidrodinâmicas é essencial no cálculo dos esforços basais necessários ao dimensionamento do tanque. Para isso, foi necessário uma equação para o potencial de velocidade do líquido, que satisfizesse a equação de Laplace e as condições de fronteira da superfície do líquido e da interacção líquido/estrutura. A equação (1) tem como base as coordenadas polares  $(r, z, \theta)$  normalmente utilizadas para este tipo de geometria cilíndrica:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \times \frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \times \frac{\partial^2 \varphi}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad (1)$$

As coordenadas polares definidas referem-se a um sistema de eixos como o apresentado na Figura 2.

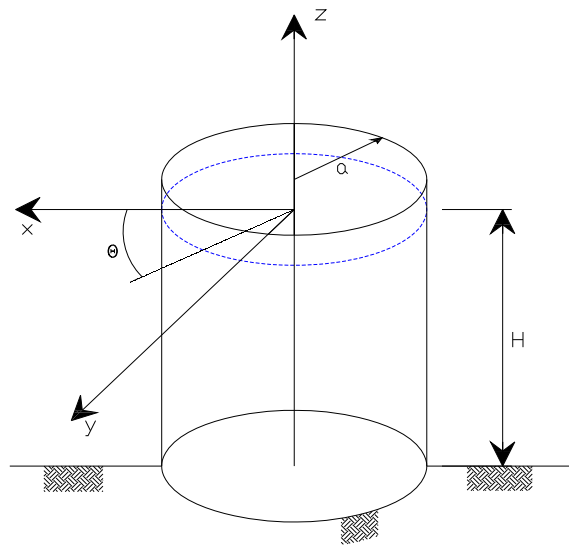


Figura 2 – Referencial usado na equação de Laplace para tanques cilíndricos

As condições de fronteira utilizadas para a determinação da solução do potencial de velocidade  $\phi$  foram as seguintes:

- Na base do tanque,  $z = 0$ , a componente vertical da velocidade do líquido é nula para uma excitação sísmica horizontal:

$$z = 0 \rightarrow \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

- Ao longo da parede do tanque,  $r = a$ , a componente normal das velocidades do líquido e da parede tem de ser igual:

$$r = a \rightarrow \frac{\partial \phi}{\partial r} = \frac{\partial w}{\partial t} \quad (3)$$

Onde  $w$  é o deslocamento normal da parede. De notar que para tanques flexíveis,  $w$  depende das características da excitação sísmica, da distribuição das pressões hidrodinâmicas, que por sua vez, dependem dos deslocamentos da parede, e da deformabilidade do tanque. Esta deformabilidade, quando interage com o líquido, complica a análise, porque entra um terceiro grau de liberdade a somar à componente convectiva e impulsiva.

- A terceira condição de fronteira refere-se ao estado de pressão a nível da superfície livre do líquido. Sendo  $d(r, z, \theta)$  o deslocamento vertical do líquido, tendo como referência a superfície livre, quando este se encontra em repouso, a pressão hidrodinâmica quando  $z = H$  é igual ao peso da coluna de líquido acima dessa mesma superfície estática. De notar que isto só é válido se se desprezar a inércia vertical das ondas de superfície, o que pode ser considerado uma aproximação razoável para este tipo de períodos longos de oscilação. Assim, a equação desta terceira condição de fronteira é:

$$z = H \rightarrow \rho_f \frac{\partial \phi}{\partial t} = \rho_f \cdot g \cdot d(r, \theta, t) \quad (4)$$

Onde  $\rho_f$  é a massa específica do fluido armazenado e  $g$  a aceleração da gravidade.

Tendo o potencial de velocidades determinado, pôde-se passar ao cálculo das pressões tendo em conta a relação com a massa específica do líquido em questão:

$$p = -\rho_f \frac{\partial \varphi}{\partial t} \quad (5)$$

A Figura 3 mostra o diagrama de pressões hidrodinâmicas existentes no tanque, quando sujeito a uma acção sísmica horizontal qualquer num instante qualquer. De notar que para obter os diagramas de pressões totais devem-se somar as pressões hidrodinâmicas com as pressões hidrostáticas, sendo estas últimas de cálculo simples [11].

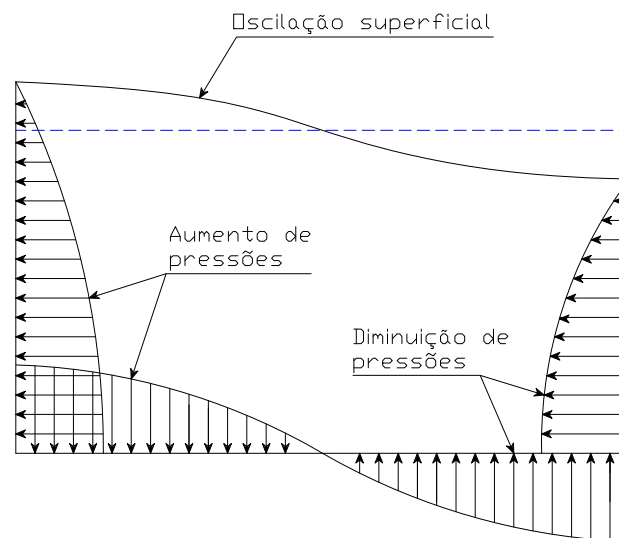


Figura 3 - Pressões hidrodinâmicas causadas pela aceleração horizontal

Com as pressões determinadas, foi possível obter o corte basal integrando o diagrama das pressões ao longo do tanque. Para o momento basal fez-se uma análise semelhante, mas agora integrando e multiplicando pelo braço das forças. Assim, obtiveram-se os esforços basais de uma forma simples e eficaz. Este cálculo de esforços e pressões tem uma pequena diferença, se se considerar o tanque rígido ou flexível, mas este assunto será abordado mais à frente nos capítulos 2.4.2.1 e 2.4.2.2.

De notar que as pressões de sentido contrário provocadas pela oscilação podem originar levantamento do tanque, “uplift” [11]. É este levantamento que leva grande parte das vezes à exigência de ancoragem do tanque quando este não tem peso suficiente para se manter fixo ao solo. A elevação do tanque vai criar uma transferência de tensões para o lado oposto ao levantamento, originando grandes compressões, que podem provocar rotura por encurvadura de dentro para fora, devido ao facto das tensões interiores actuarem nesse sentido, como pode ser observado na Figura 4. De reparar que quanto mais área é levantada, menor a área de suporte do tanque, criando, assim, tensões cada vez mais elevadas nessa superfície de contacto. Se este levantamento se torna muito significativo, podem ocorrer problemas graves, visto o tanque ter sido dimensionado para uma superfície de contacto com o solo – fundação muito maior do que a que realmente passa a existir. Para além de fenómenos muito prejudiciais, como a encurvadura, há ainda o problema do rompimento das tubagens inseridas no tanque, que faria com que parte ou mesmo todo o líquido do tanque se perdesse. Todos estes possíveis

problemas obrigam a que haja um controlo do “uplift” do tanque e, por isso, o regulamento americano API 650 exige uma verificação que, caso não seja cumprida, o tanque é considerado instável e será necessário ancorá-lo.

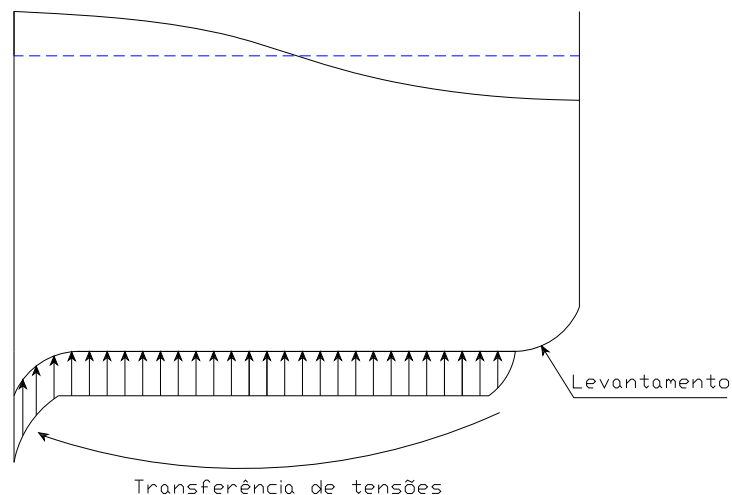


Figura 4 - Transferência de pressões na fundação devido ao levantamento

Além dos problemas de encurvadura, verificam-se, muitas vezes, danos no tecto, quando a amplitude da onda é suficiente alta para o atingir. Esta é a razão pelo qual se controla sempre a altura máxima da onda durante o dimensionamento do tanque, para que se possa dar uma folga na altura do tanque. Além disso, esta folga também é essencial para tanques com tecto variável, para que o líquido no seu interior não verta. O tecto também pode sofrer danos, quando há encurvadura da parede interior. Quando tal acontece, o tecto funciona como um diafragma que encurva ao tentar manter a forma circular do tanque, criando vários problemas nesta zona importante do reservatório.

#### 2.4.2. MÉTODO DE VELETSOS

Veletsos [12] formulou uma teoria sobre este tipo de fenómenos, mas, ao contrário do método de Housner, este método tem em conta a flexibilidade do tanque apesar de continuar a modelar o tanque como sendo uma viga encastrada de inércia variável. Depois do modelo proposto por Housner e mais tarde modificado por Epstein, as roturas de tanques durante sismos de grande importância continuaram a dar-se. Veletsos concluiu que o erro estava no desprezar da componente de interacção líquido – estrutura originada apenas quando não se considera o tanque como um corpo rígido, não podendo assim extrapolar-se o modelo de Housner para tanques de todo o tipo de geometria. A consideração deste novo pressuposto é mais realista que o de Housner, visto os tanques terem paredes de pequena espessura que vibram de diferentes formas, dependendo da geometria.

Apesar de o método de Housner ser muito eficaz no cálculo e descrição da resposta convectiva, este não conta com a resposta do tanque à flexão que influencia as pressões provenientes das forças de inércia, muitas vezes dominantes neste tipo de estruturas. É aqui que o método de Veletsos vem

inovar, pois possibilita o cálculo da resposta impulsiva, tendo em conta estes efeitos provenientes da flexibilidade do tanque.

Assim, o método de Housner pode continuar a ser usado para o cálculo da componente convectiva das pressões, porque tendo elas períodos largos não dependem da flexibilidade do tanque, podendo continuar a ser calculadas supondo o tanque rígido. Para o cálculo da componente impulsiva passou a usar-se a nova teoria proposta por Veletsos, em que a aceleração da componente impulsiva deixa de ser a aceleração de base  $a_g$  e passa a ser a aceleração correspondente à frequência natural fundamental da interacção líquido – estrutura.

#### 2.4.2.1. Formulação de tanques rígidos

Nesta formulação começa por se calcular a frequência natural do líquido,  $\omega_c$ , em função das soluções da primeira derivada da série de Bessel,  $\lambda_c$ , pela equação (6).

$$\omega_c = \sqrt{\lambda_c \cdot \frac{g}{R} \cdot t \cdot \lambda_c \cdot \frac{H}{R}} \quad (6)$$

A massa total do líquido,  $m_l$ , resulta da soma da massa das componentes impulsiva,  $m_i$  e convectiva,  $m_c$  como mostra a equação (7).

$$m_l = \rho_l \cdot \pi \cdot R^2 \cdot H = m_i + \sum_{c=1}^{\infty} m_c \quad (7)$$

Em que:

$\rho_l$  - Massa específica do fluido em [Kg/m<sup>3</sup>]

$R$  - Raio do tanque [m]

$H$  - Altura total da massa líquida [m]

Em seguida, passa-se ao cálculo da massa referente à componente convectiva,  $m_c$ , pela seguinte expressão:

$$\frac{m_c}{m_l} = \frac{2}{\lambda_c^2 - 1} \times \frac{R}{\lambda_c \cdot H} \times t \times \left( \lambda_c \frac{H}{R} \right) \quad (8)$$

Em que:

$t$  - Espessura média da parede do tanque [m]

A massa impulsiva,  $m_i$ , sabendo a massa convectiva e total, retira-se a partir da equação (7).

De seguida passa-se ao cálculo das alturas do centróide da componente convectiva  $h_c$  e impulsiva  $h_i$  através das equações (9) e (10), respectivas.

$$h_c = H - \frac{R}{\lambda_c} t \cdot \left( \lambda_c \frac{H}{2R} \right) \quad (9)$$

$$h_i = \frac{1}{m_i} \left( \frac{H}{2} m_i - \sum_{c=1}^{\infty} m_c \cdot h_c \right) \quad (10)$$

Tendo estes valores já definidos, e tendo em conta as acelerações espectrais da componente impulsiva,  $A_i$ , e da componente convectiva,  $A_c$ , procede-se ao cálculo dos esforços de dimensionamento.

Assim, o corte basal é dado por:

$$V_{basal} = m_i \cdot A_i + \sum_{c=1}^{\infty} m_c \cdot A_c \quad (11)$$

O momento basal, vem:

$$M_{basal} = m_i \cdot A_i \cdot h_i + \sum_{c=1}^{\infty} m_c \cdot A_c \cdot h_c \quad (12)$$

Por fim, o momento derrubador é a soma do momento basal, dado pela equação (12), e da contribuição das pressões no fundo do tanque para o derrube. Essa contribuição apresenta-se na seguinte expressão:

$$M_{pressões} = m_i \frac{R^2}{H} \left[ \left( \frac{1}{4} - \sum_{c=1}^{\infty} \frac{2}{\lambda_c^2 \cdot (\lambda_c^2 - 1)} \cdot \frac{1}{ch(\lambda_c \cdot H/R)} \right) A_i + \left( \sum_{c=1}^{\infty} \frac{2}{\lambda_c^2 \cdot (\lambda_c^2 - 1)} \cdot \frac{A_c}{ch(\lambda_c \cdot H/R)} \right) \right] \quad (13)$$

O momento derrubador vem dado como a soma das duas parcelas de momentos apresentadas anteriormente:

$$M_{derrub} = M_{basal} + M_{pressões} \quad (14)$$

Fica, assim, definida a formulação proposta por Veletsos para tanques rígidos.

#### 2.4.2.2. Formulação de tanques flexíveis

Esta formulação é bastante mais complexa que a anterior, visto entrar com a contribuição da flexibilidade do tanque, contribuição essa que notabilizou o trabalho de Veletsos. Começou por calcular a frequência de vibração do sistema de um grau de liberdade generalizado tanque - líquido  $\omega$  através da equação (15).

$$\omega^2 = \frac{k^*}{m^*} = \frac{\int_0^H EI(z) \cdot \psi(z) dz}{\int_0^H \mu_T(z) \cdot \psi^2(z) dz} \quad (15)$$

Em que:

$k^*$  - Rigidez generalizada [kN/m]

$m^*$  - Massa generalizada [t]

$E$  - Módulo de elasticidade [KPa]

$I$  - Momento de inércia [m<sup>4</sup>]

$\psi(z)$  - Função de forma tipo A ou C

$\mu(z)$  - Massa total por unidade de altura [t]

De seguida calcula-se a função de distribuição de pressões,  $b_0$ , através da seguinte equação:

$$b_0(z) = \frac{4}{\pi} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\delta_i}{2i-1} \varepsilon_i \cdot \cos\left[(2i-1)\frac{\pi \cdot z}{2H}\right] \quad (16)$$

Os coeficientes,  $\delta_i$  e  $\varepsilon_i$ , são dados pelas seguintes equações:

$$\delta_i = \frac{1}{H} \int_0^H \psi(z) \cdot \cos\left[(2i-1)\frac{\pi \cdot z}{2H}\right] dz \quad (17)$$

$$\varepsilon_i = \frac{I_1 \cdot \left[(2i-1)\frac{\pi \cdot z}{2H}\right]}{I_1' \cdot \left[(2i-1)\frac{\pi \cdot z}{2H}\right]} \quad (18)$$

Em que:

$I_1$  - Função de Bessel modificada de primeira ordem

$I_1'$  - Derivada da função de Bessel modificada de primeira ordem

O corte basal referente à componente impulsiva  $V_i$ , é dado por:

$$V_i = C_p \cdot m_{xl} \cdot A_i^* \quad (19)$$

Em que:

$C_p$  - Factor de participação dado por uma relação de massas efectivas

$A_i^*$  - Aceleração espectral referente à componente impulsiva [ $m/s^2$ ]

O coeficiente  $m_{xl}$  toma o valor de:

$$m_{xl} = m_l \frac{8H}{\pi^2 R} \times \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^{i+1}}{(2i-1)^2} \delta_i \cdot \varepsilon_i \quad (20)$$

O corte basal referente à componente convectiva pode ser calculado como se o tanque fosse rígido, como já apresentado no capítulo 2.4.2.1.

O corte basal total é dado pela soma dos cortes basais referentes a cada uma das componentes:

$$V_{basal} = V_i + V_c \quad (21)$$

O momento basal referente à componente impulsiva é dado através da seguinte equação:

$$M_i = \left[ \int_0^{2\pi} \int_0^H z \cdot p_i(z, \theta, t) \cdot \cos \theta \cdot dz \cdot R d\theta \right]_{\max} = \pi \cdot C_p \cdot A_i^* \cdot \rho_l \cdot H \cdot R \cdot \int_0^H z \cdot b_0(z) dz \quad (22)$$

Em que:

$p_i(z, \theta, t)$  - Função das pressões hidrodinâmicas ao longo da parede do tanque

O momento basal correspondente apenas à parte convectiva, assume valores semelhantes aos que assumiria se o tanque fosse rígido, visto não depender praticamente da flexibilidade do tanque, como aconteceu no o corte basal.

O momento basal total é dado pela soma dos momentos basais de cada uma das componentes:

$$M_{basal} = M_i + M_c \quad (23)$$

De seguida, calcula-se a contribuição do momento provocado pelas pressões no fundo do tanque referentes à componente impulsiva,  $M_{pressões}^i$ , e convectiva,  $M_{pressões}^c$ , apresentadas nas equação (24) e (25) respectivamente:

$$M_{pressões}^i = \left[ \int_0^{2\pi} \int_0^R z \cdot p_i(0, \theta, t) \cdot r^2 \cdot \cos \theta \cdot dr \cdot d\theta \right]_{\max} = \pi \cdot \frac{R^3}{3} C_p \cdot A_i^* \cdot \rho_l \cdot H \cdot b_0(0) \quad (24)$$

$$M_{pressões}^c = \pi \cdot \rho_l \frac{R^3}{3} \sum_{c=1}^{\infty} \frac{2}{\lambda_c^2 - 1} \frac{A_c}{ch(\lambda_c H/R)} \quad (25)$$

O momento provocado pelas pressões de fundo é dado pela soma das componentes apresentadas nas equações anteriores:

$$M_{pressões} = M_{pressões}^i + M_{pressões}^c \quad (26)$$

Tal como na formulação para tanques rígidos, o momento derrubador total obtém-se através da soma do momento basal total e o momento provocado pelas pressões de fundo, como mostra a equação (27).

$$M_{derrub} = M_{basal} + M_{pressões} \quad (27)$$

Fica, assim, definida a formulação teórica proposta por Veletsos para o cálculo de esforços de dimensionamento considerando a flexibilidade do tanque.

## 2.5. TIPOS DE DANOS OBSERVADOS EM TANQUES

Os danos provocados por sismos em tanques metálicos cilíndricos podem-se fazer sentir de diversas formas. Neste ponto, é documentado o desempenho de tanques durante a actividade sísmica, reconhecendo-se que muitos não foram projectados de acordo com procedimentos descritos nos regulamentos actuais, caso em que o dano pode não ser um indicador de precisão dos critérios destes. Porém, se a geometria do tanque e do líquido, tipo de solo, sismos e as condições do tanque depois do sismo são conhecidas, é possível avaliar a consistência das equações de determinado regulamento na previsão da acção sísmica e resposta dinâmica da estrutura. As configurações de deformadas complicadas do tanque e a interacção entre o líquido e a estrutura resultam numa variedade de possíveis mecanismos de rotura. A seguir são apresentados alguns dos danos provocados por sismos em reservatórios cilíndricos, cheios ou não completamente, [13].

### 2.5.1. ENCURVADURA DA PARTE INFERIOR DA PAREDE (PATA DE ELEFANTE)

Tensões de compressão verticais associadas ao momento de derrube, muito elevadas, conjuntamente com tensões de membrana associadas às pressões estáticas e hidrodinâmicas, aplicadas nas paredes dos tanques, podem provocar a encurvadura na parte inferior da parede do tanque, plastificando, assim, esta zona. É comum designar este dano como a encurvadura pata de elefante, como “elephant-foot buckling”, e é um dos principais danos verificados após a ocorrência de um sismo.

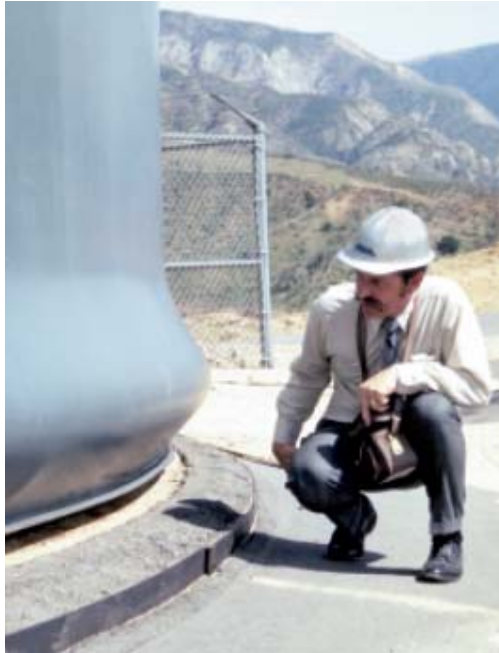


Figura 5 – Deformação da parte inferior da parede do tanque por encurvadura

### 2.5.2. ENCURVADURA TIPO DIAMANTE

Encurvadura do tipo diamante, “diamond buckling” que ocorre devido às tensões axiais de compressão, que se desenvolvem nas paredes, mas sem a cedência das mesmas, devido às pressões internas, isto é, sendo as tensões de membrana inferiores às tensões de cedência, não ocorre a cedência. As paredes sofrem deslocamentos radiais, mas esses deslocamentos são sempre recuperáveis.



Figura 6 – Deformação por encurvadura do tipo diamante

### 2.5.3. DANOS NA COBERTURA

Danos na cobertura do reservatório provocados pelo movimento do fluido à superfície. Durante a ocorrência do sismo, o fluido oscila, podendo entrar em contacto com a cobertura, danificando-a. Assim, pode ocorrer o fenómeno de sucção, que impõe deformações às paredes do tanque, como mostra a Figura 7, onde é visível que a parede sofreu uma deformação para o interior do tanque, muito provavelmente originada pelo movimento do líquido em sentido contrário, provocando sucções elevadas na parte superior da parede da estrutura.

Na maioria dos reservatórios em questão, a cobertura é muito importante para a protecção, do material armazenado. Portanto para prevenir a ocorrência de qualquer dano, será necessário salvaguardar uma distância de segurança entre a superfície do líquido e a cobertura de modo a que a altura da onda nunca a ultrapasse.



Figura 7 – Deformação da parte superior da parede do tanque devido a sucções originadas pela oscilação do líquido

### 2.5.4. DESLIZAMENTO HORIZONTAL DO TANQUE E INCLINAÇÃO DO TANQUE

A ocorrência do deslizamento horizontal do tanque e sua possível inclinação, ocorrem quando a força de corte desenvolvida na base do reservatório consegue vencer o atrito existente entre a base do tanque e a fundação onde o reservatório está apoiado. A ocorrência de deslizamento está associada a reservatórios não ancorados, geralmente de média dimensão. No caso de reservatórios ancorados, pode ocorrer o deslizamento do conjunto tanque/fundação sobre o solo onde o tanque está apoiado. Porém, este deslizamento é muito mais difícil de ocorrer, porque antes de se manifestar é muito provável que ocorram roturas das ligações soldadas.

### 2.5.5. LEVANTAMENTO DE PARTE DO TANQUE

O levantamento de parte do tanque, quando este não está ancorado ou só está parcialmente ancorado, tem enormes implicações, pois destrói as ligações entre o reservatório e as condutas a ele ligado, quando estas possuem pouca flexibilidade. Em situações de projecto é muito importante verificar se há, ou não, o levantamento de parte do tanque, no caso de tanques não ancorados, de modo a garantir a salvaguarda do cálculo das tensões na parede do tanque.

#### 2.5.6. ROTURA DA FUNDAÇÃO

A rotura da fundação é devida aos assentamentos diferenciais associados a uma possível liquefacção do solo de fundação. Quando os solos de fundação são constituídos essencialmente por solos arenosos, soltos ou muito soltos, submersos que na ocorrência de um sismo dá-se um adensamento do solo que se manifesta por um assentamento considerável à superfície.

É muito provável que um dado tanque esteja apoiado num solo de fundação cujas características não são constantes, como, por exemplo, em zonas onde o solo é muitocompacto, medianamente compacto ou solto. Nestes casos, e aquando de um sismo, verificar-se-ão assentamentos diferentes, provocando a rotação do tanque e gerando uma migração de tensão para esses locais. Em tais circunstâncias, verifica-se bastante aumentado o assentamento do solo menos compacto, podendo mesmo levar à rotura do solo fundação.



# 3

## PROJECTO ESTRUTURAL DE TANQUES METÁLICOS

### 3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, é feita uma revisão e comparação de dois regulamentos de dimensionamento sísmico de tanques metálicos, assim como o dimensionamento estrutural propriamente dito. Dado que uma análise sísmica do líquido em tanques requer considerações especiais de avaliação dos esforços hidrodinâmicos, assim como o sistema tanque – líquido, é razoável a consideração de modelos que descrevam a resposta sísmica, diminuindo, assim, o grau de complexidade da análise. Enquanto é usada tal aproximação, vários outros parâmetros são também associados à análise. Alguns deles são a distribuição de pressão nas paredes do tanque, o período do tanque, o efeito da interacção do solo – estrutura e a máxima altura de onda.

Os regulamentos considerados são API650 [14] e o EC8 [15], com atenção específica para tanques metálicos, no que diz respeito às acções dinâmicas. O API650 incide particularmente em tanques petrolíferos metálicos, enquanto o EC8 em tanques circular e rectangular com base fixa e silos.

No que diz respeito ao dimensionamento sísmico propriamente dito, através dos dois regulamentos em estudo, as grandezas fundamentais que serão alvo de comparações serão o corte basal, o momento basal, o momento derrubador e a altura máxima da onda à superfície. Quanto ao dimensionamento estrutural, será dada prioridade ao API650, pois apresenta uma vasta gama de pormenores construtivos e métodos de pré-dimensionamento.

### 3.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O API650 apresenta com bastante detalhe pormenores construtivos e métodos de dimensionamento estrutural. De seguida, serão apresentados apenas alguns desses pormenores, métodos expeditos de pré-dimensionamento da espessura da parede do tanque, bem como dimensões mínimas regulamentares. Algumas considerações no dimensionamento de coberturas de tanques serão também expostas de acordo com o API650.

### 3.2.1. CHAPA DE FUNDO (BOTTOM PLATE)

A chapa de fundo deverá ter espessura nominal mínima de 6mm, exclusivo de qualquer compensação de corrosão especificada para chapas de fundo [14].

### 3.2.2. PAREDE DO TANQUE

#### 3.2.2.1. Espessura Mínima

A espessura da casca será maior do que a de dimensionamento, pois terá de se incluir a parte considerada da corrosão. Sendo assim, a espessura não deve ser inferior aos valores apresentados na Tabela 1 [14].

Tabela 1 – Espessura mínima da casca de acordo com o API 650

Diâmetro do Tanque, [m]	Espessura mínima, [mm]
<15	5
$15 \leq D < 36$	6
$36 \leq D \leq 60$	8
>60	10

#### 3.2.2.2. Pré – Dimensionamento da Espessura pelo “Método do Pé”

O API 650 apresenta alguns métodos para quantificar a espessura da parede do tanque. O “método de pé” é um método relativamente simples para o pré-dimensionamento da espessura da parede do tanque, e será utilizado no âmbito deste trabalho. Baseia-se na teoria dos tubos, na qual os esforços nas paredes são devidos às pressões internas exercidas pelo líquido. É facilmente explicada através da Figura 8, onde actua uma pressão interna do líquido,  $p$ , originando uma força de tracção,  $N$ , nas paredes do tanque.

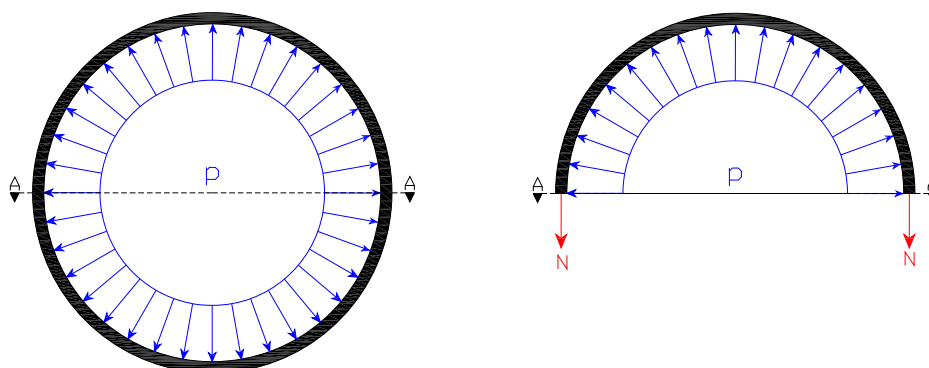


Figura 8 – Esquema de representação da pressão interna

A força de tracção é dada em função da pressão interna e pelo raio do tanque, como mostra a equação (28).

$$N = R \times p \quad (28)$$

Usando valores de cálculo e estudando-se faixas de um metro de tanque, a força de tracção é dada por:

$$N = f_{syd} \times t_i \quad (29)$$

Em que:

$f_{syd}$  - Tensão de cedência de cálculo do aço [MPa]

$t_i$  - Espessura da virola no ponto considerado [m]

Sabendo ainda que a pressão interna do líquido, pode ser dada pela expressão de mecânica dos fluidos:

$$p = \rho_l \times g \times H_i \quad (30)$$

Em que:

$H_i$  - Distância da base de cada virola à superfície livre do líquido [m]

$\rho_l$  - Massa específica do fluido [Kg/m<sup>3</sup>]

$g$  - Aceleração gravítica [m/s<sup>2</sup>]

Substituindo na expressão (28) as relações apresentadas em (29) e (30) obtém-se:

$$f_{syd} \times t_i = R \times \rho_l \times g \times H_i \quad (31)$$

Colocando a equação (31) em ordem à espessura da virola obtém-se a fórmula proposta pelo API 650 para o dimensionamento de virolas pelo método 1 pé:

$$t_{\min} = \frac{g \cdot D \cdot H_i \cdot \rho_l}{2 \cdot f_{syd}} \quad (32)$$

### 3.2.3. COBERTURA

O API650 apresenta dois tipos de cobertura, que podem ser consideradas em tanques metálicos: as coberturas fixas e as flutuantes. As primeiras podem ter uma configuração tipo cone ou tipo cúpula, sendo suportadas apenas na sua periferia e/ou em pilares interiores. Na Figura 9 podemos observar em esquema os diferentes tipos de cobertura referidos.

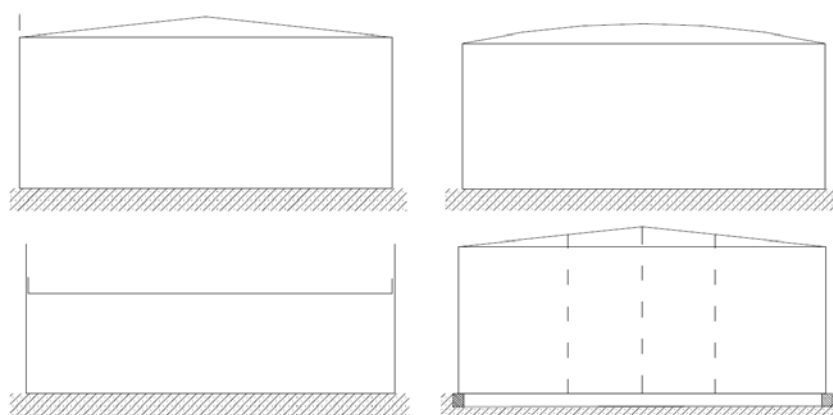


Figura 9 – Diferentes tipos de coberturas

O dimensionamento da cobertura começa por definir as acções, sendo elas as cargas permanentes e as variáveis. Será necessário efectuar uma série de combinações de acções, as quais, tipicamente, se apresentam de seguida, prevalecendo a mais desfavorável [11]:

- Cargas Permanentes
- Cargas Permanentes + Sobrecarga ou Neve
- Cargas Permanentes + Vento ou Sismo
- Cargas Permanentes + Sobrecarga ou Neve + Vento ou Sismo

As acções sísmicas em coberturas de tanques, geralmente não são significantes na maior parte das combinações de carga. A acção do vento e do sismo também não são consideradas a actuar simultaneamente, pois não é verosímil essa hipótese. As cargas concentradas, provenientes de equipamentos locais previstos no topo do tanque, devem ser considerados individualmente.

As duas cargas variáveis mais importantes a considerar são as cargas vindas do vácuo interior do tanque e da acção da neve. As coberturas de tanques dimensionadas de acordo com o API 650 incluem a prevenção de que a carga permanente mais a variável seja de 2,2kPa. Considerando que se pondera uma carga variável com valor mínimo de 1,2kPa, deduz-se que a restante pertença às cargas permanentes da cobertura. Presumivelmente, a carga de 1,2kPa deve cobrir as cargas que resultam das pressões externas e/ou da acção da neve. Este valor tem sido considerado como adequado, pois cobre a maior parte dos piores casos de combinação de carga de vento, neve, actividades que ocorram no cobertura, incluindo pessoas a caminhar. Contudo, condições que não sejam comuns na carga variável da cobertura devem ser consideradas, caso se justifique. A simples causa que poderá requerer o aumento da carga variável é o efeito do vácuo.

A espessura nominal mínima da casca é de 5mm. Espessuras maiores podem ser aplicadas, no caso de coberturas em apenas são apoiadas na sua periferia. Deve ainda ser adicionada à espessura mínima nominal uma salvaguarda para a corrosão.

### 3.3. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

#### 3.3.1. API 650

O regulamento americano API 650 é uma referência mundial, utilizado para o dimensionamento de tanques. Foi baseado num outro regulamento americano, o UBC (Uniform Building Code), apesar do segundo ser utilizado para estruturas em geral. Foram Wosniak e Mitchell [16] que, em 1978, adaptaram toda a teoria, proposta por Veletsos, a este regulamento, de uma forma simples e eficaz. Este regulamento tem em conta o método estático de avaliação sísmica, isto é, baseia-se no dimensionamento de estruturas sujeitas a forças estáticas que substituem a acção dinâmica do sismo. A metodologia apenas contempla o primeiro modo de vibração, visto ser o único que contribui de uma forma significativa para a resposta dinâmica da estrutura.

O API 650 divide os tanques em altos ou baixos, consoante a relação H/R. Se esta for superior a 1,5 o tanque é considerado alto ou esbelto; caso contrário, é considerado baixo, como mostra a Figura 10.

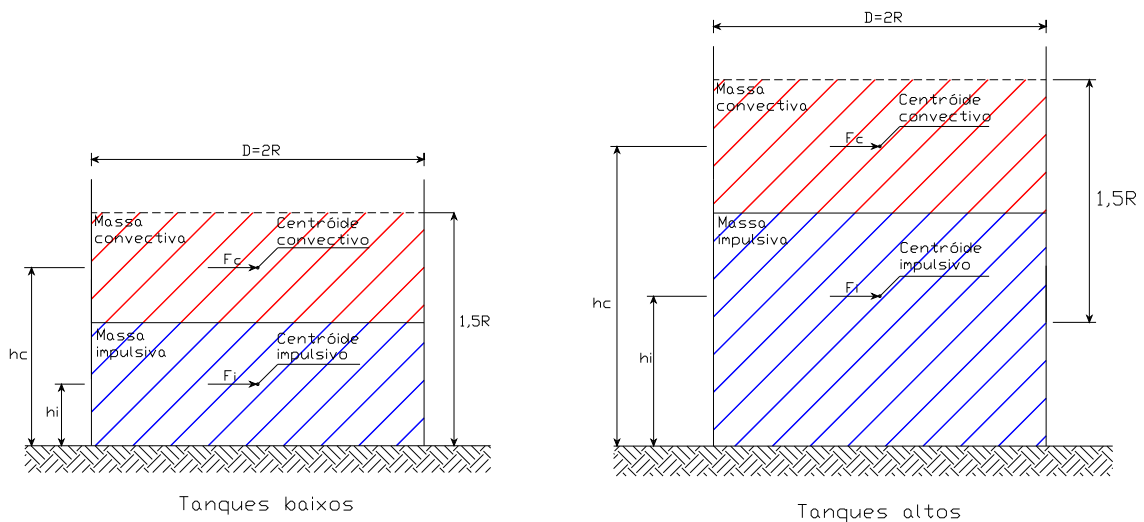


Figura 10 – Tanques altos e baixos segundo API 650

Estando os tanques definidos como altos ou baixos pela figura anterior, pode-se passar ao cálculo dos dois factores que caracterizam cada uma das duas componentes: a altura ao centróide impulsivo e convectivo  $h_i$  e  $h_c$ , bem como o peso da massa líquida associada a cada uma das componentes  $W_i$  e  $W_c$ .

#### 3.3.1.1. Massa de cada Componente para Tanques Baixos

O peso da massa impulsiva,  $W_i$ , é dado pela seguinte expressão:

$$\frac{W_i}{W_t} = \frac{\tanh\left(0,866 \frac{D}{H}\right)}{0,866 \frac{D}{H}} \quad (33)$$

Em que:

$W_l$  - Peso total da massa líquida contida no tanque [kN]

$D$  - Diâmetro do tanque em estudo [m]

$H$  - Altura da massa líquida contida no tanque [m]

Da mesma forma, o peso da massa correspondente à componente convectiva  $W_c$  é dado por:

$$\frac{W_c}{W_l} = 0,23 \frac{D}{H} \tanh\left(3,67 \frac{H}{D}\right) \quad (34)$$

### 3.3.1.2. Altura de cada Componente para Tanques Baixos

Da mesma forma os cálculos das alturas dos centróides são efectuados de forma fácil e rápida. Assim, a altura do centróide da massa impulsiva  $h_i$ , é dada pela expressão:

$$\frac{h_i}{H} = \frac{3}{8} \quad (35)$$

A altura do centróide convectivo  $h_c$ , é dada de acordo com a seguinte expressão:

$$\frac{h_c}{H} = 1,0 - \frac{\cosh\left(3,67 \frac{H}{D}\right) - 1,0}{3,67 \frac{H}{D} \sinh\left(3,67 \frac{H}{D}\right)} \quad (36)$$

Por fim, o cálculo das alturas impulsivas e convectivas associadas ao momento derrubador, isto é, as alturas  $h_i$  e  $h_c$  calculadas anteriormente são usadas para o cálculo do momento basal, como se verá mais à frente, e as alturas  $h'_i$  e  $h'_c$  têm em conta as pressões na placa de fundo do tanque que agravam o momento.

Assim, a altura impulsiva contando com as pressões no fundo do tanque  $h'_i$ , é dada por:

$$\frac{h'_i}{H} = \frac{3}{8} \left[ 1,0 + \frac{4}{3} \left( \frac{0,866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0,866 \frac{D}{H}\right)} \right) - 1,0 \right] \quad (37)$$

A altura correspondente à componente convectiva que contribui para o momento derrubador  $h'_c$ , é dada por:

$$\frac{h'_c}{H} = 1,0 - \frac{\cosh\left(3,67 \frac{H}{D}\right) - \frac{31}{16}}{3,67 \frac{H}{D} \sinh\left(3,67 \frac{H}{D}\right)} \quad (38)$$

### 3.3.1.3. Massa de cada Componente para Tanques Altos

O procedimento para o caso de tanques altos ou esbeltos é semelhante, mudando apenas algumas das expressões. Posto isso, o peso da massa impulsiva  $W_i$ , é dado pela seguinte equação:

$$\frac{W_i}{W_l} = 1,0 - 0,218 \frac{D}{H} \quad (39)$$

Visto a componente convectiva não depender da altura do tanque, o seu peso  $W_c$  é dado pela expressão usada para tanques baixos.

### 3.3.1.4. Altura de cada Componente para Tanques Altos

Assim como o cálculo das alturas dos centróides da massa convectiva,  $h_c$  e  $h'_c$ , não dependem da altura do tanque, podendo para isso, serem usadas as expressões já apresentadas. Já as alturas impulsivas são calculadas de maneira diferente. A altura impulsiva referente ao momento basal  $h_i$ , é dada por:

$$\frac{h_i}{H} = 0,5 - \frac{3}{32} \frac{D}{H} \quad (40)$$

E a altura impulsiva contando com as pressões de fundo  $h'_i$ , é dada por:

$$\frac{h'_i}{H} = 0,5 + 0,06 \frac{D}{H} \quad (41)$$

Posto isto, ficam as duas componentes perfeitamente definidas, tanto a nível de pesos das massas como a nível de braços das forças.

### 3.3.1.5. Período Natural do Primeiro Modo de Vibração

O período natural do primeiro modo de vibração,  $T$ , é necessário para o cálculo dos coeficientes de força lateral dos sismos. Assim, o período é dado por:

$$T = k \sqrt{\frac{D}{0,3048}} \quad (42)$$

Na qual  $K$  é o factor dado pela expressão:

$$k = \frac{0,578}{\sqrt{\tanh\left(3,67 \frac{H}{D}\right)}} \quad (43)$$

### 3.3.1.6. Esforços de Dimensionamento

Os coeficientes de força de sismo horizontal,  $C_1$  e  $C_2$ , têm em conta a influência da excitação sísmica nas forças de inércia provocadas, isto é, a percentagem de aceleração que é mobilizada para as forças

horizontais. O API 650 propõe para o valor de  $C_1$  de 0,60. O cálculo do coeficiente lateral sísmico,  $C_2$ , depende do período natural do primeiro modo de vibração,  $T$ , e das características do solo de fundação,  $S$ . Assim, se o período natural for menor ou igual a 4,5 segundos,  $C_2$  toma o seguinte valor:

$$C_2 = \frac{0,75S}{T} \quad (44)$$

Caso contrário:

$$C_2 = \frac{3,375S}{T^2} \quad (45)$$

Os valores de  $S$  traduzem o tipo de solo de fundação, os solos são classificados em quatro tipos que estão descritos na Tabela 2.

Tabela 2 – Descrição dos tipos de solo considerados pelo API 650

Tipo de Solo	Descrição	Factor S
$S_1$	Um tipo de solo com material rochoso caracterizado por uma velocidade de onda de corte superior a 2500 pés/s (762 m/s) ou solo duro ou denso a uma profundidade inferior a 200 pés (60,96 m)	1,0
$S_2$	Um solo duro ou denso a uma profundidade superior a 200 pés (60,96 m)	1,2
$S_3$	Um solo a pelo menos 40 pés de profundidade (12,19 m) que contenha mais de 20 pés (6,10 m) de argila média dureza/mole mas mais de 40 pés (12,19 m) de argila mole	1,5
$S_4$	Um solo que contenha mais de 40 pés (12,19 m) de argila mole	2,0

O API 650 propõe o cálculo dos esforços tendo em conta o peso da parede  $W_s$ , o peso do tecto  $W_r$ , da componente impulsiva  $W_i$ , e da componente convectiva do líquido  $W_c$ . Assim, o cálculo do corte basal é dado pela seguinte expressão:

$$V_{basal} = Z \cdot I (C_1 \cdot W_s + C_1 \cdot W_r + C_1 \cdot W_i + C_2 \cdot W_c) \quad (46)$$

Em que:

$Z$  - Factor que depende da zona sísmica onde se situa o tanque

$I$  - Factor de importância da estrutura

$W_s$  - Peso da parede em [kN]

$W_r$  - Peso do tecto em [kN]

$W_i$  - Peso da componente impulsiva da massa líquida [kN]

$W_c$  - Peso da componente convectiva da massa líquida [kN]

$C_1, C_2$  - Coeficientes de força de sismo horizontal

A Tabela 3 apresenta os valores do coeficiente de zona sísmica  $Z$ . As zonas referem-se ao mapa dos Estados Unidos da América apresentado na Figura 11.

Tabela 3 – Factores de zona sísmica apresentados pelo API 650

Zona sísmica	Factor de zona sísmica $Z$
1	0,075
2A	0,15
2B	0,20
3	0,30
4	0,40

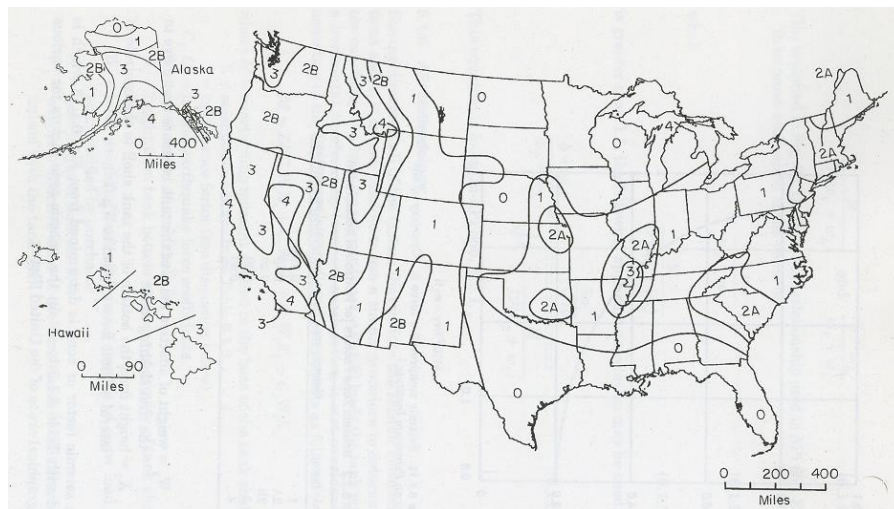


Figura 11 – Zonas sísmicas dos Estados Unidos da América

Da mesma forma, a Tabela 4 apresenta os valores do coeficiente de importância  $I$  usado para o cálculo dos esforços de dimensionamento.

Tabela 4 – Factores de importância

Descrição	Coefficiente de importância $I$
Tanques para utilização normal	1,0
Tanques para uso de emergência pós-sismo ou que armazenem substâncias tóxicas/explosivas situados em zonas em que um acidente poderia causar danos de saúde pública	1,5

O valor do momento basal é calculado de uma forma muito semelhante, mas, agora, multiplicado pelo braço de cada uma das forças:

$$M_{basal} = Z.I(C_1.W_s.h_s + C_1.W_r.h_r + C_1.W_i.h_i + C_2.W_c.h_c) \quad (47)$$

Os braços das forças representados referem-se à parede  $h_s$ , à cobertura  $h_r$ , à componente impulsiva da massa líquida  $h_i$ , e à componente convectiva  $h_c$ . Estas grandezas encontram-se representadas na Figura 12.

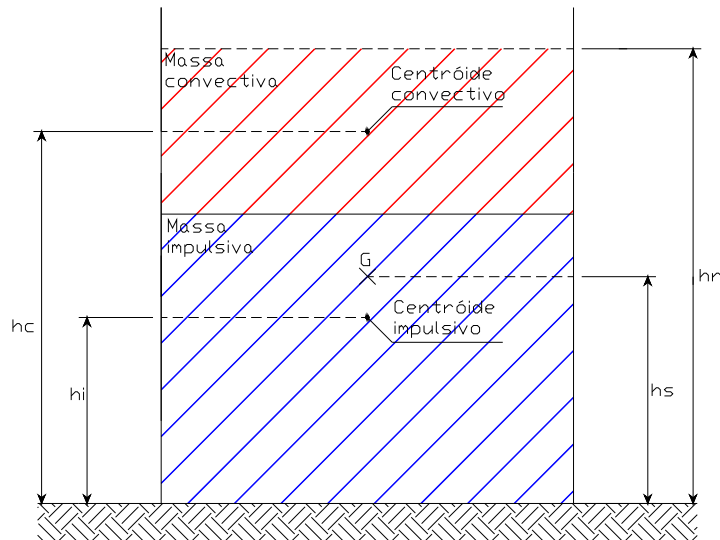


Figura 12 - Braços de cada uma das forças de inércia.

O momento derrubador é calculado da mesma forma que o momento basal, mas entrando com as alturas  $h_i'$  e  $h_c'$ :

$$M_{derrub} = Z.I \left( C_1.W_s.h_s + C_1.W_r.h_r + C_1.W_i.h_i' + C_2.W_c.h_c' \right) \quad (48)$$

Ficam, assim, definidos os três esforços de dimensionamento essenciais.

### 3.3.1.7. Altura Máxima da Onda

O cálculo da altura máxima da onda é importante para se saber qual a folga a dar à altura da parede do tanque, de modo a que não haja transposição do líquido para o exterior, no caso do tanque ser aberto, ou que não haja danos no tecto, no caso do tanque ser fechado. A Figura 13 mostra a grandeza que se está a calcular neste ponto. O cálculo referente ao API 650, do valor da sobre-elevação máxima é dado por:

$$d_{\max} = 1,124.Z.I.C_2.T^2 \cdot \tanh \left( 4,77 \sqrt{\frac{H}{D}} \right) \cdot 0,3048 \quad (49)$$

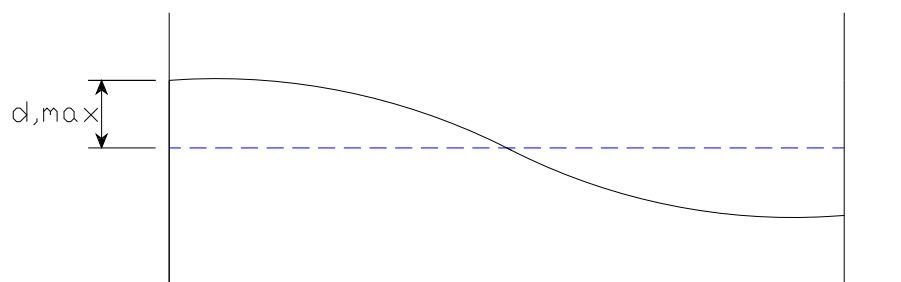


Figura 13 – Sobrelevação máxima

### 3.3.2. EURO CÓDIGO 8

O EC 8 [15] refere-se ao projecto de estruturas para resistência aos sismos, e a versão utilizada foi a de 2003. O procedimento descrito neste regulamento para estudo da resposta sísmica de tanques consiste em estudar as três componentes, impulsiva, convectiva e interacção líquido – estrutura, separadamente. É nesta terceira componente, que no API 650 se encontra englobada na componente impulsiva. Assim, cada componente é calculada como um sistema de um grau de liberdade com características próprias no que diz respeito a períodos e coeficientes de amortecimento críticos. O modelo adoptado pelo EC8 é representado na Figura 14.

É muito importante referir que a actual versão do EC8 não incorpora a componente interacção líquido – estrutura para o cálculo dos esforços, mas é sabido que muito brevemente o regulamento irá incorporar no cálculo dos esforços tal componente. Sendo assim, toda a introdução teórica será baseada na futura composição do EC8, que terá três componentes: convectiva, impulsiva e interacção líquido – estrutura, para calcular os esforços de dimensionamento.

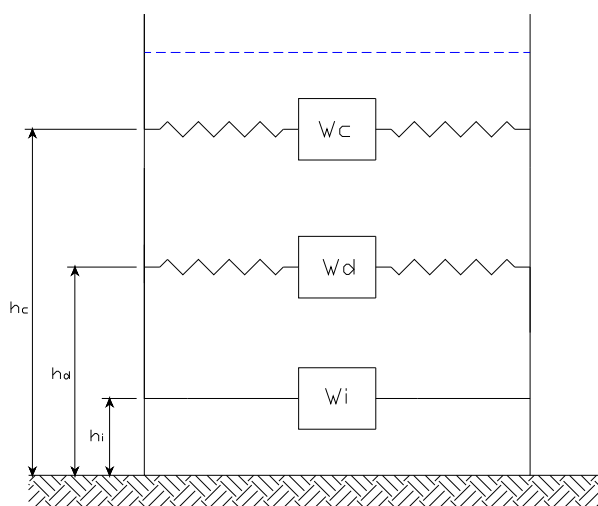


Figura 14 – Modelo teórico adoptado pelo EC8

Para obter a resposta do tanque, aquando de um sismo, somam-se as três componentes referidas anteriormente para se obter os esforços de dimensionamento. Para aplicações práticas, é razoável contabilizar-se apenas o primeiro modo de vibração de cada uma das componentes, visto mobilizar, na

maioria dos tanques (relações entre altura e o raio  $0,3 < H/R < 3$ ), entre 85% a 98% da massa total do líquido. A restante massa do líquido vibra essencialmente em modos impulsivos superiores ao primeiro modo para tanques altos. Para tanques baixos, a restante massa líquida mobiliza os modos de vibração mais altos referentes à componente convectiva, como mostra a Tabela 5. No entanto, a não contabilização desta parte restante da massa líquida mobilizável por modos superiores ao primeiro não traz erros muito significativos (Malhotra, 2000).

Tabela 5 - Massas mobilizáveis por cada modo de vibração para diferentes tipos de tanques

Modo de vibração $\Phi_i$	Tipo Tanque	Componente mobilizada	% Massa mobilizada
1º	Todos	Convectiva e impulsiva	85-98
Superiores ao 1º	Altos	Impulsiva	2-15
	Baixos	Convectiva	

O procedimento utilizado no EC8 baseia-se no trabalho de Veletsos, com algumas modificações que tornam o processo mais simples, preciso e de aplicação mais generalizada. Tais modificações são:

Modelo teórico baseado apenas no primeiro modo de vibração de cada uma das três componentes;

Combinação da maior massa modal impulsiva com o primeiro modo de vibração impulsivo; O mesmo, se passa para a componente convectiva e componente de interação líquido/estrutura;

Ajuste das alturas referentes a cada uma das três componentes em estudo para ter em conta o efeito dos modos superiores no cálculo dos momentos de dimensionamento;

Generalização do cálculo do período impulsivo de forma a poder usar diferentes tipos de material e espessuras nas paredes do tanque.

### 3.3.2.1. Massa de cada Componente

Para o cálculo final das grandezas de dimensionamento, o EC8 tem uma série de passos intermédios até se chegar a estes resultados. É esse conjunto de passos que serão apresentados de seguida. Primeiramente, há que calcular a massa total do líquido  $m_l$  e a massa total do tanque  $m_r$  em toneladas, dadas pelas equações:

$$m_l = \left[ H_t \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (2R - 2t)^2 \right] \cdot \rho_l \quad (50)$$

$$m_r = \left[ H_t \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left[ (2R)^2 - (2R - 2t)^2 \right] \right] \cdot \rho_r + m_r \quad (51)$$

Em que:

$H_t$  - Altura do tanque [m]

$R$  - Raio do tanque [m]

$t$  - Espessura média da parede do tanque [m]

$\rho_{aço}$  - Massa específica do aço [ $t/m^3$ ]

$\rho_l$  - Massa específica do líquido [ $t/m^3$ ]

$H$  - Altura da superfície livre do líquido [m]

$m_r$  - Massa da cobertura do tanque [ $t$ ]

O EC8 estima as componentes convectiva  $m_c$ , impulsiva  $m_i$  e interação líquido – estrutura  $m_d$ , da massa total do líquido, com base em coeficientes  $m_x/m_l$  representados na Gráfico 1, que dependem apenas da relação H/R, apresentando-se, ainda, as equações aproximadas para cada curva.

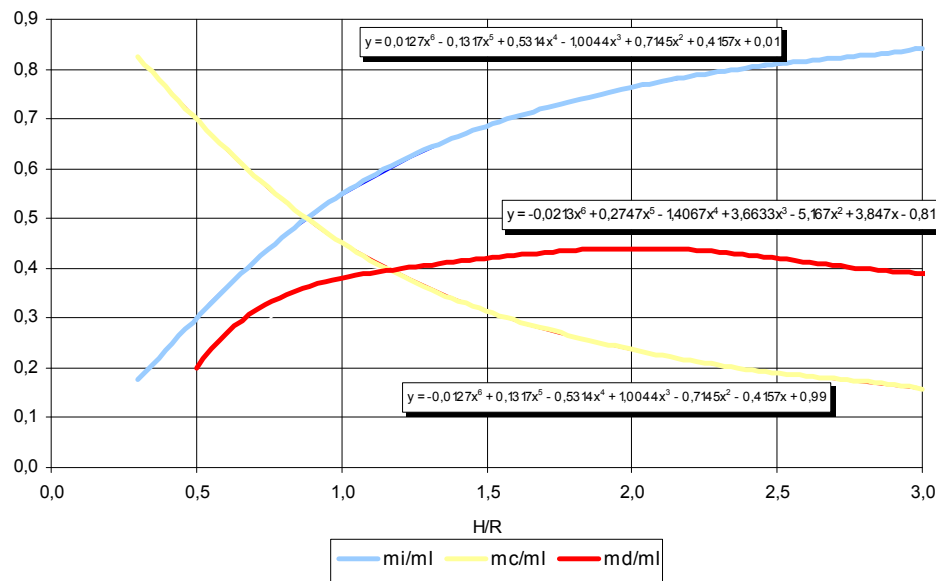


Gráfico 1 – Coeficientes  $m_x/m_l$  usados no cálculo das massas: impulsiva, convectiva e interação líquido – estrutura

As expressões (52), (53) e (54) estimam as massas impulsiva, convectiva e interação líquido estrutura, respectivamente.

$$m_i = (m_i / m_l).m_l \quad (52)$$

$$m_c = (m_c / m_l).m_l \quad (53)$$

$$m_d = (m_d / m_l).m_l \quad (54)$$

É importante referir que as expressões atrás descritas apenas dividem a massa do líquido nas componentes impulsiva, convectiva e interação líquido – estrutura. Assim, para obter a massa impulsiva total, é necessário somar a massa total do tanque, que pode incluir a massa da cobertura, mais a massa impulsiva do líquido.

### 3.3.2.2. Altura de cada Componente

As alturas de cada componente são importantes para o cálculo do momento basal e do momento derrubador. São calculadas multiplicando a altura da superfície livre do líquido pelos coeficientes  $h_x$  que também apenas dependem da relação H/R.

Os coeficientes  $h_i/h_l$ ,  $h_c/h_l$  e  $h_d/h_l$ , dados pelo Gráfico 2, apenas dependem da relação H/R, as respectivas alturas para cálculo do momento basal.

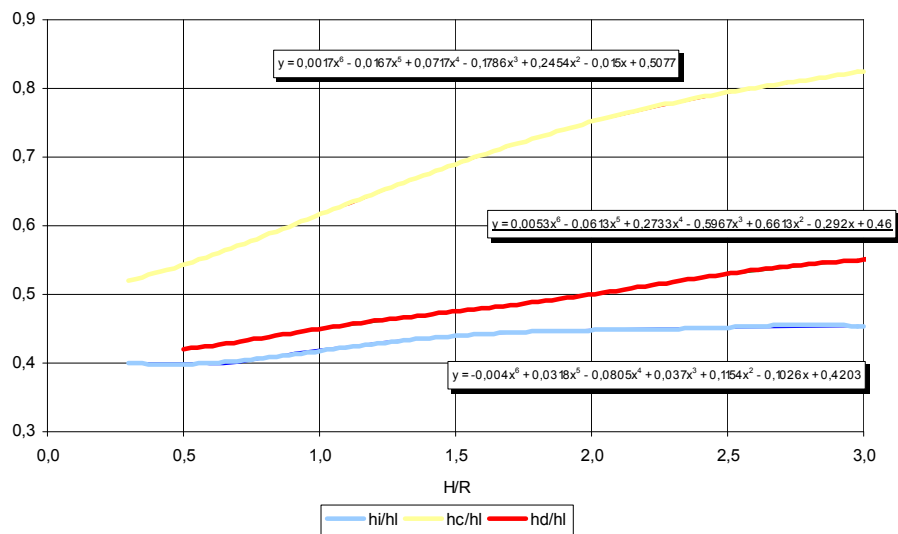


Gráfico 2 – Coeficientes  $h_x/h_l$  usados no cálculo das alturas: impulsiva, convectiva e interacção líquido – estrutura

Para a determinação do momento derrubador, o EC8 não considera a interacção líquido – estrutura. Assim, para o obter são consideradas apenas as componentes impulsivas e convectivas. Neste caso, as alturas de cada componente,  $h_i'$  e  $h_c'$ , são apresentadas no Gráfico 3. O momento derrubador depende das pressões hidrodinâmicas na parede do tanque e das pressões hidrodinâmicas na base do tanque.

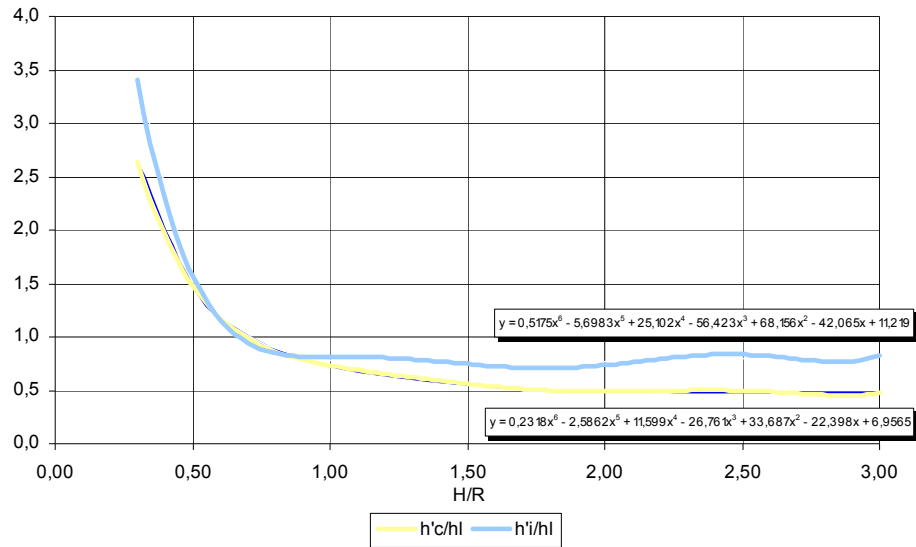


Gráfico 3 – Coeficientes  $h'_x/h_i$  usados no cálculo das alturas: impulsiva e convectiva.

### 3.3.2.3. Período Natural de cada Componente

Os períodos naturais da componente impulsiva  $T_i$ , convectiva  $T_c$  e interação líquido – estrutura  $T_d$  são dados pelas expressões (55), (56) e (57), em segundos.

$$T_i = C_i \cdot \frac{H \cdot \sqrt{\rho}}{\sqrt{t} / R \cdot \sqrt{E}} \quad (55)$$

$$T_c = C_c \cdot \sqrt{R} \quad (56)$$

$$T_d = \left[ \frac{1}{\frac{\sqrt{\frac{E \cdot t}{\rho \cdot H}}}{2 \cdot (0,175 \cdot \alpha^2 + \alpha + 1,49) \cdot R}} \right] \quad (57)$$

Em que:

$C_i$  - Coeficiente adimensional, que depende da relação  $H/R$

$C_c$  - Coeficiente expresso em  $(s / \sqrt{m})$  que depende da relação  $H/R$

$\alpha$  - Exprime a relação  $H/R$

Os coeficientes  $C_i$  e  $C_c$ , podem ser obtidos a partir do Gráfico 4, que vem descrito no EC8.

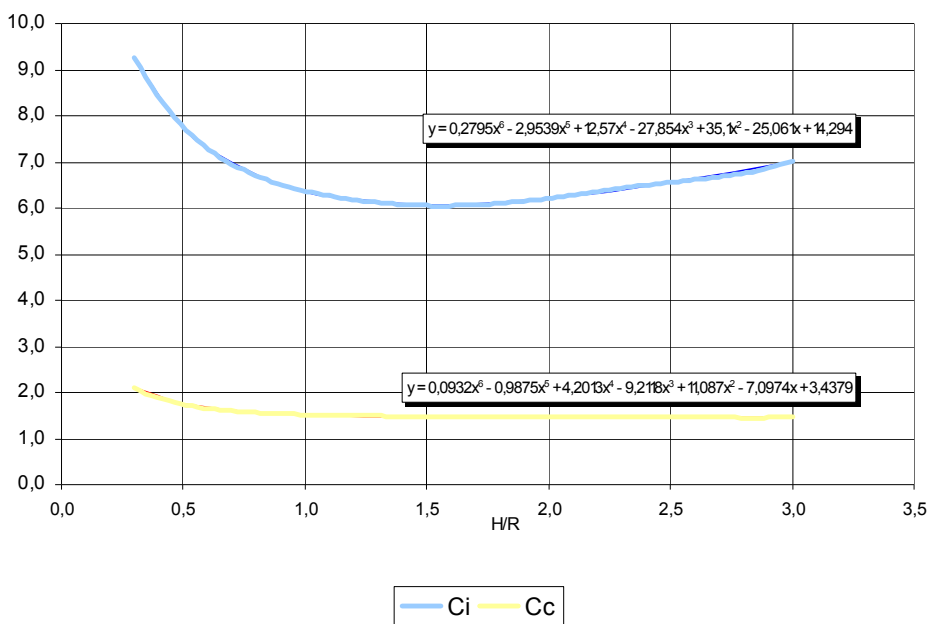


Gráfico 4 – Coeficientes  $C_i$  e  $C_c$ .

Os gráficos atrás apresentados resultaram de uma aproximação polinomial dos vários pontos propostos pelo EC8, que são apresentados na Tabela 6. Poderão, então, ser consulados os valores directamente da tabela, ou consulta directa dos gráficos ou ainda pelas expressões descritas nos gráficos a cada função. A Tabela 6 mostra alguns valores dos parâmetros atrás calculados, para diferentes  $H/R$ . Todos os coeficientes apresentados nesta tabela estão baseados em cálculos teóricos exactos, para o modelo tanque – líquido, desenvolvidos por Veletsos.

Tabela 6 - Valores de cálculo recomendados para as componentes impulsiva, convectiva e interacção líquido estrutura [15]

H/R	$C_i$	$C_c$	$m_i/m_l$	$m_c/m_l$	$m_d/m_l$	$h_i/h_l$	$h_c/h_l$	$h_d/h_l$	$h'_i/h_l$	$h'_c/h_l$
0.3	9.28	2.09	0.176	0.824	0.150	0.400	0.521	0.480	2.640	3.414
0.5	7.74	1.74	0.300	0.700	0.200	0.400	0.543	0.420	1.460	1.517
0.7	6.97	1.60	0.414	0.586	0.313	0.401	0.571	0.431	1.009	1.011
1.0	6.36	1.52	0.548	0.452	0.380	0.419	0.616	0.450	0.721	0.785
1.5	6.06	1.48	0.686	0.314	0.420	0.439	0.690	0.475	0.555	0.734
2.0	6.21	1.48	0.763	0.237	0.442	0.448	0.751	0.498	0.500	0.764
2.5	6.56	1.48	0.810	0.190	0.430	0.452	0.794	0.523	0.480	0.796
3.0	7.03	1.48	0.842	0.158	0.419	0.453	0.825	0.530	0.472	0.825

### 3.3.2.4. Espectros de Resposta

Para proceder ao cálculo dos esforços corte basal, momento basal e momento derrubador, e para estimar a altura da onda, falta conhecer a aceleração espectral de cada componente do sistema tanque-líquido. As acelerações espectrais,  $S_e(T_i)$ ,  $S_e(T_c)$  e  $S_e(T_d)$ , são calculadas separadamente e dependem de vários factores, entre os quais, do período  $T_i$ ,  $T_c$  ou  $T_d$  de cada componente, do tipo de acção sísmica. O EC8 define dois tipos de acção sísmica: tipo 1 para sismos de forte magnitude a uma distância focal grande e tipo 2 para sismos com pequena distância focal e magnitude moderada, do tipo de solo, do tipo de estrutura, da sua localização e do coeficiente de amortecimento. Para a componente impulsiva e de interacção líquido – estrutura, o coeficiente de amortecimento vale aproximadamente 2% e para a componente convectiva toma o valor de 0,5%. Estes coeficientes são propostos no EC8 por Malhotra.

As expressões *que* fornecem o valor da aceleração espectral descrito no EC8 são as seguintes:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \text{ para } 0 \leq T \leq T_B \quad (58)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \text{ para } T_B \leq T \leq T_C \quad (59)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \text{ para } T_C \leq T \leq T_D \quad (60)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \text{ para } T_D \leq T \leq 4.s \quad (61)$$

Em que:

$S_e(T)$  - Espectro de resposta elástico

$T$  - Período de vibração linear da componente em segundos

$a_g$  - Aceleração base do solo como 0.981m/s<sup>2</sup>

$S$  - Factor que tem em conta o tipo de solo

$\eta$  - Factor de amortecimento correctivo

O espectro de resposta elástico está definido na Figura 15. O gráfico tem diferentes formas e depende do tipo de acção sísmica e do tipo de solo, que pode ser do tipo A, B, C, D e E.

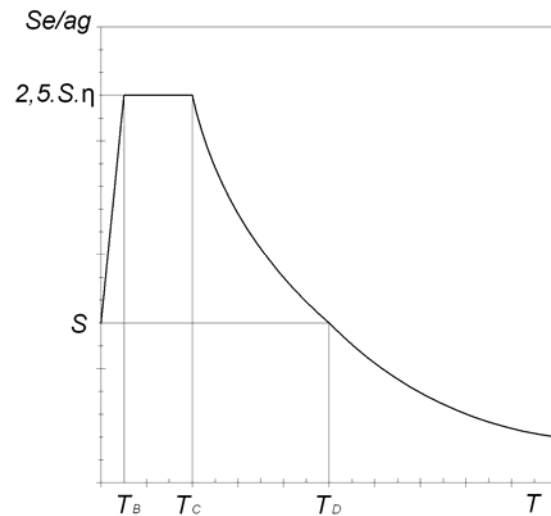


Figura 15 - Forma do espectro de resposta linear

O gráfico da Figura 15 está definido pelos troços  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , e esses troços variam conforme o tipo de solo e o tipo de acção sísmica, como atrás foi referido. Assim, a Tabela 7 fornece os valores  $T_x$  e  $S$  para a definição do espectro de acelerações.

Tabela 7 – Valores dos parâmetros recomendados pelo EC8

Acção sísmica	Tipo I				Tipo II			
	$S$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	$S$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.00	0.15	0.40	2.00	1.00	0.05	0.25	1.20
B	1.20	0.15	0.50	2.00	1.35	0.05	0.25	1.20
C	1.15	0.20	0.60	2.00	1.50	0.10	0.25	1.20
D	1.35	0.20	0.80	2.00	1.80	0.10	0.30	1.20
E	1.40	0.15	0.50	2.00	1.60	0.05	0.25	1.20

O valor de  $\eta$ , é dado em ordem ao coeficiente de amortecimento,  $\xi$ , pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (62)$$

Desta forma, são apresentados os espectros de resposta para acção tipo I na Figura 16, e para acção tipo II na Figura 17, para os vários tipos de solo e para um amortecimento de 5%.

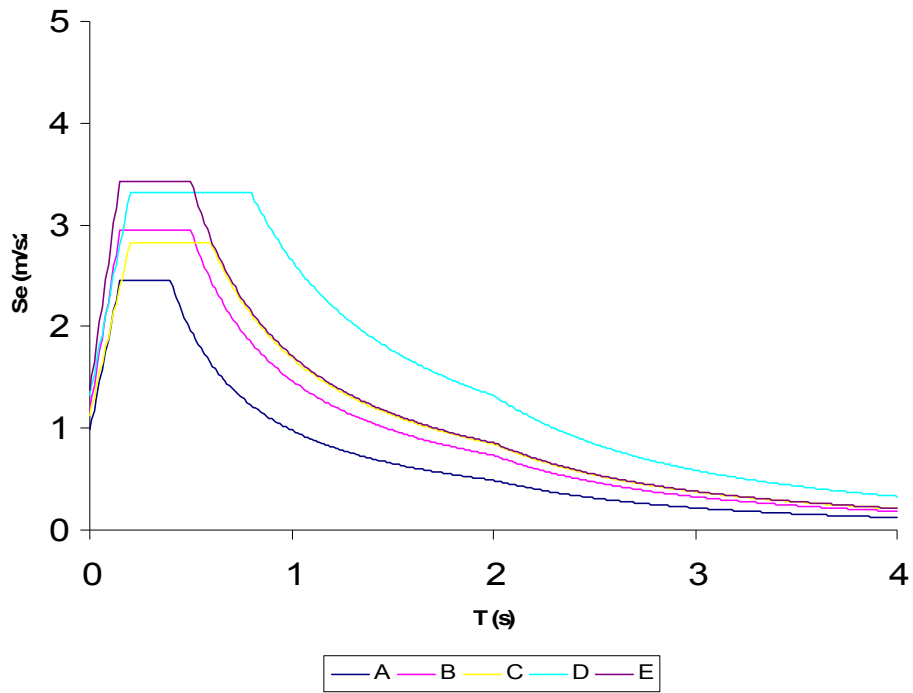


Figura 16 – Espectro de resposta para acção tipo I.

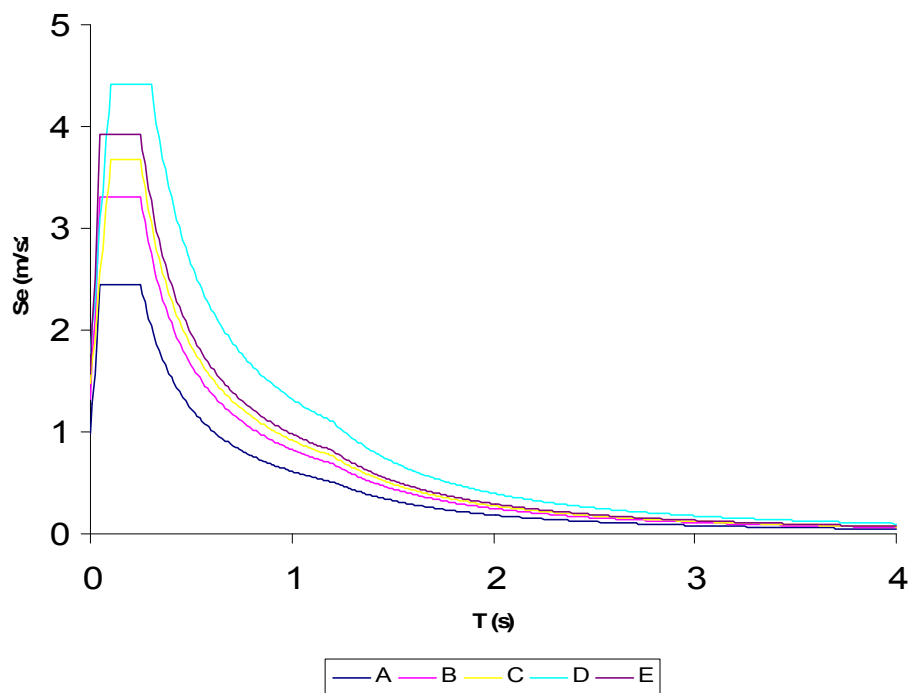


Figura 17 - Espectro de resposta para acção tipo II.

### 3.3.2.5. Esforços de Dimensionamento

Neste momento, existem todos os dados para proceder ao cálculo dos esforços, corte basal, momento basal e momento derrubador, bem como da altura da onda. É importante voltar a referir que o cálculo dos esforços corresponde à soma dos esforços provocados por cada componente. Assim, a componente impulsiva corresponde à soma de parte da massa do líquido  $m_i$ , que se move com o tanque, como se se tratasse de um corpo rígido, mais a massa total do tanque  $m_t$ , correspondendo, assim, à soma da massa da parede do tanque  $m_s$  com a massa da cobertura  $m_r$ . As componentes convectiva e interação líquido – estrutura apenas tem contribuição de parte da massa do líquido, isto é, estas componentes não têm contribuição da massa do tanque.

O esforço de corte basal é dado pela equação (63), como se pode constatar, a quantificação desta quantidade é o somatório da multiplicação de cada componente de massa  $m_x$ , pela respectiva aceleração espectral  $S_e(T_x)$ .

$$V_{basal} = (m_i + m_t) \cdot S_e(T_i) + m_c \cdot S_e(T_c) + m_d \cdot S_e(T_d) \quad (63)$$

O momento basal é dado pela equação (64), sendo o seu cálculo semelhante ao do corte basal, com uma ligeira diferença. Cada componente é multiplicada pela respectiva altura  $h_x$ , já apresentadas anteriormente.

$$M_{basal} = \left( m_i \cdot h_i + m_s \cdot \frac{H}{2} + m_r \cdot H \right) \cdot S_e(T_i) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(T_c) + m_d \cdot h_d \cdot S_e(T_d) \quad (64)$$

O momento derrubador está descrito na equação (65). É importante referir que o EC8, não incorpora a influência da componente interação líquido – estrutura no cálculo do momento de derrube. Porém, o API 650, no cálculo do momento de derrube, entra com esta componente.

$$M_{derrub} = \left( m_i \cdot h'_i + m_s \cdot \frac{H}{2} + m_r \cdot H \right) \cdot S_e(T_i) + m_c \cdot h'_c \cdot S_e(T_c) \quad (65)$$

E assim, se obtêm os esforços de dimensionamento de tanques, incorporando a análise sísmica.

### 3.3.2.6. Altura Máxima da Onda

A fim de evitar danos na cobertura, é necessário dar uma distância mínima entre a superfície livre do líquido e a cobertura. Desta forma o EC8 fornece uma expressão muito simples para estimar tal distância, que só depende do raio do tanque  $R$ , da aceleração da gravidade e da aceleração espectral da componente convectiva que corresponde à oscilação da água à superfície ( $S_e(T_c)$ ).

$$d_{\max} = R \cdot \frac{S_e(T_c)}{g} \quad (66)$$

Em que:

$d_{\max}$  - Altura da sobreelevação máxima da onda [m]

$g$  - Aceleração da gravidade [ $m/s^2$ ]

O cálculo da altura pelo EC8 é ligeiramente diferente da expressão usada pela norma API 650. A altura do tanque também tem influência na altura da onda, mas o EC8 não a considera. É desta forma que, num futuro próximo, o EC8 fará a análise sísmica de tanques cilíndricos de armazenamento. Actualmente, o EC8 não entra com a componente interacção líquido – estrutura. Assim, mantêm-se válidas todas as expressões atrás referidas, já que esta componente, muito simplesmente, não foi tida em conta.

### 3.3.3. COMPARAÇÃO DO EC8 COM API650

Neste subcapítulo, é apresentado um resumo comparativo dos pontos anteriores apresentados, entre os 2 regulamentos sobre a análise dinâmica de tanques. A comparação terá particular incidência nos aspectos, como o modelo mecânico e seus parâmetros; as pressões hidrodinâmicas devido à acção sísmica horizontal; o período do tanque; a altura de onda e os esforços de dimensionamento.

O API 650, baseado no modelo de Housner com modificações de Wozniak e Mitchell, lida com tanques metálicos circulares, considerados como flexíveis. Porém, não há nenhuma diferença nos parâmetros do modelo de tanques rígidos ou flexíveis. Este regulamento avalia o modo impulsivo e convectivo a partir do modelo de tanque rígido.

O EC8 menciona o modelo de Veletsos e Yang como procedimento aceitável para tanques circulares rígidos. Para os circulares flexíveis, os modelos de Veletsos e Hauron, e Housner são descritos juntamente com o procedimento de Malhotra. Para tanques rectangulares rígidos, este regulamento apresenta o modelo de Housner.

Um ponto importante, aquando da utilização do modelo, é a combinação dos esforços convectivos com os impulsivos. O API 650 sugere a Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados das duas componentes, enquanto o EC8 faz uso da regra da adição absoluta. Para avaliação da força impulsiva, a massa da parede do tanque e da cobertura são também consideradas com a massa impulsiva do líquido. O EC8 sugere um factor de redução para reduzir a massa da parede do tanque. Tal factor foi sugerido por Veletsos para assegurar uma atitude conservativa na avaliação da força impulsiva. No entanto, este factor não é considerado aquando da utilização do processo simplificado proposto por Malhotra.

As tensões na parede do tanque dependem da distribuição das pressões ao longo na sua altura. Housner obteve expressões para a distribuição de pressões hidrodinâmicas em paredes de tanques rígidos, devido à excitação lateral. As componentes impulsivas e convectivas da pressão hidrodinâmica foram consideradas. Veletsos não só chegou a essas expressões como também as obteve para tanques com paredes flexíveis. Pode ser referido que a flexibilidade da parede do tanque não influencia a pressão hidrostática convectiva. Mas, no caso de tanques esbeltos, a flexibilidade da parede tem bastante influência na distribuição da pressão hidrodinâmica impulsiva. A avaliação da distribuição da pressão impulsiva em paredes flexíveis só poderá ser determinada por processos iterativos. EC8 e API 650 usam as expressões da distribuição de pressões em tanques rígidos. O EC8 propõe a aproximação de Veletsos para obter a distribuição das pressões hidrodinâmicas em tanques circulares.

O modo impulsivo refere-se ao modo lateral do sistema tanque – líquido. A força lateral sísmica no tanque depende do período do modo impulsivo. O período do sistema tanque – líquido depende da flexibilidade do apoio ou fundação. Para tanques circulares com base fixa, o EC8 segue a expressão apresentada por Sakai, mas também apresenta a expressão sugerida por Malhotra para avaliação do

período impulsivo. O API650 aconselha um valor constante na determinação da aceleração espectral, onde, conseqüentemente, o período impulsivo não é necessário neste regulamento.

A oscilação vertical do líquido é necessário ser avaliada para prevenir que o mesmo não seja derramado. Neste caso, o tanque deve garantir uma altura suficiente entre a superfície livre do líquido e o topo da parede. O EC8 apresenta explicitamente uma expressão para calcular a máxima altura de onda do líquido, ao contrário do API 650.

Por fim, será apresentada a comparação dos pesos das componentes impulsivas e convectivas no dimensionamento de tanques, isto é, o peso que essas componentes têm nos esforços, nomeadamente no corte basal. Esta comparação foi realizada por Barros [3] com base numa análise paramétrica realizada e apoiada nas expressões propostas por vários regulamentos, designadamente o API 650, o EC8 e o IITK-GSDMA, sendo apenas apresentados os resultados relativos aos regulamentos alvo de estudo deste trabalho. Os resultados apresentados foram obtidos em função de duas relações geométricas fundamentais: a relação entre a altura do tanque e o raio, H/R, e entre o raio e a espessura da casca, R/t.

A análise paramétrica foi, então, obtida tendo em conta os esforços adimensionados. Para cada um dos regulamentos foram escolhidos tanques com três alturas, desde tanques mais baixos de 10 m, passando por tanques médios de 20 m até tanques de uma altura já considerável de 30 m. Estes valores são valores correntes de alturas e por isso foram os escolhidos. Claro que para tanque com altura situada entre os valores mencionados pode-se interpolar valores, obtendo-se resultados bastante aceitáveis.

Depois, foram fixadas cinco relações H/R de modo a ter-se um leque abrangente de resultados. De realçar, mais uma vez, que estes valores de relação H/R não foram escolhidos ao acaso, mas sim por serem valores correntes neste tipo de tanques. Por fim, fixaram-se mais cinco relações R/t Assim, o leque de resultados obtido foi apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 - Organização da análise paramétrica

H (m)	H/R	R/t
10, 20 ou 30	1/3, 2/3, 3/3, 4/3 ou 5/3	1920
		1440
		960
		720
		480

Constatou-se que, para o API Standard 650, a componente impulsiva tem uma importância muito superior à convectiva. Ao variar o raio e mantendo a altura do tanque, a variação das componentes é praticamente nula, como mostra a Figura 18, para o corte basal, sendo a zona azul a componente impulsiva e a zona vermelha a convectiva. O mesmo se passa para com o momento basal e momento derrubador.

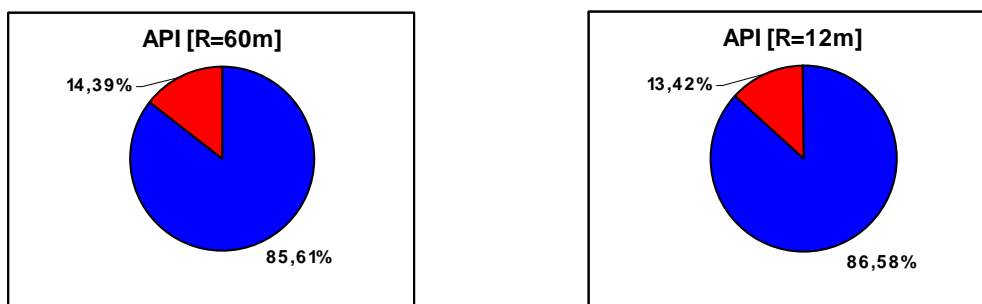


Figura 18 - Relações da componente impulsiva e convectiva no corte basal para o API, variando o raio [3]

Por outro lado, ao variar a altura, mantendo a relação altura/raio, constatou-se que a componente impulsiva aumenta com o aumento da altura do tanque, como mostra a Figura 19.

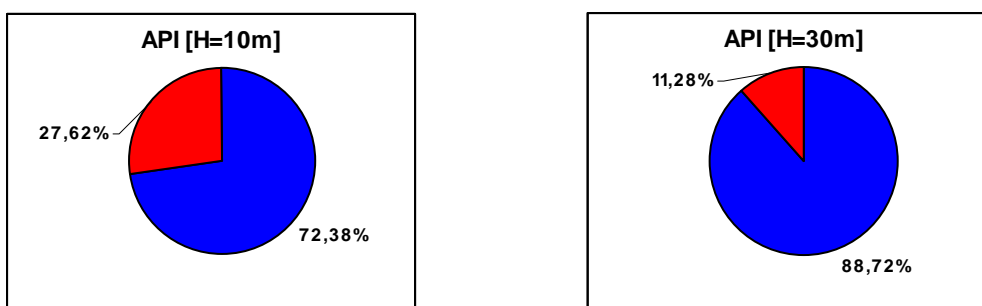


Figura 19 - Relações da componente impulsiva e convectiva no corte basal para o API, variando a altura [3]

No que respeita ao EC8, versão actual sem interacção líquido – estrutura, verificou-se algo semelhante ao API650, com a diferença da componente impulsiva ter um peso bastante superior. As Figuras 19 e 20 explicitam o atrás descrito.

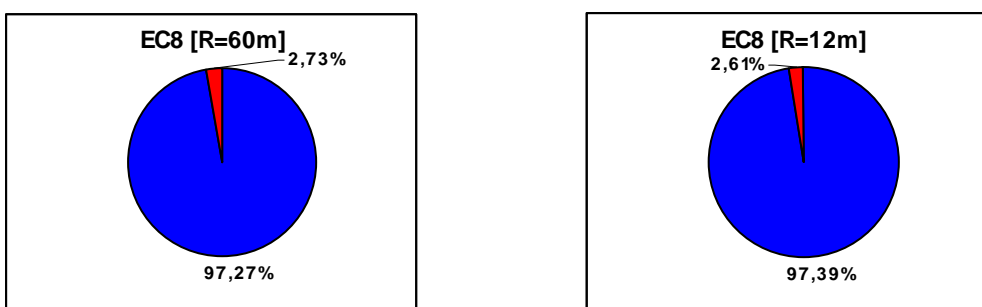


Figura 20 - Relações da componente impulsiva e convectiva no corte basal para o EC8, variando o raio [3]

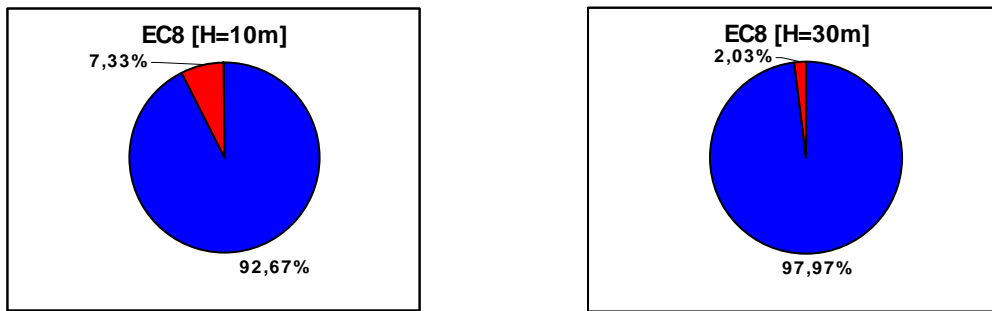


Figura 21 - Relações da componente impulsiva e convectiva no corte basal para o EC8, variando a altura [3]

Numa análise geral, conclui-se que a componente impulsiva, em percentagem, aumenta consideravelmente com a altura. Pelo facto da componente impulsiva aumentar e a convectiva se manter constante, podemos dizer que a componente convectiva depende pouco da altura do tanque.

Quanto ao Eurocódigo 8, em geral é mais conservativo que o API 650, sendo esta diferença de valores mais acentuada quando se considera a interacção líquido – estrutura. Ao contrário do API, este regulamento apresenta dependência com a altura do tanque e relação raio/espessura, razão que leva à diferenciação das diferentes curvas de R/t para cada esforço de dimensionamento.

# 4

## **ANÁLISE DA INTERACÇÃO LÍQUIDO- ESTRUTURA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Neste capítulo será apresentado um estudo, através do Método dos Elementos Finitos de um tanque circular metálico sujeito a uma acção aleatória de deslocamentos horizontais na base, realizado em ANSYS. Serão avaliados alguns factores de elevada importância, como os esforços de corte basal, momento basal, momento derrubador e altura da onda, devido as acções sísmicas, na qual será considerada a flexibilidade das paredes do tanque, bem como a influência da consideração, ou não, da flexibilidade da fundação. A resposta dinâmica da estrutura será uma resposta temporal não amortecida, pois não é definido qualquer amortecimento do tanque, o mesmo não acontecendo no líquido, visto a própria viscosidade assim o determinar.

### **4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Desde já, surge a necessidade de apresentar o modelo, tipos de elementos considerados, propriedades dos materiais, determinação da acção sísmica, método de cálculo considerado, etc, que será determinado e apresentado nos próximos pontos.

Convém desde já referir que o ANSYS não impõe propriamente um sistema de unidades, basta que a introdução de dados apresente um sistema consistente. Portanto, todos os valores apresentados e respectivas unidades já terão em conta esta coerência. Por exemplo, a geometria e deslocamentos serão representados em metros; propriedades dos materiais em kPa, massa volúmica em  $t/m^3$ , tempo em segundos e aceleração em  $m/s^2$ . Logo, os resultados de tensões virão em kPa, deslocamentos em metros, massas em toneladas, rigidez em kN/m, entre outros.

#### 4.1.1. GEOMETRIA DO MODELO

O tanque circular metálico tem raio de 18m, e altura de 12m. A altura máxima da superfície livre será de 10m. Depois de criados os dois elementos, a parede do tanque e o líquido com as dimensões já referidas, obtém-se o modelo de cálculo 3D representado na Figura 22.

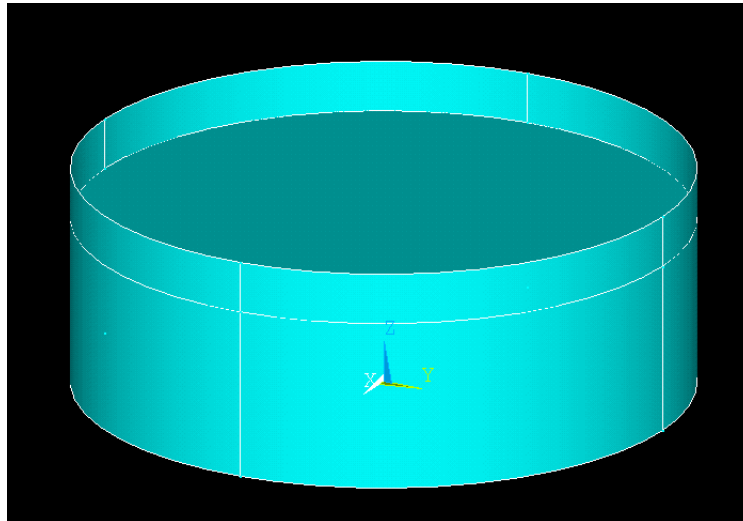


Figura 22 – Imagem do modelo tanque com o líquido

Nesta fase, a estrutura ainda não se encontra dividida em elementos finitos; apenas a geometria principal do modelo está concluída. As paredes foram criadas com elementos de área, e o líquido com elementos de volume.

#### 4.1.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os materiais considerados, como já se percebeu, foram o aço e a água. Começando pelo aço, as duas características principais são: o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, para uma análise elástica linear. O aço apresenta um desempenho linear, comandado de módulo de elasticidade.

Foi definido, então,  $210 \times 10^6$  kPa para o módulo de elasticidade, que é um valor geralmente considerado para aços, assim como coeficiente de Poisson de 0,30. Quanto à sua massa volúmica foram considerados  $7,7 \text{ t/m}^3$ .

Quanto à água, as suas propriedades são também bem conhecidas, como a massa volúmica, viscosidade e o designado “bulk modulus”, a sua característica mais importante para a análise. Esta quantidade caracteriza a resistência da substância a uma compressão uniforme. É definida como o aumento de pressão necessário para causar uma dada diminuição relativa do seu volume e pode ser formalmente definida pela equação:

$$K = -V \frac{\partial p}{\partial V} \quad (67)$$

Onde  $p$  é a pressão,  $V$  o volume e  $\partial p/\partial V$  denota a derivada parcial da pressão com o respectivo volume. O inverso de  $K$  dá-nos a compressibilidade da substância ou material. O valor conhecido para a água, e que foi utilizado como principal característica do fluido, vale  $2,2 \times 10^6$  kPa.

A massa volúmica define-se como a propriedade da matéria correspondente à massa contida por unidade de volume, ou seja, a proporção existente entre a massa de um corpo e seu volume. No caso da água, como é sabido, considerou-se  $1 \text{ t/m}^3$ .

A viscosidade é a propriedade dos fluidos correspondente ao transporte microscópico de quantidade de movimento por difusão molecular. Ou seja, quanto maior a viscosidade, menor será a velocidade a que o fluido se movimenta. O valor considerado corresponde à viscosidade da água a  $5^\circ\text{C}$ ,  $1,5 \times 10^{-6}$  kPa · s. Desde já, posso antecipar que a viscosidade da água é tão baixa que não tem qualquer influência considerável no cálculo. Foi testada a várias temperaturas num modelo simples de paredes rígidas para uma excitação qualquer da base, registou-se a resposta do líquido e concluiu-se que a não consideração deste valor conduzia a resultados praticamente iguais. Mesmo assim, será considerado no modelo, mas sabendo, à partida, que não trará conclusões nem influência nos resultados. Se estivéssemos perante um óleo, ou um outro material com viscosidade considerável, o mesmo já não poderia ser considerado.

#### 4.1.3. ACÇÃO SÍSMICA

De acordo com o RSA, a caracterização dos efeitos da acção dos sismos será abordada e considerada para análise dinâmica do modelo. Serão gerados sismos aleatórios, de acordo com as regras apresentadas pelo regulamento.

Na determinação dos efeitos da acção dos sismos sobre estruturas é necessário, em princípio, considerar para esta acção a variabilidade da sua duração e do seu conteúdo em frequências, que dependem, para uma mesma intensidade da acção sísmica, dos valores da magnitude e da distância focal. É suficiente, no entanto, verificar a segurança das estruturas em relação a duas acções sísmicas que representam um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (tipo 1) e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (tipo 2).

A acção dos sismos sobre as estruturas é representada por um conjunto de movimentos do terreno, sendo cada elemento do conjunto um movimento vibratório, variável de ponto para ponto, e provocado pela passagem de ondas dos tipos P, S, de Rayleigh e de Love. Em cada ponto, este movimento é uma amostra com dada duração (10 segundos para acção sísmica tipo 1 e de 30 segundos para acção sísmica tipo 2) de um processo estocástico vectorial gaussiano estacionário que apresenta as seguintes características, referidas a um sistema de eixos  $X_1$ ,  $X_2$  e  $X_3$ , directo e ortogonal, em que o eixo  $X_3$  é vertical:

- A densidade espectral de potência do movimento segundo os eixos  $X_1$  e  $X_2$  é dada na Tabela 9;
- A densidade espectral de potência do movimento segundo o eixo  $X_3$  é quatro nonos da indicada na Tabela 9;
- A densidade espectral conjunta dos movimentos da base é nula.

Tabela 9 – Densidades espectrais de potência de aceleração das componentes horizontais para a zona A

Acção sísmica tipo 1						Acção sísmica tipo 2					
Terreno tipo I		Terreno tipo II		Terreno tipo III		Terreno tipo I		Terreno tipo II		Terreno tipo III	
$f$	$S(f)$	$f$	$S(f)$	$f$	$S(f)$	$f$	$S(f)$	$f$	$S(f)$	$f$	$S(f)$
0,04	0	0,03	0	0,02	0	0,04	0	0,03	0	0,02	0
1,05	250	0,9	220	0,75	190	0,6	220	0,5	220	0,75	220
2,1	360	1,8	300	1,5	240	1,2	300	1,0	400	1,5	500
4,2	360	3,6	300	3,0	240	2,3	150	2,0	160	3,0	200
8,4	160	7,2	130	6,0	100	4,8	65	4,0	65	6,0	80
16,8	50	14,4	40	12,0	35	9,6	20	8,0	25	12,0	30
20,0	20	20,0	16	20,0	12	20,0	0	20,0	0	20,0	0

$$f : Hz \quad S(f) : (cm/s^2)^2 / Hz$$

Os valores característicos da acção dos sismos são quantificados em função da sismicidade da zona em que se situa a construção e da natureza do terreno do local em que é implantada. A influência da sismicidade é traduzida por um coeficiente de sismicidade; no caso presente, este coeficiente tomará um valor unitário, pois a estrutura, em estudo, situa-se na zona sísmica A. Quanto à natureza do terreno, são considerados três tipos:

- Tipo I – rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II – solos coerentes muitos duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
- Tipo III – solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

Foram determinados por Barros [17], uma série de sismos aleatórios, gerados através de números aleatórios com base nas densidades espectrais de potência e respeitando as condições atrás apresentadas, para acção sísmica tipo 1 e tipo 2. No estudo levado a cabo por Barros, concluiu que a acção sísmica do tipo 2 conduz a envolventes diagramas de pressões hidrodinâmicos superiores aos originados pela acção sísmica do tipo 1. Assim, serão apenas considerados cinco sismos aleatórios correspondentes à acção sísmica, tipo 2, para um solo do tipo I.

O método simplificado, para determinação dos sismos aleatórios, assumiu a invariância do tempo da densidade espectral, permitindo a separação das variáveis, ângulos de fase com distribuição uniforme no intervalo  $[-\pi, \pi]$ , e a função temporal  $F(t)$  do tipo Beta (com parâmetros  $\mu$  e  $m$ ). Os sinais de aceleração artificial dos sismos foram gerados pela equação (68).

$$x(t) = F(t) \cdot (2\Delta f)^{0.5} \cdot \sum_k [S_p(f_k)]^{0.5} \sin(2\pi \cdot f_k \cdot t + \phi_k) =$$

$$(\mu \cdot t)^m \cdot \exp[m \cdot (1 - \mu \cdot t)] \cdot (2\Delta f)^{0.5} \cdot \sum_k [S_p(f_k)]^{0.5} \sin(2\pi \cdot f_k \cdot t + \phi) \quad (68)$$

Os cinco sismos aleatórios são apresentados na Figura 23, registados em termos de deslocamentos em função do tempo.

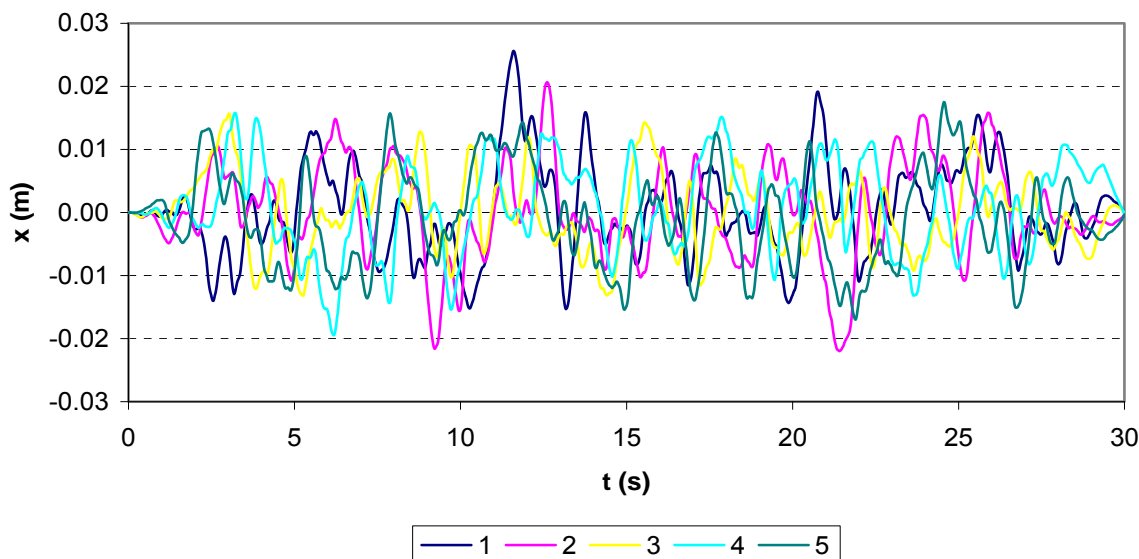


Figura 23 – Sismos aleatórios considerados na análise do modelo

Como já foi referido, serão apenas estudados cinco sismos, atrás representados, que correspondem a uma zona sísmica A, para o tipo de terreno I, de acordo com o RSA. No anexo 1 serão apresentados cada um deles individualmente.

#### 4.1.4. ELEMENTOS FINITOS

O modelo de elementos finitos 3D, tridimensional, utiliza elementos de casca para modelação da parede do tanque e elementos de volume para modelação do líquido, sendo estes elementos próprios para modelação de fluidos.

De seguida, serão expostas as características de cada um dos elementos para melhor compreensão das características fundamentais, como os graus de liberdade considerados, bem como o seu número por nó, tipo de elemento, suas propriedades e o que poderá ser avaliado, depois da análise dos elementos finitos, como output. Assim, as suas potencialidades e limitações serão conhecidas.

##### 4.1.4.1. Elementos de casca

O elemento de casca utilizado foi o SHELL 63. Este elemento tem capacidade da consideração de esforços de membrana e de flexão. As cargas podem ser aplicadas no interior do elemento com direcção do próprio plano, ou numa direcção normal. Considera seis graus de liberdade em cada nó: translação na direcção X, Y e Z, e rotação em torno de X, Y e Z, sendo o elemento constituído por quatro nós, como pode observar-se na Figura 24, sendo eles I-J-K-L.

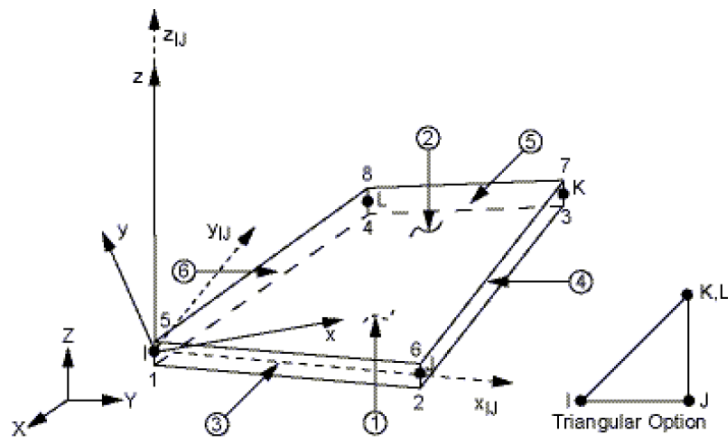


Figura 24 – Geometria do elemento SHELL 63

Este elemento permite consideração como input da espessura, podendo esta variar no próprio elemento, distância da fibra média à superior e à inferior, entre outras que, para este estudo, se revelaram inúteis. Apenas foi definida a espessura como 0,01m.

As propriedades materiais a atribuir a este elemento são, o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson em cada uma das direcções, bem como a massa volúmica material e amortecimento.

Os resultados podem ser visualizados em termos de deslocamentos ou esforços, nomeadamente tensões. Na Figura 25 podemos observar a convenção do ANSYS para visualização de resultados, onde  $\chi_{ij}$  é quantidade avaliada na direcção i numa faceta normal a j, isto é, estamos de acordo com a designação do tensor das tensões. Simplificadamente, o ANSYS define  $\chi_i$  em vez de  $\chi_{ii}$ , o mesmo para j, é uma questão de designação.

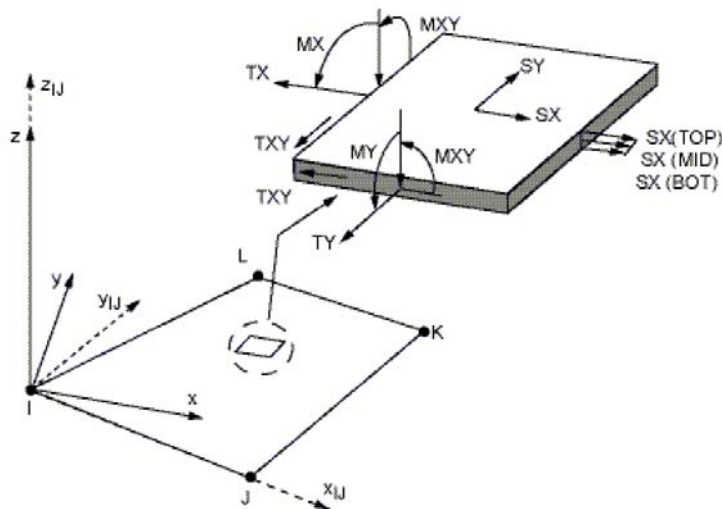


Figura 25 – Esforços no elemento SHELL 63

#### 4.1.4.2. Fluid

O elemento de fluido utilizado foi o FLUID80, que é uma modificação do elemento estrutural sólido 3D (SOLID45). Este é usado para modelar fluidos contidos em recipientes, por exemplo reservatórios, sem nenhuma taxa de fluxo. É particularmente indicado para calcular pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas na interacção com outros elementos, sem menosprezo pelo efeito das acelerações e problemas de oscilação do líquido.

O elemento fluido está definido por oito nós, I-J-K-L-M-N-O-P, como pode observar-se na Figura 26. Cada nó apresenta três graus de liberdade, todos eles de translação, segundo X, Y e Z.

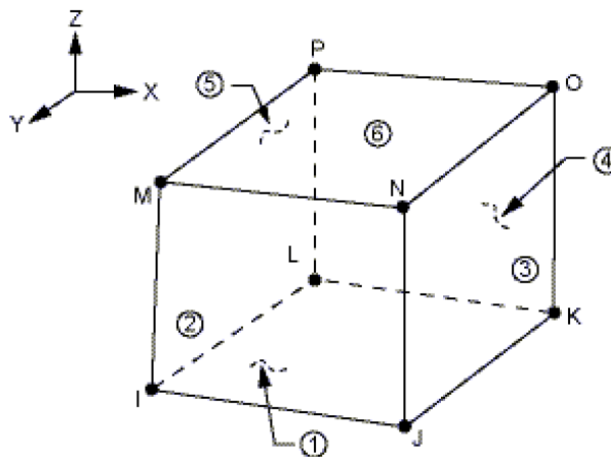


Figura 26 - Geometria do elemento FLUID80

Este elemento assume a propriedade do material como isotrópica, EX, que é interpretado noutros elementos como o módulo de elasticidade. Neste, representa o “bulk modulus” do líquido. A viscosidade é uma propriedade que será necessária na constituição da matriz de amortecimento para análise dinâmica. A massa volúmica do líquido pode também ser atribuída, como propriedade do elemento.

O efeito da gravidade deve ser incluído no caso de existir superfície livre do líquido, como é o caso, bastando, então, definir a aceleração gravítica de acordo com o sistema de eixos considerado. Todas as outras condições de equilíbrio e compatibilidade do líquido devem ser definidas para garantir que o elemento se encontre contido por uma outra estrutura, neste caso as paredes do tanque, para não haver perda do líquido. Esta situação será exposta já no ponto seguinte.

#### 4.1.4.3. Modelação da estrutura

A modelação da estrutura tanque – líquido foi conseguida, como já foi dito, através do programa ANSYS, utilizando os elementos já apresentados. Basicamente, o modelo divide-se em duas estruturas: o tanque e o líquido contido. O tanque resume-se à sua parede vertical e fundação, que foram materializadas com elementos 2D; numa primeira fase, considerou-se a fundação do tanque como rígida. O líquido foi conseguido através da modelação de um volume, delimitado pelas paredes do tanque e pela fundação, apresentando assim uma superfície livre.

Começou-se por criar uma circunferência de raio 18m e, “extrudindo” essa mesma linha na direcção normal ao plano da circunferência com dimensão de 12m, obtemos a geometria da parede do tanque. Essa área foi dividida em elementos finitos com a dimensão máxima do quadrilátero de um metro, atribuindo assim o elemento SHELL63 aos elementos finitos, como pode ser observado na Figura 27. Dado a fundação ter sido considerada como rígida, não foi necessário, nesta primeira fase, criar elementos finitos, pois foram restringidos os deslocamentos verticais dessa área. Assim, a base da parede do tanque foi considerada como encastrada, pois todos os graus de liberdade dos nós nessa cota eram conhecidos, isto é, apenas o deslocamento ao longo do tempo, na direcção do eixo do X, respeita a função do sismo em questão e todos os outros graus de liberdade considerados nulos.

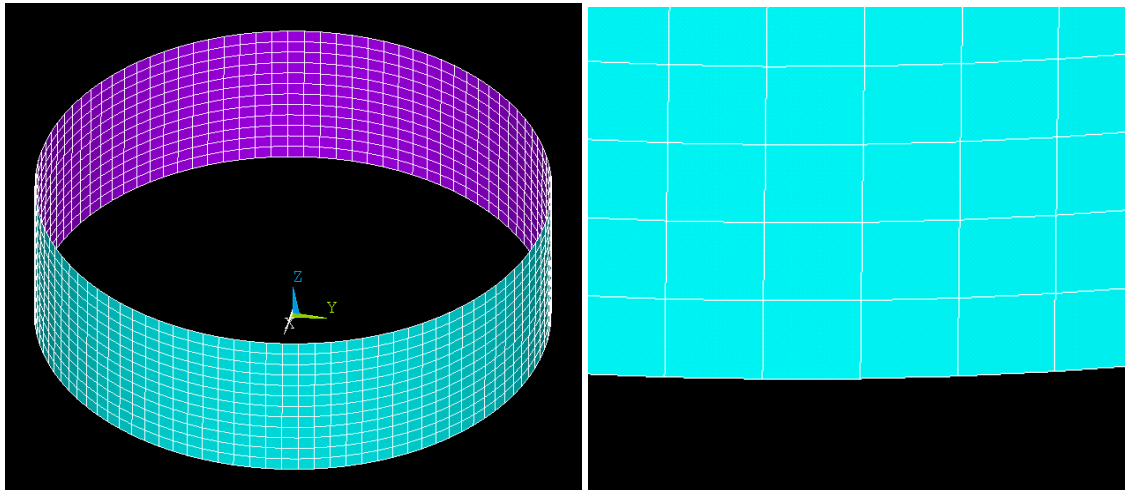


Figura 27 - Modelo da parede do tanque dividido em elementos finitos

Estabelecendo todos estes parâmetros, procedeu-se de seguida à modelação do líquido que, apesar de se encontrar no interior da parede ainda nada têm em comum. O mesmo procedimento foi adoptado, mas, agora, foi criada uma área circular e fez-se o “extrude” de 10m, na mesma direcção do primeiro, criando, assim, um volume. Este foi dividido em elementos finitos, com dimensão máxima da aresta do elemento, também de um metro, atribuindo assim o FLUID80 aos elementos finitos, como pode ser observado na Figura 28.

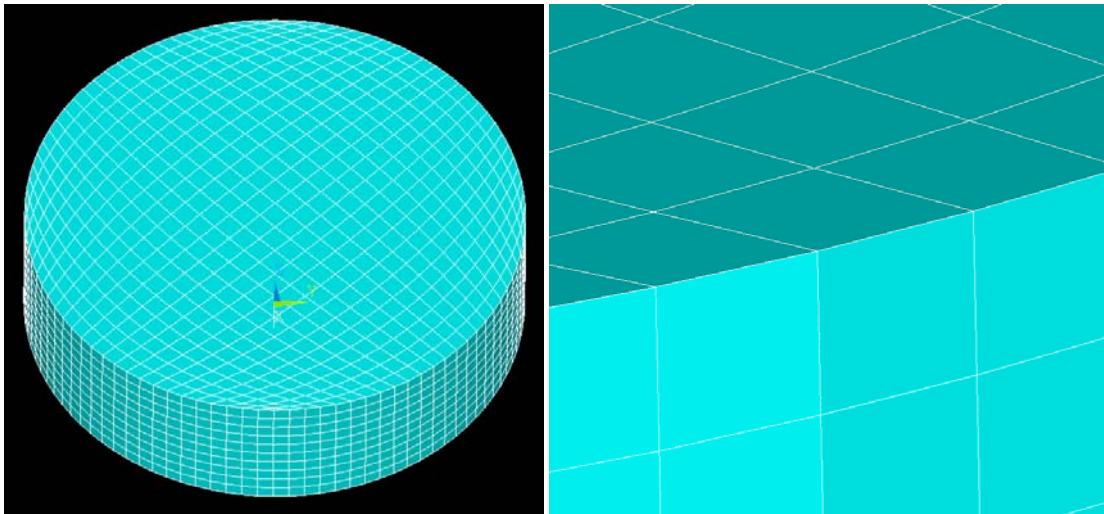


Figura 28 – Modelo do líquido dividido em elementos finitos

Neste momento, as duas estruturas, o tanque e o líquido, ainda não se comportam com uma só estrutura, pois são independentes. Isto é, comportam-se como tal, dado terem sido modeladas com elementos e entidades diferentes e ainda não existir nada que as compatibilize. De seguida, será apresentado o modo como foi feita a compatibilização das estruturas para ser possível analisar a interacção das duas, bem como a resposta dinâmica do modelo completo.

Então, para compatibilizar as duas estruturas, pensou-se em vários métodos, de entre os quais alguns se mostraram inviáveis para esta análise. Surgiu, então, a ideia de acoplar os graus de liberdade que nos interessavam. São estes todos os que se encontram na superfície de contacto das duas estruturas e apenas nas direcções que realmente interessa a essa acoplagem. Em vista disso, acoplou-se apenas as translações no plano horizontal, deixando livre o deslocamento vertical. Este processo é possível no ANSYS, pois disponibiliza uma ferramenta que se designa “Coupling”. Através desta ferramenta, podemos dispor de varias opções para cada fim específico.

Basicamente, o que esta opção garante é que o deslocamento final de cada grupo de nós acoplados é o mesmo. Como aquando da divisão em elementos finitos da parede do tanque e do líquido os limites e restrições de divisão foram as mesmas, os nós na parede e da periferia do líquido ficaram sobrepostos. Traduziu-se, então, que cada par de nós coincidentes estão acoplados nas direcções referidas.

Desta forma, as estruturas estão ligadas e já existe a interacção entre as duas. Este passo dado foi extremamente importante para a análise do modelo, como podemos observar na Figura 29.

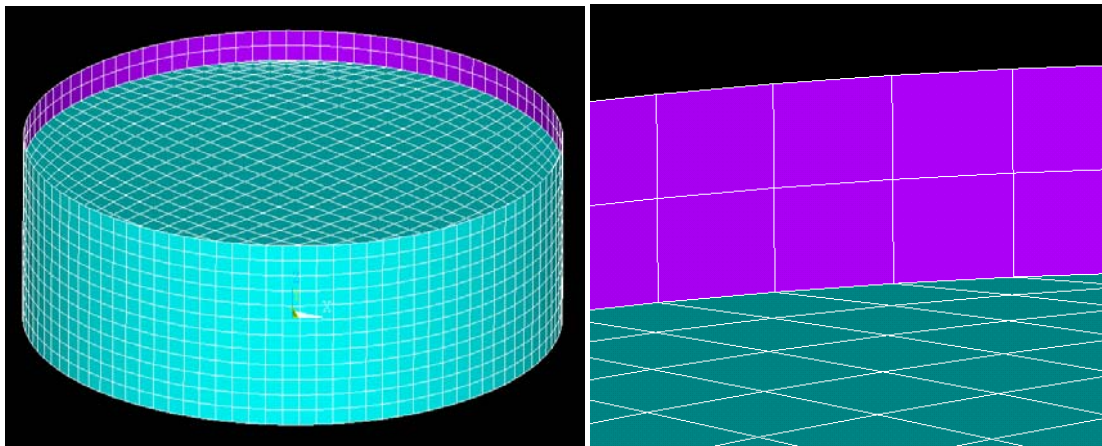


Figura 29 – Modelo estrutural tanque líquido dividido em elementos finitos

O líquido encontra-se completamente confinado pela parede do tanque. Quanto à base, como já foi referido, será aplicada apenas a restrição de deslocamentos verticais, pois traduz melhor o comportamento do líquido. Foi analisada a situação em que os graus de liberdade da base do líquido estavam restringidos, comparando com apenas a restrição do grau de liberdade vertical e como se verifica na Figura 30, a segunda situação conclui-se que é mais realista.

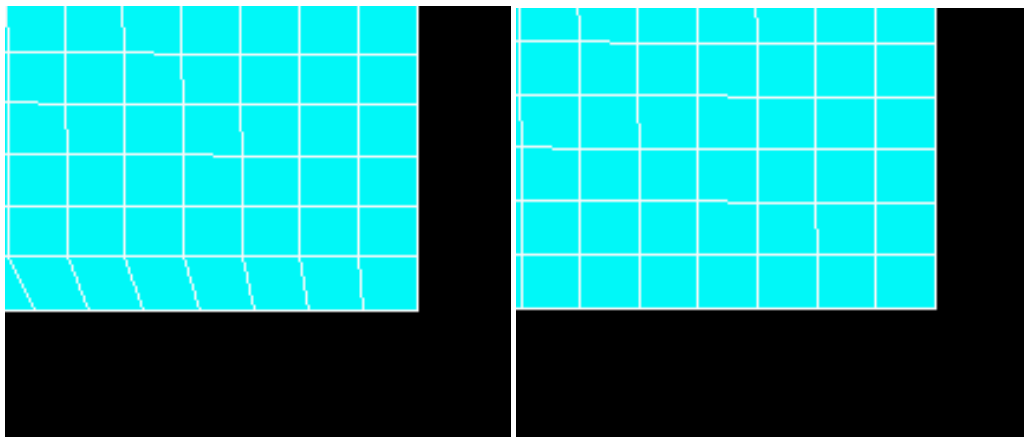


Figura 30 – Pormenor da deformada da base num dado instante para ambas as considerações de restrição da base

Porque na análise da figura anterior, quando se restringem todos os graus de liberdade, há uma distorção da primeira camada de elementos finitos, na segunda isso já não acontece, porque só os deslocamentos verticais são impedidos; logo, os elementos apenas se comprimem e se descomprimem horizontalmente, não havendo qualquer distorção. Se pensarmos no caso de um copo de água, quando é excitado horizontalmente não há qualquer restrição entre o fundo do copo e a água; daí esta necessidade na modelação.

#### 4.1.4.4. Método de cálculo

A análise dinâmica foi efectuada com recurso ao método de Newmark, disponível no ANSYS. Este método apresenta três formas de cálculo da solução: “full”, “reduced” e “mode superposition”. Foi utilizada a opção “full” para obtenção dos resultados, mais adiante, será exposta a consideração do “Full Solution Method”. Por agora será apresentada uma breve consideração ao método de Newmark.

A descrição estrutural do cálculo dinâmico começa basicamente na equação de equilíbrio dinâmico linear:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{F\} \quad (69)$$

Onde:

[M] – matriz de massas

[C] – matriz de amortecimento

[K] – matriz de rigidez

{F} – vector de forças

{u} - vector de deslocamentos

{ $\dot{u}$ } - vector de velocidades

{ $\ddot{u}$ } - vector de acelerações

O método de Newmark utiliza a extensão das diferenças finitas no intervalo de tempo  $\Delta t$ , e assume que:

$$\{\dot{u}_{n+1}\} = \{\dot{u}_n\} + [(1-\delta)\{\ddot{u}_n\} + \delta\{\ddot{u}_{n+1}\}] \cdot \Delta t \quad (70)$$

$$\{u_{n+1}\} = \{u_n\} + \{\dot{u}_n\} \cdot \Delta t + \left[ \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{u}_n\} + \alpha \{\ddot{u}_{n+1}\} \right] \cdot \Delta t^2 \quad (71)$$

Em que:

$\alpha, \delta$  - parâmetros de integração de Newmark

$$\Delta t = t_{n+1} - t_n$$

{ $u_n$ } - vector de deslocamentos no instante  $t_n$

{ $\dot{u}_n$ } - vector de velocidades no instante  $t_n$

{ $\ddot{u}_n$ } - vector de acelerações no instante  $t_n$

{ $u_{n+1}$ } - vector de deslocamentos no instante  $t_{n+1}$

{ $\dot{u}_{n+1}$ } - vector de velocidades no instante  $t_{n+1}$

{ $\ddot{u}_{n+1}$ } - vector de acelerações no instante  $t_{n+1}$

O primeiro cálculo computacional dos deslocamentos  $\{u_{n+1}\}$ , é governado pela equação (69), avaliada no instante  $t_{n+1}$  como:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}_{n+1}\} + [C] \cdot \{\dot{u}_{n+1}\} + [K] \cdot \{u_{n+1}\} = \{F\} \quad (72)$$

A solução para os deslocamentos no instante  $t_{n+1}$  é obtido primeiro pelo rearranjo das equação (70) e (71):

$$\{\ddot{u}_{n+1}\} = a_0 (\{u_{n+1}\} - \{u_n\}) - a_2 \{\dot{u}_n\} - a_3 \{\ddot{u}_n\} \quad (73)$$

$$\{\dot{u}_{n+1}\} = \{\dot{u}_n\} + a_6 \{\ddot{u}_n\} + a_7 \{\ddot{u}_{n+1}\} \quad (74)$$

Onde:

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \\ a_1 &= \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \\ a_2 &= \frac{1}{\alpha \Delta t} \\ a_3 &= \frac{1}{2\alpha} - 1 \\ a_4 &= \frac{\delta}{\alpha} - 1 \\ a_5 &= \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \\ a_6 &= \Delta t (1 - \delta) \\ a_7 &= \delta \Delta t \end{aligned} \quad (75)$$

Notar que  $\{u_{n+1}\}$  da equação (73) pode ser substituída na equação (74), equações de  $\{\dot{u}_{n+1}\}$  e  $\{\ddot{u}_{n+1}\}$  podem ser expressos apenas termos desconhecidos  $\{u_{n+1}\}$ . As equações para  $\{\dot{u}_{n+1}\}$  e  $\{\ddot{u}_{n+1}\}$  são depois combinadas com a equação (72) para formar:

$$(a_0 [M] + a_1 [C] + [K]) \{u_{n+1}\} = \{F\} + [M] (a_0 \{u_n\} + a_2 \{\dot{u}_n\} + a_3 \{\ddot{u}_n\}) + [C] (a_1 \{u_n\} + a_4 \{\dot{u}_n\} + a_5 \{\ddot{u}_n\}) \quad (76)$$

Uma vez obtida solução para  $\{u_{n+1}\}$ , as velocidades e acelerações são depois calculadas como descrito na equação (73) e (74).

Inerente ao método de Newmark, os valores de  $\{u_0\}$ ,  $\{\dot{u}_0\}$  e  $\{\ddot{u}_0\}$ , para o início da análise, devem ser conhecidos. As condições iniciais de repouso são consideradas nulas, se nada em contrario for definido.

A parede do tanque foi considerada como não amortecida, pois os parâmetros alfa e beta para constituição da matriz de amortecimento foram definidos como nulos. Fica, então, a consideração da resposta não amortecida da parede do tanque.

Para o cálculo da resposta dinâmica do tanque foi considerado tempo total de integração de 30 segundos, com incrementos de 0,05 segundos. Com este incremento de integração garante-se uma integração muito próxima da exacta. A análise da vibração livre não é de extrema importância, porque o que interessa são os valores máximos da resposta que surgem durante o evento de excitação da base.

## 4.2. ANÁLISE DINÂMICA DO MODELO

A análise dinâmica do modelo será realizada para avaliar a influência de algumas considerações assumidas por autores de métodos de dimensionamento de tanques metálicos, bem como as considerações de projectistas deste tipo de estruturas, que assim o consideram. Estas considerações pretendem melhorar a resposta dinâmica calculada com base em alguns pressupostos, aproximando-se da resposta real de tanques quando sujeitos a movimentos horizontais do solo.

Será avaliado o corte basal, momento basal e momento derrubador da resposta sísmica, bem como a altura máxima de onda ao longo do tempo, para as várias considerações de análise. São elas a consideração ou não da rigidez da parede do tanque, bem como a rigidez do solo – fundação.

### 4.2.1. CONSIDERAÇÃO DA ANÁLISE DO MODELO

Foram considerados três modelos de tanques para análise deste problema. O primeiro modelo considerado, todo ele rígido, com as paredes e fundação indeformáveis. Apenas permite estudar o comportamento do líquido, desprezando, assim, a flexibilidade da parede do tanque e da fundação.

Depois, foi considerada a flexibilidade da parede do tanque no segundo modelo. Neste modelo ainda é considerada a fundação como completamente rígida. Será comparado apenas o comportamento do líquido, já que, como no primeiro, as paredes não se deformam; logo, não gera qualquer tipo de tensão na mesma.

Por último, será considerado um terceiro modelo com a flexibilidade da parede do tanque e com a flexibilidade da fundação. Será comparado directamente com o segundo modelo.

### 4.2.2. ESTUDO DO MODELO

O estudo levado a cabo consistiu na avaliação da resposta máxima em cada um dos sismos considerados. Os esforços e tensões na parede daí advindos serão analisados e apresentados nos capítulos seguintes. A altura máxima de onda foi analisada no tanque considerado rígido e com a parede flexível.

A influência da rigidez da fundação é comparada com o modelo que considera a mesma como rígida. Neste ponto, apenas serão confrontados os esforços globais de dimensionamento.

#### 4.2.2.1. Análise de Resultados do Modelo Flexível

Na Tabela 10, estão apresentados os valores dos esforços máximos, em módulo, registados durante a resposta da estrutura, de cada um dos sismos.

Estes resultados partiram da leitura temporal de dois pontos da estrutura, onde acontecem os maiores esforços segundo a direcção da aplicação do sismo, como sejam os nós pertencentes à casca, de coordenadas: Y e Z nulas e X com a máxima coordenada positiva e negativa, 18 e -18, respectivamente. Feita a leitura do tempo, aquando da ocorrência dos esforços máximos, calcularam-

se os somatórios das forças, criteriosamente, através do auxílio de folhas de cálculo, para obtenção dos esforços apresentados.

Tabela 10 – Resumo dos esforços máximos de análise registados durante a resposta da estrutura aos sismos

Sismo	Esforços Máximos Registados na Resposta Dinâmica			
	Tempo	Corte Basal	Momento Basal	Momento Derrubador
	[s]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
1	23,9	15573	51146	214102
2	12,4	14342	48969	152950
3	29,0	14221	57972	158026
4	19,7	16818	61410	223937
5	9,5	11874	51496	177014

Depois da leitura da Tabela 10, verificamos que os máximos acontecem em tempos bastante diferentes durante a ocorrência dos sismos. Já os esforços se encontram relativamente próximos uns dos outros, com destaque para o sismo 4, que produziu os máximos, comparando com os restantes.

Como era de esperar, o momento derrubador é bastante maior que o momento basal, pois neste tipo de tanques, considerado como baixo, as pressões na base produzem um acréscimo de momento, derivado da elevada área de integração, a base. Assim, a parcela do momento correspondente às pressões na base tem um peso muito maior, comparando com o momento derivado das pressões na parede, designado por momento basal.

#### 4.2.2.2. Análise das Tensões na Parede

Analisadas as tensões nas paredes do tanque, para os vários sismos, nos instantes da Tabela 10, serão agora apresentadas, na Tabela 11, as tensões máximas registadas.

Tabela 11 – Tensões máximas registadas na parede na resposta ao sismo

Sismo	Sx	Sy	Sz	
	Tracção	Tracção	Tracção	Compressão
1	276	343	106	118
2	120	176	58	63
3	111	162	56	58
4	305	384	132	143
5	127	216	69	79

valores das tensões em MPa

De seguida, serão apresentados os mapas de tensões da estrutura sujeita ao sismo 4, sendo todos os outros serão remetidos para o anexo 3.

Na Figura 31, apresentam-se as tensões,  $S_x$ ; na Figura 32, as tensões  $S_y$ , e na Figura 33 as tensões  $S_z$ . Os valores apresentados na escala de cores das tensões, em todos os mapas apresentados, estão em  $\text{kN/m}^2$ , isto é, em kPa. Nota-se que há uma simetria relativamente ao eixo do X, em todos os mapas de tensões, como era de esperar. Dado que a estrutura apresenta geometria, material e acção simétrica relativamente a esse eixo, o seu desempenho assim também o seria.

Podemos observar que as tensões máximas de tracção ocorrem nas zonas da parede onde as pressões são máximas na direcção em que o sismo actua. Também as tensões  $S_x$  e  $S_y$  têm a mesma configuração de mapa de tensão, apenas em correspondência com o sistema de eixos e, claro, como não podia deixar de ser, com grandezas diferentes, como era de prever. A tensão  $S_x$  tem praticamente, apenas, a componente hidrostática a gerar essas tensões. Quanto à tensão  $S_y$ , para além da componente hidrostática tem o maior peso da componente hidrodinâmica, como dá para perceber na análise e comparação destas figuras.

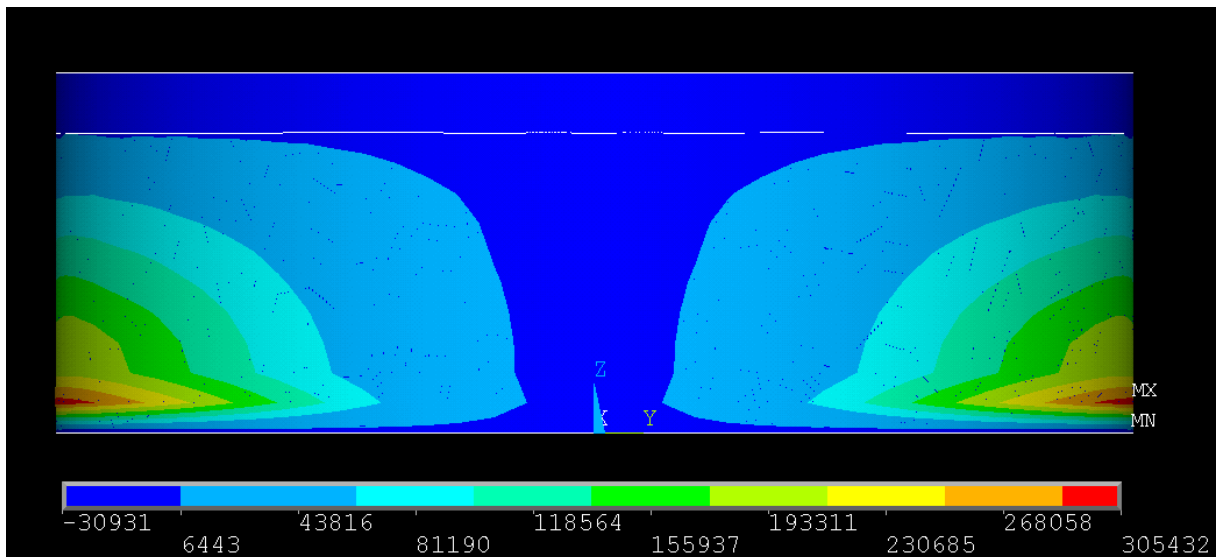


Figura 31 – Tensões na parede,  $S_x$ , do sismo 4, [kPa]

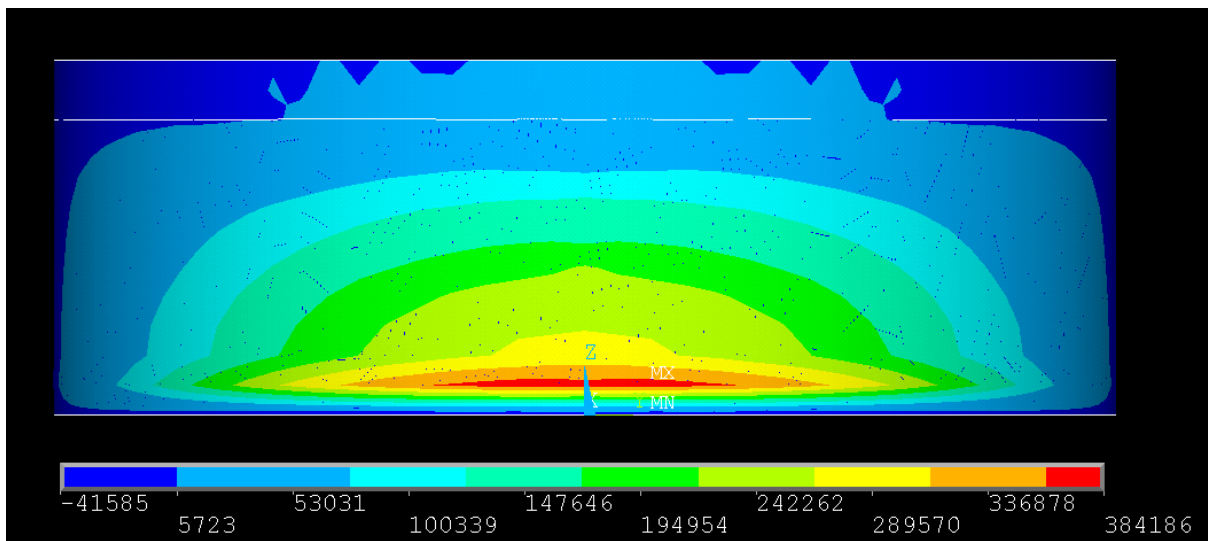


Figura 32 – Tensões na parede,  $S_y$ , do sismo 4, [kPa]

Os mapas de tensões verticais,  $S_z$ , evidenciam, em todos os sismos, a zona da parede do tanque onde pode ocorrer o fenómeno designado por encurvadura de pata de elefante, como presente na Figura 33.

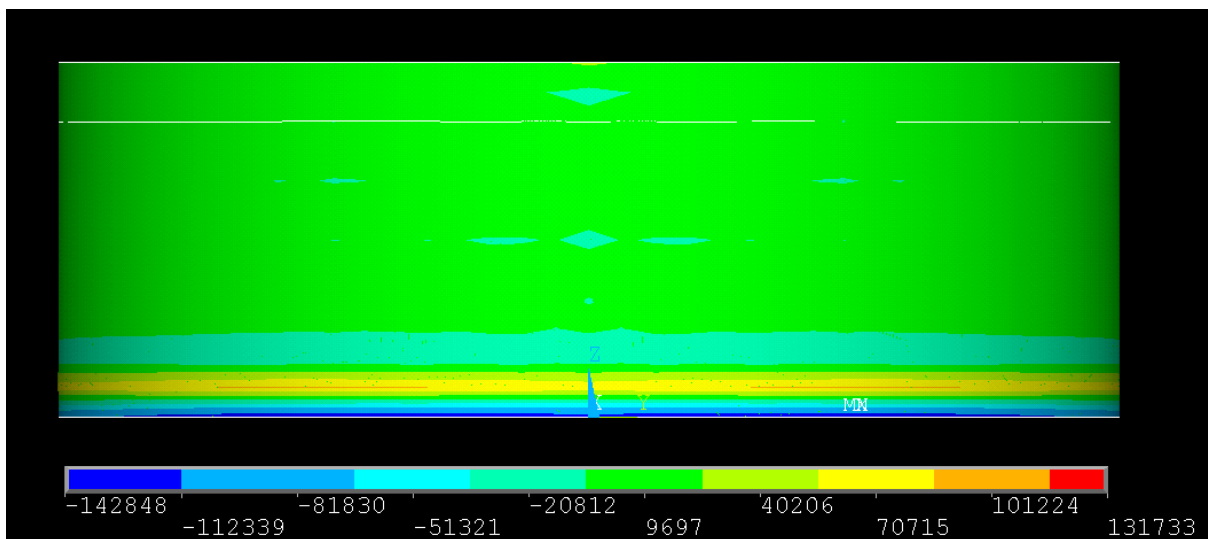


Figura 33 – Tensões na parede,  $S_z$ , do sismo 4, [kPa]

Da análise da Figura 33, constata-se que a graduação a verde é praticamente desprezável, isto é, a tensão inerente a essa cor é considerada praticamente nula. Quanto à zona azul, compreende-se que, nessas zonas ocorram as compressões máximas da casca; já a zona laranja e vermelha, neste caso representadas, correspondem às tracções máximas nas fibras exteriores. Em contrapartida, as fibras interiores encontram-se comprimidas, como é lógico, provocando, assim, uma deformada do tipo à apresentada na Figura 34. A deformação plástica por encurvadura tipo pata de elefante prova esta configuração de tensões, claramente dependente das tensões verticais.

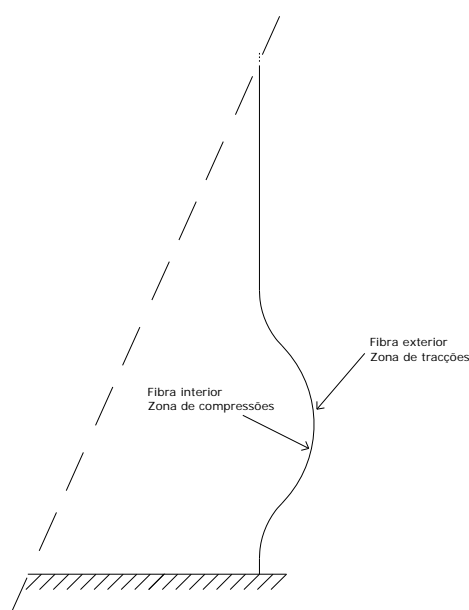


Figura 34 – Esquema da deformada da encurvadura pata de elefante na parede do tanque

#### 4.2.2.3. Comparação da Altura de Onda

A altura da onda é de extrema importância no dimensionamento de tanques, para salvaguarda da altura de segurança à cobertura. Para os sismos analisados, no caso de tanque rígido, é estudado apenas o comportamento do líquido. Já no tanque flexível temos a interação do líquido com a estrutura. Com esta consideração, chegamos a valores de alturas de onda superiores, como pode observar-se na Tabela 12.

Estas alturas, foram retiradas a partir da resposta em termos de deslocamentos verticais de dois nós, de coordenadas idênticas às anteriores, mas, agora, com coordenada vertical,  $Z$ , de 10m. Nós esses que pertencem, agora, ao fluido. Também será apresentada a altura da onda em módulo.

Tabela 12 – Alturas máximas de onda registadas das estruturas durante a resposta aos sismos

Altura Máxima da Onda [cm]		
Sismo	Tanque Flexível	Tanque Rígido
1	13	12,5
2	11	8
3	10	9
4	12	12
5	12	13

Na Figura 35 e Figura 36, apresentam-se os gráficos da resposta completa em termos de deslocamentos verticais do sismo 1; os restantes foram remetidos para o anexo 2.

Através da análise das respostas da altura de onda, verifica-se que a consideração da flexibilidade conduz a alturas de onda superiores, à consideração do tanque rígido. Esta conclusão já era conhecida através de estudos de outros autores, como foi considerado. Assim, com este tipo de modelação, em elementos finitos, é verificado este facto.

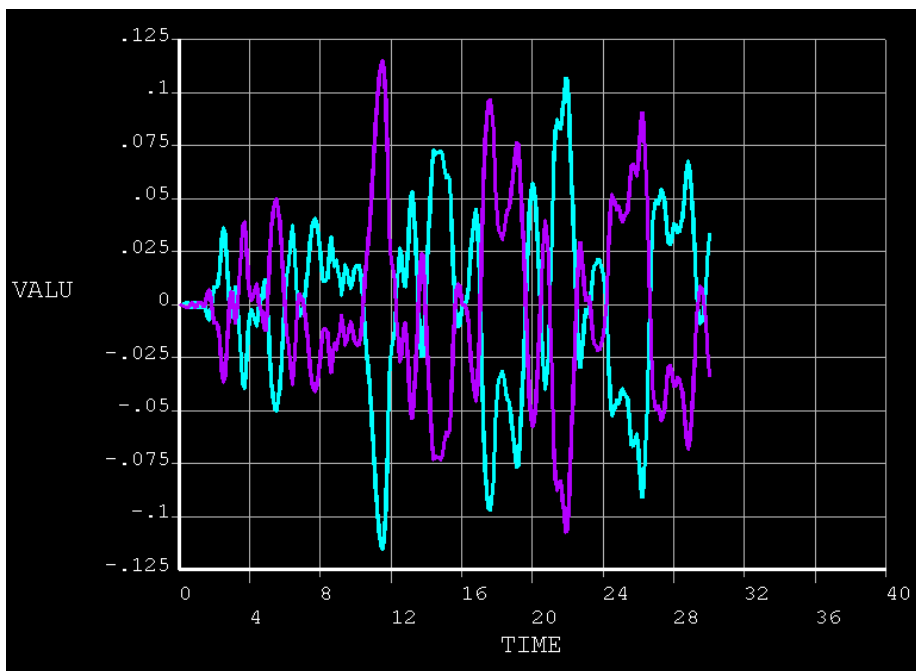


Figura 35 – Altura da onda do líquido para o sismo 1, com estrutura rígida

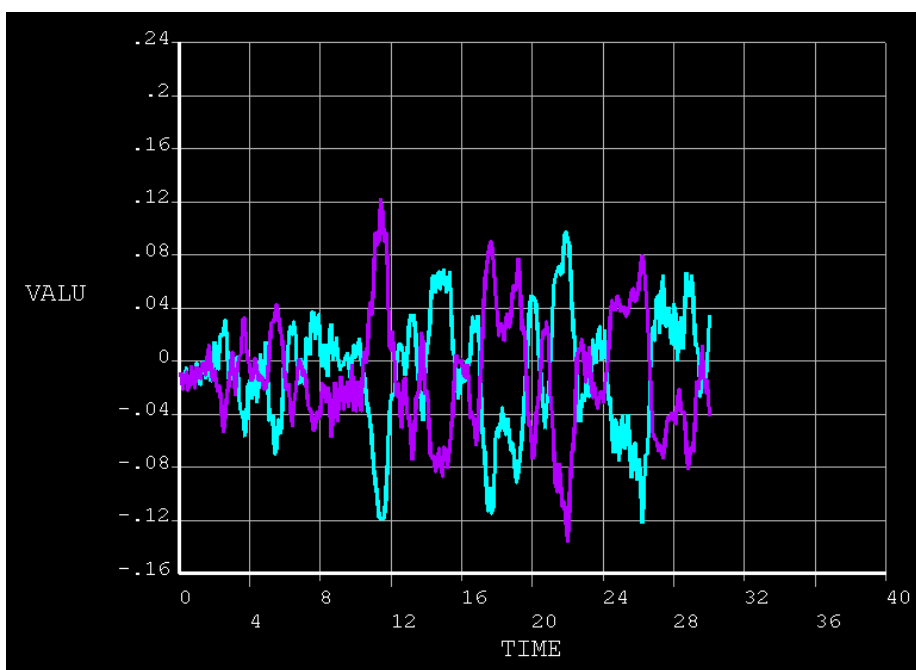


Figura 36 – Altura da onda do líquido para o sismo 1, com estrutura flexível

Com a análise das figuras anteriores, verifica-se que, no caso de tanque flexível, a altura de onda no instante inicial parte com deslocamento vertical negativo. Isto não acontece no tanque rígido, pelo facto de as paredes não de deformarem com as tensões hidrostáticas.

No instante inicial, o deslocamento da base do tanque é nulo, mas o ANSYS calcula a deformação da parede, considerada como flexível, para as tensões hidrostáticas. Portanto, há um deslocamento radial na parede, que faz com que o líquido acompanhe essa deformação, sendo constante o seu volume.

#### 4.2.3. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO ELÁSTICA

Neste capítulo, serão apresentadas e discutidas várias soluções que tratam o comportamento dinâmico de tanques com fundações em meio elástico. É considerado homogéneo, isotrópico, elástico semi-infinito. Será apenas considerada uma rigidez vertical. Os esforços serão avaliados novamente: o corte basal, momento basal e momento derrubador. Por último, serão comparados com a não consideração desta flexibilidade, isto é, a situação anteriormente estudada.

##### 4.2.3.1. Rigidez da Fundação

A rigidez da fundação do tanque considerada, no caso de fundações circulares, representa uma relação linear entre a carga aplicada e o deslocamento da fundação, a qual implica também uma relação linear de tensões no solo. Contudo, podemos encontrar fórmulas da teoria da elasticidade capazes de validar o uso de fórmulas para a rigidez considerada na fundação. Na Tabela 13 são apresentadas as constantes para fundações circulares, [18].

Tabela 13 – Constantes de rigidez para fundação circular sobre um meio elástico semi-infinito, [18]

Movimento	Constante de Rigidez	Referência
Vertical	$K_z = \frac{4 \cdot GR}{1 - \nu}$	Timoshenko e Goodier (1951)
Horizontal	$K_x = \frac{32 \cdot (1 - \nu) GR}{7 - 8 \cdot \nu}$	Bycroft (1956)
Rotação	$K_\theta = \frac{8 \cdot GR^3}{3 \cdot (1 - \nu)}$	Borowicka (1943)

Das fórmulas, apresentadas na Tabela 13, notar que:

$R$  - raio da fundação circular [m]

$\nu$  - coeficiente de poisson

$G$  - módulo de corte [kPa]

O módulo de corte,  $G$ , pode ser determinado de acordo com a expressão (77):

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 - \nu)} \quad (77)$$

Em que,  $E$ , representa o módulo de elasticidade, [kPa].

Nas tabelas seguintes, evidenciam-se alguns valores típicos de resistência de alguns tipos de solo, [19], nomeadamente o módulo de elasticidade e coeficiente de poisson, na Tabela 14 e na Tabela 15, respectivamente.

Tabela 14 - Valores típicos do módulo de elasticidade [19]

Tipo de Solo	Módulo de Elasticidade
Argila Mole	20 - 50
Argila Dura	70 - 180
Areia Solta	100 - 250
Areia Densa	500 - 800

Valores em  $Kg/cm^2$

Tabela 15 – Valores típicos do coeficiente de poisson, [19]

Tipo de Solo	Coefficiente de Poisson
Argila Saturada	0,50
Argila Não – Saturada	0,35 - 0,40
Areia	0,30 - 0,35

Barkan (1962) e outros

Na quantificação da rigidez do solo – fundação, adoptou-se uma areia densa, como tipo de solo. Considerando, assim, o módulo de elasticidade de  $700 Kg/cm^2$  e coeficiente de poisson de 0,35.

A partir das fórmulas apresentadas na Tabela 13 e do solo considerado, calcularam-se as respectivas rigidezes, e apresentam-se, assim, os seus valores na Tabela 16.

Tabela 16 – Valores da Rigidez Total do Solo – Fundação

Rigidez do Solo – Fundação	Valores em kN/m
$K_z$	5964497
$K_x$	4800000
$K_\theta$	1288331269

De notar, que, apenas foi utilizada a rigidez vertical no modelo de tanque, porque, para consideração da rigidez de rotação da fundação, teria de partir do pressuposto que a fundação era rígida, o que não acontece na fundação do tanque.

#### 4.2.3.2. Modelação da Flexibilidade da Fundação

A flexibilidade da fundação foi conseguida através da consideração de mais um tipo de elemento, na modelação em ANSYS, sendo este da família dos elementos de contacto. Foi utilizado o “SURF 154, 3D Structural Surface Effect” para modelação da rigidez do solo – fundação, em interface com a base do tanque. A característica fundamental deste elemento é a rigidez de contacto, sendo considerada a do solo – fundação. Com base na rigidez vertical total da fundação, dividiu-se pela área da base, para atribuição dessa característica no elemento considerado pelo programa, sendo uma rigidez distribuída por metro quadrado.

Assim, ficou definida a flexibilidade da fundação nesta situação, já que nos modelos anteriores, apenas foram restringido os deslocamentos verticais, caracterizando uma fundação rígida.

#### 4.2.3.3. Análise de Resultados do Modelo com Fundação Elástica

Na Tabela 10, estão apresentados os valores dos esforços máximos, em módulo, registados durante a resposta da estrutura de cada um dos sismos.

Estes resultados partiram da leitura temporal de dois pontos da estrutura, onde acontecem os maiores esforços segundo a direcção da aplicação do sismo, como sejam os nós pertencentes à casca, de coordenadas: Y e Z nulas e X com a máxima coordenada positiva e negativa, 18 e -18, respectivamente. Feita a leitura do tempo, aquando da ocorrência dos esforços máximos, calcularam-se os somatórios das forças, criteriosamente, através do auxílio de folhas de cálculo, para obtenção dos esforços apresentados.

Quanto a altura máxima da onda, a retirada da resposta em termos de deslocamentos verticais de dois nós, de coordenadas idênticas às anteriores, mas agora com coordenada vertical, Z, de 10. Nós esses que pertencem agora ao fluído. Também será apresentada a altura da onda em módulo.

Tabela 17 – Resumo dos esforços máximos de análise registados durante a resposta da estrutura aos sismos

Sismo	Esforços Máximos Registados na Resposta Dinâmica			
	Tempo	Corte Basal	Momento Basal	Momento Derrubador
	[s]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]
1	26,0	10841	40778	67967
2	12,6	10979	30614	40153
3	17,2	12036	56819	87837
4	21,5	14703	66912	91238
5	15,1	11243	51836	80995

Analisando os resultados de esforços globais máximos, apresentados na Tabela 17, verifica-se, mais uma vez, a proximidade de valores, não havendo grandes discrepâncias no resultado. Salienta-se, assim, o sismo 4 que, mais uma vez, se pronunciou mais desfavorável relativamente aos restantes.

#### 4.2.4. COMPARAÇÃO DO MODELO COM FUNDAÇÃO RÍGIDA/ELÁSTICA

Comparando, agora, os resultados obtidos no tanque com fundação rígida e com fundação flexível, podemos concluir, desde já, que a consideração da flexibilidade da fundação conduz a resultados inferiores à fundação rígida. O corte e momento basal diminuíram relativamente pouco, já o momento derrubador diminuiu bastante, verifica-se, assim, uma ordem de grandeza abaixo.

De notar que o momento derrubador diminuiu consideravelmente, face à mesma diminuição no corte e momento basal. Este facto deve-se à diminuição das pressões na base do tanque, já que há flexibilidade, e deformação, e as tensões daí advindas vêm bastante reduzidas. Como foi referido, apenas foi considerada a rigidez vertical da fundação do tanque. Era de esperar que se a rigidez fosse superior, os resultados seriam também superiores, com destaque particular para o momento derrubador.

No respeitante à altura máxima de onda, não foi feita essa comparação, já que, com a deformação da fundação, o deslocamento à superfície do líquido tinha bastante influência nesta deformação. Em tais circunstâncias não é possível tirar conclusões quanto ao comportamento desta quantidade.

Portanto, verifica-se que a modelação do tanque, com a fundação rígida, produz resultados compreensíveis para análise do desempenho do tanque sujeito às acções sísmicas.

# 5

## ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UM CASO PRÁTICO

Neste capítulo, será abordado o dimensionamento de um caso prático de tanque metálico, com aplicação de todo o estudo atrás referido. Serão vários os aspectos a ter em conta no dimensionamento, como era de esperar, e fazem parte dos objectivos deste trabalho, tais como a espessura das paredes, análise da acção do vento na situação de tanque vazio e análise dinâmica às acções sísmicas pelos dois regulamentos descritos anteriormente. Considerar-se-ão, também, sub-estruturas com dimensionamento do ponto de vista técnico, como é o caso da cobertura e escadas exteriores de acesso ao topo do tanque.

### 5.1. APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

O caso prático a ser cuidado refere-se a um tanque metálico circular com 18m de raio, com altura de parede de 12m, representada de uma forma simplificada o esboço gráfico na Figura 37. A superfície livre do líquido máxima será de 10m, para salvaguardar a integridade da cobertura na possibilidade de formação de ondas na ocorrência de um sismo, como ilustra a Figura 38.

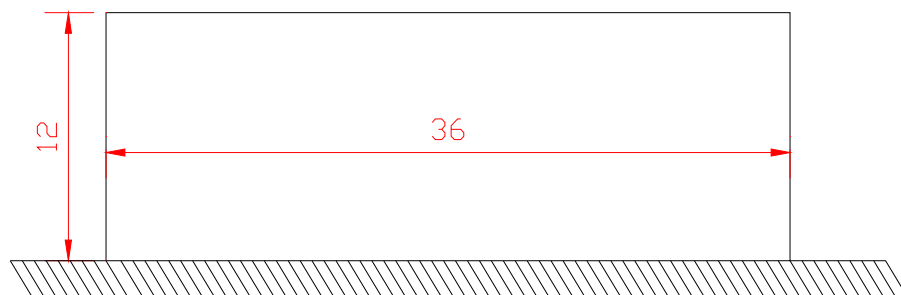


Figura 37 – Alçado do tanque metálico

A zona de implantação do tanque é em Sines, e tem como função armazenar água. Será construído com aço A235 (tensão de cedência de 205 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa), e o fluido armazenado com uma massa volúmica de 1000 Kg/m<sup>3</sup>. A parede do tanque é formada por várias virolas, anéis circulares, que no caso em estudo serão seis, cada uma com 2.0 m, o que dá uma altura total de 12.0 m.

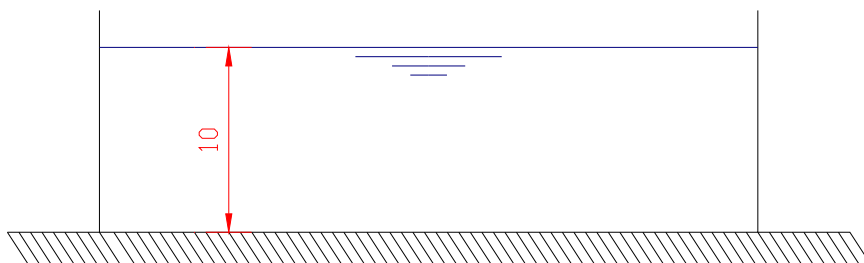


Figura 38 – Corte do tanque metálico

## 5.2. ASPECTOS GERAIS

Depois de conhecidos os problemas que os tanques podem revelar, houve a necessidade de elaborar critérios e procedimentos, mais ou menos simples, no projecto sísmico de tanques. Um dos métodos mais completos é o proposto pelo API 650. A metodologia descrita é bastante completa, embora existam ainda aspectos não muito claros. O método dá especial atenção ao aspecto conceptual e não dá importância à obtenção de fórmulas simplificadas para facilitar o cálculo numérico. Cabe ao engenheiro projectista minimizar todos os problemas que podem originar a rotura. Para tal, é muito importante observar o comportamento físico dos tanques perante sismos já ocorridos, e daí tirar conclusões.

Assim, surgem alguns factores aos quais o projectista deve estar atento, como os que a seguir se descrevem:

- Os métodos e os modelos normalmente utilizados dão resultados satisfatórios para o corte basal do tanque de secção circular, encastrados na base e submetidos a movimentos horizontais do solo;
- Os modelos matemáticos desenvolvidos não incluem alguns efeitos, tais como a componente vertical do sismo, a distorção da secção transversal e levantamento, rotação e deslizamento do tanque;
- Para além das dúvidas, que os efeitos atrás descritos apresentam, existem ainda os problemas relacionados com os efeitos da união parede-cobertura e parede-fundo do tanque na determinação do estado de tensão nas paredes;
- As incertezas sobre a previsão das deformações dos tanques, uma vez que as deformações são muito importantes para o dimensionamento das tubagens e conectores que estão ligados aos tanques;
- Sabendo que a resistência de uma dada parede é controlada pela encurvadura, a qual depende da geometria da estrutura deformada, isto origina uma grande imprecisão no seu cálculo;
- Existem sempre incertezas no que diz respeito à interacção solo – estrutura e à rotura do solo de fundação;

- É muito importante a geometria final dos tanques e os pormenores construtivos que estes possuem, tais como: a soldadura das placas, a união da parede ao tecto a ao fundo, a união das tubagens, a ancoragem do tanque e o tipo de fundação.

É importante ter a noção de que os factores atrás descritos, muito gerais e amplamente consensuais, constituem uma compilação de vários estudos de diversos autores ao longo de anos, mas que não substituem uma análise detalhada do problema em estudo.

Na abordagem ao problema sísmico em tanques, as condições locais são extremamente importantes, tais como a influência do solo de fundação e o risco sísmico, relacionado com as possíveis roturas do tanque.

Em estruturas de edifícios, em projectos preliminares, o modo mais conveniente de seleccionar o sismo de projecto é especificando um espectro de resposta. Ora, para projecto de tanques poderá optar-se pelo mesmo procedimento, mas não é totalmente correcto que tal seja feito, isto porque os coeficientes de amortecimento das duas componentes do sistema, o tanque e o líquido, têm coeficientes de amortecimento bastante diferentes.

A definição de uma distância mínima entre a superfície livre do fluido e o tecto é mais importante em reservatórios de grande capacidade. Na maior parte dos reservatórios de grandes dimensões, os prejuízos ocorridos estavam relacionados com a oscilação do líquido e com as roturas das ligações das tubagens externas.

### 5.3. DIMENSIONAMENTO DA PAREDE DO TANQUE

Nesta fase, o cálculo da espessura de cada virola, corresponde apenas a um pré-dimensionamento da espessura, que será realizado pelo método do pé, preconizado no API 650.

Considerando, como anteriormente se referiu, um tanque com seis virolas de 2.0m cada e espessura mínima de 8mm, as espessuras atribuídas a cada virola foram as apresentadas na Tabela 18.

Tabela 18 – Espessura de cada virola após dimensionamento pelo método do 1 pé

Virola	$H_i$ (m)	$t_{min}$ (mm)	$t_{real}$ (mm)
1	0,0	0,00	8,0
2	2,0	1,72	8,0
3	4,0	3,45	8,0
4	6,0	5,17	8,0
5	8,0	6,89	8,0
6	10,0	8,61	9,0

Neste caso, a parede do tanque foi considerada com espessura constante em altura para coerência do modelo analisado no ANSYS. Assim, a espessura de cálculo da parede do tanque é de 1cm, isto é, todas as virolas terão a espessura de 1cm. De notar que esta não é a espessura final de construção; para isso terá de ser adicionada uma espessura correspondente à corrosão.

De seguida, a verificação de estabilidade da parede do tanque é efectuada para eventual necessidade de reforço. Neste tipo de tanques há que verificar a possibilidade de ocorrência de instabilidade, se o tanque ultrapassar uma certa altura  $H_1$ , calculada pela expressão (78) proposta pelo API 650. É necessário dispor um anel de reforço para evitar fenómenos de instabilidade. Assim, a altura máxima do tanque sem necessidade de anel de reforço é dada por:

$$H_1 = 9,47 \cdot t_{topo} \sqrt{\left(\frac{t_{topo}}{D}\right)^3} \quad (78)$$

Em que:

$t_{topo}$  - Espessura da virola de topo [mm]

$D$  - Diâmetro do tanque [m]

Aplicando ao tanque em estudo tem-se:

$$H_1 = 9,47 \times 10 \sqrt{\left(\frac{10}{18 \times 2}\right)^3} \Leftrightarrow H_1 = 13,86 \text{ m} \quad (79)$$

Como a altura do tanque é inferior à altura máxima de estabilidade, o tanque não necessita de anel de reforço.

#### 5.4. VERIFICAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO

Nesta fase, é apresentada a verificação da segurança da estabilidade do tanque metálico sujeito à acção vento. É feita uma análise simplista a este tipo de acção. Para quantificação da acção regulamentar do vento no tanque em estudo foi utilizado o RSA, o cálculo do momento resistente é efectuado com base no API 650.

Apresento de seguida uma breve consideração ao RSA, para o cálculo das pressões na parede. Segundo este regulamento, a acção do vento depende da zona do país onde se encontra a estrutura em estudo e do tipo de rugosidade aerodinâmica do solo.

Assim, o RSA divide o país em duas zonas como se apresenta na Tabela 19:

Tabela 19 - Zonas para efeito de quantificação da acção do vento

Zona	Características da zona
A	Generalidade do território, excepto as pertencentes à zona B.
B	Arquipélagos dos Açores e Madeira, regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 m.

O RSA divide ainda, como já foi dito, a rugosidade nos dois tipos descritos na Tabela 20.

Tabela 20 - Tipo de rugosidade aerodinâmica do solo para quantificação da acção do vento

Tipo Rugosidade	Características do tipo de rugosidade
I	Rugosidade em locais situados no interior de zonas urbanas em que predominam edifícios de médio e grande porte.
II	Rugosidade nos restantes locais, nomeadamente zonas rurais ou periferia de zonas urbanas.

Estando este tanque situado na zona de Sines, pode considerar-se que se encontra na zona B, numa faixa costeira de 5 km de largura, onde a rugosidade aerodinâmica do solo é do tipo II, aceitando que o tanque se situa na periferia da cidade.

O RSA, para um tanque com 12,0 m de altura, zona B e rugosidade tipo II, propõe um valor característico de pressão dinâmica  $w_k$ , no artigo 24º de:

$$w_k = w_{k2} \cdot \mu_B \cdot \mu_i \Leftrightarrow w_k = 0,998 \times 1,2 \times \sqrt{1,3} \Leftrightarrow w_k = 1,365 \text{ kN/m}^2 \quad (80)$$

Em que:

$w_{k2}$  - Valor característico da pressão dinâmica para rugosidade tipo II em zona A [  $\text{kN/m}^2$  ]

$\mu_B$  - Coeficiente para passar para valores característicos de zona B

$\mu_i$  - Coeficiente para estruturas identicamente solicitadas pelo vento

Considerando a situação mais desfavorável, que é considerar a área, em que actua o vento um rectângulo com as dimensões da altura do tanque e do seu diâmetro, a força resultante do vento,  $F_w$ , a actuar a meio da altura é dada por:

$$F_w = w_k \cdot A \Leftrightarrow F_w = 1,365 \times (12,0 \times 36) \Leftrightarrow F_w = 589,7 \text{ kN} \quad (81)$$

O momento actuante  $M_{act,w}$ , será a força resultante do vento a multiplicar pelo braço das forças  $b_w$ , braço esse que vale metade da altura:

$$M_{act,w} = F_w \cdot b_w \Leftrightarrow M_{act,w} = 589,7 \times \frac{12,0}{2} \Leftrightarrow M_{act,w} = 3538,1 \text{ kN.m} \quad (82)$$

Para o reservatório ser estável à acção do vento, o momento actuante já calculado terá de ser inferior ao momento resistente,  $M_{res,w}$ , dado pela seguinte expressão, proposta pelo API 650:

$$M_{res,w} = \frac{2}{3} \left( \frac{W_t \cdot D}{2} \right) \quad (83)$$

Em que:

$W_t$  - Peso total do tanque [  $\text{kN}$  ]

Poderia entrar com o peso da cobertura, mas, neste caso, é considerado apenas o peso das paredes do tanque, situando-me numa posição conservativa aquando da verificação da segurança ao vento. O peso do tanque vem:

$$W_t = \pi \cdot D \cdot t \cdot H_t \cdot \rho_{aço} \Leftrightarrow W_t = \pi \times 36 \times 0,01 \times 12,0 \times 77 \Leftrightarrow W_t = 1045kN \quad (84)$$

Em que:

$t$  - Espessura da parede do tanque [m]

$H_t$  - Altura do tanque [m]

$\rho_{aço}$  - Massa específica do aço [ $kN / m^3$ ]

Assim, e aplicando a equação (83) o momento resistente da estrutura, vem:

$$M_{res,w} = \frac{2}{3} \left( \frac{1045 \times 36}{2} \right) \Leftrightarrow M_{res,w} = 12540kN.m \quad (85)$$

Estando a componente actuante e resistente do momento calculada, o passo final é a verificação de estabilidade, isto é, o momento actuante terá de ser menor que o resistente. Pelo que se verifica que o momento resistente supera com alguma folga o momento actuante. Considera-se, então, que esta estrutura é estável à acção do vento.

## 5.5. VERIFICAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

### 5.5.1. API 650

Dentro dos pressupostos já apresentados e das considerações deste regulamento, considerou-se zona sísmica 4,  $Z = 0,4$ , um solo do tipo S4 em que  $S = 2$ , e o nível de importância do tanque é normal, na qual  $I = 1$ .

A classificação do tanque conforme a relação da altura com o diâmetro, é considerado como baixo.

$$\frac{H}{R} = \frac{12,0}{18} = \frac{2}{3} < 1,5 \Rightarrow \text{baixo} \quad (86)$$

Sendo o tanque baixo, as equações utilizadas para a definição das componentes da massa líquida foram as apresentadas no capítulo 3.3.1.1.

Considerando tanque cheio até 10 m de altura, com um líquido de massa específica de  $1 t / m^3$  e espessura da casca de 10 mm, o peso da massa líquida total,  $W_t$ , é dado por:

$$W_t = \frac{\pi \times (36 - 2 \times 0,01)^2}{4} \times 10 \times 1 \times 9,81 \Leftrightarrow W_t = 99743kN \quad (87)$$

O peso da massa impulsiva  $W_i$ , vale:

$$\frac{W_i}{99743} = \frac{\tanh\left(0,866 \frac{36}{10}\right)}{0,866 \frac{36}{10}} \Leftrightarrow W_i = 31868kN \quad (88)$$

O peso da massa convectiva  $W_c$ , vale:

$$\frac{W_c}{99743} = 0,23 \frac{36}{10} \tanh\left(3,67 \frac{10}{36}\right) \Leftrightarrow W_c = 63562kN \quad (89)$$

A altura do centróide relativo à massa impulsiva, vale:

$$\frac{h_i}{10} = \frac{3}{8} \Leftrightarrow h_i = 3,75m \quad (90)$$

Da mesma forma, a altura do centróide convectivo  $h_c$ , vale:

$$\frac{h_c}{10} = 1,0 - \frac{\cosh\left(3,67 \frac{10}{36}\right) - 1,0}{3,67 \frac{10}{36} \sinh\left(3,67 \frac{10}{36}\right)} \Leftrightarrow h_c = 5,39m \quad (91)$$

Por fim, o valor das alturas dos centróides, impulsivo e convectivo, associadas ao momento derrubador,  $h'_i$  e  $h'_c$ , é respectivamente:

$$\frac{h'_i}{10} = \frac{3}{8} \left[ 1,0 + \frac{4}{3} \left( \frac{0,866 \frac{36}{10}}{\tanh\left(0,866 \frac{36}{10}\right)} \right) - 1,0 \right] \Leftrightarrow h'_i = 15,64m \quad (92)$$

$$\frac{h'_c}{10} = 1,0 - \frac{\cosh\left(3,67 \frac{10}{36}\right) - \frac{31}{16}}{3,67 \frac{10}{36} \sinh\left(3,67 \frac{10}{36}\right)} \Leftrightarrow h'_c = 13,02m \quad (93)$$

Estando as componentes da massa líquida perfeitamente definidas, o cálculo do período natural do primeiro modo de vibração, dado em função do factor k, toma o seguinte valor:

$$k = \frac{0,578}{\sqrt{\tanh\left(3,67 \frac{10}{36}\right)}} \Leftrightarrow k = 0,751 \quad (94)$$

O período natural  $T$ , em segundos, é:

$$T = 0,751 \sqrt{\frac{36}{0,3048}} \Leftrightarrow T = 8,16s \quad (95)$$

De seguida, calcularam-se os coeficientes de força de sismo horizontal,  $C_1$  e  $C_2$ , respectivamente:

$$C_1 = 0,60 \quad (96)$$

$$T = 8,16s > 4,5s \rightarrow C_2 = \frac{3,375 \times 2}{8,16^2} \Leftrightarrow C_2 = 0,1014 \quad (97)$$

Posto isto, procede-se de seguida ao cálculo dos três esforços de dimensionamento descritos no capítulo 3.3.1.6. Nesta fase, é necessário avaliar o peso da cobertura que contribui para os esforços na

parede do tanque. Como a cobertura será suportada por pilares interiores, é considerado o seu peso como 25% do peso da parede do tanque. Este será o peso da cobertura para o cálculo dos esforços, apesar do dimensionamento dos pilares ser feito para suporte completo da cobertura.

$$V_{basal} = 0,4 \times 1 \cdot [0,6 \times (1045 + 262 + 31868) + 0,1014 \times 63562] = 10540 \text{ kN} \quad (98)$$

$$M_{basal} = 0,4 \times 1 \cdot [0,6 \times (6270 + 3144 + 119505) + 0,1014 \times 342600] = 44836 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (99)$$

$$M_{derrub} = 0,4 \times 1 \cdot [0,6 \times (6270 + 3144 + 498734) + 0,1014 \times 827577] = 155522 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (100)$$

Por fim, a altura da onda,  $d_{\max}$  é dada:

$$d_{\max} = 1,124 \times 0,4 \times 1 \times 0,1014 \times 6,16^2 \cdot \tanh\left(4,77 \sqrt{\frac{10}{36}}\right) \cdot 0,3048 \Leftrightarrow d_{\max} = 0,52 \text{ m} \quad (101)$$

### 5.5.2. EC8

Nesta formulação, como já foi apresentado anteriormente, o EC8 entra com a componente de interacção líquido – estrutura, conduzindo, assim, a valores de esforços de dimensionamento bastante mais conservativos.

Sabendo que a relação H/R deste tanque é aproximadamente 0,556, os dados necessários para o cálculo dos esforços de dimensionamento são os apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Coeficientes para o tanque em estudo

H/R	$C_i$	$C_c$	$m_i/m_l$	$m_c/m_l$	$m_d/m_l$	$h_i/h_l$	$h_c/h_l$	$h_d/h_l$	$h'_i/h_l$	$h'_c/h_l$
0,556	7,47	1,69	0,333	0,667	0,241	0,399	0,550	0,423	1,315	1,297

Com base nos dados já existentes do peso da massa líquida total,  $W_l$ , e da massa total do tanque, é possível calcular cada uma das componentes das massas dividindo pela aceleração da gravidade. A massa total do líquido  $m_l$ , e a massa total do tanque  $m_t$ , considerando, como já foi referido, que o peso da cobertura corresponde a 25% do peso da parede. Assim, as massas são apresentadas em toneladas:

$$m_l = \frac{99743}{9,81} = 10167,5 \text{ t} \quad (102)$$

$$m_t = \frac{1045 + 262}{9,81} = 133,2 \text{ t} \quad (103)$$

O cálculo da massa de cada componente do sistema é apresentado na Tabela 22, e as respectivas alturas na

Tabela 23.

Tabela 22 – Massa correspondente a cada componente em toneladas

$m_i$	$m_c$	$m_d$
3385,8	6781,7	2450,4

Tabela 23 – Alturas das componentes para cálculo dos momentos basais e derrubadores

$h_i$	$h_c$	$h_d$	$h'_i$	$h'_c$
3,99	5,50	4,23	13,15	12,97

Passando agora ao cálculo dos períodos naturais de cada uma das componentes:

$$T_i = 7,47 \times \frac{10\sqrt{1}}{\sqrt{0,01/18} \sqrt{210 \times 10^6}} \Leftrightarrow T_i = 0,22s \quad (104)$$

$$T_c = 1,69 \cdot \sqrt{18} \Rightarrow T_c = 7,17s \quad (105)$$

$$T_d = \frac{1}{\left[ \frac{\sqrt{\frac{210 \times 10^6 \times 0,01}{1 \times 10}}}{2 \times (0,175 \times 0,556^2 + 0,556 + 1,49) \times 18} \right]} \Leftrightarrow T_d = 0,165s \quad (106)$$

Para um solo tipo D (solo mais desfavorável para se fazer um dimensionamento pela segurança), o espectro de resposta é definido através dos seguintes parâmetros, já apresentados no capítulo 3.3.2.4., agora na Tabela 24.

Tabela 24 – Características do espectro de resposta para um solo tipo D

Acção sísmica	Tipo I				Tipo II			
	$S$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	$S$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
D	1.35	0.20	0.80	2.00	1.80	0.10	0.30	1.20

Desta forma o espectro de resposta terá uma configuração apresentada no Gráfico 5.

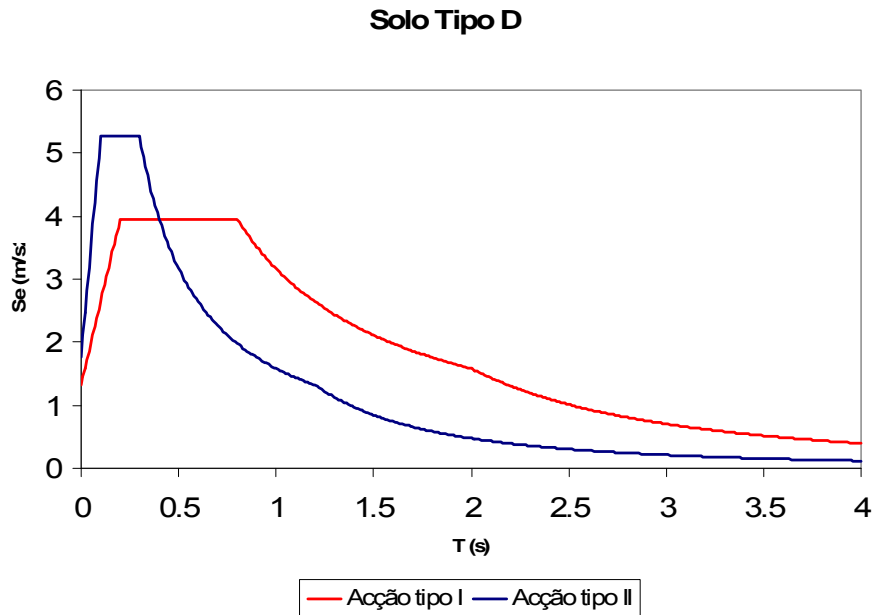


Gráfico 5 – Espectro de resposta para um solo tipo D

Assim sendo, a aceleração espectral para a componente impulsiva para acção tipo I é dada da seguinte forma:

$$T_i = 0,22s \rightarrow T_B < T_i < T_C \rightarrow S_e(T_i)_I = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (107)$$

Substituindo por valores do tanque:

$$S_e(T_i)_I = 0,981 \times 1,35 \times \sqrt{\frac{10}{5+2}} \times 2,5 \Leftrightarrow S_e(T_i)_I = 3,96m/s^2 \quad (108)$$

Da mesma forma para a acção tipo II, vendo que o período se encontra no mesmo intervalo:

$$S_e(T_i)_{II} = 0,981 \times 1,80 \times \sqrt{\frac{10}{5+2}} \times 2,5 \Leftrightarrow S_e(T_i)_{II} = 5,28m/s^2 \quad (109)$$

Raciocinando da mesma forma, mas, agora, para a componente convectiva, o período convectivo ( $T_c$ ) para acção sísmica do tipo I entra no seguinte intervalo:

$$T_c = 7,17s \rightarrow T_c > T_D \rightarrow S_e(T_c) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T_c^2} \right) \quad (110)$$

Substituindo por valores do tanque:

$$S_e(T_c)_I = 0,981 \times 1,35 \times \sqrt{\frac{10}{5+0,5}} \times 2,5 \times \left( \frac{0,80 \times 2,00}{7,17^2} \right) \Leftrightarrow S_e(T_c)_I = 0,14m/s^2 \quad (111)$$

Da mesma forma para a acção tipo II, vendo que o período se encontra no mesmo intervalo:

$$S_e(T_c)_{II} = 0,981 \times 1,80 \times \sqrt{\frac{10}{5+0,5}} \times 2,5 \times \left( \frac{0,30 \times 1,20}{7,17^2} \right) \Leftrightarrow S_e(T_c)_I = 0,042 m/s^2 \quad (112)$$

Por fim, mas, agora, para a componente de interacção líquido – estrutura, as acelerações espectrais para a acção sísmica do tipo I são:

$$T_d = 0,165s \rightarrow T_d < T_B \rightarrow S_e(T_d)_I = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T_d}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (113)$$

Substituindo por valores do tanque:

$$S_e(T_d)_{II} = 0,981 \times 1,80 \times \sqrt{\frac{10}{5+2}} \times 2,5 \Leftrightarrow S_e(T_i)_I = 5,28 m/s^2 \quad (114)$$

Neste caso, o período natural referente a esta componente ( $T_d$ ) não se situa no mesmo intervalo para a acção sísmica tipo II. Sendo assim, o intervalo para este caso é:

$$T_d = 0,19s \rightarrow T_B < T_d < T_C \rightarrow S_e(T_d)_{II} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (115)$$

Substituindo por valores do tanque:

$$S_e(T_d)_{II} = 0,981 \times 1,80 \times \sqrt{\frac{10}{5+2}} \times 2,5 \Leftrightarrow S_e(T_i)_I = 5,28 m/s^2 \quad (116)$$

Resumindo, as acelerações espectrais obtidas apresentam-se na Tabela 25.

Tabela 25 – Acelerações espectrais de cada componente

	Impulsiva ( $S_e(T_i)$ )	Convectiva ( $S_e(T_c)$ )	Interacção ( $S_e(T_d)$ )
Tipo I	3,96	0,14	3,50
Tipo II	5,28	0,042	5,28

Posto isto, o cálculo dos três esforços de dimensionamento, através das expressões já dadas no capítulo 3.3.2.5., torna-se evidente calculando, assim, os esforços para os dois tipos de acção sísmica. Para acções tipo I, os valores dos esforços são:

$$V_{basal}^I = (3385,8 + 133,2) \times 3,96 + 6781,7 \times 0,14 + 2450,4 \times 3,50 = 23461,0 kN \quad (117)$$

$$M_{basal}^I = (13509 + 639,1 + 320,5) \times 3,96 + 37299,4 \times 0,14 + 10365,2 \times 3,83 = 102216,3 kN.m \quad (118)$$

$$M_{derrub}^I = (44523,3 + 639,1 + 320,5) \times 3,96 + 87958,6 \times 0,14 = 192426,5 kN.m \quad (119)$$

Para acções tipo II os valores dos esforços são:

$$V_{basal}^{II} = (3385,8 + 133,2) \times 5,28 + 6781,7 \times 0,042 + 2450,4 \times 5,28 = 31803,3 kN \quad (120)$$

$$M_{basal}^{II} = (13509 + 639,1 + 320,5) \times 5,28 + 37299,4 \times 0,042 + 10365,2 \times 5,28 = 132689,0 kN.m \quad (121)$$

$$M_{derrub}^{II} = (44523,3 + 639,1 + 320,5) \times 5,28 + 87958,6 \times 0,042 = 243844,0 \text{ kN.m} \quad (122)$$

Por fim, falta calcular a altura máxima da onda para acções tipo I:

$$d_{\max}^I = 18 \times \frac{0,14}{9,81} \Leftrightarrow d_{\max}^I = 0,26 \text{ m} \quad (123)$$

Da mesma forma, para acções tipo II:

$$d_{\max}^{II} = 18 \times \frac{0,042}{9,81} \Leftrightarrow d_{\max}^{II} = 0,08 \text{ m} \quad (124)$$

### 5.5.3. COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS E ALTURAS DE ONDA

Neste ponto, serão confrontados os resultados obtidos no mesmo tanque, mas com regulamentos diferentes. Foi considerado, em cada um deles, a situação mais desfavorável de dimensionamento sísmico. Obtidos os esforços máximos espectrais, apresenta-se, agora, na Tabela 26, o corte basal, momento basal, momento derrubador e altura máxima de onda. Note-se que, no caso do EC8, são apresentados esforços para os dois tipos de acção sísmica.

Tabela 26 – comparação dos resultados do caso prático

Regulamento	Acção Sísmica	Corte Basal	Momento Basal	Momento Derrubador	Altura Máxima de Onda
		[kN]	[kN·m]	[kN·m]	[cm]
API	-	10540	44836	1555522	52
EC8	Tipo I	23461	102216	192427	26
	Tipo II	31803	132689	243844	8

Depois de analisada a Tabela 26, verificamos que o EC8 é bastante mais conservativo, face ao API650. Basta comparar os cortes e momentos basais, onde os resultados são claramente superiores. No caso do momento derrubador, essa relação já não se verifica na mesma proporção, apresentado, assim, valores relativamente próximos.

Da análise do EC8, a acção sísmica do tipo II, no que diz respeito a esforços, apresenta-se claramente mais desfavorável. Quanto à altura de onda, o mesmo já não se verifica, sendo a acção sísmica do tipo I a conduzir a alturas de onda superiores.

Por comparação, o API650 determina uma altura máxima de onda bastante superior ao o EC8, como se pode constatar através dos resultados obtidos.

### 5.5.4. VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES DE ENCURVADURA

Para tanques metálicos circulares a resposta máxima sísmica pode ser limitada pela encurvadura da parede do tanque devido às tensões verticais provocadas pelo momento derrubador. O API650 apresenta uma verificação destas tensões, que será apresentada neste capítulo.

A expressão para a tensão de encurvadura  $f_a$ , adoptada e recomendado por Priestley, Wood e Davidson [20], é apresentada na equação (125).

$$f_a = 0,11 \cdot E_s \cdot \frac{t}{R} + 9,4\sqrt{GH} \quad (125)$$

Em que:

$f_a$  - Tensão de encurvadura [MPa]

$E_s$  - Módulo de elasticidade do aço [MPa]

$t$  - Espessura da parede do tanque [m]

$R$  - Raio do tanque [m]

$G$  - Densidade do líquido armazenado

$H$  - Altura do líquido [m]

Esta equação é baseada na apresentada pelo API650, mas reescrita e expressa em termos do módulo de elasticidade do aço, e dá-nos tensões 25% superiores que a do API650. Este facto reflecte um aparente factor de segurança dos níveis de tensão do API650. o termo  $9,4\sqrt{GH}$  da equação (125) representa o aumento das tensões de encurvadura devido as tensões induzidas pelas pressões internas.

A Figura 39 compara a equação (125) com diferentes expressões teóricas propostas por vários autores, excluindo a influência da pressão interna. Esta figura é válida para módulos de elasticidade de 200GPa.

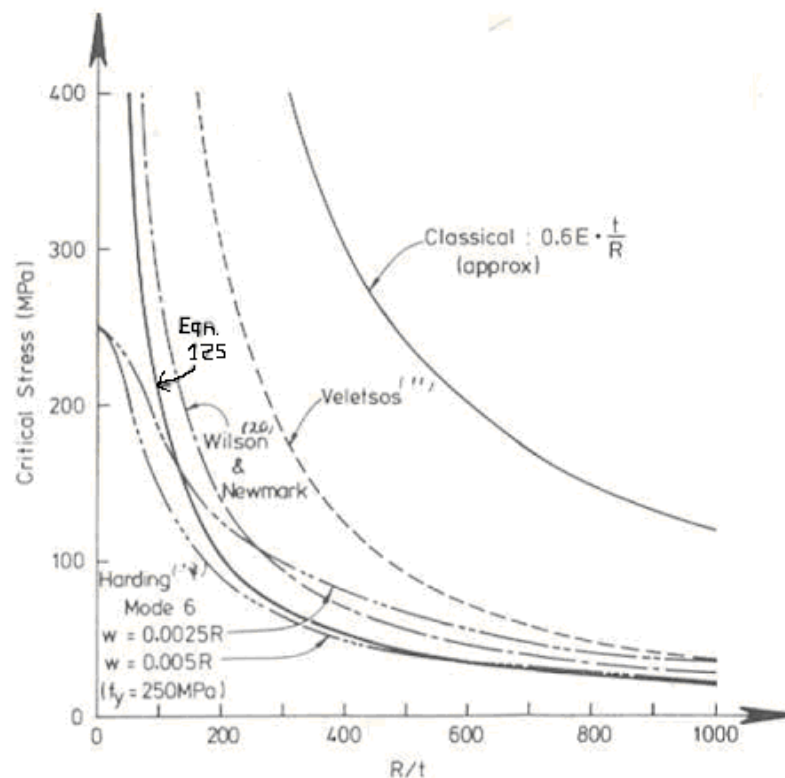


Figura 39 – Tensão crítica de encurvadura [20]

Da conseqüente análise, da Figura 39, é razoável considerar que a expressão (125) é válida para valores de  $R/t$  superiores a 100.

De acordo com o API650, a compressão longitudinal das virolas, quando o tanque é sujeito a uma acção sísmica, é verificada. Assim, a tensão resistente de compressão que o sismo exerce sobre as virolas,  $F_{a,res}$ , é dado pela seguinte condição:

$$F_{a,res} = \min \{ F_{a1}; F_{a2} \} \quad (126)$$

Onde  $F_{a1}$  é dado pela equação seguinte:

$$\begin{aligned} \text{Se, } \frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} \leq 44 \rightarrow F_{a1} &= \frac{83 \cdot f_{syd}}{2,5 \cdot D} + 7,5 \cdot \sqrt{G \cdot H} \\ \text{Se, } \frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} > 44 \rightarrow F_{a1} &= \frac{83 \cdot f_{syd}}{D} \end{aligned} \quad (127)$$

E  $F_{a2}$  é dado por:  $0,5 \cdot f_{syd}$ .

Em que:

$F_{a1}$  - Primeira condição para a tensão de compressão nas virolas [MPa]

$F_{a2}$  - Segunda condição para a tensão de compressão nas virolas [MPa]

$G$  - Densidade do líquido armazenado

Então, para o tanque em estudo, o valor da tensão resistente de compressão que o sismo exerce sobre as virolas é:

$$\frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} = \frac{1,0 \times 10 \times 36^2}{10^2} = 130 > 44 \quad (128)$$

$$F_{a1} = \frac{83 \times 205}{36} \Leftrightarrow F_{a1} = 472,64 \text{ MPa} \quad (129)$$

$$F_{a2} = 0,5 \times 205 \Leftrightarrow F_{a2} = 102,50 \text{ MPa} \quad (130)$$

$$\text{Então, } F_{a,res} = \min \{ 472,64; 102,50 \} \Leftrightarrow F_a = 102,50 \text{ MPa} \quad (131)$$

A tensão actuante de compressão nas virolas,  $F_{a,act}$ , é calculada de seguida, mas, para isso, é necessário calcular a força actuante na parede,  $b$ , da seguinte forma:

$$b = w_t + \frac{1,273 \cdot M_{basal}}{D^2} \quad (132)$$

Sabendo o peso do tanque  $w_t$ , considerando o peso da parede adicionado 25% do peso da cobertura e ainda dividindo pelo perímetro e o momento basal,  $M_{basal}$ , obtido pela equação (99), a força de compressão,  $b$  vem:

$$b = \frac{1307}{36\pi} + \frac{1,273 \times 44836}{36^2} \Leftrightarrow b = 55,6 \text{ kN/m} \quad (133)$$

A tensão actuante,  $F_{a,act}$ , resulta da divisão da força de compressão,  $b$ , pela espessura da casca:

$$F_{a,act} = \frac{b}{t} \Leftrightarrow F_{a,act} = \frac{55,6}{0,01} \Leftrightarrow F_{a,act} = 5560 \text{ kPa} \quad (134)$$

Comparando a tensão resistente com a actuante, verifica-se a existência de uma grande folga; portanto, a estabilidade da parede à compressão está assim assegurada.

A verificação do levantamento do tanque é também analisada neste regulamento que propõe a verificação apresentada de seguida. Daí surge a primeira necessidade de ancorar ou não o tanque.

Aplica-se, então, o seguinte método: se  $\frac{M_{basal}}{D^2(w_t + w_l)}$  for menor ou igual a 0,785 o tanque é estável,

caso contrário, é instável e necessita de ancoragens na sua base. Onde  $w_l$  é o peso do líquido por unidade de comprimento dado pela equação (111):

$$w_l = 99 \cdot t_b \cdot \sqrt{f_{kyd} \cdot G \cdot H} \quad (135)$$

Em que:

$f_{kyd}$  - Tensão característica de cedência do aço [MPa]

$t_b$  - Espessura da placa de fundo [mm]

No projecto em questão, a espessura da placa de fundo considerada foi de 25mm e a tensão característica de aço em questão utilizado é de 235MPa, vem, então:

$$w_l = \frac{99 \times 25 \times \sqrt{235 \times 1,0 \times 10}}{1000} \Leftrightarrow w_l = 120,0 \text{ kN/m} \quad (136)$$

A verificação final de “uplift” é dada por:

$$\frac{44836}{36^2 \left( \frac{1045}{36\pi} + 120,0 \right)} = 0,268 \quad (137)$$

Daqui, poder-se assumir que o tanque é estável e que não necessita de ser ancorado, pois o valor da verificação é inferior a 0,785.

## 5.6. FUNDAÇÃO DO TANQUE COM ANCORAGENS

Esta é uma decisão muito importante dentro da escolha do sistema estrutural, porque de um lado está uma melhoria técnica, solução de tanques ancorados; mas, por outro lado, há o ónus elevado do custo de construção de uma estrutura idêntica. Os tanques ancorados requerem uma fundação bastante rígida, que pode resultar num custo bastante elevado, pois estes tanques devem resistir à tendência da sua elevação, sendo as respectivas forças de cálculo complexo. Normalmente, esta solução estrutural é conseguida através de uma viga – anel, onde a parede do tanque é apoiada e os respectivos pernos de

ancoragem são fixos. Esta solução é economicamente viável, onde o anel de fundação é considerado rígido e capaz de evitar os assentamentos diferenciais.

É um problema comum no dimensionamento de tanques a decisão de ancorar ou não a parede à fundação e quais são as forças de dimensionamento da ancoragem, quando necessária. No caso de tanques pequenos a hipótese de derrube da estrutura aquando de um sismo é muito pequena. Isto porque a energia relativa necessária para provocar o derrube aumenta com o aumento do tamanho do tanque.

#### 5.6.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO DOS PERNOS

As uniões soldadas não são mais do que chapas metálicas soldadas à parte inferior da parede do tanque, com o objectivo de criar zonas de ancoragem. Nessas zonas de ancoragem, existem pernos ou parafusos que fixam o tanque à base, de tal forma que este passa a ser designado por ancorado. Em alguns casos, existe a necessidade de ancorar o tanque de modo a resistir ao momento derrubador provocado por acções horizontais, essencialmente sismos. A Figura 40 representa um perno de ancoragem, [11].

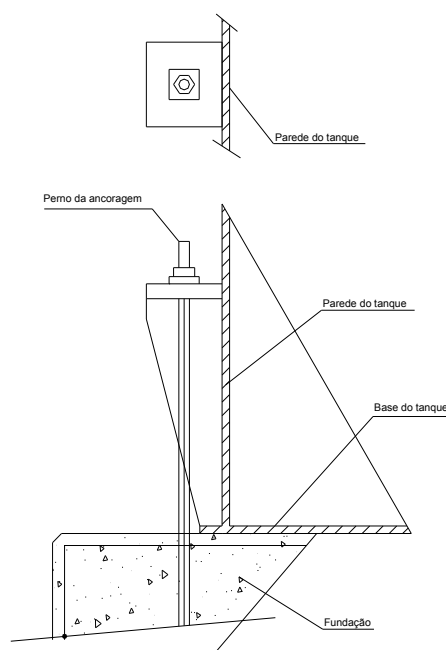


Figura 40 – Esquema de uma ancoragem

Quando ocorre um sismo, gera-se um momento derrubador que pode provocar tracções debaixo da base do tanque, que só são absorvidas se existirem pernos. Convém salientar que, se o momento derrubador não provoca tracções na base do tanque, não se justifica ancorá-lo. Caso contrário, se o momento derrubador provoca tracções, então é necessário dimensionar pernos de ancoragem. Assim, o dimensionamento dos pernos de ancoragem é realizado tendo em conta que as compressões geradas pelo momento derrubador são equilibradas pela fundação e por parte dos pernos, e que a totalidade das tracções são absorvidas pelos restantes pernos. A Figura 41 mostra um esquema tendo em conta as equações de equilíbrio para dimensionamento dos pernos de ancoragem.

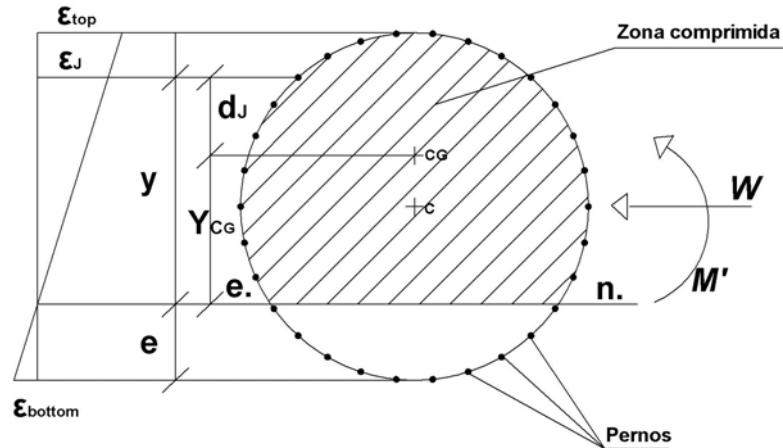


Figura 41 - Esquema simplificado para o dimensionamento dos pernos de ancoragem

De seguida, descreve-se o processo de dimensionamento dos pernos de ancoragem, utilizado por Barros (1978) na averiguação da rotura de cubas vinícolas em Caucete (Argentina), durante o sismo de San Juan de Novembro 1977.

- Calcular os esforços de dimensionamento, que são o corte basal, o momento basal e o momento derrubador;
- Fixar uma área por perno,  $A_i$ , e tomando o valor do corte basal, dimensiona-se a quantidade de pernos,  $n$ , a dispor na periferia do tanque, tendo em atenção que os pernos devem estar afastados de aproximadamente  $10^\circ$  (é comum considerar cerca de 40 pernos a envolver todo o tanque); obviamente, o valor do ângulo atrás descrito deve ter em atenção o raio do tanque; para grandes raios, o ângulo deve diminuir e, para raios mais pequenos, o contrário. Resta dizer que a acção,  $V$  deve ser majorada por um coeficiente,  $\gamma_{sd}$ , e que a resistência ao corte de cada perno deve ser minorada por um coeficiente,  $\gamma_s$ , equação (138), calculando-se o numero de pernos, ou a área de cada perno, se o número de pernos for fixo a partida:

$$\gamma_{sd} \cdot V \leq n \cdot A_i \cdot \frac{\tau_t}{\gamma_s} \quad (138)$$

- De seguida, é necessário garantir o equilíbrio de forças na base do tanque. Para isso, é preciso definir a posição do eixo neutro. Uma das equações que garanta o equilíbrio na secção é a equação que iguala as forças verticais aplicadas nos materiais da base, betão armado e pernos, ao peso total do tanque com o fluido (ver equação (139)); a segunda equação resulta de igualar os momentos que ocorrem nos materiais da base do tanque ao momento derrubador,  $M'$ , ver expressão (140), onde o somatório de momentos deve ser realizado no centro do betão comprimido.

$$\sum F_{B+S}^C - \sum F_S^T = W \quad (139)$$

$$F_S^T \cdot \bar{y}_S^{-T} + F_S^C \cdot \bar{y}_S^{-C} = M' \quad (140)$$

Em que:

$W$  - Peso total (tanque + líquido armazenado);

$\sum F_{B+S}^C$  - Somatório das forças de compressão na base (betão + pernos comprimidos);

$\sum F_S^T$  - Somatório das forças de tracção na base (pernos traccionados);

$y_S^{-T}$  - Distância do centro de gravidade dos pernos traccionados ao centro de gravidade da zona comprimida;

$y_S^{-C}$  - Distância do centro de gravidade dos pernos comprimidos ao centro de gravidade da zona comprimida.

- O próximo passo consiste em calcular o centro de gravidade do betão comprimido. Um processo alternativo consiste em determinar o centro de gravidade do betão comprimido iterativamente, isto é, atribuir valores ao centro de gravidade do betão. Com base na equação (140), verificar se existe igualdade, e, quando esta for atingida, o processo pára.
- Por ultimo, é necessário calcular o momento derrubador resistente, isto é, aquele em que os pernos e a base do tanque resistem.

#### 5.6.2. DIMENSIONAMENTO DOS PERNOS DE ANCORAGEM

Os pernos de ancoragem têm diâmetro de 36mm, com resistências de cálculo ao corte e à tracção de 293,1kN e 352,8kN, respectivamente. Estes valores correspondem a parafusos da classe 6.8, considerados para o efeito.

As acções de cálculo, atrás referidas, são o corte basal e momento derrubador, 31803kN e 243844kN.m. Quanto ao peso total, tanque e líquido, foi considerado 1048kN. Calculou-se, assim, o número adequado de 112 pernos. Estes serão dispostos uniformemente pelo perímetro do tanque, cerca de 113m, o que significa que terão um espaçamento muito próximo da unidade de metro.

Através dos esforços de dimensionamento, verifica-se que o eixo neutro intercepta a secção; quer dizer, então, que existem pernos que, nestas condições, estarão em tracção. Verifica-se que o eixo neutro se situa praticamente no centro de gravidade da base, ficando, assim, metade dos pernos em tracção e outra metade em compressão. O centro de gravidade da zona comprimida é fácil de calcular neste caso, pois corresponde a meio círculo.

Calculadas as coordenadas de cada perno e considerando que se encontram em cedência, o momento derrubador resistente, avaliado no dentro de gravidade da zona comprimida, vem:

$$M' = 449483 + 3191 = 452674 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (141)$$

Em que a primeira parte corresponde ao momento gerado pelos pernos traccionados, e a segunda pelos pernos comprimidos. O equilíbrio de forças verticais é, assim, garantido.

Do aduzido, verifica-se que a segurança ao levantamento é claramente assegurada pelos pernos de ancoragem, pois o momento resistente é bastante superior.

### 5.6.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA FUNDAÇÃO

Existem várias referências de estudos sobre varias aproximações aos modos de rotura por deformação diferencial da fundação, [21]. Historicamente muitos critérios estudados são empíricos baseados em observações de roturas da laje de fundação do tanque. O resumo do trabalho de campo realizado por Marr et al, [22] apresentado abaixo, trata exactamente a verificação da segurança estrutural da laje de fundação.

Os critérios são adequadamente direccionados para reflectir o grau dos riscos, as dificuldades e as despesas de conserto desenvolvidos na rotura de um qualquer elemento do tanque devido a deformações diferenciais excessivas da laje de fundação.

#### 5.6.3.1. Verificação Global das Deformações da Laje de Fundo

$$S \leq \left[ w_o^2 + \frac{0,37 \cdot \sigma_f \cdot D^2}{FOS \cdot E} \right]^{0,5} \quad (142)$$

Onde:

$S$  - Deformação da fundação [mm]

$w_o$  - Curvatura inicial do centro do cone [mm]

$\sigma_f$  - Tensão de cedência da laje de fundação por faixa de soldadura [MPa]

$D$  - Diâmetro do tanque [mm]

$FOS$  - Factor de segurança

$E$  - Módulo de Elasticidade [MPa]

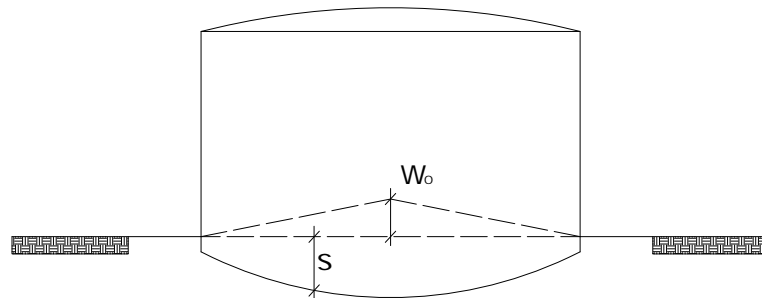


Figura 42 – Deformação global da laje de fundo

Aconselha-se a consideração de um factor de segurança de 4 e uma tensão  $\sigma_f = 340MPa$  para o tipo de soldadura. Para este critério convém que  $s < D/100$ .

Para o caso de estudo e aplicando a equação (142), vem:

$$S \leq \left[ 0 + \frac{0,37 \cdot 340 \cdot 36000^2}{4 \cdot 210000} \right]^{0,5} \rightarrow S \leq 440mm \quad (143)$$

De notar que, a deformação da base do tanque não seja superior a 360mm.

### 5.6.3.2. Verificação das Deformações Localizadas na Laje de Fundo

As deformações localizadas estão baseadas na teoria de Timoshenko para grandes deformações de lajes circulares com fronteira rígida ou flexível. Neste caso será apenas estudado o caso em que a fronteira é considerada como rígida, pois assumiu-se que a fundação é constituída por uma viga – anel.

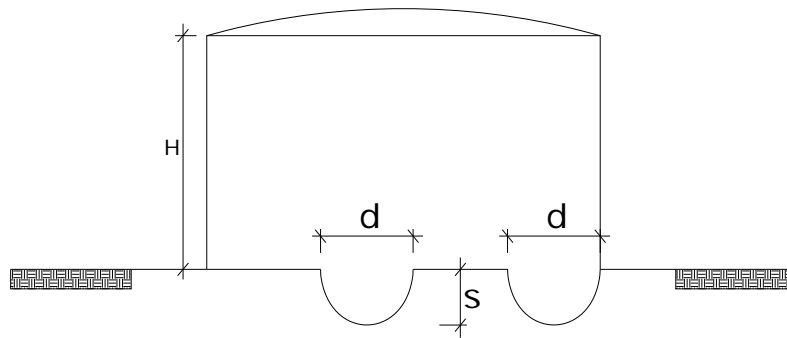


Figura 43 – Deformações localizadas na laje de fundo do tanque

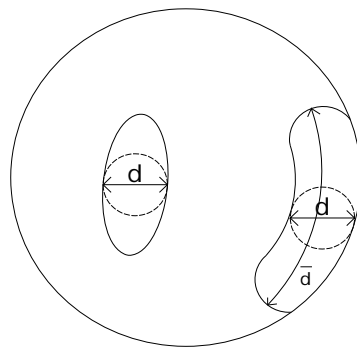


Figura 44 – Planta das deformações localizadas na laje de fundo

As figuras 42 e 43 representam as depressões localizadas na laje de fundação. Os critérios são baseados no diâmetro inscrito do círculo da depressão, como representado na figura 3.

Para depressões localizadas junto da parede do tanque, ou afastadas, considerado o limite rígido, e para diâmetros de círculo superiores a um quarto do diâmetro do tanque, a equação de limite da deformação é a seguinte:

$$S \leq d \cdot \left[ \frac{0,28 \cdot \sigma_f}{FOS \cdot E} \right]^{0,5} \quad (144)$$

Onde:

$d$  - Diâmetro do círculo inscrito da depressão [mm]

De notar que, a condição  $S < d/90$  deve ser respeitada. Este critério é o mais exigente para limitação das deformações diferenciais.

Aplicando ao caso de estudo e considerando um diâmetro do círculo da depressão de 9000mm, o deslocamento vem:

$$S \leq 9000 \cdot \left[ \frac{0,28 \cdot 340}{4 \cdot 210000} \right]^{0,5} \rightarrow S \leq 95mm \quad (145)$$

Assim, se controlam os deslocamentos na base da fundação do tanque.

## 5.7. COBERTURA

A cobertura pode ser plana, cónica ou esférica, e auto-suportada ou apoiada sobre os elementos estruturais. As coberturas com elementos de apoio são, geralmente, cónicas, com o fim de permitir a drenagem das águas pluviais. Caso haja possibilidades de acumulação de neve, convém considerar pendentes maiores. Neste caso concreto, a cobertura terá uma configuração cónica, suportada por pilares interiores.

A referida componente é uma estrutura metálica conseguida através de pilares interiores, asnas metálicas e travessas que suportarão a chapa de cobertura. Todos estes elementos são dimensionados às acções do vento ou sobrecarga, sem menosprezo da imprescindível verificação sísmica.

De acordo com o API650, é considerada uma espessura de 6mm para a chapa de cobertura. Os restantes elementos serão peças metálicas dimensionadas de acordo com o EC3 [23], com base nas características apresentadas nas tabelas de perfis comerciais da ARBED. Pode, desde já, adiantar-se que, os pilares serão peças com secção circular oca; que a asna é constituída por secções em I e em U; quanto às medres serão também secções em I.

Considerou-se que a cobertura será suportada por 5 asnas, como esquematizado na Figura 45, fazendo um ângulo entre elas de 30°.

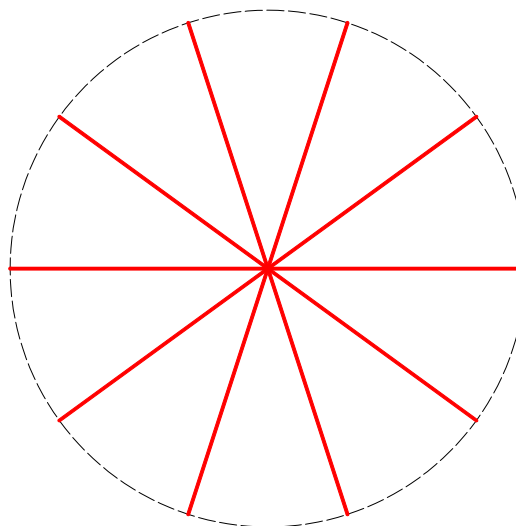


Figura 45 – Esquema da disposição das asnas da cobertura em planta

Na Figura 46 esquematiza-se, em perfil, uma das asnas da cobertura. A asna será suportada por um pilar central, comum a todas as asnas, bem como por pilares intermédios e pela própria parede do tanque, apresentando-se, assim, o esquema estrutural.

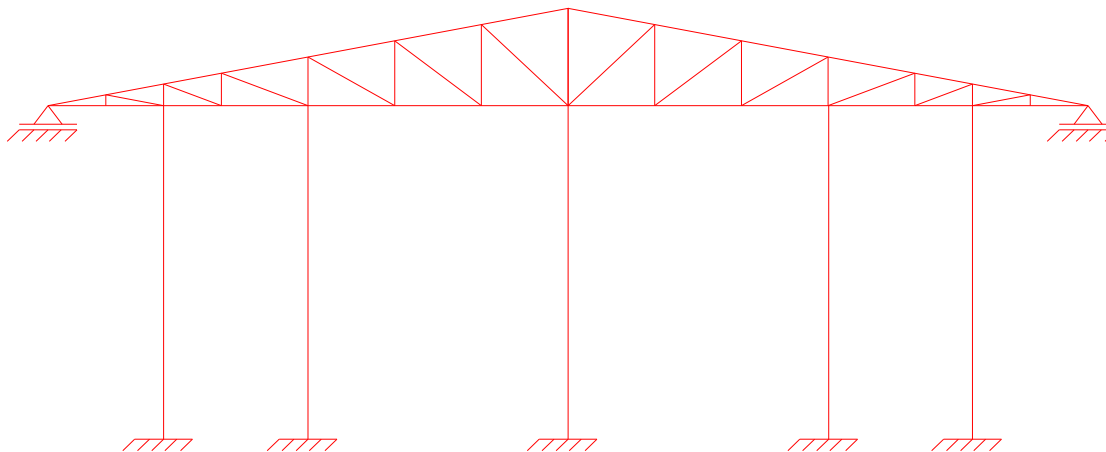


Figura 46 – Perfil de uma asna metálica e respectivos suportes

Os pilares interiores são necessários para suportar as acções da cobertura; caso contrário, a parede do tanque seria excessivamente solicitada.

Com base na disposição das asnas e na geometria da asna apresentada, procedeu-se à medição das áreas de influência, de cada nó, para quantificação das cargas que descarregam em cada um deles. Na Figura 47, apresenta-se a área de influência de cada nó, da parte superior da asna, bem como a numeração de cada um deles.

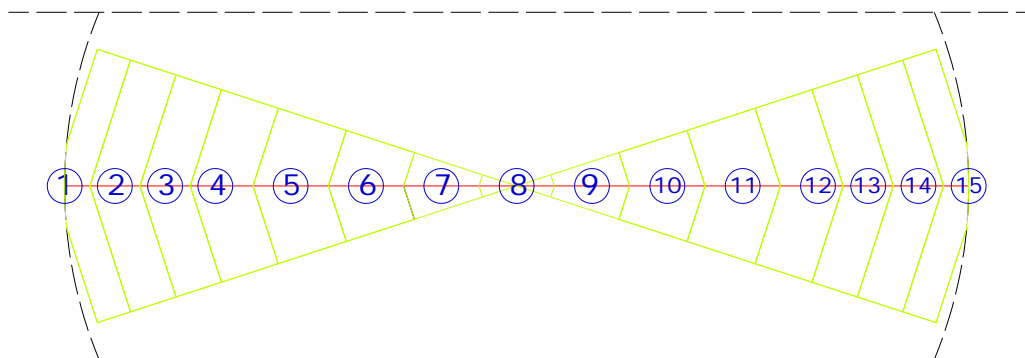


Figura 47 – Áreas de influência de cada nó da asna

#### 5.7.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE AS ACÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA

As acções consideradas no dimensionamento da cobertura são a sobrecarga, o vento e o sismo. Como já apresentado no capítulo 3.2.3., considera-se uma sobrecarga de 1,2 kPa neste tipo de coberturas. Quanto ao vento e ao sismo, seguir-se-ão as recomendações do RSA.

Assim, aproveitando o valor da pressão dinâmica  $w_k$ , já calculado para verificação das paredes do tanque, procede-se à quantificação da acção do vento na cobertura. De acordo com o Quadro I-II do RSA, verifica-se a relação:  $h/b \leq 1/2$  e  $tg \beta = 3,5/18 \rightarrow \beta = 11,2^\circ$ ; neste caso, os valores dos

coeficientes de pressão para coberturas de duas vertentes mais desfavoráveis são -1,2 e -0,4, traduzindo, assim, sucções nas superfícies da cobertura, como representado na Figura 48.

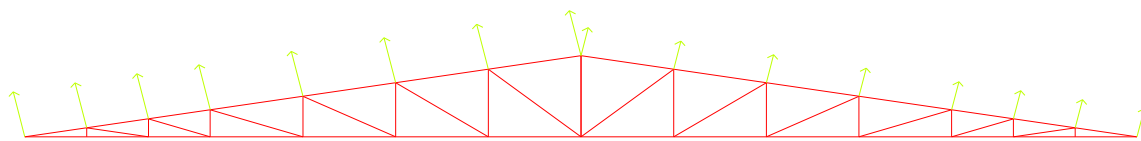


Figura 48 – Esquema das forças nos nós equivalente à acção do vento

Os valores das forças nos nós, devidas a várias acções, bem como as respectivas combinações, encontram-se apresentados na Tabela 27, no anexo 4.

### 5.7.2. DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA

O dimensionamento da cobertura será dividido em varias fases, desde o dimensionamento das travessas, da asna e pilares. A análise estrutural será efectuada no programa comercial de cálculo automático de estruturas, SAP2000. Considerou-se um aço S355, com tensão de cedência de 355MPa, tensão última de rotura 510MPa, módulo de elasticidade de 210GPa e coeficiente de Poisson de 0,30.

#### 5.7.2.1. Dimensionamento das Madres

As madres são vigas simplesmente apoiadas em asnas consecutivas, onde os painéis de chapa da cobertura são suportados. Na Figura 49, apresenta-se a disposição das travessas sobre as asnas.

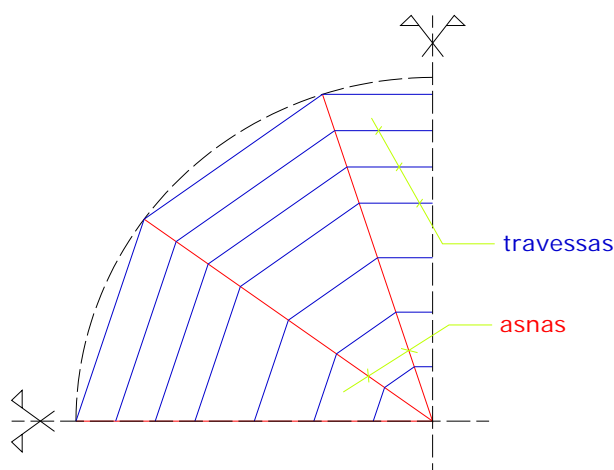


Figura 49 – Disposição das madres sobre as asnas

A madre mais desfavorável, entre as asnas, tem comprimento de 9,90m e uma área de influência de 18,81m<sup>2</sup>. Significa que será dimensionada à flexão simples, como uma viga simplesmente apoiada nos seus extremos. Temos, então, duas combinações fundamentais: uma com acção base sobrecarga e outra com acção base o vento. Apresentam-se, de seguida, os coeficientes de majoração das acções:

$$p_{sd}^V = 1,0 \times g_k + 1,5 \times q_k^V \quad (146)$$

$$p_{sd}^{Sob} = 1,35 \times g_k + 1,5 \times q_k^{Sob} \quad (147)$$

No caso do vento, o coeficiente de majoração das cargas permanentes é unitário, pois apresenta uma acção favorável, dado que o vento tem sentido contrário ao do peso. A combinação, mais desfavorável, verificada foi a combinação com acção base sobrecarga, com uma carga por metro de 4,6kN/m. Assim, o momento máximo é dado pela equação (148).

$$M_{máx}^{travessa} = \frac{P_{sd}^{Sob} \cdot L^2}{8} = 56,4kN \cdot m \quad (148)$$

De acordo com o EC3, considerou-se um perfil com aço S355, em flexão pura, com classe 1. Portanto, o cálculo será realizado em regime plástico; nestas condições e com o momento de dimensionamento, obteve-se um módulo de flexão de 174,8 cm<sup>3</sup>. Consultando a tabela de perfis IPE, adoptou-se o IPE 200 com um módulo de flexão plástico de 220,6 cm<sup>3</sup>. Esta diferença dos módulos de flexão, actuante e resistente, permite garantir que outras cargas devidas a soldas e peças de montagem não comprometam o dimensionamento.

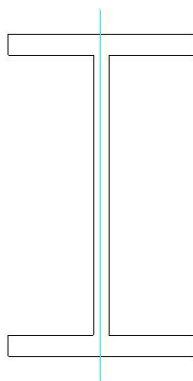


Figura 50 – Esquema de um perfil IPE

Todas as madres serão executadas com perfis IPE200, dispostos como mostra a Figura 50. De notar que estas vigas servem de suporte às chapas de aço da cobertura, onde são aparafusadas ou rebitadas ao banzo superior do perfil, apoiando-se directamente nos nós da asna.

#### 5.7.2.2. Dimensionamento da Asnas e Pilares

A estrutura a analisar para dimensionamento das asnas e dos pilares é apenas uma asna com os respectivos pilares de apoio, exceptuando o pilar central que dá apoio a todas as asnas. Portanto, será apenas analisada e estudada uma asna, como mostra a Figura 51, e todas as outras serão completamente idênticas a esta.

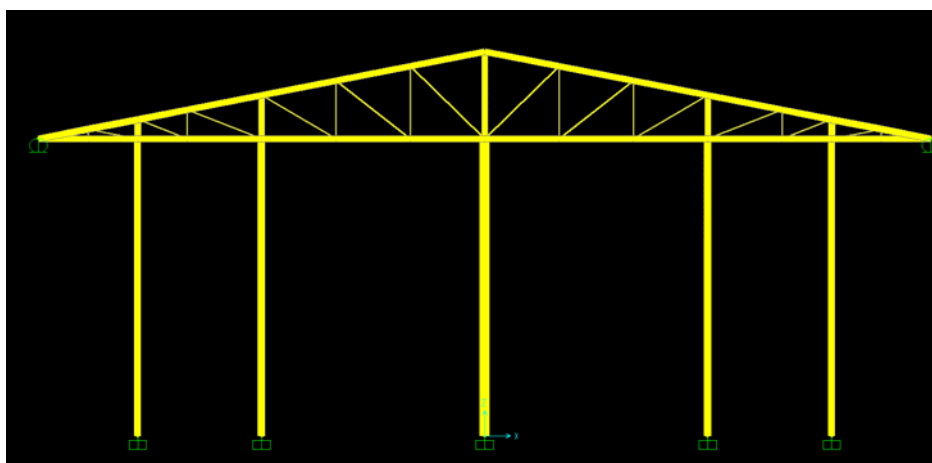


Figura 51 – Asna e pilares 2D, esquema estrutural

No dimensionamento do pilar central, adicionou-se a carga correspondente às restantes asnas, através da aplicação de uma carga concentrada no topo do mesmo. Dado que a combinação mais desfavorável para o dimensionamento das asnas foi a combinação com acção base sobrecarga, o pilar central não terá qualquer tipo de esforços de flexão, pois encontra-se na linha de simetria da geometria e cargas da asna. Assim, todos os outros elementos da asna não dependem das outras. O cálculo da estrutura também poderia ser feito com a estrutura completa, como mostra a Figura 52, mas seria um esforço de introdução de dados e de cálculo bastante maior.

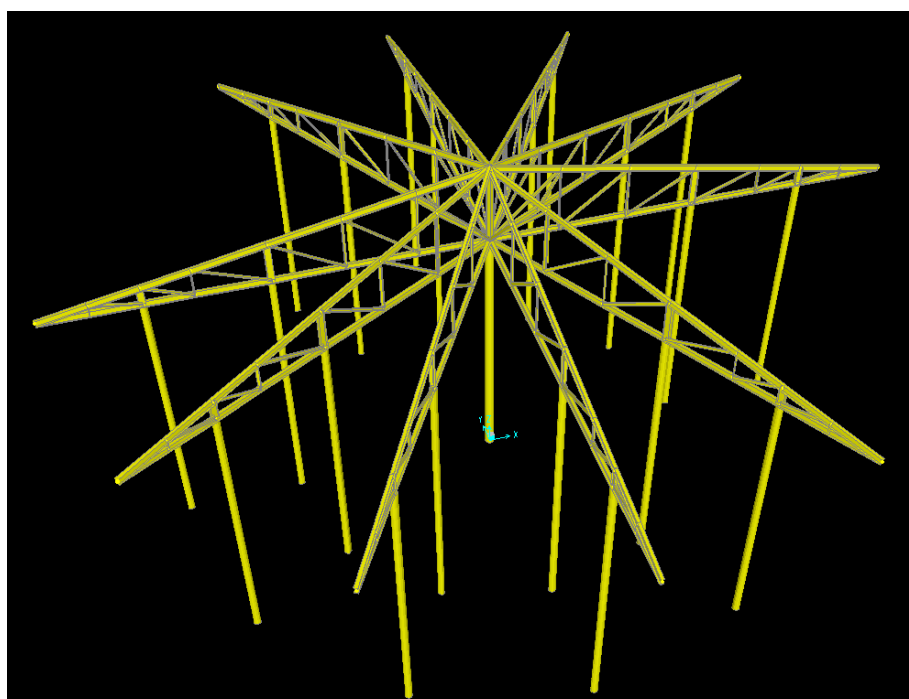


Figura 52 – Esquema das asnas e pilares 3D

As combinações de acções consideradas para o dimensionamento da asna e dos pilares foram também as consideradas para dimensionamento das madres, apresentadas nas expressões (146) e (147). No anexo 4 apresentam-se os esforços nos nós da asna, correspondentes às combinações 1 e 2, referentes à

acção base vento e acção base sobrecarga, respectivamente. Quanto ao peso próprio da asna e dos pilares, não foi calculado directamente, pois o programa já o considera.

O dimensionamento das secções foi realizado no programa de cálculo SAP2000, com recurso ao módulo “Steel Frame Design”, com base no EC3. Este módulo permite dimensionar todas as barras, com base nas combinações seleccionadas e de acordo com critérios propostos pelo EC3. Assim, esta ferramenta revelou-se muito interessante e com uma capacidade de cálculo de estruturas metálicas bastante eficaz.

### 5.7.2.3. Verificação à Acção Sísmica

De acordo com o RSA e com considerações de localização apontadas no capítulo 4.1.3 (zona sísmica A e terreno tipo I), será verificada a segurança sísmica. Por simplificação, considerou-se um sistema de um grau de liberdade e será analisada apenas um asna. Assim, determinou-se a massa e a rigidez, para o grau de liberdade horizontal, ao nível da asna. Para isso, aplicou-se um deslocamento unitário e determinou-se o esforço necessário para tal. Na Figura 53, é visível a deformada da estrutura nestas condições. A rigidez desta estrutura, neste grau de liberdade, é de 760,1 kN.

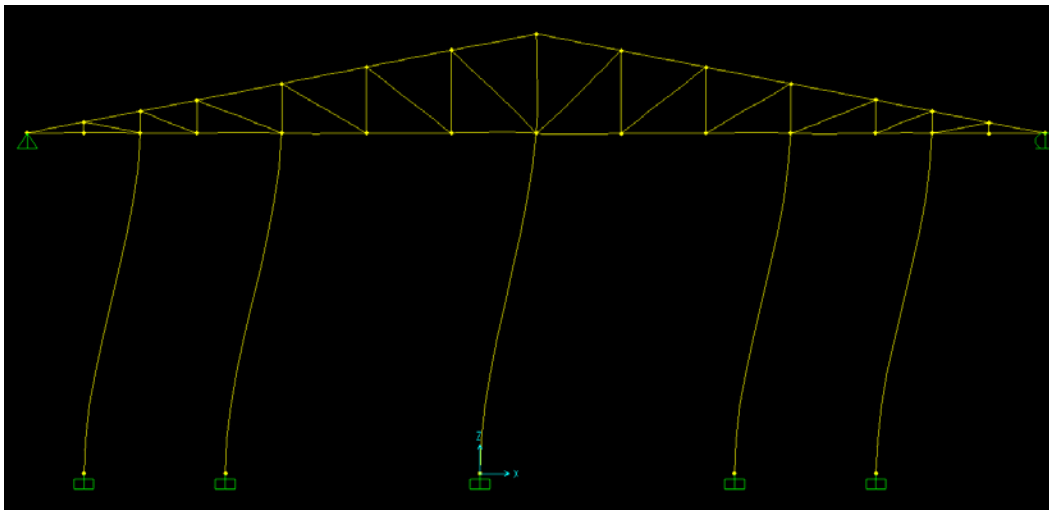


Figura 53 – Deformada com deslocamento unitário ao nível da cobertura

No cálculo da massa do sistema, considerou-se apenas as cargas permanentes e metade da massa dos pilares, chegando, assim, a 17,4 toneladas. Portanto, podemos, desde já, calcular a frequência natural de vibração do sistema, para uma rigidez  $k$  e massa  $M$ , de acordo com a seguinte equação:

$$w = \sqrt{\frac{k}{M}} = \sqrt{\frac{760,1}{17,4}} = 6,62 \text{ rad} \cdot \text{s}^{-1} \quad (149)$$

Consultando os espectros de resposta apresentados no RSA, para acção sísmica do tipo I e II, as acelerações máximas espectrais, para cada tipo de acção, são  $247 \text{ cm/s}^2$  e  $307 \text{ cm/s}^2$ , respectivamente. Foi considerado um coeficiente de amortecimento de 2%, para estruturas metálicas.

O deslocamento máximo  $S_d^{\text{máx}}$ , é conseguido através da equação (150), com base nas acelerações máximas espectrais,  $S_a^{\text{máx}}$ , de cada tipo de acção sísmica:

$$S_d^{máx} = \frac{S_a^{máx}}{w^2} \quad (150)$$

Assim, para a acção sísmica do tipo II, neste caso mais desfavorável, chegou-se a um deslocamento máximo de 5mm. Aplicando este deslocamento à estrutura, modelada no SAP2000, verificou-se a estabilidade da estrutura de acordo com o EC3.

## 5.8. ESCADA HELICOIDAL CIRCULAR

A escada de acesso ao topo do tanque é toda ela uma estrutura metálica, de acordo com as recomendações do API650. A escada é constituída por dois guarda – corpos, um em cada lado, e por duas vigas metálicas longitudinais, onde os degraus e o guarda – corpos terão apoio sobre pilares metálicos.

Considerou-se, como anteriormente, um aço S355, com tensões características de cedência e de rotura de 355MPa e 510MPa, respectivamente. Módulo de elasticidade de 210GPa e coeficiente de Poisson de 0,30.

### 5.8.1. DIMENSIONAMENTO DOS GUARDA – CORPOS

O guarda – corpo será dimensionado de acordo com as especificações apresentadas nas tabelas 3-17 e 3-18 do API650. Apresentará uma configuração como mostra a Figura 54.

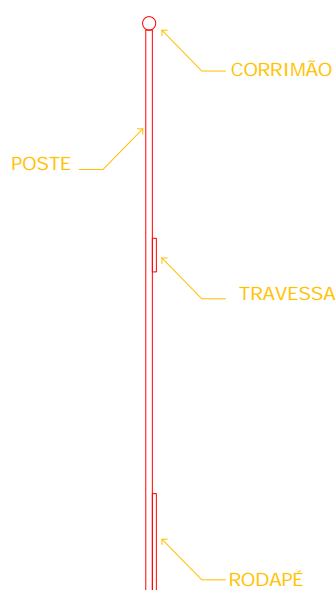


Figura 54 – Esquema do guarda – corpo

Como é visível, o guarda – corpo deverá ser uma estrutura suficientemente resistente para aguentar com uma carga na horizontal de 890N. A distância máxima entre 2 postes consecutivos é de 2.4m. Quanto à altura do guarda – corpo, medido verticalmente, desde o degrau ao corrimão, é de 0,86m. Considerei um rodapé com altura de 150mm e 6mm de espessura. Colocou-se ainda uma travessa intermédia com 50mm de altura e 6mm de espessura.

Perante as características apresentadas, o dimensionamento do poste é simples, considerando a carga de dimensionamento aplicada na direcção horizontal ao nível do corrimão, e o poste encastrado na base ficará em flexão simples. Consultando a tabela de perfis UPN, verifica-se que o perfil mais pequeno aguenta esta carga com uma margem de segurança considerável. Assim, será adoptado UNP80 para os postes do guarda – corpo.

#### 5.8.2. DIMENSIONAMENTO DA ESCADA

A escada terá uma largura de 75cm, respeitando, assim, o mínimo proposto pelo API650, 61cm. A escada estará afastada de 20cm da parede do tanque, tendo, assim, de ser protegida pelos respectivos guarda – corpos. Os degraus, bem como a respectiva estrutura da escada, terão de ser dimensionados para resistir a uma carga vertical de 4,45kN. Assim, são considerados degraus com largura de 25cm e altura de 19cm, materializados com uma única chapa metálica com 6mm de espessura, não sendo necessário o espelho do degrau.

Esta estrutura será dimensionada com o auxílio de um programa de cálculo de estruturas comercial, SAP2000. O esquema estrutural do modelo de cálculo é simples, considerando, por aproximação, uma estrutura rectilínea e não curvilínea. Este modelo é considerado válido, devido ao grande raio da parede do tanque e à dimensão em planta do desenvolvimento da escada, como podemos observar na Figura 55. Foi analisada apenas uma viga longitudinal e os respectivos pilares, devido à simetria da estrutura. Os pilares estão fixos à base com restrição apenas das translações, sendo esta situação a mais desfavorável para a estrutura.

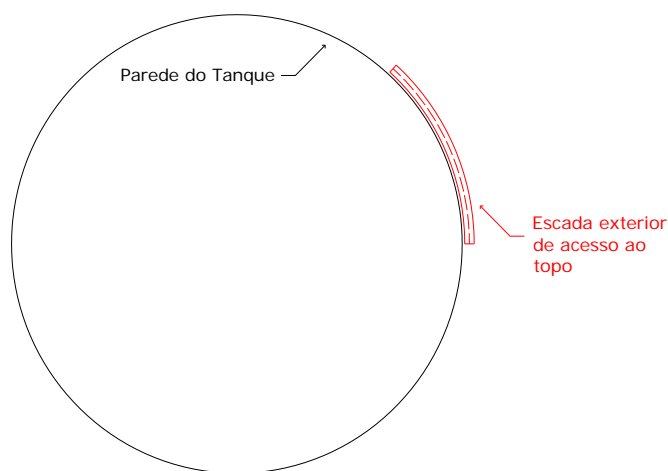


Figura 55 – Vista em planta da escada

As cargas de dimensionamento da escada são o peso próprio dos degraus e dos guarda – corpos, bem como o próprio peso da estrutura e a respectiva carga variável de cálculo proposta pelo API650, 4,45kN. Portanto, o peso destas componentes é de 0,75kN/m, considerando uma margem para soldaduras e outras peças acessórias à construção da escada. Logo, este valor corresponde apenas aos degraus e guarda – corpos. Quanto ao peso das vigas e dos pilares, o programa SAP2000 considera essa carga automaticamente nas respectivas combinações. Foram considerados dois casos de carga, um com a carga variável num tramo da viga e outro caso com a carga no outro tramo. De notar que, como

apenas foi analisada metade da estrutura, devida à sua simetria, foi considerado metade do valor das cargas.

Assim, como na cobertura, recorreu-se também ao módulo “Steel Frame Design” para dimensionamento e verificação da segurança da estrutura, de acordo com o EC3. Na Figura 56, representam-se as dimensões do modelo, bem como as secções das barras. Considerou-se que todos os elementos de barra seriam constituídos por perfis do tipo IPE.

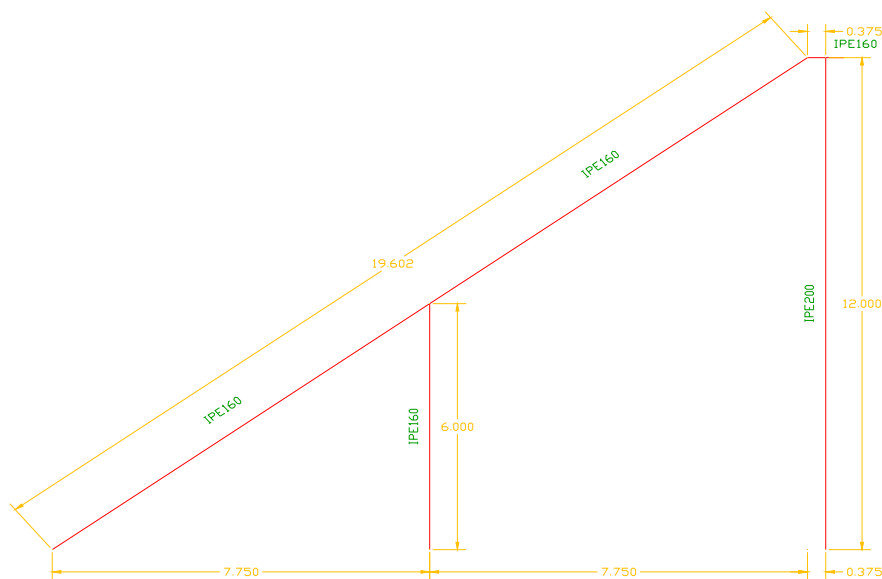


Figura 56 – Secções das barras e respectivas dimensões

De notar que o travamento dos dois alinhamentos de viga é apenas realizado pela própria chapa dos degraus. Antes de mais, convém salientar que, a aproximação efectuada à geometria do modelo de cálculo é conservativa, pois considera-se um modelo geometricamente menos rígido. O facto da escada apresentar uma geometria circular helicoidal é mais rígido, mas neste caso, como o arco descrito em planta pela escada aproxima-se a um alinhamento recto, face ao raio do tanque e respectivo perímetro.



# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objectivo inicial a análise sísmica e avaliação da segurança estrutural de tanques circulares metálicos de grandes dimensões. No entanto, no decorrer do trabalho, os resultados obtidos extravasam outras áreas do conhecimento, que se entenderam fundamentais para compreender as questões relativas aos propósitos iniciais.

Os capítulos foram organizados de modo a permitir adquirir um enquadramento e noção das ideias necessárias ao entendimento do fenómeno sísmico e sua interacção com o comportamento do líquido.

Como resultado deste estudo, é indispensável a consideração do efeito da acção sísmica no dimensionamento e na avaliação da segurança de tanques de armazenamento de líquidos em zonas com potencial actividade sísmica.

Os métodos apresentados pelos regulamentos considerados, o EC8 e o API650, de análise espectral, são indicados para estudos de projecto. Estes métodos também foram considerados no dimensionamento do tanque, mais propriamente na quantificação dos esforços sísmicos espectrais. Foi feita, também, uma breve comparação dos métodos apresentados por cada um dos regulamentos. Daí reconhecer-se ser o EC8 o que apresenta, claramente, valores bastante conservativos.

O pré – dimensionamento da parede, as características de equipamentos técnicos, as verificações de segurança, apresentados pelo API650, revelaram-se extremamente úteis, ou não estivéssemos a falar de uma referência no que diz respeito a tanques metálicos circulares. Foram aplicadas as metodologias de dimensionamento sísmico, do API650 e do EC8, a um caso prático, para as situações mais desfavoráveis de cada um deles.

São várias as razões apontando a necessidade de se efectuar uma análise sísmica neste tipo de estruturas, basta pesquisar alguns acontecimentos históricos de danos ocorridos nestas estruturas. A análise da resposta comportamental de tanques metálicos circulares, ancorados ou não ancorados, revela-se indispensável para limitar os estados de risco de ocorrência de fenómenos de instabilidade. Esta análise pode ser conseguida através do método dos elementos finitos, como efectuado neste

trabalho, e daí tirar as devidas conclusões, comparando sempre com métodos ou procedimentos simplificados e propostos por autores de estudos nesta área, ou com regulamentos próprios.

No presente estudo foram apresentados e empregues métodos de análise, admitindo-se o comportamento elástico e linear dos materiais. Foi realizada a análise de um tanque metálico circular com água no seu interior, sujeito a acções estáticas e dinâmicas. Quanto às acções dinâmicas, foram consideradas algumas excitações sísmicas regulamentares e determinadas aleatoriamente, mas em consonância com as regras preconizadas no RSA.

Procedeu-se utilizando um programa de modelação em elementos finitos, ANSYS. Aplicaram-se condições de equilíbrio ao modelo e calculou-se a resposta do sistema, tanque – líquido, à acção sísmica horizontal. Foi feita uma análise no tempo com recurso ao método de Newmark.

A análise transiente, utilizada no modelo realizado no ANSYS, permite a análise de um tanque considerando a acção sísmica real, traduzida por diagramas de deslocamentos ao longo do tempo, e permite obter o comportamento ao longo do tempo de actuação de um sismo. Neste modelo foi incluído o efeito hidrodinâmico da água contida pelo tanque, simulando, assim, o deslocamento desta, bem como as respectivas pressões hidrodinâmicas na parede do tanque. Este aspecto permite analisar a interacção do líquido com a estrutura em eventos dinâmicos.

Para além disto, foi também analisada a influência da rigidez na fundação do tanque, quando sujeita a acção sísmica horizontal.

O processo foi conduzido no domínio do comportamento linear dos deslocamentos e para pequenos deslocamentos da parede do tanque. Contudo, o cálculo permitiu, face às acções consideradas, indicar a possibilidade, ainda que reduzida, da ocorrência de roturas localizadas, principalmente a designada encurvadura “pata de elefante”.

Os tanques metálicos de grandes dimensões impõem carregamentos nas fundações que podem gerar deformações globais e/ou localizadas, particularmente em zonas com deficientes condições de resistência ou não uniformidade do solo de fundação. Convém estudar as propriedades geotécnicas do solo de fundação para estudo inicial das implicações estruturais no dimensionamento do tanque. A viga – anel, como tipo de fundação de tanques circulares metálicos de grandes dimensões, tem vantagens em reduzir os efeitos excessivos de deslocamentos na base da parede do mesmo. Assim, os custos de detalhes das tubagens para limitar os danos devidos as deformações excessivas do tanque e nos detalhes de ancoragem para assegurar a ductilidade destas componentes, aquando de um sismo para tanques ancorados, é avaliável.

Verifica-se que a segurança dos tanques, desde que tenham uma geometria adequada e materiais com características mecânicas satisfatórias, é garantida em todas as combinações de acções estáticas. Para as combinações em que intervêm as acções sísmicas, a estabilidade pode não ser garantida. No entanto, é de esperar que tanques bem dimensionados não sofram roturas catastróficas, podendo, contudo, na situação após sismo, vir a exigir algumas reparações.

O dimensionamento de algumas estruturas relevantes num projecto de tanques foi também levado a cabo, como a cobertura e a escada exterior de acesso ao topo. Foram adoptadas as indicações do API650 para as cargas de dimensionamento, bem como respectivas imposições geométricas. A análise da segurança foi realizada num outro programa de cálculo automático de estruturas, o SAP2000. Este programa é mais indicado para o dimensionamento ou projecto de estruturas. Foi utilizada uma ferramenta extremamente útil, na área das estruturas metálicas, que permite verificar a segurança das

mesmas de acordo com alguns regulamentos mundiais. Neste caso todo, o dimensionamento teve como base o EC3, como não podia deixar de ser.

A acção do vento foi também, simplificada, verificada. Quer na parede do tanque, na situação do tanque vazio, a mais desfavorável, quer na cobertura. A cobertura, neste projecto, foi considerada como uma estrutura praticamente independente, dado apresentar uma estrutura própria de suporte, não contribuindo, assim, no desempenho da parede, apesar de ainda considerar que existe uma restrição de deslocamento vertical na zona de contacto.

Os pernos de ancoragem da parede do tanque à fundação também foram dimensionados. Embora sabendo-se não ser uma solução propriamente económica, é manifesto o interesse do seu dimensionamento.

De uma forma geral, consideram-se cumpridos os objectivos propostos inicialmente, mesmo reconhecendo tratar-se na análise de um problema cujo conhecimento, à partida, ainda não é abundante nesta área.

Finalmente, sintetizaram-se assuntos em capítulos, que bem poderão interessar a futuros estudos.

## **6.2. PERSPECTIVAS PARA TRABALHOS FUTUROS**

A elaboração deste trabalho teve como objectivo principal inicial a aquisição de conhecimentos na âmbito da realização de análises e avaliação da segurança estrutural de tanques metálicos circulares, completos com o respectivo líquido.

Com este propósito e em resultado das pesquisas efectuadas, fui apresentando ao longo do texto alguns estudos importantes na área. Esta pesquisa permitiu adquirir um conjunto de conhecimentos, no que diz respeito a procedimentos e metodologias de análise sísmica e verificação prática num programa computacional de cálculo automático de estruturas.

Espera-se que este trabalho possa encorajar futuras investigações, e tenha aplicações práticas. Portanto, sugerem-se alguns trabalhos ou análises que ficaram por explorar e que poderão servir para temas de estudos em trabalhos futuros. Como visto, a determinação do comportamento estrutural de um tanque de grandes dimensões sob a acção sísmica é de primordial importância para avaliação da segurança deste tipo de estruturas. Apesar de se terem registado avanços significativos nos meios e métodos de análise sísmica, verifica-se que é necessário desenvolver estudos em diversas áreas para melhoria das análises, projectos e avaliação da segurança.

Refere-se a análise não linear, um trabalho computacional superior e um maior esforço de análise, uma vez que exige um maior detalhe na discretização da estrutura e volume de cálculo para simular o comportamento linear dos materiais. Esta seria uma extensão bastante potenciadora do estudo do levantamento da base do tanque, no caso de não ancorado, bem como de fenómenos de instabilidade local registada nas paredes do tanque, devido a fenómenos de excitação sísmica. Actualmente, verifica-se que não são as metodologias e meios de cálculo os principais impedimentos à realização dessas análises.

Também se revela a necessidade da avaliação do comportamento sísmico de tanques existentes, a maioria dos quais dimensionados por critérios que não correspondem às metodologias actualmente empregues para os sismos definidos pela regulamentação. Assim, uma outra análise poderá ser levada a cabo em trabalhos futuros, uma análise dinâmica com excitações verticais e/ou combinando com

excitações horizontais, dado que um sismo apresenta, como característica principal, a sua indeterminação, quer na sua intensidade, quer na forma de actuação.

Como conclusão final, entende-se que a realização de estudos de análise do comportamento sísmico de tanques permite um conhecimento mais aprofundado do desempenho destas estruturas, bem como a detecção de comportamentos que possam colocar em risco populações e bens.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] [www.wikipedia.org](http://www.wikipedia.org)
- [2] Veletsos, A.S., and Tang, Y., *Soil-Structure Interaction Effects for Laterally Excited Liquid Storage Tanks*, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, No. 1, May 1990, pp. 473-496.
- [3] Barros, R.C., *Parametric study of the Seismic Response of Anchored Metallic Tanks by International Design Codes*, The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- [4] Kawasumi, H., *General Report on the Nigata Earthquake of 1964*, Tokyo Electrical Engineering College Press, Março 1968.
- [5] U.S. Department of Commerce, *San Fernando, California Earthquake of February 9, 1971*, Vol. II, NOAA, Washington, D.C., 1973.
- [6] Jacobsen, L.S., and Ayre, R.S., *Hydrodynamic Experiments with Rigid Cylindrical Tanks subjected to Transient Motions*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 41, 1951.
- [7] Housner, G.W., *Dynamics Pressures on Accelerated Fluid Containers*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 47, No. 1, Janeiro 1957.
- [8] Epstein, H.I., *Seismic Design of Liquid Storage Tanks*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST 9, Setembro 1976.
- [9] Veletsos, A.S. and Yang, J.K., *Earthquake Response of Liquid Storage Tanks*, Advances in Civil Engineering, Proceedings ASCE Annual EMD Specialty Conference, Raleigh, N.C., 1977.
- [10] Housner, G.W. and Haroun, M.A., *Vibration Tests of Full-Scale Liquid Storage Tanks*, Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Agosto 1979.
- [11] Myers, E. Philip, *Aboveground Storage Tanks*, McGraw-Hill, 1997.
- [12] Veletsos, A.S., *Seismic Effects in Flexible Liquid Storage Tanks*, Proceedings of the International Association for Earthquake Engineering Fifth World Conference, Vol. 1, Roma, Itália 1974.
- [13] Barros, R.C., *Alguns Danos em Tanques Durante Sismos e Abordagem Crítica do Projecto Conceptual Anti-Sísmico de Tanques Metálicos de Armazenamento de Líquidos*, Relatório Técnico Interno desenvolvido no âmbito do Prémio MAPFRE-2002 (Relatório da 1<sup>a</sup> Fase), Maio 2003.
- [14] API 650, *Welded storage tanks for oil storage*, American Petroleum Institute Standard, Washington D. C., 1998.
- [15] Eurocode 8, *Design of structures for earthquake resistance*, Part 1-General rules, seismic actions and rules for buildings and Part 4–Silos, tanks and pipelines, European committee for Standardization, Brussels, 2003.
- [16] Wozniak, R.S. and Mitchell, W.W., *Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tank*”, Paper presented at the API Refining 43rd Midyear Meeting, Toronto, Canada, Maio 1978.
- [17] Barros, R.C., *Seismic Response Envelopes of a Bottom Supported Tank*, Department of Civil Engineering, University of Porto, Portugal, 2002.

[18] Richardt, F.E., Hall, J.R. and Woods, R.D., *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice-Hall, 1970.

[19] Fang, Hsai-Yang, *Foundation engineering handbook*, Springer, 1991.

[20] Priestley, M.J.N., Wood, J.H. and Davidson, B.J., *Seismic Design of Steel Storage Tanks*, Pacific Structural Steel Conference, volume 4, Auckland 1986.

[21] Crawford, K.N., *Thin Walled Steel Storage Tanks – Foundation Design Consideration Tanks*, Pacific Structural Steel Conference, volume 4, Auckland 1986.

[22] Marr et al., *Criteria for Settlement of Tanks*, ASCE GT8 August 1982.

[23] Eurocode 3, *Design of steel structures*, European committee for Standardization, Brussels, 2003.

## **ANEXO 1**

Sismos aleatórios considerados na análise dinâmica do modelo



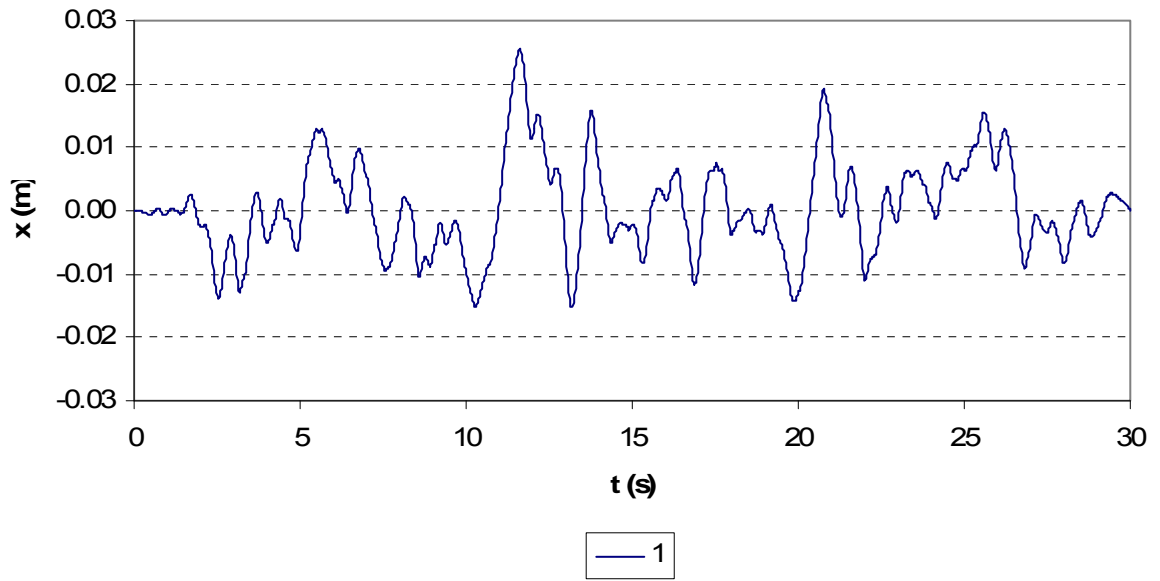


Figura 57 – Configuração do sismo aleatório 1



Figura 58 - Configuração do sismo aleatório 2

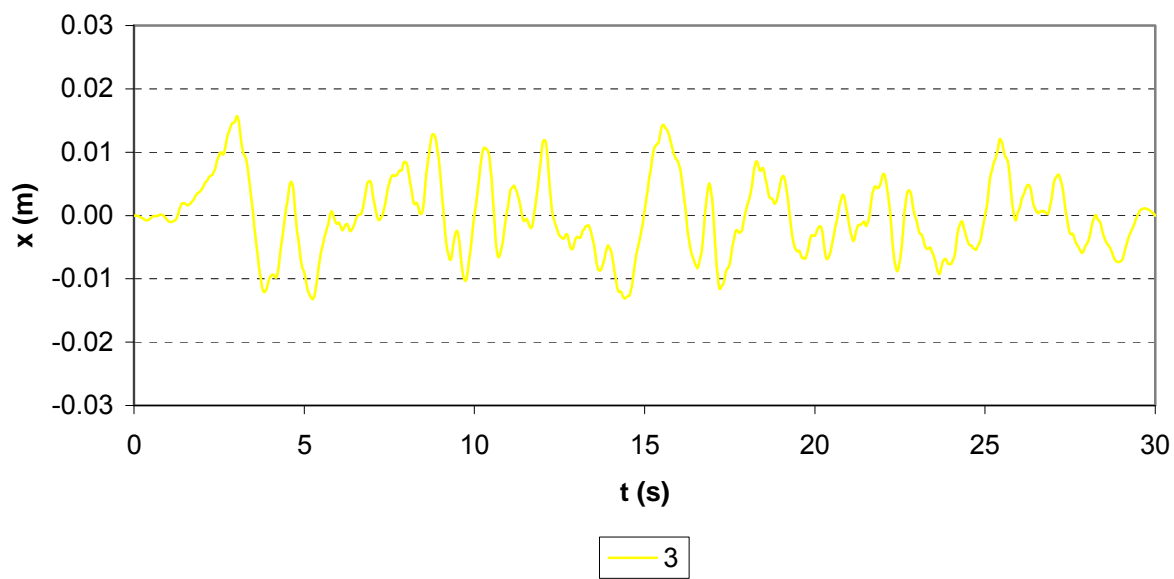


Figura 59 - Configuração do sismo aleatório 3

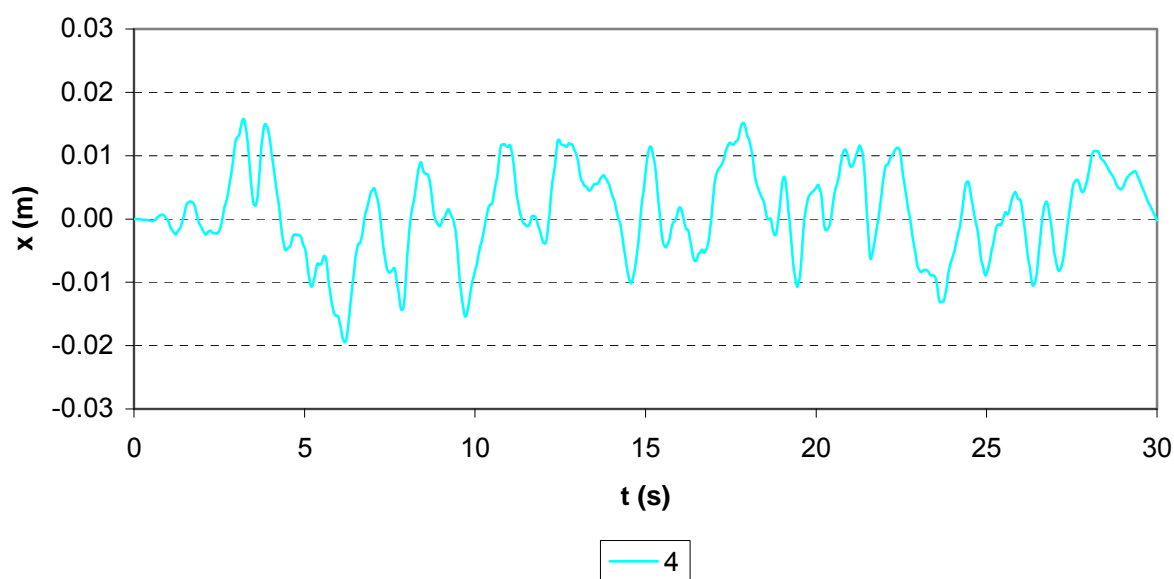


Figura 60 - Configuração do sismo aleatório 4

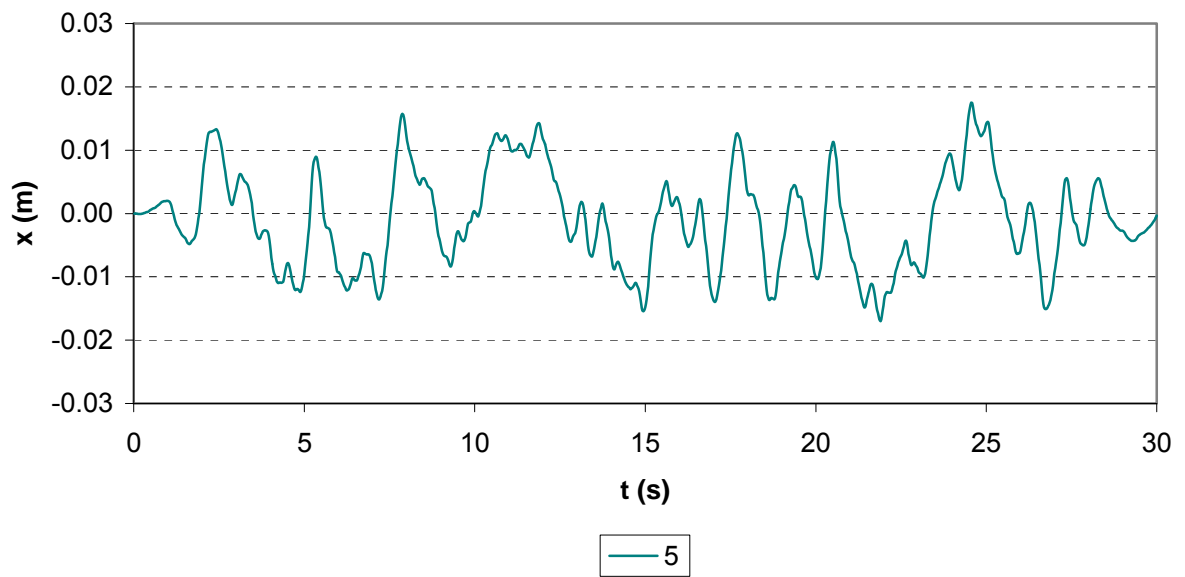


Figura 61 - Configuração do sismo aleatório 5



## **ANEXO 2**

Alturas de onda registadas durante a resposta sísmica



Foram registados os deslocamentos verticais do líquido sendo apresentadas essas alturas da onda em pontos opostos, como se verificam nas figuras seguintes, para tanques considerados como rígidos e com paredes flexíveis. De referir que o tempo encontra-se em segundos, assim, como o deslocamento em metros.

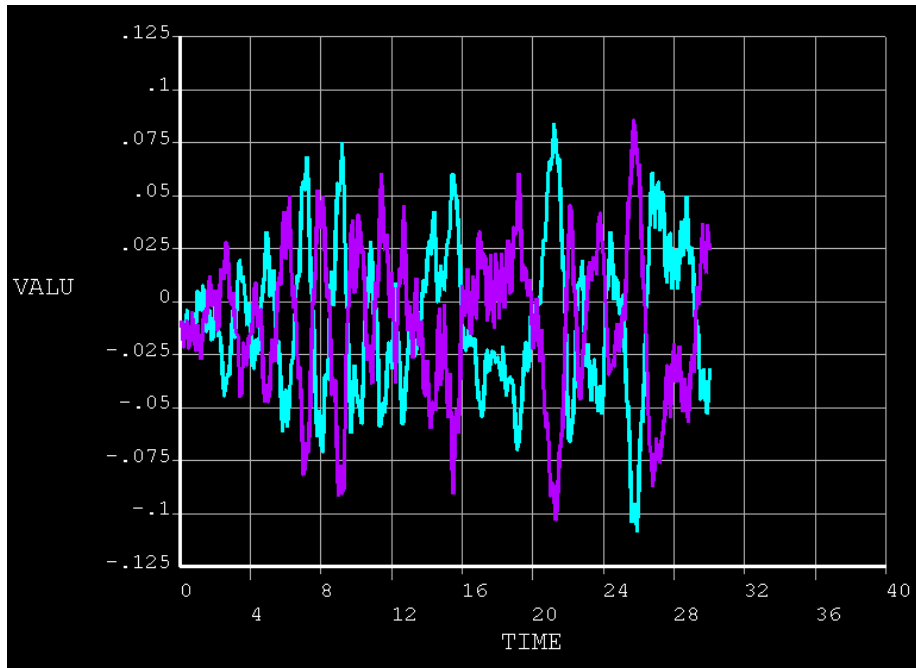


Figura 62 – Altura da onda do líquido para o sismo 2, com estrutura flexível, [m]

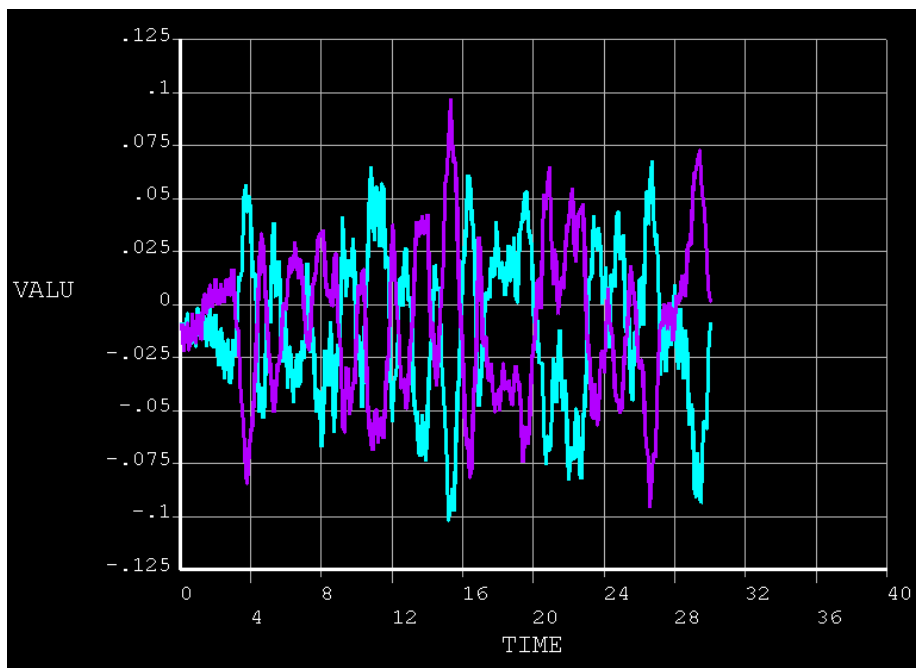


Figura 63 – Altura da onda do líquido para o sismo 3, com estrutura flexível [m]

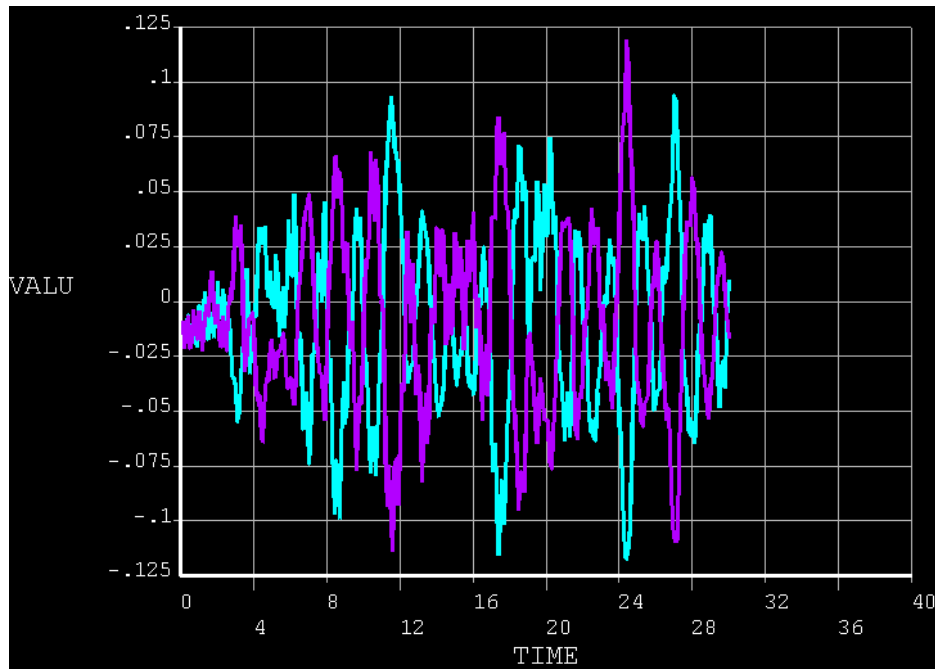


Figura 64 – Altura da onda do líquido para o sismo 4, com estrutura flexível [m]

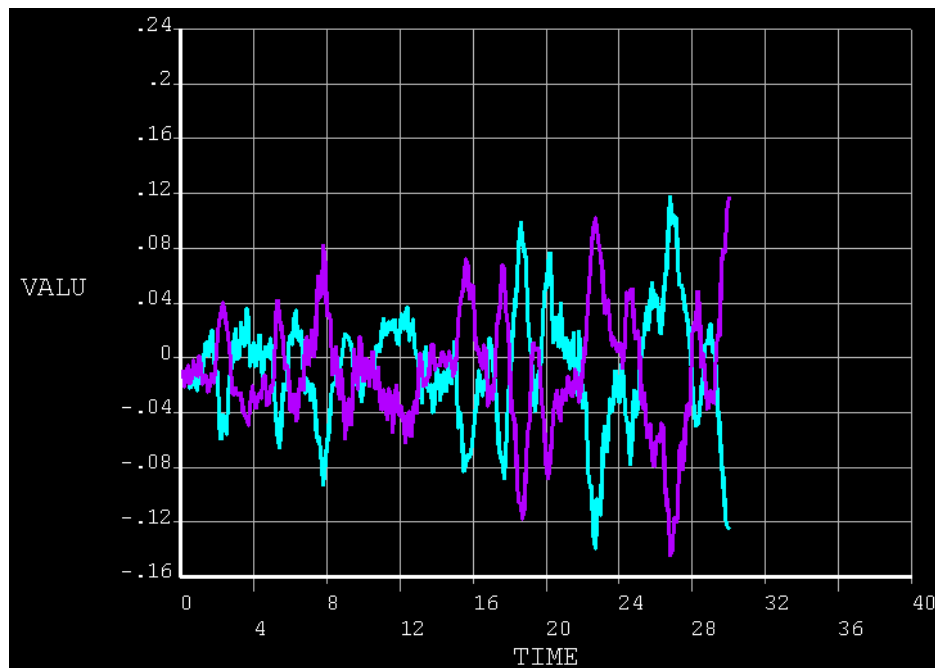


Figura 65 – Altura da onda do líquido para o sismo 5, com estrutura flexível [m]

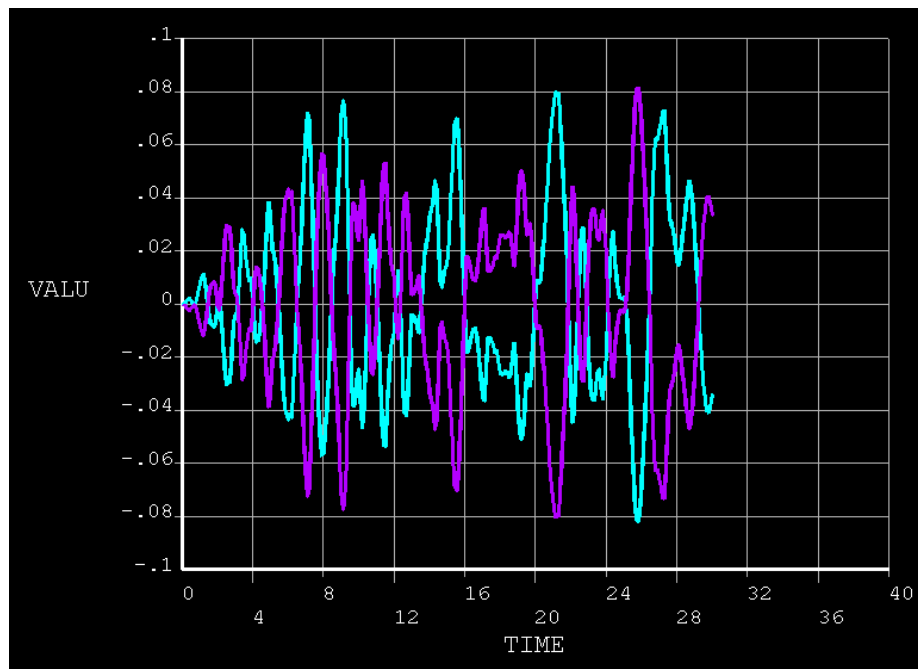


Figura 66 – Altura da onda do líquido para o sismo 2, com estrutura rígida [m]

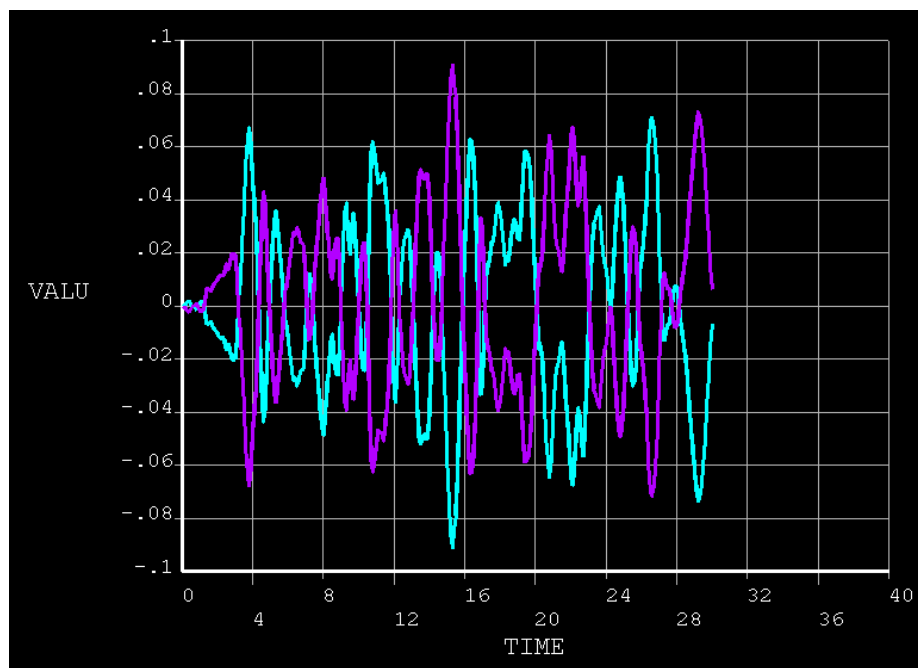


Figura 67 – Altura da onda do líquido para o sismo 3, com estrutura rígida [m]

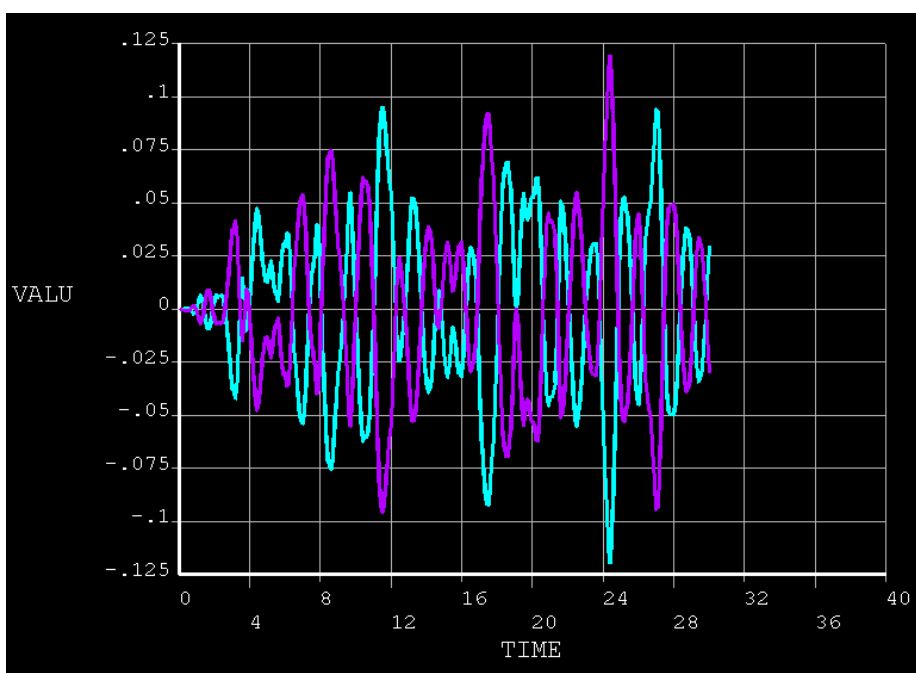


Figura 68 – Altura da onda do líquido para o sismo 4, com estrutura rígida [m]

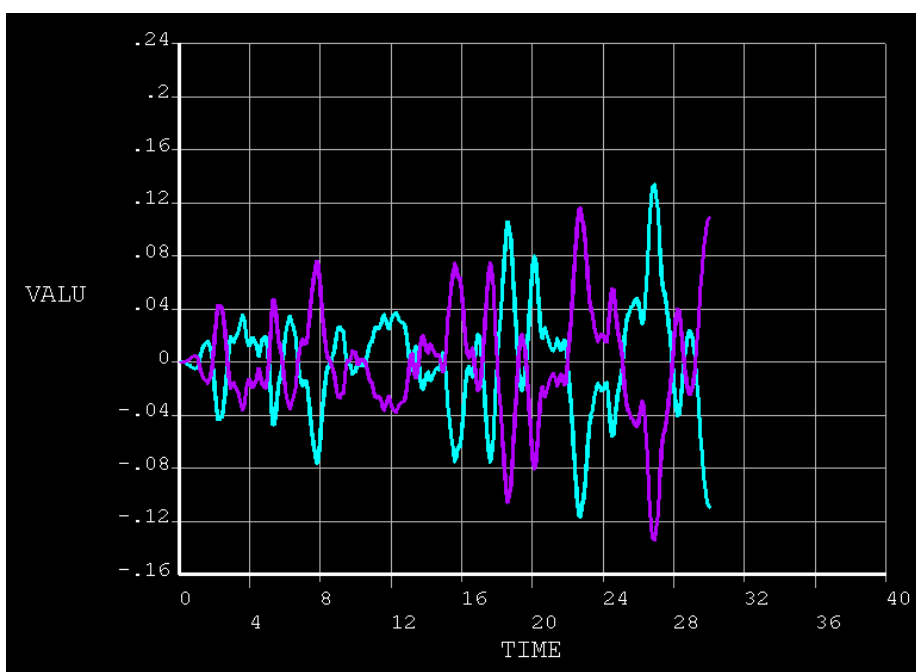


Figura 69 – Altura da onda do líquido para o sismo 5, com estrutura rígida [m]

## **ANEXO 3**

Mapas de tensões nas paredes



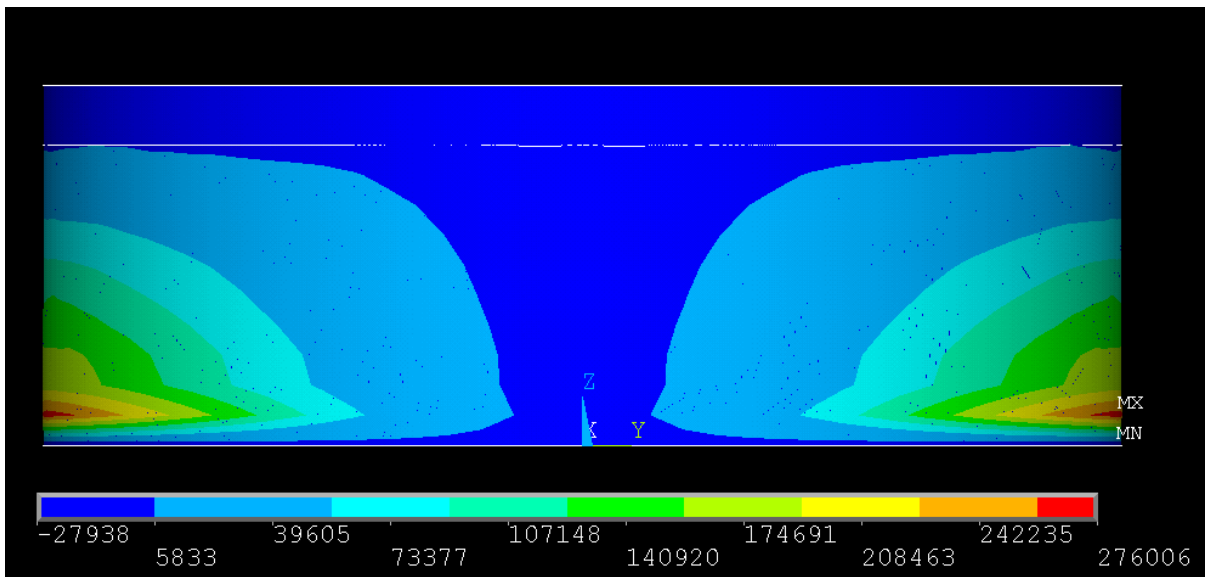


Figura 70 – Tensões na parede, Sx, do sismo 1, [kPa]

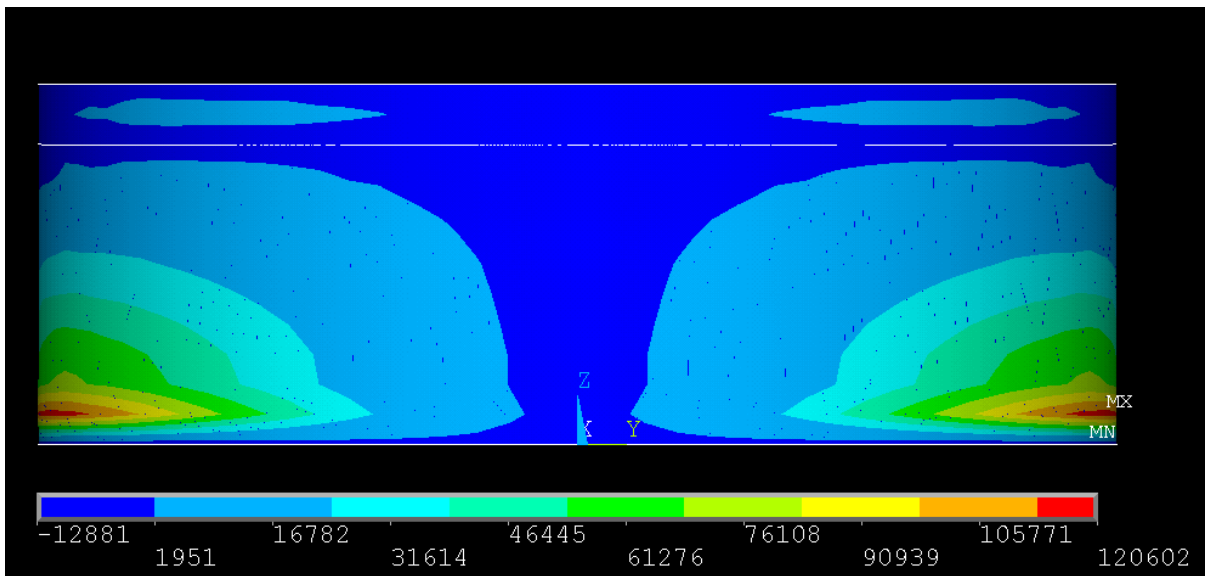


Figura 71 – Tensões na parede, Sx, do sismo 2, [kPa]

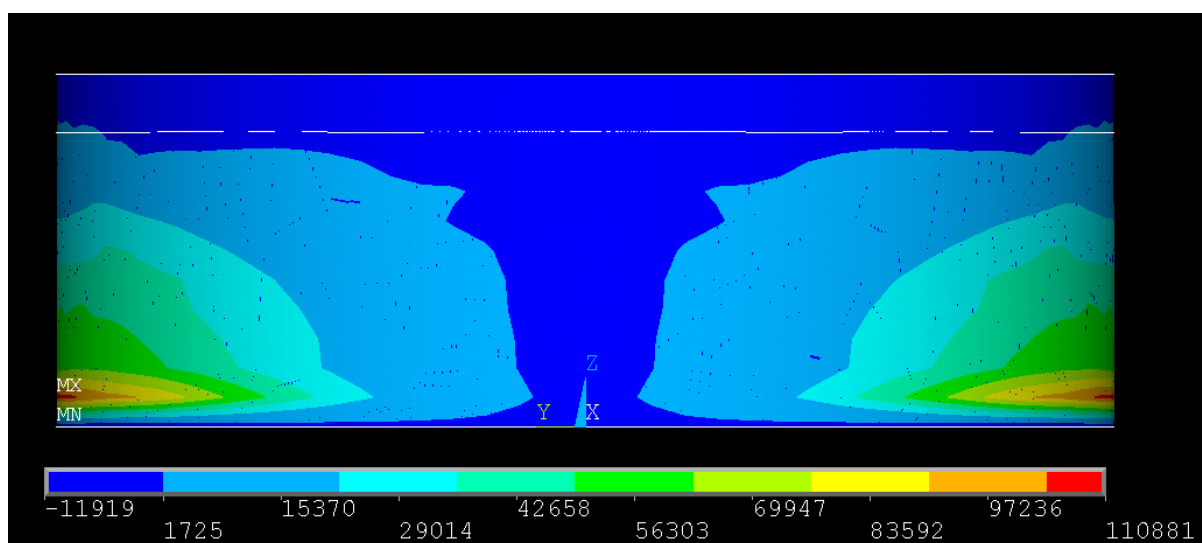


Figura 72 – Tensões na parede,  $S_x$ , do sismo 3, [kPa]

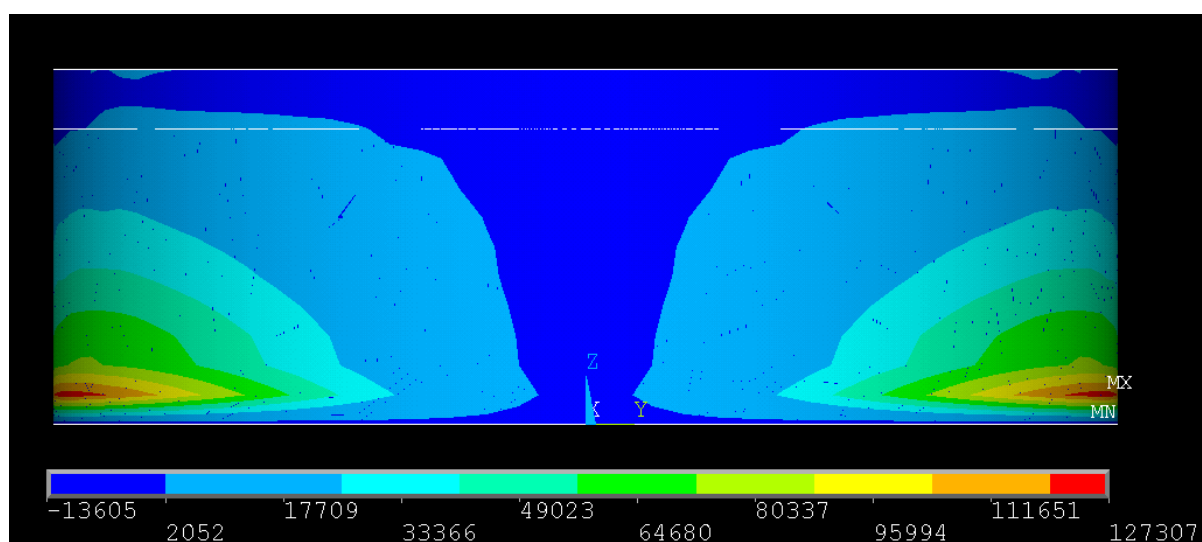


Figura 73 – Tensões na parede,  $S_x$ , do sismo 5, [kPa]

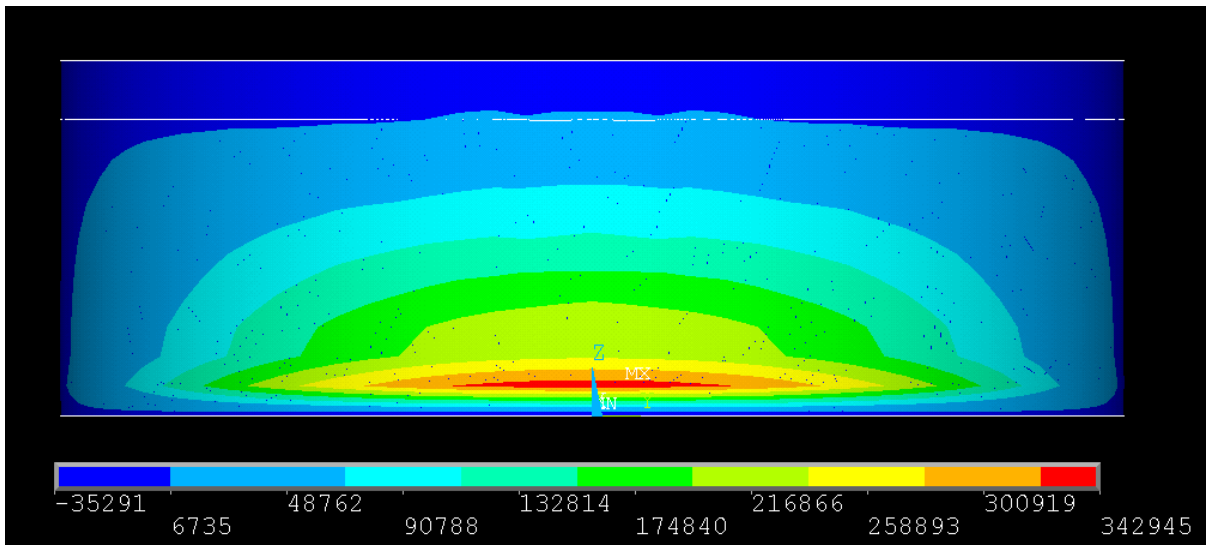


Figura 74 – Tensões na parede,  $S_y$ , do sismo 1, [kPa]

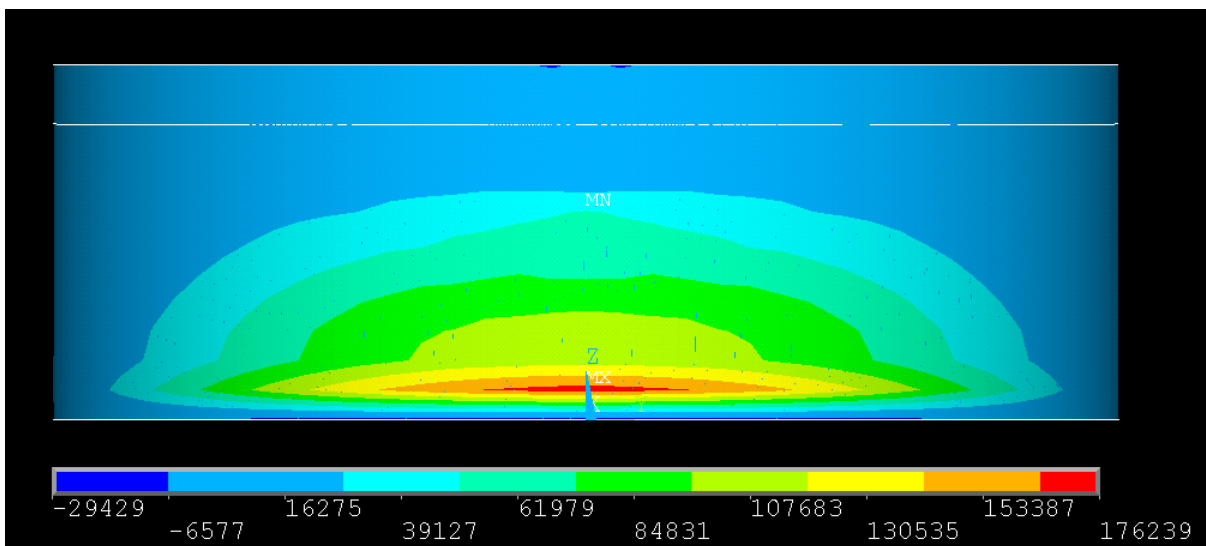


Figura 75 – Tensões na parede,  $S_y$ , do sismo 2, [kPa]

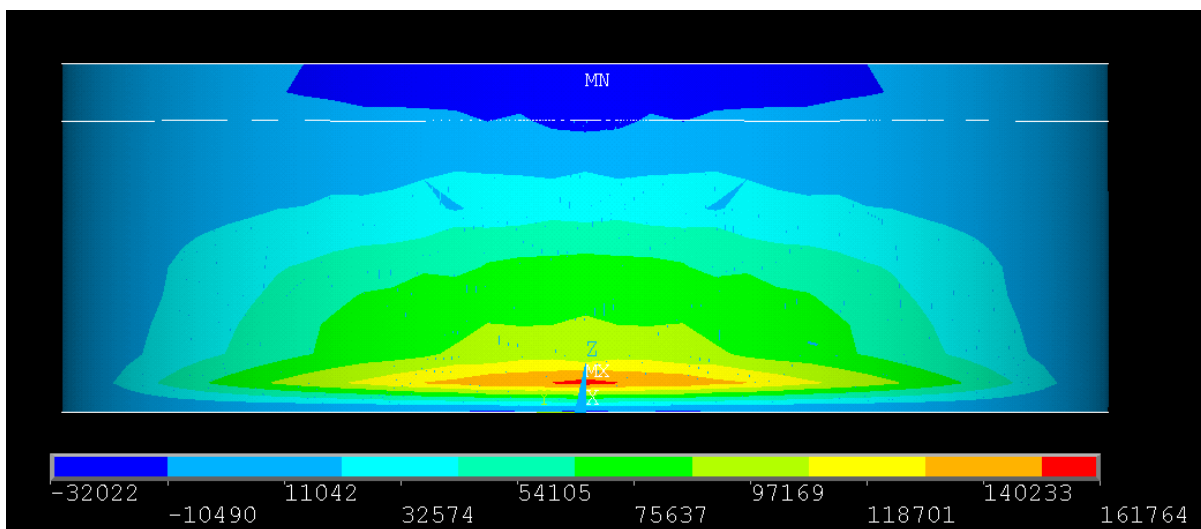


Figura 76 – Tensões na parede,  $S_y$ , do sismo 3, [kPa]

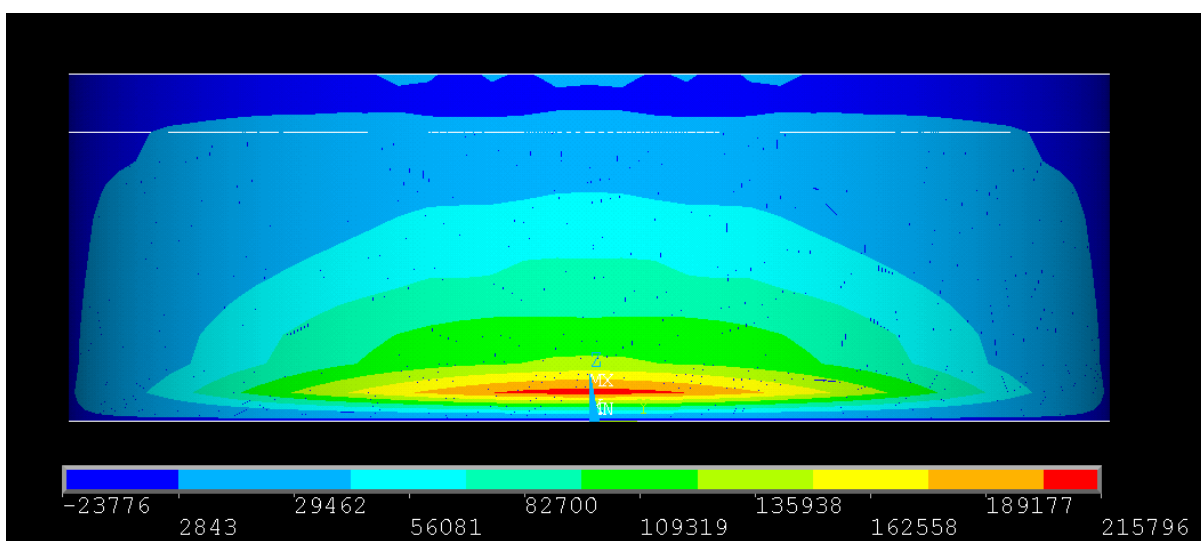


Figura 77 – Tensões na parede,  $S_y$ , do sismo 5, [kPa]

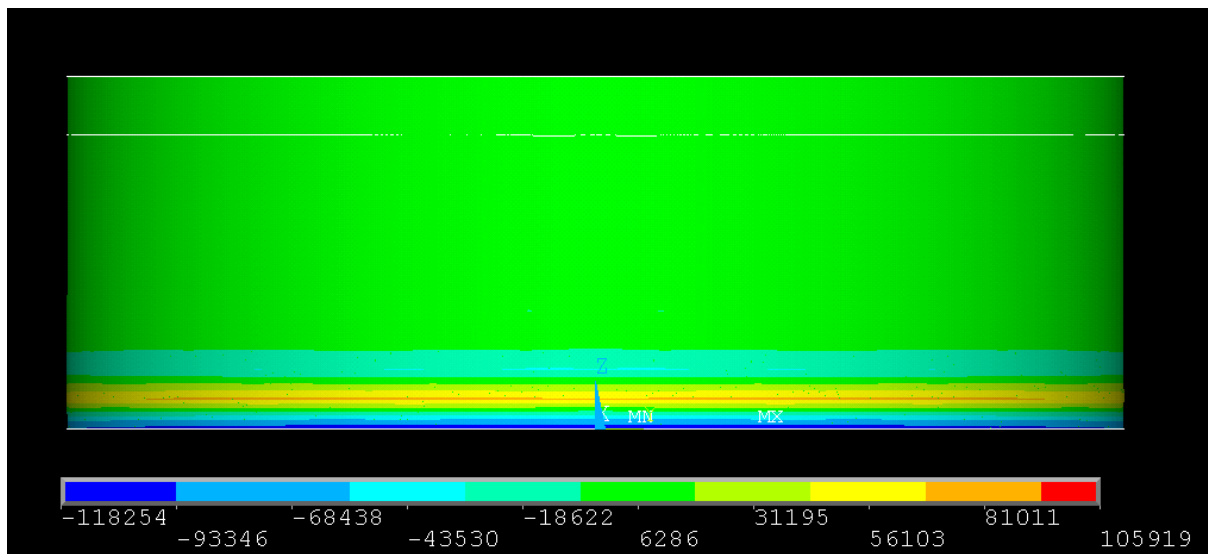


Figura 78 – Tensões na parede,  $S_z$ , do sismo 1, [kPa]

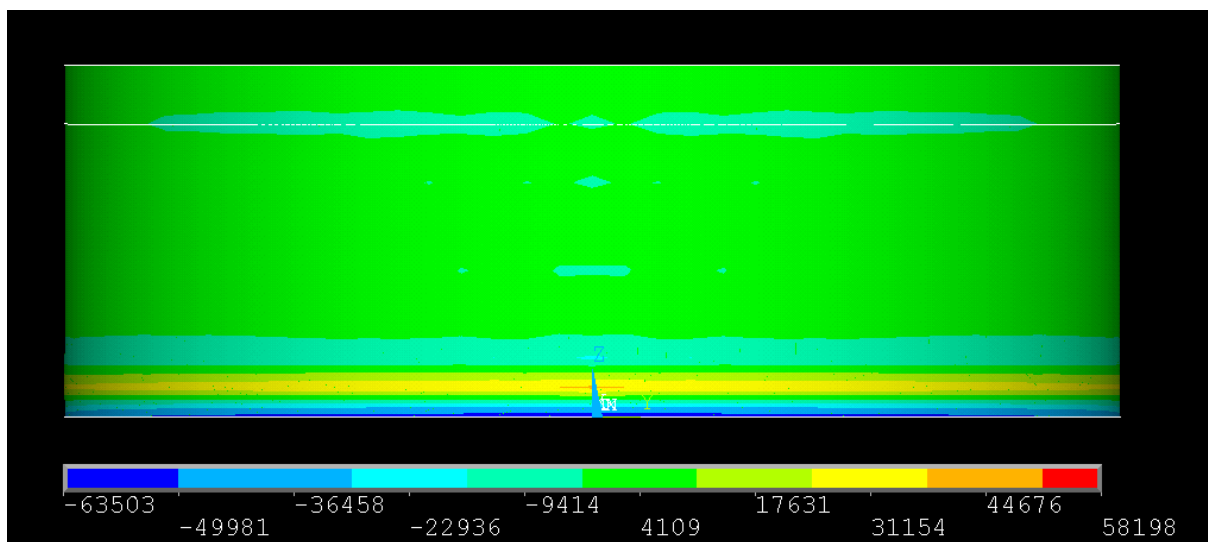


Figura 79 – Tensões na parede,  $S_z$ , do sismo 2, [kPa]

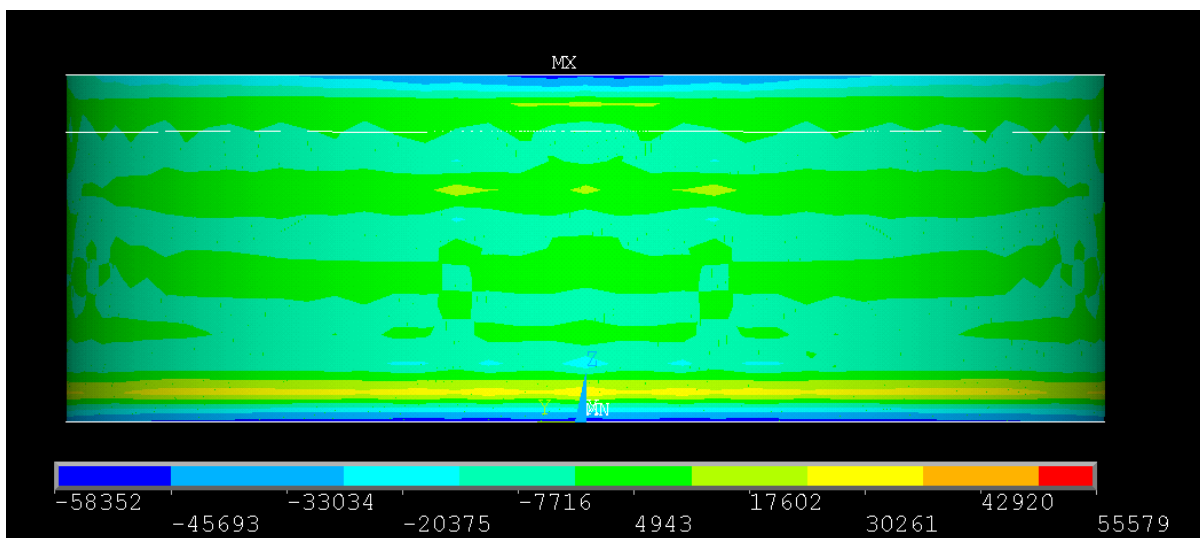


Figura 80 – Tensões na parede,  $S_z$ , do sismo 3, [kPa]

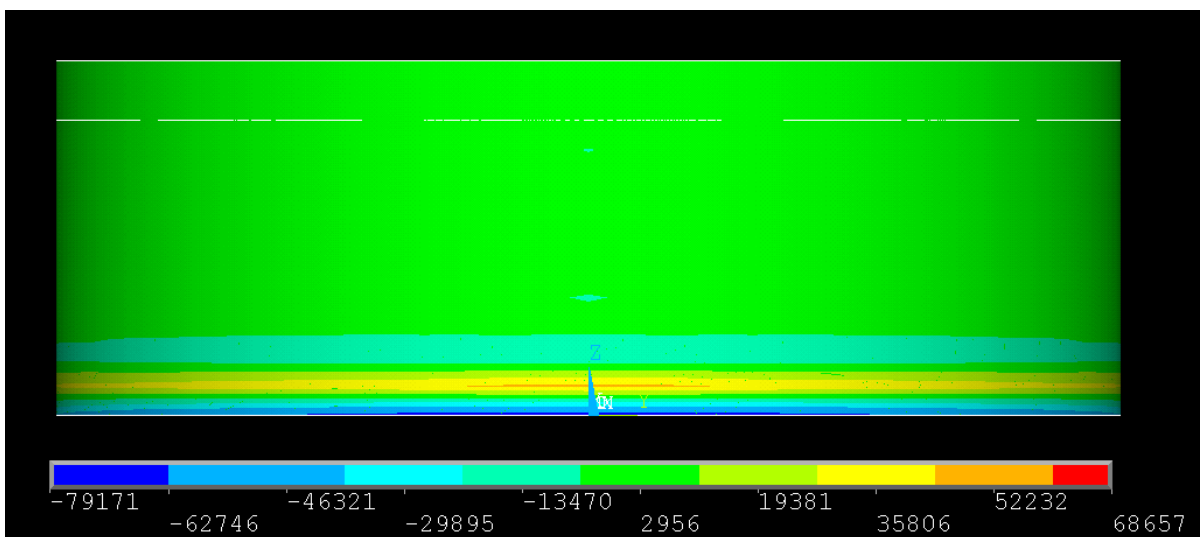


Figura 81 – Tensões na parede,  $S_z$ , do sismo 5, [kPa]

## **ANEXO 4**

Elementos de dimensionamento da cobertura



Esforços dos nós superiores da asna referentes às acções de dimensionamento:

Tabela 27 – Combinações de acções para dimensionamento da cobertura

Nó	Área de Influência	P.P. chapa de cobertura	P.P. travessa	Total das cargas permanentes	Sobrecarga	Vento		Combinação 1		Combinação 2	
						Fx	Fy	Fx	Fy	Fx	Fy
1	14.52	6.71	2.49	9.2	17.42	-4.62	-23.33	-6.93	-25.80	0	38.55
2	18.81	8.69	2.22	10.91	22.57	-5.98	-30.22	-8.97	-34.42	0	48.58
3	16.45	7.6	1.94	9.54	19.74	-5.23	-26.43	-7.85	-30.11	0	42.49
4	17.27	7.98	1.66	9.64	20.72	-5.49	-27.75	-8.25	-31.99	0	44.09
5	15.87	7.33	1.25	8.58	19.04	-5.05	-25.5	-7.58	-29.67	0	40.14
6	10.58	4.89	0.83	5.72	12.7	-3.37	-17.00	-5.06	-19.78	0	26.77
7	5.29	2.44	0.41	2.85	6.35	-1.68	-8.50	-2.52	-9.90	0	13.37
8	1.32	0.61	0	0.61	1.58	-0.14	-1.41	-0.21	-1.51	0	3.19
9	5.29	2.44	0.41	2.85	6.35	0.56	-2.83	0.84	-1.40	0	13.37
10	10.58	4.89	0.83	5.72	12.7	1.12	-5.67	1.68	-2.79	0	26.77
11	15.87	7.33	1.25	8.58	19.04	1.68	-8.50	2.52	-4.17	0	40.14
12	17.27	7.98	1.66	9.64	20.72	1.83	-9.25	2.75	-4.24	0	44.09
13	16.45	7.6	1.94	9.54	19.74	1.74	-8.81	2.61	-3.68	0	42.49
14	18.81	8.69	2.22	10.91	22.57	1.99	-10.07	2.99	-4.20	0	48.58
15	14.52	6.71	2.49	9.2	17.42	1.54	-7.78	2.31	-2.47	0	38.55

Soma= -31.65 -206.08 0 511.17

Notar que os valores dos esforços ou cargas são expressos em kN, assim como as áreas em metros quadrados.

Esforços das barras da asna e pilares:

Tabela 28 – Esforços nas barras devido às acções, para cada uma das combinações

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Station	Combinação 1			Combinação 2		
		N	V	M	N	V	M
Text	m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
1	0.00	-2.25	6.85	17.95	-9.23	0.00	0.00
1	3.50	-1.06	6.85	-6.03	-7.63	0.00	0.00
2	0.00	-0.21	0.00	0.00	-20.80	0.00	0.00
2	2.33	-0.51	0.00	0.00	-21.21	0.00	0.00

3	0.00	10.57	0.00	0.00	-19.39	0.00	0.00
3	1.17	10.41	0.00	0.00	-19.60	0.00	0.00
4	0.00	7.54	0.00	0.00	-20.80	0.00	0.00
4	2.33	7.24	0.00	0.00	-21.21	0.00	0.00
5	0.00	4.72	0.00	0.00	-19.39	0.00	0.00
5	1.17	4.56	0.00	0.00	-19.60	0.00	0.00
6	0.00	-1.54	0.00	0.00	4.56	0.00	0.00
6	2.92	-1.16	0.00	0.00	5.07	0.00	0.00
7	0.00	21.77	0.00	0.00	-5.84	0.00	0.00
7	3.80	22.08	0.00	0.00	-5.42	0.00	0.00
8	0.00	14.83	0.00	0.00	-24.76	0.00	0.00
8	4.18	15.21	0.00	0.00	-24.25	0.00	0.00
9	0.00	47.49	15.92	13.46	-76.04	4.25	1.67
9	0.78	47.76	15.92	1.08	-75.69	4.25	-1.64
10	0.00	15.58	0.00	0.00	-16.18	0.00	0.00
10	0.39	15.63	0.00	0.00	-16.11	0.00	0.00
11	0.00	29.88	0.00	0.00	-43.96	0.00	0.00
11	2.04	29.93	0.00	0.00	-43.89	0.00	0.00
12	0.00	-8.81	0.00	0.00	28.57	0.00	0.00
12	2.15	-8.71	0.00	0.00	28.71	0.00	0.00
13	0.00	-5.63	0.00	0.00	4.56	0.00	0.00
13	2.92	-5.25	0.00	0.00	5.07	0.00	0.00
14	0.00	-5.92	0.00	0.00	-5.84	0.00	0.00
14	3.80	-5.62	0.00	0.00	-5.42	0.00	0.00
15	0.00	3.82	0.00	0.00	-24.76	0.00	0.00
15	4.18	4.20	0.00	0.00	-24.25	0.00	0.00
16	0.00	6.75	18.69	14.40	-76.04	-4.25	-1.67
16	0.78	7.01	18.69	-0.14	-75.69	-4.25	1.64
17	0.00	-1.92	0.00	0.00	-16.18	0.00	0.00
17	0.39	-1.86	0.00	0.00	-16.11	0.00	0.00
18	0.00	5.22	0.00	0.00	-43.96	0.00	0.00
18	2.04	5.27	0.00	0.00	-43.89	0.00	0.00
19	0.00	-7.25	0.00	0.00	28.57	0.00	0.00

19	2.15	-7.15	0.00	0.00	28.71	0.00	0.00
20	0.00	38.36	8.09	12.27	-75.23	-0.20	-0.02
20	1.75	38.96	8.09	-1.89	-74.43	-0.20	0.34
21	0.00	-6.31	0.00	0.00	39.59	0.00	0.00
21	3.47	-6.08	0.00	0.00	39.90	0.00	0.00
22	0.00	30.49	0.00	0.00	-29.89	0.00	0.00
22	3.22	30.64	0.00	0.00	-29.68	0.00	0.00
23	0.00	0.71	8.63	12.60	-75.23	0.20	0.02
23	1.75	1.30	8.63	-2.50	-74.43	0.20	-0.34
24	0.00	0.32	0.00	0.00	39.59	0.00	0.00
24	3.47	0.55	0.00	0.00	39.90	0.00	0.00
25	0.00	-4.86	0.00	0.00	-29.89	0.00	0.00
25	3.22	-4.70	0.00	0.00	-29.68	0.00	0.00
26	0.00	-1.29	0.00	0.00	-312.76	0.00	0.00
26	12.00	10.02	0.00	0.00	-297.48	0.00	0.00
27	0.00	64.39	0.00	0.00	-103.92	0.00	0.00
27	12.00	55.97	0.00	0.00	-115.28	0.00	0.00
28	0.00	7.97	0.00	0.00	-103.92	0.00	0.00
28	12.00	-0.45	0.00	0.00	-115.28	0.00	0.00
29	0.00	42.41	-5.23	-32.42	-105.09	0.00	-0.01
29	12.00	50.82	-5.23	30.29	-93.72	0.00	-0.02
30	0.00	-9.99	-5.14	-31.98	-105.09	0.00	0.01
30	12.00	-1.57	-5.14	29.68	-93.72	0.00	0.02
31	0.00	-4.49	3.52	0.36	33.54	-6.25	-0.03
31	2.00	-4.49	4.20	-7.36	33.54	-5.33	11.56
32	0.00	-2.33	-11.38	-7.81	31.10	10.84	12.04
32	2.00	-2.33	-10.70	14.27	31.10	11.76	-10.56
33	0.00	5.75	0.49	-3.28	-16.17	-7.43	-8.43
33	2.00	5.75	1.17	-4.93	-16.17	-6.52	5.52
34	0.00	-2.26	-5.87	-5.16	10.57	2.85	5.46
34	3.00	-2.26	-4.85	10.93	10.57	4.22	-5.13
35	0.00	12.89	-3.32	-7.07	-16.97	-3.17	-5.32
35	3.00	12.89	-2.30	1.35	-16.97	-1.80	2.14

36	0.00	7.55	1.58	1.21	17.40	-0.31	1.92
36	3.00	7.55	2.60	-5.06	17.40	1.06	0.79
37	0.00	24.90	-9.06	-5.29	12.94	0.30	0.66
37	3.00	24.90	-8.05	20.38	12.94	1.68	-2.31
38	0.00	15.12	-8.49	-19.59	12.94	-1.68	-2.31
38	3.00	15.12	-7.48	4.36	12.94	-0.30	0.66
39	0.00	19.70	1.94	4.40	17.40	-1.06	0.79
39	3.00	19.70	2.95	-2.94	17.40	0.31	1.92
40	0.00	19.35	-4.28	-2.87	-16.97	1.80	2.14
40	3.00	19.35	-3.27	8.46	-16.97	3.17	-5.32
41	0.00	10.02	-3.57	-8.42	10.57	-4.22	-5.13
41	3.00	10.02	-2.55	0.76	10.57	-2.85	5.46
42	0.00	16.91	-4.39	0.64	-16.17	6.52	5.52
42	2.00	16.91	-3.72	8.75	-16.17	7.43	-8.43
43	0.00	-12.15	-3.31	-7.00	31.10	-11.76	-10.56
43	2.00	-12.15	-2.64	-1.05	31.10	-10.84	12.04
44	0.00	-11.90	-0.72	-1.12	33.54	5.33	11.56
44	2.00	-11.90	-0.04	-0.36	33.54	6.25	-0.03
45	0.00	1.33	-1.80	-2.85	5.05	-1.28	-1.75
45	3.06	1.13	-0.78	1.09	4.78	0.09	0.06
46	0.00	9.28	0.52	0.92	-12.82	-1.56	-0.16
46	3.06	9.08	1.54	-2.24	-13.08	-0.19	2.52
47	0.00	22.32	-2.29	-2.35	-17.94	1.76	2.42
47	3.06	22.12	-1.27	3.10	-18.21	3.14	-5.06
48	0.00	0.27	0.97	1.13	18.35	-3.97	-4.90
48	3.06	0.07	1.99	-3.40	18.08	-2.60	5.13
49	0.00	21.98	-4.02	-3.53	-11.79	6.02	5.08
49	2.04	21.84	-3.34	3.97	-11.97	6.93	-8.12
50	0.00	-12.25	4.85	5.06	14.35	-10.95	-9.88
50	2.04	-12.38	5.53	-5.52	14.17	-10.04	11.50
51	0.00	12.17	-2.76	-5.28	-35.14	4.98	11.10
51	2.04	12.03	-2.08	-0.36	-35.32	5.89	0.03
52	0.00	7.98	0.99	3.18	5.05	-1.28	-1.75

52	3.06	7.78	2.00	-1.39	4.78	0.09	0.06
53	0.00	10.48	-1.16	-1.46	-12.82	-1.56	-0.16
53	3.06	10.29	-0.15	0.54	-13.08	-0.19	2.52
54	0.00	3.86	0.10	0.39	-17.94	1.76	2.42
54	3.06	3.66	1.12	-1.48	-18.21	3.14	-5.06
55	0.00	10.48	-0.01	0.88	18.35	-3.97	-4.90
55	3.06	10.28	1.00	-0.63	18.08	-2.60	5.13
56	0.00	3.27	-1.46	-0.77	-11.79	6.02	5.08
56	2.04	3.14	-0.79	1.52	-11.97	6.93	-8.12
57	0.00	12.16	1.88	1.60	14.35	-10.95	-9.88
57	2.04	12.03	2.55	-2.91	14.17	-10.04	11.50
58	0.00	14.86	-1.97	-2.96	-35.14	4.98	11.10
58	2.04	14.72	-1.29	0.36	-35.32	5.89	0.03

Nota: as trações apresentam sinal positivo e as compressões, sinal negativo.



Numeração das barras da asna e pilares e respectiva cotagem:

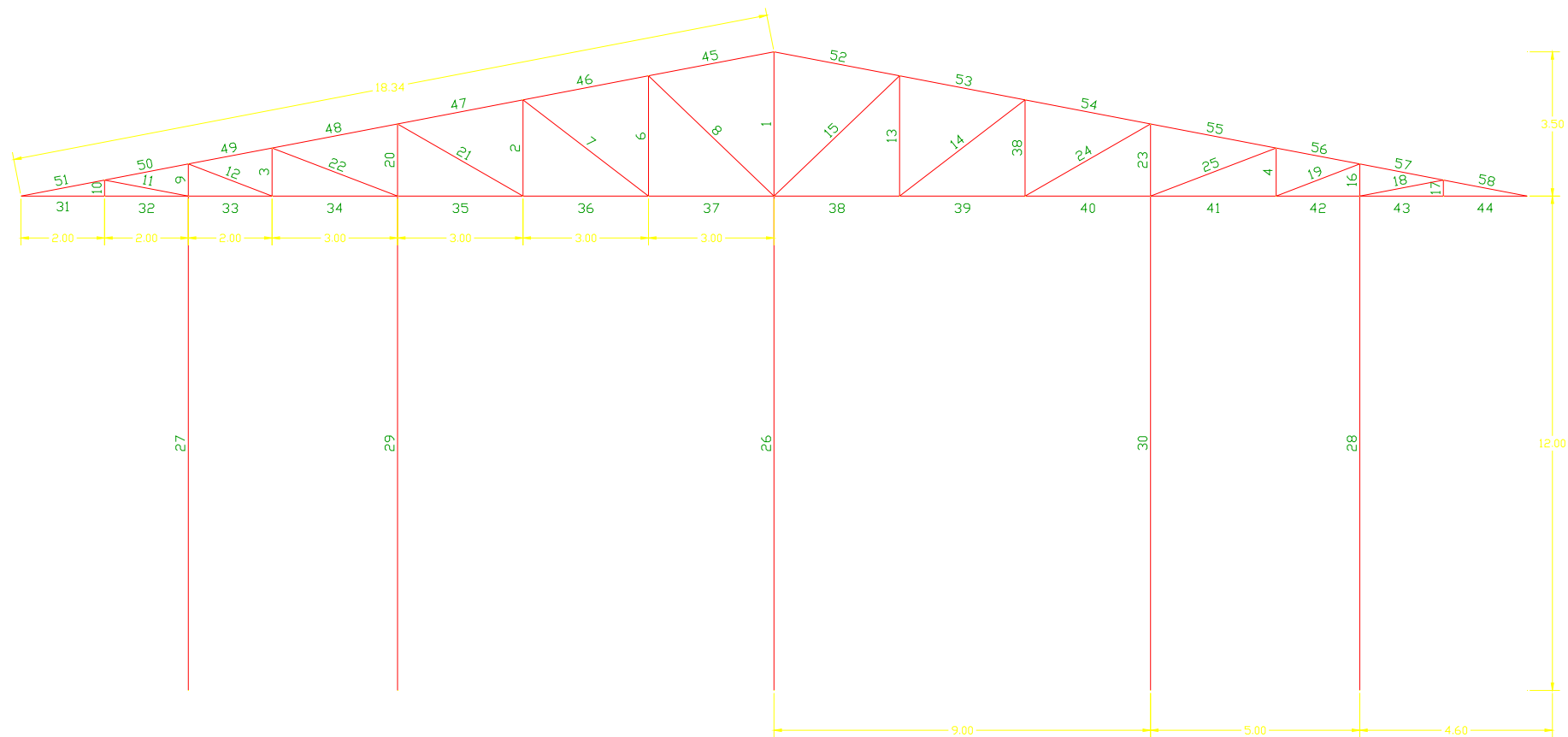


Figura 82 – Numero das barras; dimensões da asna e pilares

Secções das barras:

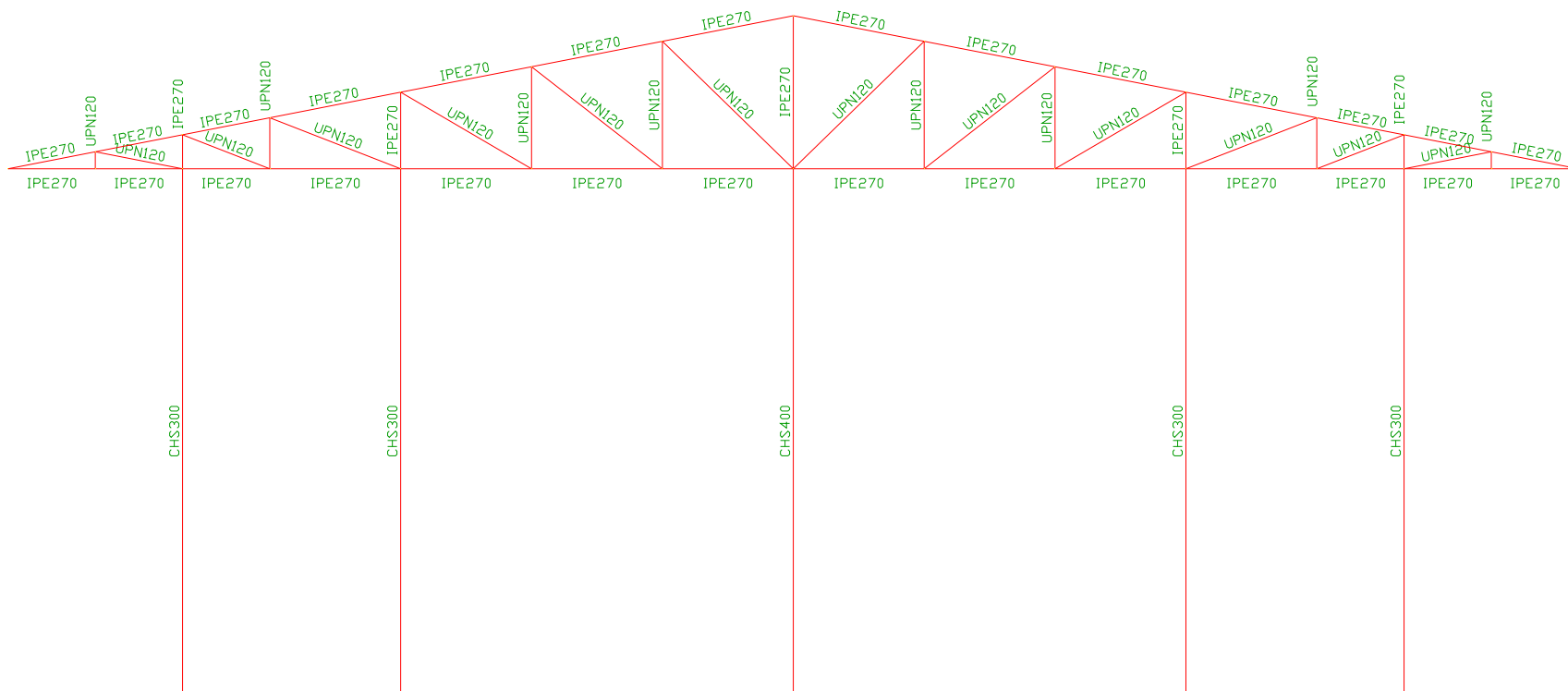


Figura 83 – Secções adoptadas na estrutura de suporte à cobertura

