



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

ESTRUTURA DE TOMADA DE ÁGUA DO MAR – TERMINAL LNG DE SINES

Pedro Martins, Hugo Leite

CONSULMAR - Projectistas e Consultores, Lda. Rua Joaquim António de Aguiar 27 - 9º Dto.
1099-062 Lisboa – Portugal
pedro.m@consulmar.pt, hugo.leite@consulmar.pt

RESUMO

O Terminal de “LNG” (Gás Natural Liquefeito) do Porto de Sines, da Transgás Atlântico, assume grande importância no abastecimento de gás natural do país, representando o ponto de descarga no que respeita a transporte por via marítima. Dimensionado para receber navios específicos no (LNG Carriers), o terminal é composto por um extenso conjunto de instalações e equipamentos destinados à descarga, gaseificação e armazenamento do gás.

No presente artigo serão abordados os aspectos relevantes da concepção e dimensionamento de uma das instalações que compõem o terminal; a Estrutura de Tomada de Água do Mar.

Apresentar-se-á a solução estrutural adoptada, o processo construtivo seguido e far-se-á referência aos parâmetros condicionantes no dimensionamento estrutural e verificação da estabilidade com realce especial para a segurança sísmica.

1. INTRODUÇÃO

A Estrutura de Tomada de Água do Mar fica localizada na retenção marginal entre o acesso ao Molhe Este e o terraplino do Terminal XXI consistindo numa peça fundamental no sistema de captação de água, destinada ao aquecimento dos vaporizadores e à criação de uma reserva de abastecimento da rede de combate a incêndios. Nesta estrutura a água é captada e tratada com recurso a um variado conjunto de equipamentos.

Para satisfazer o caudal nominal do circuito dos vaporizadores existem 5 grupos electrobombas de 5000 m³/h cada, um dos quais de reserva. No total, o sistema de captação de água garante um caudal máximo de 20 000 m³/h.

Para além dos grupos electrobombas instalados para alimentação do circuito de vaporização, encontra-se ainda instalada uma bomba de reserva do sistema de combate a incêndios, com uma capacidade de 750 m³/h.

A água é admitida através de quatro canais equipados com sistemas de duas etapas de filtragem, cuja entrada, do lado do mar, é ainda condicionada por uma parede-sifão, destinada a impedir o ingresso de materiais flutuantes.

Para permitir a inspecção e manutenção dos equipamentos, em cada canal de admissão encontram-se instalados conjuntos de comportas ensecadeiras, que possibilitam o isolamento individual do canal. A primeira etapa de filtragem é proporcionada por grelhas equipadas com sistema de auto-limpeza e remoção automática de resíduos, e a segunda por tamisadores com uma malha de 1m.



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Ao nível da superestrutura, encontra-se instalado diverso equipamento de apoio ao processo de captação descrito. Para além do sistema de movimentação de comportas e de recolha de lixo filtrado encontra-se ainda instalada parte da tubagem do circuito de abastecimento dos vaporizadores.



Fig. 1 - Equipamento instalado na superestrutura.

2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

Estruturalmente, consiste num caixotão de betão armado, cujo corpo apresenta dimensões de $(25.00 \times 16.00) \text{ m}^2$ em planta e 10.8m de altura, complementado por uma laje de fundo com área de $(26.60 \times 17.60) \text{ m}^2$ e 0.60m de espessura, assente à cota (-7.00m) ZH num prisma de enrocamento realizado sobre o fundo rochoso.

A laje de fundo é suportada pelas paredes do corpo do caixotão e por um sistema de vigas longitudinais e transversais com secções de $(2.90 \times 0.40) \text{ m}^2$, $(2.60 \times 0.40) \text{ m}^2$ e $(1.00 \times 0.40) \text{ m}^2$.

As paredes exteriores com 0.60m de espessura, são suportadas pelas paredes interiores, e reforçadas com contrafortes verticais, seis com secção transversal de $(1.40 \times 0.60) \text{ m}^2$ dispostos ao longo das faces longitudinais e por mais cinco com secção de $(3.60 \times 0.60) \text{ m}^2$ dispostos ao longo da face do lado de terra.

As paredes interiores são dispostas de forma a criar seis zonas distintas, a bacia de bombagem, do lado de terra, e os 4 canais de admissão de água do lado do mar. A parede interior central com 0.40m de espessura prolonga-se até ao topo do caixotão apresentando 4 aberturas para circulação de água e 3 pilares de guiamento das comportas interiores. As paredes divisórias dos canais de entrada de água apresentam espessura variável entre 0.40 e 0.80m prolongando-se igualmente até ao topo do caixotão.

A superestrutura é materializada por uma laje com 0.60m de espessura que se estende em consola, apoiada no terreno, na face do lado de terra, criando uma plataforma de apoio da tubagem do circuito de vaporização.

De forma a criar condições para a instalação e funcionamento dos diversos equipamentos, a laje apresenta várias aberturas e um sistema de caleiras, sendo suportada pelas paredes do caixotão e por um conjunto de vigas com $(1.60 \times 0.40) \text{ m}^2$ dispostas em ambas as direcções longitudinal e transversal. A plataforma de apoio da tubagem, localizada no tardo do caixotão, é apoiada por vigas pré-esforçadas com secção transversal com altura variável entre 2.85m e 2.10m e com 0.60m de largura.

O sistema de movimentação e colocação das comportas é composto por um conjunto de 5 pilares de betão armado com 7.50m de altura e secção transversal variável.

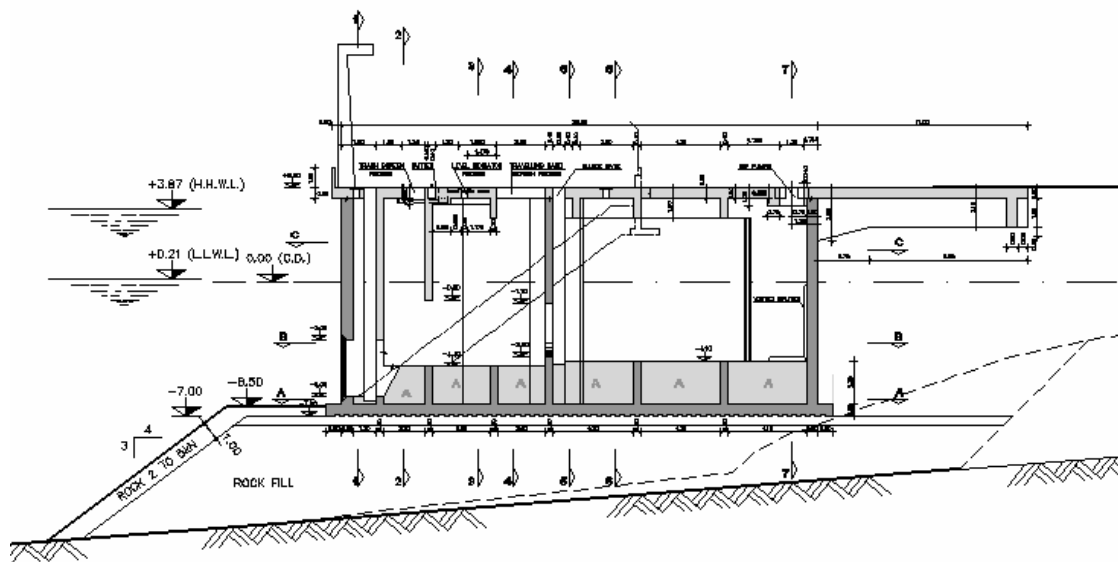


Fig. 2 – Corte longitudinal.

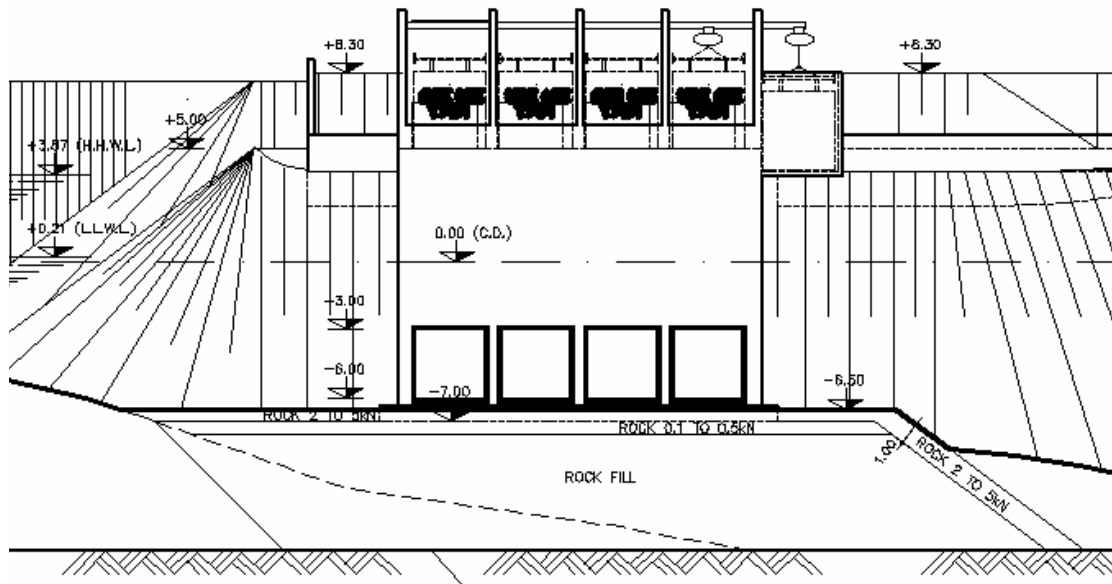


Fig. 3 – Alçado do lado do mar.

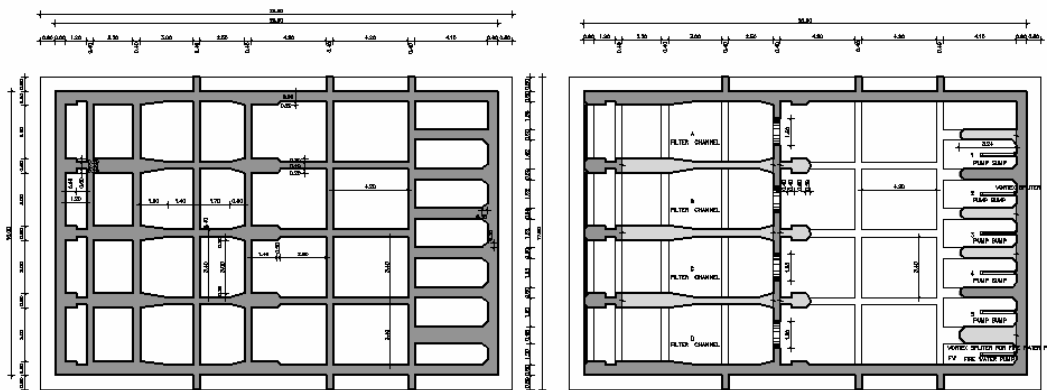


Fig. 4 – Cortes A-A e B-B.

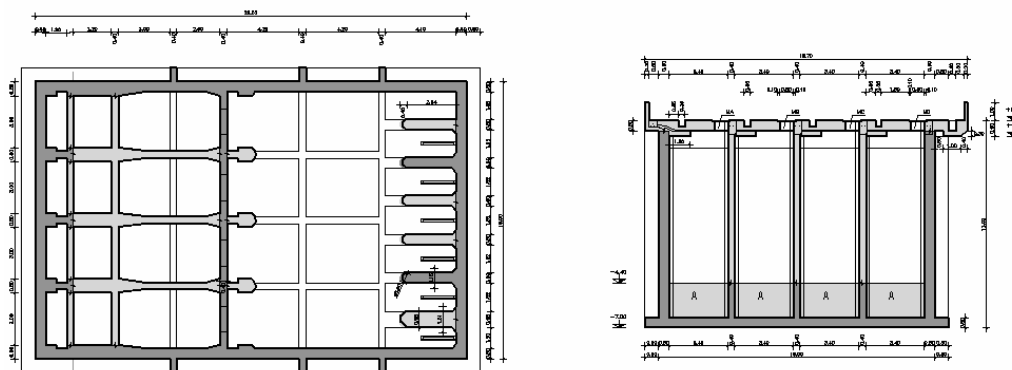


Fig. 5 – Cortes C-C e 3-3.

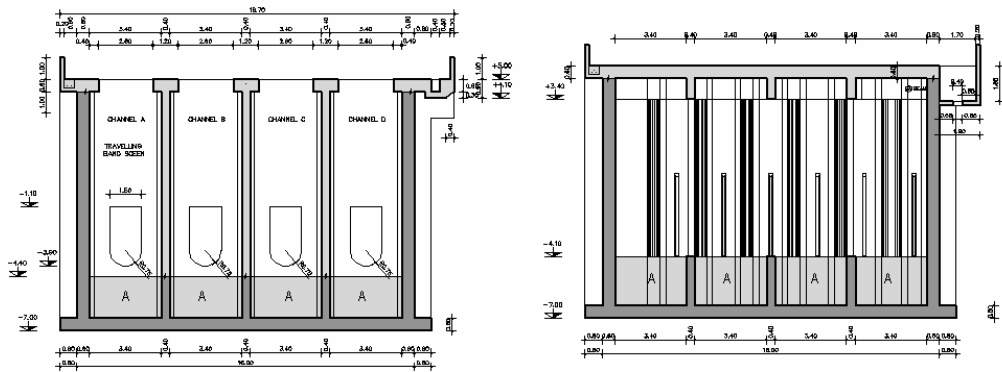


Fig. 6 – Cortes 4-4 e 6-6.

3. PROCESSO CONSTRUTIVO

A estrutura foi realizada com recurso a uma plataforma flutuante, processo corrente no que respeita à construção de caixotões convencionais de betão armado. Mediante este processo, o caixotão começa por ser realizado na plataforma, de forma contínua com emprego de um sistema de cofragem deslizante, até atingir capacidade de flutuação. Uma vez possuindo boas condições de flutuabilidade, a plataforma é dispensada, prosseguindo a construção em flutuação, até atingida a altura de paredes definida.

Todo este processo envolve um cuidadoso estudo das condições de flutuabilidade do caixotão. Aspectos como a sua capacidade de flutuação, bem como o seu estado de equilíbrio e a possível necessidade de inclusão de lastro de forma a criar condições de estabilidade, são neste estudo convenientemente analisados. O estudo de flutuabilidade é realizado de forma progressiva permitindo avaliar os parâmetros descritos, para várias alturas de parede do caixotão, no desenrolar do processo construtivo.

No presente caso da Estrutura da Tomada de Agua do Mar, uma vez que se trata de uma estrutura com geometria bastante invulgar, foram detectados problemas aquando da realização do estudo de flutuabilidade, nomeadamente no que respeita à compatibilização com a plataforma flutuante disponível para a sua construção. De facto, verificou-se que a plataforma não apresentava a capacidade de flutuação necessária para suportar o peso do caixotão na fase em que este apresentaria boas condições de flutuabilidade.

Optou-se assim por um processo construtivo faseado, assumindo inicialmente a construção de apenas alguns dos elementos estruturais, aliviando o peso na plataforma, sendo os restantes elementos construídos numa fase posterior com o caixotão já assente no prisma de fundação.

Nas figuras 2 a 7 podem ser distinguidos os elementos realizados nas 1^a e 2^a fases:

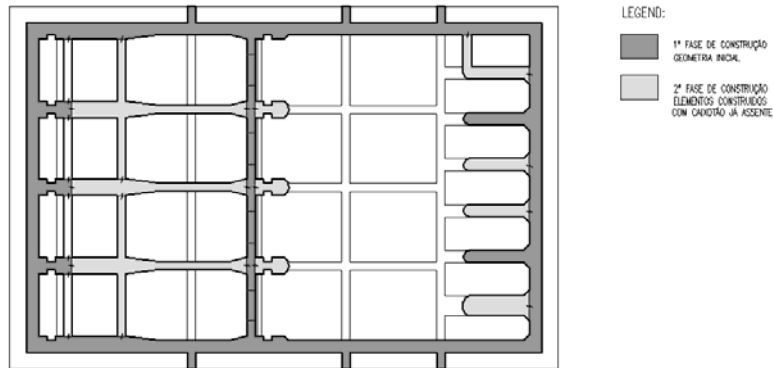


Fig. 7 – Faseamento construtivo dos elementos estruturais.

O processo construtivo compreendeu as seguintes fases, ordenadas cronologicamente:

- Construção parcial do caixotão na plataforma flutuante com montagem do sistema provisório de tamponamento das entradas dos 4 canais de admissão de água.
- Conclusão das paredes em flutuação, com inclusão de lastro de água, consoante estudo de flutuabilidade, para garantia das condições de estabilidade do caixotão.
- Transporte em navegação por meio de rebocador até ao local de implantação. Montagem de um sistema provisório de contraventamento das paredes exteriores do caixotão, constituído por escoras metálicas dispostas conforme definido no projecto.
- Assentamento do caixotão no prisma de fundação à cota (-7.00m) ZH, através da inclusão do lastro de água necessário, conforme estudo de flutuabilidade.
- Introdução de lastro de betão simples preenchendo os poços entre vigas da laje de fundo.
- Bombagem da água de lastro de forma a criar condições para a construção dos elementos de 2^a fase “a seco”. Introdução de blocos de betão como peso adicional de forma a compensar o lastro de água bombeado mantendo o caixotão assente no prisma de fundação.
- Destacamento das armaduras de espera e construção das paredes interiores de 2^a fase com progressiva remoção do sistema de contraventamento provisório.
- Construção da superestrutura.
- Instalação de equipamento.



Fig. 8 – Início da construção na plataforma flutuante.



Fig. 9 – Construção das paredes na plataforma flutuante. Montagem das tampas provisórias para vedação das entradas de água dos canais de admissão.



Fig. 10 – Montagem das tampas provisórias observada no interior do caixotão.



Fig. 11 – Construção em flutuação com o emprego de sistema de cofragem deslizante.



Fig. 12 – Montage de escoras metálicas de contraventamento das paredes exteriores sujeitas aos impulsos hidrostáticos.



Fig. 13 – Sistema de contraventamento. Trabalhos de montagem.



Fig. 14 – Colocação de blocos de betão do tipo “Antifer”, no interior da estrutura, por forma a conferir peso adicional.



Fig. 15 – Destacamento de armaduras de espera para realização dos elementos estruturais na 2^a fase.



Fig. 16 – Destacamento de armaduras de espera na parede interior central..



Fig. 17 – Parede interior central após a 2^a fase de construção.



Fig. 18 – Fase de instalação do equipamento e acabamentos.

3.1 ESTUDO DE FLUTUABILIDADE

Como referido, o processo construtivo foi estabelecido com base no estudo de flutuabilidade do caixotão cujas conclusões se apresentam de seguida:

- O caixotão flutua para alturas de parede superiores a 6.0m, apresentando nesta fase um bordo livre de 1.50m.
- A operação de posicionamento do caixotão no local de assentamento pode ser realizada, em preia-mar, para uma altura de maré de (+3.33m) ZH, com uma altura de água de lastro de 3.5m. Nesta operação o caixotão apresenta um calado de 8.9m e 1.2m de espaço de manobra entre o fundo e a base do caixotão.
- Operação de assentamento do pode ser realizada, em preia-mar, para uma altura de maré de (+3.33m) ZH, com uma altura de água de lastro de 4.5m.
- O peso conferido pela camada de betão simples de lastro, utilizado para manter o caixotão assente no fundo aquando da bombagem da água de lastro para construção das paredes interiores a seco, não se revela suficiente para alturas de maré superiores ao nível médio, pelo que, será necessário peso adicional.
- As distâncias metacêntricas mantêm-se positivas durante todo o processo de construção do caixotão, o que significa que a sua estabilidade é garantida.

4 . DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA/MODELOS DE CÁLCULO

O dimensionamento dos diversos elementos estruturais foi fortemente condicionado pelo processo construtivo utilizado. A construção faseada obrigou à consideração da evolução da geometria da estrutura, através da construção de diversos modelos de cálculo, bem como de diferentes acções implicadas em cada fase do processo construtivo.

Para além das situações de projecto relacionadas com o processo construtivo foram igualmente analisadas as situações referentes à fase de exploração da estrutura, assim como as situações sísmicas estabelecidas nas bases de projecto.

Em cada situação de projecto as acções foram combinadas conforme preconizado pela legislação em vigor de forma a verificar a segurança dos elementos estruturais em relação aos vários estados limite.

A avaliação da resposta da estrutura quando sujeita às diversas solicitações, foi realizada com recurso ao cálculo automático através de modelos de elementos finitos do tipo “shell” e “frame”, elaborados de forma a simular de forma bastante aproximada o seu comportamento, reproduzindo a sua geometria a as características dos seus materiais.

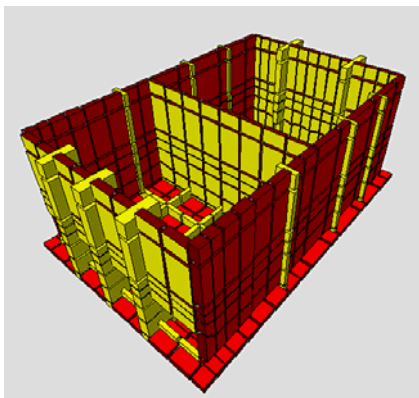


Fig. 19 - Modelo 1 – Análise para a fase inicial.

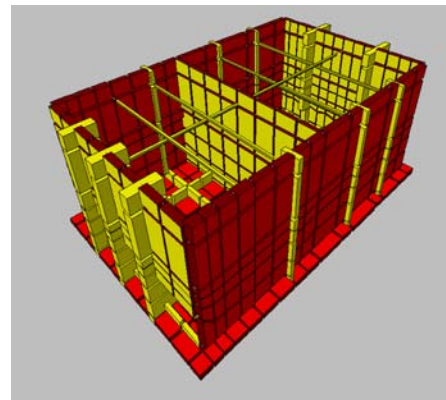


Fig. 20 – Modelo 2 – Introdução do sistema de contraventamento das paredes exteriores.

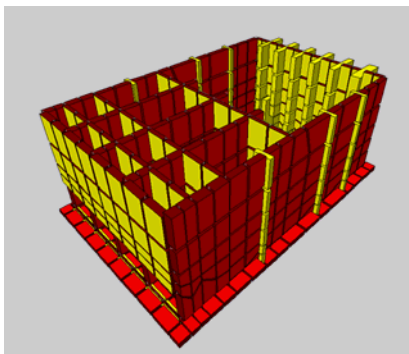


Fig. 21 - Modelo 3 – Finalizada a construção das paredes interiores em 2^a fase.

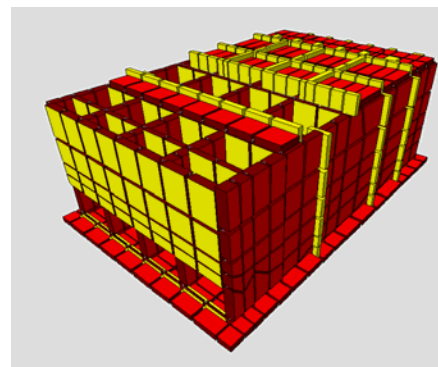


Fig. 22 – Modelo 4 – Finalizada a construção. Análise das situações de exploração assim como das situações sísmicas.



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

5 – ANÁLISE SÍSMICA – AVALIAÇÃO DE DESLOCAMENTOS.

A verificação estrutural das várias infra-estruturas constituintes do Terminal de Gás Natural foi realizada com base na Norma Europeia EN 1473 – Installation and Equipment for Liquefied Natural Gas – Design of Onshore Installations.

A Norma Europeia EN 1473 obriga a realização de estudos sismotectónicos, os quais permitiram a definição de dois tipos de acção sísmica :

- *Acção sísmica tipo SSE - Safe Shutdown Earthquake* – Sismo com período de retorno de 10 000 anos e máxima aceleração horizontal do solo (Tipo I) de 500cm/s^2 ($\approx 0,50g$);
- *Acção sísmica tipo OBE - Operating Basis Earthquake* – Sismo com período de retorno de 500 anos e máxima aceleração horizontal do solo (Tipo I) de 150cm/s^2 ($\approx 0,15g$);

De acordo com a Norma Europeia EN 1473 as diferentes infra-estruturas do Terminal são classificadas, do ponto de vista da segurança, a partir de uma análise de risco tendo sido definido que a Estrutura da Tomada de Água deveria manter-se operacional após a ocorrência de um sismo tipo OBE.

Por outro lado, encontrado-se a bomba de reserva do sistema de combate a incêndios instalada na estrutura da Tomada de Água do Mar esta foi igualmente analisada para a ocorrência de um sismo tipo SSE.

A operacionalidade da estrutura, em ambos casos, é assegurada pelo correcto funcionamento dos dispositivos mecânicos instalados de ligação à rede de tubagem de combate a incêndios, os quais são dimensionados para os deslocamentos máximos em caso de ocorrência de um sismo tipo SSE.

A análise efectuada destinou-se, assim, a obter os valores dos deslocamentos máximos expectáveis quando da ocorrência de um sismo, tendo-se recorrido a uma análise de Interação Solo Estrutura (Soil-Structure Interaction - SSI) em regime não linear.

A análise dinâmica foi efectuada para dois tipos de acções sísmicas , sismos intraplaca (Sismos Tipo I) e sismos interplaca (Sismos Tipo II), tendo sido obtidos um total de doze histogramas de aceleração (três para cada espectro) a partir de quatro espectros de resposta em afloramento rochoso.

Os valores de pico assumidos para os movimentos sísmicos em afloramento rochoso são resumidos no Quadro 1.

Quadro 1 – Valores de pico dos movimentos sísmicos

	OBE			SSE		
	a_{\max} (cm/s^2)	v_{\max} (cm/s)	d_{\max} (cm)	a_{\max} (cm/s^2)	v_{\max} (cm/s)	d_{\max} (cm)
Sismo Tipo I	150	10,1	4,8	500	33,6	15,8
Sismo Tipo II	150	19,8	14,0	200	26,4	18,7

Representam-se nas Fig. 6 e 7 os pseudo-espectros de aceleração (PSA) adoptados, para uma fracção de amortecimento de 5%.

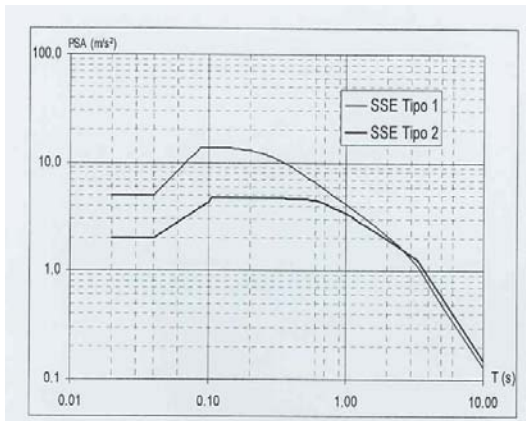


Fig. 23 - Espectros de resposta SEE

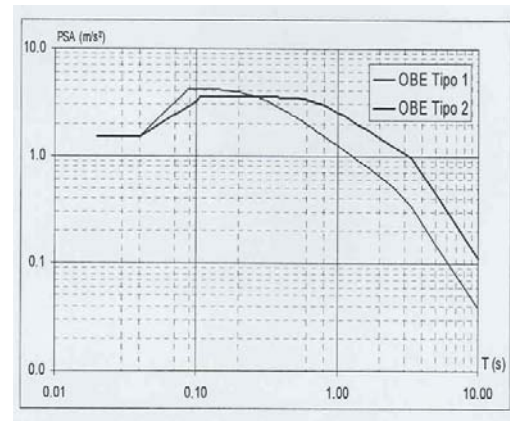


Fig. 24 - Espectros de resposta OBE

Foram geradas artificialmente várias séries de aceleração, de modo a escolher três como representativas de cada um dos cenários SSE1, SSE2, OBE1 e OBE2. Para esse fim, foi utilizado o programa Simqke com os seguintes parâmetros de entrada:

- Incremento de tempo – 0,01s ;
- Forma da envolvente – trapezoidal;
- Duração do trecho estacionário – 10s (Tipo I) e 30s (Tipo II);
- Duração dos trechos transitórios antes e depois do trecho estacionário – 5s;
- Número de períodos de discretização – 58.

O comportamento da estrutura sob perturbação sísmica intensa (em particular a correspondente aos movimentos SSE) é fortemente condicionada pela possibilidade de ocorrência da sua separação relativamente ao enrocamento adjacente, em particular na fundação. Este facto é considerado no modelo computacional pela inclusão de junta no contacto horizontal com o enrocamento. Esta possibilidade é causadora potencial de não-linearidade na resposta em deslocamento do caixotão. Procedeu-se, assim, à correção dos acelerogramas artificiais (baseline correction) de forma a anular o deslocamento final correspondente à dupla integração.

As figuras seguintes permitem ilustrar a importância desta correcção no âmbito da análise não linear no domínio do tempo para o primeiro acelerograma do sismo SSE Tipo 2 (SSE2_1).

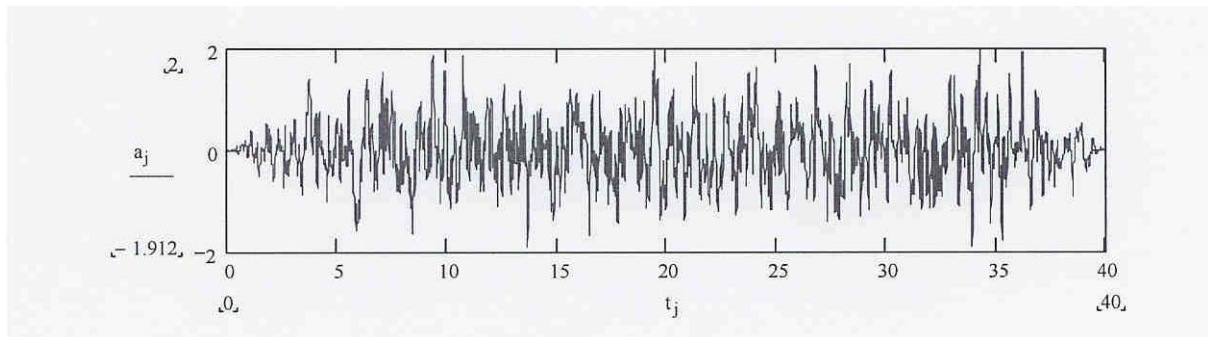


Fig. 25 – Acelerograma SSE2_1

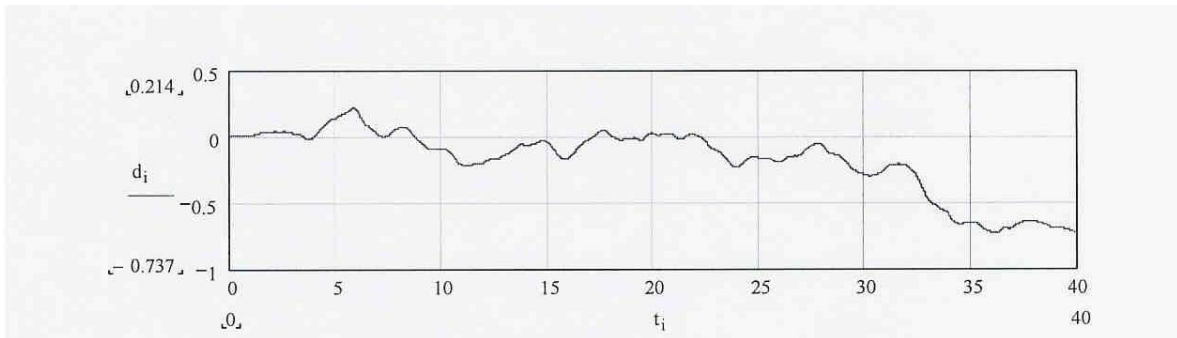


Fig. 26 – Deslocamento SSE2_1

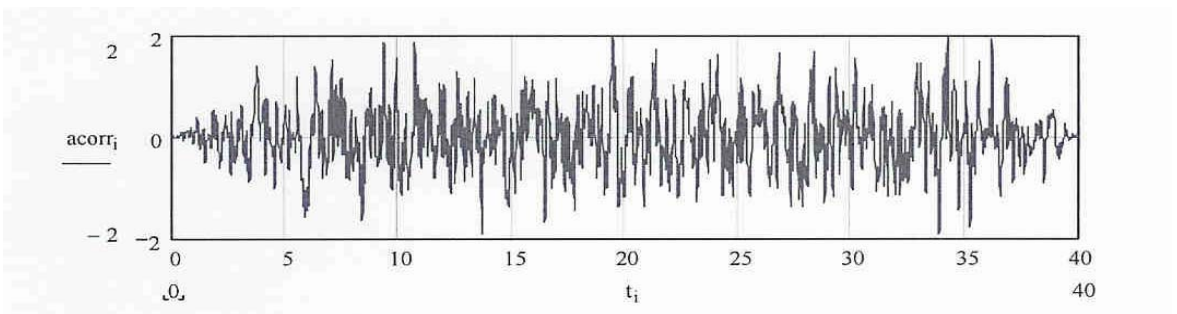


Fig. 27– Acelerograma SSE2_1 após “baseline correction”

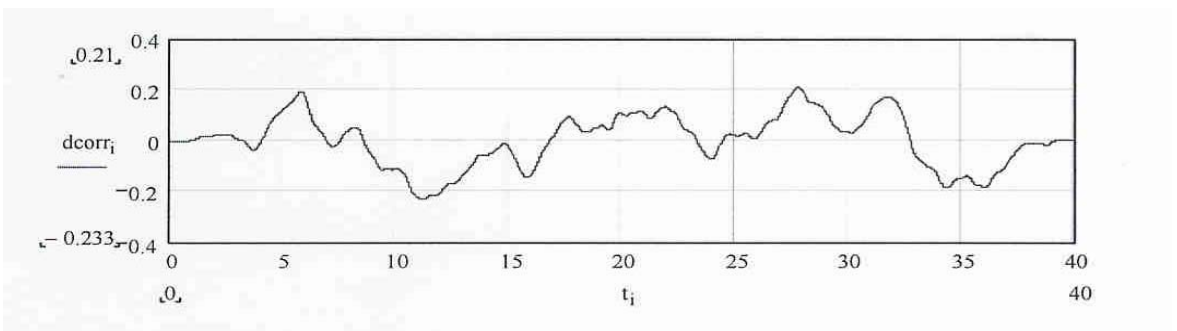


Fig. 28– Deslocamento SSE2_1 após “baseline correction”

O modelo computacional (Fig. 28) consistiu num elemento unidimensional vertical com discretização de massas, conectado ao solo por intermédio de um elemento de interface com comportamento não linear (Non Linear Link – NLLink). O cálculo foi efectuado com recurso a software de cálculo automático de estruturas.]

Para além da massa do caixotão foi considerada a massa de água no interior do caixotão e a massa de água no exterior do caixotão (*added mass*) que vibra em conjunto com este quando ocorre uma situação sísmica.

O nível da água do mar foi considerado ao Nível Médio (+2,00m)ZH sendo a *added mass* calculada de acordo com bibliografia especializada. Finalmente, foi também considerada, igualmente de acordo com bibliografia especializada, 80% da massa do solo da cunha activa de Rankine.

No quadro seguinte apresenta-se os valores das massas consideradas na análise dinâmica do caixotão(em Toneladas).

Caixotão	Água no interior	Added masses	Massa de solo
5 730	1 800	2 990	580

As acções consideradas foram as seguintes :

- Impulsos sísmicos produzidos pelo aterro envolvente.
- Movimento sísmico na base do caixotão;

A acção do aterro na estabilidade da estrutura foi considerada através do cálculo do impulso activo sísmico. Para o efeito recorreu-se ao Método Mononobe-Okabe considerando os seguintes coeficientes sísmicos :

- Sismo SSE1 - 0,5
- Sismo SSE2 - 0,2
- Sismo OBE1 e OBE2 - 0,15

Considerou-se que o impulso activo estático resultava de um diagrama triangular de pressão no contacto. Para o incremento de natureza sísmica considerou-se a forma triangular invertida , sendo a resultante incremental aplicada a 2/3 da altura da estrutura do caixotão.

O movimento sísmico na base do caixotão foi obtido com recurso ao programa de cálculo EERA, para cada tipo de sismo, a partir dos histogramas de acelerações gerados considerando um modelo unidimensional de propagação vertical das ondas S.

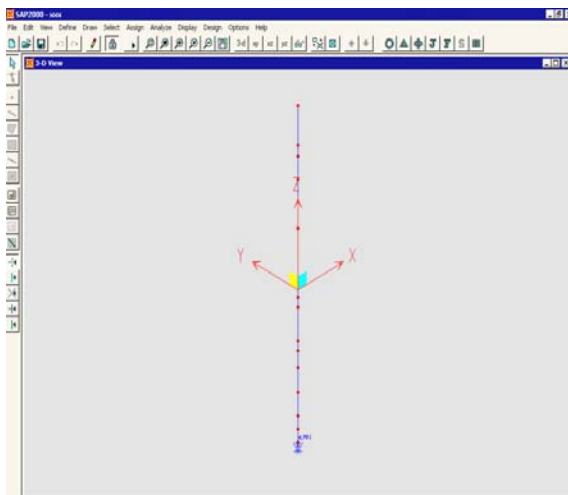


Fig. 29 – Modelo Sísmico

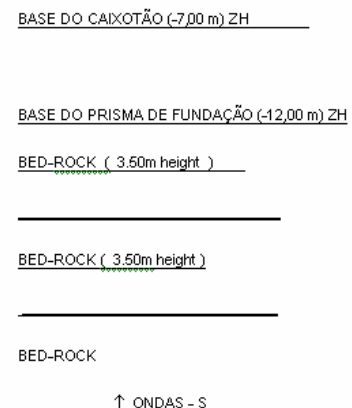


Fig. 30 – Perfil do Solo

O substrato rochoso que ocorre na área de implantação do terminal é conhecido pela formação de Mira sendo constituído essencialmente por xistos, grauvaques e corneanas resultantes do metamorfismo da zona. As propriedades dinâmicas das diferentes camadas do solo de fundação (Bed-Rock) são resumidas no quadro seguinte :



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

	Velocidade das Ondas de Corte (m/s)	Massa Específica (T/m ³)	Coefficiente de Poisson	Módulo de Deformabilidade (MPa)	Módulo de Distorção (MPa)
-12.0 → -15.5	1600	2.60	0.20	16 000	6 600
-15.5 → -19.0	2500	2.60	0.20	40 000	16 600
Under -19.0	2700	2.60	0.30	50 000	19 200

As propriedades dinâmicas do material de enrocamento do prisma de fundação são desconhecidas. De acordo com bibliografia especializada, foram assumidas as seguintes características:

- Índice de Vazios: $e_0 = 0.30$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0.30$
- Módulo de Deformabilidade: $E = 80 \text{ MPa}$
- Módulo de Distorção: $G = 30.8 \text{ MPa}$
- Velocidade das ondas de corte: $v = 115 \text{ m/s}$
- Massa específica: $\rho = 2.26 \text{ T/m}^3$

Os histogramas de aceleração obtidos para a base do o caixotão, alguns dos quais se apresentam nas figuras seguintes, permitem concluir que se verifica amplificação ou atenuação dos valores de pico da aceleração consoante a situação de acção sísmica em análise.

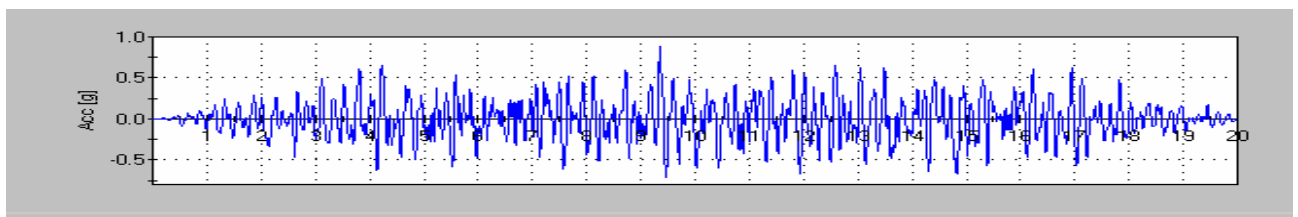


Fig. 31 - SSE / Intraplaca – Valor de Pico $\approx 0,80g$

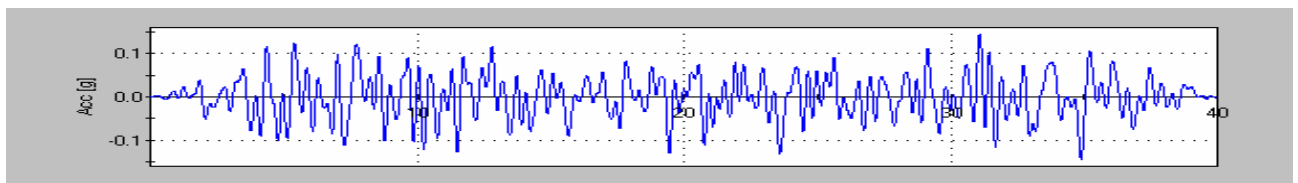


Fig. 32 - SSE / Interplaca – Valor de Pico $\approx 0,14g$

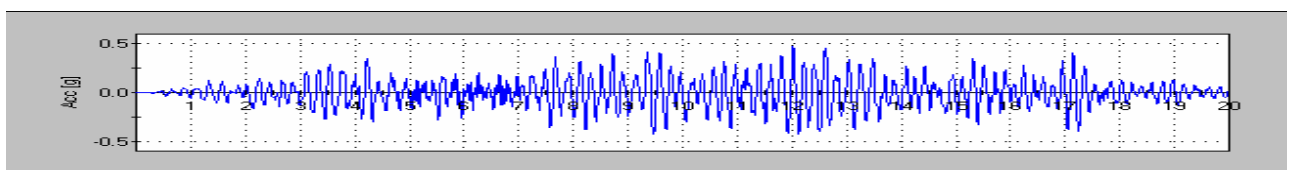


Fig. 33 - OBE / Intraplaca – Valor de Pico $\approx 0,50g$



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

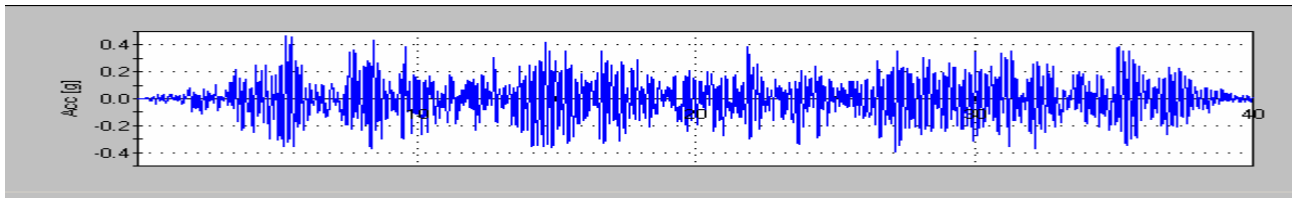


Fig. 34 - OBE / Interplaca – Valor de Pico $\approx 0,42g$

Nas figuras seguintes apresentam-se, para o topo do caixotão à cota (+6,00m)ZH, os quatro histogramas de deslocamentos mais significativos obtidos, um para cada situação sísmica analisada.

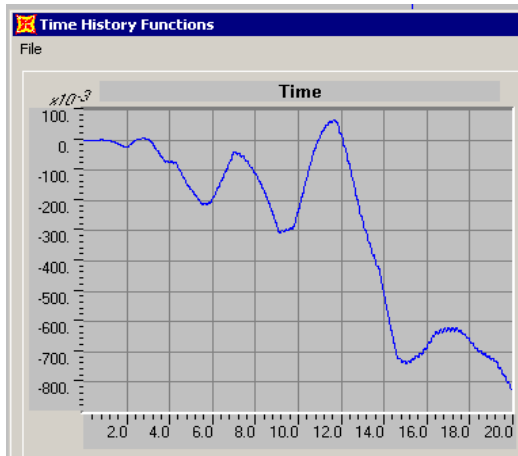


Fig. 35 – SSE1_2 / Intraplaca

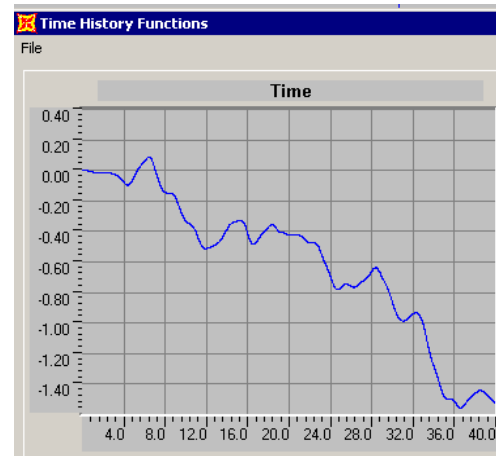


Fig. 36 – SSE2_1 / Interplaca

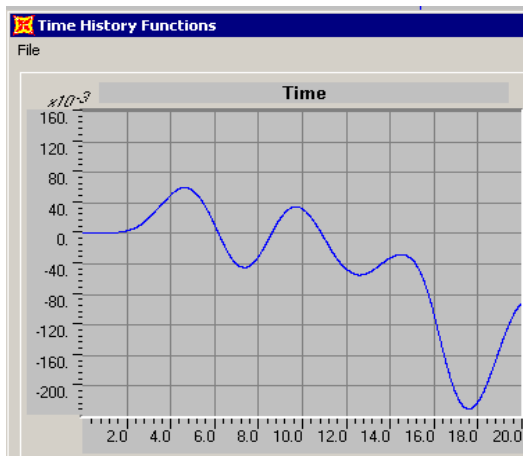


Fig. 37 – OBE1_3 / Intraplaca



Fig. 38 – OBE2_3 / Interplaca



4^as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Nos quadros seguintes apresentam-se os resultados obtidos para todas as situações analisadas.
(Unidades – m)

Sismo SSE

Sismo Tipo I (Intraplaca)

SEE1_1	SEE1_2	SEE1_3
0.22	0.80	0.50

Sismo Tipo II (Interplaca)

SEE2_1	SEE2_2	SEE2_3
1.60	0.17	1.32

SISMO OBE

Sismo Tipo I (Intraplaca)

OBE1_1	OBE1_2	OBE1_3
0.094	0.11	0.23

Sismo Tipo II (Interplaca)

OBE2_1	OBE2_2	OBE2_3
0.18	0.22	0.21