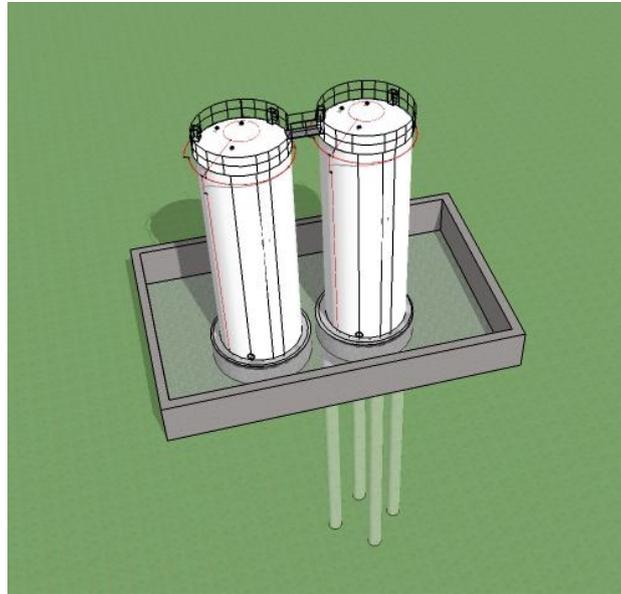




ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Estudo, projecto e análise comparativa de custos entre duas condições de fundação de um tanque de hexano

DANIELA OLIVEIRA E SILVA ST.AUBYN

Licenciada em Engenharia Civil

Relatório de estágio para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização em Estruturas

Orientador:

Doutor, Paulo Jorge Henriques Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Mestre, António José Coutinho Lopes Cabral, Prof. Adjunto (ISEL)

Doutor, Paulo Jorge Henriques Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)

Licenciado, Joaquim Neto Filipe (Projecto&Detalhe)

Dezembro de 2012

Agradecimentos

Sendo este trabalho o culminar da minha formação académica, gostaria de agradecer a todos aqueles de uma forma directa ou indirecta contribuíram e apoiaram para a concretização deste objectivo.

Ao meu orientador, Eng.º Paulo Mendes, pela sua total disponibilidade e conhecimentos prestados ao longo deste trabalho, pelo seu apoio, incentivo e paciência demonstrada em me aconselhar sempre que precisei.

À empresa Projecto&Detalhe pela oportunidade de realizar o estágio nas suas instalações e por toda a informação disponibilizada para a realização deste trabalho. Ao Eng.º Paulo Silva na ajuda que prestou na definição dos objectivos do trabalho e ao Eng.º Paulo Veríssimo pela informação transmitida e apoio na concretização do mesmo. Em especial agradeço ainda, a Eng.ª Marisa Martins pelo seu total apoio, disponibilidade, contribuição, amizade e paciência para a realização deste trabalho, e por fim a todos os colegas pela amizade, carinho e apoio demonstrados nestes meses de estágio.

Ao Eng.º Carlos Trancoso Vaz, pela ajuda e disponibilidade prestada para a realização deste trabalho.

Gostaria de demonstrar o meu profundo agradecimento aos meus pais e irmãos que mesmo longe, sempre apoiaram e incentivaram para perseguir os meus objectivos, com muita dedicação, paciência, amor e carinho. Agradeço em especial à minha irmã Vera, pelo apoio incondicional e incentivo para não desistir dos objectivos traçados, sempre com muito amor e carinho durante esses anos todos e a minha irmã Carla pela força e paciência durante a realização deste trabalho sempre com muito carinho e amor.

Aos meus familiares, em especial aos meus avôs, a quem dedico este trabalho, pelo amor, força, incentivo e admiração demonstrada ao longo desses anos.

Aos meus colegas de curso e amigos, pelo companheirismo e amizade, animo e força, com trocas de conhecimentos e opiniões ao longo desses anos no ISEL, tanto nos bons e como nos maus momentos.

Resumo

No presente trabalho apresenta-se um estudo comparativo de duas opções de fundação (superficial e profunda) para um tanque de hexano, inserido numa bacia de retenção num complexo industrial. O estudo consiste na análise de projecto e dos custos dessas duas soluções de fundação, tendo em conta as condições geológicas e geotécnicas do local de implantação e as acções na estrutura do tanque e da fundação.

Antes de introduzir o estudo anteriormente referido apresenta-se uma breve introdução sobre os tanques, a sua evolução como estrutura de armazenamento de combustíveis e seus derivados. Segue-se uma abordagem sobre os diversos tipos de fundações, referenciando as mais utilizadas nos tanques e a importância de um estudo geológico e geotécnico.

O estudo de caso apresentado neste trabalho começa com um enquadramento geral da obra, descrevendo a estrutura do tanque e os condicionamentos da sua localização em termos geológicos e geotécnicos. Segue-se a análise estrutural do tanque, que envolve modelos de cálculo simplificados e um modelo de elementos finitos desenvolvido em SAP2000, para os quais se explica como se quantificam as acções permanentes e variáveis.

Utilizando os resultados dos modelos antes referidos efectua-se o dimensionamento das duas opções de fundação de acordo com a regulamentação portuguesa para estruturas de betão armado, verificando-se os estados limites de segurança. O trabalho termina com uma análise comparativa de custos entre as duas opções de fundação.

Palavras-Chave

Tanque; Solo; Fundações; Fundação superficial; Ensoleiramento geral; Fundação profunda; Estacas.

Abstract

The present work is a comparative study of two Hexane's tank foundations (shallow and deep), inserted in a basin of retention in an industrial complex. The study consists of the project analysis and the costs of these two foundation solutions, considering the geological and geotechnical conditions of the implantation place and the shares in the structure of the tank and the foundation.

Before introducing the study previously referred one brief introduction describes the tanks, its evolution as fuel storage structures and its derivatives. The following is an approach of the foundation's types, referencing the most used and the importance of a geotechnical and geological study.

The case study presented in this work initiates with a general framing of the workmanship, describing the tank's structure and its localization restrictions in geotechnical and geological terms. The following is the tank's structural analysis that involves simplified calculation models and a finite element model developed in SAP2000, for which is explained how are the permanent and variable actions quantified.

Using the models results, the foundation design is performed in accordance with the Portuguese regulation for structures of reinforced concrete, verifying the security limits. The work finishes with a comparative analysis of costs between the two foundation options.

Key-words

Tank; Soil; Foundations; Shallow foundation; Mat foundation; Deep foundation; Piles.

Índice

Capítulo 1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento e justificação do tema.....	1
1.2 Objectivos.....	2
1.3 Estrutura do trabalho.....	3
Capítulo 2. Introdução ao estudo dos tanques e as suas fundações.....	5
2.1 Considerações iniciais.....	5
2.2 Caracterização dos tanques.....	5
2.3 Perspectivas sobre a evolução histórica dos tanques.....	7
2.4 Dimensionamento dos tanques. Algumas considerações.....	9
2.5 Fundação dos tanques.....	13
2.5.1 Estudo geológico e geotécnico.....	13
2.5.2 Tipos de fundações.....	16
2.5.3 Dimensionamento das fundações.....	21
2.5.4 Melhoramento do terreno.....	23
Capítulo 3. Descrição do estudo de caso.....	27
3.1 Descrição do enquadramento geral da obra.....	27
3.2 Localização da obra.....	28
3.3 Descrição do enquadramento geológico e geotécnico do local.....	28
3.4 Caracterização da estrutura do tanque.....	31
Capítulo 4. Análise estrutural do tanque.....	33
4.1 Descrição do modelo.....	33
4.2 Materiais.....	33
4.3 Quantificação das acções na estrutura do tanque.....	34
4.3.1 Acções permanentes.....	34
4.3.2 Acções variáveis.....	35
4.3.3 Combinações de acções e verificação da segurança.....	52

Capítulo 5. Cálculo estrutural das fundações do tanque.....	59
5.1 Considerações iniciais.....	59
5.2 Opção de fundações profundas – estacas com maciço de encabeçamento.....	59
5.2.1 Verificação da segurança do anel, do maciço e das estacas.....	62
5.2.2 Verificação da capacidade resistente do terreno de fundação das estacas.....	80
5.3 Opção de fundações superficiais – ensoleiramento geral.....	87
5.3.1 Verificação da segurança estrutural do anel e do ensoleiramento geral.....	87
5.3.2 Técnicas de melhoramento do solo de fundação.....	92
5.4 Considerações finais.....	97
Capítulo 6. Análise comparativa entre as duas soluções.....	99
6.1 Elaboração de medições e custos das fundações.....	99
6.2 Comparação de custos e das soluções.....	102
6.3 Considerações finais.....	105
Capítulo 7. Conclusões e perspectivas futuras.....	107
7.1 Conclusões.....	107
7.2 Perspectivas futuras.....	109
Capítulo 8. Bibliografia.....	111
Capítulo 9. Anexos.....	115

Lista de figuras

Figura 1.1 - Parque de Combustível, onde se evidencia a zona dos tanques de armazenamento.....	1
Figura 1.2 - Esquema representativo das duas opções de fundação.	3
Figura 2.1 - Exemplo de dois tipos de tanques: a) Tanque em Aço Carbono adaptado do (Proj02, 2009); b) Tanque em Betão Armado.....	6
Figura 2.2 - Exemplo de um tanque elevado.....	6
Figura 2.3 - Exemplo de tanques de armazenamento de petróleo e os seus derivados. a) Tanque de armazenamento vertical. b) Tanque de armazenamento horizontal.....	7
Figura 2.4 - Parques de tanques de petróleo: a) República Checa; b) Alemanha.	8
Figura 2.5 - Proposta elaborada para um futuro parque de combustíveis. Engenharia de detalhe do parque de recepção, armazenamento e expedição de combustíveis.	9
Figura 2.6 - Projecto para a construção de uma infra-estrutura para recepção, armazenamento e expedição de combustível.	9
Figura 2.7 - Exemplo de um conjunto de tanques dentro de uma bacia de retenção.....	10
Figura 2.8 - Exemplos de sistemas de ancoragem utilizadas nos tanques de armazenamento: a) Chumbadouro, adaptado do projecto:(Proj06, 2012); b) Chapa metálica soldada, adaptado do projecto: (Proj02, 2009)	11
Figura 2.9 - Acção do vento na estrutura do tanque.....	12
Figura 2.10 - Acção do sismo na estrutura do tanque.	12
Figura 2.11 - Exemplo do gráfico de uma sondagem para um relatório geológico e geotécnico.	16
Figura 2.12 - Fundação de um tanque constituída por camadas de solos seleccionados, adaptado de: (Proj01, 2012).	18
Figura 2.13 - Exemplo da implantação de futuros tanques num terreno resistente.....	18
Figura 2.14 - Fundação de um tanque, com caixa de drenagem constituída por um anel de fundação com camadas de solos seleccionados, adaptado de: (Proj02, 2009)	19
Figura 2.15 - Fundação superficial constituída por um anel de fundação com solos seleccionados assente numa laje em betão armado, adaptado de: (Proj03, 2010).	19

Figura 2.16 – Camadas dos solos seleccionados, adaptado de: (Proj04, 2011).	19
Figura 2.17 – Fundação profunda de um tanque constituída por um anel de fundação com camadas de solos seleccionados e um maciço de encabeçamento com estacas de betão, adaptado de: (Proj04, 2011).	20
Figura 2.18 – Fundação profunda de um tanque com inclinação na base e uma caixa para drenagem, constituída por um anel de fundação com camadas de solos seleccionados e um maciço de encabeçamento com estacas de betão, adaptado de: (Proj04, 2011).	20
Figura 2.19 – Projecto de um parque de combustíveis: conjunto de tanques para o armazenamento de gasolina com fundações profundas (estacas), adaptado de: (Proj05, 2010).	20
Figura 3.1 – Planta de localização da obra.	27
Figura 3.2 – Localização da obra. Fonte:(Googlemaps, 2012).	28
Figura 3.3 – Planta de localização dos trabalhos de prospecção realizados. Fonte: (CENOR, 1981).	29
Figura 3.4 - Estratigrafia da zona de implantação do tanque, sondagem SA4. Fonte: (CENOR, 1981).	30
Figura 3.5 - Desenho em 3D do tanque.	32
Figura 3.6 – Localização dos chumbadouros.	32
Figura 4.1 – Modelo tridimensional: a) Divisão do tanque em <i>shell</i> 's; b) Vista da base do modelo.	33
Figura 4.2 – Representação da area de actuação do vento.	38
Figura 4.3 – Representação da pressão exercida pelo vento na superfície da estrutura. Adaptado das Tabelas Tècnicas (Reis, Farinha, & Farinha, 2012)	38
Figura 4.4 – Distribuição de pressões de base circular, para diferentes valores do numero de Reynolds e sem efeitos de extremidade, adaptado do (EC1-4, 2010).	40
Figura 4.5 – Acção do vento no modelo tridimensional do SAP2000.	43
Figura 4.6 – Zonamento sísmico em Portugal Continental, adaptado do (EC8-1, 2010).	46
Figura 4.7 – Espectro de cálculo da acção sísmica tipo 1.	49
Figura 4.8 – Espectro de cálculo da acção sísmica do tipo 2.	49

Figura 4.9 – Acção do vento no modelo tridimensional do SAP2000.	50
Figura 4.10 – Acção do vento no modelo tridimensional do SAP2000.	51
Figura 4.11 – Introdução do factor multiplicativo devido ao peso do líquido nas laterais do tanque.	52
Figura 4.12 – Introdução da combinação da acção variável base - sobrecarga no programa SAP2000.	57
Figura 4.13 – Introdução da combinação envolvente no programa SAP2000.	57
Figura 5.1 – Vista de planta do maciço de encabeçamento com as estacas.	60
Figura 5.2 – Esquema do tanque com maciço e estacas: a) Corte AA; b) Pormenor da fundação no Corte A-A.....	61
Figura 5.3 – Pormenor 1 – Descrição dos solos seleccionados.....	61
Figura 5.4 – Modelo tridimensional da fundação profunda: a) Divisão em <i>shell</i> 's do tanque com as estacas; b) Pormenor da fundação.....	62
Figura 5.5 – Implantação da fundação profunda nos solos de fundação.	63
Figura 5.6 – Simulação do solo numa viga simples em meio “Winkler”(Santos, 2008a).....	64
Figura 5.7 – Representação das molas no modelo do SAP2000.....	66
Figura 5.8 – Esquema dos eixos locais considerandos no anel.	67
Figura 5.9 – Esquema do tanque com o ensoleiramento geral: Vista de planta do ensoleiramento.	87
Figura 5.10 – Esquema do tanque com o ensoleiramento geral: a) Corte AA; b) Pormenor da fundação no Corte A-A.....	88
Figura 5.11 – Modelo tridimensional da fundação profunda: a) Divisão em <i>shell</i> 's do tanque com o ensoleiramento; b) Modelo da fundação.....	88
Figura 6.1 – Faseamento construtivo das estacas moldadas. Fonte:(Gamboa, 2008).	102
Figura 6.2 – Faseamento construtivo da técnica <i>jet-grouting</i> . Fonte: (Ribeiro, 2010).....	104
Figura 6.3 – Relação entre o custo de realizar uma coluna com o diâmetro da coluna de jet grouting. Fonte: (Pinto, 2009).	104
Figura 6.4 – Esquema representativo da solução de geotêxtil.	105

Lista de quadros

Quadro 3.1 – Características do tanque.....	31
Quadro 4.1 – Valor básico da velocidade de referência do vento. Adaptado do (EC1-4, 2010)	39
Quadro 4.2 – Valores do coeficiente de pressão exterior sem livre escoamento em torno das extremidades dependendo do numero de Reynolds e do ângulo α	41
Quadro 4.3 – Interpolação para a determinação dos ângulos α_A e α_{min}	42
Quadro 4.4 – Valores do coeficiente de extremidade $\psi_{\lambda\alpha}$ para cada ângulo α	42
Quadro 4.5 – Valores das pressões e forças devido a acção do vento para cada ângulo α	42
Quadro 4.6 - Distribuição vertical da pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores do tanque.....	43
Quadro 4.7 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elásticos para o tipo de terreno E, adaptado do(EC8-1, 2010).	48
Quadro 4.8- Valores dos coeficientes para cada acção, adaptado do (EC0-1, 2009).....	55
Quadro 5.1 – Características de cada estrato do solo de fundação.	63
Quadro 5.2 – Valores das rigidezes das molas na zona de consistência mole.....	65
Quadro 5.3 – Valores das rigidezes das molas na zona de consistência dura.....	66
Quadro 5.4 – Valores recomendados de w_{max} (mm), adaptado do (EC2-1, 2010).	72
Quadro 5.5 - Área mínima de armaduras longitudinais recomendadas em estacas moldadas, adaptado do (EC2-1, 2010)	79
Quadro 5.6- Coeficientes de segurança parciais relativos às acções ou efeitos das acções, adaptado do (EC7-1, 2010).	82
Quadro 5.7 – Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais, adaptado do (EC7-1, 2010).	82
Quadro 5.8 - Coeficientes parciais de resistências para estacas betonadas no local, adaptado do (EC7-1, 2010).	82
Quadro 5.9 – Valor característicos do peso próprio da estrutura e das sobrecargas.	85
Quadro 5.10 – Parâmetros geológicos e geotécnicos adaptados.	85

Quadro 5.11- Valor da capacidade resistente lateral e de ponta para a primeira hipótese.	86
Quadro 5.12- Valor da capacidade resistente lateral e de ponta para a segunda hipótese.....	86
Quadro 5.13- Peso dos elementos constituintes do tanque e da sua fundação.....	92
Quadro 6.1 - Mapa de quantidades e preços do maciço de encabeçamento e estacas.....	100
Quadro 6.2 - Mapa de quantidades e preços do ensoleiramento geral.....	101

Simbologia

➤ Letras maiúsculas latinas

A	Área
A_b	Área da ponta da estaca
$A_{b,g}$	Área das pontas do grupo das estacas considerando todas como um só elemento
A_c	Área da secção em betão
A_{ct}	Área de betão traccionado antes da formação da primeira fenda
A_E	Valor de cálculo para acção sísmica
A_{ref}	Área de referência da construção ou do elemento de construção
A_s	Área lateral da estaca
A_s	Área de armadura
$A_{s,g}$	Área lateral do grupo das estacas considerando todas como um só elemento
B	Largura
B'	Largura efectiva da fundação
C_d	Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização
C_e	Coefficiente de exposição
$C_{p,0}$	Coefficiente de pressão exterior sem livre escoamento em torno das extremidades
C_{pe}	Coefficiente de pressão para a pressão exterior
E	Acção variável, Sismo
E_d	Valor de cálculo do efeito das acções
E_e	Módulo de deformabilidade do betão da estaca
E_{solo}	Modo de deformabilidade do solo
F_{fr}	Força de atrito
F_{rep}	Valor representativo de uma acção
F_W	Força do vento
$F_{W,e}$	Força do vento exterior
$F_{W,i}$	Força do vento interior
G	Valor característico da acção permanente, peso do tanque
$G_{k,j}$	Valor característico de uma acção permanente j
I_e	Inércia da secção da estaca
K_i	Coefficiente de Impulso
K_s	Módulo de reacção do terreno à profundidade em causa
K_z	Rigidez do terreno
L'	Comprimento efectivo da fundação
M	Momento
M_{Ed}	Valor do momento flector actuante
N	Número total de estacas
N_{Ed}	Valor do esforço normal actuante
$N_{q,r}, N_{c,r}, N_{\gamma}$	Coefficientes de capacidade resistente do terreno ao carregamento, com os índices relativos à

	coesão c , à sobrecarga q e ao peso volúmico γ
N_{SPT}	Número de pancadas obtido no ensaio de SPT
P	Valor representativo de uma acção de pré-esforço
$Q_{k,1}$	Valor característico de uma acção variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma acção variável
Q_{sc_agua}	Valor característico da acção variável, peso da água dentro do tanque
Q_w	Valor característico da acção variável, vento
$R_{b,d}$	Valor de cálculo da capacidade resistente de ponta
$R_{b,k}$	Valor característico da capacidade resistente de ponta
R_d	Valor de cálculo da capacidade resistente correspondente/ da força vertical actuante
Re	Número de Reynolds
$R_{s,d}$	Valor de cálculo da capacidade resistente lateral
$R_{s,k}$	Valor característico da capacidade resistente lateral
$R_{s,k}$	Valor característico da capacidade resistente lateral por tracção axial
$R_{t,k}$	Valor característico da capacidade resistente total
S	Coefficiente do Solo
Sc	Sobrecarga
$S_d(T)$	Espectro de cálculo da acção sísmica
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
T_{Ed}	Valor do momento torsor actuante
V	Velocidade do vento
V_{Ed}	Valor do esforço transversal actuante
V_{Rd}	Valor do esforço transversal resistente máximo
W	Acção do vento
W_e	Pressão exercida pelo vento em superfícies

► Letras minúsculas latinas

a_d	Valor de cálculo de grandezas geométricas
a	Afastamento entre as estacas
ag	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
a_{gR}	Aceleração máxima de referência
b_q, b_c, b_γ	Valores de cálculo dos coeficientes de inclinação da base da fundação, com os índices relativos à coesão c , à sobrecarga q e ao peso volúmico γ
b_w	Menor largura de secção entre os banzos traccionado e comprimido
c	Coesão do solo
c'	Coesão efectiva do solo

c_f	Coeficiente de força relativo à construção ou ao elemento de construção
$c_s c_d$	Coeficiente Estrutural
c_u	Resistência não drenada
d	Diâmetro
f_{cd}	Valor de cálculo de tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ct,eff}$	Valor médio da resistência do betão à tracção à data que se possam formar as primeiras fendas
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
h	Altura
k	Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas
k_c	Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção
l	Comprimento/Altura
m	Metros
n_h	Módulo de reacção do solo
q	Coeficiente de comportamento
q'	Valor de cálculo da pressão efectiva vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes
q_b	Pressão dinâmica de referência
q_b	Capacidade resistente unitária no terreno junto à ponta da estaca
$q_p(z_e)$	Pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e
q_r	Capacidade resistente do terreno ao carregamento
q_s	Capacidade resistente unitária no contacto fuste/solo
s	Espaçamento longitudinal dos estribos
u_i	Perímetro de controlo considerado
v_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
v_b	Velocidade base do vento
z	Profundidade do solo

➤ Letras minúsculas gregas

α	Coeficiente de adesão
α_{cw}	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido (valor unitário para estruturas não pré-esforçadas)
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
γ	Peso volúmico
γ_F	Coeficiente parcial para uma acção
$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial relativo à acção permanente j
γ_b	Coeficiente parcial de resistência de ponta para estacas

γ_c	Coeficiente de segurança parcial da coesão efectiva
γ_{cu}	Coeficiente de segurança parcial da resistência não drenada
γ_I	Coeficiente de Importância
γ_M	Coeficiente parcial para um parâmetro do solo ou propriedade do material
γ_P	Coeficiente parcial relativo à acção do pré-esforço
γ_Q	Coeficiente parcial relativo à acção variável
$\gamma_{R,h}$	Coeficiente de segurança parcial de resistência ao deslizamento para fundações superficiais
$\gamma_{R,v}$	Coeficiente de segurança parcial de resistência vertical para fundações superficiais
γ_s	Coeficiente parcial de resistência lateral de compressão para estacas
$\gamma_{s,t}$	Coeficiente parcial de resistência lateral de tracção para estacas
γ_t	Coeficiente parcial de resistência total de compressão para estacas
γ_{ou}	Coeficiente de segurança parcial da resistência à compressão simples
γ_Y	Coeficiente de segurança parcial do peso volúmico
γ_ϕ	Coeficiente de segurança parcial do angulo de resistência ao corte
δ	Angulo de atrito solo-estaca
θ	Angulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga
λ	Esbelteza da estrutura
μ	Valor reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente actuante
ν_1	Valor reduzido do valor de cálculo de esforço normal actuante
ν_s	Coeficiente de Poisson do solo
ρ	Densidade do vento
ρ_w	Taxa de armadura de esforço transverso
σ_0	Tensão vertical na ponta da estaca
σ_s	Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda
σ_u	Resistência à compressão simples
σ_v	Tensão vertical media ao longo do fuste da estaca
σ_{Ed}	Tensão de punçoamento máximo
σ_{Rd}	Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção considerada
φ	Índice de cheios
ϕ	Angulo de resistência ao corte (Angulo de atrito interno)
$\Psi_{0,i}$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável i
$\Psi_{2,i}$	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma acção variável i
$\psi_{\lambda\alpha}$	Coeficiente de efeitos de extremidade
ω	Percentagem mecânica de armadura

➤ Abreviaturas (Siglas)

ABC	Abordagem de cálculo
AVB	Acção Variável Base
ELU	Estado Limite Último
ELUt	Estado Limite de Utilização
GEO	Estado Limite Último de rotura do terreno
PP	Peso Próprio
RCP	Restante Carga Permanente
SPT	Ensaio de Penetração dinâmica
STR	Estado Limite Último de rotura estrutural

Capítulo 1. Introdução

1.1 Enquadramento e justificação do tema

Actualmente, o armazenamento de produtos derivados do petróleo é uma actividade com importância económica reconhecida. Este armazenamento é usualmente assegurado por tanques ou reservatórios que podem assumir diversas formas estruturais e atingir grandes dimensões. Na sua generalidade são construídos em aço e assentam numa fundação em betão armado.

Os tanques ou reservatórios encontram-se usualmente inseridos em parques de combustíveis (ver Figura 1.1) e coabitam com um conjunto de outras estruturas metálicas, tais como plataformas e suportes de equipamentos diversos (ver Figura 1.1), que tal como as fundações também são obras de engenharia civil.



Figura 1.1 - Parque de Combustível, onde se evidencia a zona dos tanques de armazenamento.

O presente trabalho insere-se neste domínio e tem por finalidade a elaboração de um estudo que envolve o dimensionamento das fundações de um tanque de hexano. Este dimensionamento é condicionado principalmente pelo tipo de terreno de suporte do tanque e pelo tipo de fundação que vai suportar o tanque, seja ele, fundação superficial ou profunda. A escolha do tipo de fundação depende assim, das condições geotécnicas do terreno onde se vai instalar o tanque.

Neste sentido, no âmbito deste trabalho, será elaborada uma comparação destes dois tipos de fundações para uma proposta de construção de dois tanques de hexano, a construir numa bacia de retenção de um complexo industrial de Alhandra, tendo em

conta os critérios de dimensionamento e os custos de construção associados a cada tipo de fundação.

Com esta comparação pretendeu-se adquirir conhecimentos na área do dimensionamento e cálculo estrutural de fundações e também na interpretação de relatórios geotécnicos, onde são descritos a constituição do solo e as suas características mecânicas obtidas através de ensaios.

Este trabalho foi desenvolvido na empresa Projecto&Detalhe, o que permitiu a troca de ideias com especialistas envolvidos nas diversas fases do desenvolvimento de um projecto de um parque de combustível, nomeadamente em tanques de combustíveis.

1.2 Objectivos

Atendendo ao exposto anteriormente, estabeleceu-se como principal objectivo, para a realização deste trabalho, o estudo da viabilidade económica das duas condições de fundação (superficial e profunda) referentes à proposta de construção dos dois tanques de hexano previamente referidos (ver Figura 1.2). Neste enquadramento, definiram-se um conjunto de objectivos específicos a desenvolver, os quais se apresentam de seguida:

- I. Análise do estudo geológico e geotécnico do terreno, com base em relatório existente, e respectivas conclusões.
- II. Caracterização das opções estruturais da fundação do tanque, considerando as contingências geológicas e geotécnicas;
- III. Determinação de cargas, acções e combinações de acções em presença, atendendo às características do produto e às disposições regulamentares de Estabilidade e Segurança;
- IV. Cálculo e dimensionamento considerando:
 - a. Opção de Fundações profundas – Estacas;
 - b. Opção de Fundações superficiais;
- V. Análise comparativa orçamental para cada uma das opções.

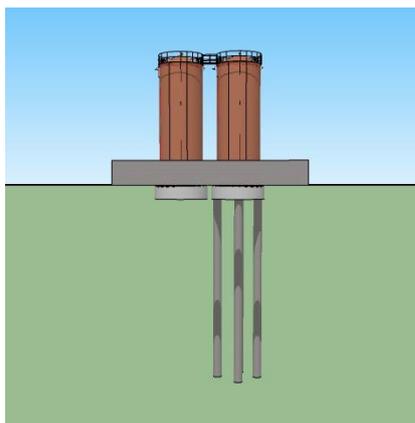


Figura 1.2 - Esquema representativo das duas opções de fundação.

Porém, o primeiro objectivo estabelecido para realização deste trabalho foi o enquadramento do tema, que assentou numa pesquisa bibliográfica que visou definir o conceito de tanques industriais, apresentar uma perspectiva sobre a evolução histórica na construção e utilização deste tipo de estruturas e abordar de forma preliminar os vários aspectos associados à construção deste tipo de obras, designadamente, o seu processo de dimensionamento, o estudo geotécnico do terreno da fundação e a solução a adoptar para as fundações.

1.3 Estrutura do trabalho

O presente trabalho é composto por sete capítulos, começando por este capítulo de introdução, no qual se apresenta o enquadramento geral do trabalho, os seus objectivos e a sua organização.

No capítulo 2, “Introdução ao estudo dos tanques e as suas fundações”, apresenta-se uma descrição do que são os tanques e quais são os mais utilizados, a sua evolução no tempo e como se dimensionam. É descrito também, no que consiste um estudo geológico e geotécnico de um terreno e quais são os tipos de fundações mais utilizados como suportes dos tanques e como se dimensionam.

No capítulo 3, “Descrição do caso de estudo”, faz-se um enquadramento geral da obra e a sua localização. Apresenta-se o relatório geológico e geotécnico do local da obra, com a estratigrafia completa do local de implantação e as respectivas características estratigráficas a considerar nos cálculos do dimensionamento das fundações. Ainda neste capítulo, realiza-se uma caracterização da estrutura do tanque, explicando todas as suas partes constituintes, incluindo os respectivos pesos.

No capítulo 4, “Análise estrutural do tanque”, é apresentado o modelo de cálculo, com os resultados obtidos no dimensionamento do tanque utilizando o programa *SAP2000*. Nesse dimensionamento são consideradas as acções aplicadas na estrutura do tanque, como o vento e o sismo, devidamente contabilizadas nas combinações de acções prescritas pelos respectivos Eurocódigos.

No capítulo 5, “Cálculo estrutural das fundações do tanque” efectua-se a análise estrutural de acordo com as normas portuguesas de estruturas em betão armado para as duas soluções de fundações (superficial e profunda) considerando todos os condicionalismos existentes, como o tipo de terreno em questão, a implantação geral da obra, a arquitectura e a sua utilização. Foram também, tidas em conta, a quantificação das acções na estrutura, bem como as propriedades dos materiais utilizados no dimensionamento. Para melhorar a resistência do terreno para opção de fundação superficial, foram ainda analisadas possíveis técnicas de melhoramento e reforço do solo de fundação.

No Capítulo 6, “Análise comparativa entre as duas soluções”, procede-se à comparação das duas soluções de fundação (superficial e profunda) utilizando os resultados obtidos no capítulo anterior. São ainda analisadas com pormenor as características e dimensões dessas fundações, como também a elaboração de uma estimativa de custo de cada opção de fundação, considerando também as possíveis soluções de melhoramento do solo de fundação.

No Capítulo 7, “Conclusões e perspectivas futuras”, são apresentados as principais conclusões obtidas com a realização deste trabalho e os possíveis desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2. Introdução ao estudo dos tanques e as suas fundações

2.1 Considerações iniciais

No mundo da indústria, os tanques ou reservatórios são fundamentais para o armazenamento de produtos, líquidos ou gases à pressão atmosférica ou a pressões superiores à pressão atmosférica.

Na indústria do processo de transformação de produtos como o petróleo e os seus derivados os recipientes de armazenamento são designados por tanques de armazenamento ou tanques industriais (Lindemberg et al., 2008).

Neste capítulo caracterizam-se os tanques enquanto estruturas de armazenamento em relação à sua função, ao tipo de material a utilizar na sua construção, à sua posição em relação ao solo e à sua geometria. Essas características advêm de uma evolução histórica dos tanques como recipientes de armazenamento combustíveis.

Os tanques estão, na maioria dos casos, dentro de bacias de retenção e assentam em fundações especiais, descritas neste capítulo. No dimensionamento dos tanques deve ter-se em conta todas as acções que poderão por em causa a segurança da estrutura e se for necessário, considerar sistemas de ancoragem nas suas bases.

2.2 Caracterização dos tanques

Um tanque industrial, como recipiente de armazenamento pode ser classificado sob diversos pontos de vista, tais como:

- Função

A função de um tanque é a primeira característica a ter em atenção, pois dependendo do objectivo pela qual o tanque vai ser projectado, têm-se diferentes cuidados especiais durante a fase de projecto. Um tanque pode ser projectado para servir de depósito de água potável, de combustíveis e gases, de estações de tratamento, entre outros (Cruz, 2009).

Deste modo, são as características do produto a armazenar que condicionam o dimensionamento, a temperatura, a pressão de armazenamento, inflamabilidade e volatilidade que o tanque deve ter.

- Material

Depois de se ter determinado qual a função e o produto a armazenar, o engenheiro responsável deverá escolher qual o material a ser utilizado para construir a estrutura do tanque. Este pode ser: em aço carbono (ver Figura 2.1 a)), em betão armado (ver Figura 2.1 b)), fibras de vidro ou plástico.

Todavia, no domínio da tecnologia de fabricação e do controlo de deterioração e, na indústria de processo, usa-se o aço carbono como principal material fabricação desses tanques.



a)



b)

Figura 2.1 - Exemplo de dois tipos de tanques: a) Tanque em Aço Carbono adaptado do (Proj02, 2009); b) Tanque em Betão Armado.

- Posição em relação ao solo

Os tanques podem estar posicionados de diversas formas em relação ao solo, apoiados directamente, elevados (ver Figura 2.2) ou enterrados, sobre uma torre ou um edifício. A posição do tanque em relação ao solo depende principalmente das características geotécnicas e geológicas do solo.



Figura 2.2 - Exemplo de um tanque elevado.

- Geometria do tanque

Quando à sua geometria os tanques podem ser classificados como sendo: circulares cilíndricos, esféricos, cónicos, quadrados ou rectangulares, posicionados na vertical

como na Figura 2.2 a), ou na horizontal como na Figura 2.3 b). Todas as características acima referidas intervêm na escolha da geometria do tanque, principalmente do tipo produto a armazenar (Cruz, 2009).



Figura 2.3 – Exemplo de tanques de armazenamento de petróleo e os seus derivados. a) Tanque de armazenamento vertical. b) Tanque de armazenamento horizontal.

Dentro da classificação da geometria dos tanques pode-se ainda dividi-los em dois grupos em relação ao tipo de tecto: tecto flutuante ou tecto fixo (Lindemberg et al., 2008).

2.3 Perspectivas sobre a evolução histórica dos tanques

Desde da descoberta do petróleo que o homem tem lidado com as dificuldades com o seu armazenamento. Sendo o método de armazenamento mais usado, os barris de madeira, estes não eram suficientemente resistentes para o produto a armazenar. Para um melhor condicionamento do produto, foram construídos os primeiros tanques em aço, com dimensões muito reduzidas em relação à procura que havia.

Contudo, no início do século XX, a procura do petróleo aumentou e conseqüentemente os métodos de armazenamento tiveram que melhorar. Sucedeu-se então a construção dos tanques soldados, que garantiam uma maior segurança e resistência no armazenamento do produto.

Com a segunda Guerra Mundial, houve um crescimento das indústrias e as necessidades de armazenamento e transporte tornaram-se mais visíveis, principalmente na segurança e nas perdas durante o transporte e armazenamento ou nos riscos provocados na vaporização dos fluidos dos derivados do petróleo (Costa, 2011).

A necessidade, o aumento do consumo e do custo contribuíram para o desenvolvimento dos tanques e das suas instalações, como nos parques de combustíveis indicados na Figura 2.4, em termos de tecnologia de construção, no volume a armazenar e nas condições de segurança dessas instalações.

A preocupação com os riscos desde fase de construção, do transporte, da armazenagem até à desactivação do tanque e dos parques fez surgir um conjunto de normas, códigos e procedimentos de segurança para estes, tornando-se constante durante esses processos todos e principalmente para atender às constantes mudanças de cenários.



Figura 2.4 - Parques de tanques de petróleo: a) República Checa; b) Alemanha.

A API, *American Petroleum Institute*, é a maior associação comercial dos Estados Unidos da América na indústria do petróleo e do gás natural. Esta associação tem como principais funções de advocacia e negociações com o governo, agências legais e regulamentares, investigações e de controlos industriais. Assim, é considerada a principal instituição em termo de normalização, regulamentação e controlo da indústria dos tanques de petróleo e os seus derivados (API, 2012).

As imagens apresentadas na Figura 2.5 e na Figura 2.6 são exemplos de propostas de parques de combustíveis elaborados na empresa *Projecto&Detalhe*, de acordo com os requisitos impostos pelos clientes. Na concepção e desenvolvimentos destes parques são tidos em conta os serviços multidisciplinares de arquitectura e engenharia, da gestão, do planeamento e funcionamento destes.

A construção destes projectos industriais constitui um processo onde se envolvem muitas disciplinas da engenharia, como a engenharia do processo, da electricidade, da instrumentação, da mecânica, da automação e controlo dos parques, e da engenharia

civil e arquitectura dos parques. A segurança e ambiente das disciplinas atrás referidas têm de ser considerada na avaliação e viabilidade técnica e económica destes projectos.



Figura 2.5 – Proposta elaborada para um futuro parque de combustíveis. Engenharia de detalhe do parque de recepção, armazenamento e expedição de combustíveis.



Figura 2.6 – Projecto para a construção de uma infra-estrutura para recepção, armazenamento e expedição de combustível.

2.4 Dimensionamento dos tanques. Algumas considerações

Na indústria do processo os tanques são, na sua maioria, dimensionados através do programa de cálculo *ITS Design* de acordo com a norma americana API 650 “*Welded Tanks for Oil Storage*” (American Petroleum Institute, 1998), onde estão descritos todos os aspectos, requisitos e condicionalismos a considerar neste dimensionamento. Apesar de ser uma norma americana recomendada pela API para os tanques industriais, em Portugal também é utilizado, pois não existe regulamentação portuguesa necessária para o dimensionamento destes. Este programa, *ITS Design*, efectua o dimensionamento e o cálculo estrutural do tanque, considerando todos os aspectos

importantes, como as suas dimensões, o produto a armazenar e as acções a considerar na sua estrutura.

No projecto dos tanques a que ter em atenção vários factores que influenciam e condicionam as características destes e os cuidados a ter durante a sua construção. Quanto à informação obtida na empresa Projecto&Detalhe através dos engenheiros especializados no dimensionamento dos tanques é preciso ter em atenção alguns dos seguintes aspectos abaixo mencionados:

- Bacia de retenção

Se o produto a armazenar for combustível ou derivados, os tanques tem que ser instalados no interior de bacias de segurança em betão armado de forma a garantir a segurança para o caso de haver derrame de combustível, conforme a Figura 2.7.

Essas bacias de retenção tem de ser herméticas e dimensionadas para acomodar o volume total de produto armazenado, de acordo com as indicações do Decreto-Lei 36:270 de 09.05.1947 – Regulamento de segurança das instalações para armazenagem e tratamento industrial de petróleos brutos, seus derivados e resíduos.

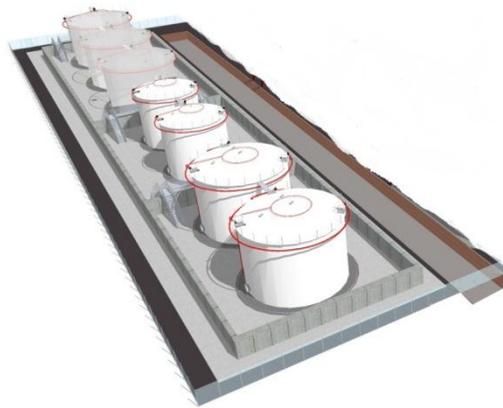


Figura 2.7 – Exemplo de um conjunto de tanques dentro de uma bacia de retenção.

O tanque assenta sobre um anel de fundação onde, se for necessário, serão instaladas as ligações do tanque ao anel.

- Ligações dos tanques a base de suporte

Dependendo do tipo de terreno de fundação o tanque poderá ou não estar assente sobre um anel de fundação com uma laje de betão. As ligações entre o tanque e a base de suporte são dimensionadas de acordo com as características geotécnicas do tanque.

Se o tanque tiver uma largura muito maior que a altura não são precisas ligações, pois este tem a estabilidade necessária para não haver movimentações na base. Porém, se a altura for muito maior que o diâmetro, então será necessário dimensionar as ancoragens ou chumbadores.

Estas ancoragens podem ser dimensionadas com a ajuda do programa *ITS Design*, determinando as suas dimensões e o número necessário destas para resistir às acções do vento e do sismo e possíveis movimentações nas bases dos tanques.

As figuras seguintes indicam os dois tipos de ancoragens mais utilizados.

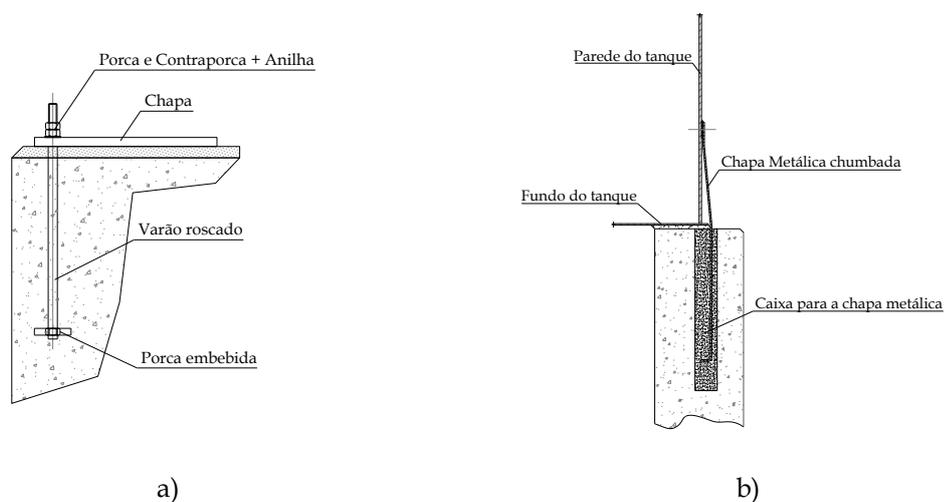


Figura 2.8 – Exemplos de sistemas de ancoragem utilizadas nos tanques de armazenamento: a) Chumbadouro, adaptado do projecto:(Proj06, 2012); b) Chapa metálica soldada, adaptado do projecto: (Proj02, 2009)

O chumbadouro, Figura 2.8 a, consiste num mecanismo de ancoragem onde o parafuso, ou neste caso o varão roscado está embestado directamente no betão da laje do tanque presa por uma porca e, a chapa do fundo do tanque encontra-se presa a este parafuso com a ajuda de porcas e contraporcas.

A chapa metálica, Figura 2.8b, encontra-se soldada à parede do tanque e dentro de um negativo deixado previamente no anel de betão, que será enchido com um selante apropriado.

- Acções a considerar nos tanques

No dimensionamento da estrutura do tanque são consideradas as acções permanentes como o peso próprio do tanque e, as acções variáveis como o produto a armazenar no tanque, as acções do vento e sismo.

A acção do produto a armazenar é considerada variável, pois durante o processo a que o tanque está envolvido a quantidade de produto poderá variar drasticamente, podendo o tanque estar totalmente cheio ou totalmente vazio.

A acção do vento é considerada como sendo uma acção variável dependendo da sua orientação e intensidade nas paredes exteriores do tanque, como demonstra a Figura 2.9. Esta acção é quantificada quando o tanque se encontra vazio pois é a situação mais desfavorável.

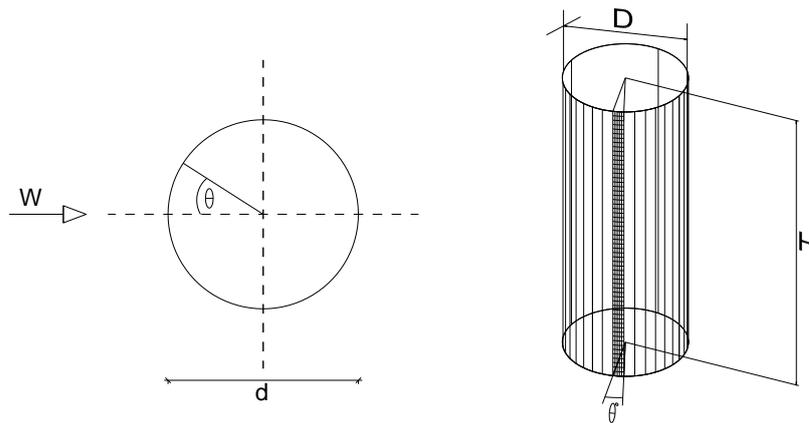


Figura 2.9 - Acção do vento na estrutura do tanque.

A acção do sismo é contabilizada através do valor da aceleração à superfície do terreno, dependendo do tipo de terreno, da localização da estrutura e da sua classe de importância, actuando na base do tanque, nomeadamente no nó de ligação entre a estrutura de aço do tanque e o anel em betão armado (ver Figura 2.10). É caracterizada por dois tipos de acções sísmicas e depende do peso do tanque com o produto armazenado, que neste caso, actuará com factor desfavorável no dimensionamento.

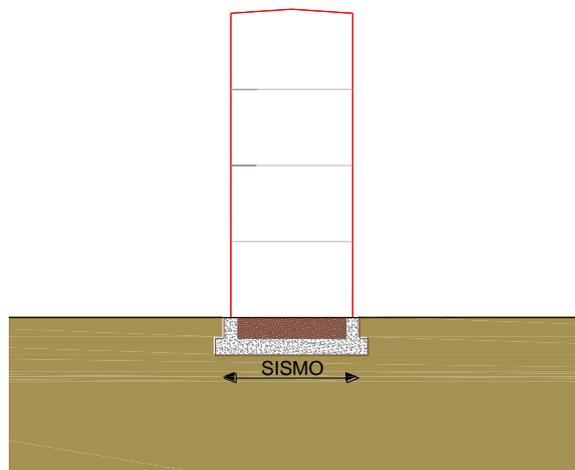


Figura 2.10 - Acção do sismo na estrutura do tanque.

2.5 Fundação dos tanques

Fundações é o termo usado para definir a parte da estrutura que vai transmitir ao terreno além do seu peso próprio, o peso da superestrutura e das forças que atuam sobre estas (Tschebotarioff, 1978).

As fundações são uma das partes mais importantes numa estrutura e o seu correcto funcionamento é muito condicionante para a estabilidade da estrutura que este suporta.

Nesta perspectiva, uma fundação é considerada como um elemento de ligação da superestrutura ao solo. Essa ligação está definida como a transmissão de cargas da superestrutura para um estrato firme do terreno, localizado a uma determinada profundidade (Francisco, 2007).

As fundações são, por vezes, a etapa da construção que envolve um elevado investimento em comparação com o custo total da obra, dependendo do tipo de solução adoptada e do processo construtivo.

A maioria dos casos de acidentes ou avarias em estruturas ou edifícios são devidos a insuficiências de fundação. Destas insuficiências, parte poderão ser devido a erros na concepção e no projecto ou na errada escolha do método de fundações, no entanto grande parte dessas insuficiências deve-se ao incorrecto ou inexistente conhecimento do terreno (Coelho, 1996).

2.5.1 Estudo geológico e geotécnico

Os estudos para o projecto e execução das fundações de uma estrutura, seja edifício, ponte, ou túnel, requerem sempre, prévias investigações geotécnicas com níveis de exigência e resultados consoante a importância da obra (Caputo, 1988).

Dependendo do comportamento de uma fundação, as características geotécnicas dos terrenos subjacentes, seja solo ou rocha, um engenheiro deve ser capaz de distinguir entre as diversas formações, os principais constituintes e avaliar as propriedades básicas de cada estrato do terreno em estudo (Coelho, 1996).

O primeiro passo num estudo de fundações é fazer o reconhecimento preliminar do terreno local, ou seja, fazer uma pesquisa preliminar de campo, onde se vai recolher as seguintes informações:

- ✓ Características topográficas gerais;
- ✓ Perturbações aparentes devidas a deslocamentos de terreno;
- ✓ Tipo de estruturas existentes e eventual danificação das mesmas;
- ✓ Marcas de cheias em edifícios antigos, pilares ou encontros de pontes, etc.;
- ✓ Níveis de águas no subsolo (poços, escavações);
- ✓ Afloramentos de rochas;
- ✓ Perfis geológicos de cortes ou escavações existentes (estradas, caminhos de ferro, pedreiras, etc.);
- ✓ Colheita de registos fotográficos;
- ✓ Informações sobre o clima, acessos, materiais de construção;
- ✓ Contactos com autoridades locais, técnicos locais de estradas, caminhos-de-ferro, agrónomos e empreiteiros locais.

Após essa análise, há que confirmar a informação obtida, pelo que tem que se fazer a prospecção subterrânea, quer por sondagens ou por outros métodos a fim de obter mais informações sobre o terreno.

O reconhecimento do terreno nunca é suficiente ou definitiva, pois os solos são muito variáveis e não é possível fazer uma caracterização completa e exacta. Por isso, com a análise dos resultados, com a experiência e até mesmo a intuição do engenheiro é que resultam estudos e relatórios geológicos e geotécnicos, com conclusões dentro dos limites aceitáveis (Coelho, 1996).

Não existe em Portugal, ainda, uma regulamentação que preveja os objectivos para o estudo geológico e geotécnico de uma obra. No entanto, e apesar de ainda não estar publicada em português, a norma europeia EN 1997-2, Geotechnical Design - Part 2: Ground investigation and testing, (EC7-2, 2007) define princípios e regras para a caracterização geotécnica, tais como:

- O Planeamento dos estudos de caracterização geotécnica (prospecção e ensaios) para apoio ao projecto;
- Os requisitos gerais para os ensaios mais comuns de campo e de laboratório;
- A interpretação dos resultados dos ensaios, tendo em vista a determinação de valores deduzidos dos parâmetros geotécnicos.

Segundo esta norma, um relatório geológico e geotécnico tem que conter as hipóteses, os dados, os métodos de cálculo e os resultados da verificação da segurança e da aptidão para a utilização. Também tem de incluir um plano de supervisão e

observação, com os aspectos que requeiram verificação durante a construção ou manutenção após a construção claramente identificados.

Um relatório geológico e geotécnico deve ser realizado com toda a informação adequada sobre os terrenos e as suas características do local da obra. Deverá realizar-se um enquadramento geotécnico, onde resulta, uma campanha de prospecção realizada objectivamente para a obra em causa.

O objectivo dessas campanhas de prospecção é a obtenção dos perfis do terreno, com as informações geológicas e geotécnicas, com as amostras, intactas ou remexidas, de forma a caracterizar, directamente através de ensaios *in situ* e laboratoriais, os diversos estratos do terreno em estudo. Também são recolhidas, através das amostras, informações sobre os terrenos com circulação de água e os respectivos níveis piezométricos, freáticos ou artesianos (Coelho, 1996).

Em posse de todos os dados resultados dos diversos trabalhos de prospecção, observações locais e pesquisa bibliográfica, terá que se elaborar um relatório geológico e geotécnico final, onde serão incluídos os seguintes aspectos:

- Apresentação dos gráficos das sondagens executadas, onde para além dos valores dos respectivos ensaios se caracterizará o perfil em termos litológicos e posição do nível freático;
- Com base nestes resultados e na observação da geologia envolvente, terá que se descrever a geologia local, na qual o terreno se encontra inserido;
- Atendendo às correlações existentes entre os ensaios *in situ* e os parâmetros geotécnicos dos solos, apoiados na classificação, serão atribuídos os parâmetros geotécnicos necessários para projecto como: a coesão, o ângulo de atrito interno, o peso específico e o módulo de deformabilidade dos solos, o coeficiente de Poisson;
- Perante as características geomecânicas detectadas serão tidas considerações relativamente ao dimensionamento dos pavimentos e modos de execução, tendo em especial atenção relativamente ao modo de execução de aterros;
- Serão apresentadas considerações de carácter geotécnico, tais como facilidade de execução das fundações, tendo em atenção as soluções possíveis, posição do nível freático, a litologia e as proximidades de construções, estradas, taludes, etc., possibilidade ou dificuldade em executar escavações, ângulos de estabilidade a dar a taludes temporários ou definitivos, estruturas de

contenção, ou qualquer outro aspecto que de acordo com os resultados da prospecção e características das estruturas a implantar sejam pertinentes (Oeste SA, 2012).

Em certos casos, o número dos ensaios a realizar para um estudo geotécnico depende do interesse do dono pois, é este decide o investimento a fazer neste tipo de estudo, principalmente, se a dimensão da obra for pequena. Porém, há que encarar estes estudos como um importante instrumento de análise e consulta no dimensionamento da estrutura e das suas fundações (S. R. Mendes, 2010).

A seguinte Figura 2.11 demonstra um exemplo claro de como deve ser apresentado num gráfico os resultados de uma sondagem realizada para uma determinada obra.

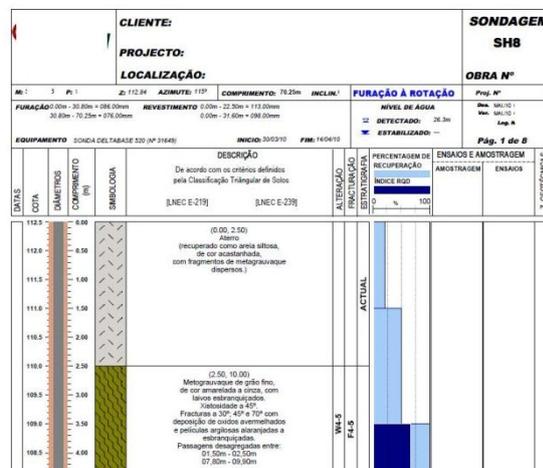


Figura 2.11 - Exemplo do gráfico de uma sondagem para um relatório geológico e geotécnico.

Como se pode reparar existem aspectos essenciais neste gráfico de forma a conseguir-se fazer uma interpretação clara e objectiva do tipo do solo, do seu comportamento, do seu estado actual e da sua reacção perante os ensaios realizados.

2.5.2 Tipos de fundações

O uso da terminologia correcta para o tipo de fundação, deve ser o primeiro cuidado que um projectista de fundações deve ter. As fundações podem ser classificadas em três tipos:

- Fundações Superficiais - $D/B < 4$;
- Fundações Semi-profundas - $4 \leq D/B < 10$;
- Fundações Profundas - $D/B \geq 10$.

Em que D é a profundidade e B a largura ou diâmetro.

Num projecto de fundações superficiais deve-se ter em atenção se esta reúne todas as características básicas no que respeita à segurança, fiabilidade e utilidade funcional, do modo mais económico possível. As principais características a considerar são relativas à profundidade adequada, aos assentamentos aceitáveis e à segurança em relação à ruptura (Coelho, 1996).

As fundações superficiais podem ser classificadas em três tipos:

- Sapatas Isoladas;
- Sapatas Contínuas;
- Ensoleiramentos.

Uma fundação superficial é caracterizada como aquela que transmite solicitações ao solo só pela base, sendo desprezáveis as contribuições por atrito ou aderência lateral (Folque, 2010).

Só há necessidade de execução de fundação profunda quando as soluções de fundação superficial, mais simples e económicas, forem rejeitadas, devido às fracas características do terreno superficial que não satisfazem as exigências da obra a fundar.

As fundações profundas podem ser de 4 tipos:

- Caixões;
- Barretas;
- Pegões;
- Estacas.

São caracterizadas por fundações em que as cargas são transmitidas pela ponta e por aderência atrito lateral ao solo envolvente. Estas duas capacidades resistentes, laterais e de ponta, são as duas parcelas da capacidade resistente total que a fundação poderá ter, apesar ter uma maior contribuição de ponta devido à resistência do solo atingida pela ponta da fundação (Folque, 2010).

2.5.2.1 Fundações utilizadas nos tanques

Para um tanque de combustível vertical, o tipo de fundação a utilizar depende de vários factores, como as exigências do projecto, do tipo de tanque, das suas dimensões e do seu conteúdo, das condições do solo, das condições do ambiente, da disponibilidade dos materiais, da regulamentação local e das exigências do cliente.

Deste modo, as fundações desses tanques podem ser de três tipos dependendo do tipo de terreno:

- ✓ Camada de solos seleccionados;
- ✓ Ensoleiramento geral (laje de fundação);
- ✓ Estacas com um maciço de encabeçamento em betão armado.

Se o **terreno apresentar capacidade resistente suficiente** e necessária para suportar o peso do tanque não é necessário colocar uma fundação. A Figura 2.12 demonstra uma base de suporte para o tanque, constituída por solos seleccionados e resistentes, com o objectivo de equilibrar a base do tanque.

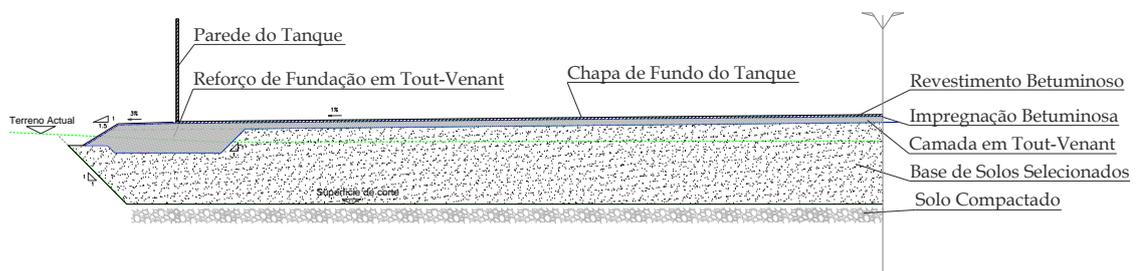


Figura 2.12 - Fundação de um tanque constituída por camadas de solos seleccionados, adaptado de: (Proj01, 2012).

A Figura 2.13 exemplifica um conjunto de tanques que serão construídos num terreno resistente instalados numa bacia de retenção, assente apenas em camadas de solos seleccionados.

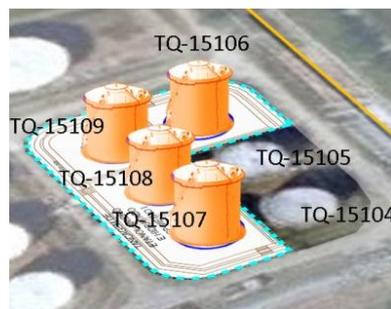


Figura 2.13 - Exemplo da implantação de futuros tanques num terreno resistente.

A Figura 2.14 demonstra outro exemplo de fundação que se pode optar para um solo de fundação resistente, constituído por um anel de fundação em betão armado, e no seu interior encontram-se os solos seleccionados.

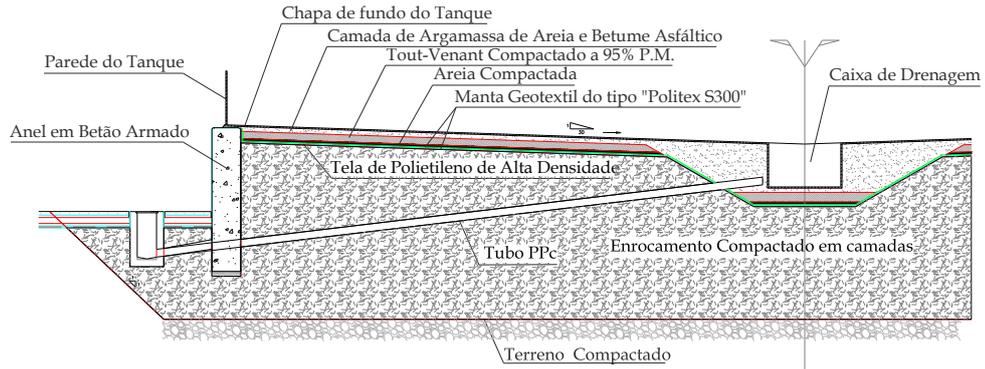


Figura 2.14 - Fundação de um tanque, com caixa de drenagem constituída por um anel de fundação com camadas de solos seleccionados, adaptado de: (Proj02, 2009)

Quando o terreno apresenta resistência, mas a uma pequena profundidade é necessário recorrer a uma fundação superficial, como mostra a Figura 2.15. Essa fundação é constituída por um anel de fundação em betão armado com solos seleccionados no seu interior, assentes numa laje de betão armado.

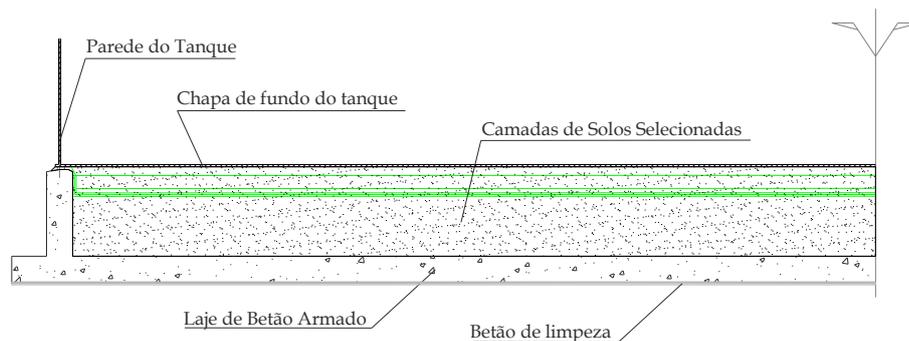


Figura 2.15 - Fundação superficial constituída por um anel de fundação com solos seleccionados assente numa laje em betão armado, adaptado de: (Proj03, 2010).

Essas camadas dos solos seleccionados colocadas no interior do anel de fundação são definidas seguindo normas petroquímicas respeitando as especificações previamente definidas pelo cliente da obra, conforme a Figura 2.16.

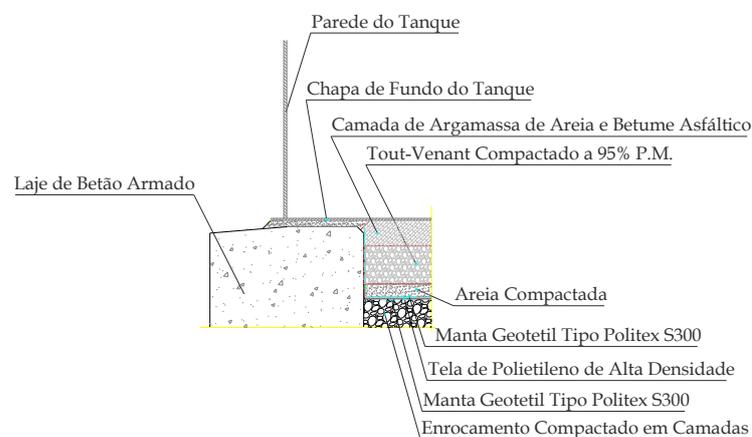


Figura 2.16 - Camadas dos solos seleccionados, adaptado de: (Proj04, 2011).

Todavia, se o **terreno à superfície não tiver capacidade resistente** para suportar o peso do tanque, a fundação tem que ser profunda. Essa fundação é composta por maciço de encabeçamento em betão armado apoiado em estacas também em betão armado, de acordo com o indicado na Figura 2.17 e Figura 2.18.

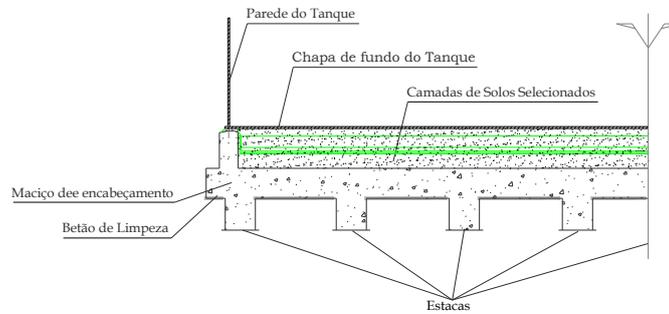


Figura 2.17 - Fundação profunda de um tanque constituída por um anel de fundação com camadas de solos seleccionados e um maciço de encabeçamento com estacas de betão, adaptado de: (Proj04, 2011).

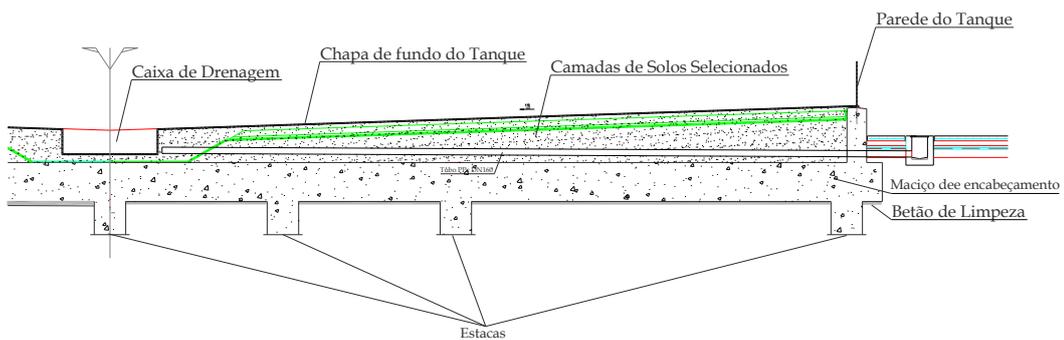


Figura 2.18 - Fundação profunda de um tanque com inclinação na base e uma caixa para drenagem, constituída por um anel de fundação com camadas de solos seleccionados e um maciço de encabeçamento com estacas de betão, adaptado de: (Proj04, 2011).

A Figura 2.19 representa um exemplo de um projecto de implantação de um conjunto de tanques onde o terreno a suportá-los não tem resistência suficiente para suportar o peso dos tanques assim, optou-se por colocar estacas de forma a transmitir os esforços para um terreno mais resistente em profundidade.

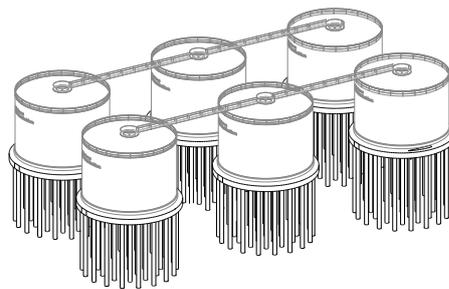


Figura 2.19 - Projecto de um parque de combustíveis: conjunto de tanques para o armazenamento de gasolina com fundações profundas (estacas), adaptado de: (Proj05, 2010).

2.5.3 Dimensionamento das fundações

O dimensionamento das fundações depende principalmente da interpretação das investigações geotécnicas e da avaliação dos esforços provenientes da superestrutura.

Para o dimensionamento das fundações tem que se fazer as verificações, segundo os regulamentos em questão (EC2-1, 2010; EC7-1, 2010) aos Estado Limites Últimos e de Utilização.

As fundações dos tanques têm que ser dimensionadas para:

- ✓ Equilibrar as forças originadas pela acção do vento e do sismo;
- ✓ Resistir às forças de tracção e torção provocadas pelo impulso, actuante no interior do tanque, devido ao peso do produto armazenado e ao peso do terreno de fundação.
- ✓ Resistir às forças de torção provocadas pela excentricidade, em relação ao seu eixo, do peso do produto armazenado.
- ✓ Resistir às forças de flexão que resultam do seu funcionamento como viga assente em meio elástico, com as respectivas cargas e acções na superestrutura;
- ✓ Não apresentar fendilhação excessiva para acção da retracção e da variação de temperatura.
- ✓

Opção 1 - Fundação profunda - Anel de fundação assente num maciço de encabeçamento com estacas em betão armado

No dimensionamento de uma fundação profunda para suportar um tanque industrial é necessário ter em atenção os pormenores que se seguem.

O anel de fundação terá um comportamento estrutural bastante semelhante a uma parede de betão armado ou a uma viga de fundação, considerando como pressões o peso proveniente do tanque e das cargas envolvidas no dimensionamento.

Considerando o maciço de encabeçamento das estacas com uma estrutura em betão armado que se apoia sobre um conjunto de estacas, a fim de transmitir as cargas da superestrutura ao grupo de estacas. O seu dimensionamento é efectuado como o de uma laje de fundação, tendo ainda que realizar a verificação ao punçoamento devido as estacas posicionadas no maciço.

Para as estacas moldadas em betão armado é necessário ter em atenção aos seguintes factores no seu dimensionamento:

- Dependendo do tipo de terreno identificado através do relatório geológico e geotécnico, tem que se escolher qual o tipo de estaca a construir.
- O diâmetro das estacas deve ser escolhido tendo em conta a esbelteza desta e a tensão média para cada uma delas, sabendo que a carga vertical total para cada estaca deve ser inferior a 7500kN/m^2 (Campos, 2011).
- A determinação do comprimento da estaca tem que ter atenção ao encastramento a realizar no terreno resistente, ou seja, tem que ser no mínimo igual a três vezes o diâmetro das estacas para solos e uma vez o diâmetro para as rochas;
- A localização das estacas em planta no maciço obtém-se tendo em atenção os esforços axiais e os momentos flectores transmitidos pela superestrutura ao maciço de encabeçamento. O afastamento mínimo entre as estacas deve ser no mínimo 2,5 a 3 vezes o diâmetro (Francisco, 2007).

Os maciços (laje de fundação) em geral transmitem às estacas três tipos de esforços: axiais, momentos flectores e transversos. Deste três esforços, os axiais são considerados como os principais, e os outros dois são algumas vezes desprezados, pois para analisá-los é preciso efectuar uma análise mais rigorosa. Assim, os cálculos para o dimensionamento das estacas são realizados como os dos pilares com cargas concentradas (Martins, 2003a).

Para o dimensionamento desta fundação é necessário fazer as seguintes verificações:

- ✓ Verificação da segurança estrutural do anel, do maciço de encabeçamento e das estacas em betão armado;
- ✓ Verificação da capacidade resistente do terreno de fundação das estacas;
- ✓ Verificação da deformação vertical das estacas.

Para as estacas as cargas são transmitidas ao terreno através da base de fundação, (resistência de ponta) e, ou da sua superfície lateral, (resistência de atrito) (Martins, 2003a).

Opção 2 - Fundação Superficial - Anel de fundação sob uma laje de fundação (Ensoleiramento geral)

Para as fundações superficiais, os cuidados a ter no seu dimensionamento são idênticos aos da fundação profunda, tendo em atenção os seguintes aspectos.

Este tipo de fundações tem grande desenvolvimento em planta com pequenas espessuras e são consideradas como lajes de fundações. O comportamento dessa laje pode ser considerado como uma “jangada” sobre a qual repousa toda a edificação (Martins, 2003b).

Na concepção da superestrutura com ensoleiramento há que garantir que a resultante das cargas verticais se situe próximo do centro de gravidade da laje de fundo, com uma adequada margem de segurança. Desta forma, consegue-se garantir que há uma distribuição de tensões uniforme, limitando assim eventuais inclinações das superestruturas.

A distribuição de tensões num solo de fundação é uma situação particularmente difícil de avaliar com rigor pois depende da rigidez relativa do solo e da laje de fundo, que poderá variar dependendo dos níveis de carga.

O dimensionamento do anel de fundação para esta opção de fundação é efectuado da mesma maneira que nas fundações profundas, verificando as mesmas condições de segurança.

Para o dimensionamento desta fundação superficial é necessário fazer as seguintes verificações:

- ✓ Verificação da segurança estrutural do anel e do ensoleiramento geral;
- ✓ Verificação da capacidade resistente do terreno de fundação do ensoleiramento geral.

2.5.4 Melhoramento do terreno

Sobre um dado local há que construir uma certa estrutura e, nesse local o terreno de fundação, obviamente já existente, deverá ser a principal condicionante do projecto da estrutura, nomeadamente na adaptação da fundação ao solo (Coelho, 1996).

Em muitas situações de construções as condições geotécnicas e geológicas do terreno são as principais condicionantes, tanto para os processos para realizar a construção como para os custos da construção que em algumas situações são elevados devido a

dificuldade da construção. Esses custos podem sempre ou quase sempre ser consideravelmente reduzidos se se pudesse modificar o projecto ou então mudar de local de implantação.

A opção de alterar o projecto nem sempre é possível, contudo é uma decisão que deverá ser tomada na fase de projecto, quando se verificar que não é possível equilibrar a carga prevista ao nível da fundação projectada. Deste modo, pode-se tentar ou diminuir a tensão de contacto ou então aumentar a fundação em profundidade, se a qualidade do solo de fundação permitir (Coelho, 1996).

As técnicas de melhoramento consistem principalmente em melhorar as propriedades de deformabilidade, resistência ao corte e permeabilidade do solo de fundação. Essas técnicas consistem essencialmente na substituição ou na utilização de tratamentos diversos no terreno.

Dependendo dos objectivos pretendidos e da filosofia de concepção da construção e tendo em conta os diferentes estados de tensão a introduzir no terreno, a opção da técnica de melhoramento de solos a adoptar poderá variar (Cordeiro & Almeida, 2003).

Alguns exemplos de técnicas de tratamento de solos existentes são:

- Reforço de solos através da inclusão de materiais naturais;
- Substituição de terreno por outro volume mais adequado;
- Compactação Dinâmica;
- Pré-Carga;
- Injecções;
- Vibro-compactação;
- Tratamentos Térmicos;

No entanto, a decisão sobre qual a técnica mais adequada a cada situação depende de vários factores, que devem ser analisados de forma a avaliar as vantagens e desvantagens de cada uma delas. Deste modo, alguns dos factores a ter em conta na escolha da melhor técnica podem ser (Cordeiro & Almeida, 2003):

- ✓ Objectivo e âmbito do tratamento, como por exemplo: túnel, talude, fundação, reforço de solo ou fundações, estabilização, estrutura de contenção, escavação, correcção de deformações, etc.);
- ✓ Competitividade económica da solução face aos objectivos a atingir;
- ✓ Factores geológicos e hidrogeológicos;

- ✓ Características geotécnicas condicionantes;
- ✓ Condições locais, existência ou não de edificações ou infra-estruturas próximas, espaço físico disponível;
- ✓ Quantidade de terreno a tratar (área, profundidade ou volume);
- ✓ Prazo de execução;
- ✓ Enquadramento ambiental e social (erosão, contaminação de água, efeitos em estruturas ou actividade humanas próximas, etc.).

Capítulo 3. Descrição do estudo de caso

3.1 Descrição do enquadramento geral da obra

A obra pertence a uma empresa de biocombustíveis e oleaginosas, que pretende aumentar a sua capacidade de armazenagem de Hexano construindo dois tanques de armazenamento com uma capacidade de 75 m³ cada nas suas instalações industriais.

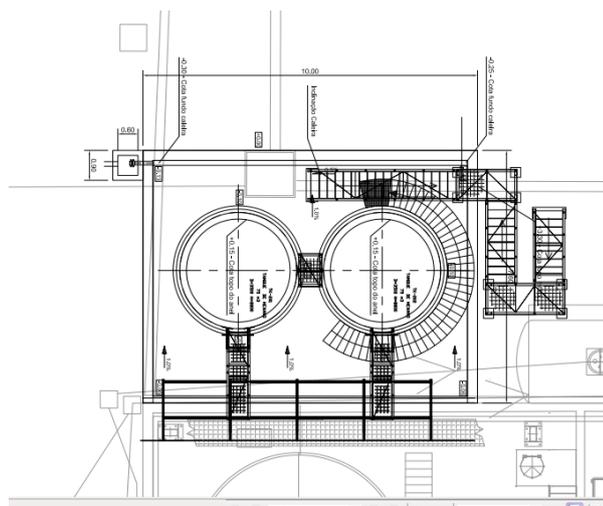


Figura 3.1 – Planta de localização da obra.

A obra localiza-se em Alhandra numa zona junto ao rio Tejo conhecida por ter um solo do tipo aluvionar, pelo que numa primeira apreciação se antevia que a resistência do solo não ofereceria condições de resistência suficiente para suportar o peso dos tanques (hipótese validada pelo relatório geológico e geotécnico que mais à frente se apresentará).

Atendendo ao contexto anterior foi proposto avançar com o projecto de uma fundação do tipo profunda para os tanques, no entanto, o cliente “pretendia” que as fundações fossem do tipo superficial, ou uma solução mais simples de forma a facilitar o procedimento de construção e um menor custo.

Deste modo, efectuou-se este estudo de forma a comparar as duas soluções, fundações superficiais e profundas, em termos de medições e custos para apresentar ao cliente, a melhor solução ao melhor custo.

Para a opção de fundação superficial foram consideradas as técnicas de melhoramento do solos de fundação, como contributo para aumentar a capacidade resistente do solo para suportar a carga transmitida pela fundação.

3.2 Localização da obra

A obra encontra-se enquadrada numa zona fluvial de Vila Franca de Xira, onde serão implantados os tanques de hexano como a Figura 3.2 indica.



Figura 3.2 – Localização da obra. Fonte:(Googlemaps, 2012).

3.3 Descrição do enquadramento geológico e geotécnico do local

A descrição do estudo geológico e geotécnico do local da obra é uma das fases mais importante e condiciona por completo a escolha e o dimensionamento das fundações a do tanque.

O estudo geológico e geotécnico do local da obra consistiu num reconhecimento do local através de 5 campanhas de prospecção designadas por: A,B, C, D e E (CENOR, 1981).

Para cada uma das campanhas A, B e C, foram realizadas, 5, 2 e 3 sondagens respectivamente. Para essas sondagens só se realizaram Ensaios de Penetração Dinâmica, SPT e para a sondagem C, SC, ainda foram realizadas 2 Ensaios de Penetração Estática, CPT.

As campanhas E e F têm respectivamente, 7 e 6 sondagens, onde foram realizadas os seguintes ensaios:

- Ensaios no laboratório com amostras remexidas e intactas;
- Ensaios de Penetração Dinâmica;
- Ensaios de Penetração Estática;
- Ensaios de Molinete.

Os ensaios laboratoriais que se realizaram com as amostras colhidas nas campanhas de prospeção D e E foram as seguintes:

- Determinação dos limites de consistências: limites de liquidez (LL) e limites de plasticidades (LP);
- Análises granulométricas com sedimentações;
- Determinação do teor em água natural (w);
- Determinação do peso específico total (γ_t);
- Determinação da densidade relativa das partículas sólidas (G);
- Ensaio de compressão simples que permitem determinar a tensão de rotura (q_u) e o módulo de deformabilidade (E_u);
- Ensaio edométrico incluindo determinações de índices de compressibilidade (C_e) e de recompensabilidade (C_r) dos coeficientes de consolidação (C_v) e dos coeficientes de permeabilidade (K);
- Ensaio de corte directo;

Como indica a Figura 3.3, a sondagem localizada na proximidade da zona de implantação dos tanques é a sondagem SA 4, pertencente ao corte 7.

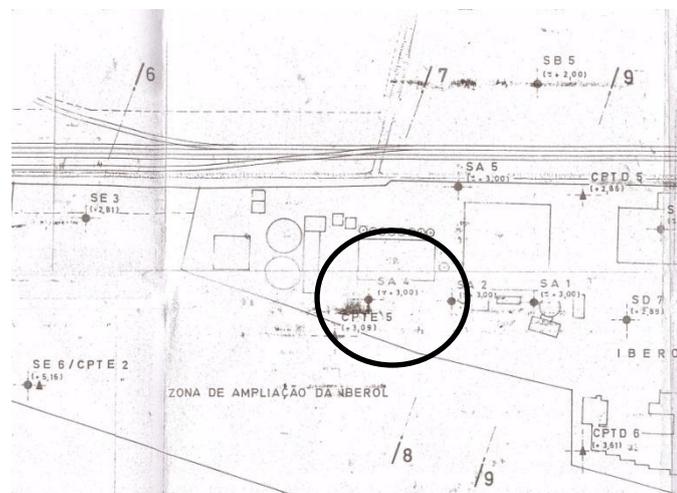


Figura 3.3 – Planta de localização dos trabalhos de prospeção realizados. Fonte: (CENOR, 1981).

Os estratos do terreno na sondagem SA4 estão indicados na Figura 3.4 o que permite a identificação de cada camada e as propriedades associadas a cada um destes.

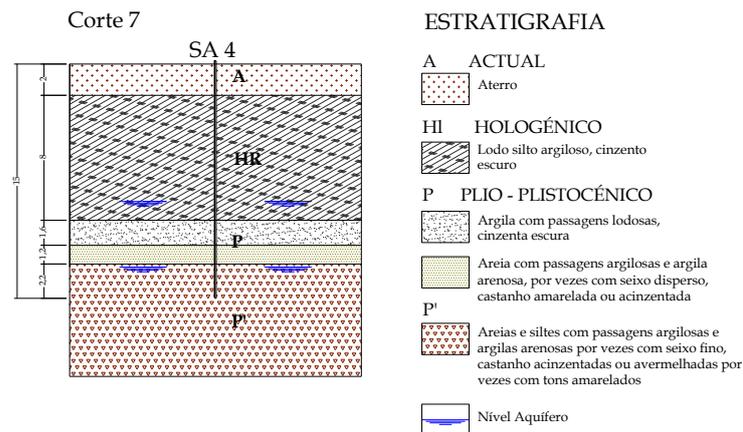


Figura 3.4 - Estratigrafia da zona de implantação do tanque, sondagem SA4. Fonte: (CENOR, 1981).

Com isso, a constituição do solo na zona de implantação é a seguinte:

- ✓ Pelo exame superficial realizado, pode-se concluir, que a zona é plana de natureza aluvial lodosa, coberta por aterros e entulhos. Esse aterro é constituído por blocos de betão de grandes dimensões. Através do exame de SPT observou-se que este aterro tem o valor N (número de pancadas) até 5 pancadas;
- ✓ A camada de lodo silto-argiloso com níveis intercalados de areias lodosas vai até uma profundidade de 10 metros com valores de N menores que 6 pancadas ou até mesmo nulos.
- ✓ A camada seguinte, constituída por argila com passagens lodosas, no complexo P, são ligeiramente descomprimidas no topo, com uma espessura inferior a 2 metros tem ainda valores de N muito baixos, até 16 pancadas, mas com a tendência a aumentar em profundidade;
- ✓ Ainda no complexo P, encontra-se uma camada da areia com passagens de argilas, com valores de N nunca superior a 30 pancadas.
- ✓ O nível de freático foi detectado nesta sondagem às profundidades de 8,8 e 13 metros.
- ✓ A base da sondagem realizou-se no complexo P' onde, a partir dos 13 metros de profundidade, encontra-se uma camada de areais e siltes com passagens argilosas. Obteve-se uma melhoria dos valores de N que, em geral, ultrapassaram as 60 pancadas.

Com base no relatório geológico e geotécnico (CENOR, 1981) pode-se concluir que o terreno tem fraca capacidade resistente nos estratos superficiais, até uma profundidade de aproximadamente 14 metros, a solução a adotar deveriam ser do tipo profundas, neste caso estacas de betão armado com um maciço de encabeçamento destas.

Como, o cliente exigiu que as fundações fossem superficiais, decidiu-se fazer um estudo com esta opção, ensoleiramento geral, para verificar se a solução é viável e compensatória em termos de custos. Serão estudadas soluções de melhoramento do solo de forma a viabilizar esta solução.

3.4 Caracterização da estrutura do tanque

O tanque de hexano (ver Figura 3.5) foi dimensionado pelos engenheiros mecânicos que utilizaram o programa *ITS Design* com base na norma API 650 (American Petroleum Institute, 1998), segundo as exigências do cliente e as condicionantes do local da obra.

Características e dimensões do tanque:

Quadro 3.1 – Características do tanque.

Material		Aço Carbono	
Altura do Tanque	8,8	m	
Diâmetro do Tanque	3,5	m	
Nível de Operação	8,46	m	
Altura total do tanque	8,92	m	

Elemento	Espessura (m)	Altura (m)	Diâmetro (m)		Peso específico (Kg/m³)	Volume (m³)	Peso (kN)	
			Exterior	Interior				
Tecto cónico	6,00E-03	0,12	3,5	3,49	7850	0,02	5,03	
Virolas	1	6,00E-03	2,2	3,5	3,49	7850	0,14	11,15
	2	5,00E-03	2,2	3,5	3,49	7850	0,12	9,30
	3	5,00E-03	2,2	3,5	3,49	7850	0,12	9,30
	4	5,00E-03	2,2	3,5	3,49	7850	0,12	9,30
Fundo	8,00E-03		3,5		7850	0,08	5,93	
Outros (anéis)							7,08	
Plataformas, tubuladuras, etc.							15,00%	
Peso Total de Fabricação					-	-	65,65	
Peso Total cheio de água					1000	84,66	895,94	
Peso Total em operação					658	81,39	590,87	

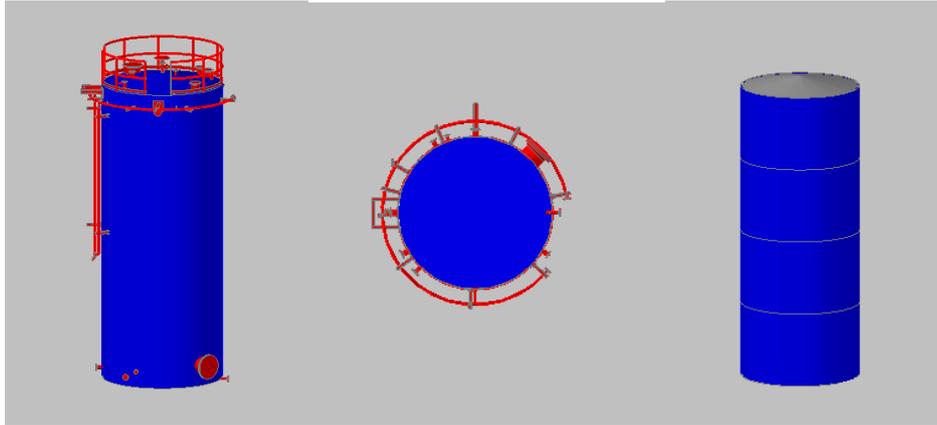


Figura 3.5 – Desenho em 3D do tanque.

Para o dimensionamento das fundações do tanque as cargas a considerar, de acordo com o quadro acima, são as seguintes:

- ✓ Peso do tanque vazio – 65.67 kN
- ✓ Peso do tanque com água – 856.32 kN

Como o tanque tem uma altura maior que a largura foi necessário dimensionar, com o auxílio dos engenheiros mecânicos, as ancoragens devido às ações do vento e do sismo. Desde modo, foram colocadas 22 chumbadores à volta do tanque como mostra a Figura 3.6.

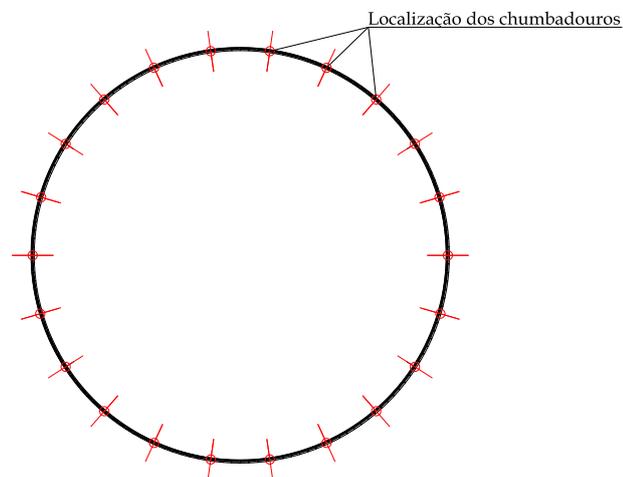


Figura 3.6 – Localização dos chumbadouros.

No dimensionamento das fundações, tanto para o maciço de encabeçamento das estacas como para o ensoleiramento geral, teve que se ter em atenção aonde é que os chumbadores vão ser ancorados. A solução escolhida para ancorar o tanque denominada de chumbadouro, já foi referida nas descrições apresentadas no capítulo 2, como uma solução mais simples e eficaz.

Capítulo 4. Análise estrutural do tanque

4.1 Descrição do modelo

Para a análise estrutural do tanque recorreu-se ao programa de análise de estruturas SAP2000, onde se utilizou um modelo tridimensional de elementos finitos constituído por 2244 elementos de cascas (*shell*). Para as fundações utilizaram-se também elementos de casca, 44 para o anel e 396 para a laje de fundação (maciço de encabeçamento). As estacas foram consideradas como 60 elementos de barra (frames) no modelo.

Este programa constitui uma ferramenta importante para a análise de estruturas, com o objectivo de analisar a estrutura, obtendo resultados rápidos e rigorosos quanto aos efeitos das acções estáticas e dinâmicas que actuam na estrutura.

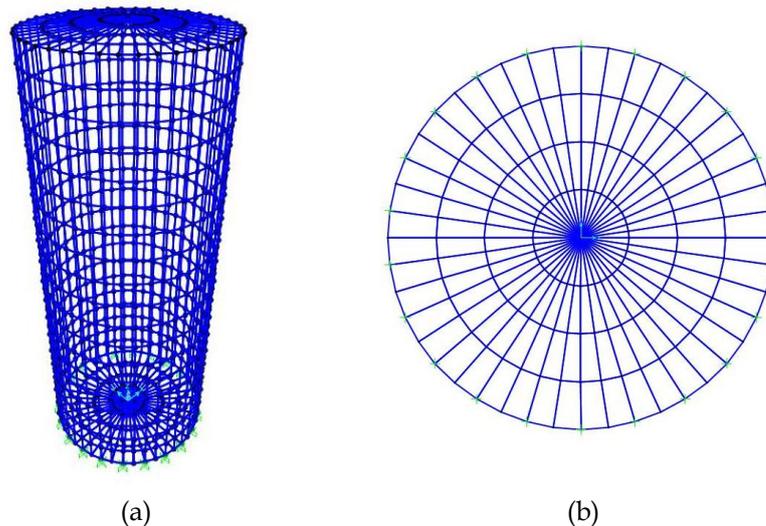


Figura 4.1 - Modelo tridimensional: a) Divisão do tanque em *shell*'s; b) Vista da base do modelo.

4.2 Materiais

Os materiais utilizados nos elementos de casca e de barra no modelo para o cálculo estrutural foram os seguintes:

- ✓ Aço Carbono: A36

$$\begin{aligned} E_{c,28} &= 200 && \text{GPa} \\ \nu &= 0,3 \end{aligned}$$

- ✓ Betão: C25/30

$$\begin{aligned} E_{c,28} &= 33 && \text{GPa} \\ \nu &= 0,2 \end{aligned}$$

	$f_{ck} =$	25	MPa
	$f_{ctm} =$	2,6	MPa
	$f_{cd} =$	16,7	MPa
	Peso próprio do betão =	25	kN/m ³

✓ Aço: A500

	$f_{ywd} =$	435	MPa
	$f_{yk} =$	500	MPa

Os recobrimentos utilizados de acordo com as recomendações do (EC2-1, 2010) foram:

- ✓ Para o anel de fundação: 0,03m;
- ✓ Para a laje de fundação e as estacas de betão armado: 0,05m.

4.3 Quantificação das acções na estrutura do tanque

A quantificação das acções realizou-se à luz dos Eurocódigos considerando como acções:

- O peso do tanque como uma acção permanente;
- O peso dos solos seleccionados no interior do anel como uma acção permanente;
- O peso do tanque com água como uma acção variável. Para os cálculos utilizou-se a água em vez do produto, Hexano, visto que este tem um peso específico inferior a água e dimensiona-se para o pior caso, a carga variável é o peso do tanque cheio de água;
- A acção do vento como uma acção variável;
- As acções sísmicas, também como acção variável.

4.3.1 Acções permanentes

A carga permanente a considerar para o dimensionamento do tanque é o peso próprio do tanque vazio.

Peso do tanque vazio - 6694,54 kg = 65,65kN

A carga permanente devido ao peso do tanque a distribuir pela base da fundação será:

$$PP = \frac{\text{Peso do tanque vazio}}{\text{Área da base da fundação}} = \frac{65,65}{\pi \times 3,5^2 / 4} = 6,82 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.1)$$

No dimensionamento do tanque no programa de cálculo não foi possível colocar o peso todo do tanque, pois existe uma parcela do peso total que é considerada como um peso extra, como plataformas, anéis à volta do tanque ou qualquer outra carga que

pode surgir durante o funcionamento do tanque. Assim, para que o cálculo estrutural esteja de acordo com as cargas estipuladas, adicionou-se uma restante carga permanente no fundo do tanque.

Peso próprio contabilizado no programa: PP=49,41 kN

Restante Carga Permanente: RCP= 65,65 - 49,11=16,24 kN

A restante carga permanente a ser distribuída no fundo do tanque:

$$RCP = \frac{RCP}{\text{Área da base da fundação}} = \frac{16,24}{\pi \times 3,5^2 / 4} = 1,69 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.2)$$

Foi considerado como acção permanente o peso dos solos seleccionados por unidade de volume igual a 20 kN/m³ no interior do anel, como uma carga distribuída em cima da laje.

O volume do anel é:

$$V_{\text{anel}} = \frac{\pi \times d^2}{4} * h = \frac{\pi \times 3,5^2}{4} * 0,6 = 5,77 \text{ m}^3 \quad (4.3)$$

A área do fundo da laje no interior do anel:

$$A_{\text{laje}} = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 3,5^2}{4} = 9,22 \text{ m}^2 \quad (4.4)$$

A carga distribuída devido ao peso dos solos seleccionados é igual a:

$$\text{solos} = \frac{20 \times 5,77}{9,22} = 12 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.5)$$

4.3.2 Acções variáveis

4.3.2.1 Sobrecarga

Durante o período de vida do tanque ocorre uma variação relativamente ao produto, pois o tanque pertence a um processo de transformação de produtos e no dimensionamento considerou-se como carga variável o peso do tanque com água, visto que o produto é mais leve que a água.

Peso do tanque com água - 91369,46 Kg = 895,94kN

A carga variável devido ao peso do tanque com água a distribuir pela base da fundação será:

$$S_c = \frac{\text{Peso do tanque} + \text{água}}{\text{Área da base da fundação}} = \frac{895,94}{\pi \times 3,5^2 / 4} = 93,12 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.6)$$

Nos cálculos estruturais e na análise através do programa esta sobrecarga foi considerada sem o peso do tanque, visto que nas combinações de acções o peso próprio do tanque entra como carga permanente.

$$S_{c_{\text{água}}} = S_c - PP_{\text{tanque}} = 93,12 - 6,82 = 86,29 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.7)$$

4.3.2.2 Acção do vento

A acção do vento, considerada uma acção que varia em função do tempo, actua directamente em forma de pressão sobre as superfícies exteriores do edifício e nas construções fechadas actuam também indirectamente sobre as superfícies interiores, devido à porosidade da superfície exterior.

A acção do vento resulta de um conjunto simplificado de pressões ou de forças cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do vento turbulento, caracterizada por actuar na horizontal em todas as direcções da construção.

Esta acção deve ser determinada tendo em conta a pressão exterior e a pressão interior simultaneamente de acordo com as condições impostas pelo regulamento NP EN 1991 - Acções em estruturas. Parte 1-4 Acções Gerais: Acções do Vento (EC1-4, 2010).

Assim a acção do vento é determinada através da força que o vento exerce sobre a construção e as componentes dessa força deve ser determinada tendo em conta:

- Os coeficientes de força;
- As pressões nas superfícies.

A força do vento é dada pela seguinte equação:

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z_e) \times A_{\text{ref}} \text{ [kN]} \quad (4.8)$$

Em que:

$c_s c_d$ - coeficiente estrutural;

c_f - coeficiente de força relativo à construção ou ao elemento de construção;

$q_p(z_e)$ - pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e ;

A_{ref} - Área de referência da construção ou do elemento de construção.

Esta força poderá ser determinada por soma vectorial das forças: exterior, $F_{w,e}$; interior, $F_{w,i}$ e de atrito, F_{fr} .

- Força Exterior:

$$F_{w,e} = c_s c_d \times \sum_{\text{superfícies}} W_e \times A_{ref} \text{ [kN]} \quad (4.9)$$

- Força Interior:

$$F_{w,i} = \sum_{\text{superfícies}} W_i \times A_{ref} \text{ [kN]} \quad (4.10)$$

- Força de Atrito:

$$F_{fr} = c_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{ref} \text{ [kN]} \quad (4.11)$$

Os efeitos do atrito podem ser ignorados quando, a área total de todas as superfícies paralelas em relação ao vento é igual ou inferior a 4 vezes área total de todas as superfícies exteriores perpendiculares ao vento. Assim, neste caso, a força de atrito foi desprezada (ponto (4) do 5.3, EC1-4).

A pressão interior de uma construção depende da dimensão e da distribuição das aberturas na envolvente desta, visto que o tanque não possui aberturas, a envolvente do tanque é completamente fechada e regular, desprezou-se também a força interior devido ao vento.

Assim, a força exercida pelo vento é igual a força exterior calculada apenas a partir da pressão exterior.

$$F_w = F_{w,e} = c_s c_d \times \sum_{\text{superfícies}} W_e \times A_{ref} \text{ [kN]} \quad (4.12)$$

- **Coeficiente Estrutural, $c_s c_d$**

O coeficiente estrutural para o tanque em estudo é igual a 1 de acordo com o ponto 6.1 do EC1-4, para chaminés de secções circulares transversais circulares e com uma altura inferior a 60 m e a 6,5 vezes o seu diâmetro.

- **Área de referência, A_{ref}**

A área de referência representa a área da superfície de actuação da pressão devido á acção do vento.

$$A_{\text{ref}} = b \times l \quad [\text{m}^2] \quad (4.13)$$

Neste caso, essa área é dada pela multiplicação da altura do tanque, 8,8 metros, pela largura em 10° do diâmetro do tanque.

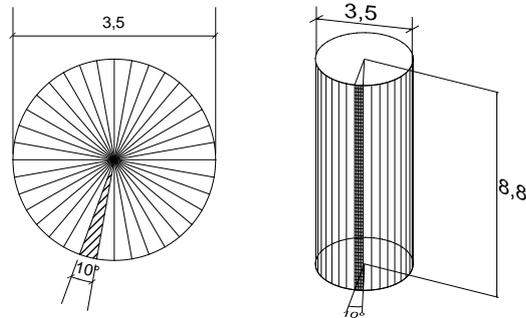


Figura 4.2 - Representação da area de actuação do vento.

Assim:

$$A_{\text{ref}} = r \times \frac{\theta \times \pi}{180^\circ} \times h = 1,75 \times \frac{10^\circ \times \pi}{180^\circ} \times 8,8 = 2,69 \text{ m}^2 \quad (4.14)$$

- **Pressão exercida pelo vento em superfícies, W_e**

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores é obtida pela seguinte expressão:

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe} \quad [\text{kN} / \text{m}^2] \quad (4.15)$$

Em que:

$q_p(z_e)$ - Pressão dinâmica de pico;

z_e - Altura de referência para a pressão exterior;

C_{pe} - Coeficiente de pressão para a pressão exterior.

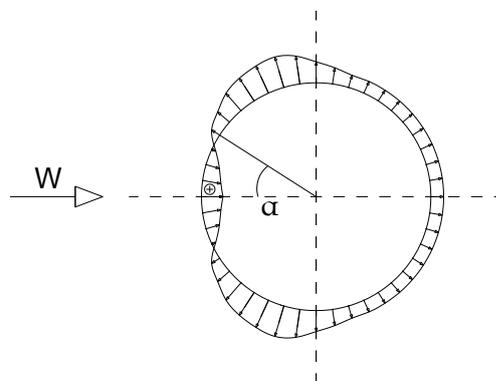


Figura 4.3 - Representação da pressão exercida pelo vento na superfície da estrutura. Adaptado das Tabelas Técnicas (Reis, Farinha, & Farinha, 2012)

Pressão dinâmica de pico, $q_p(z_e)$

Esta pressão resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento.

$$q_p(z_e) = C_e \times q_b \quad [\text{N} / \text{m}^2] \quad (4.16)$$

Em que:

C_e - Coeficiente de exposição;

q_b - Pressão dinâmica de referência.

Coeficiente de exposição, C_e :

$$C_e = \frac{q_b(z_e)}{q_b} \quad (4.17)$$

De acordo com o Anexo Nacional do EC1-4, o coeficiente de exposição é calculado através do gráfico indicado na figura A.1 do anexo A, que depende da categoria do terreno e da altura da construção.

A categoria do terreno, de acordo com a presente norma é do tipo I, classificada como zona costeira exposta aos ventos de mar, como indica o quadro A.1 do anexo A.

Assim, para $h=8,8\text{m}$ e categoria do terreno I: $C_e = 2,85$.

Pressão dinâmica de referência, q_b :

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^e \quad [\text{kN} / \text{m}^2] \quad (4.18)$$

Em que:

ρ - Densidade do vento, cujo valor recomendado pela norma é de $1,25 \text{ kg} / \text{m}^3$;

v_b - Velocidade base do vento.

Para efeitos da quantificação do valor básico da velocidade de referencia do vento, $v_{b,0}$, considerou-se que, o país esta dividido em duas zonas A e B. Para o caso em estudo, o tanque esta localizado na zona B, onde estão incluídas as regiões do continente situadas numa faixa costeira. Assim a velocidade base do vento é a seguinte:

Quadro 4.1 - Valor básico da velocidade de referência do vento. Adaptado do (EC1-4, 2010)

Zona	$v_{b,0}$ (m/s)
A	27
B	30

Assim,

$$v_b = 30 \text{ m/s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 30^2 = 526,5 \text{ [kN / m}^2\text{]} \quad (4.19)$$

Coeficiente de pressão para a pressão exterior, C_{pe}

Os coeficientes de pressão exterior para cilindros de base circular são obtidos através da seguinte equação:

$$C_{pe} = C_{p,0} \times \psi_{\lambda\alpha} \quad (4.20)$$

$C_{p,0}$ - Coeficiente de pressão exterior sem livre escoamento em torno das extremidades;

$\psi_{\lambda\alpha}$ - Coeficiente de efeitos de extremidade.

Coeficientes de pressão exterior sem livre escoamento em torno das extremidades, $C_{p,0}$:

Estes coeficiente são obtidos através da seguinte figura, cujo gráfico depende do número de Reynolds, Re , e do ângulo α .

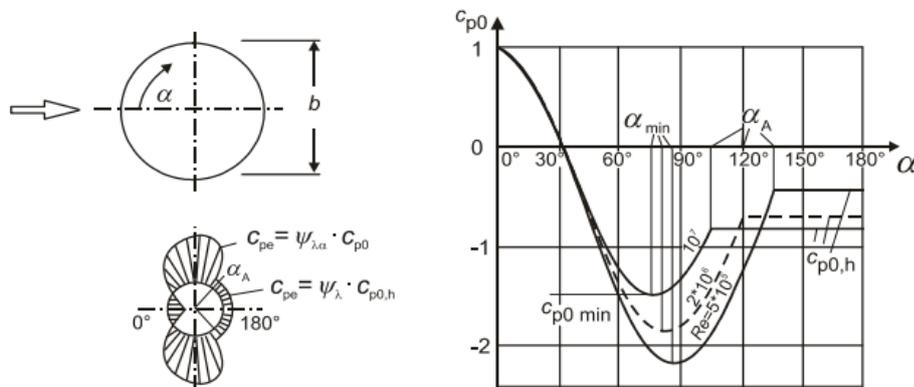


Figura 4.4 - Distribuição de pressões de base circular, para diferentes valores do numero de Reynolds e sem efeitos de extremidade, adaptado do (EC1-4, 2010).

O número de Reynolds é calculado através da seguinte equação, dependendo do diâmetro, b , da viscosidade cinemática do ar, $\nu=15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, e da velocidade do vento, V .

$$R_e = \frac{b \times v(z_e)}{\nu} = \frac{3,5 \times 15 \times 10^{-6}}{30} = 7,0 \times 10^6 \quad (4.21)$$

Para obter os valores do Coeficiente de pressão exterior, $C_{p,0}$, fez-se uma interpolação entre os valores, como Quadro 4.2 indica, pois o número de Reynolds para o caso em estudo é um valor intermédio.

Quadro 4.2 - Valores do coeficiente de pressão exterior sem livre escoamento em torno das extremidades dependendo do número de Reynolds e do ângulo α .

$\alpha(^{\circ})$	$C_{p,0}$ para Re		
	1,00E+07	7,00E+06	2,00E+06
0	1,00	1,00	1,00
10	0,80	0,80	0,80
20	0,45	0,45	0,45
30	0,04	0,04	0,04
40	-0,30	-0,30	-0,30
50	-0,71	-0,71	-0,71
60	-1,25	-1,21	-1,15
70	-1,35	-1,39	-1,45
80	-1,50	-1,63	-1,85
90	-1,30	-1,49	-1,80
100	-1,10	-1,33	-1,70
110	-0,80	-0,91	-1,10
120	-0,80	-0,76	-0,70
130	-0,80	-0,76	-0,70
140	-0,80	-0,76	-0,70
150	-0,80	-0,76	-0,70
160	-0,80	-0,76	-0,70
170	-0,80	-0,76	-0,70
180	-0,80	-0,76	-0,70

Coeficiente de efeitos de extremidade, $\psi_{\lambda\alpha}$:

O coeficiente de efeitos de extremidade é calculado através das seguintes expressões e depende principalmente do ângulo, α , e do coeficiente ψ_{λ} .

$$\begin{aligned} \psi_{\lambda\alpha} &= 1 \quad \text{para } 0^{\circ} \leq \alpha \leq \alpha_{\min} \\ \psi_{\lambda\alpha} &= \psi_{\lambda} + (1 - \psi_{\lambda}) \cos\left(\frac{\pi}{2} \left(\frac{\alpha - \alpha_{\min}}{\alpha_A - \alpha_{\min}}\right)\right) \quad \text{para } \alpha_{\min} \leq \alpha \leq \alpha_A \\ \psi_{\lambda\alpha} &= \psi_A \quad \text{para } \alpha_A \leq \alpha \leq 180^{\circ} \end{aligned} \quad (4.22)$$

O coeficiente de efeitos de extremidade, ψ_{λ} é determinado em função da esbelteza da estrutura, λ , e de acordo com o quadro A.2 do Anexo A.1, é igual a:

$$\lambda = \frac{2l}{b} = \frac{2 \times 8,8}{3,5} = 5,03 \quad (4.23)$$

O índice de cheios, ϕ , considerado foi igual a 1, pois a relação entre a soma das áreas dos elementos, A , com a área total exterior, A_c , é igual a 1.

Assim, de acordo com o gráfico da figura A.2, do anexo A, o coeficiente de efeito de extremidade, ψ_{λ} toma o valor de 0,67.

Para calcular os valores dos ângulos α_{\min} e α_A foi preciso fazer uma interpolação dependendo do número de Reynolds.

Quadro 4.3 - Interpolação para a determinação dos ângulos α_A e α_{\min} .

Re	1,00E+07	7,00E+06	2,00E+06
α_{\min}	70	73,75	80
α_A	105	110,625	120

Para cada ângulo α , o coeficiente do efeito de extremidade, $\psi_{\lambda\alpha}$ toma os valores indicados no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Valores do coeficiente de extremidade $\psi_{\lambda\alpha}$ para cada ângulo α .

α (°)	$\psi_{\lambda\alpha}$	α (°)	$\psi_{\lambda\alpha}$
0	1	100	0,67
10	1	110	0,67
20	1	120	0,67
30	1	130	0,67
40	1	140	0,67
50	1	150	0,67
60	1	160	0,67
70	1	170	0,67
80	0,99	180	0,67
90	0,92		

No Quadro 4.5 estão indicadas todas as forças e esforços devido a acção do vento dependendo do angulo de aplicação, α .

Quadro 4.5 - Valores das pressões e forças devido a acção do vento para cada ângulo α .

α (°)	C_{po}	$\psi_{\lambda\alpha}$	C_{pe}	w_e (N/m ²)	F_e (kN/m ²)	F_e (kN)	M (kNm)
0	1,00	1,00	1,00	1603,13	1,60	4,31	18,96
10	0,80	1,00	0,80	1282,50	1,28	3,45	15,17
20	0,45	1,00	0,45	721,41	0,72	1,94	8,53
30	0,04	1,00	0,04	64,13	0,06	0,17	0,76
40	-0,30	1,00	-0,30	-480,94	-0,48	-1,29	-5,69
50	-0,71	1,00	-0,71	-1138,22	-1,14	-3,06	-13,46
60	-1,21	1,00	-1,21	-1943,79	-1,94	-5,22	-22,99
70	-1,39	1,00	-1,39	-2224,34	-2,22	-5,98	-26,31
80	-1,63	0,99	-1,61	-2584,69	-2,58	-6,95	-30,57
90	-1,49	0,92	-1,37	-2203,52	-2,20	-5,92	-26,06
100	-1,33	0,67	-0,89	-1423,17	-1,42	-3,83	-16,83
110	-0,91	0,67	-0,61	-980,11	-0,98	-2,63	-11,59
120	-0,76	0,67	-0,51	-819,00	-0,82	-2,20	-9,69
130	-0,76	0,67	-0,51	-819,00	-0,82	-2,20	-9,69
140	-0,76	0,67	-0,51	-819,00	-0,82	-2,20	-9,69
150	-0,76	0,67	-0,51	-819,00	-0,82	-2,20	-9,69
160	-0,76	0,67	-0,51	-819,00	-0,82	-2,20	-9,69
170	-0,76	0,67	-0,51	-819,00	-0,82	-2,20	-9,69
180	-0,76	0,67	-0,51	-819,00	-0,82	-2,20	-9,69

Introdução dos valores da acção do vento no modelo do programa SAP2000

A acção do vento no modelo estrutural actua como pressões distribuídas ao longo das laterais do tanque. Assim, no programa, essa pressão foi aplicada como cargas distribuídas em comprimento do tanque para cada angulo de aplicação α , como o quadro seguinte indica.

Quadro 4.6 - Distribuição vertical da pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores do tanque.

$\alpha(^{\circ})$	we(kN/m2)	$\alpha(^{\circ})$	we(kN/m2)
0,00	1,60		
8,1818	1,34	188,18	-0,82
16,36	0,93	196,36	-0,82
24,55	0,42	204,55	-0,82
32,73	-0,08	212,73	-0,82
40,91	-0,54	220,91	-0,82
49,09	-1,08	229,09	-0,54
57,27	-1,72	237,27	-0,82
65,45	-2,10	245,45	-0,91
73,64	-2,36	253,64	-1,14
81,82	-2,52	261,82	-1,57
90,00	-2,20	270,00	-2,20
98,18	-1,57	278,18	-2,52
106,36	-1,14	286,36	-2,36
114,55	-0,91	294,55	-2,10
122,73	-0,82	302,73	-1,72
130,91	-0,82	310,91	-1,08
139,09	-0,82	319,09	-0,54
147,27	-0,82	327,27	-0,08
155,45	-0,82	335,45	0,42
163,64	-0,82	343,64	0,93
171,82	-0,82	351,82	1,34
180,00	-0,82		

A representação da distribuição das pressões no tanque é a mesma demonstrada na Figura 4.7, e assim, no modelo, o esquema das pressões como carga distribuída na vertical é o mesmo, como indica a seguinte figura:

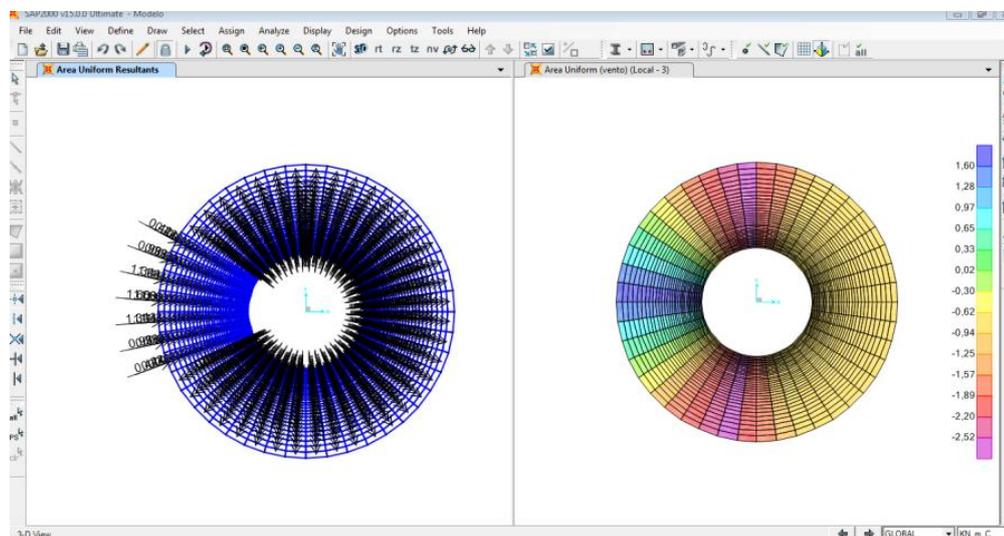


Figura 4.5 – Acção do vento no modelo tridimensional do SAP2000.

4.3.2.3 Acção do sismo

A acção sísmica numa estrutura é considerada como uma verificação de que o sistema estrutural tenha resistência e capacidade para dissipar energia. Ou seja, na prática, o equilíbrio entre a resistência e a dissipação de energia tem que ser caracterizado pelos valores do coeficiente de comportamento q e pelas classes de ductilidade a eles associados.

Segundo o NP EN 1998 – Projecto de estruturas para a resistência aos sismos tem que se verificar que a estrutura, como um todo se mantém estável sob a acção sísmica de cálculo, quer em relação ao derrubamento quer ao deslizamento.

Os elementos de fundação e o próprio terreno envolvente têm que ser capazes de resistir aos esforços resultantes da resposta da superestrutura quando esta é sujeita a movimentos na base resultantes da acção sísmica.

A norma portuguesa que efectua a análise sísmica nas estruturas, o EC8, define que essa acção sísmica pode ser representada por um espectro de resposta elástico de aceleração à superfície do terreno.

Para a análise sísmica o EC8 estabelece dois tipos de acções sísmicas que diferem entre si principalmente pela magnitude e duração do sismo, e que são:

- Acção Sísmica Tipo 1 (Sismo Afastado) – Acção caracterizada por sismos a grandes distâncias focais, de elevada magnitude, com elevada duração e baixas frequências;
- Acção Sísmica Tipo 2 (Sismo Próximo) – Acção caracterizada por sismos a curta distâncias focais, de moderada magnitude, com baixa duração e elevadas frequências.

Para a maioria das aplicações do EC-8 a sismicidade é descrita por um único parâmetro, isto é, valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A, a_{gr} .

O movimento sísmico num dado ponto de uma superfície de terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, designado de “Espectro de Resposta Elástica”.

A análise sísmica que se segue consiste na elaboração de dois espectros de resposta de cálculo, acção sísmica do tipo 1 e acção sísmica do tipo 2, como exige o Anexo Nacional

do EC-8, para posteriormente analisar os resultados dos movimentos devidos a essas acções no programa de cálculo.

- **Caracterização do tipo de terreno**

De acordo com os estudos geológicos e geotécnicos analisados anteriormente pode-se classificar através do quadro B.1 do anexo B, o terreno é classificado como sendo do tipo E.

- **Espectros de cálculo para a análise elástica**

A capacidade dos sistemas estruturais de resistir às acções sísmicas no domínio não linear não permite, em geral, efectuar o seu cálculo para resistirem a forças inferiores as que corresponderiam a uma resposta elástica linear.

Assim, a fim de evitar uma análise estrutural não elástica explícita, a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, é tida em conta, efectuando-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação a resposta elástica, designado de espectro de calculo. Essa redução é efectuada introduzindo o coeficiente de comportamento, q .

Assim, para as componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de cálculo, $S_d(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &= \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T : S_d(T) &= \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}
 \end{aligned} \tag{4.24}$$

Em que:

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

S - Coeficiente do Solo;

T - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

T_B - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
 T_C - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
 T_D - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
 q - Coeficiente de comportamento;
 β - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;

✓ Zonamento Sísmico:

O zonamento sísmico para Portugal Continental está dividido por zonas como a Figura 4.6 indica, dependendo do tipo de acção sísmica.

Assim, pela localização da estrutura, Alhandra, pertencente a freguesia de Vila Franca de Xira, as zonas sísmicas para cada acção sísmica são as seguintes:

Acção Sísmica tipo 1	1.4
Acção Sísmica tipo 2	2.3

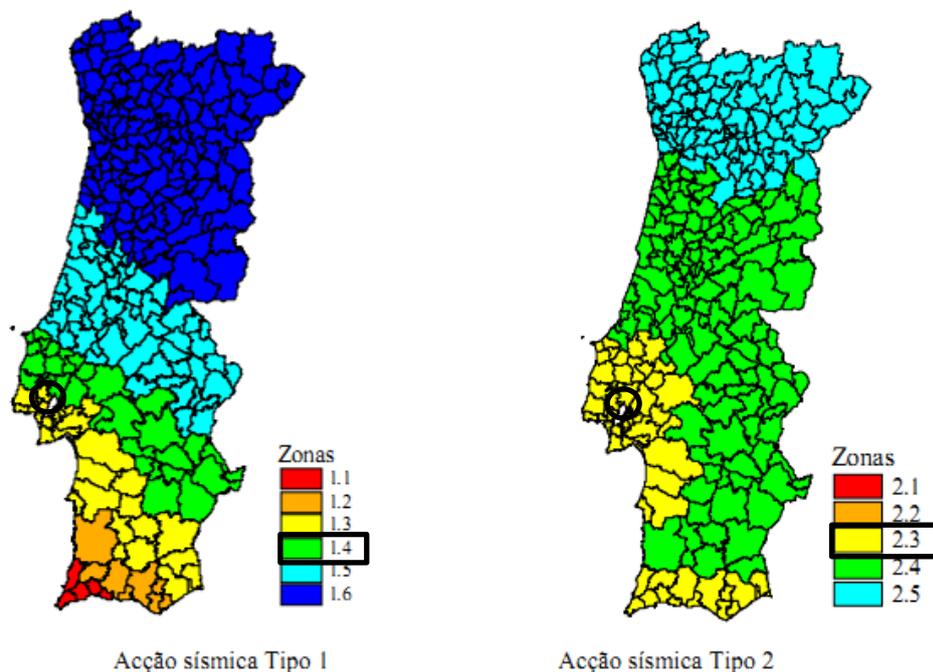


Figura 4.6 - Zonamento sísmico em Portugal Continental, adaptado do (EC8-1, 2010).

✓ Aceleração máxima de referência, a_{gR} :

Do quadro B.2 do anexo B retira-se os valores que o anexo nacional recomenda para a aceleração máxima de referência a_{gR} para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de acção sísmica.

Acção Sísmica tipo 1	$a_{gR} = 1,0 \text{ (m/s}^2\text{)}$
Acção Sísmica tipo 2	$a_{gR} = 1,7 \text{ (m/s}^2\text{)}$

✓ Classe de Importância

A classe de importância do tanque depende neste caso dos danos que poderá provocar no caso de haver um sismo com uma intensidade elevada. Neste caso, se ocorrer um sismo com essa intensidade o produto armazenado dentro do tanque poderá derramar e causar somente danos materiais por este tanque encontrar-se dentro uma bacia de retenção dimensionada para reter o produto dentro dela.

Deste modo, de acordo com quadro B.3 do anexo B, o tanque terá a classe de importância II.

✓ Coeficiente de Importância, γ_I

Este coeficiente de importância depende da classe de importância do tanque, classificado anteriormente como classe II, assim de acordo com o quadro B.4 (no anexo B) os valores são:

Para a acção Sísmica tipo 1	$\gamma_I = 1,0$
Para a acção Sísmica tipo 2	$\gamma_I = 1,0$

✓ Valor de cálculo da aceleração a superfície de um terreno do tipo A, a_g :

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (4.25)$$

Acção Sísmica tipo 1	$a_g = 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ m/s}^2$
----------------------	--

Acção Sísmica tipo 2	$a_g = 1,0 \times 1,7 = 1,7 \text{ m/s}^2$
----------------------	--

✓ Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta:

Para Acção Sísmica do tipo 1 e do tipo 2 devem adoptar-se os valores como parâmetros para o cálculo do espectro, recomendados pelo (EC8-1, 2010) indicados nos quadros B.5 e B.6 respectivamente, no anexo B.

Assim, os parâmetros a utilizar nos cálculos são:

Quadro 4.7 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elásticos para o tipo de terreno E, adaptado do(EC8-1, 2010).

Parâmetros	Acção Sísmica tipo I	Acção Sísmica tipo II
S_{max}	1,8	1,8
$T_B(s)$	0,1	0,1
$T_C(s)$	0,6	0,25
$T_D(s)$	2,0	2,0

✓ Coeficiente de Solo, S:

Segundo o Anexo Nacional da presenta norma, o parâmetro S deve ser determinado consoante o valor da aceleração à superfície, pelas seguintes equações:

$$\begin{aligned}
 &\text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = S_{max} \\
 &\text{Para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3}(a_g - 1) \\
 &\text{Para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = 1,0
 \end{aligned} \tag{4.26}$$

Para Acção Sísmica tipo I:

$$a_g = 1,0 \text{ m/s}^2$$

Então:

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3}(a_g - 1) = 1,8 - \frac{1,8 - 1}{3}(1,0 - 1) = 1,8 \tag{4.27}$$

Para Acção Sísmica tipo I:

$$a_g = 1,7 \text{ m/s}^2$$

Então:

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3}(a_g - 1) = 1,8 - \frac{1,8 - 1}{3}(1,7 - 1) = 1,6 \tag{4.28}$$

✓ Coeficiente de Comportamento, q:

Considerando o tanque como uma estrutura de aço, o coeficiente de comportamento a considerar dependendo o tipo de estrutura é indicado como valor limite no quadro B.7 do Anexo B.

A estrutura em estudo, por exclusão de partes, aproxima-se do tipo de estrutura como pendulo invertido e, considerando a ductilidade desta, como de classe média, o coeficiente de comportamento é igual a 2.

- ✓ Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, β :

O valor do coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal para o cálculo do limite no espectro de resposta é de 0,2, valor recomendado pela norma.

Os dois Espectros de Cálculo para a Análise Elástica obtidos estão indicas nas figuras 4.7 e 4.8.

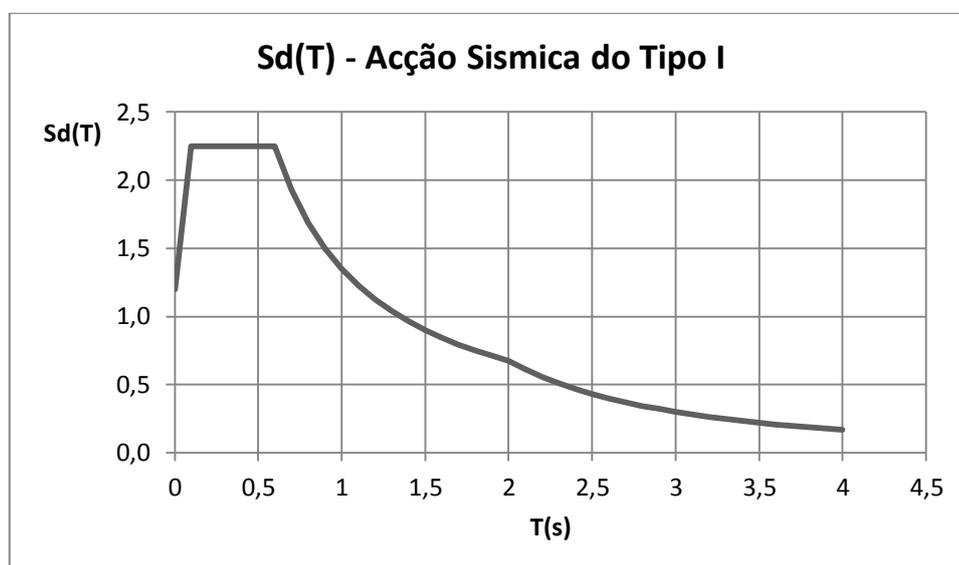


Figura 4.7 - Espectro de cálculo da acção sísmica tipo 1.

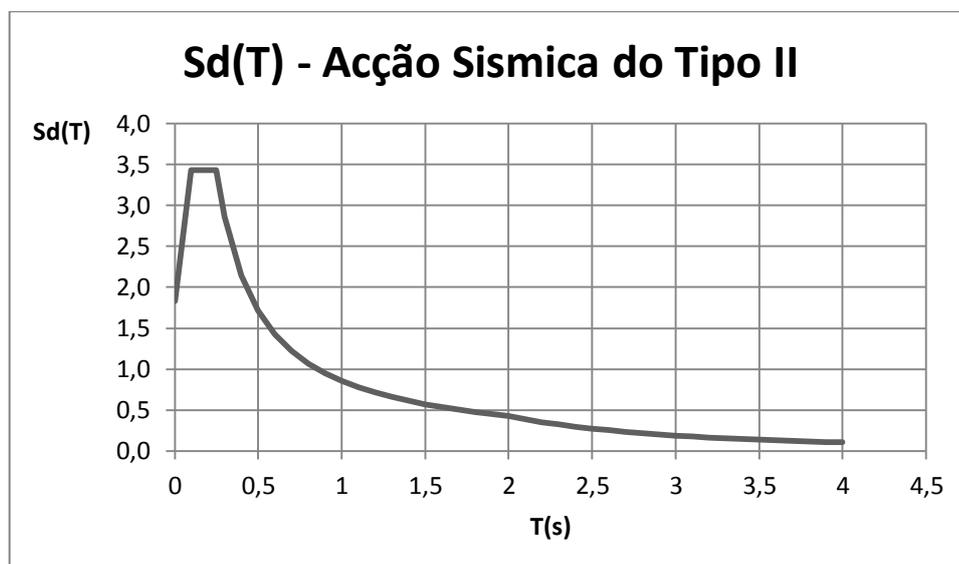


Figura 4.8 - Espectro de cálculo da acção sísmica do tipo 2.

Introdução dos valores da acção do sismo no modelo do programa SAP2000

Para efectuar uma análise dinâmica na estrutura do tanque foram efectuados os seguintes procedimentos:

- ✓ Para introduzir os valores dos espectros de cálculo foram criados através das folhas de cálculo, dois ficheiros tipo texto com os valores dos períodos T e do espectro de resposta S_d , de forma puderem ser exportados para o programa SAP2000.

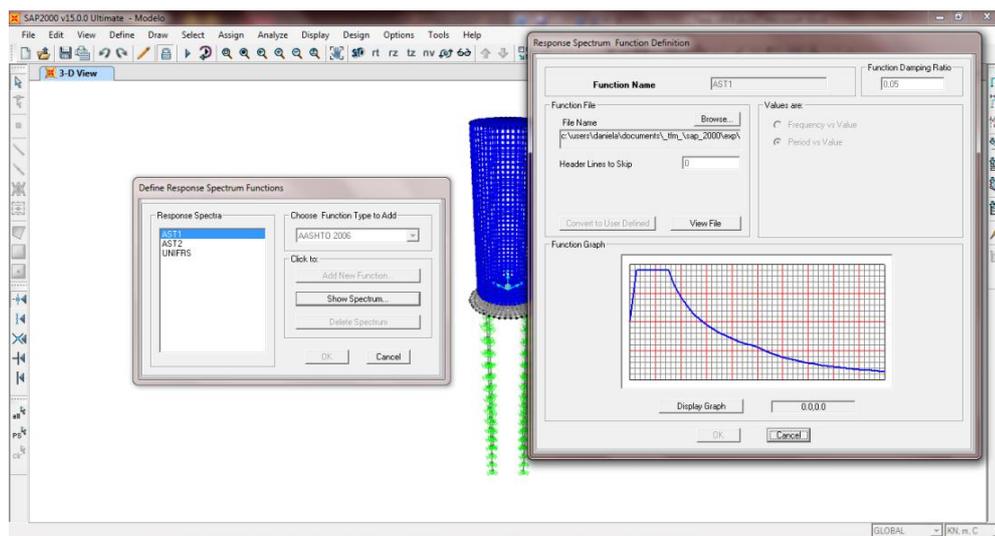


Figura 4.9 – Acção do vento no modelo tridimensional do SAP2000.

- ✓ Combinação da acção sísmica:

Para uma melhor análise e segurança na análise sísmica, decidiu-se adoptar duas combinações para cada uma das acções sísmicas, cada uma segundo os eixos x e y .

Ou seja, para a acção sísmica do tipo I, considerou-se duas combinações:

- Segundo x – considerou-se que segundo esta direcção ter-se-ia 100% da acção segundo a direcção 1 e na direcção 2 ter-se-ia uma contribuição de 30%.
- Segundo y – considerou-se que segundo esta direcção ter-se-ia 100% da acção segundo a direcção 2 e na direcção 1 ter-se-ia uma contribuição de 30%.

A seguinte figura demonstra como se efectuaram as combinações para acção do tipo 1 no programa SAP2000.

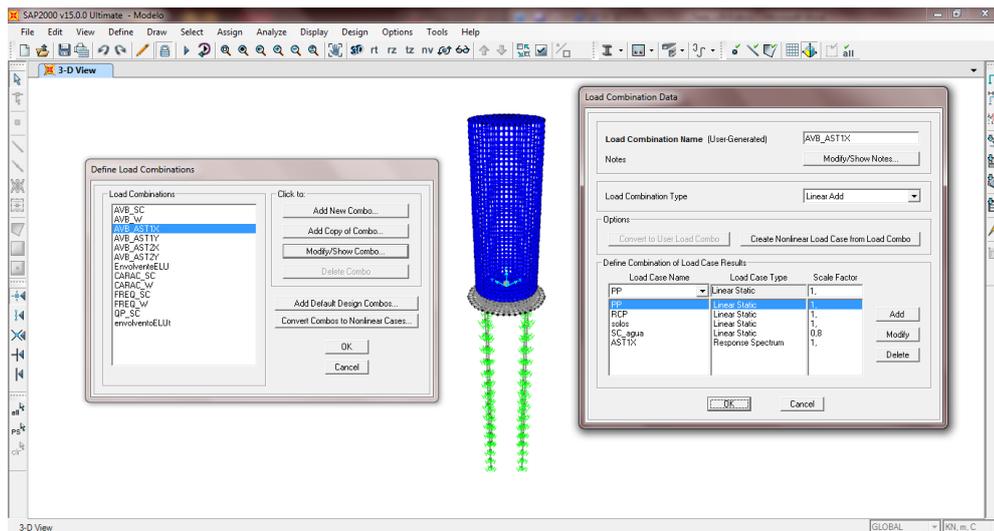


Figura 4.10 – Acção do vento no modelo tridimensional do SAP2000.

Para a acção sísmica do tipo 2 foi efectuado o mesmo procedimento.

Assim, devido a acção do sismo têm 4 combinações:

$$S_AST1x = 1 \times u1 + 0,3 \times u2$$

$$S_AST1y = 0,3 \times u1 + 1 \times u2$$

$$S_AST2x = 1 \times u1 + 0,3 \times u2$$

$$S_AST2y = 0,3 \times u1 + 1 \times u2$$

Com:

S_AST1x - acção sísmica tipo 1 segundo x

S_AST1y - acção sísmica tipo 1 segundo y

S_AST2x - acção sísmica tipo 2 segundo x

S_AST2y - acção sísmica tipo 2 segundo y

Para efectuar uma análise dinâmica na estrutura do tanque, o produto armazenado, (água) foi contabilizado por um factor multiplicativo adicionado no peso das laterais do tanque por forma a simular a acção que o produto sofre quando a estrutura é submetida às vibrações causadas pela acção do sismo.

Peso das paredes (Lateral 1 e Lateral 2) = 39,05 kN

Peso do produto armazenado (água) = 830,29 kN

O factor multiplicativo a considerar no SAP2000, é obtido através da seguinte equação:

$$\begin{aligned} \text{factor multiplicativo} &= \frac{\text{Peso da laterais do tanque} + \text{Peso do producto}}{\text{Peso da laterais do tanque}} \\ &= \frac{39,05 + 830,29}{39,05} = 22,264 \end{aligned} \quad (4.29)$$

A Figura 4.11 demonstra a introdução do factor multiplicativo no programa SAP2000.

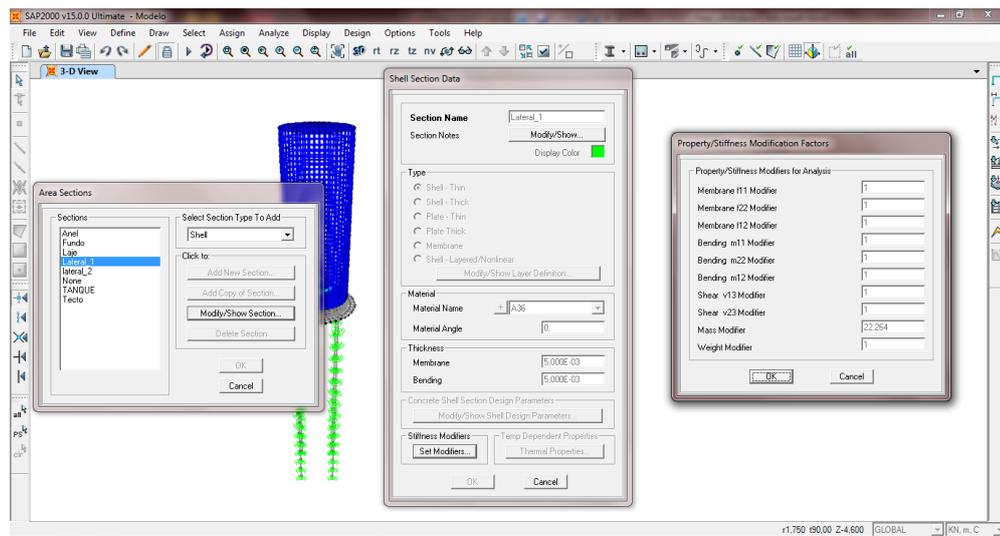


Figura 4.11 - Introdução do factor multiplicativo devido ao peso do líquido nas laterais do tanque.

4.3.3 Combinações de acções e verificação da segurança

A verificação da segurança das estruturas deve ser efectuada em relação aos *Estados Limites*, entendendo-se como estado limite, um estado a partir do qual se considera que a estrutura sofre prejuízos na capacidade para desempenhar as suas funções. (EC0-1, 2009)

Assim, essa verificação consiste em comparar com esses estados limites, os estados a que se é conduzido pela actuação das acções, adequadamente combinadas e quantificadas.

Os estados limites considerados para a verificação da segurança da estrutura podem ser de dois tipos:

- Estado Limite Último
- Estado Limite de Utilização

4.3.3.1 Estado Limite Último

A verificação dos estados limites último realiza-se através da seguinte condição:

$$E_d \leq R_d \quad (4.30)$$

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \times F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\} \leq R_d = R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right\} \quad (4.31)$$

Em que:

E_d - Valor de cálculo do efeito das acções;

R_d - Valor de cálculo da resistência correspondente.

Para o dimensionamento das fundações do tanque foram utilizadas as seguintes combinações para o Estado Limite Último:

- Combinação fundamental

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{g,j} G_{k,j} + \gamma_p \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.32)$$

- Se o sismo for a acção variável base

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_E + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.33)$$

Para o caso em estudo, as acções base consideradas foram as seguintes:

- Acção Variável Base - Sobrecarga (Q_{sc_agua}):

$$E_d = 1,35G + 1,5(Q_{sc_agua} + 0,6Q_w) \quad (4.34)$$

- Acção Variável Base - Vento (Q_w):

$$E_d = 1,35G + 1,5Q_w + 0 \times 1,6 \times Q_{sc_agua} \quad (4.35)$$

- Acção Variável Base - Sismo (A_E):

$$E_d = G + A_E + 0,8Q_{sc_agua} + 0 \times Q_w \quad (4.36)$$

Com G a acção permanente, peso próprio.

4.3.3.2 Estado Limite de Utilização

A verificação dos estados limites de utilização realiza-se através da seguinte condição:

$$E_d \leq C_d \quad (4.37)$$

Em que:

E_d - Valor de cálculo dos efeitos das acções especificadas no critério de utilização;

C_d - Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Para o dimensionamento das fundações para o tanque foram utilizadas as seguintes combinações para o Estado Limite de Utilização:

➤ Combinação característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.38)$$

➤ Combinação frequente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.39)$$

➤ Combinação quase-permanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.40)$$

Em que:

E_d - Valor de dimensionamento para o efeito de uma acção;

$G_{k,i}$ - Valor característico de uma acção permanente i ;

$Q_{k,i}$ - Valor característico de uma acção variável i ;

$Q_{k,1}$ - Valor característico de uma acção variável base;

P - Valor representativo de uma acção de pré-esforço;

A_E - Valor de cálculo para acção sísmica;

γ_{Gj} - Coeficiente parcial relativo à acção permanente j ;

$$\gamma_{Gj,\text{sup}} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,\text{inf}} = 1,00$$

γ_{Qi} - Coeficiente parcial relativo à acção variável:

$$\gamma_{Qi,\text{desf}} = \gamma_{Q1,\text{desf}} = 1,50$$

$$\gamma_{Qi,\text{fav}} = \gamma_{Q1,\text{fav}} = 0,0$$

$\Psi_{0,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável i ;

$\Psi_{1,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma acção variável i ;

$\Psi_{2,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma acção variável i .

Os valores dos coeficientes para cada acção recomendados pelo (EC0-1, 2009) estão indicados no Quadro 4.8.

Quadro 4.8- Valores dos coeficientes para cada acção, adaptado do (EC0-1, 2009)

Acção		Abreviatura	Coeficientes		
			Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Variáveis	Peso Próprio Estrutural	pp (ou g)	-	-	-
	Sobrecargas (zona de armazenamento)	sc	1,0	0,90	0,80
	Sismo	E	0,0	0,0	0,0
	Vento	W	0,60	0,20	0,0

Para o caso em estudo, as acções base consideradas foram as seguintes:

- Combinação característica para a acção:

- Sobrecarga (Q_{sc_agua}):

$$E_d = G + Q_{sc_agua} + 0,6Q_w \quad (4.41)$$

- Vento (Q_w):

$$E_d = G + Q_w \quad (4.42)$$

- Combinação frequente para a acção:

- Sobrecarga (Q_{sc_agua}):

$$E_d = G + 0,9Q_{sc_agua} \quad (4.43)$$

- Vento (Q_w):

$$E_d = G + 0,2Q_w \quad (4.44)$$

- Combinação quase-permanente para a acção:

- Sobrecarga (Q_{sc_agua}):

$$E_d = G + 0,8Q_{sc_agua} \quad (4.45)$$

Introdução das combinações de acções no modelo do programa SAP2000

No programa de cálculo foram introduzidos 12 combinações das acções que actuam no tanque, de acordo com o regulamento em estudo e para verificar a segurança aos Estados Limites Último e de Utilização

1. $AVB_SC = 1,35 \times PP + 1,35 \times RCP + 1,35 \times \text{solos} + 1,5 \times Sc_agua + 0,9 \times \text{vento}$
2. $AVB_W = 1,35 \times PP + 1,35 \times RCP + 1,35 \times \text{solos} + 1,5 \times \text{vento}$
3. $AVB_AST1x = 1,0 \times PP + 1,0 \times RCP + 1,35 \times \text{solos} + 1,0 \times S_AST1x$
4. $AVB_AST1y = 1,0 \times PP + 1,0 \times RCP + 1,35 \times \text{solos} + 1,0 \times S_AST1y$
5. $AVB_AST2x = 1,0 \times PP + 1,0 \times RCP + 1,35 \times \text{solos} + 1,0 \times S_AST2x$
6. $AVB_AST2y = 1,0 \times PP + 1,0 \times RCP + 1,35 \times \text{solos} + 1,0 \times S_AST2y$
7. $CARAC_SC = 1,0 \times PP + 1,0 \times RCP + 1,0 \times Sc_agua + 1,35 \times \text{solos} + 0,6 \times \text{vento}$
8. $CARAC_W = 1,0 \times PP + 1,0 \times RCP + 1,35 \times \text{solos} + 1,0 \times \text{vento}$
9. $FREQ_SC = 1,0 \times PP + 1,0 \times RCP + 1,35 \times \text{solos} + 0,9 \times Sc_agua$
10. $FREQ_W = 1,0 \times PP + 1,0 \times RCP + 1,35 \times \text{solos} + 0,2 \times \text{vento}$
11. $QP_SC = 1,0 \times PP + 1,0 \times RCP + 1,35 \times \text{solos} + 0,8 \times Sc_agua$
12. Envolvente - Está combinação compara os esforços de todas as outras combinações e apresenta os máximos e os mínimos.

Em que:

AVB - Acção Variável Base;

ASTij - Acção Sísmica do Tipo i segundo a direcção j, com $i=1,2$ e $j=x,y$;

PP - Peso Próprio do tanque;

RCP - Restante Carga Permanente do tanque;

Solos - Peso dos solos seleccionados;

W - Vento;

SCagua - Sobrecarga variável: água;

CARAC - Acção características;

FREQ - Acção frequente;

QP - Acção quase-permanente.

As figuras Figura 4.12 e Figura 4.13 demonstram os passos realizados para inserir as combinações de acções 1 e 12 descritas anteriormente.

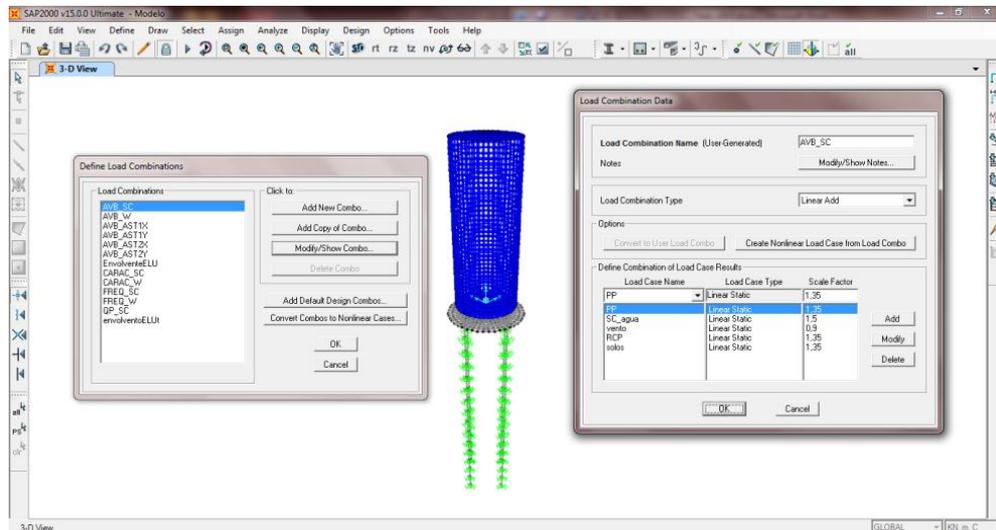


Figura 4.12 - Introdução da combinação da acção variável base - sobrecarga no programa SAP2000.

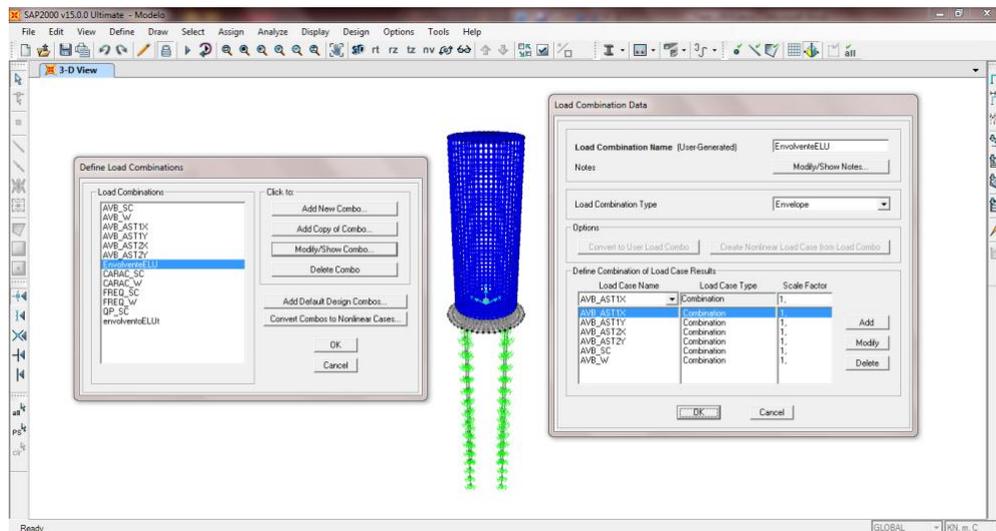


Figura 4.13 - Introdução da combinação envolvente no programa SAP2000.

Capítulo 5. Cálculo estrutural das fundações do tanque

5.1 Considerações iniciais

Neste presente capítulo apresentam-se os critérios adoptados para efectuar o dimensionamento das fundações (superficiais e profundas) como estruturas em betão armado.

Com a análise efectuada anteriormente do tipo de terreno do local da obra e dos esforços provenientes da superestrutura devido às cargas e acções, consegue-se agora dimensionar de acordo com os regulamentos (EC2-1, 2010; EC7-1, 2010) as duas opções de fundações:

- Opção 1 – Estacas com maciço de encabeçamento;
- Opção 2 – Ensoleiramento Geral.

Para a opção dois apresentam-se ainda as possíveis técnicas de melhoramento dos solos de fundação como um recurso para que a solução de ensoleiramento geral seja viável.

5.2 Opção de fundações profundas – estacas com maciço de encabeçamento

No dimensionamento da fundação profunda, constituída por um anel de fundação, um maciço de encabeçamento e estacas em betão armado, realizaram-se todas as verificações necessários de acordo com o (EC2-1, 2010), de forma a garantir a segurança da estrutura em relação aos Estados Limites Últimos e o de Utilização.

Antes de dimensionar esta fundação foi preciso determinar o número de estacas necessário para suportar as cargas transmitidas ao solo.

Com a interpretação realizada anteriormente do estudo geológico e geotécnico do terreno de fundação conclui-se que a uma profundidade de 14 metros os resultados dos ensaios de penetração SPT são superior a 60 pancadas (N).

Portanto, de acordo com as referências especializadas (Castro, 1989), os critérios para a determinação do comprimento e do diâmetro das estacas são os seguintes:

- Comprimento das estacas:

Profundidade mínima: 14 metros ($N_{spt} > 60$);

Altura do anel com o maciço: 1,6 metros;

É recomendado que a estaca fique encastrada 3 vezes o seu diâmetro no estrato com N_{SPT} superiores a 60.

- Diâmetro mínimo da estaca

O diâmetro mínimo para uma estaca é obtido através da equação 5.1, de acordo com (Castro, 1989):

$$\frac{L_{estaca}}{d_{estaca}} < 25 \rightarrow \frac{14 - 1,6 + 3 \times d_{estaca}}{d_{estaca}} < 25 \rightarrow d_{min} > 0,56m \quad (5.1)$$

Adoptou-se um diâmetro de 0,6 metros.

Assim o comprimento da estaca será:

$$L_{estaca} = 14 - 1,6 + 3 \times d_{estaca} = 14 - 1,6 + 3 \times 0,6 = 14,2m \quad (5.2)$$

Nas Figura 5.1 e Figura 5.2 estão representados o tipo de fundação escolhido para a opção de fundação profunda, com os elementos constituintes e as suas dimensões.

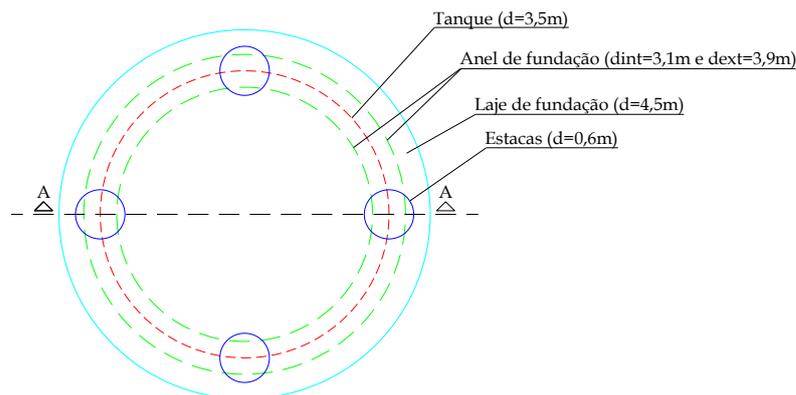


Figura 5.1 - Vista de planta do maciço de encabeçamento com as estacas.

O maciço de fundação terá um metro de espessura, onde apoiará um anel de fundação que permite o apoio do tanque. Este anel, com 60 cm de altura, é preenchido com uma camada de solos seleccionados devidamente compactados, de forma a materializar uma base indeformável para o tanque.

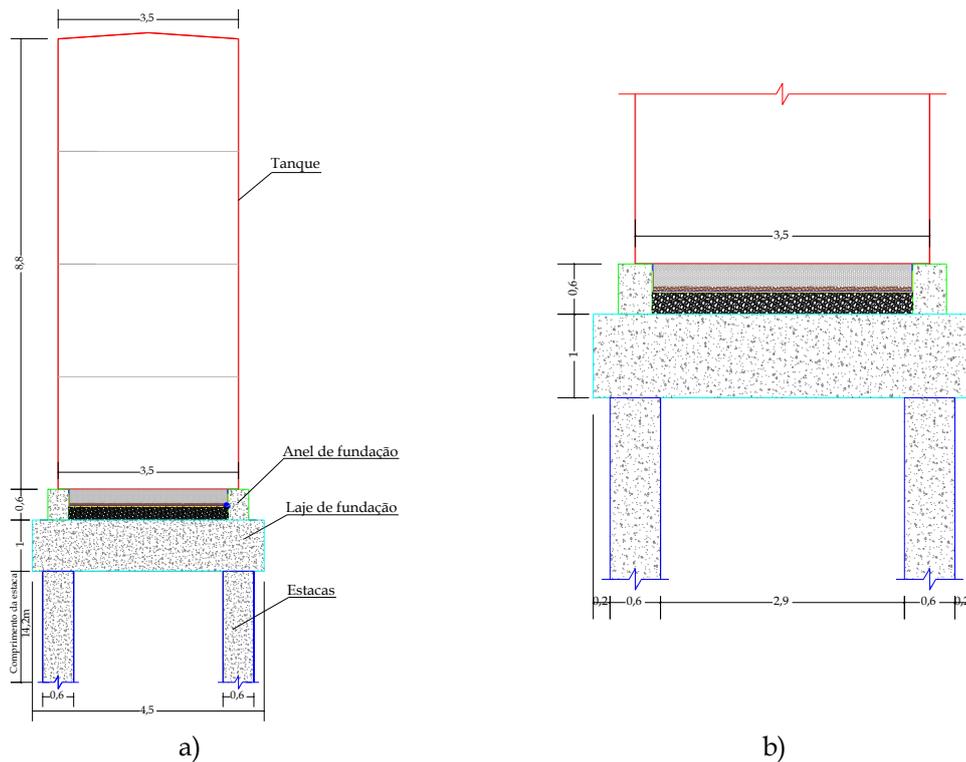


Figura 5.2 - Esquema do tanque com maciço e estacas: a) Corte AA; b) Pormenor da fundação no Corte A-A.

A camada de solos seleccionados é constituída por: uma camada de argamassa de areia não compactada, uma camada de tout-venant compactada a 95% do ensaio proctor modificado, outra camada de areia compactada, uma tela de polietileno de alta densidade envolvida em duas mantas geotêxtis, e por último, enrocamento compactado em camadas (ver Figura 5.3).

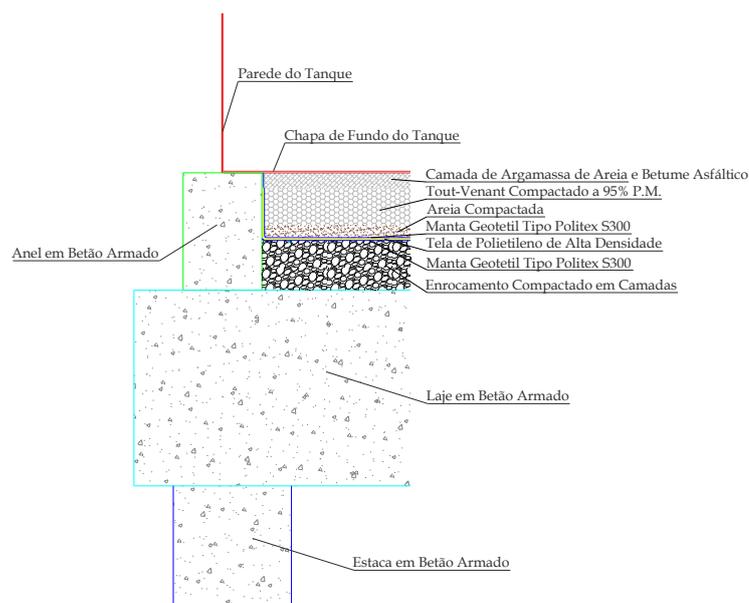


Figura 5.3 - Pormenor 1 - Descrição dos solos seleccionados.

5.2.1 Verificação da segurança do anel, do maciço e das estacas

Os esforços de cálculo de cada um dos elementos, anel, laje, e estacas foram obtidos com o recurso a um programa de análise estrutural pelo método de elementos finitos, SAP2000. O modelo utilizado é tridimensional onde o anel e a laje foram definidos por malhas de elementos finitos de *shell* e as estacas por *frames*, elementos de barra. (ver Figura 5.11).

As acções e combinações destas que conduziram aos esforços de cálculo foram obtidas a partir das indicações dos Eurocódigos, definidas no capítulo anterior.

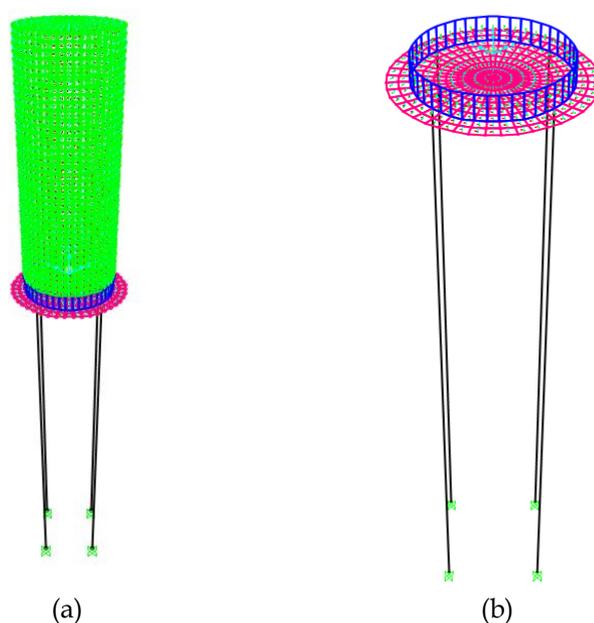


Figura 5.4 - Modelo tridimensional da fundação profunda: a) Divisão em *shell's* do tanque com as estacas; b) Pormenor da fundação.

As estacas foram caracterizadas no programa como *frames* com secções circulares em betão armado. Para as dimensionar com as condições reais de implantação foi necessário simular o terreno ao longo do fuste de forma a contabilizar os esforços da reacção do terreno.

➤ Caracterização do solo de fundação em estudo:

Para definir os parâmetros geológicos e geotécnicos a adoptar nos cálculos para caracterizar cada um dos estratos do solo de fundação, foi preciso recorrer a referências especializadas (Bowles, 1997; Coelho, 1996; Marrangon, 2009) pois, as informações fornecidas no relatório geológico e geotécnico (CENOR, 1981) não foram suficientes para caracterizar cada um dos estratos.

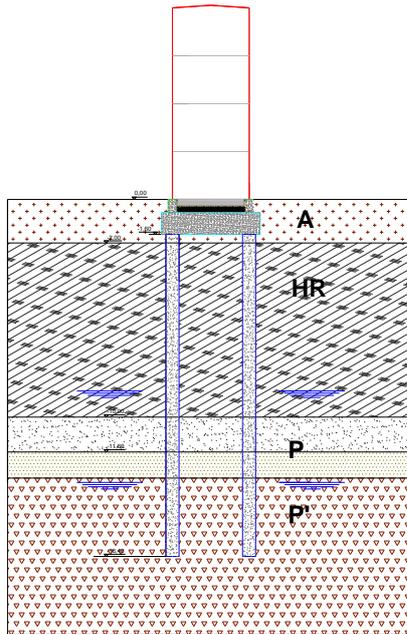


Figura 5.5 – Implantação da fundação profunda nos solos de fundação.

Considerando o estrato A, HR, P e P' como os terrenos 1, 2, 3, 4 e 5 respectivamente, o quadro seguinte indica as características mecânicas definidas para cada um deles:

Quadro 5.1 – Características de cada estrato do solo de fundação.

Terreno	Profundidade (m)		h (m)	N _{SPT}		E _{solo} (kN/m ³)	c (kPa)	φ (°)	α
	Inicial	Final		i	f				
1 - Aterro	0	2	2	5					
2 - Lodo	2	10	8	1	8	5	40	0	0,85
3 - Argila com passagens lodosas	10	11,6	1,6	15	16	10000	80	12	0,5
4 - Areia com passagens argilosas e argila arenosa por vezes seixo disperso	11,6	12,8	1,2	16	57	15000	31	37	1
5 - Areias e siltes com passagens argilosas e argilas arenosas por vezes com seixo fino	12,8	15,8	3	57	60	30000	25	45	1

Legenda:

h – altura do estrato;

N_{spt} – Numero de pancadas obtido no ensaio SPT;

E_{solo} – Modo de deformabilidade do solo;

c – coesão do solo;

φ – Angulo de atrito interno do solo;

➤ Simulação do solo com molas de Winkler

A distribuição efectiva das tensões numa dada situação depende das características de deformação do solo e do nível da carga que pode variar, assim, um dos métodos mais utilizado para tentar chegar a uma aproximação dessa distribuição é simular o solo através de molas de rigidez, k , determinada com base na deformabilidade da sua zona de influência.

A análise do problema de interacção solo-fundação efectua-se, habitualmente, recorrendo ao conceito do coeficiente de reacção originalmente proposto por Winkler em 1987. Neste modelo o solo é assimilado por uma série de molas independentes com comportamento elástico linear e a estaca é assimilada a uma peça linear caracterizada por uma dada rigidez á flexão como demonstra a Figura 5.6.

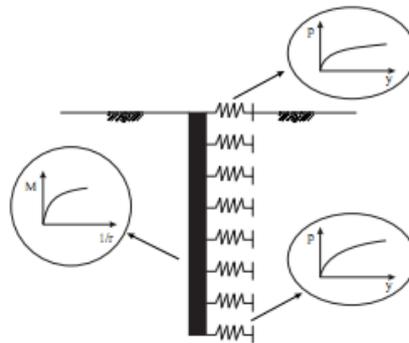


Figura 5.6 – Simulação do solo numa viga simples em meio “Winkler” (Santos, 2008a).

Para estacas, o modelo de Winkler, simula o solo através de uma serie de molas independentes onde a rigidez de cada uma delas é caracterizada por uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo, designada por coeficiente de reacção horizontal, K_h (Santos, 2008b).

A mola que simula a rigidez do solo surge de (Campos, 2011):

$$K_z = K_s \times a \quad [\text{kN} / \text{m}] \quad (5.3)$$

Com:

K_z - Rigidez do terreno;

K_s - Modulo de reacção do terreno à profundidade em causa;

a - Afastamento entre as estacas.

O módulo de reacção do terreno em profundidade, k_s , depende da consistência do terreno da zona envolvente da mola.

Assim, para as zonas de consistência mole:

$$k_s = n_h \times \frac{z}{d} \quad (5.4)$$

E, para as zonas de consistência dura:

$$k_s = 0,65^{12} \sqrt{\frac{E_s \times d^4}{E_e \times I_e}} \times \frac{E_s}{d \times (1 - v_s^2)} \quad (5.5)$$

Em que:

n_h - Módulo de reacção do solo;

z - Profundidade do solo;

d - Diâmetro da estaca;

E_s - Módulo de deformabilidade do solo;

E_e - Módulo de deformabilidade do betão da estaca;

I_e - Inércia da secção da estaca;

v_s - Coeficiente de Poisson do solo.

Para:

$a=1$ m, as molas estão afastadas 1 m;

$d=0,6$ m

$I_e=0,00636$ m³

Os valores das rigidezes das molas são os seguintes:

✓ Na zona de consistência mole:

Quadro 5.2 - Valores das rigidezes das molas na zona de consistência mole.

Zona	z (m)	n_h (kN/m ³)	k_s (kN/m ²)	k_z (kN/m)
Terreno 1	1	200	667	667
	2	200	667	667
	3	200	1000	1000
	4	200	1333	1333
	5	200	1667	1667
	6	200	2000	2000
	7	200	2333	2333
	8	300	4000	4000

- ✓ Nas zonas de consistência dura:

Quadro 5.3 - Valores das rigidezes das molas na zona de consistência dura.

Zonas	z (m)	E_{solo} (kN/m ³)	V_{solo}	k_s (kN/m ²)	k_z (kN/m)
Terreno 2	9	10000	0,4	8484	8484
	10	10000	0,4	8484	8484
Terreno 3	11	15000	0,4	13164	13164
Terreno 4	12	20000	0,4	17978	17978
	13	25000	0,4	22894	22894
	14	30000	0,4	27894	27894

A Figura 1.1 apresenta o modelo da estrutura tanque com fundações onde estão representados as molas ao longo do fuste das 4 estacas espaçadas 1 metro e nas 3 direcções, x,y e z.

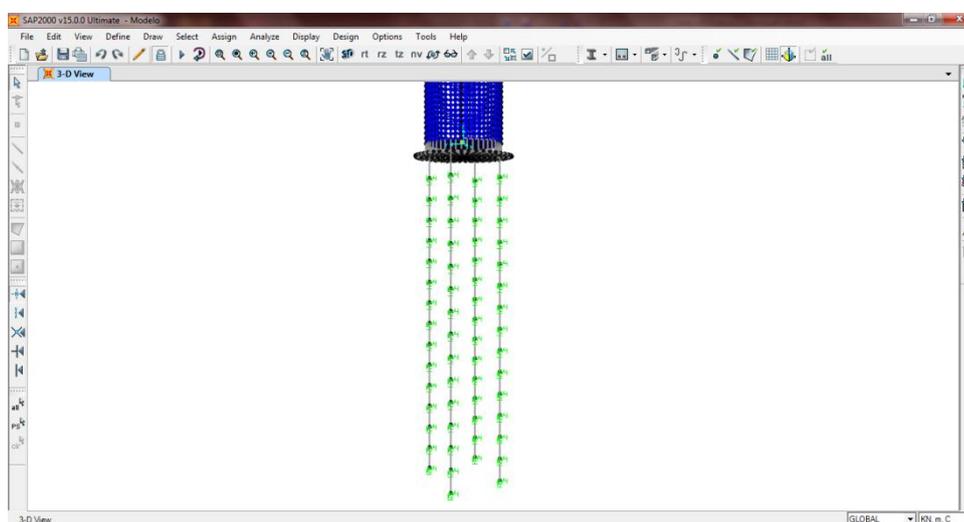


Figura 5.7 - Representação das molas no modelo do SAP2000.

O desenho de pormenorização desta solução com as dimensões e as respectivas armaduras para cada elemento, anel, laje e estacas, encontra-se no anexo E: Desenho 02, opção de fundação profunda.

5.2.1.1 Dimensionamento do anel de fundação

Para dimensionar o anel efectuaram-se as seguintes verificações:

- Estado Limite Último de resistência à flexão;
- Estado Limite Último de esforço transversal;
- Estado Limite Último de torção;
- Estado Limite de Fendilhação;
- Estado Limite de Deformação.

O sistema de eixos utilizados para a análise dos esforços no anel está representado na Figura 5.8 de acordo com o programa de cálculo utilizado.

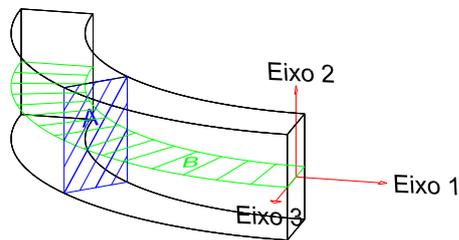


Figura 5.8 - Esquema dos eixos locais considerando no anel.

O anel de fundação em betão armado, tem as seguintes características geométricas:

Altura=	0,6 m	h=	0,6 m	Ac=	0,24 m ²
Largura=	0,4 m	d=	0,37 m		

Estado Limite Último de resistência a flexão

As armaduras longitudinais do anel que vão resistir aos esforços de flexão do ELU, segundo os eixos 2 e 3, e ao esforço axial, segundo eixo 1, foram calculados de acordo com as seguintes equações e com o auxílio dos ábacos indicados no Manual de Betão armado - Esforços normais e de flexão do LNEC (Lima, Monteiro, & Mun, 1999).

- ✓ Valor reduzido do valor de cálculo de esforço normal actuante segundo a direcção 1:

$$v_1 = \frac{N_{Ed,1}}{h \times d \times f_{cd}} \quad (5.6)$$

- ✓ Valor reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente actuante segundo as direcções 2 e 3:

$$\mu_2 = \frac{M_{Ed,2}}{A_c \times d \times f_{cd}} \quad (5.7)$$

$$\mu_3 = \frac{M_{Ed,3}}{A_c \times h \times f_{cd}} \quad (5.8)$$

$$\eta = \frac{\mu_2}{\mu_3} \quad (5.9)$$

- ✓ Percentagem mecânica de armadura, w , é obtida pelo ábaco 64 (Lima et al., 1999)
- ✓ A armadura longitudinal é calculada pela seguinte equação:

$$A_s = \frac{w \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}} \quad (5.10)$$

Em que:

M_{Ed} – Valor do momento flector actuante;

N_{Ed} – Valor do esforço normal actuante;

b – Largura da secção transversal do anel, considerou-se $b=1m$;

f_{cd} – valor de calculo de tensão de rotura do betão à compressão;

d – Altura útil da secção transversal do anel.

De acordo com a norma API Standard 650 (American Petroleum Institute, 1998) a armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,min} = 0,0025 \times h \times d \quad (5.11)$$

Com h a altura do anel.

Também se verificou a armadura mínima e máxima exigida pelo (EC2-1, 2010) é:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad (5.12)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c \quad (5.13)$$

Com:

d – altura útil da secção transversal do anel;

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado;

b_t – Largura media da zona traccionada.

A_c – Área da secção transversal de betão;

$N_{Ed,1} =$	-301,3	kN		
$M_{Ed,2} =$	11,37	kNm		
$M_{Ed,3} =$	50,74	kNm		
$v_1 =$	-0,075			
$\mu_2 =$	0,007			
$\mu_3 =$	0,021			
$\eta =$	2,97			
$\omega =$	0,169			
$A_s =$	15,57	cm ²	$A_{s,min} =$	3,08 cm ²
			$A_{s,max} =$	96 cm ²
	Eixo 2	Eixo 3		
Armaduras:	5 ϕ 10	4 ϕ 12		

Estado Limite Último de esforço transversor

O dimensionamento do anel ao estado limite de resistência ao esforço transversor realizou-se com base no modelo da treliça, tendo em conta que os estribos estão perpendiculares ao eixo ($\alpha=90^\circ$).

Deste modo, não é dimensionar necessário a armadura de esforço transversor quando:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (5.14)$$

O esforço transversor resistente máximo é dado pela seguinte equação:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (5.15)$$

Onde:

α_{cw} - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido (valor unitário para estruturas não pré-esforçadas;

b_w - Menor largura de secção entre os banzos traccionado e comprimido;

$z=0,9 \times d$ (d - altura útil);

v_1 - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversor, calculado através da seguinte equação:

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (5.16)$$

θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga, neste caso adoptou-se $\theta=45^\circ$.

A taxa de armadura de esforço transverso, ρ_w , é obtida pela seguinte expressão:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_o \times \text{sen}\alpha} \quad (5.17)$$

Em que:

A_{sw} - Área de armadura transversal;

s - Espaçamento longitudinal dos estribos;

α - Ângulo formado pela armadura de esforço transverso, neste caso adoptou-se $\alpha=90^\circ$.

Com uma taxa mínima de armadura dada por:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.18)$$

Deste modo, a armadura mínima é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w,\min} \times b_w \times \text{sen}\alpha \quad (5.19)$$

E a armadura máxima é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\max} = \frac{0,5 \times \alpha_{co} \times b_w \times v_1 \times f_{cd}}{f_{ywd}} \quad (5.20)$$

O espaçamento máximo entre os estribos é dado por:

$$s_{\max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \quad (5.21)$$

O (EC2-1, 2010) exige que também seja verificada a armadura necessário para garantir a segurança do funcionamento como treliça:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta} \quad (5.22)$$

Com V_{Ed} o valor do esforço transverso actuante.

No entanto, de acordo com a norma API Standard 650 (American Petroleum Institute, 1998) a armadura transversal mínima deve ser:

$$A_{s,\min} = 0,15 \times d \quad (5.23)$$

Com d a largura do anel.

$$V_{Ed,1} = 87,19 \quad \text{kN/m}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$b_w = 0,4$$

$$z = 0,513$$

$$v_1 = 0,54$$

$$\theta = 45$$

$$V_{Rd,max} = 925,25 \quad \text{kN/m} \quad \text{Verifica!}$$

$$\rho_{w,min} = 0,0008$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = 3,9 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Armaduras: $\phi 10 // 0,20$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = 3,2 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{max} = 41,46 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$s_{max} = 0,277 \quad \text{m}$$

Estado Limite Último de torção

A área da armadura longitudinal devido ao momento torsor na secção transversal do anel foi obtida utilizando as mesmas equações acima referidas.

O valor reduzido do valor de cálculo do momento torsor actuante segundo as direcções 1:

$$\mu_1 = \frac{T_{Ed,1}}{A_c \times d \times f_{cd}} \quad (5.24)$$

Com os ábacos (Lima et al., 1999) chegou-se ao valor da percentagem mecânica de armadura e com isso a armadura longitudinal de torsão é igual a:

$$A_s = \frac{w \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}} \quad (5.25)$$

$$T_{Ed,1} = 12,54 \quad \text{kN/m}$$

$$\mu = 0,0078$$

$$\omega = 0,02$$

$$A_s = 1,84 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Estado Limite da Fendilhação

A fendilhação como ELUt deve ser limitada para que não prejudique o correcto funcionamento ou a durabilidade da estrutura.

De acordo com a norma NP EN 1992-1 (EC2-1, 2010) a fendilhação é normal em estruturas de betão armado que estão sujeitas à flexão, esforço transversal, torção ou tracção resultantes de acções directas, ou de coacção ou de deformações impostas.

Poderão ser admitidas fendas, desde que estas não prejudiquem a estrutura, definidas como valores limites máximos no quadro X, dependendo da função e da natureza da estrutura e dos custos associados as medidas recessão para a limitação da fendilhação.

Para definir qual o valor máximo da fenda, w_{max} , é necessário classificar a estrutura quanto as condições ambientais a que está associada. De acordo com o quadro 4.1 da NP EN 1992-1, a classe de exposição para o tanque em função das condições ambientais é designada por XC2 - ambiente húmido, raramente seco, indicado para superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água ou então ideal para um grande número de fundações.

Quadro 5.4 - Valores recomendados de w_{max} (mm), adaptado do (EC2-1, 2010).

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanentes	Combinação de acções frequentes
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

Para verificar o ELUt da fendilhação sem cálculo directo, determina-se uma armadura mínima para betão armado na zona traccionada, calculada pela seguinte equação:

$$A_{s,min} \sigma_s = k_s \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} \quad (5.26)$$

A_{ct} - Área de betão traccionado antes da formação da primeira fenda;

σ_s - Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda. ($=f_{yk}$)

k - Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas. Como $h > 800\text{mm}$ k toma o valor de 0,65;

k_c - Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção. Para tracção simples $k_c = 1,0$.

$f_{ct,eff}$ - Valor médio da resistência do betão à tracção à data que se possam formar as primeiras fendas.

$$\begin{aligned}
A_{c,t} &= 0,12 \\
k &= 0,65 \\
k_c &= 1 \\
\sigma_s &= 500 \quad \text{MPa} \\
A_{s,\min} &= 4,06 \quad \text{cm}^2
\end{aligned}$$

Estado Limite de deformação

A deformação de um elemento ou de uma estrutura não deve ser prejudicial ao seu correcto funcionamento ou ao seu aspecto.

Deverão ser estabelecidos para as deformações valores limites apropriados, tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias e a função da estrutura.

Para as combinações quase-permanentes das acções, a deformação vertical máxima deve ser $L/250$, sendo L o vão do elemento, considerado, neste caso viga (EC2-1, 2010).

5.2.1.2 Dimensionamento do maciço de encabeçamento

Para dimensionar a laje efectuaram-se as seguintes verificações:

- Estado Limite Último de resistência à flexão;
- Estado Limite Último de esforço transversal;
- Estado Limite de Fendilhação;
- Estado Limite de Deformação.

O maciço de encabeçamento em betão armado, tem as seguintes características geométricas:

$$\begin{aligned}
\text{Altura} &= 1,0 \quad \text{m} & h &= 1,0 \quad \text{m} & A_c &= 0,24 \quad \text{m}^2 \\
\text{Largura} &= 4,5 \quad \text{m} & d &= 0,95 \quad \text{m}
\end{aligned}$$

Para os cálculos da armadura longitudinal da laje considerou-se por um metro de largura, $d=1-0,05=0,95\text{m}$.

Estado Limite Último de resistência a flexão

Para calcular a armadura longitudinal é preciso calcular primeiro o momento flector reduzido, μ , pela seguinte equação:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (5.27)$$

Em que:

M_{sd} - Valor do momento actuante;

b - Largura da secção transversal da laje, considerou-se $b=1\text{m}$;

f_{cd} - valor de cálculo de tensão de rotura do betão à compressão;

d - Altura útil da secção transversal da laje é obtida através da seguinte equação:

$$d = h - C_{\text{nom}} \quad (5.28)$$

Com h a altura da laje.

Nos projectos consultados o recobrimento utilizado nos elementos que estão em contacto com os terrenos de fundação é igual a 0,05m.

A área longitudinal é obtida através da percentagem mecânica de armadura, w, que é calculada pela seguinte equação:

$$w = \mu(1 + \mu) \quad (5.29)$$

E a área da armadura longitudinal é:

$$A_s = \frac{w \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}} \quad (5.30)$$

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado.

De acordo com o EC2 (EC2-1, 2010), a área longitudinal deverá estar entre a armadura máxima e mínima indicadas pela norma.

A armadura máxima é obtida através da seguinte equação:

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 \times A_c \quad (5.31)$$

Com:

A_c - Área da secção transversal de betão

A armadura mínima é dada pela seguinte equação:

$$A_{s,\text{min}} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad (5.32)$$

Em que:

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado;

b_t – Largura média da zona traccionada.

$$M_{sd} = 451,94 \text{ kN/m}$$

$$\mu = 0,030$$

$$\omega = 0,031$$

$$A_s = 11,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min} = 12,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\max} = 400 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armaduras: $\phi 16 // 0,15$

Verificação ao punçoamento no maciço de encabeçamento

No dimensionamento dos maciços de ensoleiramento é fundamental calcular o valor da tensão de corte por punçoamento do betão.

Assim, a verificação ao ELU de punçoamento consiste na verificação da necessidade de haver ou não armaduras devido ao punçoamento das estacas no maciço de encabeçamento de acordo com a norma NP EN 1992-1. (EC2-1, 2010)

Assim, não é necessário a armadura de punçoamento se se verificar a seguinte condição:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (5.33)$$

Com:

v_{Ed} – Tensão de punçoamento máximo;

v_{Rd} – Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção considerada.

Esta tensão de punçoamento, v_{Ed} , tem que ser igual a:

$$v_{Ed} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{u_i \times d} \quad (5.34)$$

Em que:

$$\beta = 1 ;$$

V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço transversal;

u_i – Perímetro de controlo considerado;

d – altura útil da laje.

A resistência ao punçoamento de uma laje deve ser avaliada de acordo com a seguinte equação:

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho \times f_{cd})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \quad (5.35)$$

Sendo:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k_1 = 1$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ com } d \text{ a altura útil da laje em mm.}$$

$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} \leq 0,02$, em que ρ_{ly} e ρ_{lz} referem-se as armaduras de tracção aderentes nas direcções x e y, calculados com valores médios numa largura da laje igual a largura do pilar acrescida 3d para cada lado.

$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$$

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$, em que σ_{cy} e σ_{cz} representam as tensões normais no betão na secção critica nas direcções y e z, calculadas pelas seguintes equações:

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ e } \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

Com $N_{Ed,y}$ e $N_{Ed,z}$ dados como os esforços normais e A_{cy} e A_{cz} as áreas associadas a estes esforços.

$V_{Ed} = 751,72$	kN		
$\beta = 1$			
$d = 0,95$	m	$v_{Ed} = 79,12$	kN
$u_i = 10,82$	m		
$C_{Rd,c} = 0,12$		$V_{Rd,max} = 611,12$	kN
$k = 1,45$			Verifica!
$\rho = 0,025$		$v_{min} = 308,35$	kN

Estado Limite Último de esforço transverso

A verificação ao estado limite do esforço transverso é efectuada através da seguinte condição, em que, caso se verifique não é necessário a armadura do esforço transverso:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (5.36)$$

Onde:

V_{Ed} - Valor do esforço transversal actuante;

V_{Rd} - Valor do esforço transversal resistente máximo, obtido através da seguinte equação:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d \leq v_{min} \times b_w \times d \quad (5.37)$$

Com:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ com } d \text{ a altura útil da laje em mm;}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02, \text{ em que } A_{sl} \text{ representa a área de armadura de tracção na secção}$$

onde o valor do esforço transversal é máximo;

$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}.$$

$$V_{Ed,1} = 146,88 \text{ kN}$$

$$k = 1,454$$

$$\rho_l = 0,0011$$

$$b_w = 1 \text{ m}$$

$$d = 1 \text{ m}$$

$$V_{Rd,max} = 164,33 \text{ kN} \quad \text{Verifica!}$$

$$v_{min} = 292,93 \text{ kN}$$

Estado Limite de fendilhação

Esta verificação é realizada seguindo os mesmos critérios que foram efectuados para o anel de fundação, calculando as armaduras mínimas para garantir a verificação a fendilhação.

$$A_{c,t} = 0,5 \text{ m}^2$$

$$k = 0,65$$

$$k_c = 1$$

$$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = 7,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Estado Limite de deformação

A verificação da deformação no maciço de encabeçamento é efectuada segundo os mesmos critérios utilizados na verificação da deformação no anel de fundação.

5.2.1.3 Dimensionamento das estacas

Nas estacas o dimensionamento é efectuado através das seguintes verificações:

- Estado Limite Último de resistência ao carregamento axial;
- Estado Limite Último de esforço transversor;
- Estado Limite de Fendilhação.

As estacas moldadas no terreno em betão armado, tem as seguintes características geométricas:

$$\begin{array}{lll} \text{Altura} = 14,2 \text{ m} & h = 14,15 \text{ m} & A_c = 0,28 \text{ m}^2 \\ \text{Diâmetro} = 0,6 \text{ m} & d = 0,55 \text{ m} & \end{array}$$

Estado Limite Último de resistência ao carregamento axial

O dimensionamento das estacas em relação a ELU de resistência ao carregamento consistiu em calcular as armaduras longitudinais considerando os esforços axiais e momento flector ao longo das estacas. Foram utilizadas ábacos indicados no Manual de Betão Armado - Esforços normais e de flexão do LNEC (Lima et al., 1999).

- Valor reduzido do valor de cálculo de esforço normal actuante segundo a direcção 1:

$$v = \frac{P(N_{Ed})}{(\pi \times r^2) \times f_{cd}} \quad (5.38)$$

- Valor reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente actuante segundo as direcções 2 e 3:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{(\pi \times r^3) \times f_{cd}} \quad (5.39)$$

A área longitudinal é obtida através da equação da percentagem mecânica de armadura, w , que por sua vez é determinado através de ábacos 41 do livro do LNEC (Lima et al., 1999):

$$A_s = \frac{w \times f_{cd} \times \pi \times r^2}{f_{yd}} \quad (5.40)$$

Em que:

M_{Ed} - Valor do momento flector actuante;

N_{Ed} - Valor do esforço normal actuante;

r - raio da estaca;

f_{cd} - valor de calculo de tensão de rotura do betão à compressão;

A armadura mínima longitudinal é recomendada para estacas moldadas é dada pelo seguinte quadro:

Quadro 5.5 - Área mínima de armaduras longitudinais recomendadas em estacas moldadas, adaptado do (EC2-1, 2010)

Secção da estaca A_c	Área mínima de armaduras longitudinais $A_{s,bpmin}$
$A_c < 0,5 \text{ m}^2$	$A_s < 0,005 \times A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c < 1,0 \text{ m}^2$	$A_s > 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s > 0,0025 \times A_c$

Para a armadura transversal, ou mais conhecidas como cintas, recomenda-se que não deverá ser inferior a 6mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos vários longitudinais.

$$P=N_{Ed}= -751,72 \quad \text{kN}$$

$$M_{Ed}= 140,15 \quad \text{kNm}$$

$$v= -0,159$$

$$\mu= 0,049$$

$$\omega= 0,28$$

$$A_s= 30,4 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s,min}= 14,13 \quad \text{cm}^2$$

Armaduras: 10 ϕ 20

Estado Limite Último de esforço transverso

Para as estacas, que funcionam a compressão, não é necessário verificar ao esforço transverso, no entanto para obter as armaduras transversais, chamadas de cintas, é necessário calcula-las através dos esforços transversos actuante, V_{Ed} .

Assim, a armadura transversal é dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta} \quad (5.41)$$

$$V_{Ed}= 67,64 \quad \text{kN}$$

$$z= 0,495 \quad \text{m}$$

$$\theta= 45^\circ$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S} \right) = 3,14 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Armaduras: $\phi 12//0,15$

Estado Limite de fendilhação

Está verificação é realizada seguindo os mesmos critérios considerando no dimensionamento do anel de fundação.

$$\begin{aligned} A_{c,t} &= 0,14 \quad \text{m}^2 \\ k &= 0,65 \\ k_c &= 1 \\ \sigma_s &= 500 \quad \text{MPa} \\ A_{s,\min} &= 4,78 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

5.2.2 Verificação da capacidade resistente do terreno de fundação das estacas

A capacidade resistente de uma fundação depende principalmente das características mecânicas do solo, incluindo a sua história de tensões e a presença de água, contudo também é afectada pelas características da fundação, como o tamanho, a profundidade, a forma e o próprio processo de construção ou instalação. (Pereira, 2008a)

Neste dimensionamento foram consideradas apenas as verificações dos seguintes estados limites últimos:

- ✓ STR - Rotura Interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais, na qual a resistência dos materiais estruturais contribui significativamente para a oposição dessa situação;
- ✓ GEO - Rotura ou deformação excessiva no terreno, situação para a qual a resistência do terreno é significativa na oposição desta ocorrência.

As análises relativamente a estes dois ELU, podem ser concretizadas utilizando três tipos de abordagem de cálculo todavia, de acordo com o Anexo Nacional da presente norma, em Portugal, as verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias devem ser efectuadas utilizando a Abordagem de cálculo 1.

Assim, no âmbito deste trabalho só será utilizada a abordagem de cálculo do tipo 1, de forma a sistematizar a aplicação dos princípios de cálculo preconizados pelo Eurocódigo 7 (EC7-1, 2010) em situações persistentes ou transitórias.

A verificação da segurança relativamente ao Estado Limite Último por Ruptura do terreno de fundação devido ao carregamento axial de compressão as estacas realiza-se através das seguintes expressões:

$$E_{cd} \leq R_{cd} \quad (5.42)$$

Com:

E_{cd} – Valor de cálculo da força axial actuante;

Esta força deve incluir o peso da fundação, o peso de qualquer matéria de aterro de preenchimento e todas as pressões de terras, quer favoráveis quer desfavoráveis.

R_{cd} – Valor de cálculo da força axial resistente.

De acordo com o NP EN 1997 (EC7-1, 2010) para a abordagem de cálculo do tipo 1, no projecto geotécnico é necessário a análise de segurança para duas combinações de coeficientes de segurança parciais – Combinação 1 e Combinação 2. Estas equações são validas para o caso das estacas estarem apenas sujeitas a carregamento axial. (Pereira, 2008b)

Abordagem de cálculo do tipo 1 - AC1

- Combinação 1: A1+M1+R1

A segurança é verificada através da inequação:

$$E_d = E\left\{\gamma_F \times F_{rep}, X_k, a_d\right\} \leq R_d = R\left\{\gamma_F \times F_{rep}, X_k, a_d\right\} \quad (5.43)$$

- Combinação 2: A2+M1+R4

A segurança é verificada através da inequação:

$$E_d = E\left\{\gamma_F \times F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d\right\} \leq R_d = R\left\{\gamma_F \times F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d\right\} \quad (5.44)$$

Os coeficientes de segurança parciais a aplicar nos ELU STR/GEO de acordo com a norma são os indicados nos seguintes quadros:

Quadro 5.6- Coeficientes de segurança parciais relativos às acções ou efeitos das acções, adaptado do (EC7-1, 2010).

Acção	Símbolo	Conjunto	
		A1	A2
Permanente Desfavorável Favorável	γ_G	1,35	1,0
		1,0	1,0
Variável Desfavorável Favorável	γ_Q	1,5	1,3
		0	0

Quadro 5.7 - Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais, adaptado do (EC7-1, 2010).

Propriedade do Material	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Angulo de resistência ao corte	γ_{ϕ}	1,0	1,25
Coesão efectiva	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão simples	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_r	1,0	1,0

Quadro 5.8 - Coeficientes parciais de resistências para estacas betonadas no local, adaptado do (EC7-1, 2010).

Resistência	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
De ponta	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Lateral (Compressão)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total (Compressão)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Lateral, em tracção	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

O valor de cálculo da capacidade resistente de uma estaca relativamente a um carregamento axial de compressão é dado pela soma da resistência lateral da estaca com a resistência de ponta, de acordo com a seguinte equação:

$$R_{cd} = R_{b,d} + R_{s,d} \quad (5.45)$$

Onde:

$R_{b,d}$ - Valor de cálculo da capacidade resistente de ponta é dado pela seguinte equação:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_d} \quad (5.46)$$

$R_{s,d}$ - Valor de cálculo da capacidade resistente lateral é dado pela seguinte equação:

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_d} \quad (5.47)$$

Com:

$R_{b,k}$ - Valor característico da capacidade resistente de ponta por compressão axial;

γ_b – Coeficiente de segurança parcial relativo à resistência de ponta;

$R_{s,k}$ – Valor característico da capacidade resistente lateral por compressão axial;

γ_s – Coeficiente de segurança parcial relativo à resistência lateral.

O valor característico da capacidade resistente de ponta é calculado pela seguinte equação:

$$R_{b,k} = q_b \times A_b \quad (5.48)$$

Com:

q_b – Capacidade resistente unitária no terreno junto à ponta da estaca;

A_b – Área da ponta da estaca:

$$A_b = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad [m^2] \quad (5.49)$$

A capacidade resistente unitária na ponta da estaca pode ser calculada através da seguinte equação:

$$q_b = c \times N_c + \sigma_0 \times N_q \quad (5.50)$$

Com:

c – coesão do solo;

N_c e N_q – factores de capacidade de carga, calculados através das seguintes equações;

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi' \end{aligned} \quad (5.51)$$

σ_0 – Tensão vertical na ponta da estaca;

O valor característico da capacidade resistente lateral é calculado pela seguinte equação:

$$R_{s,k} = \sum_i q_{s,i} \times A_{s,i} \quad (5.52)$$

Com:

$q_{s,i}$ – Capacidade resistente unitária no contacto fuste/solo na camada de solo i ;

$A_{s,i}$ – Área da lateral da estaca na camada de solo i ;

$$A_{s,i} = \pi \times d \times l_i \quad [\text{m}^2] \quad (5.53)$$

Com:

i - Número das camadas do solo.

d - Diâmetro da estaca (metros);

l_i - Comprimento da camada de solo i (metros).

A capacidade resistente unitária no contacto fuste/solo ou da capacidade resistente lateral da estaca pode ser calculada através da seguinte equação:

$$q_s = \alpha \times c \times K_i \times \tan \delta \times \sigma_v \quad (5.54)$$

Com:

α - Coeficiente de adesão;

c - Coesão do solo (kPa);

K_i - Coeficiente de Impulso;

δ - Ângulo de atrito solo-estaca ($^\circ$);

σ_v - Tensão vertical média ao longo do fuste da estaca (MPa).

No cálculo do valor de cálculo da capacidade de resistente total, R_{cd} , teve-se em conta duas hipóteses na consideração das estacas como grupo:

$$R_{cd} = \min\{R_{cd,1}; R_{cd,2}\} \quad (5.55)$$

1º Hipótese: Pelo facto das estacas estarem muito próximas considera-se que funcionam como um só elemento, assim, a capacidade resistente é calculada para uma estaca com a geometria da envolvente do grupo.

$$R_{cd,1} = R_{s,d} + R_{b,d} \quad (5.56)$$

2º Hipótese: A capacidade resistente do grupo é igual à soma da capacidade resistente de cada estaca.

$$R_{cd,2} = n \times R_{cd,i} \quad (5.57)$$

Com:

N - Número total de estacas;

$R_{cd,i}$ - Valor de cálculo da capacidade resistente de uma estaca.

As estacas também devem ser verificadas relativamente ao estado limite por ruptura do terreno de fundação devido ao carregamento axial de tracção, contudo, neste caso em estudo não se realizou esta verificação pois nenhuma das estacas se encontra sujeita a tracção.

Os quadros que se seguem apresentam os resultados obtidos utilizando as equações acima referidas para a verificação do estado limite por ruptura do terreno de fundação devido ao carregamento axial de compressão.

Os resultados exibidos são relativos à verificação para a combinação 2 da abordagem de cálculo do tipo 1, pois os resultados obtidos são mais desfavoráveis do que para a combinação 1, apresentados no anexo C.

➤ Valor de cálculo da força axial actuante, R_{cd} :

$$E_{cd} = \gamma_g \times G + \gamma_q \times Q \quad (5.58)$$

Em que G representa o valor característico do peso próprio das estruturas com as restantes cargas permanentes e Q representa o valor característico das sobrecargas existentes na estrutura.

Quadro 5.9 – Valor característicos do peso próprio da estrutura e das sobrecargas.

$PP_{tanque} + RCP_{tanque} =$	65,65	kN
$PP_{anel} =$	65,97	kN
$PP_{laje} =$	397,61	kN
$PP_{estacas} =$	401,50	kN
G =	930,73	kN

Sobrecarga _{agua} =	830,29	kN
Q =	830,29	kN

$$E_{cd} = 1,0 \times 930,73 + 1,3 \times 830,29 = 2010,11 \text{ kN} \quad (5.59)$$

➤ Valor de cálculo da capacidade resistente total, R_{cd} :

Os parâmetros adoptados baseados nas informações geológicas e geotécnicas foram os seguintes:

Quadro 5.10 – Parâmetros geológicos e geotécnicos adaptados.

Terreno	Profundidade (m)		h (m)	N_{SPT}		E_{solo} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	α
	Inicial	Final		i	f				
1 - Aterro	0	2	2	5					
2 - Lodo	2	10	8	1	8	5	40	0	0,85
3 - Argila com passagens lodosas	10	11,6	1,6	15	16	10000	80	12	0,5
4 - Areia com passagens argilosas	11,6	12,8	1,2	16	57	15000	31	37	1
5 - Areias e siltes com passagens argilosas	12,8	15,8	3	57	60	30000	25	45	1

1ª Hipótese:

Quadro 5.11- Valor da capacidade resistente lateral e de ponta para a primeira hipótese.

Valor da capacidade resistente de ponta, $R_{b,d}$									
	c (kPa)	ϕ (°)	N_c	q_b (kN/m ²)	A_b (m ²)	$q_{b,final}$ (kN/m ²)	$R_{b,k}$ (kN)	γ_b	$R_{b,d}$ (kN)
Terreno 2	40	0	5,14	205,60	13,20	928,00	44188,91	1,6	27618,06
Terreno 3	80	12	9,28	742,4					
Terreno 4	31	37	55,63	1724,53					
Terreno 5	25	45	133,88	3347,0					
Valor da capacidade resistente lateral, $R_{s,d}$									
	c (kPa)	α	δ (°)	q_s (kN/m ²)	A_s (m ²)	$q_{s,final}$ (kN/m ²)	$R_{s,k}$ (kN)	γ_s	$R_{s,d}$ (kN)
Terreno 2	40	0,85	0	34	182,90	182,9	23777,45	1,3	18290,35
Terreno 3	80	0,5	12	40					
Terreno 4	31	1	37	31					
Terreno 5	25	1	45	25					

$$R_{cd,1} = R_{b,d} + R_{s,d} = 27618,06 + 18290,35 = 45908,42 \text{ kN} \quad (5.60)$$

2ª Hipótese:

Quadro 5.12- Valor da capacidade resistente lateral e de ponta para a segunda hipótese.

Valor da capacidade resistente de ponta, $R_{b,d}$									
	c (kPa)	ϕ (°)	N_c	q_b (kN/m ²)	A_b (m ²)	$q_{b,final}$ (kN/m ²)	$R_{b,k}$ (kN)	γ_b	$R_{b,d}$ (kN)
Terreno 2	40	0	5,14	205,60	0,28	3347	926,34	1,6	591,46
Terreno 3	80	12	9,28	928,00					
Terreno 4	31	37	55,63	0					
Terreno 5	25	45	133,88	0					
Valor da capacidade resistente lateral, $R_{s,d}$									
	c (kPa)	α	δ (°)	q_s (kN/m ²)	A_s (m ²)	$q_{s,final}$ (kN/m ²)	$R_{s,k}$ (kN)	γ_s	$R_{s,d}$ (kN)
Terreno 2	40	0,85	0	32	26,76	130	3479,62	1,3	2676,63
Terreno 3	80	0,5	12	50					
Terreno 4	31	1	37	0					
Terreno 5	25	1	45	0					

$$R_{cd,2} = n \times (R_{b,d} + R_{s,d}) = 4 \times (591,46 + 2676,63) = 13092,40 \text{ kN} \quad (5.61)$$

$$R_{cd} = \min \{ R_{cd,1}; R_{cd,2} \} = \min \{ 45908,42; 13092,40 \} = 13092,40 \text{ kN} \quad (5.62)$$

Está verificada a segurança quanto ao estado limite último por ruptura do terreno de fundação devido ao carregamento axial de compressão:

$$E_{cd} = 2010,11 \text{ kN} < R_{cd} = 13092,40 \text{ kN} \text{ ok!} \quad (5.63)$$

5.3 Opção de fundações superficiais – ensoleiramento geral

De acordo com condições geológicas e geotécnicas do solo de fundação descritas no capítulo 3, a solução de ensoleiramento geral como fundação do tanque pode não ser viável pois, nos primeiros metros de profundidade o solo é constituído por lodo, solos que normalmente são classificados como solos coerentes e com condições de resistência medíocres, o que, conseqüentemente colocaria em risco a segurança à ruptura da estrutura/terreno e provocaria assentamentos elevados, para qualquer que seja a estrutura que este irá suportar.

Porém, como já havia sido referido, por sugestão do cliente a solução de fundação teria que ser superficial e, para isso e com o apoio de bibliografias especializadas, propuseram-se soluções técnicas, como o melhoramento do terreno.

Portanto, neste capítulo, efectuou-se o dimensionamento da solução de ensoleiramento, considerando que o solo de fundação teria a resistência necessária para suportar o peso da estrutura com o auxílio de técnicas para o melhoramento do terreno.

Essas técnicas para melhoramento do terreno de apoio dividem-se em dois grupos, que consistem essencialmente na substituição do solo ou na utilização de tratamentos diversos, que são apresentados e discutidos mais a frente.

5.3.1 Verificação da segurança estrutural do anel e do ensoleiramento geral

A Figura 5.9 indica o tipo de fundação escolhido para a opção de fundação superficial. Esta fundação denominada de ensoleiramento geral é constituída por um anel de fundação com solos seleccionados assentes sobre uma laje de betão armado.

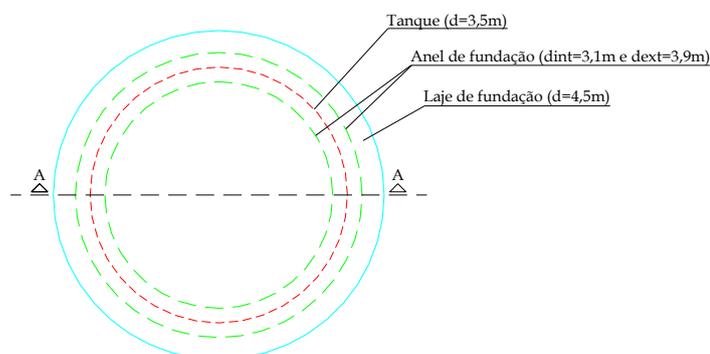


Figura 5.9 – Esquema do tanque com o ensoleiramento geral: Vista de planta do ensoleiramento.

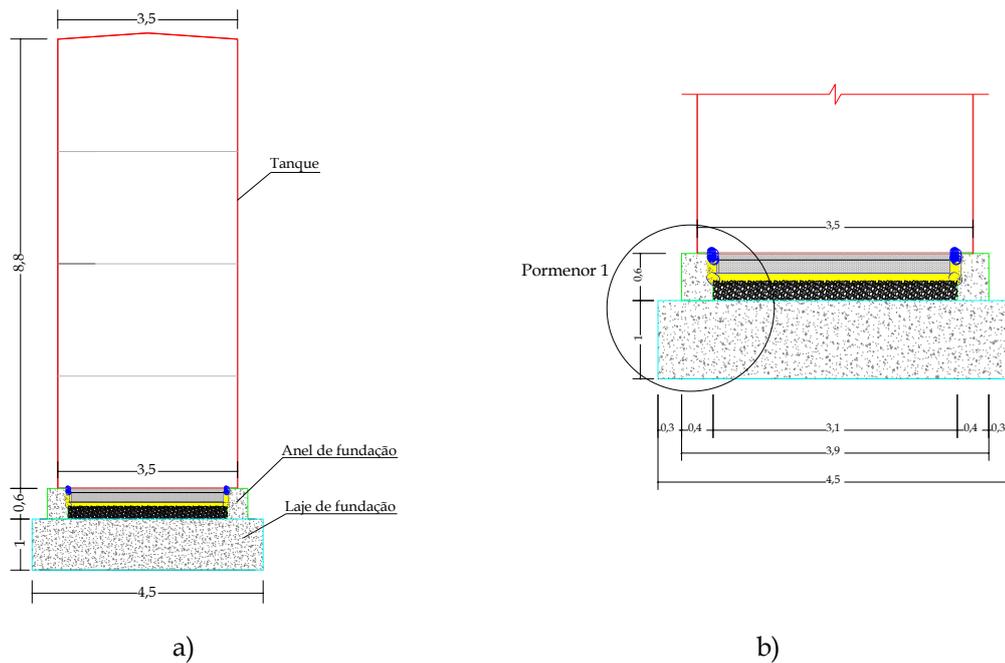


Figura 5.10 – Esquema do tanque com o ensoleiramento geral: a) Corte AA; b) Pormenor da fundação no Corte A-A.

A base do tanque está assente sobre a camada de solos seleccionados do mesmo tipo indicado para a opção de fundação profunda (ver Figura 5.3).

Por uma questão de simplificação esta solução adoptada é semelhante à escolhida para fundação profunda, de forma a simplificar os cálculos e as comparações de custos.

Os esforços de cálculo de cada um dos elementos, anel e laje, também foram obtidos pelo mesmo programa de análise estrutural SAP2000, onde o modelo utilizado é semelhante ao definido na solução anterior (ver Figura 5.11).

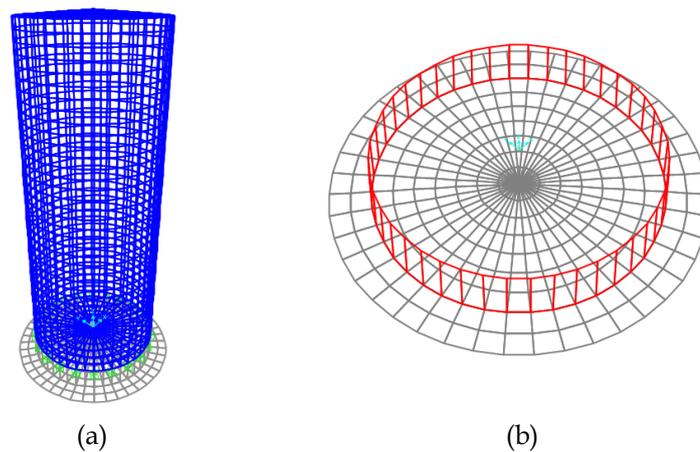


Figura 5.11 – Modelo tridimensional da fundação profunda: a) Divisão em *shell*'s do tanque com o ensoleiramento; b) Modelo da fundação.

Para dimensionar a laje de fundação é preciso simular o terreno no local de implantação do tanque, de forma a contabilizar os esforços da reacção do terreno ao peso do tanque. Deste modo colocaram-se apoios em todos os nós da laje simulando um perfeito encastramento entre o terreno com boa resistência e a estrutura.

O desenho de pormenorização desta solução com as dimensões e as respectivas armaduras para cada elemento, anel e laje, encontra-se no anexo E: Desenho 03, opção de fundação superficial.

5.3.1.1 Dimensionamento do anel

Os critérios utilizados para dimensionar o anel de fundação profunda são idênticos aos considerados para dimensionar este anel, efectuando as seguintes verificações:

- Estado Limite Último de resistência à flexão;
- Estado Limite Último de esforço transversal;
- Estado Limite Último de torção;
- Estado Limite de Fendilhação;
- Estado Limite de Deformação.

O anel de fundação em betão armado, tem as seguintes características geométricas:

Altura=	0,6	m	h=	0,6	m	Ac=	0,24	m ²
Largura=	0,4	m	d=	0,37	m			

Estado Limite Último de resistência a flexão

$N_{Ed,1}$ =	-252,65	kN				
$M_{Ed,2}$ =	10,39	kNm				
$M_{Ed,3}$ =	50,5	kNm				
v_1 =	-0,063					
μ_2 =	0,0065					
μ_3 =	0,021					
η =	3,24					
ω =	0,133					
A_s =	12,25	cm ²		$A_{s,min}$ =	3,08	cm ²
				$A_{s,max}$ =	96	cm ²
			Eixo 2	Eixo 3		
Armaduras:	5 ϕ 10		4 ϕ 10			

Estado Limite Último de esforço transversal

$$V_{Ed,1} = 93,63 \quad \text{kN/m}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$b_w = 0,4$$

$$z = 0,513$$

$$v_1 = 0,54$$

$$\theta = 45 \quad ^\circ$$

$$V_{Rd,max} = \quad \text{kN/m} \quad \text{Verifica!}$$

$$\rho_{w,min} = 0,0008$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S} \right) = 4,15 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S} \right)_{min} = 3,2 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S} \right)_{max} = 41,46 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$S_{max} = 0,277 \quad \text{m}$$

Armaduras: $\phi 10 // 0,15$

Estado Limite Último de torção

$$T_{Ed,1} = 6,6 \quad \text{kN/m}$$

$$\mu = 0,0041$$

$$\omega = 0,01$$

$$A_s = 0,91 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Estado Limite da Fendilhação

$$A_{c,t} = 0,12$$

$$k = 0,65$$

$$k_c = 1$$

$$\sigma_s = 500 \quad \text{MPa}$$

$$A_{s,min} = 4,06 \quad \text{cm}^2$$

Estado Limite de deformação

A deformação de um elemento ou de uma estrutura não deve ser prejudicial ao seu correcto funcionamento ou ao seu aspecto.

Deverão ser estabelecidos para as deformações valores limites apropriados, tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias e a função da estrutura.

Para as combinações quase-permanentes das acções, a deformação vertical máxima deve ser $L/250$, sendo L o vão do elemento, considerado, neste caso viga (EC2-1, 2010).

5.3.1.2 Dimensionamento da laje de fundação

Os critérios utilizados para dimensionar a laje de fundação (ensoleiramento) são idênticos aos considerados para dimensionar o maciço de encabeçamento das estacas. Assim, foram efectuadas as seguintes verificações:

- Estado Limite Último de resistência à flexão;
- Estado Limite Último de esforço transverso;
- Estado Limite de Fendilhação;
- Estado Limite de Deformação.

A laje de fundação em betão armado, tem as seguintes características geométricas:

$$\begin{array}{lll} \text{Altura} = & 1,0 & \text{m} & h = & 1,0 & \text{m} & A_c = & 0,24 & \text{m}^2 \\ \text{Largura} = & 4,5 & \text{m} & d = & 0,95 & \text{m} \end{array}$$

Para os cálculos da armadura longitudinal da laje considerou-se por um metro de largura, $d=1-0,05=0,95\text{m}$.

Estado Limite Último de resistência a flexão

$$\begin{array}{lll} M_{sd} = & 15,99 & \text{kN/m} \\ \mu = & 0,001 & \\ \omega = & 0,001 & \\ A_s = & 0,38 & \text{cm}^2/\text{m} \end{array} \qquad \begin{array}{lll} A_{s,min} = & 12,84 & \text{cm}^2/\text{m} \\ A_{s,max} = & 400 & \text{cm}^2/\text{m} \end{array}$$

Armaduras: $\phi 12//0,10$

Estado Limite Último de esforço transverso

$$\begin{array}{lll} V_{Ed,1} = & 20,53 & \text{kN} \\ k = & 1,454 & \\ \rho_l = & 0,00135 & \\ b_w = & 1 & \text{m} \\ d = & 1 & \text{m} \end{array} \qquad \begin{array}{lll} V_{Rd,max} = & 187,37 & \text{kN} \quad \text{Verifica!} \\ v_{min} = & 292,93 & \text{kN} \end{array}$$

Estado Limite de fendilhação

$$\begin{array}{lll} A_{c,t} = & 0,5 & \text{m}^2 \\ k = & 0,65 & \\ k_c = & 1 & \\ \sigma_s = & 500 & \text{MPa} \\ A_{s,min} = & 7,47 & \text{cm}^2/\text{m} \end{array}$$

5.3.2 Técnicas de melhoramento do solo de fundação

As técnicas de melhoramento de solos são importantes para a resolução de problemas relacionados com os solos de fundação, como havia sido referido no capítulo 2, e podem estar divididos em dois grandes grupos (Coelho, 1996):

- Por substituição do terreno;
- Por tratamento com técnicas adequadas.

Uma outra solução que se podia adoptar seria aumentar a área de contacto entre a fundação e o terreno, contudo, de acordo com as condições do projecto, não é possível aumentar essa área visto que o espaço de construção é limitado por antigas construções e os tanques encontram-se instalados dentro de uma bacia de retenção com medidas regulamentadas.

Neste contexto, apresentam-se de seguida alguns dos factores a ter em conta na escolha da técnica a utilizar (Sousa, 2011):

- Tipo de solo e condições hidrológicas;
- Tipo e grau de melhoramento pretendido;
- Custos previstos e tempo disponível;
- Riscos de danificação ou de contaminação;
- Possibilidade de controlo;
- Experiência anterior de utilização;
- Equipamento e materiais disponíveis.

Atendendo às várias soluções apresentadas para o melhoramento da resistência do terreno, a tensão admissível que o terreno deverá ter, após o melhoramento das suas condições de resistência, deverá ser superior à tensão transmitida através da fundação, isto é:

Quadro 5.13– Peso dos elementos constituintes do tanque e da sua fundação.

Elemento	Peso	
Tanque	65,65	kN
Peso do produto	830,29	kN
Anel de fundação	65,97	kN
Ensoleiramento	397,61	kN
Solos seleccionados	115,45	kN
Total	1474,97	kN

Área da base do ensoleiramento:

$$A = \frac{d^2 \times \pi}{4} = \frac{4,5^2 \times \pi}{4} = 15,90 \text{ m}^2 \quad (5.64)$$

Assim a tensão mínima admissível deverá ser:

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\text{Peso da estrutura}}{\text{Área de influência}} = \frac{1474,97}{15,90} = 92,74 \text{ kN / m}^2 \quad (5.65)$$

5.3.2.1 Substituição do terreno

Esta técnica consiste na escavação da zona de fundação, numa espessura conveniente, e a sua substituição por um aterro adequado, de forma a garantir a uniformidade de comportamento com a restante área de fundação (Coelho, 1996).

Geralmente utiliza-se esta técnica para a substituição de terrenos medíocres, como siltes ou lodos moles, por terrenos de boa qualidade, como arenoso ou areno-seixos.

Todavia, este tipo de solução implica estudos, preparação, execução e controlo para que não haja surpresas desagradáveis quando se substituir o terreno.

5.3.2.2 Tratamento do terreno

Existem diversos métodos de tratamento do terreno, que estão distinguidos em três grupos (B. Mendes, 2011):

1. Técnicas de melhoramento temporárias: são usadas apenas no período de construção. Como por exemplo: rebaixamento do nível freático, congelamento dos solos, consolidação por electro-osmose, entre outros;
2. Melhoramento permanente, mas sem aplicação de materiais, como: por compactação, vibro-compactação, entre outros;
3. Melhoramento permanente, com adição de materiais ao solo natural, como: colunas-brita, pré-carga com sistemas de drenos verticais de elevada permeabilidade, reforço do solo por aplicação de geossintéticos, *Soil Mixing*, entre outros.

Além do tratamento dos solos ou melhoramento destes, existem técnicas para reforçar, os solos, ou seja são técnicas que introduzem determinados elementos de resistência que tornam possível que o maciço suporte maiores cargas. Neste grupo estão incluídos

as estacas, as micro-estacas, as colunas brita, as grelhas plásticas, mantas geotêxteis, entre outros.

Entre as várias técnicas de melhoramento, tratamento e reforço dos solos de fundação, as seguintes técnicas foram as que melhor se adaptaram às condições do projecto, de acordo com as referências bibliográficas (Baptista & Baptista, 2011; Coelho, 1996; Francisco, 2007; B. Mendes, 2011; Ribeiro, 2010; Sousa, 2011; Tomé, 2010).

1ª Opção: Compactação

A compactação é um método técnico para a estabilização dos solos através da aplicação de energia. Esta transmissão de energia divide-se em dois tipos: a compactação dinâmica e a compactação utilizando explosivos. Esta técnica pode ser aplicada em quase todos os tipos de terrenos, sejam eles incoerente, coesivos ou parcialmente saturados (Coelho, 1996).

No que diz respeito a compactação dinâmica está pode atingir uma profundidade de 40 metros compactando o solo através de impactos resultantes da queda duma grande massa de altura elevada, que pode atingir os 2000kN, induzindo o efeito de liquefacção ao terreno. Estes pesos podem ser constituídos por blocos de betão ou por caixotões metálicos cheios de betão ou areia.

Dadas as condições de execução dos trabalhos deve ser evitada em locais onde existam construções, devido ao efeito detrimental das vibrações nas estruturas e respectivos acabamentos.

Deste modo, esta solução não poderá ser a mais adequada pois, a zona de implantação tem construções vizinhas e de alto risco, assim, essa solução não será a melhor.

2ª Opção: Vibro-Compactação

O método de vibro-compactação consiste na introdução de uma agulha vibratória, até uma profundidade máxima de 35 metros, e na sua retirada, transmite ao terreno o efeito de compactação por vibração, lentamente.

A técnica de vibro-compactação pode ser dividido em dois possíveis métodos: vibro-flutuação e vibro-substituição.

No processo de vibro-flutuação recorrem-se a jactos de água sobre pressão, facilitando a entrada da agulha e de seguida o espaço é substituído com material granular. Essa técnica é usualmente utilizada em solos arenosos, promovendo o aumento da compacidade destes.

O processo de vibro-substituição é semelhante ao anterior, porém os espaços são substituídos por brita e, esta técnica é utilizada, geralmente, em solos coerentes e mais sensíveis a vibrações.

3ª Opção: Drenos verticais

Os drenos verticais são considerados como um dos métodos utilizados para a aceleração da consolidação, constituídos por colunas de brita ou areia, cartão ou geodrenos. Estas técnicas são geralmente executadas pela tecnologia da vibro-flutuação (Sousa, 2011).

Os drenos de areia são furos no terreno que são posteriormente substituídos por areia de forma a recolher a água, provocando a consolidação do terreno. Essa técnica é utilizada em solos moles, nomeadamente lodos ou argilas moles, onde essa coluna de área compactada funciona para reduzir o assentamento e reforçar o terreno (Coelho, 1996).

Nos drenos de cartão, são realizados furos no terreno, substituídos por cartão permeável, devidamente tratados para evitar a sua decomposição na recolha da água.

No caso dos geodrenos são, considerando actualmente a técnica de maior utilização, constituídos por um geotêxtil não tecido, protegido por uma capa filtrante que impede a passagem dos finos. Este método por ser realizado com vácuo ou apenas com drenagem das águas, onde os drenos devem estar ligados a um sistema de drenagem.

4ª Opção: Injecções

A técnica de injeção de calda pode ser definida como um processo de injeção controlada, de um material temporariamente fluido, cujo endurecimento vem contribuir para o melhoramento das características mecânicas e hidráulicas do terreno.

O material a utilizar na injeção varia consoante o tipo de terreno a tratar, a forma de aplicação e o objectivo pretendido com o tratamento, podendo ser argilas tratadas ou

não com produtos químicos, cimentos misturados com argilas ou outros aditivos (Tomé, 2010).

Existem inúmeras técnicas de injeção dependendo do material a injectar, mas destacam-se a técnicas de *jet-grouting*.

O *jet-grouting* é uma técnica que consiste na injeção de calda de cimento a elevadas pressões, misturando o terreno com a calda, melhorando assim as suas características mecânicas aumentando a impermeabilidade do mesmo. Pode ser aplicada em vários tipos de terrenos, desde solos incoerentes, areais e seixos, a solos coesivos como a argila (Ribeiro, 2010).

Uma das principais vantagens desta técnica é a sua funcionalidade como suporte de estruturas, ou seja, funciona como reforço das fundações destas, melhorando as características do solo, evitando a ruptura devido às cargas aplicadas nos estratos menos resistente transferindo-os para os que têm a resistência necessária de suporte. Além de ser de fácil utilização, esta técnica pode ser executada em locais de difícil acesso e com dimensões restritas (Francisco, 2007).

Existem 3 tipos sistemas da técnica de *jet-grouting* (B. Mendes, 2011):

- Sistema de jacto simples, jet1, injeção de cimento;
- Sistema de jacto simples, jet2, injeção de ar e cimento;
- Sistema de jacto simples, jet3, injeção de ar, água e cimento.

Os diâmetros das colunas de calda injectada dependem do processo/sistema escolhido, do tipo de terreno, da erosão e da pressão de injeção, da rotação e da velocidade de levantamento (Coelho, 1996).

5ª Opção: Aterro reforçado com geotêxtil

As chamadas mantas de geotêxtil, tecidos ou não tecidos, são cada vez mais aplicados em diversas áreas da geotecnia, servindo como tapetes filtrantes e de separação ou então funcionando como tapete de reforço no terreno (Baptista & Baptista, 2011).

Quando utilizadas como tapetes de reforço, é possível efectuar a construção da estrutura directamente no terreno, pois, esta técnica consiste na construção/substituição de um aterro ou por um novo aterro com varias camadas de geotêxtil, intercalados, de forma a aumentar a resistência desse aterro.

Esta técnica é considerada como um reforço de um solo *in-situ* com a inserção materiais resistentes, de forma melhorar a estabilidade da estrutura, ao aumentar a resistência de corte e de suporte solo. É utilizada principalmente na construção de taludes, aterros ou fundações que são fundadas em solos de qualidade mais pobre.

Também permite aumentar a capacidade resistente do terreno de fundação, garantindo uma distribuição uniforme da carga, o que permite estabilizar o terreno quanto às deformações que possam ocorrer.

O geotêxtil apresenta como principais funções a filtragem, permitindo a rápida percolação da água devido à sua textura porosa (permeabilidade), retendo de maneira eficaz as partículas do solo, e apresenta a função de reforço, pois aumenta a resistência do material de aterro/fundação (Baptista & Baptista, 2011).

Apresenta ainda características como a separação, evitando que materiais com diferentes granulometrias se misturem, e reforço, quando se pretende incrementar a resistência à tracção e diminuir a deformabilidade do solo.

5.4 Considerações finais

Após essa breve descrição de cinco possíveis técnicas para o melhoramento da resistência do solo, apenas duas serão estudadas como possíveis soluções, a técnica de *jet-grouting* e as mantas de geotêxtil, em comparação com as estacas moldadas. No próximo capítulo efectuar-se-á essa comparação com base em custos, vantagens e desvantagens de cada uma das três opções: estacas moldadas, *jet-grouting* e mantas geotêxtis.

Capítulo 6. Análise comparativa entre as duas soluções

6.1 Elaboração de medições e custos das fundações

Para quantificar as fundações em termos de medições e posteriormente em custos, foi preciso fazer a contabilização das quantidades dos m² de fundação a construir, dos m³ de betão C25/30 necessário e com armaduras A500NR.

A quantificação do custo efectuou-se de acordo com o mercado actual de construção e os valores indicados poderão sofrer alterações dependendo da data a construir essas fundações.

Os dois quadros de se seguem, 6.1 e 6.2, representam os mapas de quantidades e preços das duas soluções de fundação, opção 1 - fundação profunda e opção 2 - fundação superficial respectivamente.

A solução escolhida para a fundação superficial tem as mesmas dimensões que a solução da fundação profunda, portanto, os preços e quantidades a considerar para esta solução são os mesmos.

Quadro 6.1 - Mapa de quantidades e preços do maciço de encabeçamento e estacas.

PROJECTISTA:		MAPA DE MEDIÇÕES (MTO)					Modelo 22
							Revisão 1
CLIENTE:	LOCAL:	OBRA : Construção de novos tanques					
	DOCUMENTO: LC601	2					
		1					
		0	LISTA DE QUANTIDADES				
CIVIL		REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	EMITIDO	VERIFICADO	APROVADO
Item	Descrição	Un.	Quant.	Custo unitário	Custo total		
				[€]	[€]		
FUNDAÇÕES							
I	Movimentos de Terra						
I.1	Escavação em solos de qualquer natureza, incluindo transporte a vazadouro e todos os meios de contenção necessários.						
I.1.1	Furação das estacas moldadas no terreno	m	56,80	70,00 €	3.976,00 €		
I.1.2	Para o maciço de encabeçamento e do anel	m³	18,52	20,00 €	370,40 €		
I.2	Cofragens						
I.2	Fornecimento, montagem, escoramento e desmontagem de cofragem.						
I.2.1	No maciço de encabeçamento	m²	30,04	50,00 €	1.502,00 €		
I.2.2	No anel de fundação	m²	13,19	50,00 €	659,50 €		
I.3	Betão de Limpeza						
I.3.1	Fornecimento e betonagem de betão de limpeza da classe C12/15 sob fundações	m³	1,59	15,00 €	23,85 €		
I.4	Betão C25/30 com armaduras A500						
I.4	Fornecimento, betonagem e cura de betão da classe C25/30, incluindo fornecimento e montagem de armaduras em aço A500NR						
I.4.1	Nas estacas	m³	16,05	140,00 €	2.247,00 €		
I.4.2	No maciço de encabeçamento	m³	15,90	120,00 €	1.908,00 €		
I.4.3	No anel de fundação	m³	2,64	110,00 €	290,40 €		
I.5	Fundação dos tanques						
I.5	Fornecimento e aplicação de todos os materiais necessários à execução da fundação dos tanques, de acordo com peças desenhadas						
I.5.1	Camada de argamassa de areia e betume asfáltico com 0.05 m de espessura;	m³	0,25	7,69 €	1,92 €		
I.5.2	Camada de tout-venant compactado a 95% P.M	m³	0,58	8,66 €	5,02 €		
I.5.3	Camada de areia	m³	0,19	5,98 €	1,14 €		
I.5.4	Manta geotêxtil tipo politex S300	m²	10,27	3,78 €	38,82 €		
I.5.5	Tela de polietileno de alta densidade	m²	9,81	10,01 €	98,20 €		
I.5.6	Manta geotêxtil tipo politex S300	m²	7,45	3,78 €	28,16 €		
I.5.7	Enrocamento	m³	1,96	7,23 €	14,17 €		
		TOTAL				11.164,58 €	

Quadro 6.2 - Mapa de quantidades e preços do ensoleiramento geral.

PROJECTISTA:		MAPA DE MEDIÇÕES (MTO)					Modelo 22
							Revisão 1
CLIENTE:		OBRA : Construção de novos tanques					
LOCAL: DOCUMENTO LC601		2					
		1					
CIVIL		0	LISTA DE QUANTIDADES				
		REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA	EMITIDO	VERIFICADO	APROVADO
Item	Descrição	Un.	Quant.	Custo			
				unitário [€]	total [€]		
FUNDAÇÕES							
I	Movimentos de Terra						
I.1	Escavação em solos de qualquer natureza, incluindo transporte a vazadouro e todos os meios de contenção necessários.						
I.1.2	Para a laje e o anel	m ³	18,52	20,00 €	370,40 €		
I.2	Cofragens						
I.2	Fornecimento, montagem, escoramento e desmontagem de cofragem.						
I.2.1	Na laje de fundação	m ²	30,04	50,00 €	1.502,00 €		
I.2.2	No anel de fundação	m ²	13,19	50,00 €	659,50 €		
I.3	Betão de Limpeza						
I.3.1	Fornecimento e betonagem de betão de limpeza da classe C12/15 sob fundações	m ³	1,59	15,00 €	23,85 €		
I.4	Betão C25/30 com armaduras A500						
I.4	Fornecimento, betonagem e cura de betão da classe C25/30, incluindo fornecimento e montagem de armaduras em aço A500NR						
I.4.2	Na laje de fundação	m ³	15,90	120,00 €	1.908,00 €		
I.4.3	No anel de fundação	m ³	2,64	110,00 €	290,40 €		
I.5	Fundação dos tanques						
I.5	Fornecimento e aplicação de todos os materiais necessários à execução da fundação dos tanques, de acordo com peças desenhadas						
I.5.1	Camada de argamassa de areia e betume asfáltico com 0.05 m de espessura;	m ³	0,25	7,69 €	1,92 €		
I.5.2	Camada de tout-venant compactado a 95% P.M	m ³	0,58	8,66 €	5,02 €		
I.5.3	Camada de areia	m ³	0,19	5,98 €	1,14 €		
I.5.4	Manta geotêxtil tipo politex S300	m ²	10,27	3,78 €	38,82 €		
I.5.5	Tela de polietileno de alta densidade	m ²	9,81	10,01 €	98,20 €		
I.5.6	Manta geotêxtil tipo politex S300	m ²	7,45	3,78 €	28,16 €		
I.5.7	Enrocamento	m ³	1,96	7,23 €	14,17 €		
		TOTAL				4.941,58 €	

6.2 Comparação de custos e das soluções

Em concordância com os quadros 6.1 e 6.2 apresentados, se o terreno tivesse resistência suficiente para suportar o peso do tanque, a solução de fundação superficial seria, sem dúvida, a opção mais rentável.

Contudo, essa opção só é possível e viável se se recorrer a processos de tratamento, melhoramento ou reforço do terreno de fundação.

Portanto, realizar-se-á uma comparação entre as duas possíveis técnicas de melhoramento com a solução de estacas moldadas, apresentando as suas vantagens e desvantagens, e possíveis custos de construção para cada uma delas.

Opção 1 - Estacas moldadas

As estacas moldadas são consideradas como o principal tipo de fundação profunda com mais utilização e isso acontece em parte devido à sua grande versatilidade de processos construtivos (Figura 6.1) e capacidade para transmitir ao solo cargas elevadas (Francisco, 2007).

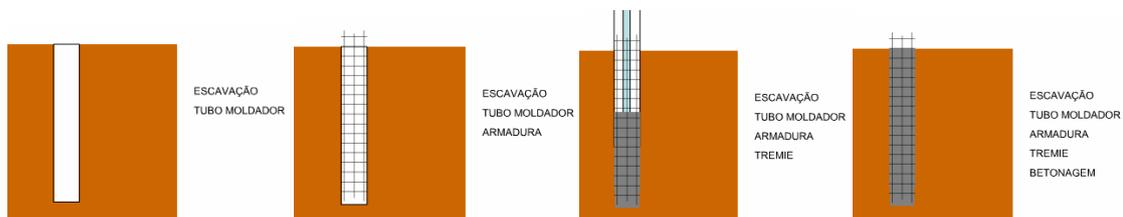


Figura 6.1 - Faseamento construtivo das estacas moldadas. Fonte:(Gamboa, 2008).

Uma entre as várias vantagens apresentadas de seguida, destaca-se pelo facto de que, as estacas funcionam por atrito lateral e por isso tornam-se viáveis em solos com fracas características mecânicas.

Vantagens:

- ✓ Podem ser executadas com grandes comprimentos, grandes diâmetros e com alargamentos da base-ponteira de duas a três vezes o diâmetro;
- ✓ Podem ser executadas em terrenos com coesão, dispensando qualquer tipo de revestimento, ou de protecção da lama bentonítica;
- ✓ Não há risco de levantamento do terreno;
- ✓ O comprimento pode ser facilmente adaptado;
- ✓ O terreno pode ser inspeccionado e comparado com os dados de projecto;

- ✓ A armadura não depende das condições de manuseamento e cravação;
- ✓ Podem ser executadas sem ruído sensível ou vibração quando executadas em pequenas profundidades;
- ✓ Adaptável a qualquer tipo de distribuição das camadas de um solo, à excepção de grandes maciços rochosos.

Algumas das desvantagens para as estacas moldadas são:

- ✓ Dificuldade de betonagem debaixo de água, pois o betão não pode ser inspeccionado após colocação;
- ✓ A entrada de água pode causar anomalias ao betão antes da presa;
- ✓ Não se consegue realizar o alargamento da base-ponteira nos terrenos com coesão;
- ✓ Não é recomendada a sua realização em terrenos pedregosos.

Opção 2 - *Jet-grouting*

A técnica de *jet-grouting* como melhoramento e tratamento dos solos, como já havia sido referido, é uma técnica em desenvolvimento quanto ao processo de execução (Figura 6.2) e que quando comparado com outras técnicas esta possui algumas vantagens e desvantagens apresentadas de seguida (Ribeiro, 2010):

Vantagens:

- ✓ Pode ser aplicado em quase todos os tipos de terrenos;
- ✓ Pode ser aplicado em locais com espaço reduzido e de difícil acesso, já que as máquinas podem ser pequenas e relativamente leves;
- ✓ Ruídos e vibrações durante a sua execução são reduzidos;
- ✓ O nível freático não é um aspecto condicionante;
- ✓ Pode ser realizado em grandes profundidades;
- ✓ Não é necessário escavação;
- ✓ Execução mais rápida relativamente a outros métodos alternativos.

Desvantagens:

- ✓ Tem uma reduzida capacidade de resistência à tracção;
- ✓ Exige um controlo de qualidade rigoroso.

No entanto ainda existe alguma dificuldade em prever as características finais do material tratado, pelo que se elege a experiência como uma ferramenta fundamental,

nomeadamente no recurso a colunas de ensaio e à necessidade de um controlo estreito da execução (Terashi & Juran, 2012).

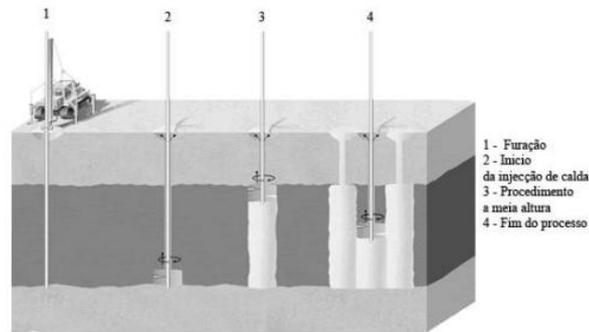


Figura 6.2 – Faseamento construtivo da técnica *jet-grouting*. Fonte: (Ribeiro, 2010).

A técnica do *jet-grouting* pode ser considerada dispendiosa relativamente a outros métodos, no entanto a sua aptidão para determinadas situações torna-o uma opção viável. Assim é necessário ter em consideração o seu custo em função do diâmetro das colunas e em profundidade.

Na Figura 6.3 é possível observar que quanto maior o diâmetro da coluna, maior será o custo/ml (Pinto, 2009).

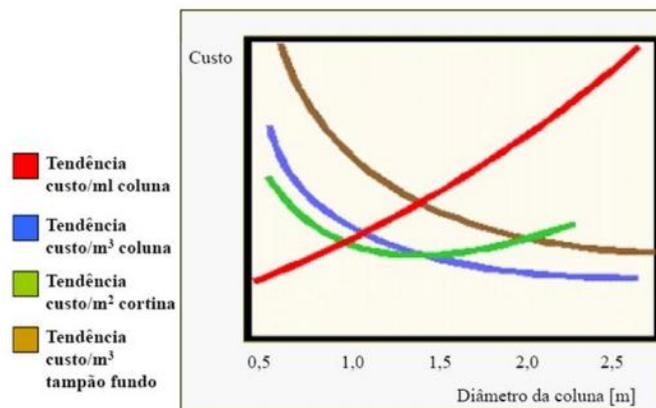


Figura 6.3 – Relação entre o custo de realizar uma coluna com o diâmetro da coluna de *jet grouting*. Fonte: (Pinto, 2009).

O custo/ m^3 de coluna diminui quanto maior for o diâmetro até um determinado diâmetro, depois mantém-se constante. Quanto maior for o diâmetro, maior rentabilidade tem o processo. O custo/ml aumenta sempre por quanto maior profundidade maior o custo. Quanto ao custo/ m^2 de cortina a partir de um metro de diâmetro de coluna o custo/ m^2 aumenta, pois a partir desse diâmetro começa-se a ter muita área de coluna sem qualquer fundação existente, logo começa-se a ter área de coluna desperdiçada.

Para um melhor esclarecimento, apresentam-se de seguida algumas vantagens e desvantagens do *jet-grouting* em relação as estacas moldadas (Francisco, 2007):

Vantagens:

- ✓ Maior facilidade de furação e maior rendimento;
- ✓ Maior versatilidade;
- ✓ Maior capacidade para transmitir cargas por atrito lateral;

Desvantagens:

- ✓ Maior Capacidade de carga;
- ✓ Exigentes verificações e controlo executivo.

Opção 3 - Geotêxtil no aterro

Esta opção, combinação entre o ensoleiramento geral e o melhoramento do aterro com geotêxtil, onde serão colocadas mantas de geotêxtil intercaladas com o aterro de forma a formar um conjunto de terreno mais resistente e com mais distribuições de tensões, aproveitando que o aterro tem uma resistência razoável, $N_{SPT}=5$.

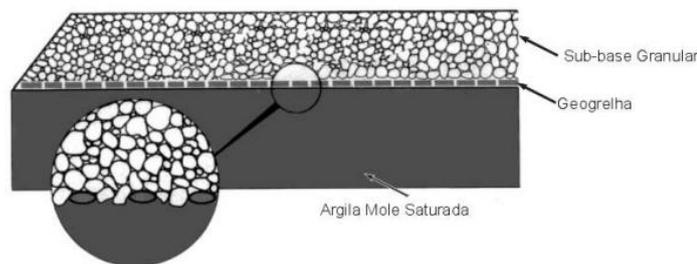


Figura 6.4 - Esquema representativo da solução de geotêxtil.

Uma das suas principais vantagens é a facilidade e rapidez de execução, reduzindo os custos de mão-de-obra e do tempo de execução.

6.3 Considerações finais

Realizando uma comparação entre as três soluções com os aspectos acima referidos e descritos, chegou-se as seguintes conclusões:

- De todas as técnicas a estacas apresentam vantagens mais positivas e adapta-se melhor as condições do projecto;
- Apesar não ter preços concretos do custo da técnica de *jet-grouting*, é possível estimar que esta técnica terá um maior custo do que a solução de estacas pois, a as colunas teriam diâmetros pequenos e efectuando uma relação entre número

de colunas, com os seus diâmetro e a profundidades, possivelmente não iria compensar;

- A técnica de *jet-grouting* exige um maior conhecimento do terreno de fundação para definir todos os parâmetros da calda de injeção e do seu processo e, as informações que o relatório geológico e geotécnico forneceu não seriam suficientes, por isso, teria que se investir num novo estudo para caracterizar melhor cada estrado do terreno;
- A manta de geotêxtil, pode ser uma possível solução visto que, poderá ter menores custos de construção. No entanto, para se considerar esta técnica é necessário efectuar um estudo aprofundado sobre os possíveis assentamentos da camada de lodo que se localiza em baixo do aterro;
- Para além dos assentamentos, a curto e a longo prazo, também devem ser considerados os seguintes factores como o espaçamento entre as camadas de reforço e a estabilidade global do aterro no dimensionamento da fundação;
- Comparando as estacas com a manta de geotêxtil, estas continuam a ter mais vantagens, pois, sendo o tanque uma estrutura de alto risco e que assentamentos na fundação poderiam provocar danos na estrutura do tanque e possíveis derrames, a solução de estacas consegue garantir menores possíveis assentamentos, que não põem a estrutura (fundação e tanque) em risco de ruptura.

Capítulo 7. Conclusões e perspectivas futuras

7.1 Conclusões

Com o presente trabalho procurou-se realizar um relatório de estágio com duas vertentes, uma de efectuar uma dissertação sobre o estudo dos tanques e das suas fundações e a outra vertente de projectar as fundações de um caso de estudo.

Assim sendo, na primeira parte do trabalho procurou-se explicar o enquadramento geral deste trabalho com as 3 vertentes atrás referidas e os objectivos traçados para a estrutura do trabalho.

Na segunda parte do trabalho fez-se uma breve introdução ao mundo dos tanques industriais, descrevendo os tipos e características existentes, definindo que os tanques industriais são, usualmente fabricados com aço carbono, construídos na vertical ou na horizontal e podendo estar directamente apoiados no solo ou subterrados em relação a este.

Ainda neste capítulo, descreveu-se quais os tipos de suporte de fundações mais utilizados pela empresa Projecto&Detalhe, apresentando as suas constituições e características. Também foi descrito a importância que um estudo geológico e geotécnico tem para o dimensionamento dessas fundações.

A descrição do estudo de caso efectuou-se na terceira parte deste trabalho, onde se analisou a zona de implantação com a ajuda do relatório geológico e geotécnico realizado por uma empresa especializada, descrevendo as principais características dos estrados, como a profundidade, a constituição e a resistência em relação ao ensaio SPT. Ainda neste capítulo fez-se um enquadramento da proposta ao cliente para a construção dos tanques, concluindo que, a estrutura de suporte para a fundação dos tanques deverá ser do tipo profunda, pois, de acordo com a constituição do solo, até 13 metros de profundidade este não tem a resistência necessária para suportar o peso do tanque.

Para efectuar uma análise estrutural ao tanque e às suas fundações no programa de análise estrutural SAP2000, definiu-se que a estrutura do tanque como elementos de *shell* em aço carbono A36, os elementos das fundações (anel e laje) também como *shell* mas em betão C25/30 e armaduras A500NR e, as estacas na opção de fundação profunda foram definidas como *frames* de secção circular em betão C25/30. Também

foram consideradas as acções permanentes, o peso próprio, e as acções variáveis como o produto armazenado, o vento e o sismo, a actuarem nas estruturas referidas acima, considerando-as em combinações de acções para os dois estados limites, ELU e ELUt.

O dimensionamento das fundações foi realizado no capítulo 5, onde procurou-se efectuar uma análise estrutural de todas as partes constituintes das duas opções de fundações (superficial e profunda), fazendo todas as verificações necessárias dos estados limites de acordo com a norma NP EN 1992.

Com os resultados obtidos através do programa SAP2000 utilizou-se os valores máximos de cada esforço (normal, transverso e momento flector) para dimensionar cada elemento anel, laje e estacas.

Ainda neste capítulo, foram definidas e exemplificadas as possíveis técnicas de melhoramento do solo para combinar com a opção de fundação superficial de forma a tornar viável essa solução.

Para concluir, no capítulo 6 efectuou-se a comparação de resultados obtidos no dimensionamento anterior, determinando as medições para os custos de cada opção de fundação (superficial e profunda).

Admitindo que a opção de fundação superficial, anel e laje de fundação tem as características e dimensões semelhantes a fundação profunda, a comparação concretizou-se entre 3 opções: as estacas com fundação profunda e técnica de reforço, a técnica de *jet-grouting* como técnica de melhoramento e reforço do solo de fundação e por último o melhoramento do solo com mantas de geotêxtis como reforço do primeiro estrato do solo de fundação, aproveitando as condições do aterro.

Com as conclusões do capítulo 6 obtidas pela comparação destas três técnicas, confirmou-se que a opção de estacas revela-se ser a melhor solução de fundação, não descartando a possibilidade de se efectuarem as outras opções. Essa conclusão só foi possível pois, baseando-se nas condições de projecto, nas condicionantes na construção, nas características do solo e nos preços de cada solução, revela ser mais benéfica e viável para a fundação do tanque.

Para além deste trabalho, o estágio permitiu obter conhecimentos relativos a concepção de propostas para projectos, participar e perceber em que consiste cada fase projecto e desenvolvimento da construção de um parque de combustíveis.

7.2 Perspectivas futuras

No que respeita á perspectivas futuras para o desenvolvimento deste trabalho, existe um vasto conjunto de temas que se podem desenvolver, entre estes alguns que poderão ser outras soluções e alternativas no âmbito deste trabalho.

Deste modo, como uma das alternativas de desenvolvimento futuros, seria importante desenvolver um método mais eficaz, com resultados mais reais e abrangentes para a simulação do solo e a interacção do solo/estrutura com o auxílio de um programa de cálculo estrutural.

Em termos de soluções para a fundação dos tanques em solos com pouca capacidade resistente, seria interessante aprofundar o estudo das técnicas de melhoramento, tratamento e reforço dos solos que foram referidas no capítulo 5.

Para completar as possíveis conclusões sobre qual o melhor método a adoptar como solução de fundação seria interessante estudar para cada um dessas, os valores de possíveis assentamentos a curto e a longo prazo.

Capítulo 8. Bibliografia

- API. (2012). American Petroleum Institute. Site: <http://www.api.org/>. Consultado em Maio de 2012.
- American Petroleum Institute. (1998). *API 650 - Welded Steel Tanks for Oil Storage*.
- Baptista, P., & Baptista, A. (2011). *Slides da disciplina: Temas de estrutura e geotecnias*. Lisboa.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design* (5th ed.). McGraw-Hill International Editions.
- CENOR. (1981). *Estudo Geológico e Geotécnico dos solos de fundação*. Lisboa.
- Campos, A. P. de. (2011). *Dimensionamento de um Silo em Betão Armado para stockagem de Cimento com Fundações Indirectas*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Caputo, H. P. (1988). *Mecânica dos Solos e as suas aplicações - Vol. 1 Fundamentos* (6th ed.). Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.
- Castro, G. de. (1989). *Memória nº743 - Acerca do projecto de fundações em estacas de betão armado*. Lisboa: LNEC.
- Coelho, S. A. (1996). *Tecnologia de fundações* (1ª ed.). Lisboa: E. P. Gustave Eiffel.
- Cordeiro, N., & Almeida, M. de. (2003). *Técnicas de melhoramento de solos*. Lisboa: Constulink press.
- Costa, O. (2011). *Tanques de Armazenamento*. Site: <http://knol.google.com/k/orlando-costa/tanques-de-armazenamento/12pcr2403lwd/1>. Consultado em Março de 2012.
- Cruz, F. de O. (2009). *Aspectos de análise e concepção para reservatórios de betão armado*. Universidade de Aveiro.
- EC0-1. (2009). *NP EN 1990 - Bases para o projecto de estruturas*. Lisboa: IPQ.
- EC1-4. (2010). *NP EN 1991 - Acções em estruturas. Parte: 1- 4 Acções Gerais: Acções do Vento*. Lisboa: IPQ.
- EC2-1. (2010). *NP EN 1992 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificios*. Lisboa: IPQ.
- EC7-1. (2010). *NP EN 1997 - Projecto geotécnico. Parte 1: Regras Gerais*. Lisboa: IPQ.

- EC7-2. (2007). *EN 1997-2 - Geotechnical Design - Part 2: Ground investigation and testing*. Bruxelas.
- EC8-1. (2010). *NP EN 1998 - Projecto de estruturas para a resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Lisboa: IPQ.
- Folque, J. (2010). *Fundações. Recomendações gerais*. (8th ed.). Lisboa: LNEC.
- Francisco, R. F. F. (2007). *Caracterização técnico-económica dos diferentes tipos de fundações profundas*. Instituto Superior Técnico.
- Gamboa, M. (2008). *Slides das disciplina: Processos de construção e edificações*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Googlemaps. (2012). *Localização da obra*. Site: <https://maps.google.com/maps?hl=pt-PT&q=quinta+figueira+sobralinho&ie=UTF-8&authuser=0>. Consultado a 3 de Setembro de 2012.
- Lima, J. D. e, Monteiro, V., & Mun, M. (1999). *Betão Armado: Esforços Normais e de Flexão* (4th ed.). Lisboa.
- Lindemberg, A., Hora, G. da, Scerdote, G., Jesus, I. de, Jorge, J., Cardozo, J., & Maia, L. (2008). *Área de tancagem*. Salvador, Brasil.
- Marrangon, M. (2009). *Parâmetros dos Solos para cálculo de fundações*. Minas Gerais, Brasil.
- Martins, J. G. (2003a). *Betão Armado - Fundações Profundas* (1st ed.). Lisboa: Universidade Fernando Pessoa.
- Martins, J. G. (2003b). *Betão Armado- Fundações Superficiais* (1st ed.). Lisboa: Universidade Fernando Pessoa.
- Mendes, B. (2011). *Melhoramento de terrenos de fundação através de "Cutter soil mixing."* Faculdade de Ciência e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- Mendes, S. R. (2010). *Análise comparativa entre reforço e reconstrução de fundação rasa existente - Estudo de caso*. Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC.
- Oeste SA, S. (2012). *Prospecção Geológica/Geotécnica*. Site: <http://sondagensoeste.pt/geot.php>. Consultado a 8 de Setembro de 2012.
- Pereira, C. dos S. (2008a). *Elementos de apoio as aulas de Estruturas de Suportes e Fundações I*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Pereira, C. dos S. (2008b). *Elementos de apoio as aulas de Estruturas de Suportes e Fundações II*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Pinto, A. (2009). *Slides da disciplina FOA: Tratamento de solos de fundação*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

- Proj01. (2012). *Novos tanques de água de incêndio de uma refinaria*. Projecto 174.03.12 realizado na empresa PD.
- Proj02. (2009). *Ampliação de armazenagem e expedição de produto*. Projecto 142.08.8 realizado na empresa PD.
- Proj03. (2010). *Extensão de um porto de pesca*. Projecto 167.02.10 realizado na empresa PD.
- Proj04. (2011). *Ampliação de um terminal de aeroporto*. Projecto 174.01.11 realizado na empresa PD.
- Proj05. (2010). *Construção de um novo parque de combustíveis*. Projecto 159.10.10 realizado na empresa PD.
- Proj06. (2012). *Construção de uma Refinaria*. Projecto 101.51.10 realizado na empresa PD.
- Reis, A. C. dos, Farinha, M. B. F., & Farinha, J. P. B. (2012). *Tabelas Técnicas*. Lisboa: Edições Técnicas E. T. L., Lda.
- Ribeiro, A. (2010). *Técnica de tratamento de solos - Jet grouting*. Instituto Superior Técnico.
- Santos, J. A. (2008a). *Slides da disciplina Fundações de Estruturas - Estacas sob acções horizontais estáticas*. Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa.
- Santos, J. A. (2008b). *Elementos teóricos da disciplina Obras Geotécnicas - Fundações por Estacas - Acções horizontais*. Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa.
- Sousa, J. A. e. (2011). *Slides da disciplina: Reabilitação e reforço de estruturas: Melhoramento e reforço de solos*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Terashi, M., & Juran, I. (2012). *Ground improvement - State of the art*.
- Tomé, E. (2010). *Injecção de caldas cimentícias em terrenos arenosos. Modelação física*. Universidade Nova de Lisboa.
- Tschebotarioff, G. P. (1978). *Fundações. Estruturas de arrimo e Obras de terra*. São Paulo: McGraw-Hill.

Capítulo 9. Anexos

Lista de Anexos:

Anexo A. Acção do vento

Anexo B. Acção do sismo

Anexo C. Verificação da capacidade resistente do terreno de fundação das estacas -
AC1: Combinação 1

Anexo D. Resultados obtidos SAP2000

Anexo E. Peças desenhadas

Anexo A. Acção do Vento

Quadro A.1 – Categorias de terreno e os respectivos parâmetros, adaptado do (EC1-4, 2010).

Categoria do terreno		z_0 (m)	z_{min} (m)
I	Zona costeira aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo 20 vezes a sua altura (por exemplo zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície será cobertura por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

NOTA 1: As categorias de terreno II, III, IV estão ilustradas em A.I
 NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na figura NA.I

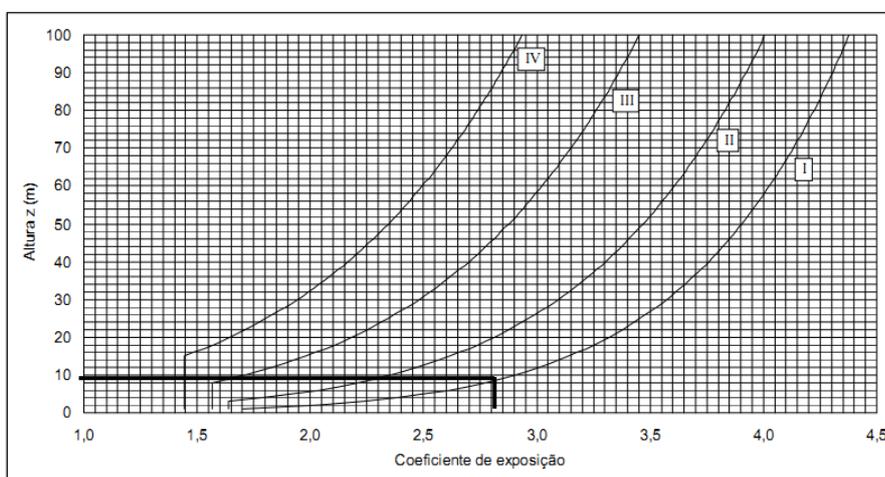


Figura A.1 – Coeficiente de exposição para $c_0(z)=1$ e $k_1=1,0$, adaptado do (EC1-4, 2010).

Quadro A.2 – Esbelteza efectiva, λ , adaptado do (EC1-4, 2010).

N.º	Posição da estrutura, vento perpendicular ao plano da figura	Esbelteza efectiva λ
1		$\lambda = l/b$
2		$\lambda = 2 \ell/b$
3		$\lambda = \infty$ ($\psi_s = 1$)

Legenda:
 for $b \leq \ell$ para $b \leq \ell$

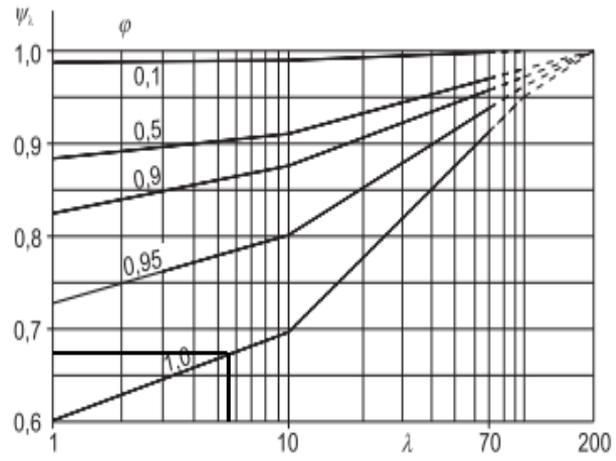


Figura A.2 – Valores indicativos da coeficiente de efeitos de extremidade ψ_λ em função do índice de cheios ϕ e da esbelteza λ , adaptado do (EC1-4, 2010).

Anexo B. Acção do sismo

Quadro B.1 – Tipo de terreno, adaptado do(EC8-1, 2010).

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

Quadro B.2 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas, adaptado do (EC8-1, 2010).

Acção Sísmica Tipo 1		Acção Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Quadro B.3 – Classes de Importancia para edifícios, adaptado do (EC8-1, 2010).

Classes de Importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas a colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Quadro B.4 – Coeficiente de Importância, γ_I , adaptado do(EN1998-1, 2004).

Classes de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Quadro B.5 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elásticos para Acção Sísmica tipo I, adaptado do(EN1998-1, 2004).

Acção Sísmica Tipo 1				
Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Quadro B.6 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elásticos para Acção Sísmica tipo II, adaptado do(EN1998-1, 2004).

Acção Sísmica Tipo 2				
Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Quadro B.7 – Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura, adaptado do(EN1998-1, 2004).

Tipo de Estrutura	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
a) Pórtico simples	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
b) Pórtico com contraventamento centrados		
Contraventamentos diagonais	4	4
Contraventamentos em V	2	2,5
c) Pórtico com contraventamento excêntricos	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
d) Pendulo invertido	2	$2 \alpha_u / \alpha_1$
e) Estruturas com núcleos ou paredes de betão	Ver secção 5	
f) Pórtico simples com contraventamento centrado	4	$4 \alpha_u / \alpha_1$
g) Pórtico Simples com enchimentos		
Enchimentos de betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico	2	2
Enchimentos de betão armado ligados	Ver secção 7	
Enchimentos isolados de pórticos simples	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$

Anexo C. Verificação da capacidade resistente do terreno de fundação das estacas – Combinação 1

Os seguintes quadros apresentam os resultados relativos a verificação da capacidade de resistência do solo para a combinação 1 da abordagem de cálculo do tipo 1.

➤ Valor de cálculo da força axial actuante, R_{cd} :

$$E_{cd} = \gamma_g \times G + \gamma_q \times Q \quad (5.66)$$

Em que G representada toda o peso próprio de todas as estruturas com as restantes cargas permanentes e Q são todas as sobrecargas existentes na estrutura.

Quadro C.1 - Valor característicos do peso próprio da estrutura e das sobrecargas.

PP _{tanque} +RCP _{tanque} =	65,65	kN
PP _{anel} =	65,97	kN
PP _{laje} =	397,61	kN
PP _{estacas} =	401,50	kN
G=	930,73	kN
Sobrecarga _{agua} =	830,29	kN
Q=	830,29	kN

$$E_{cd} = 1,35 \times 930,73 + 1,5 \times 830,29 = 2501,92 \text{ kN} \quad (5.67)$$

➤ Valor de cálculo da capacidade resistente total, R_{cd} :

1ª Hipótese:

Quadro C.2 - Valor da capacidade resistente lateral e de ponta para a primeira hipótese.

Valor da capacidade resistente de ponta, $R_{b,d}$									
	c (kPa)	φ (°)	N_c	q_b (kN/m ²)	A_b (m ²)	$q_b^{b,final}$ (kN/m ²)	$R_{b,k}$ (kN)	γ_b	$R_{b,d}$ (kN)
Terreno 2	40	0	5,14	205,60	13,20	3347	44188,91	1,25	35351,13
Terreno 3	80	12	9,28	742,4					
Terreno 4	31	37	55,63	1724,53					
Terreno 5	25	45	133,88	3347					
Valor da capacidade resistente lateral, $R_{s,d}$									
	c (kPa)	α	δ (°)	q_s (kN/m ²)	A_s (m ²)	$q_s^{s,final}$ (kN/m ²)	$R_{s,k}$ (kN)	γ_s	$R_{s,d}$ (kN)
Terreno 2	40	0,85	0	34	182,90	130	23777,45	1,0	23777,45
Terreno 3	80	0,5	12	40					
Terreno 4	31	1	37	31					
Terreno 5	25	1	45	25					

$$R_{cd,1} = R_{b,d} + R_{s,d} = 35351,13 + 23777,25 = 59128,59 \text{ kN} \quad (5.68)$$

2ª hipótese:

Quadro C.3 - Valor da capacidade resistente lateral e de ponta para a segunda hipótese.

Valor da capacidade resistente de ponta, $R_{b,d}$									
	c (kPa)	φ (°)	N_c	q_b (kN/m ²)	A_b (m ²)	$q_{b,final}$ (kN/m ²)	$R_{b,k}$ (kN)	γ_b	$R_{b,d}$ (kN)
Terreno 2	40	0	5,14	205,60	0,28	3347	946,34	1,25	757,07
Terreno 3	80	12	9,28	742,40					
Terreno 4	31	37	55,63	1724,53					
Terreno 5	25	45	133,88	3347					
Valor da capacidade resistente lateral, $R_{s,d}$									
	c (kPa)	A	δ (°)	q_s (kN/m ²)	A_s (m ²)	$q_{s,final}$ (kN/m ²)	$R_{s,k}$ (kN)	γ_s	$R_{s,d}$ (kN)
Terreno 2	40	0,85	0	34	26,76	130	3479,62	1,0	3479,62
Terreno 3	80	0,5	12	40					
Terreno 4	31	1	37	31					
Terreno 5	25	1	45	25					

$$R_{cd,2} = n \times (R_{b,d} + R_{s,d}) = 4 \times (757,07 + 3479,62) = 16946,81 \text{ kN} \quad (5.69)$$

$$R_{cd} = \min\{R_{cd,1}; R_{cd,2}\} = \min\{59128,59; 16946,81\} = 16946,81 \text{ kN} \quad (5.70)$$

Está verificada a segurança quanto ao estado limite por ruptura do terreno de fundação devido ao carregamento axial de compressão:

$$E_{cd} = 2501,92 \text{ kN} < R_{cd} = 16946,81 \text{ kN} \text{ ok!} \quad (5.71)$$

Anexo D. Resultados obtidos no SAP2000

Após a introdução de todas as condicionantes no modelo estrutural do tanque, obtiveram-se os seguintes resultados:

- **Para a opção 1 - Fundação profunda: Anel de fundação com maciço de encabeçamento e estacas em betão armado**

Nas seguintes imagens consegue-se observar os esforços obtidos para a combinação envolvente, ou seja, os esforços máximos M11 e M22 em relação a todas as combinações efectuadas.

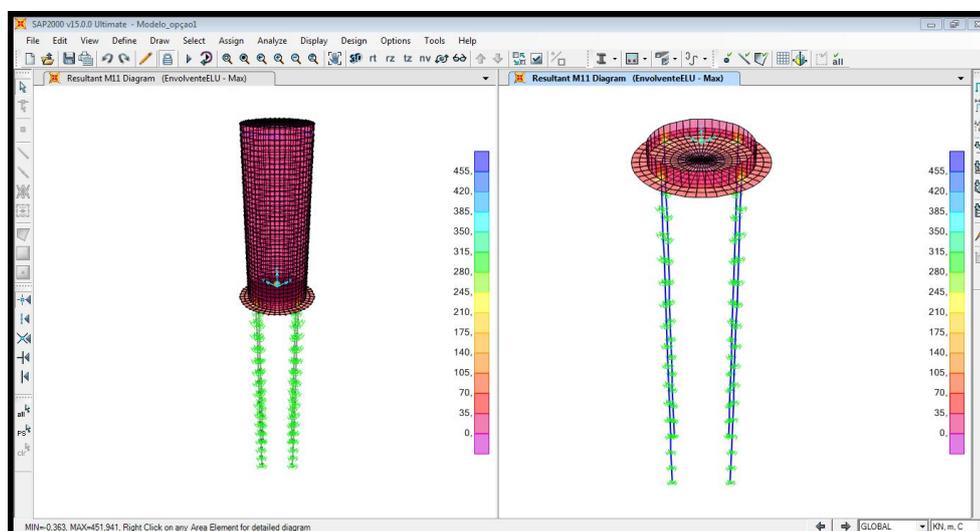


Figura D.1 – Esforços de Cálculo, M11, para a combinação envolvente.

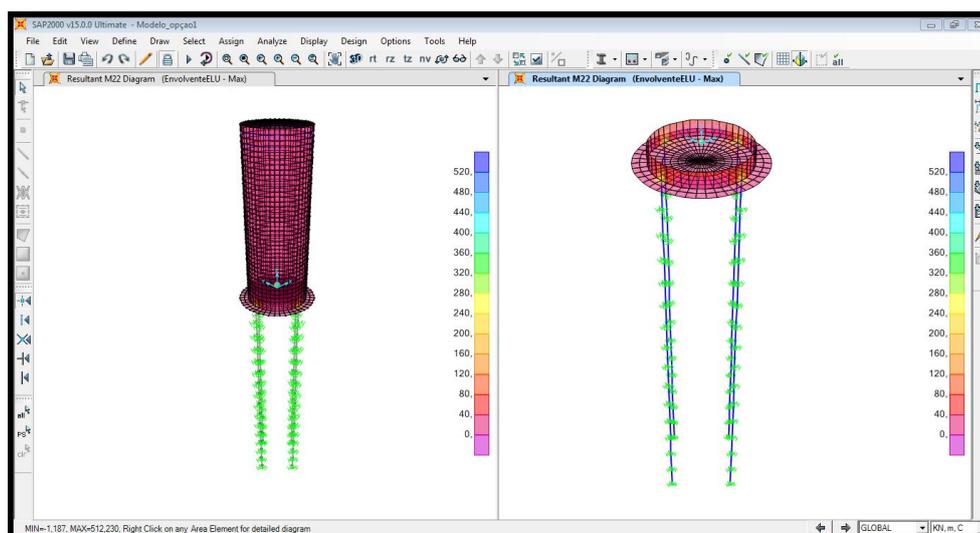


Figura D.2 – Esforços de Cálculo, M22, para a combinação envolvente.

- Para a opção 1 - Fundação superficial: Anel de fundação com laje em betão armado

Nas seguintes imagens consegue-se observar os esforços obtidos para a combinação envolvente, ou seja, os esforços máximos M11 e M22 em relação a todas as combinações efectuadas.

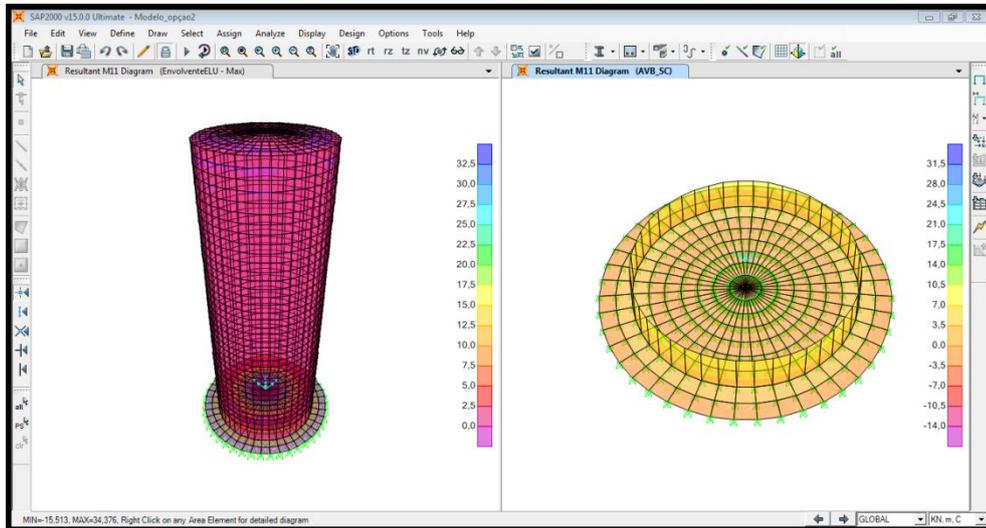


Figura D.3 - Esforços de Cálculo, M11, para a combinação envolvente.

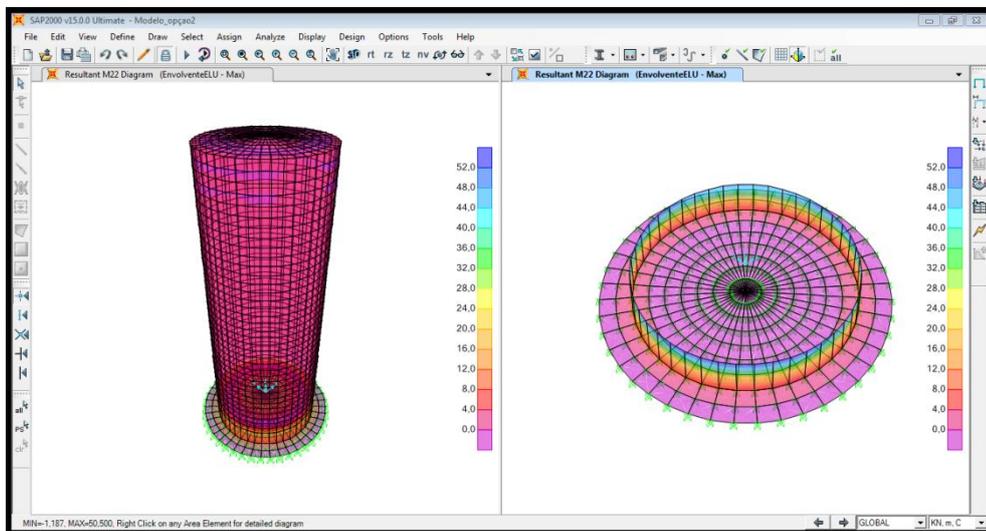


Figura D.4 - Esforços de Cálculo, M22, para a combinação envolvente.

Anexo E. Peças desenhadas

Desenhos:

D01 – Planta de localização;

D02 – Fundação do tanque: Opção 1 – Fundação Profunda;

D03 – Fundação do tanque: Opção 2 – Fundação Superficial.