

ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM. ESTUDO COMPARATIVO DE SOLUÇÕES EM FUNÇÃO DE COTAS E DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS FUNDOS

RUI PEDRO RICARDO PIRES

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

Orientador: Professor Doutor Fernando Veloso Gomes

SETEMBRO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

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

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

A Eles

AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar o meu mais profundo reconhecimento a todos os que me auxiliaram na realização desta dissertação, pela sua disponibilidade, dedicação e compreensão, fundamentais para os resultados conseguidos, bem como aqueles que sempre me acompanharam ao longo dos últimos anos de formação académica.

Ao Professor Fernando Veloso Gomes, orientador da dissertação, pelos conhecimentos transmitidos e pelo apoio e constante disponibilidade demonstrado ao longo da realização deste trabalho.

Aos meus amigos e colegas de curso, por terem feito parte desta etapa da minha vida, em especial à Sara Ribeiro e António Delgado pelo tempo e paciência dedicados, e também à D. Paula Pinto e D. Esmeralda Miguel pelo tempo e ajuda disponibilizada durante a realização da dissertação.

RESUMO

Nas ultimas décadas têm-se assistido a uma expansão dos portos e consequentemente das estruturas portuárias, fruto de um crescente desenvolvimento tecnológico e que possibilitou um maior desenvolvimento dos transportes. Os meios marítimos e fluviais de transporte possibilitam uma forte resposta à menor abundância de combustíveis fósseis nos dias de hoje, uma vez que permitem o transporte de grandes quantidades de mercadoria a distâncias que por outro meio de transporte se tornariam anti-económicas. Desta forma, foi com alguma naturalidade que se assistiu ao aparecimento de navios mais modernos, com dimensões e capacidades de carga maiores. Em contra-partida, foi necessário desenvolver e adaptar as estruturas de acostagem às novas necessidades. É no estudo e análise de diferentes tipologias de estruturas acostáveis que se insere a presente dissertação.

Numa primeira fase, foi realizada uma ampla pesquisa sobre casos de estruturas acostáveis em diferentes portos do Mundo. A informação reunida permitiu a construção de uma base de dados onde se analisam os mais variados tipos de soluções de acostagem. Tratando-se de uma base de dados dinâmica, foi fundamental encontrar uma formatação equilibrada e homogénea, que se adequasse aos mais diversos tipos de soluções e que permitisse a sua evolução no futuro.

Seguidamente, para a análise dos casos reunidos foi necessário relembrar e aprofundar os conhecimentos adquiridos no decorrer, não só da especialidade de Hidráulica, mas também de diversas matérias leccionadas ao longo do Mestrado Integrado. Este aspecto da dissertação revelou-se bastante influente na descrição e comparação das soluções encontradas nomeadamente nas características geotécnicas que as distinguem. As características geotécnicas do local de implantação de uma estrutura de acostagem têm um papel determinante na realização e planificação da obra, não apenas pelo tipo de solução a adoptar mas também devido ao impacto económico que poderão ter.

Por último, foi realizada uma comparação entre os diferentes casos de estruturas de acostagem reunidos por tipologia e função. Para cada caso particular não existe apenas uma solução e a sua escolha é determinada pela conjugação de diferentes factores, económicos, materiais e operacionais. A selecção da solução mais adequada é em grande parte condicionada pela função que esta irá desempenhar bem como pelas características do local de implantação da obra. Realiza-se assim uma análise crítica às diferentes soluções de acostagem com o objectivo de avaliar as melhores condições da sua aplicabilidade.

PALAVRAS-CHAVE: estruturas acostagem, estruturas gravíticas, características geotécnicas, cotas, estacas, estacas prancha, acostagem.

ABSTRACT

The last decades have witnessed a growth of ports and consequently of port infrastructures, as consequence of technological developments that in turn have allowed an increase in maritime transport (better use of water resources). Maritime and fluvial means of transportation respond well to the current lower availability of fossil fuels, since they are capable of transporting large quantities of merchandise over long distances that by other means would be economically unattractive. Thus, as expected, one saw the raise of more modern ships, with longer dimensions and load capacities. In turn, it was necessary to develop and adapt the structures so that they could address the new berthing needs. It is in the study and analysis of different cases of port berthing structures that this dissertation is based on.

Initially, an extensive research work of worldwide cases of berthing structures was carried out. The information gathered allowed the construction of a database where the various types of berthing solutions were analysed. Considering it is a dynamic database, it was essential to find a balanced and uniform format, which would suit all sorts of different types of solutions and allowed future updates.

Then, to interpret and analyse the collected data, it was necessary to review and deepen the knowledge acquired, not only in specific fields of hydraulics' expertise, but also on other topics taught during the Master degree. This aspect has proved to be very important in the description and comparison of solutions, namely in what concerns the geotechnical characteristics that distinguish one solution from the other. The geotechnical characteristics of the local where the berthing structures are built have a crucial role in the planning and construction, not only in the choice of type of solution, but also for their impact on costs.

Finally, a comparison between the different cases of berthing structures, grouped by type and function, is carried out. Notwithstanding that, for each particular case there are many solutions and that the choice for one solution is largely conditioned by the function to be fulfilled, as well as the characteristics of the implantation site. For that, a critical analysis of the different berthing solutions, aimed at evaluating the best conditions of applicability, is made.

KEYWORDS: berthing structures, gravity structures, geotechnical characteristics, water depths, piles, sheet piles, berthing.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. ENQUADRAMENTO	1
1.1. FUNÇÃO DAS ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM	1
1.2. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. PREPARAÇÃO DE UMA BASE DE DADOS DINÂMICA	3
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	3
2.2. CRITÉRIOS UTILIZADOS	3
2.3. FICHA TIPO	5
2.4. DIFICULDADES SENTIDAS	8
2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	9
3. COMPARAÇÃO DE SOLUÇÕES POR TIPOLOGIA E FUNÇÃO	11
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	11
3.2. SOLUÇÕES GRAVÍTICAS	11
3.2.1. BLOCOS	12
3.2.2. CAIXÕES / CAIXOTÕES	14
3.2.3. ADUELAS	16
3.3. ESTRUTURAS NÃO GRAVÍTICAS	18
3.3.1. CORTINAS DE ESTACAS PRANCHA	19
3.3.1.1. Colocação das Cortinas de Estacas	23
3.3.1.2. Casos de Estudo	26
3.3.2. ESTACAS	27
3.3.2.1. Execução e Colocação de Estacas	33
3.3.2.2. Casos de Estudo	39
3.3.3. CAIS TIPO “DINAMARQUÊS”	41
3.3.3.1. Casos de Estudo	42

3.3.4. PAREDES DE BETÃO MOLDADAS NO SOLO.....	43
3.3.4.1. Execução de Paredes Moldadas.....	43
3.3.4.2. Casos de Estudo	48
3.3.5. ESTRUTURAS FLUTUANTES.....	49
3.3.5.1. Casos de Estudo	52

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....

54

4.1. CONCLUSÕES.....	54
-----------------------------	-----------

4.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	55
--	-----------

BIBLIOGRAFIA.....	56
--------------------------	-----------

ANEXOS	59
---------------------	-----------

SOLUÇÕES GRAVÍTICAS	61
----------------------------------	-----------

SOLUÇÕES NÃO GRAVÍTICAS.....	93
-------------------------------------	-----------

ÍNDICE FIGURAS

Fig. 2.1 – Ficha tipo, localização.	6
Fig. 2.2 – Ficha tipo, características.	7
Fig. 3.1 – Exemplo de perfil transversal de uma estrutura gravítica em Blocos – Porto de Peniche, Portugal (Veloso Gomes, 1998).	12
Fig. 3.2 – Construção do cais de Marasy, Abu Dhabi (CBT Abu Dhabi).	13
Fig. 3.3 – Exemplo de perfil transversal de uma estrutura gravítica em Caixotões – Porto de Ras Lanuf, Líbia (Veloso Gomes, 1998).	15
Fig. 3.4 – Planta, à esquerda, e alçado, à direita, de uma aduela utilizada na Afurada (APDL, 1993).	16
Fig. 3.5 – Estruturas de acostagem em cortinas de estacas prancha. a) cortina de estacas prancha simples; b) cortina de estacas prancha com um nível de ancoragem; c) cortina de estacas prancha com dois níveis de ancoragem; d) cortinas de estacas prancha ancoradas entre si.	19
Fig. 3.6 – Perfis metálicos de estacas prancha (http://www.arcelormittal.com/).	20
Fig. 3.7 – Perfis metálicos em “I”, e respectiva associação com perfis “AZ” (http://www.arcelormittal.com/).	20
Fig. 3.8 – Perfis metálicos de estacas prancha de formato plano (Veloso Gomes, 1998).	20
Fig. 3.9 – Arranjos celulares de cortinas de estacas prancha planas (Agerschou <i>et al.</i> , 2004).	21
Fig. 3.10 – Arranjos celulares em folha de trevo (Veloso Gomes, 1998).	21
Fig. 3.11 – Elementos de ligação nas estruturas celulares (Veloso Gomes, 1998).	21
Fig. 3.12 – Esquerda: Perfil transversal de uma estrutura celular (Agerschou <i>et al.</i> , 2004); Direita: Aplicação de uma estrutura celular no porto de Leixões (APDL, 2011).	22
Fig. 3.13 – Planta e perfil transversal de uma estrutura em caixões com recurso a células cilíndricas em estacas planas (Veloso Gomes, 1998).	22
Fig. 3.14 – Perfis poligonais formados pela associação de estacas prancha (Veloso Gomes, 1998).	23
Fig. 3.15 – Associação de perfis poligonal na construção de duques D’Alba (Veloso Gomes, 1998).	23
Fig. 3.16 – Utilização de um vibro-martelo hidráulico na colocação de estacas prancha (Arcelor Mittal, 2011).	24
Fig. 3.17 – Utilização de um martelo hidropneumático na colocação de estacas prancha (Arcelor Mittal, 2011).	24
Fig. 3.18 – Esquerda: Colocação de estacas prancha no porto de Cadiz (Arcelor Mittal, 2005); Direita: Colocação de estacas prancha no porto de Aveiro (Arcelor Mittal, 2005).	25
Fig. 3.19 – Estruturas de acostagem construídas com cortinas de estacas prancha (Arcelor Mittal, 2005).	27
Fig. 3.20 – Esquema tradicional de emendas nas estacas de madeira (Constancio, 2004).	28
Fig. 3.21 – Estacas cilíndricas em aço (Constancio, 2004).	28
Fig. 3.22 – Exemplos de emendas em estacas de betão pré-fabricadas (Constancio, 2004).	30
Fig. 3.23 – Modelo estrutural de uma estrutura de acostagem em estacas (Agerschou <i>et al.</i> , 2004).	31
Fig. 3.24 – Modelo do círculo de deslizamento numa estrutura em estacas (Agerschou <i>et al.</i> , 2004).	31
Fig. 3.25 – Modelo do círculo de deslizamento numa estrutura em estacas prancha (Agerschou <i>et al.</i> , 2004).	32
Fig. 3.26 – Estrutura em estacas do cais de Queen, Falmouth (http://www.falmouthport.co.uk/).	32
Fig. 3.27 – Processo de furação no solo para implantação de estacas (Veloso Gomes, 1998).	35
Fig. 3.28 – Processo de betonagem em furações de estacas. Esquema do tubo alimentador tipo <i>tremie</i> (Veloso Gomes, 1998).	35
Fig. 3.29 – Esquema de protecção utilizado na cravação de estacas de madeira (Constancio, 2004).	36

Fig. 3.30 – Ligação entre os elementos de estacas de betão armado pré-fabricadas (Costa Miranda, 2006).	37
Fig. 3.31 – Esquerda: Colocação de estacas (http://www.escpile.com); Direita: Exemplo de vibro-martelo utilizado na cravação de estacas (Costa Miranda, 2006).	38
Fig. 3.22 – Estrutura estacada construída nas margens do rio Mississípi em Taft (Port Structure Costs, 1974).	40
Fig. 3.33 – Estrutura estacada construída ao largo da costa da cidade de Portland (Port Structure Costs, 1974).	40
Fig. 3.34 – Possíveis modelos de estruturas não gravíticas com plataforma de alívio (Agerschou <i>et al.</i> , 2004).	41
Fig. 3.35 – Doca nº4 norte do porto de Leixões, Portugal (APDL, 2010).	42
Fig. 3.36 – Principais operações inerentes à construção de paredes moldadas (Rui Sousa <i>et al.</i> , 2006).	44
Fig. 3.37 – Equipamento de produção das lamelas de sustentação (Rui Sousa <i>et al.</i> , 2006).	45
Fig. 3.38 – Pá escavadora utilizada na escavação de valas (Rui Sousa <i>et al.</i> , 2006).	45
Fig. 3.39 – Fases de execução de uma cortina (Rui Sousa <i>et al.</i> , 2006).	46
Fig. 3.40 – Fases de execução de uma cortina (Rui Sousa <i>et al.</i> , 2006).	47
Fig. 3.41 – Da esquerda para a direita, diferentes fases da construção de uma parede moldada com dois níveis de ancoragens (Taveira Pinto, 2009).	47
Fig. 3.42 – Vista final do cais de Barcaças de Petrobras (http://www.fundesb.com.br/2009/obras.html).	48
Fig. 3.43 – Estrutura acostável do porto de Jizan na Arábia Saudita (Veloso Gomes, 1998).	48
Fig. 3.44 – Exemplo de módulos utilizados na construção de estruturas flutuantes em marinas de recreio (http://www.dockboxes.com/dock-floats.html).	50
Fig. 3.45 – Exemplo da utilização de estruturas flutuantes em marinas de recreio (http://olhares.aeiou.pt/marina_de_leca_da_palmeira_foto3549575.html).	50
Fig. 3.46 – Vários sistemas de ancoragem possíveis em estruturas flutuantes (Watanabe <i>et al.</i> , 2004).	51
Fig. 3.47 – Cais flutuante no porto de Ujina (Watanabe <i>et al.</i> , 2004).	52
Fig. 3.48 – Cais flutuante com sistema de ancoragem “golfinho” (http://www.abam.com/).	52
Fig. 3.49 – Protótipo de cais híbrido (http://www.abam.com/).	53
Fig. 3.50 – Protótipo de cais híbrido (http://www.abam.com/).	53

ÍNDICE QUADROS

Quadro 2.1 – Critério de classificação de cotas de fundo.	4
Quadro 2.2 – Alguns exemplos da codificação.	4
Quadro 3.1 – Estruturas gravíticas em blocos.	14
Quadro 3.2 – Estruturas gravíticas em caixões.	16
Quadro 3.3 – Estrutura gravítica em aduelas.	17
Quadro 3.4 – Exemplos de cais acostáveis em aduelas.	17
Quadro 3.5 – Estruturas de acostagem não gravíticas em cortinas de estacas prancha.	26
Quadro 3.6 – Estruturas de acostagem não gravíticas em estacas.	39
Quadro 3.7 – Estruturas de acostagem não gravíticas em cais tipo “Dinamarquês”.	42

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ZH ou Z.H – Zero Hidrográfico

OD ou O.D – Ordnance Datum (referência utilizada no Reino Unido. É definida como o MSL de diferentes portos.)

BMAV – Baixa-mar Águas Vivas

PMAV – Preia-mar Águas Vivas

NMPM – Nível Médio Preia-mar

NMBM – Nível Médio Baixa-mar

TMP – Tubo Moldador Perdido

TMR – Tubo Moldador Recuperado

HW ou PM – Preia-mar

LW ou BM – Baixa-mar

MSL – Mean Sea Level – Média do nível de água do mar num período muito longo

MHWS – Mean Hight Water Springs – Média de duas preia-mares consecutivas durante um período de 24 horas

MLWS – Mean Low Water Springs – Média de duas baixa-mares consecutivas durante um período de 24 horas

MHWN – Mean High Water Neaps – Média anual das MHWS registadas

MLWN – Mean Low Water Neaps – Média anual das MLWN registadas

DWT – DeadWeight Tonnage – Quantidade de carga que o navio pode transportar em segurança (valor normalmente associado a carga + combustível + água doce + água de lastro + mantimentos + tripulação + passageiros).

TEU – Twenty-foot Equivalent Unit – Unidade universal que traduz a capacidade de navios contentores ou terminais, baseada no volume de um contentor standard de 20 pés (aproximadamente 33 m³)

1

ENQUADRAMENTO

1.1. FUNÇÃO DAS ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM

Desde sempre que o Homem procurou melhorar as suas condições de vida, desenvolvendo constantemente novos instrumentos e infra-estruturas que contribuíssem para o seu rápido crescimento e expansão. Nesse sentido, é inquestionável a função desempenhada pelas estruturas portuárias ao longo dos tempos, servindo de elo de ligação entre diversas culturas e possibilitando um intercâmbio de mercadorias entre cidades e países de todo o Mundo. Deste modo, as estruturas portuárias devem ser alvo de contínua evolução e análise, não somente pela sua importância actual e futura.

Entenda-se por infra-estrutura portuária todo o conjunto de equipamentos e estruturas presentes num porto, fluvial ou marítimo, que directa ou indirectamente contribuem para as constantes actividades aí realizadas. Neste contexto são inseridas, como parte essencial de qualquer porto, as estruturas de acostagem, cuja principal função é possibilitar, de forma eficiente e segura, a acostagem e amarração das embarcações que visitam os portos, possibilitando a carga e descarga de mercadorias e o embarque e desembarque de passageiros, bem como a sua manutenção.

Desde a construção das primeiras embarcações, o Homem sentiu necessidade de moldar o terreno que o rodeava, com o objectivo de permitir uma maior facilidade na aproximação dos navios a terra e com isto auxiliar a movimentação de mercadorias e passageiros das embarcações. No entanto, esta necessidade foi progredindo com o desenrolar dos anos, tornando-se evidente que com o rápido desenvolvimento tecnológico, as estruturas de acostagem teriam que se adaptar e responder às necessidades de navios com dimensões cada vez maiores e funções mais especializadas. Desta forma, novos métodos de construção foram desenvolvidos e novos tipos de estruturas de acostagem foram criados, suportando acções cada vez maiores, não só impostas pelos navios, mas também por todo um conjunto de equipamento portuário que acompanhou a evolução e o crescente desenvolvimento dos portos.

De um modo geral, a implantação de estruturas acostáveis está directamente relacionada com a acostagem e amarração de navios. Para o efeito, este tipo de estrutura é normalmente construído em locais com desníveis de terreno acentuados entre a cota de coroamento e a cota de fundo, sendo que em muitos casos é inevitável proceder à escavação do terreno, pois o desnível necessário à construção da estrutura de acostagem é inadequado ou inexistente. Assim, estas estruturas têm também como função a retenção de solos.

1.2. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Existem diversos tipos de estruturas de acostagem, que apesar de terem finalidades semelhantes, têm complexidades diferentes. A título de exemplo, uma estrutura construída numa marina é dimensionada para um tipo de embarcações muito diferente de uma plataforma petrolífera flutuante, que para além da agitação marítima a que estará sujeita, receberá navios de grandes dimensões. O trabalho desenvolvido na presente dissertação tem como objectivo o desenvolvimento de uma base de dados dinâmica sobre as diversas tipologias de estruturas acostáveis existentes, onde, através da criação de uma ficha tipo, são reunidas informações relevantes à caracterização de cada caso analisado. Para a realização da dissertação foi indispensável um aprofundamento dos conhecimentos adquiridos ao longo do Mestrado Integrado, principalmente das disciplinas leccionadas na opção de 5º ano de Hidráulica.

No capítulo 1 são mencionados os objectivos principais deste trabalho, referindo ainda a estrutura da dissertação.

O Capítulo 2 é referente ao trabalho realizado na preparação da base de dados dinâmica, onde são apresentados inicialmente os critérios utilizados para a sua realização, nomeadamente na recolha e tratamento da informação coligida. Seguidamente, é apresentado o perfil da ficha tipo desenvolvida, justificando a informação que esta contempla. Neste Capítulo são ainda referidas as diversas dificuldades sentidas na realização da base de dados dinâmicas, finalizando com as considerações resultantes do trabalho aqui desenvolvido.

No Capítulo 3 é realizada uma comparação das diversas soluções de estruturas de acostagem por tipologia e função. Deste modo, serão caracterizadas as estruturas de acostagem gravíticas e não gravíticas existentes, analisando as vantagens e inconvenientes de cada uma das soluções estruturais.

O Capítulo 4 completa o trabalho desenvolvido ao longo da dissertação, apresentando algumas sugestões para desenvolvimentos futuros, bem como as conclusões resultantes da realização da presente dissertação.

2

PREPARAÇÃO DE UMA BASE DE DADOS DINÂMICA

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Parte fundamental da presente dissertação envolve a criação de uma base de dados dinâmica que reúna os diversos tipos de estruturas de acostagem existentes. Entende-se por base de dados dinâmica, uma colectânea de informação em constante actualização e desenvolvimento, facilmente aperfeiçoável e adaptável a possíveis novas situações.

A criação de uma base de dados envolve a colecção e tratamento de informação de modo a que esta possa ser organizada de uma forma prática e simples, permitindo assim um acesso facilitado ao seu conteúdo. Neste contexto, através da análise dos diferentes casos reunidos, foi desenvolvida uma ficha técnica adequada às diversas tipologias de estruturas de acostagem, sejam estas gravíticas, não gravíticas, contínuas ou descontínuas. A criação de uma ficha técnica permitiu ter uma ideia fundamental do tipo de estrutura em questão, das suas características e do local onde se insere, muito embora as estruturas de acostagem sejam de alguma complexidade e a sua análise e estudo não possa ser baseada apenas numa ficha técnica.

2.2. CRITÉRIOS UTILIZADOS

A realização de uma base de dados impõe a definição de alguns critérios selectivos, com a finalidade de estabelecer os parâmetros que devem ser incluídos na constituição de uma ficha técnica base. Os critérios impostos resultam do estudo dos possíveis casos reunidos e da ponderação dos dados que deverão incluir uma ficha técnica, de modo a tornar o seu conteúdo o mais completo possível, mas ao mesmo tempo permitir que a sua consulta seja simples e prática.

Por esta razão, decidiu-se que uma qualquer estrutura de acostagem em análise apenas seria inserida na base de dados se um corte do seu perfil transversal estivesse disponível e possibilitasse a sua interpretação, motivo pela qual diversos casos não tivessem sido incluídos.

Algumas situações, apesar da existência de um perfil transversal, não dispunham de dados suficientes para que se pudessem tornar casos viáveis de estudo. Nestas situações, procurou-se reunir informação sobre a estrutura em questão de modo a completar ao máximo a sua ficha técnica.

Outro critério estabelecido diz respeito às cotas de serviço das diversas estruturas de acostagem. A cota de serviço é estabelecida em função do tipo de navios a utilizar na estrutura em causa, podendo ser estabelecidas artificialmente em função das características locais. Deste modo, as cotas de serviço

foram classificadas por classes, sendo cada uma definida por um intervalo de 2 metros em função das diferentes profundidades. No quadro 2.1 é possível observar o critério estabelecido.

Quadro 2.1 – Critério de classificação de fundos de serviço.

INTERVALO [m]	TIPO
2 - 4	I
4 - 6	II
6 - 8	III
8 - 10	IV
10 - 12	V
12 - 15	VI
> 15	VII

Após a análise dos casos reunidos, foi necessário criar um método de codificação que possibilitasse a identificação, de forma rápida e eficaz, das diferentes fichas técnicas. Pelo facto de se tratar de uma base de dados dinâmica, a codificação a utilizar teria que ser adaptável a possíveis casos a inserir no futuro, pelo que o método utilizado foi baseado na localização e tipologia das estruturas de acostagem. A título de exemplo, uma estrutura gravítica em caixões localizada em Portugal contém um código distinto de uma estrutura gravítica em blocos também aí situada, que por sua vez possui um código diferente de uma estrutura gravítica em blocos executada na Alemanha.

Para este efeito, foram utilizadas duas siglas distintas que permitem diferenciar, não só os diversos tipos de soluções de acostagem, mas também os países onde estas se localizam. Assim, utilizando a sigla oficial de cada país, ou a sigla referente a um determinado tipo de solução, é possível de uma forma prática e eficaz, localizar fichas com um interesse específico. Alguns exemplos da codificação utilizada são apresentados no quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Alguns exemplos da codificação.

TIPO DE ESTRUTURA	LOCALIZAÇÃO	CÓDIGO
ESTRUTURA GRAVÍTICA EM CAIXÕES	TAIWAN - TW	GC
ESTRUTURA GRAVÍTICA EM BLOCOS	IRLANDA – IE	GB
ESTRUTURA GRAVÍTICA EM ADUELAS	PORTUGAL – PT	GA
ESTRUTURA ASSENTE EM ESTACAS DE MADEIRA	ESTADOS UNIDOS – US	EMAD
ESTRUTURA ASSENTE EM ESTACAS METÁLICAS	ESTADOS UNIDOS – US	EMET
ESTRUTURA ASSENTE EM ESTACAS DE BETÃO	ANGOLA – AO	EB
CORTINAS DE ESTACAS PRANCHA	DINAMARCA – DK	EP
CAIS TIPO DINAMARQUÊS	TURQUIA – TR	CD
PAREDES DE BETÃO MOLDADAS NO SOLO		MOL
ESTRUTURAS FLUTUANTES		EF

2.3. FICHA TIPO

A realização de uma ficha técnica foi um processo prolongado e evolutivo, tendo sofrido vários aperfeiçoamentos no decorrer da presente dissertação. A versão apresentada procura incluir os diversos aspectos e características dos diferentes casos de estudo. No entanto, apesar do perfil base das fichas se manter constante para a grande maioria dos casos, este não é rígido, sofrendo pequenas alterações sempre que o caso em análise o justificar. Assim, embora cada caso deva ser interpretado individualmente, todos tem em comum a função para que foram construídos, ou seja a acostagem e amarração de navios. Desta forma, a ficha técnica foi dividida em duas partes, a primeira parte com um carácter mais introdutório e a segunda com um teor mais técnico.

Na figura 2.1 é possível verificar a primeira parte, onde é apresentada a designação e o respectivo código de identificação da estrutura em análise, a sua localização bem como uma janela para a inserção de uma imagem aérea vertical, com respectiva escala e orientação, do local de implantação. Este elemento é essencial pois permite situar a estrutura em questão no contexto onde se insere, auxiliando a compreensão da opção tomada relativamente ao tipo de estrutura utilizada.

Nesta primeira parte, existe ainda um espaço informativo destinado a algumas observações sobre o porto onde a estrutura de acostagem está localizada ou, em alguns casos, a função do cais em questão. Por último, são indicadas as fontes de informação utilizadas para a realização da ficha técnica em causa.

Na segunda parte das fichas que constituem a base de dados, figura 2.2, é apresentada a estrutura de acostagem utilizada no caso em estudo. Foi importante definir claramente o tipo de solução em análise, utilizando para tal um corte do seu perfil transversal devidamente legendado e, sempre que possível, informação sobre o seu solo de fundação.

Aqui, são também expostas as características globais das estruturas acostáveis, como a amplitude média e tipo de maré existente no local de implantação, largura e comprimento do cais, cota e classificação de fundos, cota de coroamento estabelecida, e diferentes cargas de dimensionamento utilizadas. Uma vez que as diferentes estruturas reunidas apresentam detalhes técnicos distintos, foi fundamental destinar um espaço nesta segunda parte da ficha, ao preenchimento de alguns aspectos técnicos relevantes na estrutura de acostagem em estudo.

Por último, entendeu-se necessário reservar ainda um local para a identificação das entidades envolvidas na construção da obra, assim como a data de arranque, de finalização e o custo aproximado da mesma.

Designação			
Localização	País		
	Cidade		
Imagem Aérea Vertical			
Observações			
Fontes de Informação			

Fig. 2.1 – Ficha tipo, localização.

Tipo de Solução			
Entidade		Custo Aproximado	
Projectista		Data de Arranque	
Construtora		Data de Finalização	
Características Globais	Largura		
	Comprimento		
	Cota de Coroamento		
	Cota de Serviço		Categoria –
	Amplitude de Maré	Média –	Tipo –
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes			

Perfil Transversal	

Fig. 2.2 – Ficha tipo, características.

2.4. DIFICULDADES SENTIDAS

Neste ponto são apresentadas as dificuldades encontradas durante a realização de uma base dados dinâmica, que tornaram o processo de criação moroso mas ao mesmo tempo motivante.

A maior dificuldade sentida durante a execução da base de dados dinâmica foi a agregação de um conjunto de casos adequados para a sua constituição. Muito embora existam milhares de estruturas de acostagem espalhadas por todo o Mundo, a informação disponibilizada sobre uma estrutura em concreto é escassa e muitas vezes inexistente, o que dificulta o preenchimento da sua ficha técnica. Este facto pode ser entendido devido à complexidade e custos envolvidos na realização de uma obra deste género. Assim, as entidades nem sempre divulgam os detalhes do projecto de uma estrutura de acostagem, por razões de competitividade concorrencial exigidas pela actual dinâmica de mercado internacional. Por esta razão, certos detalhes técnicos, como a carga de dimensionamento, cota de fundação e outros aspectos técnicos relevantes não foram em certos casos preenchidos.

A escassez de informação é evidente sobretudo nas características do solo de fundação. Embora as características das estruturas de acostagem estejam directamente ligadas ao tipo de solo onde estas são fundadas e a realização de obras desta envergadura não dispense um estudo geológico e geotécnico aprofundado, na grande maioria dos casos analisados reunir informação sobre as características do solo de fundação revelou-se uma tarefa bastante problemática, sendo apenas possível especular sobre as eventuais características do solo.

Um problema comum foi também a localização das estruturas de acostagem, pois apesar de ser conhecido o porto onde estas se inserem, muitas vezes não foi possível identificar o local exacto da estrutura de acostagem em análise. Esta situação ocorreu com alguma frequência no caso de grandes portos marítimos, onde existem vários cais acostáveis.

Outro aspecto do preenchimento das fichas técnicas que por vezes não foi possível clarificar foi a identificação das entidades responsáveis, não só pela execução do projecto da estrutura de acostagem mas também pela construção da mesma, tarefa bastante difícil. Em grande parte dos casos reunidos, apenas foi possível identificar a entidade promotora, isto é, o Dono de Obra. Da mesma forma, por diversas ocasiões foi impossível datar o início e o fim do projecto das estruturas em análise, em alguns casos devido ao facto do estudo realizado abranger estruturas já com vários anos de vida. A quantificação do custo aproximado da obra também se revelou um problema, pois devido à inflação, o custo de uma obra com várias décadas de vida perde algum significado nos dias de hoje.

Em suma, na maioria dos casos analisados, não foi possível completar totalmente as fichas técnicas relativas às estruturas de acostagem, principalmente no que diz respeito à segunda parte das fichas, correspondente às suas características. Esta razão deve-se à diversidade e heterogeneidade de fontes de informação utilizada na investigação dos diferentes casos de estudo, o que impossibilita uma concordância nos dados disponíveis sobre cada caso.

2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Inerente à construção da presente base de dados está a utilidade que esta terá em termos profissionais ou académicos, como uma fonte de informação sobre os mais diversos casos de estruturas de acostagem e os locais onde estas se inserem.

Pese embora, muitos outros casos pudessem ser estudados, uma análise mais profunda requereria uma colaboração próxima de diversas entidades projectistas e construtoras na disponibilização de plantas, perfis transversais e dados relativos às diferentes obras executadas. Numa futura abordagem à base de dados produzida, novas tentativas de contacto deverão ser realizadas e novos casos de estudo analisados, com o objectivo de aperfeiçoar e completar o trabalho desenvolvido.

A base de dados realizada poderá ser consultada em anexo.

3

COMPARAÇÃO DE SOLUÇÕES POR TIPOLOGIA E FUNÇÃO

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Após a preparação de uma base de dados dinâmica, pretende-se neste capítulo realizar uma comparação por tipologia e função dos diferentes casos de estruturas de acostagem reunidos. Deste modo, as estruturas do mesmo tipo serão agrupadas e analisadas em diversos subcapítulos, procedendo-se a uma análise funcional e a uma descrição global das soluções.

No subcapítulo 3.2 serão apresentados os diversos casos de Soluções Gravíticas, nomeadamente estruturas em Caixões, Aduelas ou Blocos. No subcapítulo 3.3, abordar-se-ão as soluções não gravíticas, designadamente estruturas em Estacas Metálicas, Estacas de Madeira, Estacas de Betão, Estruturas Flutuantes e do tipo Cais Dinamarquês. No subcapítulo 3.4, é feita uma abordagem comparativa entre as soluções gravíticas e não gravíticas, numa tentativa de determinar a utilização mais adequada para cada tipo de estrutura, bem como as particularidades implícitas aos diferentes tipos de solução.

3.2. SOLUÇÕES GRAVÍTICAS

Este tipo de soluções é bastante frequente em situações onde as características geotécnicas não justificam a utilização de elementos estruturais assentes em camadas profundas. Nestes casos, as estruturas são fundadas numa base, em geral rochosa, com interposição de um prisma de enrocamento, previamente regularizado por mergulhadores. A estabilidade estrutural destas soluções é essencialmente garantida pelo peso próprio da estrutura e pelas forças de atrito desenvolvidas ao nível da sua base. Torna-se necessário controlar as tensões de compressão no solo, que podem por em causa a segurança estrutural. Em estruturas contínuas com a função de retenção de solos, recorre-se à utilização de um prisma de alívio na zona de tardoz, com a finalidade de reduzir as pressões impostas pelo terrapleno e de facilitar o escoamento de água entre a face exposta de estrutura e a zona de tardoz.

A estruturas gravíticas podem ser constituídas por:	{	- Blocos
		- Caixões
		- Aduelas
		- Betão ciclópico
		- Muros Cais

3.2.1. BLOCOS

Os cais de acostagem em blocos são constituídas por blocos de betão, geralmente não armado, dispostos uns em cima dos outros de modo a formarem paredes ou “pilhas”, posteriormente solidarizados superiormente por uma superestrutura contínua betonada *in situ*. Previamente à betonagem da superestrutura, é provocada ou acelerada, a ocorrência de assentamentos diferenciais entre “pilhas” de blocos adjacentes. Para tal, recorre-se à utilização de sobrecargas estáticas, colocadas sobre as “pilhas” de blocos já posicionados. Para o efeito, são vulgarmente utilizados blocos já fabricados, a serem inseridos em fases posteriores da obra, dispensando assim a utilização de outro tipo de equipamento.

A transição lateral entre “pilhas” de blocos adjacentes é realizada através de “poços” ou “chaminés” preenchidos com enrocamento. Esta solidarização é flexível e de extrema importância, pois permite a ocorrência de assentamentos diferenciais entre as diferentes “pilhas” de blocos, diminuindo assim as consequências de um possível problema para as pilhas adjacentes, como por exemplo o aparecimento de fendas.

O peso dos blocos varia geralmente de obra para obra, necessitando de ser calculado para cada caso. No entanto, situa-se normalmente entre os 300 e os 1250 kN (Veloso Gomes, 1998). Note-se que numa mesma “pilha” os blocos utilizados tem dimensões e formatos diferentes, sendo configurados de modo a constituírem pequenas plataformas do lado de tardo. Estas plataformas mobilizam parte do peso próprio do prisma de enrocamento e do talude, contribuindo assim para um reforço da estabilidade. Os blocos utilizados na base da estrutura têm um formato diferente dos restantes, pois servem de suporte inferior ao enrocamento utilizado no enchimento dos “poços” ou “chaminés”.

Na figura 3.1 é possível verificar o perfil transversal tipo de uma estrutura gravítica clássica em blocos. Esta é constituída por apenas dois blocos, assentes num prisma de regularização de enrocamento e solidarizada por uma superestrutura betonada *in situ*. No exemplo em questão, é visível na superestrutura uma galeria de serviço, local onde são habitualmente instalados os sistemas de alimentação de energia aos diversos equipamentos portuários e navios, bem como as redes de água e telecomunicações. As galerias de serviço permitem ainda a realização de visitas periódicas de inspeção e manutenção ao interior da estrutura.

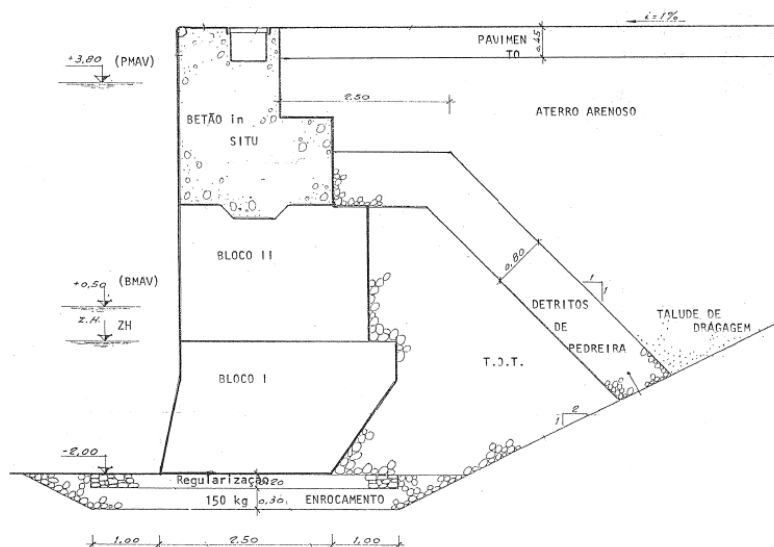


Fig. 3.1 – Exemplo de perfil transversal de uma estrutura gravítica em Blocos – Porto de Peniche, Portugal (Veloso Gomes, 1998).

Ao longo dos anos, as estruturas gravíticas em blocos foram utilizadas um pouco por todo o Mundo na construção de cais acostáveis. No entanto, actualmente este tipo de solução poderá ser considerado antieconómico devido, não só às quantidades de betão que utiliza, mas também a outros inconvenientes que apresenta (Agerschou *et al.*, 2004). A utilização de blocos requer fundações rochosas e a maioria das estruturas portuárias são localizadas em estuários de rios, locais naturais para a deposição de sedimentos, tornando frequentemente inexequível a utilização de estruturas gravíticas devido aos assentamentos que aí ocorrem. Uma outra desvantagem da utilização de muro cais em blocos é a necessidade de proximidade do estaleiro de construção e depósito de blocos do local de implantação, podendo ser inviável e antieconómico o transporte de blocos de um local longínquo devido ao peso e tamanho que estes apresentam. Por último, a utilização deste tipo de solução adequa-se a pequenas e a médias profundidades, perdendo competitividade comparativamente a outras soluções para cotas de fundos superiores a -10.0/-12.0 m (ZH).

Apesar dos inconvenientes apresentados, a utilização de estruturas em blocos apresenta vantagens pela sua grande durabilidade, simplicidade e rapidez de construção, razões que podem em alguns casos determinar a sua utilização, se o seu custo for favorável comparativamente a outras soluções.

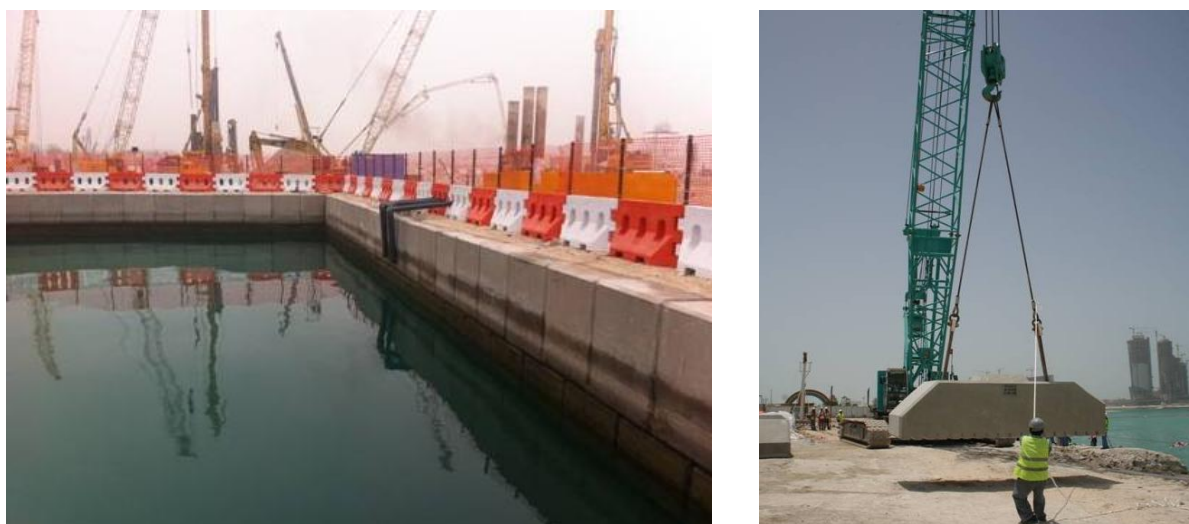


Fig. 3.2 – Construção do cais de Marasy, Abu Dhabi (CBT Abu Dhabi).

No quadro 3.1, estão apresentados casos de estruturas gravíticas em blocos actualmente reunidos na base de dados. Os exemplos utilizados são, à excepção de um caso Irlandês, todos Nacionais. Em Portugal, a aposta neste tipo de estruturas tem alguma tradição, podendo ser entendida pela grande disponibilidade do material utilizado na construção de blocos, cimento e agregados, e pelas fundações rochosas de diversos portos marítimos.

Assim, a utilização de blocos nas obras de acostagem poder-se-á tornar vantajosa no caso Nacional, uma vez que não existe a necessidade de importar materiais como o aço e materiais mais sofisticados, mais recorrentes em soluções não gravíticas e que em diversas ocasiões não apresentam vantagens económicas. Ainda assim, os casos devem ser analisados individualmente, pois as características e condições que determinam a escolha da estrutura de acostagem variam, mas a experiência dita que a utilização de muro cais em blocos a nível Nacional é normalmente viável se existirem fundos rochosos próximos das cotas pretendidas para os fundos das estruturas acostáveis.

Quadro 3.1 – Exemplos de estruturas gravíticas em blocos.

Blocos					
Designação	Porto	País	Tipo de Maré	Categoria de Fundos	Código
Cais de Acostagem	Castletownbere	Irlanda	Mesotidal	IV	IE – GB
Doca 1 Norte e Sul	Leixões	Portugal	Mesotidal	V	PT – GB
Doca 2 Sul	Leixões	Portugal	Mesotidal	V	PT – GB
Doca 4 Poente	Leixões	Portugal	Mesotidal	V	PT – GB
Terminal Contentores Norte	Leixões	Portugal	Mesotidal	IV	PT – GB
Terminal Multiusos Avançado	Leixões	Portugal	Mesotidal	IV	PT – GB
Terminal Multiusos Polivalente	Leixões	Portugal	Mesotidal	IV	PT – GB
Terminal “Ro-Ro”	Setúbal	Portugal	Mesotidal	V	PT – GB

3.2.2. CAIXÕES / CAIXOTÕES

As soluções gravíticas em caixões ou caixotões são utilizadas na construção de cais acostáveis e também na construção de quebramares, sendo esta a solução mais frequente no caso de cais acostáveis localizados no próprio quebramar uma vez que automaticamente fica criado um paramento vertical acostável no intradorso do quebramar.

Este tipo de estrutura gravítica, de forma prismática ou cilíndrica (menos frequente), é constituído por células, com paredes e laje de fundo em betão armado ou em betão pré-esforçado. O enchimento das células pode ser uniforme ou assimétrico e ser realizado com diversos materiais como areia, brita ou enrocamento, betão ciclópico ou ainda água. Os septos utilizados na divisão das várias células possibilitam a redução da espessura das paredes de betão armado e o aumento da quantidade de enchimento utilizada, o que permite em muitos casos tornar a solução mais económica.

A construção da parte inferior dos caixões pode decorrer numa doca seca, ensecadeira, em terra ou em muitos casos, num pontão flutuante. A parte superior destas estruturas é geralmente construída em flutuação com apoio de equipamento instalado em plataformas flutuantes. Uma vez que se trata de estruturas flutuantes, o seu transporte e colocação no local de obra pode ser efectuada com auxílio de rebocadores ou recorrendo a pórticos transportadores de grande capacidade.

Na figura 3.3 é visível a secção transversal tipo de uma estrutura gravítica em caixões celulares, com filtro de tardoz e camada de enrocamento como base de fundação.

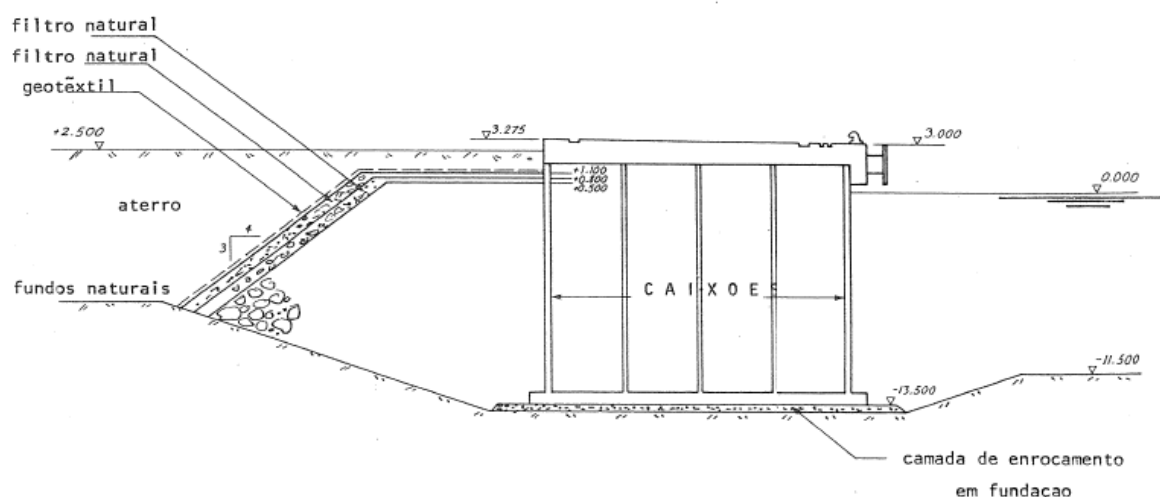


Fig. 3.3 – Exemplo de perfil transversal de uma estrutura gravítica em Caixotões – Porto de Ras Lanuf, Líbia (Veloso Gomes, 1998).

A utilização de caixões como estruturas de acostagem depende de vários factores que devem ser tomados em consideração. Por vezes a instalação do estaleiro de construção num local diferente do de implantação pode ser vantajosa, pois em muitos casos, o espaço necessário para o fabrico de caixões e armazenagem de equipamento e materiais não está disponível, tornando-se necessário o seu transporte para o local. Em certas ocasiões a sua construção requer instalações próprias e profundidades de água adequadas à sua movimentação pelo que se torna essencial uma análise cuidadosa da viabilidade das alternativas a considerar.

Este tipo de estrutura requer solos de fundação com características razoavelmente boas, que não permitam a ocorrência de assentamentos diferenciados. Este fenómeno pode resultar em consequências graves para a estrutura, como o aparecimento de fendas na superestrutura betonada *in situ* e também nas juntas de ligação entre os caixões, permitindo a fuga do material de enchimento ou do enrocamento utilizado no prisma de alívio, ou o “desalinhamento” da estrutura.

A utilização deste tipo de estrutura gravítica é frequente nos dias de hoje, em grande parte devido ao facto de poder ser implementada a maiores profundidades do que as soluções em blocos. São exemplo, os casos de Belde na Turquia e Sines em Portugal, onde a cota de fundação ultrapassa os -15.0 metros. Um outro aspecto relevante é a simplicidade do processo construtivo, já que se tratam de estruturas flutuantes, normalmente fabricadas em série e cujo transporte pode ser realizado por via marítima com auxílio de rebocadores.

Em Portugal, o recurso a este tipo de solução é bastante incentivado, pelo facto dos solos de fundação serem apropriados, mas sobretudo devido à abundância dos materiais utilizados no seu fabrico, que tornam a utilização deste género de estrutura uma opção economicamente viável.

No quadro 3.2 são apresentados os casos presentemente reunidos na base de dados.

Quadro 3.2 – Estruturas gravíticas em caixões.

Caixões					
Designação	Porto	País	Tipo de Maré	Categoria de Fundos	Código
Cais de Acostagem Oeste N° 30-32	Keelung	Taiwan	Microtidal	V	TW-GC
Cais de Acostagem	Belde	Turquia	Microtidal	VII	TR-GC
Terminal “Ro-Ro” Ford-VW	Setúbal	Portugal	Mesotidal	VI	PT-GC
Terminal Petrolífero Posto A	Leixões	Portugal	Mesotidal	VII	PT-GC
Terminal Petrolífero Posto B	Leixões	Portugal	Mesotidal	V	PT-GC
Terminal Petrolífero Posto C	Leixões	Portugal	Mesotidal	III	PT-GC

3.2.3. ADUELAS

As aduelas são soluções gravíticas idênticas aos caixões, diferindo estruturalmente pelo facto de não possuírem laje de fundo. Este aspecto impossibilita estas estruturas de flutuarem e como tal, a sua movimentação para o local de implantação é normalmente realizada através do recurso a gruas instaladas em terra ou em pontões flutuantes. Assim, sempre que possível, o estaleiro de construção é situado próximo do local onde as aduelas serão colocadas.

Comparativamente às soluções de acostagem em caixões, as aduelas são estruturas de menores dimensões (devido ao facto de não flutuarem e necessitarem do auxílio de gruas para sua colocação), normalmente destinadas a locais com fundos a cotas relativamente pequenas. No entanto, diversas empresas dispõem de batelões capazes de movimentar estruturas de grandes dimensões, podendo nalguns casos o recurso a aduelas de maior porte tornar-se economicamente viável.

Na figura 3.4 é apresentado o alçado e a planta de uma aduela utilizada na construção de uma estrutura de apoio à actividade piscatória na Afurada em Vila Nova de Gaia.

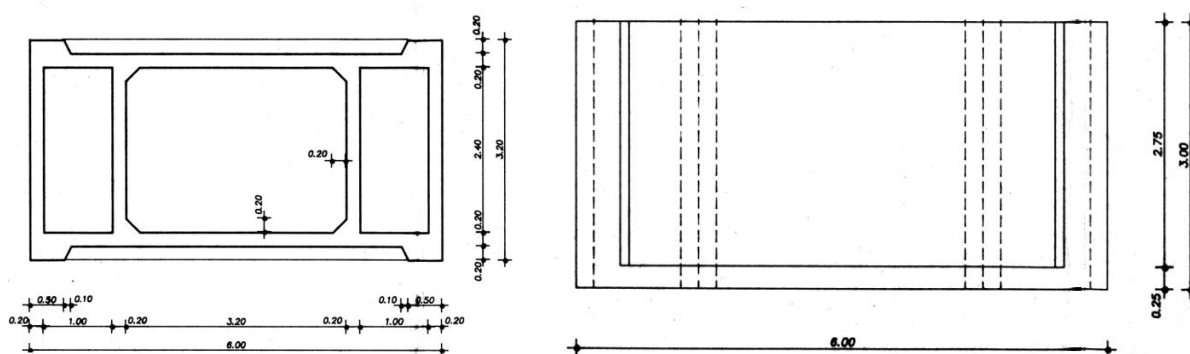


Fig. 3.4 – Planta, à esquerda, e alçado, à direita, de uma aduela utilizada na Afurada (APDL, 1993).

A construção destas estruturas de acostagem é realizada “empilhando” aduelas em colunas, posteriormente preenchidas com betão, areia ou enrocamento. De modo análogo às estruturas em caixões, a superestrutura poderá ser realizada em vigas de betão pré-fabricadas ou betonada *in situ*, com a função de solidarizar as pilhas de aduelas. Também no caso das aduelas, os septos utilizados na divisão das várias células, possibilitam a redução da espessura das paredes de betão armado, tornando a solução mais económica.

A utilização de aduelas na construção de cais acostáveis não é uma solução frequente. Trata-se de uma estrutura que requer solos de fundação com boas propriedades geotécnicas e a cotas pouco profundas. Ainda assim existem diversos exemplos da sua utilização em cais fluviais e marítimos.

No quadro 3.3 é apresentado o caso de estudo presente na base de dados, referente ao projecto de intervenção que será realizado na ribeira de São João, na ilha da Madeira.

No quadro 3.4 são apresentadas algumas obras executadas com recurso a aduelas, maioritariamente realizadas em cais fluviais Portugueses.

Quadro 3.3 – Estrutura gravítica em aduelas.

Aduelas					
Designação	Porto	País	Tipo de Maré	Categoria de Fundos	Código
Cais do Varadouro de S. Lázaro	S. Lázaro	Portugal	Mesotidal	II	PT-GA

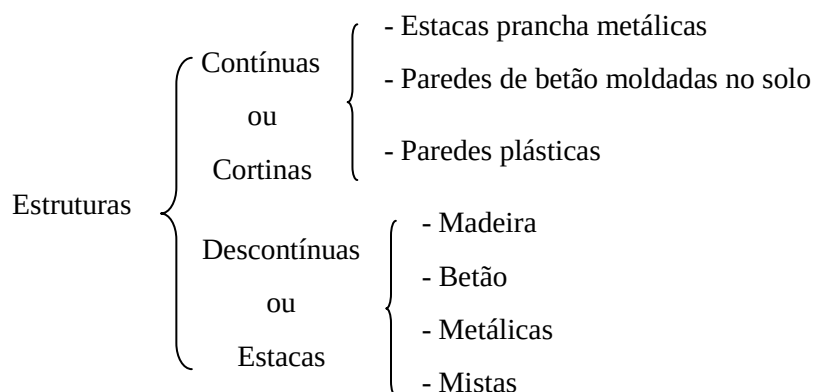
Quadro 3.4 – Exemplos de cais acostáveis em aduelas.

Designação	Local	País	Tipo de Maré
Cais Fluvial de Caldas de Arêgos	Resende	Portugal	Fluvial
Cais Fluvial de Porto de Rei	Resende	Portugal	Fluvial
Cais Fluvial da Folgosa	Peso da Régua	Portugal	Fluvial
Cais Fluvial do Pocinho	Pocinho	Portugal	Fluvial
Cais Fluvial de Lixa-Covelo	Covelo	Portugal	Fluvial
Cais Fluvial da Foz do Távora	Tabuaço	Portugal	Fluvial
Ponte Cais Nº3	Sesimbra	Portugal	Mesotidal
Cais dos Socorridos	Ilha da Madeira	Portugal	Mesotidal
Cais da Afurada	Vila Nova de Gaia	Portugal	Mesotidal
Porto de Cabinda	Cabinda	Angola	Microtidal

Apesar dos exemplos citados, na presente dissertação não foi possível até ao momento reunir uma quantidade de exemplos significativa, adequada à tipologia exigida nas fichas técnicas que constituem a base de dados, nomeadamente no que diz respeito aos cortes transversais deste tipo de solução. No entanto, futuramente será feito um esforço no sentido de enquadrar mais casos de estruturas em aduelas na base de dados realizada.

3.3. ESTRUTURAS NÃO GRAVÍTICAS

Entende-se por estruturas não gravíticas, as soluções utilizadas em cais de acostagem cuja estabilidade estrutural não é garantida essencialmente pelo peso próprio da estrutura, mas sim, por ligações às camadas de fundação e, na grande maioria dos casos por ancoragens ao talude de tardo. Muito embora existam diversos tipos de estruturas não gravíticas e uma classificação seja difícil de estabelecer, estas soluções tem em comum o facto da ligação ao solo de fundação ser realizada com recurso a estacas ou cortinas. Assim, a diversidade de soluções englobadas neste tipo de estruturas é grande: estruturas construídas em estacas de madeira, betão, metálicas, cortinas de estacas prancha ou de paredes de betão moldadas no solo. O esquema seguinte pretende, de um modo simplificado, classificar as soluções não gravíticas existentes.



As estruturas não gravíticas podem ser dimensionadas para resistir às acções impostas pelos equipamentos, sobrecargas associadas ao solo e às pressões hidrostáticas a que estão sujeitas, resistência que é conferida por atrito lateral ou resistência de ponta das ligações ao solo mas também pela deformação por flexão do elemento. Por esta razão, as estruturas não gravíticas são mais flexíveis, sendo mais adequadas quando se prevêem assentamentos no solo de fundação. Este último aspecto é responsável pela recorrente utilização destas soluções em solos aluvionares, onde o recurso a soluções gravíticas se torna inviável.

Actualmente, este tipo de soluções é o mais utilizado na construção de estruturas de acostagem, por razões não só económicas, mas também construtivas. Por um lado, é evidente o desenvolvimento constante dos portos frequentemente localizados em zonas aluvionares (estuários, lagunas), obrigando a construção de estruturas de acostagem com cotas de fundo cada vez maiores, o que dificulta o recurso a soluções gravíticas. Por outro lado, a constante evolução tecnológica permitiu uma maior facilidade e economia no recurso a este tipo de estruturas, fomentada pela diversidade de material que pode ser utilizado na sua construção.

3.3.1. CORTINAS DE ESTACAS PRANCHA

As cortinas de estaca prancha são actualmente uma solução recorrente na construção de estruturas de acostagem, não só pelo papel que desempenham como opção estrutural, mas também como um complemento de outras soluções possíveis.

Cravada no solo de fundação, a cortina metálica de estacas é dimensionada para resistir aos momentos flectores ao longo do seu eixo horizontal, resultantes das pressões hidrostáticas e das acções dos solos impostas pelo talude de tardo. Os impulsos activos impostos pelo talude são directamente proporcionais às cargas aplicadas na plataforma superficial, tornando-se necessário na grande maioria dos casos recorrer à utilização de impulsos passivos, impostos por ancoragens colocadas próximas do topo da cortina de estacas, para contrariar o impulso resultante. O solo da camada de fundação situado em frente à cortina de estacas prancha abaixo da cota dos fundos acostáveis, é responsável por originar um impulso passivo que contribui para a estabilidade estrutural. É necessário ter também em consideração os esforços impostos pela acostagem e amarração de navios, no caso de a estrutura absorver parcialmente as forças daí resultantes. Assim, a profundidade à qual a cortina de estacas deve estar enterrada resulta do equilíbrio de todos os esforços intervenientes

Nos casos em que as condições geotécnicas não permitem a aplicação de ancoragens de comprimento adequado no talude, a estabilidade estrutural pode ser garantida através da utilização de ancoragens inclinadas (Schmidt and Kristensen, 1964 citado por Agerschou *et al.*, 2004) cravadas em camadas mais profundas. No entanto, é necessário ter em consideração que este tipo de ancoragem é também responsável pela aplicação de uma força vertical descendente de intensidade considerável na cortina de estacas prancha. O estudo deste tipo de estrutura será apresentado no subcapítulo 3.3.3 referente às estruturas do tipo cais “dinamarquês” devido à semelhança que estes tipos de solução apresentam.

Certas situações, como por exemplo, locais com uma grande amplitude de maré, necessitam da utilização de mais do que um nível de ancoragem. Desta forma, os esforços impostos pelas cargas laterais aplicadas na cortina de estacas são transmitidos como esforço axial e de um modo mais directo ao grupo de ancoragens, o que possibilita uma redução na profundidade de cravação da cortina.

A figura 3.5 apresenta as aplicações mais frequentes na utilização de cortinas de estacas prancha na construção de cais acostáveis.

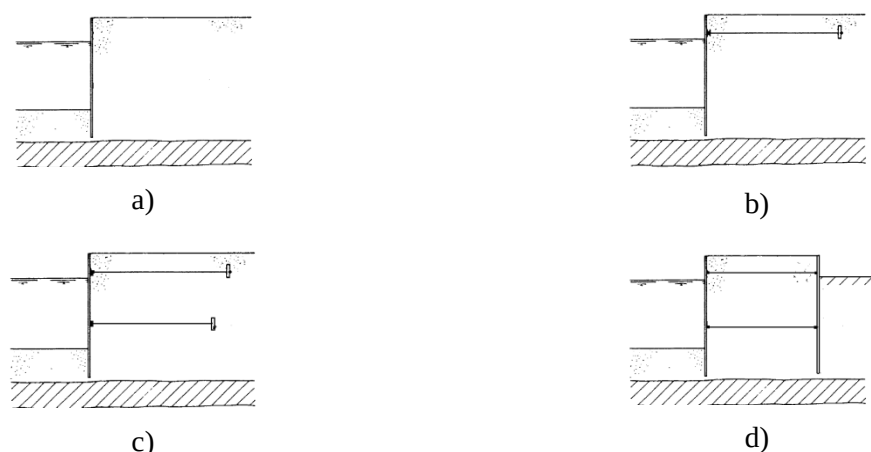


Fig. 3.5 – Estruturas de acostagem em cortinas de estacas prancha. a) cortina de estacas prancha simples; b) cortina de estacas prancha com um nível de ancoragem; c) cortina de estacas prancha com dois níveis de ancoragem; d) cortinas de estacas prancha ancoradas entre si.

As cortinas de estacas são formadas pela ligação de vários perfis individuais através de juntas especiais ou outros tipos de dispositivos, formando uma estrutura contínua com vários metros de desenvolvimento. Estes perfis podem ter diversos formatos consoante a necessidade da sua aplicação, sendo que na construção de estruturas de acostagem são normalmente utilizados perfis em “Z” ou “U” devido à maior inércia que apresentam. Na figura 3.6 é visível a associação de perfis em “Z” e “U”, utilizados frequentemente na construção de cais.



Fig. 3.6 – Perfis metálicos de estacas prancha (<http://www.arcelormittal.com/>).

Apesar de a sua utilização não ser tão recorrente na construção de estruturas de acostagem, existem ainda perfis metálicos em formato “I” associados normalmente a perfis “Z” ou “AZ”, como demonstra a figura 3.7.



Fig. 3.7 – Perfis metálicos em “I”, e respectiva associação com perfis “AZ” (<http://www.arcelormittal.com/>).

É também possível a utilização de associações de perfis metálicos com formas mais planas em estruturas acostáveis, formando células cilíndricas. Estas estruturas celulares são normalmente preenchidas com areia e podem ter formatos circulares ou semi-circulares.

Na figura 3.8 são apresentados alguns exemplos de perfis metálicos de forma plana.



Fig. 3.8 – Perfis metálicos de estacas prancha de formato plano (Veloso Gomes, 1998).

Conforme é visível na figura 3.9, estas estruturas celulares podem ter diferentes arranjos, sendo o mais comum aquele onde uma fila de células circulares é ligada por células semi-circulares (figura 3.9 a). Outro arranjo possível é a utilização de duas filas de células semi-circulares ligadas transversalmente por diafragmas (figura 3.9 b) (Agerschou *et al.*, 2004).

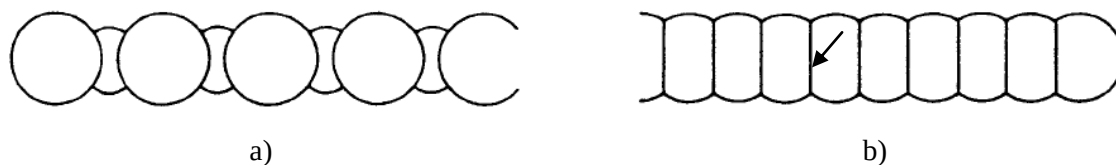


Fig. 3.9 – Arranjos celulares de cortinas de estacas prancha planas (Agerschou *et al.*, 2004).

Embora não tão frequentes, existem outras configurações possíveis para as estruturas celulares como é visível na figura 3.10 onde se demonstra o arranjo das células em folha de trevo.

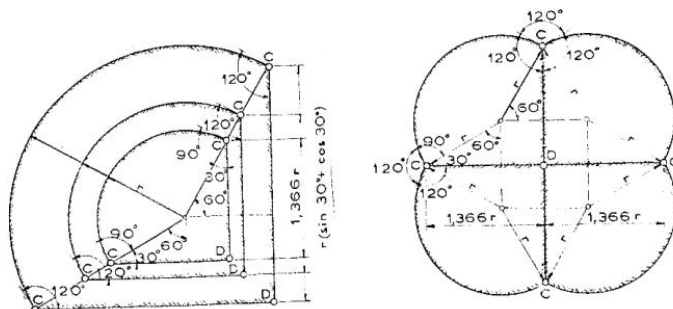


Fig. 3.10 – Arranjos celulares em folha de trevo (Veloso Gomes, 1998).

Este tipo de estrutura poderá ser utilizado na construção de quebramares ou de estruturas de amarração, uma vez que o seu paramento irregular não permite a acostagem uniforme das embarcações, muito embora por vezes estas estruturas celulares estejam associadas a cais acostáveis.

Neste tipo de solução, as ligações entre os diversos elementos são de extrema importância. Estes elementos necessitam de suportar as tensões impostas pelo enchimento do interior das células, razão pela qual os perfis utilizados na construção das células são caracterizados por fortes ligações. Na figura 3.11 é possível ver algumas das ligações realizadas entre os perfis que constituem as células.

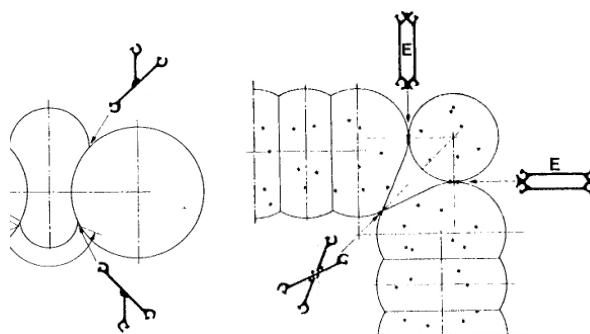


Fig. 3.11 – Elementos de ligação nas estruturas celulares (Veloso Gomes, 1998).

O dimensionamento deste tipo de estrutura é realizado de modo análogo ao das estruturas em blocos ou em caixões, embora seja necessário ter em consideração o aumento das cargas com a profundidade, o que pode provocar a ruptura no sopé das células, originando a fuga dos elementos que constituem o seu enchimento. O diâmetro das células a utilizar está dependente da profundidade da água no local de implantação bem como das cargas aplicadas na estrutura.

No entanto, a quantidade de aço necessária para a construção das células não está directamente relacionada com o diâmetro destas, sendo que a viabilidade económica da utilização deste tipo de estruturas está relacionada com o custo de construção e dos materiais utilizados.

Pelo facto de serem construídas com cortinas de estacas prancha, as estruturas celulares podem ser assentes em qualquer solo sedimentar, capaz de suportar as cargas impostas. É normal ocorrerem assentamentos consideráveis e deslocamentos horizontais durante a fase de construção, embora após a betonagem da superestrutura tais assentamentos não sejam permitidos.

Na figura 3.12 é visível o perfil transversal de uma estrutura celular, bem como um exemplo da sua aplicação no porto de Leixões em Portugal.

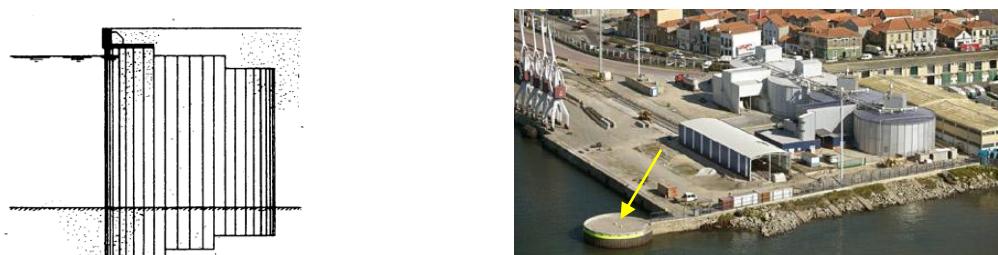


Fig. 3.12 – Esquerda: Perfil transversal de uma estrutura celular (Agerschou *et al.*, 2004); Direita: Aplicação de uma estrutura celular no porto de Leixões (APDL, 2011).

As estruturas celulares podem também ser utilizadas para a construção de outro tipo de estruturas de acostagem, como por exemplo estruturas gravíticas em caixões. Nestas situações, as estruturas cilíndricas substituem as células dos caixões, normalmente preenchidas com enrocamento ou água, sendo protegidas por paredes de betão armado.

Um exemplo desta aplicação é visível na figura 3.13, referente ao cais de Voltri no porto de Génova.

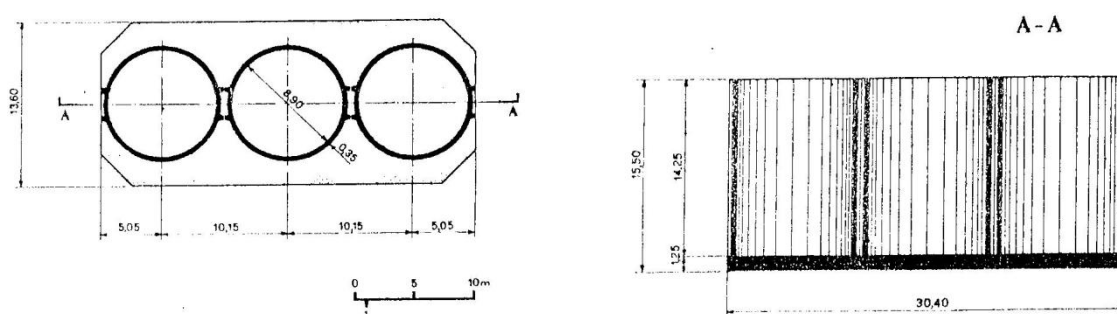


Fig. 3.13 – Planta e perfil transversal de uma estrutura em caixões com recurso a células cilíndricas em estacas planas (Velooso Gomes, 1998).

Apesar da forma aparentemente linear das cortinas de estacas metálicas, estas podem possuir diversas configurações aquando da sua aplicação formando novas tipologias de estruturas. Assim, é frequente a associação de vários perfis metálicos na criação de estacas com perfis poligonais como é possível ver na figura 3.14.



Fig. 3.14 – Perfis poligonais formados pela associação de estacas prancha (Veloso Gomes, 1998).

É comum a utilização destes perfis metálicos na construção de estruturas de acostagem e amarração em estacas metálicas, embora estes também possam ser associados em forma de caixotões para a construção de duques D’Alba, como demonstra a figura 3.15.

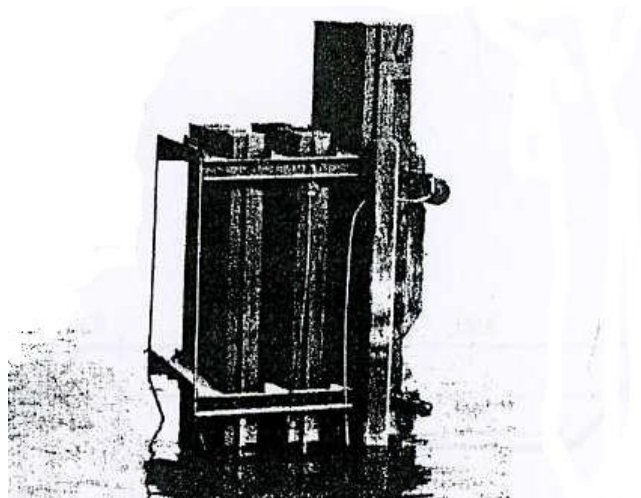


Fig. 3.15 – Associação de perfis poligonais na construção de duques D’Alba (Veloso Gomes, 1998).

3.3.1.1. Colocação das Cortinas de Estacas

A colocação de cortinas de estacas prancha é normalmente realizada directamente no solo de fundação, sem necessidade de realizar furações prévias. Os perfis metálicos são colocados verticalmente e “empurrados” ao longo das camadas sedimentares com auxílio de um vibro-martelo hidráulico instalado numa grua. Este equipamento confere movimentos vibratórios ao perfil, auxiliando a sua penetração no solo de fundação. Na figura 3.16 é visível um vibro-martelo hidráulico em funcionamento na construção de um cais do porto de Amboim em Angola.



Fig. 3.16 – Utilização de um vibro-martelo hidráulico na colocação de estacas prancha (Arcelor Mittal, 2011).

No entanto, os vibro-martelos hidráulicos apenas conseguem forçar a entrada dos perfis nas camadas sedimentares até certo ponto, sendo necessário completar a operação de cravação com martelos hidropneumáticos de queda. Com os perfis metálicos já parcialmente enterrados, este equipamento funciona por gravidade “martelando” os últimos metros de estaca na fundação. A figura 3.17 mostra a aplicação de um martelo hidropneumático na colocação dos perfis metálicos.

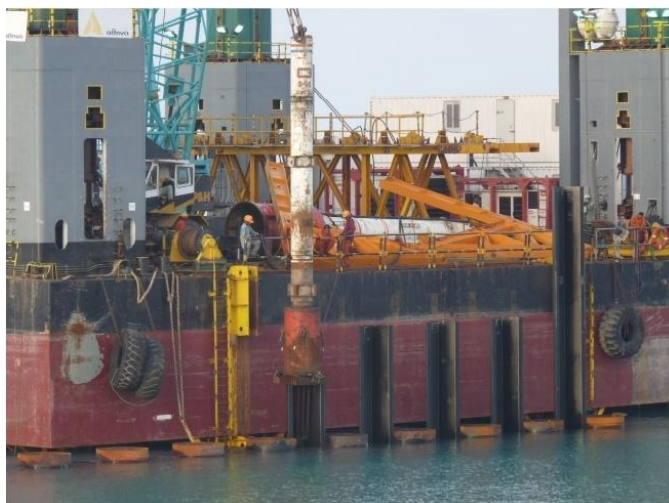


Fig. 3.17 – Utilização de um martelo hidropneumático na colocação de estacas prancha (Arcelor Mittal, 2011).

A colocação de estacas prancha pode ser realizada em solo seco como também directamente nos solos submersos de um porto. Uma vez que este tipo de estruturas é normalmente aplicado em solos aluvionares, a resistência encontrada à sua penetração não difere muito em ambas as situações. No entanto, deve salientar-se que as opções de colocação estão directamente relacionadas com o local de implantação e com o tipo de obra a realizar. Assim, pode ser necessário recorrer a ensecadeiras, plataformas temporárias de trabalho ou ainda pontões flutuantes para a execução dos trabalhos.

Na figura 3.18 são demonstradas algumas situações de obra durante a colocação de perfis metálicos de estacas prancha.

No porto de Cadiz, por exemplo, foi necessário construir uma plataforma temporária de trabalho de solo arenoso para a colocação das cortinas de estacas prancha. Já no porto de Aveiro, as cortinas metálicas foram instaladas directamente em solo seco.



Fig. 3.18 – Esquerda: Colocação de estacas prancha no porto de Cadiz (Arcelor Mittal, 2005); Direita: Colocação de estacas prancha no porto de Aveiro (Arcelor Mittal, 2005).

A colocação de perfis metálicos combinados, figura 3.14, não é tão comum em soluções acostáveis devido à maior dificuldade de cravação no solo. Estes perfis são normalmente utilizados como reforço das cortinas de estacas prancha, sendo cravados com o mesmo tipo de equipamento. Apesar de não ser vulgar, estes perfis podem também ser executadas em solo seco. Nestas situações a sua instalação pode ser realizada com recurso a furações prévias ou, se as condições do solo o permitirem, cravadas utilizando vibro-martelos.

Salienta-se que a utilização de cortinas de estacas pranchas deve estar em conformidade com o Código Europeu EAU 1996 e a Norma Europeia EN 10248 aprovada, onde são enunciadas as especificações técnicas e as tolerâncias relativas à forma e dimensão

As furações no solo para a execução e instalação de estacas será analisada no subcapítulo 3.3.2.1.

3.3.1.2. Casos de Estudo

As estruturas de acostagem construídas com recurso a cortinas de estacas prancha constituem o caso mais frequente na base de dados criada devido à sua utilidade como solução principal ou como complemento a outro tipo de estrutura acostável. Assim, no quadro 3.5 são referenciados apenas alguns exemplos dos casos reunidos na base de dados.

Quadro 3.5 – Estruturas de acostagem não gravíticas em cortinas de estacas prancha.

Cortinas de Estacas Prancha como Solução em Estruturas de Acostagem					
Designação	Porto	País	Tipo de Maré	Categoria de Fundos	Código
Terminal de Contentores Este	Aarhus	Dinamarca	Microtidal	VI	DK-EP
Novo Cais em Prøvestenen	Prøvestenen	Dinamarca	Microtidal	VII	DK-EP
Extensão do Cais	Cadiz	Espanha	Microtidal	VI	ES-EP
Cais do Porto Auxiliar de Anping	Kaohsiung	Taiwan	Microtidal	V	TW-EP
Expansão do Cais Piscatório	General Santos	Filipinas	Microtidal	IV	PH-EP
Expansão do Cais	Havana	Cuba	-	VI	CU-EP
Reabilitação do Cais Norte	Shippagan	Canada	Microtidal	II	CA-EP
Reconstrução do Cais	Ziguinchor	Senegal	Microtidal	III	SN-EP
Estaleiro da PAENAL	Amboim	Angola	Microtidal	V	AO-EP
Estaleiro Náutico	Dubai	E.A	Microtidal	VI	AE-EP
Projecto de Reconstrução	Ziguinchor	Senegal	Microtidal	VI	SN-EP

Na figura 3.19 a) e b) são apresentados dois exemplos presentes na base de dados, referentes ao porto de Prøvestenen na Dinamarca e Ziguinchor no Senegal, respectivamente, onde foram empregues duas soluções de cortinas de estacas em ambos os casos, muito embora as razões que motivaram a sua utilização sejam bastante diferentes.

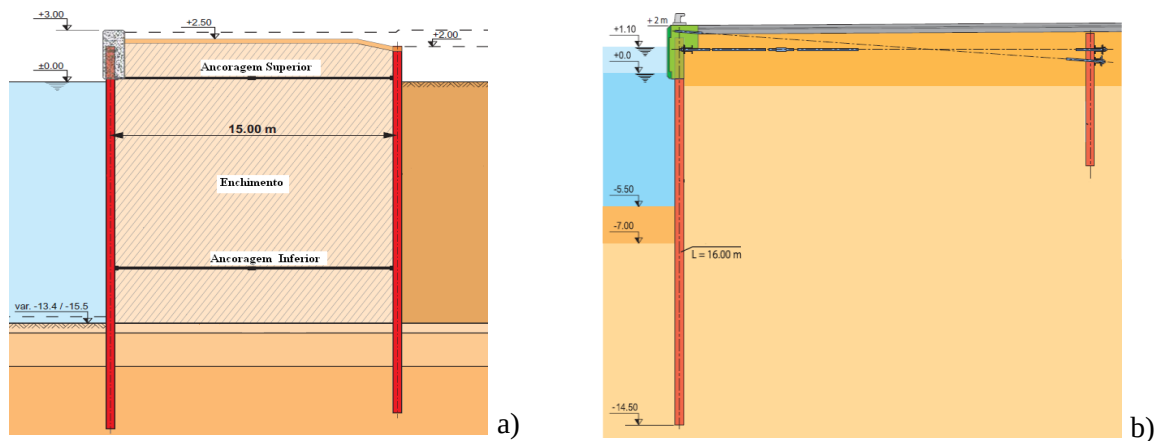


Fig. 3.19 – Estruturas de acostagem construídas com cortinas de estacas prancha (Arcelor Mittal, 2005).

a) Estrutura utilizada no porto de Prøvestenen; b) Estrutura utilizada no porto de Ziguinchor.

A estrutura construída no porto Prøvestenen foi projectada com o objectivo de criar um local isolado onde pudessem ser depositados solos contaminados. Para tal, utilizaram-se cortinas de estacas prancha ligadas entre si através de dois níveis de ancoragens, de modo a criarem uma estrutura estanque que impedisse infiltração dos solos contaminados no mar. Apesar de não ter sido projectada para o efeito, esta estrutura serve também de cais acostável, permitindo descongestionar os portos na proximidade.

O porto de Ziguinchor localiza-se nos bancos aluvionares do rio Casamance e como tal, foi necessário recorrer a uma solução estrutural que se adequasse aos solos sedimentares existentes. Assim, posteriormente à dragagem de uma camada inicial lodosa, utilizaram-se cortinas de estacas prancha com dois níveis de ancoragem ligadas à superestrutura com o objectivo de receber as forças impostas pela acostagem dos navios.

3.3.2. ESTACAS

A utilização de estacas na construção de estruturas de acostagem é bastante frequente devido à grande liberdade e variedade de escolha nos materiais utilizados na sua construção, nomeadamente:

- Madeira;
- Aço;
- Betão armado;
- Misturas, madeira e betão armado ou ainda aço e betão armado.

Apesar de não fazer parte dos objectivos da presente dissertação, será seguidamente realizada uma breve análise aos diferentes materiais utilizados na construção de estacas. É importante salientar que no que toca a estacas metálicas, apenas serão abordadas as estacas cilíndricas. No entanto, poderiam inserir-se também neste ponto outro tipo de perfis metálicos, como as estacas prancha (subcapítulo 3.3.1).

Estacas de Madeira

As estacas em madeira são frequentemente utilizadas na construção de estruturas acostáveis devido ao desgaste mínimo que apresentam quando se encontram submersas, pois não sofrem o ataque dos organismos biológicos responsáveis pela degradação da madeira. Assim, é possível afirmar que enquanto permanecerem submersas, as estacas de madeira têm uma duração praticamente “ilimitada”.

No entanto, grande parte das estruturas de acostagem estão sujeitas a variações da cota de maré e mesmo nas situações de estruturas construídas nas margens dos rios, raras são as ocasiões onde as estacas de madeira se encontram totalmente submersas. Deste modo, existe sempre um local nas estacas sujeito a um maior desgaste imposto pelas variações do nível de água. Este inconveniente é ultrapassado pela facilidade na realização de emendas nos locais de maior desgaste, figura 3.20. Com o comprimento das estacas a variar entre os 5 e os 10 metros, a utilização de emendas é também um modo de aumentar a profundidade de influência das estacas (Constancio, 2004).

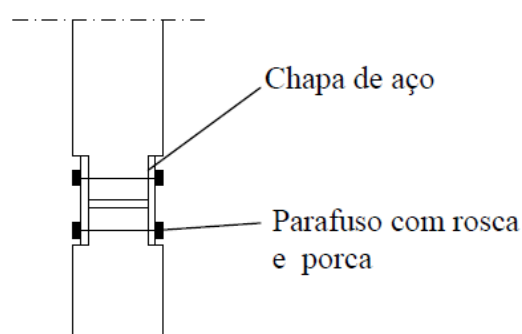


Fig. 3.20 – Esquema tradicional de emendas nas estacas de madeira (Constancio, 2004).

Pese embora a sua utilização seja recorrente, as estacas em madeira apresentam alguns inconvenientes, designadamente limitações nas cargas actantes, não sendo adequadas para estruturas com elevadas solicitações. Outro aspecto importante é o elevado custo que este tipo de estacas pode atingir em certos países, pois nem todos possuem a madeira adequada para a sua construção (a madeira de eucalipto é vulgarmente a mais utilizada). Em Portugal abundam eucaliptos e a grande maioria do aço utilizado na construção de estruturas de acostagem é importado. Assim, dependendo da obra em questão, a utilização de estacas de madeira pode ser uma alternativa com grandes vantagens económicas, limitada a pequenas obras.

Estacas Cilíndricas em Aço

As estacas cilíndricas utilizadas na construção de cais acostáveis podem ser betonadas ou não e cravadas com ponta aberta ou fechada, dependendo das condicionantes exigidas no projecto da estrutura de acostagem.

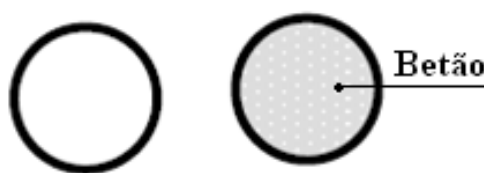


Fig. 3.21 – Estacas cilíndricas em aço (Constancio, 2004).

As estacas metálicas apresentam algumas vantagens relativamente a outros tipos de estacas. Por serem fabricadas em aço, estas não sofrem fissuras e apresentam uma elevada resistência à flexão e compressão. O seu peso é, em comparação com estacas semelhantes de betão armado menor, o que facilita o seu manuseamento nas operações de carga e descarga. Este tipo de estacas necessita de composições específicas de aço e de tratamentos superficiais, para aumentar a durabilidade devido às acções de corrosão.

Um inconveniente deste tipo de solução é o facto de nem todos os países serem produtores de aço, de que é exemplo Portugal que necessita de importar grande parte do aço que utiliza em construções, o que pode implicar custos adicionais e tornar a solução anti-económica.

Estacas em Betão Armado

As estacas em betão armado podem ser fabricadas de dois modos distintos, betonadas *in situ* ou pré-fabricadas. Apesar de aparentemente se tratar da mesma solução, estes dois métodos de fabricação apresentam vantagens e desvantagens diferentes.

As estacas de betão armado pré-fabricadas podem ter secções circulares ou quadradas (desde 235x235 a 400x400 milímetros) e comprimentos entre 6 e 12 metros (Costa Miranda, 2006). O custo deste tipo de estacas é normalmente mais elevado uma vez que a sua cravação nos solos não é, geralmente, uma tarefa de fácil execução, principalmente em solos arenosos compactos (Constancio, 2004). Um outro inconveniente das estacas pré-fabricadas é a limitação da sua secção e comprimento devido ao seu peso próprio que dificulta o seu transporte para o local de obra. Por se tratar de elementos pré-fabricados é exigida uma determinação muito precisa de todas as suas dimensões, uma vez que qualquer erro acarreta um acréscimo de custos na fabricação de novas estacas. No entanto, devido ao processo de fabricação ser realizado em fábrica, o controlo de qualidade do betão é superior ao das estacas betonadas *in situ*.

As estacas betonadas *in situ* apresentam na maioria dos casos, custos mais reduzidos, nomeadamente no transporte de equipamento e na sua execução. Um inconveniente que poderá surgir durante a sua implantação é a mistura do material de escavação com o betão. Este problema pode ser contornado através da utilização de cofragens metálicas recuperáveis ou perdidas.

Apesar das contrapartidas inerentes à utilização de estacas em betão armado, estas oferecem uma boa resistência à compressão, corte e flexão e tal como as estacas de madeira, uma duração praticamente “ilimitada” quando submersas. Assim, a utilização deste género de estacas pode revelar-se uma solução bastante competitiva em países onde os elementos necessários à fabricação de betão são abundantes.

Salienta-se ainda, que no caso das estacas pré-fabricadas é possível, se necessário, realizar emendas, embora não seja uma tarefa de fácil execução. A figura 3.22 apresenta o esquema de emendas realizadas em estacas de betão através do recurso a cintas metálicas soldadas, ancoradas às estacas.

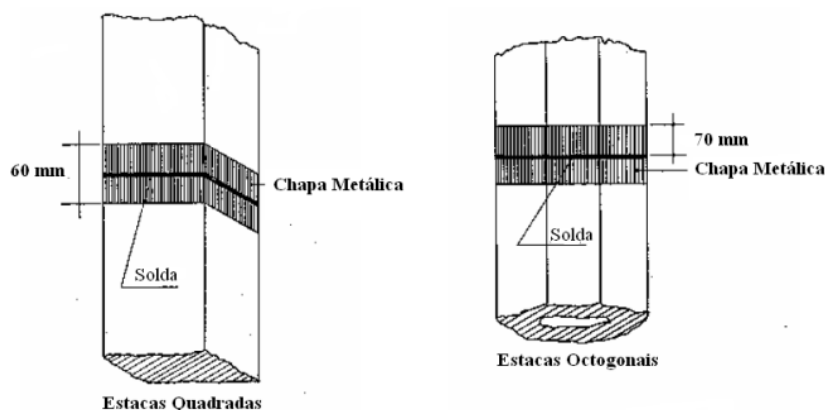


Fig. 3.22 – Exemplos de emendas em estacas de betão pré-fabricadas (Constancio, 2004).

Na construção de estruturas de acostagem as estacas utilizadas, normalmente cilíndricas, são dispostas em filas frequentemente “abertas” à ondulação e ligadas por vigas transversais, constituindo pórticos onde assenta uma plataforma de betão armado, betonada total ou parcialmente *in situ*.

À excepção das estruturas acostáveis flutuantes e de algumas soluções em estacas (“ponte-cais”), as soluções de acostagem implicam a existência de um desnível entre o terrapleno e os fundos, geralmente suportado com a solução de acostagem utilizada. No caso de estruturas em estacas, este desnível é contido através de uma cortina metálica ou em betão armado que poderá estar mais “avançada” ou “recuada” em relação ao paramento de acostagem. Esta parte da estrutura é particularmente importante pois estará sujeita directamente à agitação e, como tal, requer especial atenção de modo a evitar danos estruturais. O projectista tem aqui um papel fundamental, não só na escolha da opção estrutural a utilizar mas também na análise das condicionantes que se impõe em cada obra e que determinam o tipo de estacas a utilizar.

As estacas podem ser classificadas quanto à sua forma de trabalho, isto é, o modo como a sua resistência é mobilizada através das acções a que estão sujeitas. Seguidamente são apresentados os tipos de estacas utilizados:

- **Estaca de ponta** – A capacidade resistente da estaca é mobilizada através do apoio directo da ponta da estaca numa camada resistente do solo.
- **Estaca de atrito** – A capacidade de carga da estaca é provocada pelo atrito lateral existente entre a estaca e o solo adjacente.
- **Estaca Mista** – Este tipo de estaca é uma combinação dos dois tipos de estaca acima apresentados.

O dimensionamento deste tipo de estrutura está relacionado com a distância entre as filas de estacas. Entenda-se que a solução desejável será a configuração mais económica para o conjunto estacas e plataforma. No entanto, a distância entre filas de estacas é fortemente influenciada por dois aspectos fundamentais: as características geotécnicas do solo de fundação onde as estacas serão enterradas e o tipo de acção a que a estrutura estará sujeita, nomeadamente as que estão associadas a carris para guindastes transportadores de carga e outros equipamentos portuários. A figura 3.23 apresenta um modelo comum de um perfil transversal deste género de estrutura.

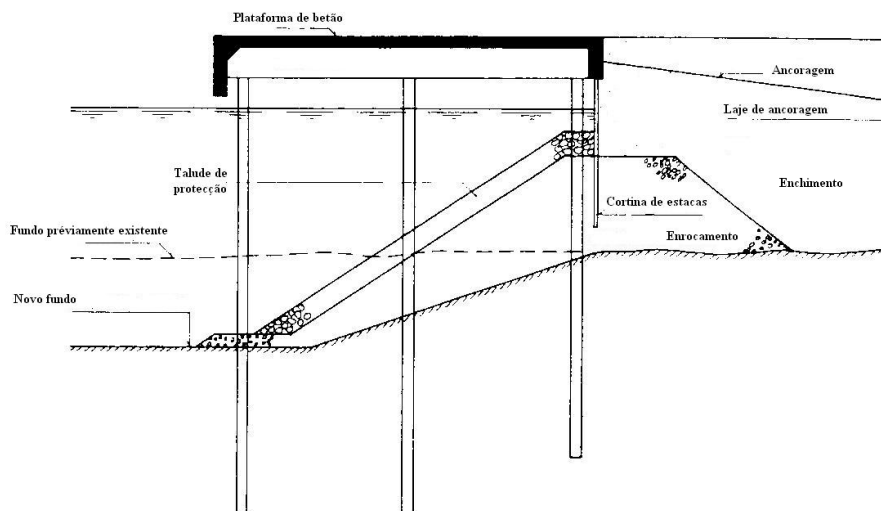


Fig. 3.23 – Modelo estrutural de uma estrutura de acostagem em estacas (Agerschou *et al.*, 2004).

Como em qualquer tipo de solução de acostagem, o local de implantação é também um factor importante na definição das características da estrutura a implementar. Assim, se o cais for construído num local com águas superficiais, as camadas de fundo podem ser utilizadas para escavar o talude de protecção, sendo este posteriormente coberto por uma ou mais camadas de enrocamento que evitam a sua excessiva erosão. Por outro lado, podem ocorrer situações onde a profundidade da água é elevada ou o talude de protecção não pode ser escavado no leito com a inclinação adequada.

Nestes casos, como é visível na figura 3.23, é comum a colocação de um dique de enrocamento que funcionará como um muro de suporte ao enchimento de tardo. De um modo geral, seja por enchimento ou escavação, o talude de protecção deve ser estabelecido previamente à colocação das estacas, com o objectivo de evitar as forças laterais resultantes das movimentações do solo durante a construção do talude de protecção que se mobilizam nas estacas.

Comparativamente com outro tipo de estruturas de acostagem, nomeadamente soluções em cortinas de estacas prancha, as soluções em estacas apresentam, de um modo geral, melhores condições de estabilidade sobretudo devido à ausência do talude de tardo, responsável pela imposição de tensões activas na estrutura (Agerschou *et al.*, 2004). Na figura 3.24 é visível um exemplo do círculo de deslizamento teórico nas soluções estruturais em estacas, enquanto que na figura 3.25 é demonstrado o contributo desfavorável do talude de tardo para a estabilidade estrutural.

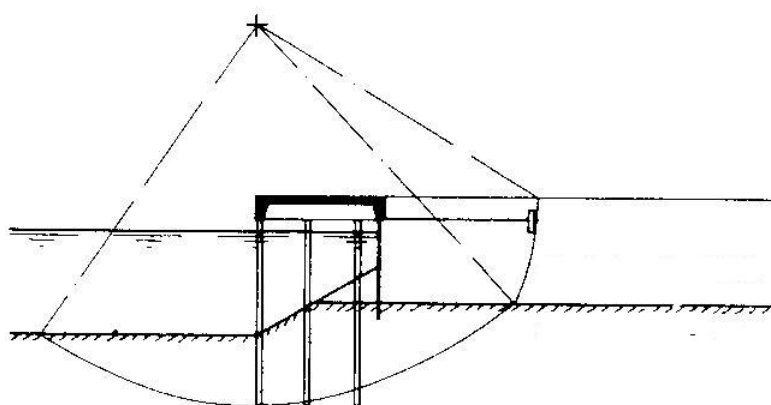


Fig. 3.24 – Modelo do círculo de deslizamento numa estrutura em estacas (Agerschou *et al.*, 2004).

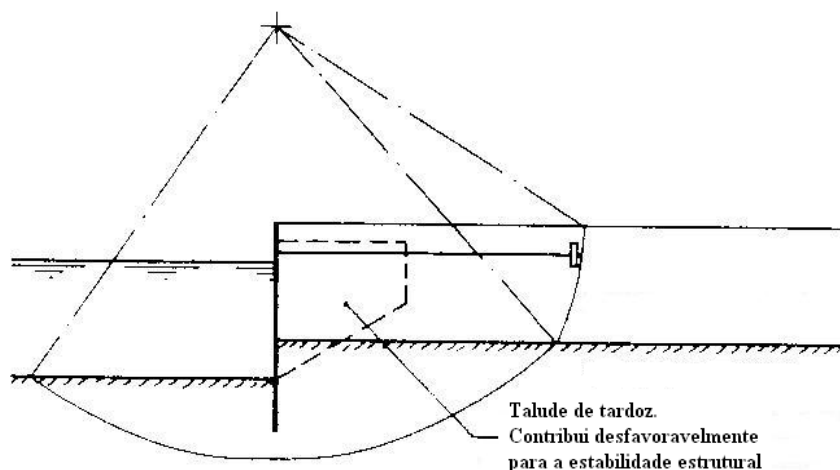


Fig. 3.25 – Modelo do círculo de deslizamento numa estrutura em estacas prancha (Agerschou *et al.*, 2004).

Nas estruturas de acostagem em estacaria, as forças intervenientes são transmitidas e absorvidas de diferentes modos. As cargas verticais suportadas pela plataforma superficial são transmitidas às estacas, enquanto as forças resultantes da acostagem de navios são transmitidas pela plataforma e absorvidas pelo talude de tardoz. Por outro lado, as tensões activas aplicadas pelo talude de tardoz na estrutura, bem como as forças resultantes da amarração de navios são suportadas por ancoragens realizadas na plataforma de betão.

Pelo facto das soluções estacadas estarem abertas à agitação marítima, é normal a utilização de estruturas protectoras que impedem as embarcações de menores dimensões de ficarem presas por baixo da plataforma de betão. Este problema pode ocorrer com mais frequência para situações de baixa-mar, sendo resolvido normalmente com a colocação de defensas mais alongadas verticalmente, figura 3.26, ou com a instalação de duques D’Alba autónomos da estrutura.

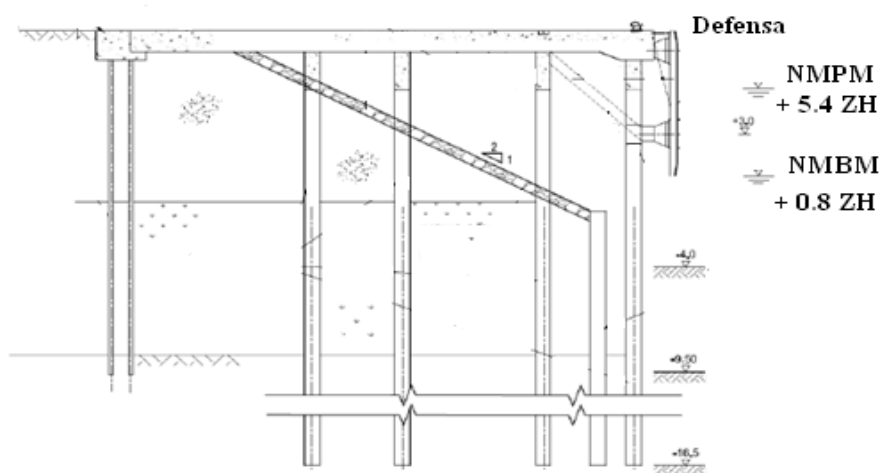


Fig. 3.26 – Estrutura em estacas do cais de Queen, Falmouth (<http://www.falmouthport.co.uk/>).

3.3.2.1. Execução e Colocação de Estacas

A execução e respectiva colocação de estacas no solo são assuntos relativamente complexos, sendo que, na presente dissertação, apenas serão abordados de um modo simplificado. Como foi referido anteriormente, as estruturas de acostagem não gravíticas são normalmente utilizadas em solos aluvionares, os quais não apresentam as melhores propriedades geotécnicas pois permitem grandes assentamentos e deslocamentos nas estruturas. No entanto, este tipo de solo não apresenta grande resistência à sua penetração e a abertura de valas para a colocação de estacas é também realizada com alguma facilidade.

Estacas Betonadas *In Situ*

A escavação das valas para a colocação das estacas pode ser realizada por diversas técnicas embora na presente dissertação apenas será analisada, a título de exemplo, a técnica aplicada na construção da doca nº4 do porto de Leixões, caracterizada pela utilização de uma máquina *Benoto* na furação das camadas lodosas e de um sistema *roller-bits* para as fundações graníticas. O processo de execução e colocação das estacas abaixo descrito é baseado no relatório das Construções Técnicas realizado pelo empreiteiro da obra presente nas Estruturas de Acostagem e Amarração (Veloso Gomes, 1998) e consiste na execução de estacas com *tubo moldador recuperado* (TMR) e *fluido de contenção*.

De um modo resumido as fases de execução das estacas para o caso em estudo, são:

- Implantação;
- Deslocação e posicionamento da máquina *Benoto*;
- Furação das camadas aluvionares;
- Montagem da mesa rotativa (sistema “roller-bits”);
- Montagem da ferramenta de corte;
- Desmontagem da mesa rotativa;
- Lavagem e enchimento das furações com água potável;
- Colocação das armaduras;
- Betonagem e cura;
- Demolição da cabeça das estacas (saneamento).

Os trabalhos iniciam-se com a abertura das valas nas camadas aluvionares, executadas com auxílio de uma máquina *Benoto*. A escavação e extracção do terreno é realizada com um *hammer grab*, um equipamento utilizado em obras de escavação caracterizado por uma maxila metálica de grandes dimensões que permite movimentar grandes quantidades de terreno. Os limites da vala são fixados por um tubo com 1.10 metros de diâmetro interno, constituído por segmentos de 6 metros de comprimento. Estes segmentos, ligados entre si por tranquetas, são comprimidos contra o terreno por um sistema hidráulico da máquina *Benoto* que, simultaneamente, transmite pequenos movimentos de rotação nos dois sentidos. No primeiro segmento do tubo está presente um endentado com o objectivo de auxiliar a penetração no terreno. Terminada a escavação nas camadas aluvionares, prossegue-se a cravação do tubo cerca de 0.5 metros a fim de impedir a entrada de lodo no interior do furo realizada.

Após a furação nas camadas lodosas, iniciam-se os trabalhos de furação nos granitos. Aqui, o furo tem apenas 1 metro de diâmetro interno e não é entubado, uma vez que o terreno das paredes laterais do furo não corre o risco de desabar, dando lugar a vazios que complicariam a betonagem.

A escavação nos granitos é realizada por uma broca com vários roletes trituradores, ligada por uma vara mestra e várias varas ocas a uma mesa rotativa que a faz girar. As varas ocas são utilizadas para conferir peso à broca, comprimindo-a contra o terreno. Ao longo da furação são colocados *skis* de guiamento cuja função é manter alinhados os eixos da broca e do tubo.

Durante a furação dos granitos mantêm-se um fornecimento constante de água no interior da coluna. Após a entrada no interior da vala, a água auxilia na desagregação dos granitos à medida que percorre a furação por gravidade, sendo depois retirada por aspiração pelo interior das varas e arrastando consigo o material triturado. Na obra realizada no porto de Leixões, o fornecimento de água era garantido por bombagem no rio Leça, não existindo necessidade de reciclar a água utilizada.

Para se determinar quando se atingem os granitos sãos, a entidade fiscalizadora realiza localmente ensaios ao material triturado retirado da furação. Estes ensaios permitem controlar o processo de furação à medida que a broca trituradora se aproxima da rocha sã, diminuindo também a velocidade de penetração. Para corroborar o processo utilizado realizam-se ensaios de carga *in situ* em furos já concluídos. Nestes ensaios, o granito onde as estacas assentariam é submetido a tensões de compressão até três vezes superiores às tensões de serviço ($3 \times 60 = 180 \text{ Kgf/cm}^2$ no caso em análise) verificando-se se ocorre a rotura do solo. No caso do ensaio não ser satisfatório a furação prossegue até serem atingidos granitos de melhor qualidade.

Concluído o processo de furação, o furo é lavado e cheio com água potável procedendo-se à colocação de armaduras.

Após a colocação das armaduras, é necessário proceder ao desentubamento e respectiva betonagem das estacas. No caso em análise, este processo foi realizado com auxílio de uma grua *Nick-Pennine*, à qual foi acoplado um sistema de arrancamento de tubos. A betonagem foi realizada através de um tubo alimentador tipo *tremie* que atravessa toda a furação até à camada de granito são. O betão é então despejado em baldes com cerca de 500 litros de capacidade num funil montado na boca da furação.

A primeira remessa de betão empurra um tampão ou “rolhão” ao longo da coluna que controla a sua queda, permitindo que o processo de betonagem se realize de forma contínua, sem a ocorrência de “vazios” e impedindo que este entre em contacto com a água durante o processo de descida. À medida que a betonagem vai decorrendo, a água vai sendo expulsa pela entrada da coluna dando lugar ao betão. Assim, o único betão que entra em contacto com a água é o do primeiro balde, que ao atingir a superfície, arrasta consigo detritos eventualmente existentes no interior da furação, concluindo o processo de betonagem.

Durante o processo de betonagem vão sendo retirados segmentos dos tubos de entivação, sendo aconselhável que a superfície de betão ande cerca de 3 metros acima da zona já desentubada a fim de evitar o estrangulamento dessas secções.

Nas figuras 3.27 e 3.28 são apresentadas de um modo simplificado algumas das fases do processo de furação do solo, bem como de betonagem das estacas, onde é visível a introdução do “rolhão” ou tampão no controlo da queda de betão. Na figura 3.28 é visível um esquema do tubo alimentador do tipo *tremie*.

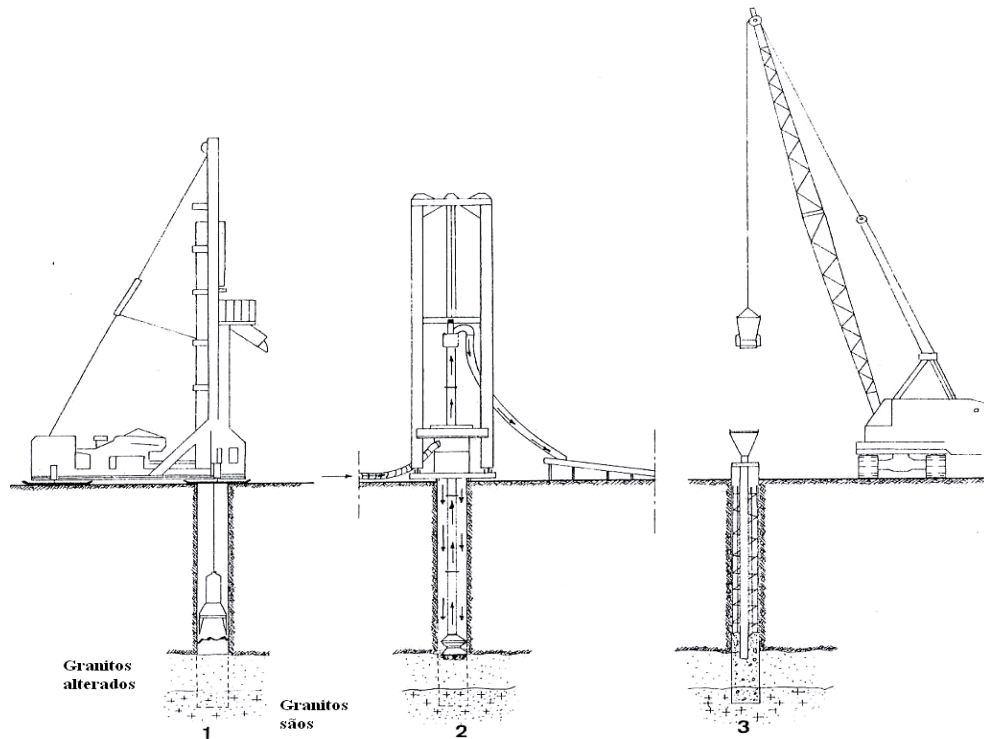


Fig. 3.27 – Processo de furação no solo para implantação de estacas (Veloso Gomes, 1998).

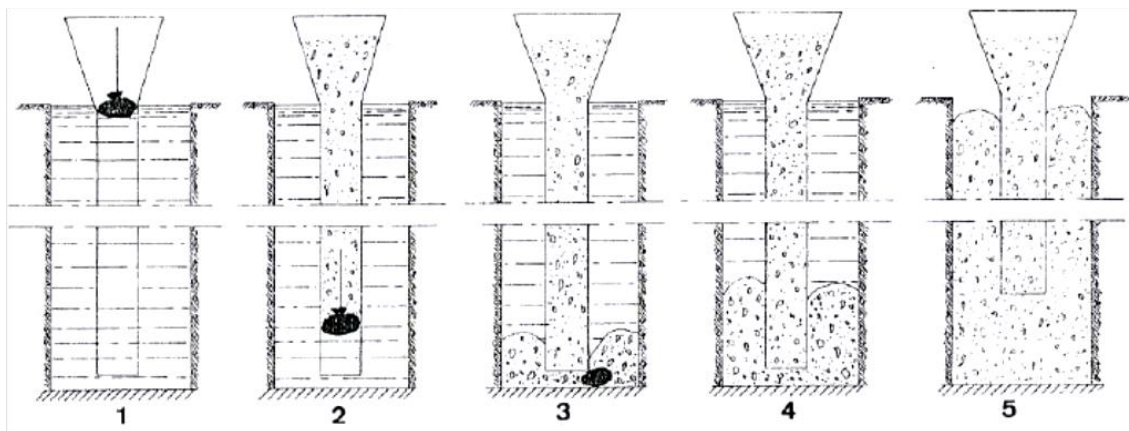


Fig. 3.28 – Processo de betonagem em furações de estacas. Esquema do tubo alimentador tipo tremie (Veloso Gomes, 1998).

Embora o processo e o equipamento descritos sejam referentes a uma dada obra e método específico, podem ser utilizados outros procedimentos, ainda que semelhantes, noutros casos de estacas betonadas. Um dos processos possíveis é o do *tubo moldador perdido*, idêntico ao TMR a nível de material e de processo de execução. No entanto, ao contrário do que acontece no TMR, o tubo moldador não é retirado após a fase de betonagem, servindo de parede permanente da estaca. Este processo utiliza-se normalmente em solos muito arenosos e argilosos de modo a garantir uma boa homogeneização do betão aquando da betonagem. A espessura da parede das estacas está relacionada com o seu diâmetro e com a necessidade destas resistirem ao processo de cravação (Costa Miranda, 2006).

Salienta-se, também, que por vezes o material utilizado para enchimento da furação, *fluido de contenção*, previamente à betonagem, é a bentonite ou um produto sintético da família dos polímeros. Este material, tal como a água, é de menor densidade que o betão, comportando-se de modo análogo durante a fase de desentubamento. No entanto, em Portugal este material não é produzido e a sua utilização em obra acarreta os custos da sua importação. Uma abordagem mais detalhada deste material será realizada no subcapítulo 3.3.4.2.

Estacas de Madeira

A colocação de estacas de madeira é realizada sem recurso a furações prévias. Estas são cravadas no solo a partir da superfície do terreno através da aplicação de um impulso, normalmente dinâmico, na cabeça da estaca. Na figura 3.29 é visível o esquema de protecção típico utilizado no processo de cravação das estacas. As estacas recebem na extremidade inferior uma ponteira metálica para protecção da ponta ao mesmo tempo que auxilia a penetração. Na extremidade superior é aplicado provisoriamente um anel metálico, para evitar a degradação da estaca aquando da aplicação dos impulsos conferidos pelo equipamento de cravação.

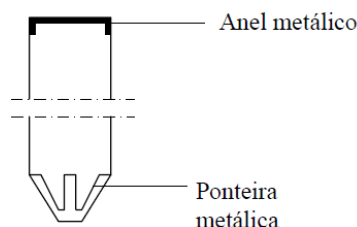


Fig. 3.29 – Esquema de protecção utilizado na cravação de estacas de madeira (Constancio, 2004).

Estacas de Betão Pré-Fabricadas

Tal como as estacas de madeira, as estacas de betão armado pré-fabricadas são cravadas no solo com auxílio de um martelo de cravação ou pilão, que funciona por gravidade ou mecanicamente. De modo análogo, é aplicada na extremidade inferior da primeira secção da estaca a ser cravada, uma ponteira metálica para protecção e na cabeça da estaca uma protecção de forma a esta não ser danificada pelo impacto do martelo de cravação. O equipamento utilizado para a cravação das estacas é basicamente uma máquina de rastros com torre vertical provida de guias laterais onde encaixam as secções das estacas. Depois de posicionada uma secção da estaca, é accionado o martelo de cravação com peso a variar entre as 4 e 6 toneladas. À medida que umas secções da estaca vão sendo enterradas, outras secções da estaca vão sendo adicionadas até a primeira secção atingir solo rígido. O processo termina quando um determinado número de pancadas não provocar alterações na cota da estaca (Costa Miranda, 2006).

Como foi referido anteriormente, pelo facto de se tratar de elementos pré-fabricados, não é conhecida rigorosamente a cota final. Por essa razão, parte da última secção da estaca a ser cravada poderá ficar de fora. Se tal acontecer é necessário proceder ao seu saneamento, isto é, a eliminação da cabeça da estaca com vista a levar a estaca à cota desejada. Existem vários métodos para proceder a esta operação como o método de diagrfiasónicas “Cross-Hole”, método sónico de eco “Stress-Wave”, sistema “RECÉPIEUX” (patenteado em Portugal pela QGM) ou ainda o processo tradicional, realizado manualmente. No entanto, o processo de saneamento não será analisado na presente dissertação.

Na figura 3.30 é apresentado o processo de ligação entre as diferentes secções das estacas de betão pré-fabricadas.



Fig. 3.30 – Ligação entre os elementos das estacas de betão armado pré-fabricadas (Costa Miranda, 2006).

Estacas Metálicas Cilíndricas

O processo de execução deste tipo de estacas é semelhante à colocação de perfis metálicos de estacas prancha. Estas são cravadas no solo com ajuda de um vibro-martelo que através de movimentos vibratórios e o auxílio do peso do conjunto vai “empurrando” as estacas até próximo da profundidade desejada. Os últimos metros de cravação das estacas são normalmente realizados recorrendo a um martelo hidráulico que, por gravidade, “martela” a estaca, concluindo o processo de cravação.

O primeiro troço das estacas é suportado pelo vibro-martelo preso a uma grua colocada em terra ou, quando assim não é possível, numa plataforma flutuante ou batelão. É frequente a colocação de um nível nas faces do primeiro troço da estaca para assegurar a verticalidade do processo de cravação. Após a cravação do primeiro troço, procede-se à instalação do segundo troço e assim sucessivamente até se atingirem as cotas definidas no projecto. A ligação entre os diferentes troços é feita assim que um troço está completamente enterrado no solo. Estes são soldados topo a topo com um cordão com cerca de 2 centímetros a toda a volta das estacas de modo a assegurar a união dos troços e a sua resistência as forças vibratórias do processo de cravação.

Após a cravação das estacas procede-se à remoção do solo. Esta tarefa pode também ser realizada à medida que se vão acrescentando os diferentes troços das estacas, facilitando com isso o processo de cravação uma vez que o atrito provocado pelo solo no interior do tubo deixa de existir. No entanto, este processo exigiria mais equipamento e espaço. A remoção dos solos do interior das estacas pode ser executada utilizando um trado (parafuso de Arquimedes) que através de movimentos de rotação remove o solo rapidamente. É possível utilizar igualmente um balde de maxilas ligado a uma grua, um processo mais económico mas também mais moroso.

Depois do processo de remoção do solo torna-se necessário bombear a água que possa existir no interior das estacas. Após esse procedimento é então possível passar à fase da betonagem das estacas, se o projecto assim o exigir.

Na figura 3.31, é visível a fase de cravação das estacas no terminal petrolífero nº2 do porto de Fujairah nos Emirados Árabes Unidos, bem como o vibro-martelo utilizado o processo de cravação.



Fig. 3.31 – Esquerda: Colocação de estacas (<http://www.esccpile.com>); Direita: Exemplo de vibro-martelo utilizado na cravação de estacas (Costa Miranda, 2006).

Na construção de estruturas de acostagem em estacas, nomeadamente estacas betonadas *in situ* é necessário ter atenção a algumas situações de modo a assegurar a sua correcta execução e evitar potenciais custos adicionais. Assim, segundo Sousa *et al.*, (2006) até à conclusão da execução das estacas deve-se ter em consideração:

- Verificar a verticalidade das furações a executar;
- Analisar e estudar o comportamento do solos durante o processo de cravação e/ou furação;
- Assegurar a correcta ligação entre os troços das estacas, dos TMR e TMP;
- Previamente à betonagem assegurar a limpeza do interior do furo ou das estacas;
- Assegurar sempre uma boa fluidez de betão e garantir que durante o processo de betonagem o betão é colocado de forma gradual;
- Assegurar um bom fornecimento de betão de modo a que o betão aplicado não ganhe presa;
- No caso de estacas em betão armado betonadas *in situ* verificar solidarização entre os diferentes tramos de armaduras;
- No caso de estacas em betão armado betonadas *in situ*, colocar as armaduras de forma lenta;
- No caso de estacas em betão armado betonadas *in situ* com recurso a TMR, após a colocação dos primeiros metros cúbicos de betão assegurar que os tubos estão soltos para não arrastarem consigo armaduras quando removidos;
- Na mesma situação, garantir a remoção de um segmento do tubo sempre que a coluna de betão seja superior ao seu comprimento.

Nas estacas em betão armado betonadas *in situ* é frequente durante a fase de remoção dos tubos, TMR, ou durante o processo de betonagem, as armaduras sofrerem desvios ou até mesmo desmontarem-se pelas pontas de soldadura. Por vezes, tenta-se reajustar a armadura elevando-a através de correntes ligadas a uma grua. No entanto, como normalmente as estacas são formadas por troços, a tentativa de remover a armadura acaba por agravar a situação desligando os vários tramos de armadura pelo ponto de amarração das armaduras longitudinais e ficando parte da armadura no interior da furação.

Quando tal ocorre e o reposicionamento da armadura não é possível, deve-se limpar o mais rapidamente possível o interior da furação removendo toda a armadura e betão, utilizando para tal um trado ou ganchos apropriados para estas situações.

No entanto, nem sempre é possível limpar completamente o furo para se proceder a uma nova colocação de armaduras e nova betonagem. Nestas situações cabe ao projectista redimensionar uma nova solução, que na grande maioria dos casos resulta no aterro do furo realizado e na construção de uma ou mais estacas de substituição. Assim sendo, uma correcta avaliação de cada situação está também relacionada com a experiência obtida em obra do projectista e restantes intervenientes.

Os métodos utilizados dependem em grande parte do tipo de solo onde a construção da estrutura acostável será realizada. Deste modo, muito embora grande parte das estruturas em estacas sejam utilizadas em solos aluvionares, poderão surgir algumas alterações nos processos de construção e equipamentos aqui apresentados.

3.3.2.2. Casos de Estudo

No quadro 3.6 são apresentados os casos de estruturas gravíticas em estacas disponíveis na base de dados em anexo.

Quadro 3.6 – Estruturas de acostagem não gravíticas em estacas.

Estacas					
Designação	Porto	País	Tipo de Maré	Categoria de Fundos	Código
Cais Nº2	Portland	E.U.A	Mesotidal	VI	US-EMET
Doca de Produtos Líquidos	Taft	E.U.A	Fluvial	V	US-EMET
Cais Nº17	Castle Island - Boston	E.U.A	Mesotidal	V	US-EMAD
Cais Sul do N.I.T	Norfolk	E.U.A	Fluvial	VII	US-EB
Terminal de Army Street	São Francisco	E.U.A	Microtidal	VI	US-EB
Expansão do Cais de Acostagem	Wilmington	E.U.A	Fluvial	V	US-EB
Terminal de Contentores	Stockton	E.U.A	Fluvial	IV	US-EB
Cais de Acostagem Nº1	Middlesbrough	U.K	Macrotidal	-	UK-EB

Nas figuras seguintes, 3.32 e 3.33, são apresentados dois exemplos de estruturas estacadas presentes na base de dados.

A figura 3.22 é referente a um cais construído no rio Mississípi para a movimentação de graneis líquidos. A estrutura é constituída por uma doca fixa e por docas auxiliares flutuantes que permitem deslocamentos laterais. A utilização desta solução deve-se, não só às características sedimentares do solo de fundação, mas também ao grande caudal do rio, responsável por uma variação do nível de água que pode atingir até 6 metros.

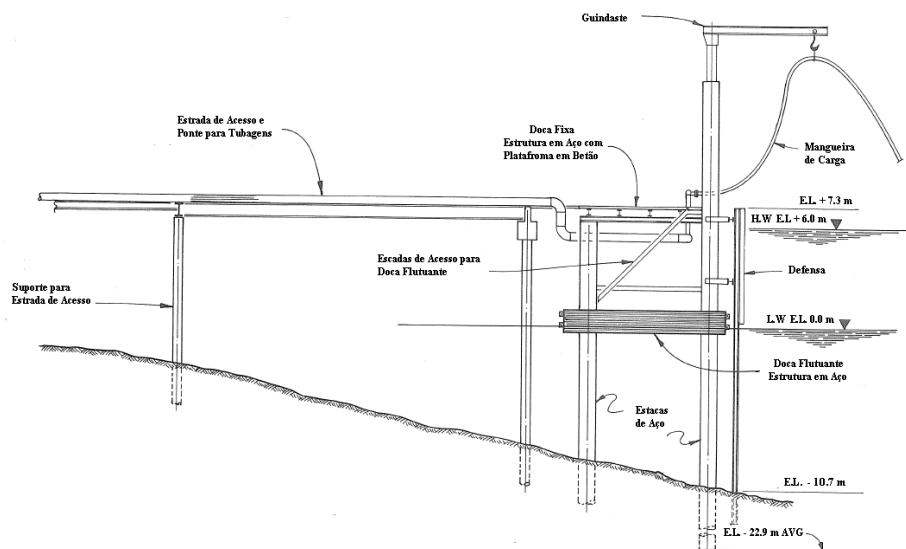


Fig. 3.22 – Estrutura estacada construída nas margens do rio Mississípi em Taft (Port Structure Costs, 1974).

Na figura 3.33 é apresentada uma plataforma petrolífera construída ao largo da costa da cidade de Portland. A estrutura foi fundada num solo arenoso com fundos à cota -14.6 metros (ZH), justificando a utilização de uma solução em estacas metálicas.

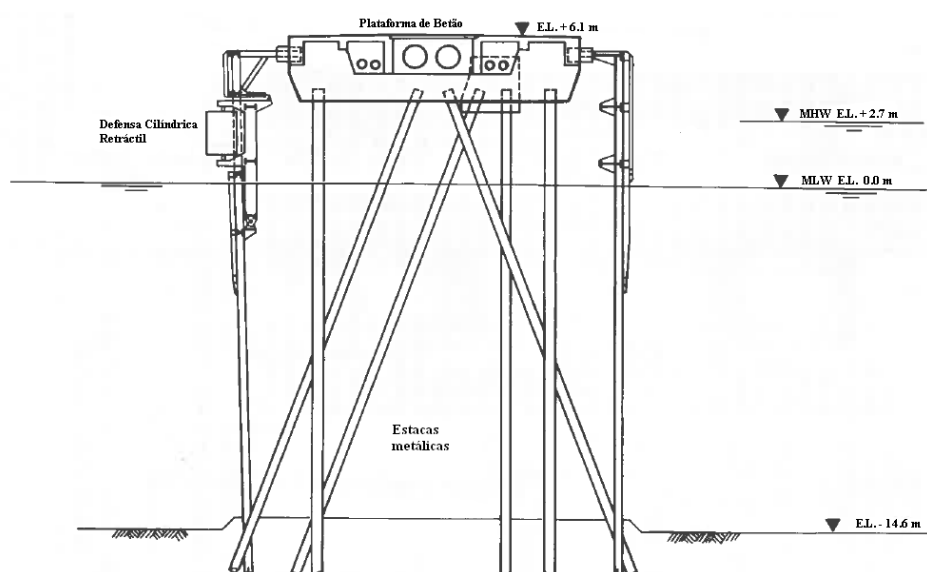


Fig. 3.33 – Estrutura estacada construída ao largo da costa da cidade de Portland (Port Structure Costs, 1974).

3.3.3. CAIS TIPO “DINAMARQUÊS”

Este tipo de estrutura de acostagem está associado a uma solução particular em estacas, podendo ser entendida como uma variante das estruturas não gravíticas em estacas.

Podem ocorrer situações em que o solo do terrapleno de tardo apresenta propriedades inadequadas à utilização de uma solução tradicional em cortinas de estacas prancha e ancoragens. Nestas ocasiões, onde problemas como o surgimento de grandes assentamentos ou impulsos activos demasiado elevados podem dificultar a utilização de cortinas metálicas, a construção de uma plataforma de alívio em betão pode ser uma alternativa viável.

Esta solução é caracterizada pela utilização de estacas inclinadas que actuam como ancoragens, absorvendo grande parte dos esforços actuantes, nomeadamente as tensões activas do solo, as forças de acostagem e amarração, bem como o peso estrutural, o peso do solo acima da plataforma de alívio e as cargas aplicadas superficialmente.

A utilização desta solução de acostagem permite que parte do peso dos solos adjacentes seja transmitido directamente para as estacas existentes na parte traseira da cortina de estacas e destes para a camada de fundação, especialmente se as sobrecargas aplicadas forem elevadas. Deste modo, as pressões aplicadas pelo solo serão menores e a cortina de estacas será aliviada.

Na figura 3.34 são apresentados os dois modelos mais comuns na construção deste tipo de estrutura. No modelo à esquerda os solos estão confinados por uma cortina, enquanto que no segundo caso, à direita, os solos apresentam um talude que se desenvolve a partir da zona intermédia da cortina, o que reduz os impulsos activos. Note-se que nesta última situação, as pressões exercidas pelo solo a tardo na cortina de estacas são menores uma vez que a porção de solo em contacto com a parede é inferior.

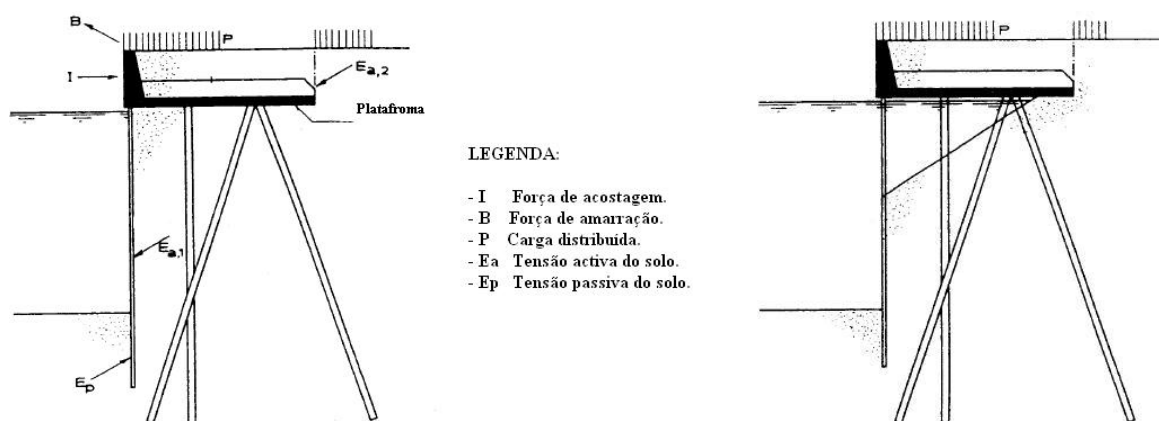


Fig. 3.34 – Possíveis modelos de estruturas não gravíticas com plataforma de alívio (Agerschou *et al.*, 2004).

Realça-se que as razões que podem levar à utilização desta solução não são apenas de carácter geotécnico. O recurso a este género de estrutura pode também ser motivado por razões económicas, justificadas pela economia de aço na estrutura e aumento da quantidade de betão utilizado.

As estruturas tipo cais “dinamarquês” são executadas utilizando os processos de construção das cortinas de estacas prancha e das soluções em estacas. Por esta razão, o seu processo construtivo não será alvo de análise na presente dissertação.

3.3.3.1. Casos de Estudo

No quadro 3.7 são apresentados os casos de estudo reunidos na base de dados, referentes às estruturas tipo cais “Dinamarquês”.

Quadro 3.7 – Estruturas de acostagem não gravíticas em cais tipo “Dinamarquês”.

Cais tipo “Dinamarquês”					
Designação	Porto	País	Tipo de Maré	Categoria de Fundos	Código
Cais Nº65 e 66	Kaoshiung	Taiwan	Microtidal	VI	TW – CD
Expansão do Cais	Mersin	Turquia	Microtidal	VI	TR – CD
Terminal de Altenwerder	Hamburgo	Alemanha	Mesotidal	VII	GE – CD
Doca Nº2 Sul	Leixões	Portugal	Mesotidal	V	PT – CD
Doca Nº4 Norte	Leixões	Portugal	Mesotidal	VI	PT – CD
Doca Nº4 Sul e Nascente	Leixões	Portugal	Mesotidal	VI	PT – CD

Na figura 3.35 é ilustrado um exemplo de uma estrutura tipo “cais dinamarquês” executada na doca nº4 norte do terminal de graneis sólidos agro-alimentares do porto Leixões. É bem visível a plataforma de alívio assente em estacas verticais e inclinadas bem como o talude que se desenvolve a partir da zona intermédia da cortina.

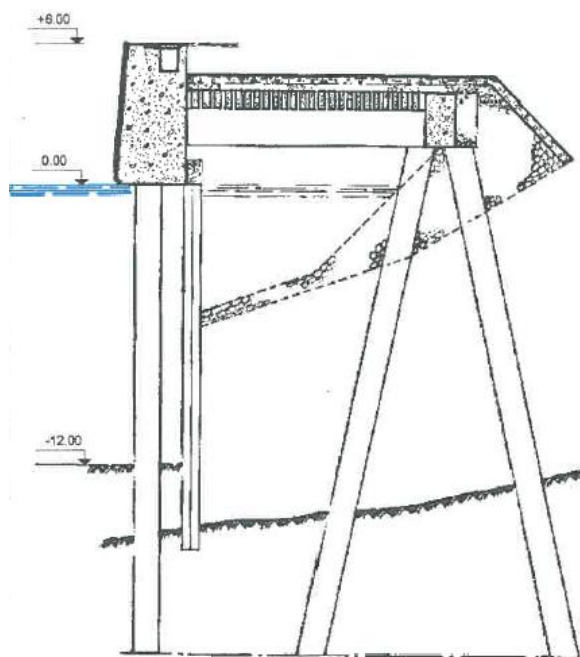


Fig. 3.35 – Doca nº4 norte do porto de Leixões, Portugal (APDL, 2010).

3.3.4. PAREDES DE BETÃO MOLDADAS NO SOLO

A utilização de paredes moldadas é também uma solução susceptível de ser aplicada na construção de estruturas acostáveis, embora não seja muito recorrente. As paredes moldadas são elementos estruturais em betão armado, construídas *in situ* através da escavação no solo de valas profundas e alargadas sem necessidade da utilização de sistemas de entivação. Estas paredes, também designadas por cortinas, são construídas antes da escavação do terreno que irá ser ocupado pelo plano de água, em secções justapostas de painéis sucessivos. Ainda que o uso de paredes plásticas seja possível na construção de cais acostáveis, estas são normalmente utilizadas em obra para a contenção de terrenos ou impermeabilização de secções.

Apesar de se tratar de uma solução em betão armado, este tipo de estrutura não se enquadra nas soluções gravíticas uma vez que se tratam de elementos com um peso próprio relativamente baixo. Assim, a estabilidade das paredes plásticas é geralmente assegurada através da utilização de ancoragens que ligam a estrutura ao solo de tardoz.

A utilização das paredes moldadas como solução estrutural para cais acostáveis de grandes embarcações revela-se pouco vantajosa, uma vez que navios de grande porte implicam grandes calados que por sua vez requerem fundos de serviço a grandes profundidades. Deste modo, é necessário avaliar as pressões e forças envolvidas, nomeadamente a pressão exercida pelo terrapleno adjacente e pela coluna de água e as forças de acostagem e amarração dos navios, para determinar se uma solução em paredes de betão moldadas no solo é antieconómica em comparação com outras alternativas.

3.3.4.1. Execução de Paredes Moldadas

Quando construídas em terrenos moles, como os solos aluvionares de rios e estuários, a construção de paredes plásticas é realizada utilizando um *fluido de contenção*, sendo vulgarmente utilizadas lamas bentoníticas.

A bentonite é inserida nas valas à medida que a escavação vai avançando, permanecendo no seu interior durante as fases de colocação de armaduras e betonagem. Como foi referido anteriormente no subcapítulo 3.3.2.1, a bentonite apresenta um peso volúmico inferior ao do betão. Assim, tal como aconteceu nas estacas de betão armado betonadas *in situ*, à medida que se vai procedendo à betonagem, a bentonite vai sendo expulsa da escavação e guardada para ser reaproveitada novamente, pois trata-se de um material dispendioso.

Segundo Sousa *et al.*, (2006), é possível esquematizar as diferentes fases de execução que caracterizam a construção de paredes moldadas. São elas:

- Construção de muros-guia;
- Escavação das valas e utilização, se necessário, de lamas de sustentação;
- Colocação das juntas de cofragem entre os painéis;
- Colocação de armaduras;
- Betonagem dos painéis;
- Remoção das juntas de cofragem;
- Demolição dos muros-guia e do topo superior dos painéis;
- Execução da viga de encabeçamento dos painéis – superestrutura.

Ainda que as operações acima apresentadas possam ser entendidas como um guia geral para a construção de paredes moldadas, cada obra deve ser analisada como um caso diferente, podendo apresentar variantes nas fases de execução acima resumidas.

Na figura 3.36 é apresentado um esquema das principais fases/operações envolvidas na construção de paredes moldadas.

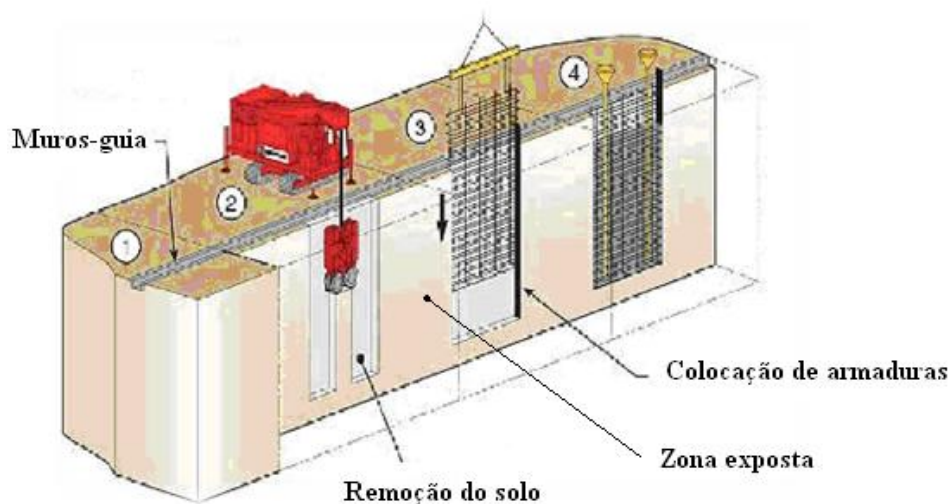


Fig. 3.36 – Principais operações inerentes à construção de paredes moldadas (Sousa *et al.*, 2006).

Muros-Guia

Os muros-guia têm como principal função garantir o alinhamento da parede plástica em planta, servindo de linha de orientação do equipamento de escavação. Para tal, torna-se essencial estudar a planta de implantação da parede de modo a definir o eixo e as cotas de nível necessários à sua execução. Os muros-guia servem também como canal de condução das lamas de sustentação (bentonite) que à medida que se procede com a escavação, começam a ficar suspensas na superfície.

Estes elementos ficam afastados entre si a uma distância equivalente à espessura da parede plástica a ser construída e devem ter altura suficiente para que as flutuações no nível das lamas de sustentação não provoquem o seu transbordo.

Utilização e Recuperação das Lamas de Sustentação

Inerente à utilização de lamas de sustentação está a realização de ensaios laboratoriais com objectivo de definir qual o tipo de bentonite a ser empregue em cada obra. Este material é utilizado com o principal objectivo de conter a escavação durante a colocação de armaduras e betonagem. No entanto, o material deve ainda permitir:

- Ser facilmente bombeado;
- A suspensão dos detritos da escavação, impedindo que estes fiquem depositados no fundo da escavação;
- Uma fácil e total substituição pelo betão;
- A fácil separação dos detritos da escavação de forma a possibilitar a sua reutilização.

Por vezes torna-se necessário utilizar uma bentonite mais densa de modo a assegurar que a grande maioria dos detritos da escavação fiquem suspensos. Contudo, a utilização deste tipo de bentonite acarreta dificuldades na sua bombagem. Deste modo, tratando-se de um material reutilizável ao longo da execução das paredes moldadas, é também essencial um bom sistema de recuperação e separação das lamas. A recolha das lamas bentoníticas é realizada através de uma bomba para um reservatório, onde se procede à sua separação dos sedimentos provenientes da escavação por peneiração, sedimentação ou outros processos.

Na figura 3.37 é possível observar o equipamento utilizado na produção e bombagem da bentonite.



Fig. 3.37 – Equipamento de produção das lamas de sustentação (Sousa *et al.*, 2006).

Escavação

Após a construção dos muros-guia e da implantação do sistema de alimentação e recuperação das lamas bentoníticas, procede-se à fase de escavação. Com equipamento adequado, isto é, dimensionado para ser eficiente e robusto, são escavadas valas limitadas pelos muros-guia e com profundidade igual à desejada para a parede moldada.

A vala aberta tem de assegurar a fácil colocação de armaduras no seu interior pelo que a espessura da pá escavadora utilizada não é em regra inferior a 0.5 metros. Os valores mais utilizados na construção de paredes moldadas estão normalmente compreendidos entre os 0.6 e 0.8 metros e o comprimento da pá escavadora não deve ser superior a 2.5 metros. Apesar de estes valores serem apenas indicativos, valores superiores tornam o equipamento pesado e difícil de manusear, complicando a realização das tarefas. Na figura 3.38 ilustra-se um exemplo de uma pá escavadora.



Fig. 3.38 – Pá escavadora utilizada na escavação de valas (Sousa *et al.*, 2006).

Colocação de Armaduras

De um modo geral, a armadura a ser colocada nas valas é preparada em estaleiro de acordo com as especificações determinadas nos cálculos de dimensionamento. As armaduras são suspensas na vertical com auxílio de uma grua e colocadas no interior da vala com a ajuda dos trabalhadores. A colocação de armaduras é realizada após o total enchimento das valas com as lamas bentoníticas de modo a evitar qualquer tipo de derrocada na escavação.

No caso de paredes moldadas ancoradas é necessário ter em consideração a colocação de reforços nas armaduras junto às zonas onde ficaram as cabeças das futuras ancoragens, pois serão pontos de concentração de tensões.

Betonagem

A fase de betonagem dos painéis é realizada após a colocação das armaduras no interior das valas com auxílio de um tubo alimentador tipo *tremie*. O betão é lançado da betoneira para estes tubos, preenchendo o interior das valas. À medida que se prossegue com a betonagem, a bentonite, até esta fase presente no interior dos “painéis” escavados, vai sendo expulsa do seu interior dando lugar ao betão. Uma vez que as lamas bentoníticas são reutilizadas para outros painéis e para evitar que haja a sua concentração à superfície, estas são bombeadas para um reservatório onde serão posteriormente filtradas.

O betão a ser utilizado deve possuir para além de características adequadas a um betão estrutural, uma boa consistência de modo a substituir facilmente as lamas bentoníticas. Por outro lado, em paredes com elevada concentração de armaduras, nomeadamente em paredes com ancoragens onde existem vários pontos críticos, torna-se importante um bom escoamento do betão de modo a preencher todos os vazios. Salienta-se que na betonagem de um painel, todo o betão deve ser colocado antes de se verificarem grandes reacções de presa, de modo a que a cura do betão seja o mais homogénea possível.

Por vezes ocorrem derrocadas no interior das escavações, fruto das fracas características geotécnicas do solo. Nestas situações é normal a utilização de um betão mais pobre ou muitas vezes cimento consolidado com terra de modo a consolidar a zona afectada, evitando gastos acrescidos em betão estrutural.

Na figura 3.39 são demonstradas, de um modo simplificado as diferentes fases de execução de uma cortina moldada, bem como o equipamento utilizado para a sua construção.

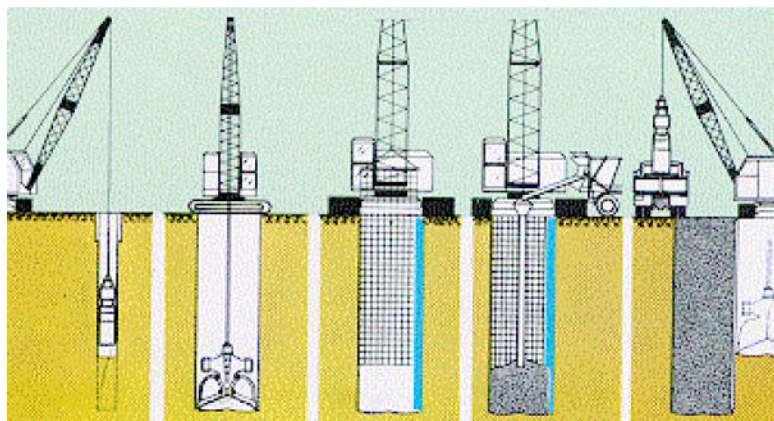


Fig. 3.39 – Fases de execução de uma cortina (Sousa et al., 2006).

As paredes moldadas utilizadas em obras marítimas têm de ser capazes de salvaguardar a segurança e a estabilidade dos terrenos, absorvendo os impulsos resultantes das diferenças de cotas entre o lado exposto e o lado de tardo. Assim, é normal a utilização de ancoragens neste tipo de solução, nomeadamente em obras que necessitam de escavações a grandes profundidades. Note-se que existência de um ou mais níveis de ancoragem está directamente relacionada com os requisitos de cada projecto.

A execução de ancoragens nas paredes moldadas é realizada após a fase de betonagem dos painéis, aquando da remoção do solo do lado que ficará exposto. Assim, pontos de ancoragem são instalados ao longo da parede à medida que a escavação vai avançando em profundidade, garantindo a contenção do solo e a segurança dos trabalhadores.

As ancoragens são materializadas por cordões de aço de alta resistência, inseridos no terreno em locais previamente estudados (pontos de ancoragem), através de furações realizadas durante a fase de escavação. Os varões são depois fixados ao terreno através da injeção, na extremidade do furo, de calda de cimento sob pressão. Posteriormente, os varões de aço são traccionados através de um “macaco hidráulico”, e impedidos de recuperar devido à colocação de cunhas de ancoragem.

Na figura 3.40 é possível visualizar o processo de traccionamento dos varões de aço, bem como o detalhe de uma cunha de ancoragem.

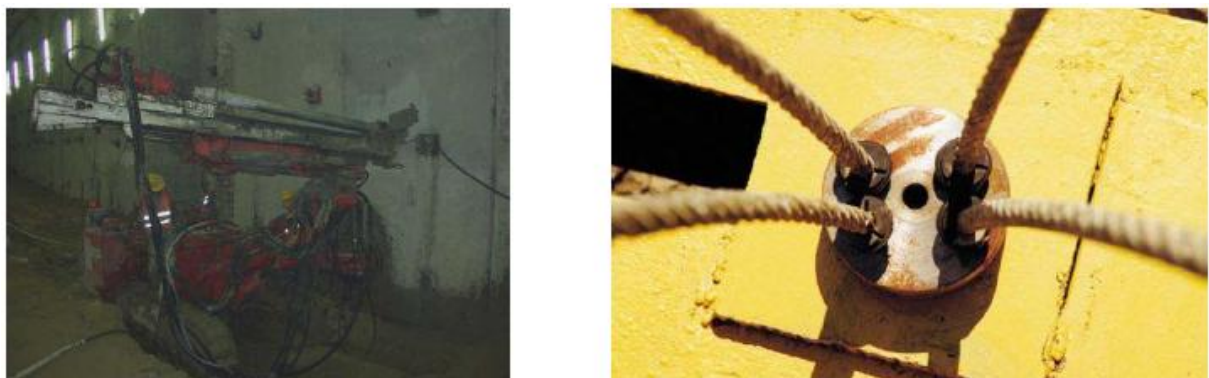


Fig. 3.40 – Fases de execução de uma cortina (Sousa *et al.*, 2006).

A figura 3.41 ilustra, de um modo simplificado, diferentes fases da construção de uma parede moldada onde foram utilizadas dois níveis de ancoragem.

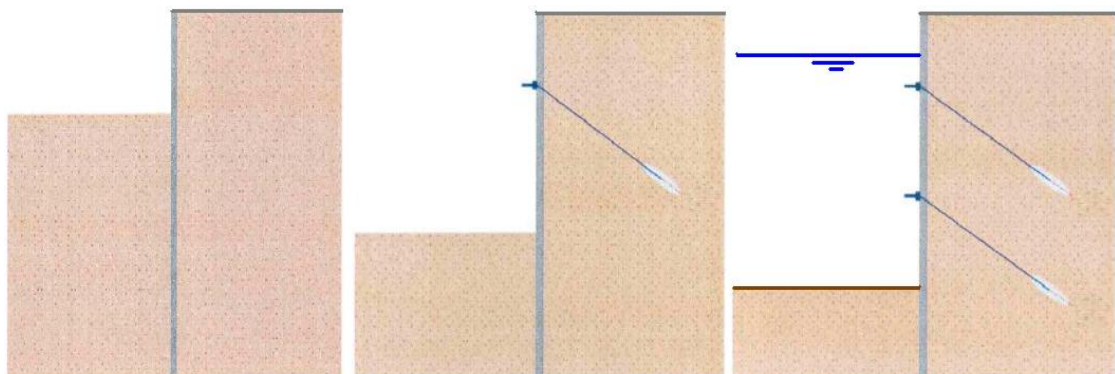


Fig. 3.41 – Da esquerda para a direita, diferentes fases da construção de uma parede moldada com dois níveis de ancoragens (Taveira Pinto, 2009).

Importa mencionar que a construção de cais acostáveis num ambiente marítimo é diferente da construção num meio fluvial, não só devido às variações que poderão existir nos níveis de água de ambos os locais, mas também devido às diferentes características da água dos dois meios. A água salgada por exemplo, é bastante mais agressiva para as armaduras do betão armado do que a água doce.

Desta forma, na utilização de paredes moldadas como solução de acostagem torna-se também necessário analisar a água do meio onde estas serão construídas, uma vez que esta pode condicionar a escolha do tipo de betão, de inertes e do cimento a empregar na construção das paredes.

3.3.4.2. Casos de Estudo

Na presente dissertação não foi possível reunir casos de estudo com um nível de detalhe e pormenorização adequado à tipologia da base de dados. No entanto, as figuras 3.42 e 3.43 apresentam algumas aplicações das paredes plásticas em estruturas acostáveis.



Fig. 3.42 – Vista final do cais de Barcaças de Petrobras (<http://www.fundesb.com.br/2009/obras.html>).

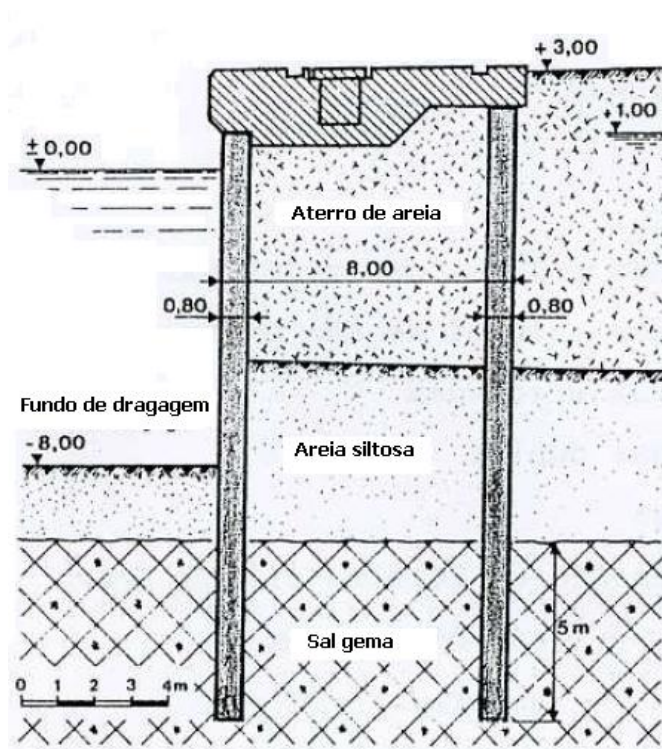


Fig. 3.43 – Estrutura acostável do porto de Jizan na Arábia Saudita (Veloso Gomes, 1998).

3.3.5. ESTRUTURAS FLUTUANTES

As estruturas flutuantes são soluções que não são fundadas directamente no solo. Este tipo de solução é normalmente utilizado quando as condições do solo não são adequadas (solos de má qualidade), como é o caso de solos argilosos muito moles ou camadas lodosas profundas. Estas estruturas são também usadas em grandes profundidades de água e eventualmente em locais com grandes amplitudes de maré, onde a fundação de estacas não é possível ou a sua execução torna-se demasiado dispendiosa.

Em certas ocasiões, o recurso a estas estruturas pode dever-se a limitações nos prazos de construção. O tempo de execução destas soluções é normalmente reduzido pelo facto de a parte flutuante da estrutura ser construída em estaleiro e não existir a necessidade de mobilizar equipamento nem executar as alterações no terreno que outros tipos de solução exigem. De facto, as estruturas flutuantes são geralmente estruturas simples com o mínimo de equipamento e como tal podem ser rapidamente construídas se a capacidade para construção em estaleiro existir. Após a construção da estrutura flutuante, esta é transportada para o local de implantação onde é instalado o sistema de ancoragem que fixa a estrutura.

As estruturas flutuantes consistem num pontão ou outro tipo de plataforma flutuante e num sistema de ancoragens que liga a estrutura ao solo. A parte flutuante da estrutura tem geralmente o formato de uma “caixa”, construída como se de um casco de navio se tratasse, com anteparas longitudinais e transversais. As anteparas, para além de fortalecerem a estrutura, servem para criar divisórias onde é instalada maquinaria, bombas de drenagem e tanques de lastro. Estes últimos são utilizados para nivelar a estrutura flutuante.

As dimensões dos cais flutuantes estão dependentes de vários factores. A largura do cais depende não só do espaço necessário para as movimentações de carga ou operações de manutenção, mas também da estabilidade estrutural do cais. Por estas razões e apesar de depender do tipo de estrutura, os cais flutuantes normalmente não devem ter menos de 15 metros de largura.

O comprimento da estrutura está relacionado com as características dos navios que receberá. No entanto, devido à agitação não só no local de implantação mas sobretudo durante o transporte da estrutura, pode ser necessário construir o cais em módulos que serão ligados no local (Agerschou *et al.*, 2004).

As estruturas flutuantes são por vezes a única solução disponível, como é o caso de estruturas acostáveis em alto mar. Muito embora este tipo de estrutura seja eficaz em qualquer tipo de solo e a sua construção seja relativamente simples, as estruturas flutuantes apresentam alguns inconvenientes quando comparadas com outras soluções.

A fixação dos sistemas de ancoragem ao solo é por vezes um processo complicado, devido à agitação e correntes marítimas. Um outro inconveniente é a limitação do número de embarcações acostadas em simultâneo, uma vez que os cais flutuantes não dispõem das dimensões das soluções acostáveis fundadas directamente no solo.

Os deslocamentos das estruturas flutuantes provocados pela acção do vento e agitação dificultam, não só a acostagem dos navios, mas também as operações de carga e descarga. Outro factor a ter em consideração é a maior dificuldade de monitorização e manutenção destas soluções, nomeadamente dos sistemas de ancoragem que se prolongam em muitos casos até grandes profundidades.

O recurso a estruturas flutuantes é bastante frequente no caso de marinas para embarcações de recreio ou estruturas de suporte à actividade piscatória. Nestas situações é vulgar a utilização de módulos de estruturas pré-fabricadas montados *in situ*, como demonstra a figura 3.44.



Fig. 3.44 – Exemplo de módulos utilizados na construção de estruturas flutuantes em marinas de recreio (<http://www.dockboxes.com/dock-floats.html>).

A figura 3.45 ilustra a utilização deste tipo de estrutura na marina de Leça da Palmeira em Portugal. Tal como nos outros tipos de soluções acostáveis, os cabeços de amarração são instalados na estrutura acostável. As defensas utilizadas são normalmente pequenas bóias, que fazem parte do equipamento da embarcação.



Fig. 3.45 – Exemplo da utilização de estruturas flutuantes em marinas de recreio (http://olhares.aeiou.pt/marina_de_leca_da_palmeira_foto3549575.html).

Apesar da referência à aplicação de estruturas flutuantes em marinas de recreio, na presente dissertação será dada ênfase à sua utilização em cais acostáveis destinados a navios de maiores dimensões.

Sistema de Ancoragem

O sistema de ancoragem deve ser correctamente dimensionado de modo a assegurar que a estrutura flutuante permaneça estável durante a sua utilização e no local desejado, evitando que esta seja arrastada durante a ocorrência de temporais ou forte ondulação. Uma estrutura flutuante à deriva pode tornar-se um risco, não só para possíveis instalações circundantes, mas também para embarcações com as quais possa colidir.

Na figura 3.46 são apresentados alguns dos sistemas de ancoragem existentes, tais como o sistema de “dolphin-frameguide” ou tipo duque D’Alba, a ancoragem por cabos ou correntes, o sistema “tension-leg” ou cabos sob tensão e ainda através da ligação a outros cais acostáveis (Watanabe *et al.*, 2004)

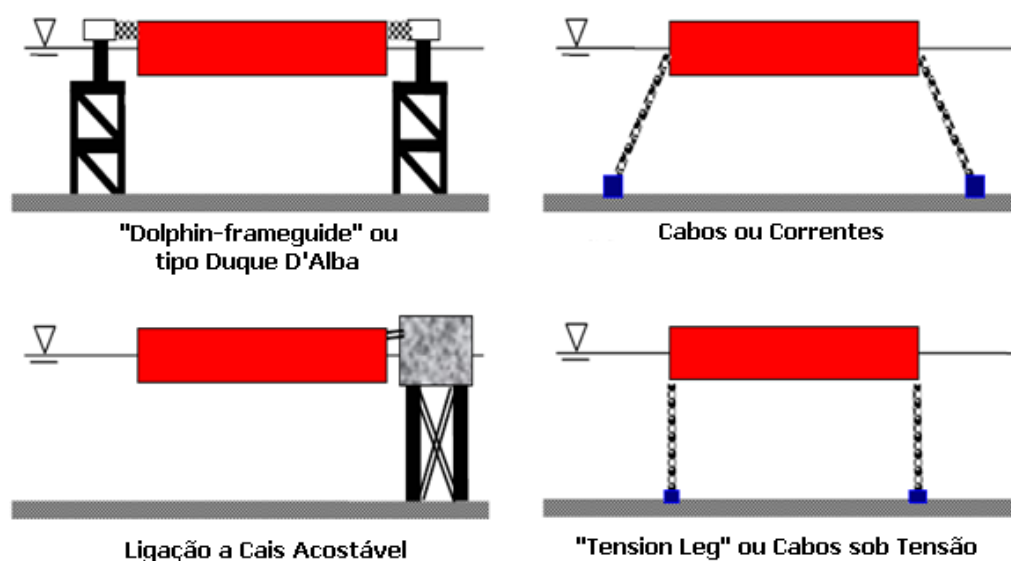


Fig. 3.46 – Vários sistemas de ancoragem possíveis em estruturas flutuantes (Watanabe *et al.*, 2004).

Os sistemas de ancoragem apresentados são alguns dos mais usuais. No entanto, dependendo do tipo de fundos onde serão inseridos, pode ser necessário utilizar sistemas de ancoragem especiais, que desenvolvem resistência à acção da agitação e correntes e ao desnível de água pela acção das marés.

As correntes ou cabos são presos à estrutura flutuantes em “poços” existentes no seu interior.

Os “poços” podem ser acedidos através do convés para ajustar o comprimento dos cabos ou correntes. Os cabos ou correntes são colocados com alguma folga, de modo a permitirem à estrutura flutuante acompanhar as variações do nível de maré. Os movimentos do cais estão dependentes da folga dada, pelo que quanto maior esta for, maior será a mobilidade do cais. No entanto, mesmo em situações em que a amplitude de maré é pequena, é aconselhável folgar os cabos ou correntes o suficiente, para permitir movimentos no plano horizontal da estrutura na ordem dos 0.5 a 1.5 metros.

Salienta-se ainda que a escolha dos materiais utilizados para a construção de sistemas de ancoragem/amarração em estruturas flutuantes está dependente do fim a que a estrutura se destina, do meio onde será implantada, da durabilidade pretendida e também de razões económicas.

3.3.5.1. Casos de Estudo

Na presente dissertação não foi possível reunir casos de estudo adequados à tipologia exigida na base de dados, nomeadamente no que diz respeito ao corte transversal das estruturas. Apesar disso, são apresentados alguns casos onde se recorreu a estruturas flutuantes para a construção de cais acostáveis.

A figura 3.47 apresenta um cais acostável existente no porto de Ujina, em Hiroshima, de dimensões 150x30x4 m.



Fig. 3.47 – Cais flutuante no porto de Ujina (Watanabe *et al.*, 2004).

Na figura 3.48 é possível visualizar um terminal de contentores flutuante em betão armado construído em 1983 e localizado em Valdez, no Alasca. No caso apresentado, recorreu-se a sistemas de ancoragem tipo “dolphin” (ou duque D’Alba) e correntes ligadas ao solo para fixar a estrutura flutuante. A escolha desta solução deveu-se a diversos factores, nomeadamente o risco existente de liquefacção (devido às más características do solo), a forte actividade sísmica da área e a variações de maré que ultrapassam os 6.5 metros.



Fig. 3.48 – Cais flutuante com sistema de ancoragem “golfinho” (<http://www.abam.com/>).

As figuras 3.49 e 3.50 ilustram o modelo de um cais acostável flutuante em betão armado com dois pisos, desenvolvido para a marinha dos Estados Unidos da América pela empresa *BergerABAM*. A empresa projectista desenvolveu o protótipo de um cais híbrido que não necessita de manutenção durante o seu período de vida útil (100 anos) e é flexível, tanto nas suas funções, como na sua localização. Esta flexibilidade possibilita a acostagem de navios com diferentes características e permite à marinha alterar a configuração do cais, ou movimentá-lo consoante as necessidades que cada missão possa exigir.

A mobilidade do cais permite que a sua construção seja realizada fora do local de implantação, possibilitando o acesso a um mercado de construção mais abrangente, diminuindo os custos de construção.

O cais acostável é formado por módulos individuais que podem ser unidos em função do comprimento desejado para a estrutura. Os módulos são construídos em terra e posteriormente transportados para o local desejado onde são montados.

Apesar de se tratar de um projecto inovador, o cais continua minimamente dependente das condições do local de implantação, tais como as propriedades do solo, variações de maré, actividade sísmica e clima. Actualmente, o protótipo encontra-se na base naval de San Diego, na Califórnia, onde está sujeito a testes estruturais e monitorização a longo prazo.



Fig. 3.49 – Protótipo de cais híbrido (<http://www.abam.com/>).



Fig. 3.50 – Protótipo de cais híbrido (<http://www.abam.com/>).

4

CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

4.1. CONCLUSÕES

Motivado pela necessidade do desenvolvimento das estruturas portuárias e com a sua crescente rentabilidade, a dissertação constitui uma contribuição para o conhecimento das diferentes soluções de estruturas de acostagem. Estas estruturas são uma parte crucial da evolução e potencialização dos portos marítimos e fluviais, estando a sua rentabilidade directamente relacionada com a maior ou menor movimentação de navios e consequentemente com o transporte e trocas de mercadorias. Uma instalação portuária está dependente da estrutura de acostagem adoptada pelo que uma análise aos objectivos pretendidos e acima de tudo ao papel que o porto desempenhará no futuro se torna indispensável.

Foi com base na crescente necessidade da evolução das estruturas de acostagem que foi realizada uma análise das diferentes soluções existentes e da sua aplicabilidade. Desta forma, numa primeira abordagem foram estudadas as estruturas gravíticas e não gravíticas e avaliadas as suas potencialidades e limitações com o objectivo de definir a melhor solução a aplicar em diferentes situações.

O estudo comparativo das diferentes tipologias de estruturas foi baseado na noção de que existem diversas restrições à sua aplicação, ao nível das cotas de fundação, das características geotécnicas do solo, dos materiais a utilizar na construção, do conhecimento tecnológico e ainda restrições a nível económico. Deste modo, a solução a adoptar deverá ser sempre enquadrada no contexto onde está inserida, sendo necessário avaliar todas as opções disponíveis.

No entanto, de um modo geral, é possível afirmar que as estruturas gravíticas e as estruturas não gravíticas são soluções muito distintas, estando a sua aplicação condicionada pelas características do solo de fundação.

A utilização de estruturas gravíticas está normalmente associada a solos de fundação rochosos. A estabilidade deste tipo de solução é conferida maioritariamente pelo peso da própria estrutura, pelo que esta deve estar assente em solos que não permitam a ocorrência de assentamentos diferenciados que possam danificar toda a estrutura. Por esta razão, a utilização deste tipo de estrutura não é muito frequente em portos localizados em terrenos aluvionares, como os estuários dos rios.

Por outro lado, as soluções não gravíticas são utilizadas em solos sedimentares, muito mais propensos à ocorrência de assentamentos. Ao contrário das soluções gravíticas, estas estruturas podem ser fundadas a grandes profundidades, o que torna a sua aplicação comum em portos com fundos a cotas elevadas. No entanto, os trabalhos para a sua implantação são de alguma complexidade e exigem tecnologia específica.

Algumas soluções foram alvo de uma análise mais aprofundada, como é o caso das paredes de betão moldadas no solo ou das estruturas em estacas. Por outro lado, o estudo das soluções gravíticas foi menos detalhado. Embora as duas tipologias de soluções tenham complexidades diferentes, o estudo das estruturas gravíticas é possivelmente mais divulgado e as suas técnicas de aplicação bem conhecidas em Portugal. As estruturas não gravíticas exigem algumas especificidades em equipamento e técnicas utilizadas, razão pela qual em alguns casos se procurou detalhar a sua análise.

A base de dados dinâmica realizada pretende ser uma colectânea de informação sobre os diferentes tipos de estruturas de acostagem existentes. Nesse contexto surgiu a necessidade de desenvolver uma ficha técnica, adaptável às diferentes tipologias de soluções, que permitisse de uma forma simples e eficaz caracterizar os diversos casos reunidos.

4.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Foi realçada a importância dos diferentes tipos de estruturas de acostagem na presente dissertação. Os casos reunidos na base de dados servem de exemplo para consulta às diferentes soluções existentes. Será necessário dispor de mais informação referente as estruturas acostáveis reunidas, pois muitos casos apresentados encontram-se apenas parcialmente completos.

Tratando-se de uma base de dados dinâmica, esta foi construída com vista ao seu desenvolvimento futuro, nomeadamente na recolha de novos casos de estruturas de acostáveis e na conclusão de alguns casos já existentes.

Seria também interessante desenvolver o estudo efectuado aos diferentes tipos de soluções de acostagem, nomeadamente com mais indicações construtivas e até de pré-dimensionamento. A análise realizada assente sobretudo sobre a utilização das estruturas acostáveis em portos ou cais destinados a navios de dimensões consideráveis. No entanto, algumas destas soluções são utilizadas em marinas de recreio ou estruturas de apoio a actividades marítimas.

Seria também interessante abordar os sistemas de acostagem e amarração de navios, como é o caso dos sistemas de monobóia e a realização de um organigrama a apresentar os tipos de estruturas acostáveis e as suas características.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Agerschou, H., Dand, I., Ernst, T., Ghooos, H., Juul Jensen, O., Korsgaard, J., M. Land, J., McKay, T., Oumeraci, H., Buus Petersen, J., Runge-Schmidt, L., L. Svendsen, H. *Planning and Design of Ports and Marine Terminals*. Thomas Telford, London, 2004.
- [2] Constancio, D. *Fundações Profundas: “Estacas”*. 2004.
[http://www.helix.eng.br/downloads/estacas_\(6\).pdf](http://www.helix.eng.br/downloads/estacas_(6).pdf). 17/06/2011.
- [3] Costa Miranda, M., Guerra Martins, J. *Fundações e Contenção Lateral de Solos – Execução de Estacas*. Série ESTRUTURAS, 2006.
- [4] Halcrow, Sir W., Harris, A.J., Harris, J.D. *Tees Dock – Nº1 Quay – For the Tees Conservancy Commissioners*, 1963.
- [5] Martinez, H., Rodriguez, L. *Floating Caissons*. 1997.
<http://engineering.purdue.edu/CEM/People/Personal/Halpin/Sim/Examples/>. 14/04/2011.
- [6] Paparis, B. *Design and Construction of Haifa Port Expansion*. Março de 2007.
<http://www.structuremag.org/article.aspx?articleID=449>. 14/04/2011.
- [7] Rausche, F., Webster, S. *Behavior of Cylinder Piles During Piles Installation*.
http://www.pile.com/reference/ASCE/GeoDenver_BehaviorOfCylinderPilesDuringPileInst.pdf. 21/06/2011.
- [8] Sousa, R., Teixeira, R., Guerra, J. *Dimensionamento e Execução de Paredes Moldadas – Série ESTRUTURAS*, 2006.
- [9] Task Committee on Port Structure Costs of the Committee on Ports and Harbors, Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division. *American Society of Civil Engineers Report on Port Structure Costs*. The Society, New York, 1974.
- [10] Taveira Pinto, F. *Aproveitamentos Hidráulicos e Obras Fluviais 1 – Execução de Paredes Moldadas*, 2009.
- [11] Tsinker, Gregory P. *Port Engineering: Planning, Construction, Maintenance, and Security*. John Wiley & Sons, Inc., New Jersey, 2004.
- [12] Vandamme, M., Bernaers, G., Aerts, F. *Construction of the Deurganckdok in the Port of Antwerp, Belgium*. <http://www.vliz.be/imisdocs/publications/134483.pdf>. 12/04/2011.
- [13] Veloso Gomes, F. *Estruturas de Acostagem e Amarração*, 1998.
- [14] Watanabe, E., Wang, C.M., Utsunomiya, T., Moan, T. *Very Large Floating Structures: Applications, Analysis and Design*. National University of Singapore, CORE Report No 2004-02.
<http://www.eng.nus.edu.sg/core/Report%20200402.pdf>. 23/07/2011.
- [15] Documentação disponibilizada pela Administração dos Portos do Douro e Leixões.

<https://www.apdl.pt/> 02/04/2011

<http://www.searates.com/> 05/04/2011

<http://www.worldportsource.com/> 07/04/2011

<http://tidesandcurrents.noaa.gov/> 07/04/2011

<http://www.hidrografico.pt/> 07/04/2011

http://webpages.fc.ul.pt/~cmantunes/hidrografia/hidro_tabelas.html 07/04/2011

<http://www.eea.europa.eu/> 10/04/2011

<http://www.arcelormittal.com/> 10/04/2011

<http://www.esccpile.com/> 10/04/2011

<http://www.engineersirelandcork.ie/> 10/04/2011

<http://www.pla.co.uk/> 12/04/2011

<http://www.tercex.com.br/> 12/04/2011

<http://issuu.com/etermar/> 13/04/2011

<http://www.etermar.pt/> 13/04/2011

<http://www.viatunel.pt/> 16/04/2011

<http://www.fundesb.com.br/2009/obras.html> 16/04/2011

<http://www.ballast-nedam.com/> 17/04/2011

<http://www.abam.com/> 18/04/2011

<http://www.esccpile.com> 18/04/2011

<http://a-a-econstruct.com/> 22/04/2011

<http://www.boskalis.com/> 22/04/2011

<http://www.bremenports.de> 24/04/2011

<http://www.korpec.co.kr/eng/index.html> 26/04/2011

<http://www.jadeweserport.de/> 28/04/2011

<http://mcleon.tripod.com/eastwhrf.htm> 05/05/2011

<http://www.hegerdrydock.com/> 12/05/2011

<http://www.gatordock.com/> 21/06/2011

<http://www.metalica.com.br/estacas-prancha-metalicas-laminadas-a-quente-conceitos-aplicacoes> 05/05/2011

http://www.tercex.com.br/saiba_container.php 16/07/2011

<http://www.geofirmllc.com/landreclamation.html> 19/07/2011

<http://www.pti.com.br/> 27/07/2011

<http://www.arrowheaddocks.com/> 05/08/2011

<http://olhares.uol.com.br/> 06/08/2011

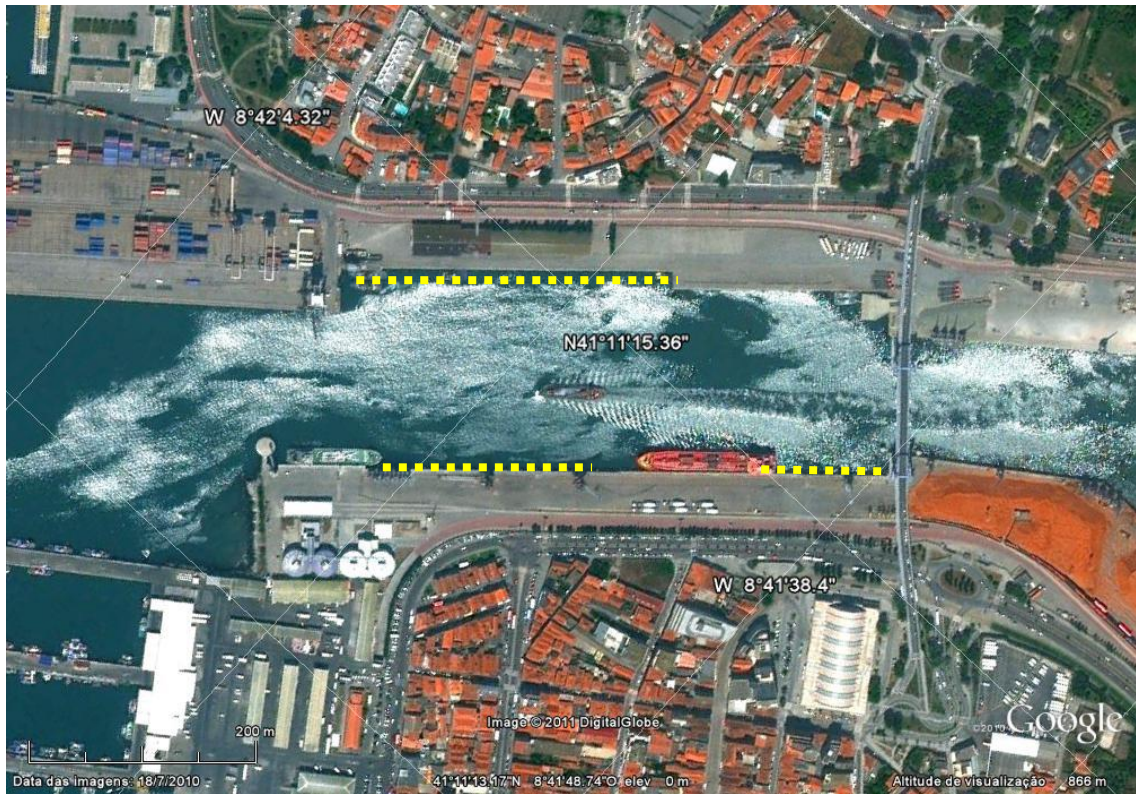
<http://www.dockboxes.com/> 06/08/2011

<http://www.instantmarinedocks.com/> 08/08/2011

<http://www.ez-dock.com/> 08/08/2011

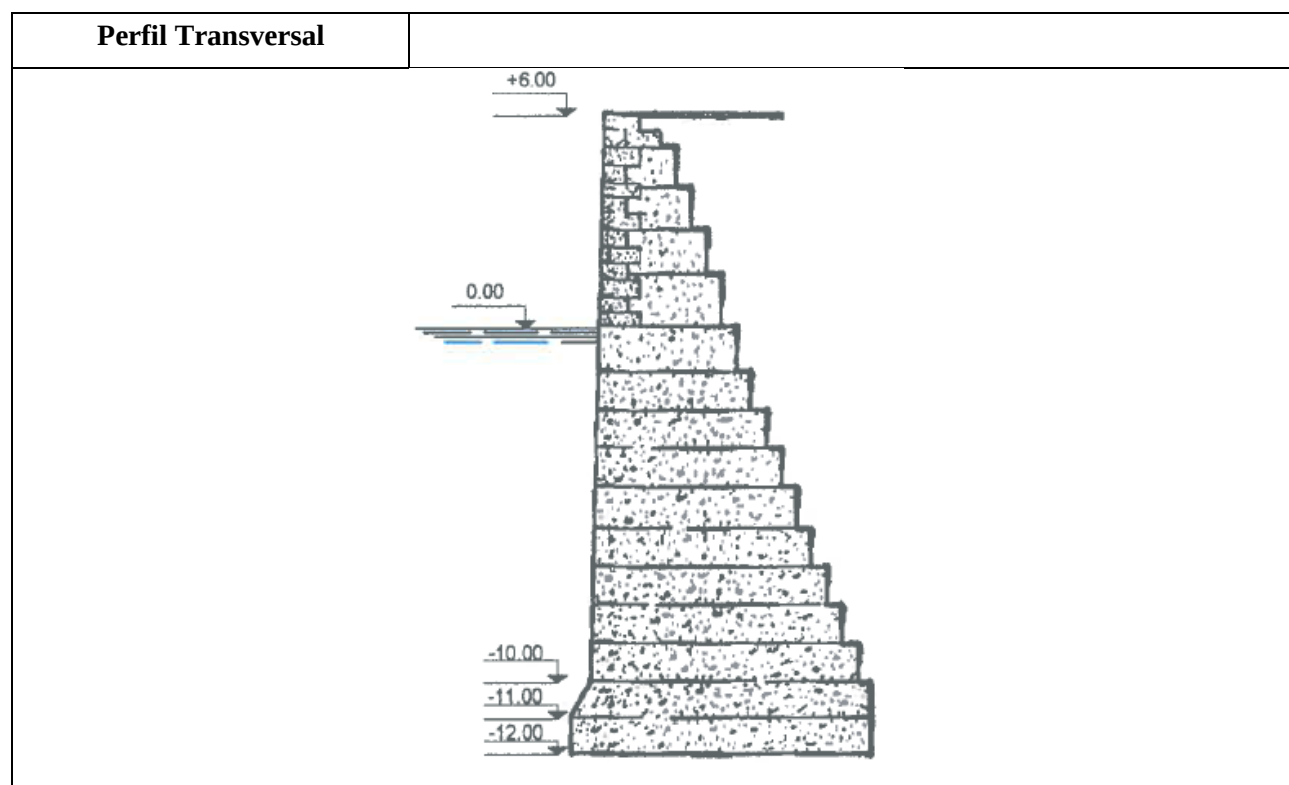
ANEXOS

SOLUÇÕES GRAVÍTICAS

Designação	Porto de Leixões – Doca Nº1 Norte e Sul		PT
			GB'
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
A Doca Nº1 é a mais antiga do porto de Leixões, sendo constituída por diversos terminais e diferentes tipos de estruturas de acostagem. No caso em análise, são abrangidos os terminais de passageiros a norte, e o terminal polivalente a sul. Terminal de Passageiros – O terminal de passageiros localiza-se na Doca Nº1 Norte, ocupando uma área de 840 m². Por este terminal passam anualmente milhares de turistas de navios de cruzeiro. Terminal Polivalente – O terminal polivalente abrange a Doca Nº1 e Nº2. São aqui movimentados diversos tipos de mercadorias, salientando-se as madeiras, ferro e aço, pedras de granito, algodão, cortiça, maquinaria, cargas de projectos, nomeadamente geradores eólicos e transformadores.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica Maciça		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista		Data de Arranque	1932
Construtora		Data de Finalização	1940

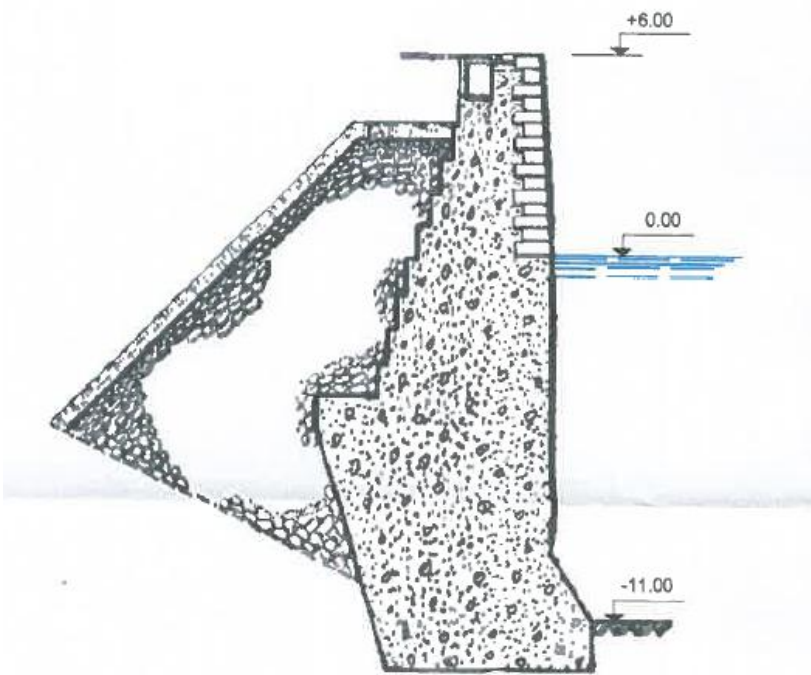
Características Globais	Largura		
	Comprimento	Cais Norte – 455 m	Cais Sul – 520 m
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 11.0 m ao Z.H	Categoria – V
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Solução maciça, actualmente em desuso, executada a seco, com paramento exposto em blocos pétreos e paramento de tardoz em degraus.		



Designação	Porto de Leixões – Doca N°2 Sul		PT
			GB'
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
A Doca N°2 é a mais extensa do porto de Leixões, localizada imediatamente a leste da Ponte Móvel. Apesar de conter apenas um terminal ao longo de toda a sua extensão, o terminal polivalente foi construído com diferentes tipos de estruturas de acostagem sendo que, no caso em estudo, se retrata a parte sul. Terminal Polivalente – O terminal polivalente abrange a Doca N°1 e N°2. São aqui movimentados diversos tipos de mercadorias, salientando-se as madeiras, ferro e aço, pedras de granito, algodão, cortiça, maquinaria, cargas de projectos, nomeadamente geradores eólicos e transformadores. Estas duas docas estão equipadas com diversos guindastes adequados aos diversos tipos de carga, com capacidades que variam entre as 5 e 104 toneladas.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica Maciça Betonada <i>In Situ</i>		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista		Data de Arranque	1957
Construtora		Data de Finalização	1962

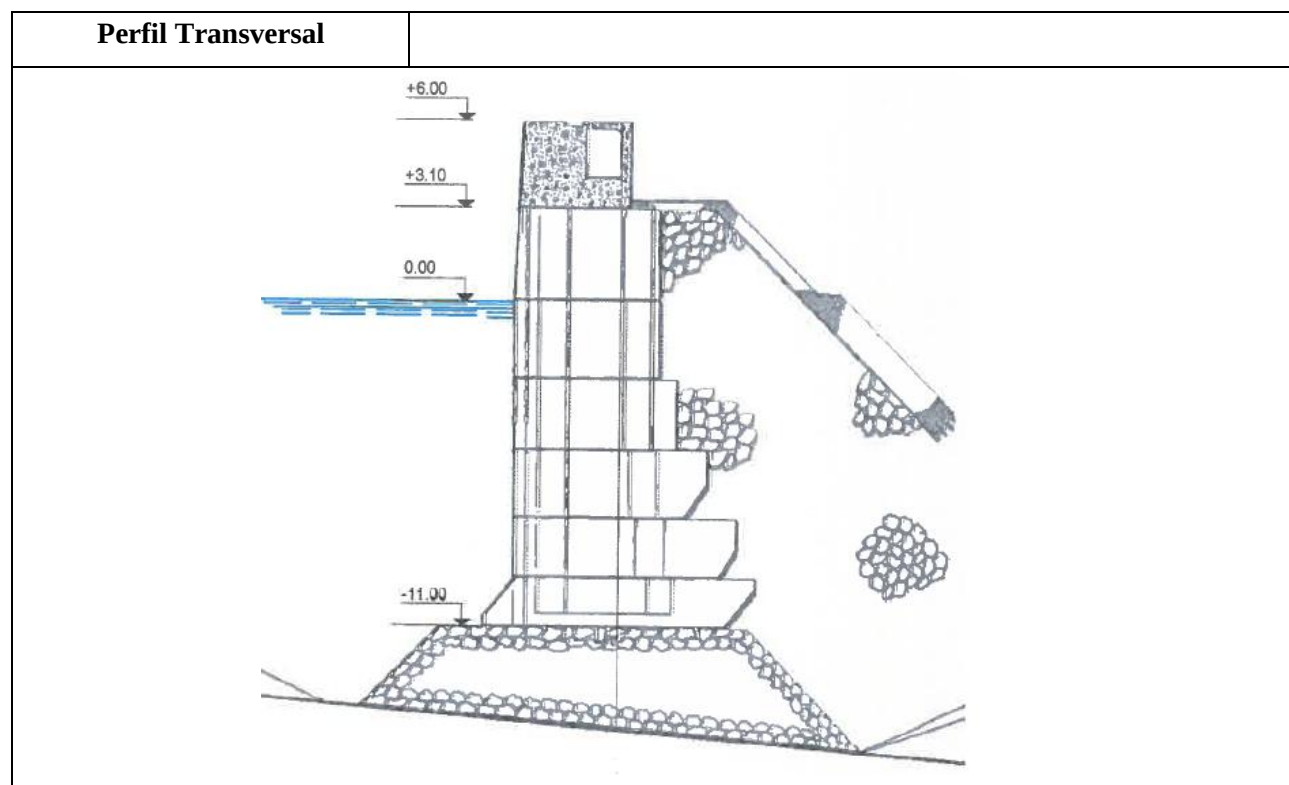
Características Globais	Largura		
	Comprimento	Aproximadamente 740 m	
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 11.0 m ao Z.H	Categoria – V
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Solução maciça, actualmente em desuso, com paramento exposto revestido a blocos pétreos e paramento de tardoz em degraus.		

Perfil Transversal	
	

Designação	Porto de Leixões – Doca N°4 Poente		PT
			GB
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O cais em análise localiza-se no topo nascente da Doca N°2, no sentido norte-sul e apesar de pertencer ao terminal de contentores sul, este não integra a concessão da empresa TCL – Terminal de Contentores de Leixões, S.A.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Blocos		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista		Data de Arranque	1974
Construtora		Data de Finalização	1984

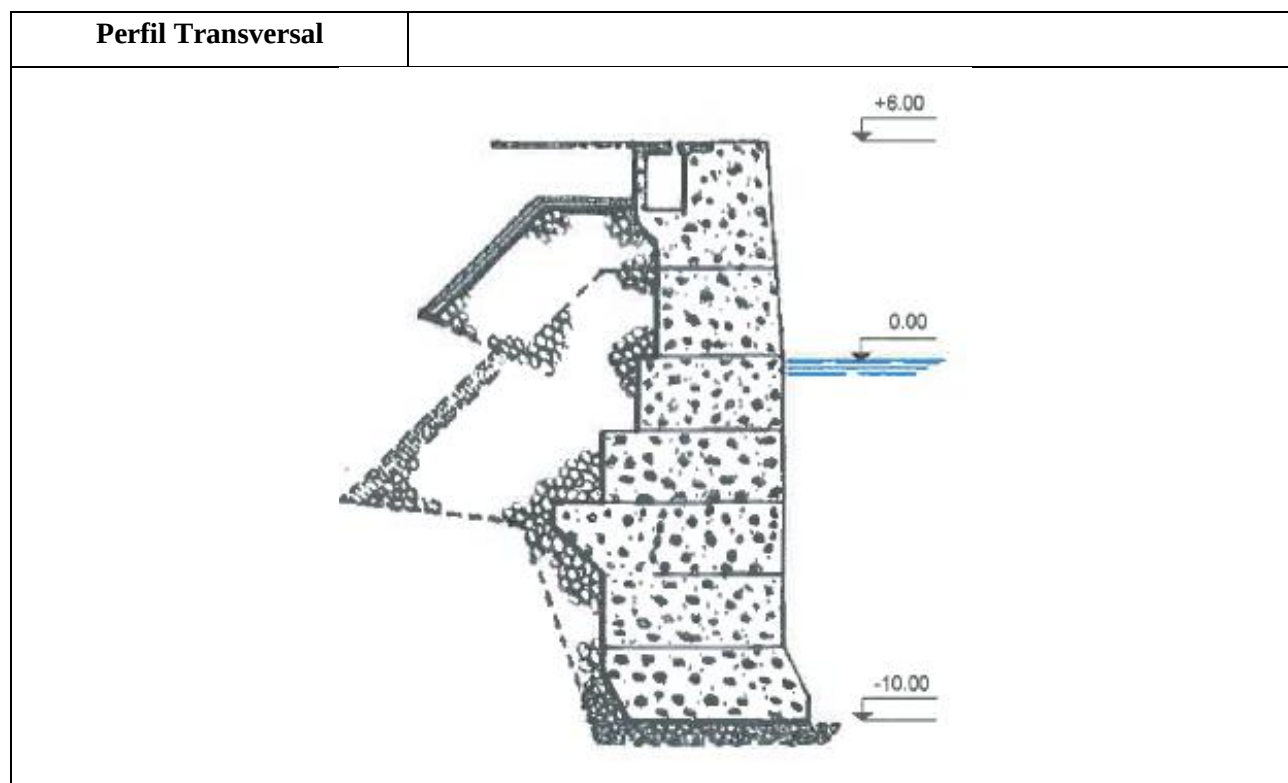
Características Globais	Largura		
	Comprimento		
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 11.0 m ao Z.H	Categoria – V
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estrutura construída em blocos, assente num prisma de enrocamento, com prisma de alívio a tardoz e superestrutura com galeria de serviço.		



Designação	Porto de Leixões – Terminal de Contentores Norte		PT
			GB
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
A estrutura de acostagem em análise corresponde ao terminal de contentores norte. Este, tal como o terminal de contentores sul, está concessionado à empresa TCL – Terminal de Contentores de Leixões, S.A., por um período de 25 anos, desde dezembro de 1999. Dispondo de uma área de 6 hectares e equipado com dois pórticos de cais com capacidade de 35/40 toneladas e cinco pórticos de parque com 35 toneladas de capacidade, o terminal de contentores norte permite a armazenagem de 4 000 TEU's (cerca de 2 600 contentores) e a movimentação de 250 000 TEU's por ano, isto é 172 800 contentores anualmente. O terminal dispõe ainda de 10 semi-reboques para transporte interno e uma zona de estacionamento de contentores frigoríficos, dotada de 96 tomadas de alimentação.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Blocos		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista		Data de Arranque	
Construtora		Data de Finalização	

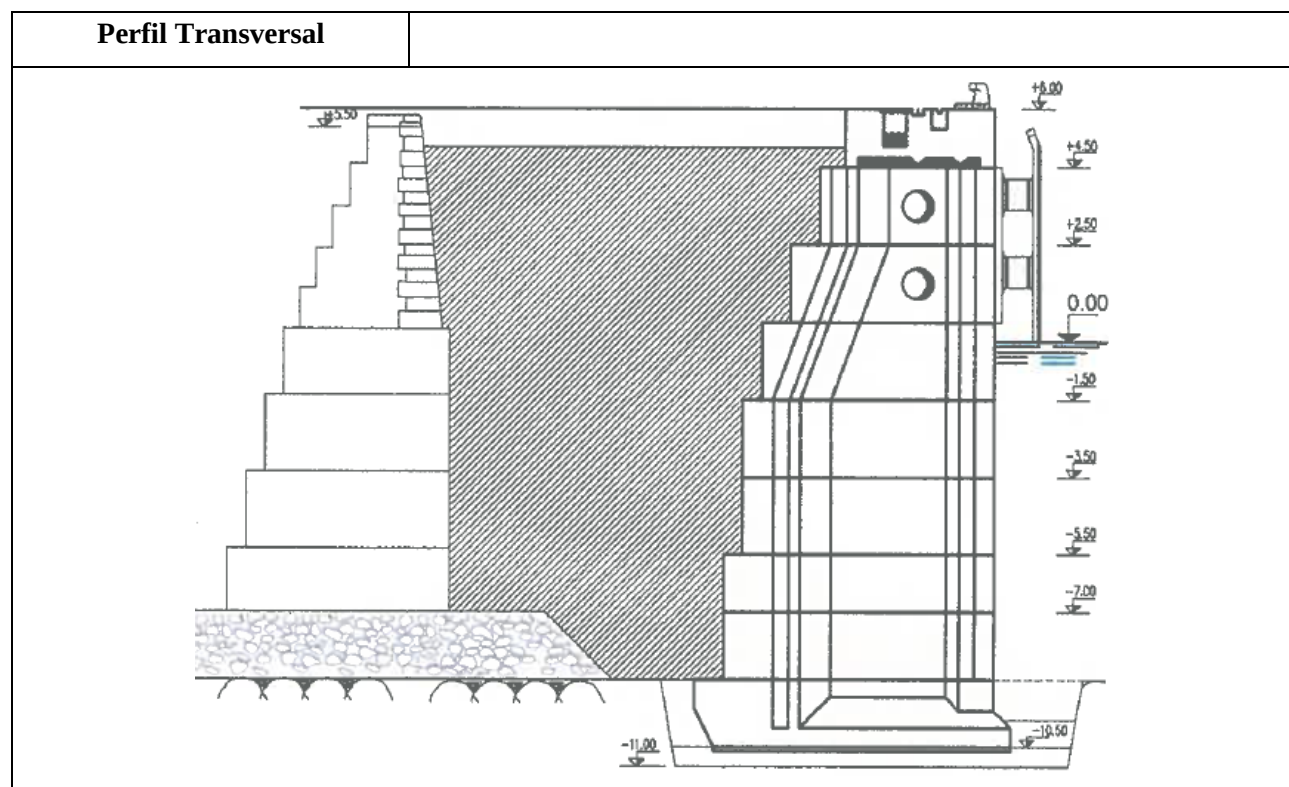
Características Globais	Largura		
	Comprimento	360 m	
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 10.0 m ao Z.H	Categoria – IV
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes			



Designação	Porto de Leixões – Terminal Multiusos – Cais Avançado		PT
			GB
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O terminal multiusos localiza-se na extremidade sul/poente do porto de Leixões, junto ao molhe sul. Este terminal visa a melhoria das condições de movimentação de tráfego “Ro-Ro” sendo dedicado às movimentações dos Serviços de Tráfego Marítimo a Curta Distância. Desta forma, a APDL espera corresponder às expectativas da União Europeia sobre a possibilidade de num futuro próximo ser transferida para o mar, uma parte do transporte de mercadorias entre os países da Comunidade Europeia que, actualmente, se realiza por via rodoviária ou ferroviária. O terminal multiusos é constituído por dois cais distintos, o cais polivalente e o cais avançado, uma rampa “Ro-Ro” com 26 metros de largura e uma área de apoio de 8 hectares. A estrutura de acostagem em análise corresponde ao cais avançado de 310 metros de comprimento.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Blocos		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	23 000 000 €
Projectista		Data de Arranque	2007
Construtora		Data de Finalização	2008

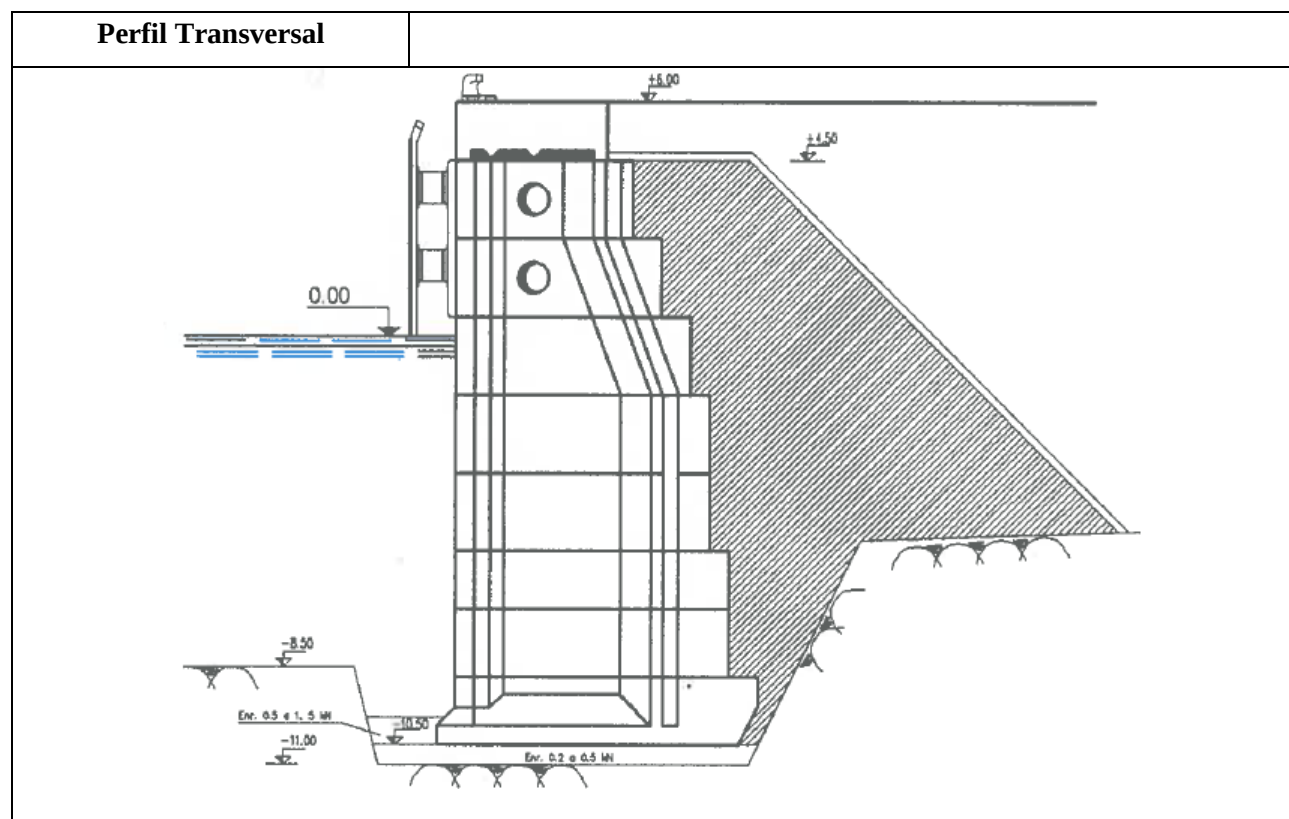
Características Globais	Largura		
	Comprimento	310 m	
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 8.5 m ao Z.H	Categoria – IV
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	A estrutura acostável foi construída com blocos NOREF, proporcionando uma maior dissipação da energia das ondas e uma maior estabilidade estrutural.		



Designação	Porto de Leixões – Terminal Multiusos – Cais Polivalente		PT
			GB
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O terminal multiusos localiza-se na extremidade sul/poente de Leixões, junto ao Molhe Sul. Este terminal visa a melhoria das condições de movimentação de tráfego “Ro-Ro” sendo dedicado às movimentações dos Serviços de Tráfego Marítimo a Curta Distância. Desta forma, a APDL espera corresponder às expectativas da União Europeia sobre a possibilidade de num futuro próximo ser transferida para o mar uma grande porção do transporte de mercadorias entre os países da Comunidade Europeia que, actualmente, se realiza por via rodoviária ou ferroviária. O Terminal Multiusos é constituído por dois cais distintos, o Cais Polivalente e o Cais Avançado, uma rampa “Ro-Ro” com 26 metros de largura, e uma área de apoio de 8 hectares. A estrutura de acostagem em análise corresponde ao cais polivalente.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Blocos		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	23 000 000 €
Projectista		Data de Arranque	2007
Construtora		Data de Finalização	2008

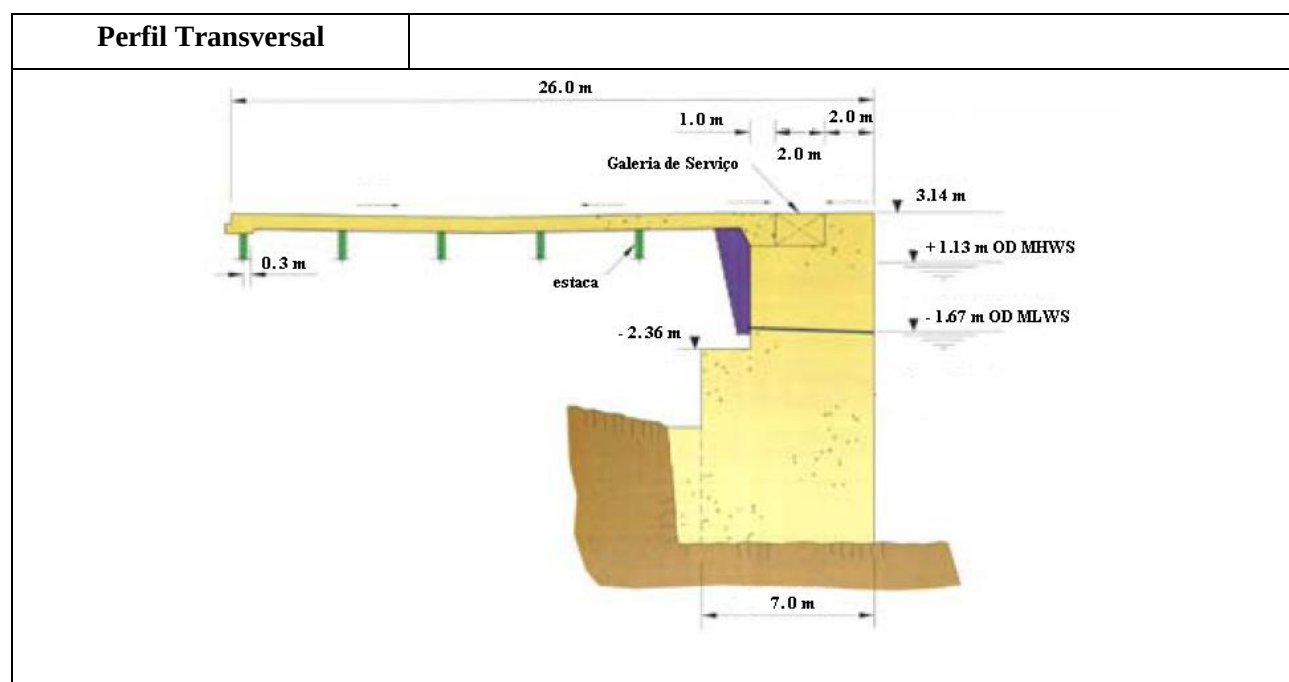
Características Globais	Largura		
	Comprimento		
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 8.5 m ao Z.H	Categoria – IV
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	A estrutura acostável foi construída com blocos NOREF, proporcionando uma maior dissipação da energia das ondas e uma maior estabilidade estrutural.		



Designação	Renovação do Cais de Acostagem do Porto de Pesca		IE
			GB
Localização	País	Irlanda	
	Cidade	Castletownbere	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O porto de pesca de Castletownbere, localizado na parte norte da Baía de Bantry, é um dos maiores portos de pesca da Irlanda movimentando cerca de 745 toneladas de carga por mês. Em 2000, a entidade responsável pelo porto, DAFF - Department of Agriculture Fisheries and Food, iniciou um projecto de desenvolvimento da zona portuária com o objectivo de renovar e aumentar as estruturas de acostagem previamente existentes e de construir um mercado de venda de peixe. O projecto previa a renovação de um velho cais de betão maciço e a construção de uma nova estrutura de acostagem. A pedido da DAFF, a construção do novo cais foi realizada numa solução gravítica, consistindo numa estrutura maciça de betão com uma plataforma de betão assente em estacas a si ligada. O caso em análise incide sobre esta nova estrutura, com 102 metros de desenvolvimento.			
Fontes de Informação	Castletownbere Harbour Development - Some Aspects of the Design		
	Engineers Ireland		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Blocos		
Entidade	Department of Agriculture Fisheries and Food	Custo Aproximado	
Projectista	Mott MacDonald Ireland / Jacobs Engineering	Data de Arranque	
Construtora	Carillion Irishenco	Data de Finalização	

Características Globais	Largura – 26.0 m		Comprimento – 102.0 m	
	Cota de Coroamento	+ 3.1 m ao O.D		
	Cota de Serviço	- 8.5 m ao O.D		Categoria – IV
	Amplitude de Maré	Média – 2.8 m		Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento	Carga Uniforme Permanente - 40 kN/m ²		
Características de Fundação	O solo de fundação é constituído superficialmente por sedimentos de argila, alguma turfa, e cascalho bastante denso. A cota da <i>bedrock</i> é bastante variável ao longo da implantação.			
Aspectos Técnicos Relevantes	A parede de betão maciça tem 13.4 m de altura e funciona como uma estrutura de gravidade assente na camada rochosa, descoberta previamente pela empresa responsável pelas dragagens. A base da parede tem 7 m de largura na zona de fundação e 5 m na zona superior. Perto da cota de coroamento e na parte traseira da parede, está assente uma plataforma de betão, suportada por pilares pré-fabricados. Ao longo da parede, na zona com menor largura, existem furos de drenagem, para controlo da pressão hidrostática com a variação das marés. Existem ainda uma vala drenante de material granular imediatamente atrás de parte superior da parede.			

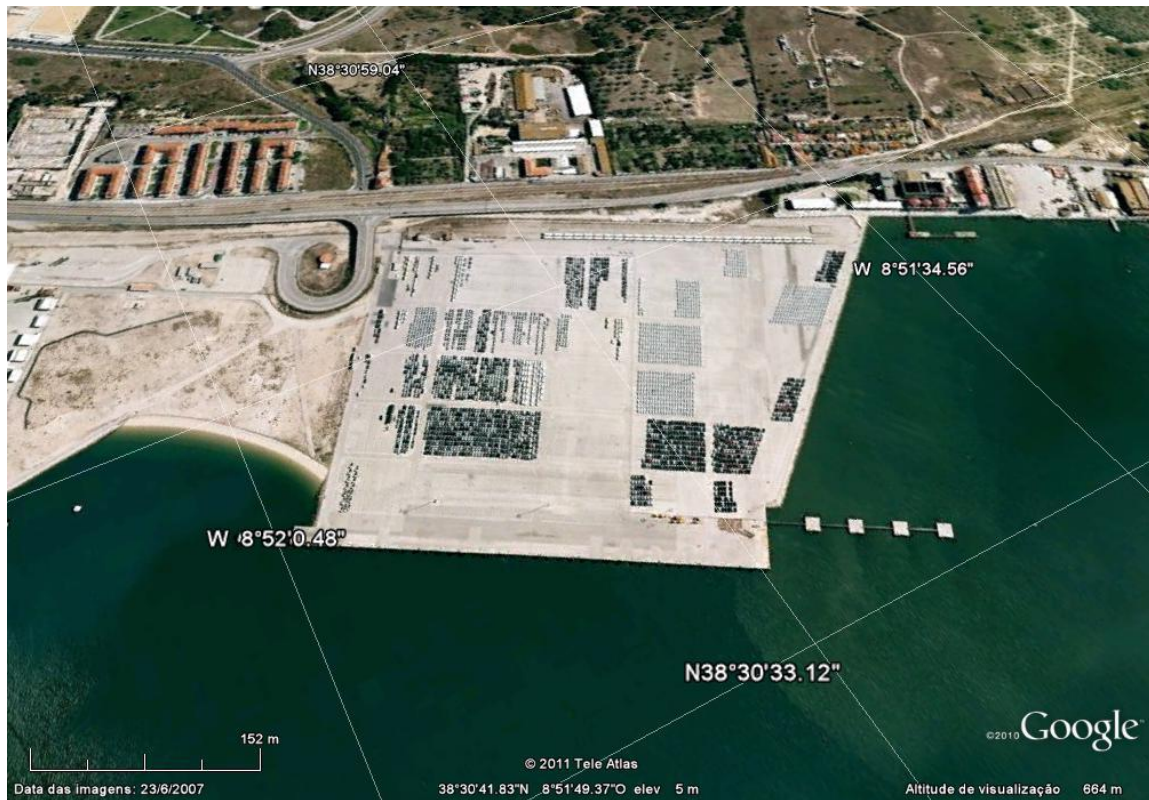


Designação	Terminal Roll-On Roll-Off e Terminal de Contentores – Porto de Setúbal		PT
			GB
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Setúbal	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O porto de Setúbal é um porto natural situado no estuário do rio Sado, que dispõe de condições naturais de acesso marítimo e de protecção. Nele desenvolvem-se actividades bastante diversificadas, distribuídas por duas áreas principais: Frente Ribeirinha, onde se desenvolvem actividades relativas à pesca, recreio náutico, actividades culturais e de lazer; Área Comercial, onde se desenvolvem actividades ligadas ao comércio marítimo. O porto é constituído por diversos terminais, dispondo de equipamento e infra-estruturas modernas que lhe permitem estar apto para movimentar todo o tipo de cargas. A entrada e saída de mercadorias pode ser realizada, para além da via marítima, através da rede rodoviária nacional ou ainda pelos sistemas ferroviários nacionais e internacionais, uma vez que o porto dispõe de acesso interno à rede ferroviária nos terminais de carga geral e de contentores. O cais de acostagem em análise corresponde ao terminal “Ro-Ro”. Este apresenta uma frente de cais com mais de 300 metros de desenvolvimento e uma rampa “Ro-Ro” apoiada em duques d’Alba. Dispõe ainda de um terraplino para armazenagem de carga a descoberto com uma área total de 150000 m², dos quais 60000 m² são concessionados à AutoEuropa em regime de uso privativo.			
Fontes de Informação	Porto de Setúbal		
	Etermar – Engenharia e Construção, S.A		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Blocos		
Entidade	PSA Sines – Terminais de Contentores, S.A.	Custo Aproximado	9 900 000 €
Projectista		Data de Arranque	
Construtora		Data de Finalização	

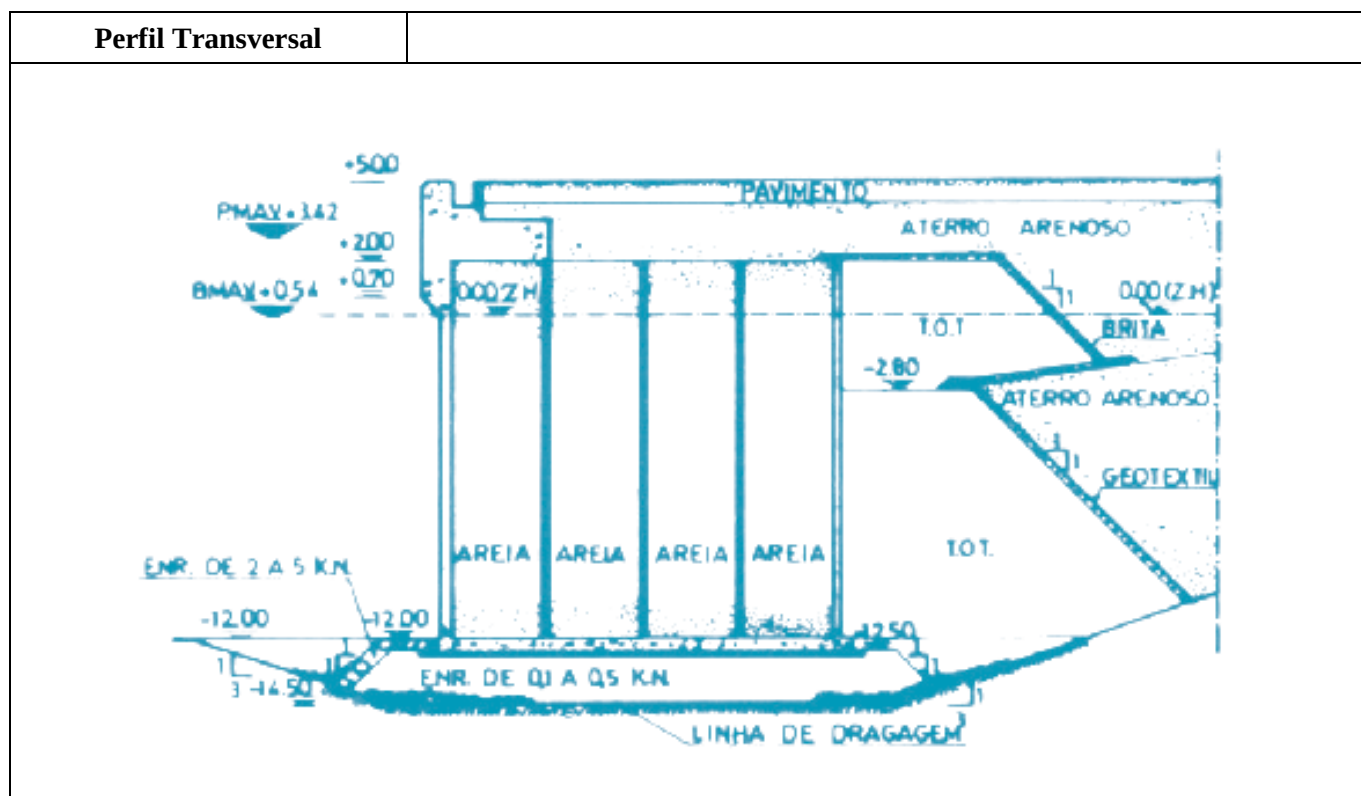
Características Globais	Largura		
	Comprimento	320 m	
	Cota de Coroamento		
	Cota de Serviço	- 10.5 m ao Z.H	Categoria – V
	Amplitude de Maré	Média – 2.1 m	Tipo – Mesodital
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	O cais foi construído em blocos pré-fabricados de betão com 60 ton. Os carris utilizados pelos guindastes foram instalados na superestrutura. Foram utilizados 63800 m³ de enrocamento de 10 a 500 Kg e 163700 m³ de material de aterro proveniente de dragagens.		

Perfil Transversal	

Designação	Terminal Roll-On Roll-Off Ford/VW – Porto de Setúbal		PT
			GC
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Setúbal	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
A empresa ETERMAR foi responsável pela construção do novo terminal “Ro-Ro” do porto de Setúbal. O cais acostável é constituído por 27 caixões de betão armado de 15.25x14.50 m, assentes sobre um prisma de enrocamento com 2 m de espessura. A superestrutura foi betonada <i>in situ</i> da cota + 2.0 m à cota + 5.0 m (ZH). A empresa foi também responsável pela pavimentação do novo terraplino, com cerca de 15 ha, pela execução das redes de abastecimento de água, esgotos, electricidade, comunicações e redes de acesso ao terminal.			
Fontes de Informação	Porto de Setúbal		
	Etermar – Engenharia e Construção, S.A		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Caixões		
Entidade	APSS – Administração dos Portos de Setúbal e Sesimbra, S.A.	Custo Aproximado	23 241 000 €
Projectista	ETERMAR	Data de Arranque	
Construtora	ETERMAR	Data de Finalização	

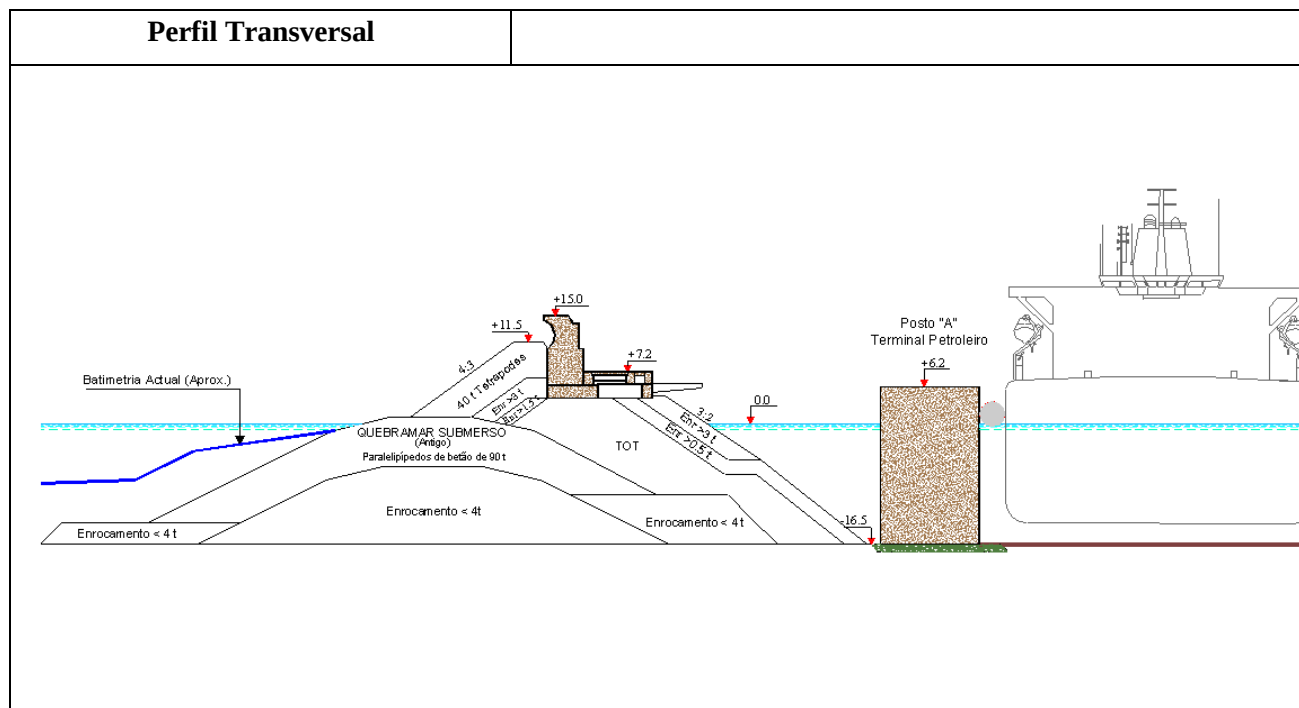
Características Globais	Largura		
	Comprimento	365 m	
	Cota de Coroamento	+ 5.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 12.0 m ao Z.H	Categoria – VI
	Amplitude de Maré	Máxima – 2.88 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Volumes		
	Betão	Enrocamento	Aterro
	26 000 m³	310 000 m³	2 000 000 m³
	Quantidade de Aço		2200 ton



Designação	Porto de Leixões – Terminal Petroleiro – Posto A	
Localização	País	Portugal
	Cidade	Matosinhos
Imagem Aérea Vertical		
		
Observações		
O Porto de Leixões dispõe de um terminal Petroleiro, actualmente concessionado à Petrogal (Petróleos de Portugal, S.A.). Construído sobre o quebramar submerso, com mais de 700 m de comprimento, este terminal localiza-se à entrada do Porto (posto A), servindo também de protecção contra a rebentação e facilitando a entrada e saída de navios. O terminal está equipado para a recepção de petróleo bruto e dos mais diversos produtos refinados, incluindo lubrificantes, aromáticos, solventes, combustíveis e óleos-base. Posto A – No posto de acostagem A é realizada a descarga de ramas de petróleo e produtos refinados diversos para navios até 100 000 DWT (calados da ordem dos 13 a 13 m).		
Fontes de Informação	APDL	
	Documentação Disponibilizada pela APDL	

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Caixões		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista		Data de Arranque	1966
Construtora		Data de Finalização	1970

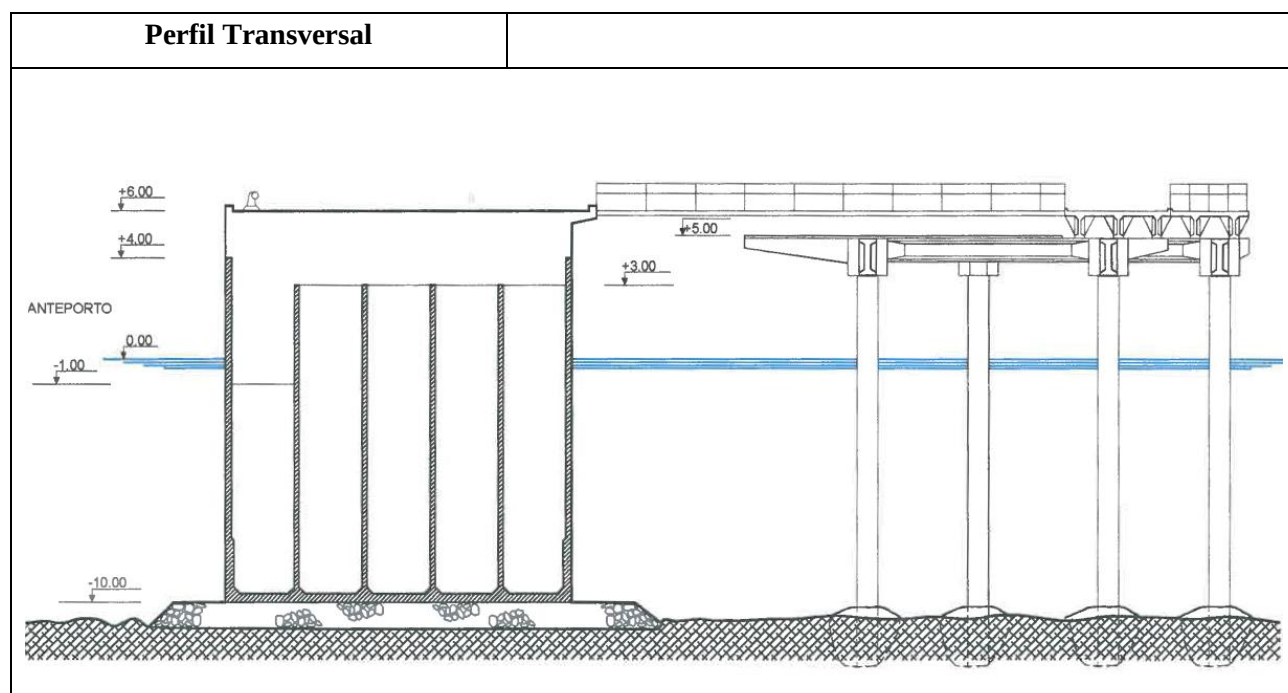
Características Globais	Largura	Aproximadamente 12 m	
	Comprimento	Aproximadamente 40 m	
	Cota de Coroamento	+ 6.2 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 16.5 m ao Z.H	Categoria – III
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estrutura assente num prisma de enrocamento.		



Designação	Porto de Leixões – Terminal Petroleiro – Posto B		PT
			GC
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
Observações			
O Porto de Leixões dispõe de um terminal Petroleiro, actualmente concessionado à Petrogal (Petróleos de Portugal, S.A.). Construído sobre o quebramar submerso, com mais de 700 m de comprimento, este terminal localiza-se à entrada do Porto (apenas posto A, posto B e C já no interior do porto), servindo também de protecção contra a rebentação e facilitando a entrada e saída de navios. O terminal está equipado para a recepção de petróleo bruto e dos mais diversos produtos refinados, incluindo lubrificantes, aromáticos, solventes, combustíveis e óleos-base. Posto B – No posto de acostagem B é realizada a descarga de ramas de petróleo, produtos refinados diversos, gases liquefeitos e produtos aromáticos para navios até 27 000 DWT.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Caixões		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista	JPN/ML	Data de Arranque	1966
Construtora		Data de Finalização	1970

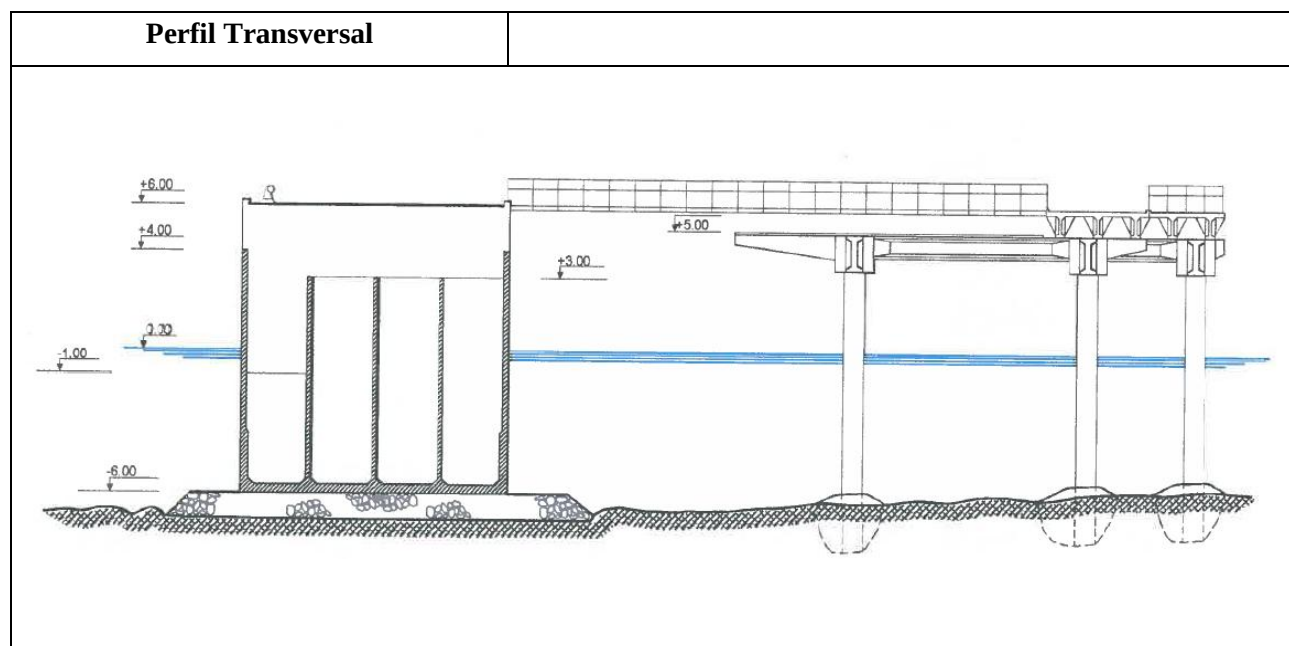
Características Globais	Largura	Aproximadamente 15 m	
	Comprimento	Aproximadamente 72 m	
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 10.0 m ao Z.H	Categoria – V
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estrutura assente num prisma de enrocamento.		



Designação	Porto de Leixões – Terminal Petrolero – Posto C		PT
			GC
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
Observações			
O Porto de Leixões dispõe de um terminal Petrolero, actualmente concessionado à Petrogal (Petróleos de Portugal, S.A.). Construído sobre o quebramar submerso, com mais de 700 m de comprimento, este terminal localiza-se à entrada do Porto (apenas posto A, posto B e C já no interior do porto), servindo também de protecção contra a rebentação e facilitando a entrada e saída de navios. O terminal está equipado para a recepção de petróleo bruto e dos mais diversos produtos refinados, incluindo lubrificantes, aromáticos, solventes, combustíveis e óleos-base. Posto C – No posto de acostagem C é realizada a descarga de gases de petróleo liquefeitos, produtos refinados diversos e produtos aromáticos para navios até 5 000 DWT.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Caixões		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista	JPN/ML	Data de Arranque	1966
Construtora		Data de Finalização	1970

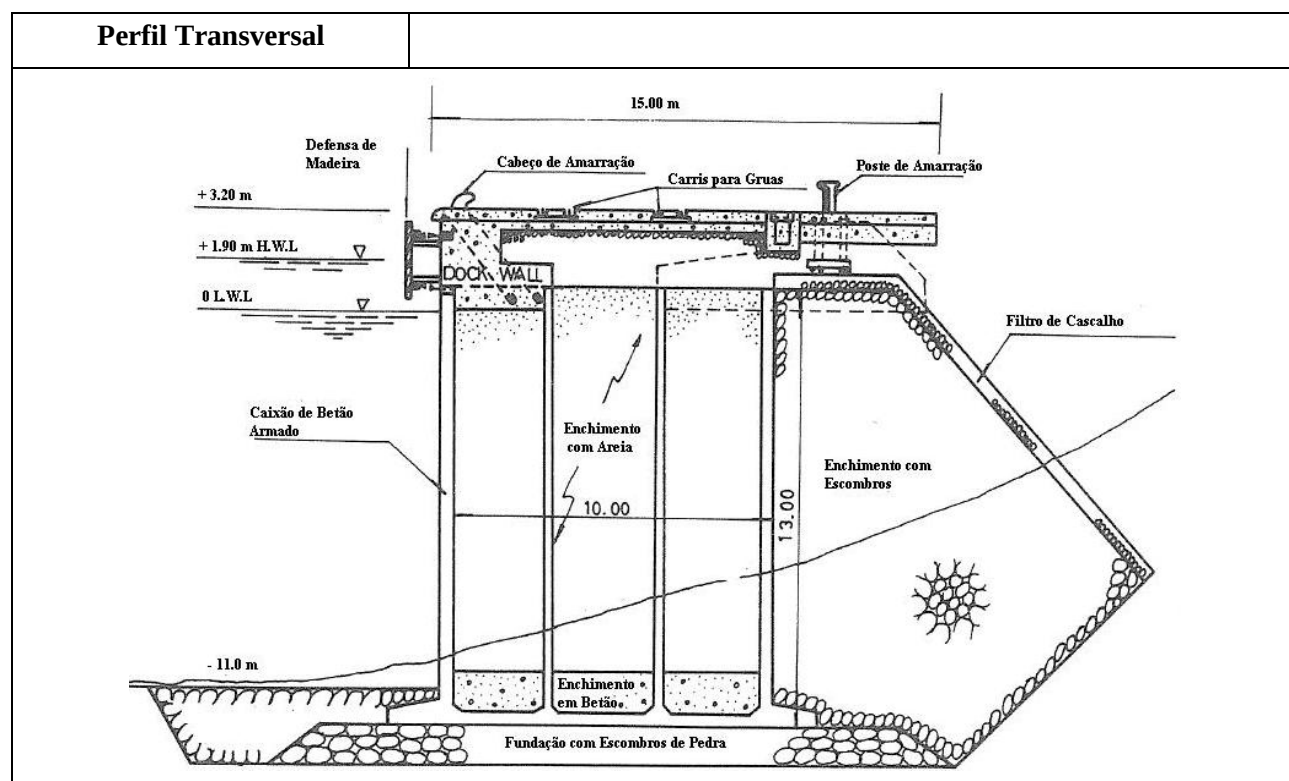
Características Globais	Largura	Aproximadamente 12 m	
	Comprimento	Aproximadamente 40 m	
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 6.0 m ao Z.H	Categoria – III
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estrutura assente num prisma de enrocamento.		

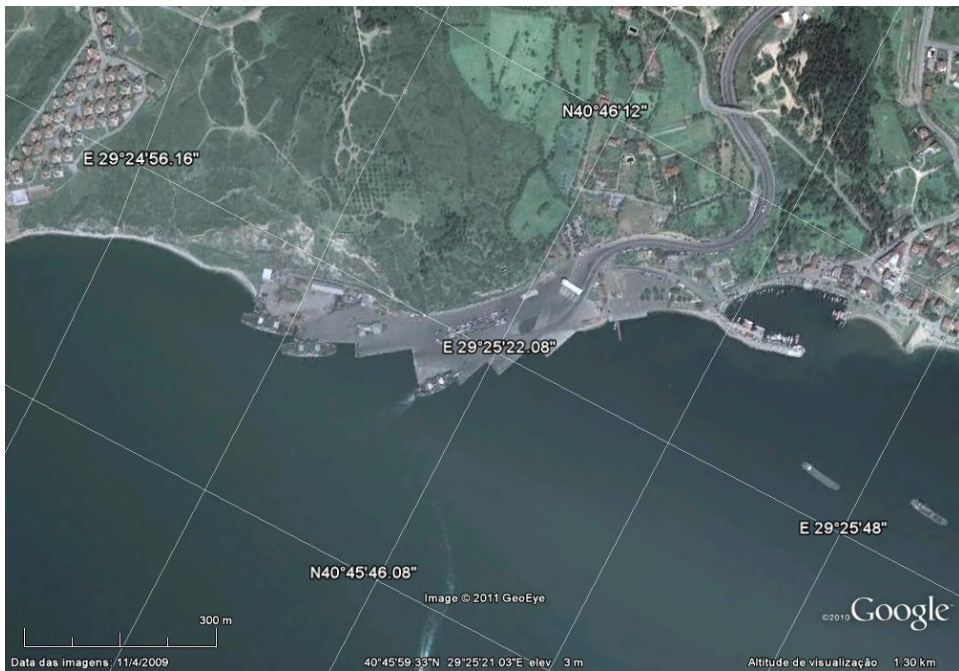


Designação	Cais de Acostagem Oeste Nº 30-32 – Terminal de Carga Geral e Granel		TW
			GC
Localização	País	Taiwan (Ilha Formosa)	
	Cidade	Keelung	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O Porto de Keelung é o maior e mais importante porto de Taiwan. Está situado a norte da ilha servindo a capital Taipei, bem como quase todo o norte da Formosa. Rodeado por colinas elevadas, com excepção do seu local de entrada no extremo norte, o porto de Keelung tem visto o seu tráfego de mercadorias aumentar bruscamente. Por esta razão, o porto tem sido alvo de um constante investimento na melhoria das suas infra-estruturas, nomeadamente na recepção de carga e navios de contentores. Os cais de acostagem em análise localizam-se no interior do porto de Keelung, no seu extremo mais a sul, local onde se situam as instalações mais antigas do porto.			
Fontes de Informação	America Society of Civil Engineers - Port Structure Costs de 1974		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Caixões		
Entidade		Custo Aproximado	
Projectista		Data de Arranque	1964
Construtora		Data de Finalização	1965

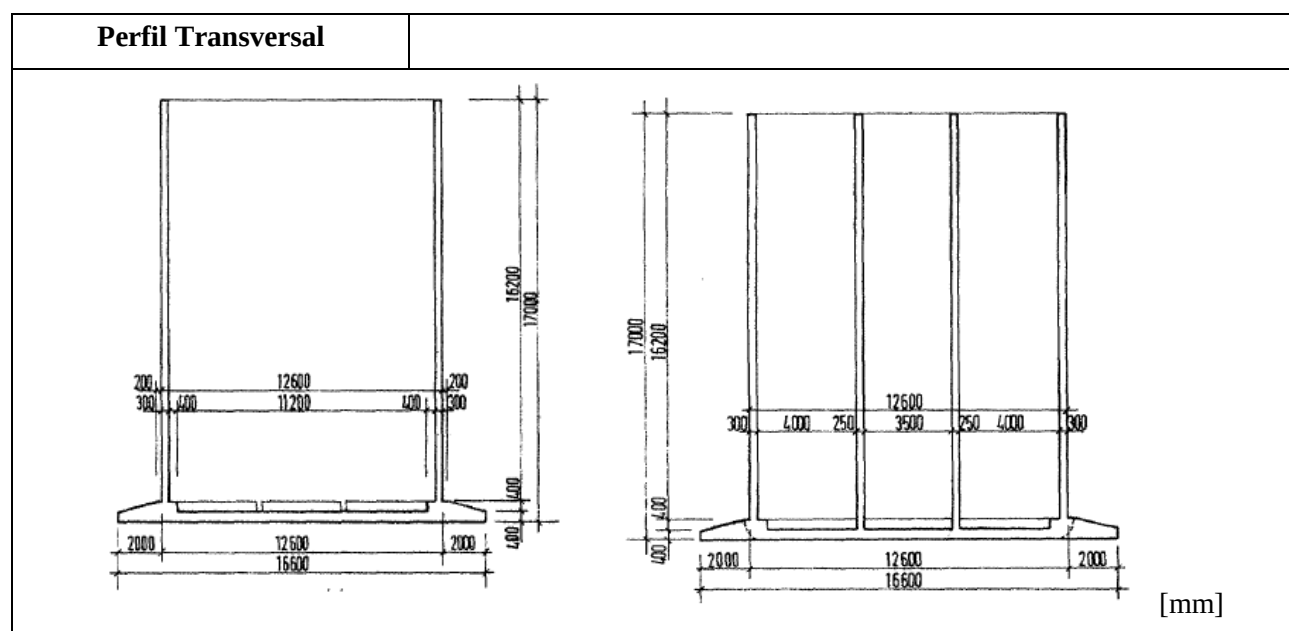
Características Globais	Largura	15 m	
	Comprimento	510 m	
	Cota de Coroamento	+ 3.20 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 11.0 m ao Z.H	Categoria. – V
	Amplitude de Maré	Média – 1.9 m	Tipo – Microtidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Os caixões em betão armado de dimensões 30x10x30 m, são assentes numa fundação de escombros de pedra e preenchidos com areia no seu interior. O prisma de alívio da estrutura é formado por agregados.		

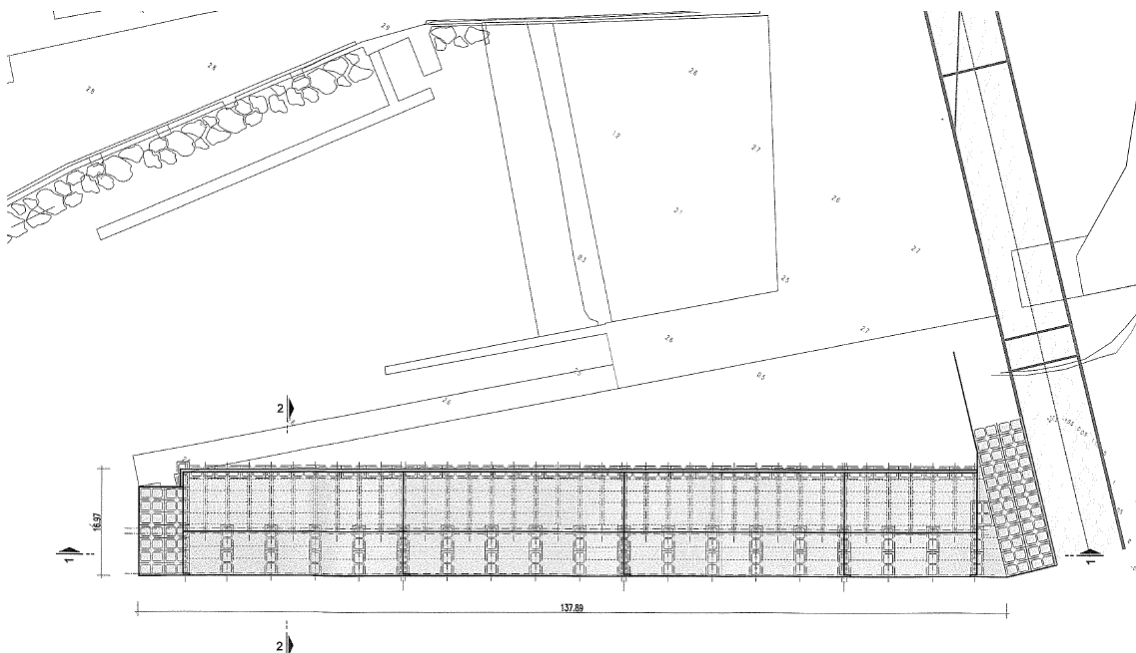


Designação	Construção do Cais de Acostagem em Caixões no Porto de Belde		TR
			GC
Localização	País	Turquia	
	Cidade	Belde	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O porto de Belde localiza-se a nordeste da costa do mar Marmara, a este da cidade de Istambul, e dispõe de uma área de aproximadamente 53 hectares. O projecto de construção do terminal de contentores oeste foi desenvolvido em quatro fases, consistindo numa estrutura de acostagem em caixotões com cerca de 1000 m de comprimento, com fundos a 16 m de profundidade. Um factor importante no desenvolvimento e construção do porto foi o acesso directo à principal linha ferroviária da Turquia que liga as cidades de Istambul e Ankara, o que possibilitou um fácil acesso ao porto durante a realização das obras e um intercâmbio de mercadorias entre as três cidades após a sua realização. Existem ainda planos para a construção de uma nova rede de estradas que atravessa o golfo de Izmit, passando pelo porto de Belde, o que a se verificar, trará enormes benefícios para porto. O facto de o Mar de Marmara estar praticamente enclausurado, com ligações estreitas ao mar Negro e ao mar Egeu através das cidades de Bosphorus e Dardnelles respectivamente, permite que a abordagem dos navios ao porto seja feita sem qualquer preocupação e sem necessidade da construção de estruturas portuárias de protecção.			
Fontes de Informação	The Quay Construction with Concrete Caisson in Belde Container Port in Turkey		
	Sellhorn-Hamburg		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Caixões		
Entidade	Belde Port Operations and Warehousing Co.	Custo Aproximado	
Projectista		Data de Arranque	
Construtora		Data de Finalização	

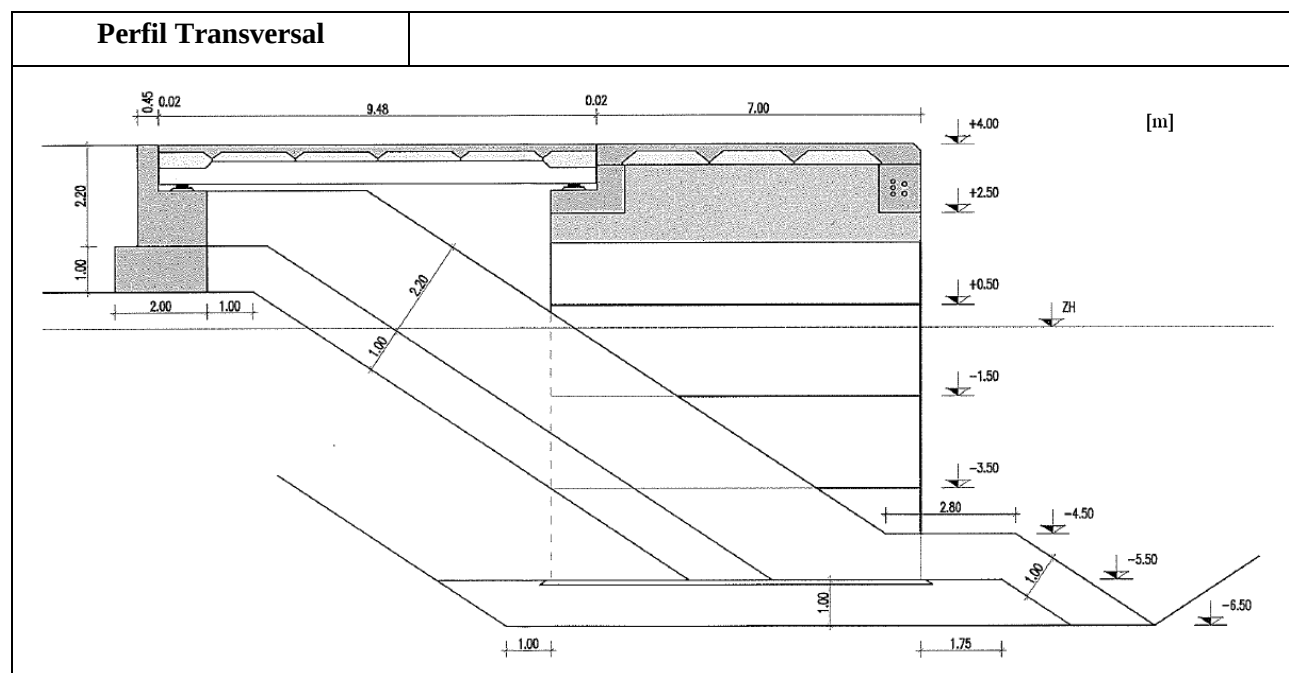
Características Globais	Largura	12.6 m		
	Comprimento	1000 m		
	Cota de Coroamento	+ 3.0 m ao Z.H		
	Cota de Serviço	- 16.0 m ao Z.H	Categoria – VII	
	Amplitude de Maré	Praticamente Nula	Tipo – Microtidal	
	Altura de Ondas	Hs – 3.1 m	Hmax – 5.0 m	
	Carga de Dimensionamento	Patamar – 60 kN/m ²		
Características de Fundação	Camada inicial constituída por cascalho de densidade média, seguida de uma camada rija a dura de argila siltosa. De seguida existe uma camada arenosa/gravilha, densa a muito densa e por último a bedrock de pedra calcária.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Factores de Segurança	Deslizamento	Derrube	Rotura do Solo
		1.090	1.836	1.22
	Tensões no Solo	Máxima		Mínima
		592.10 kN/m ²		- 158.10 kN/m ²



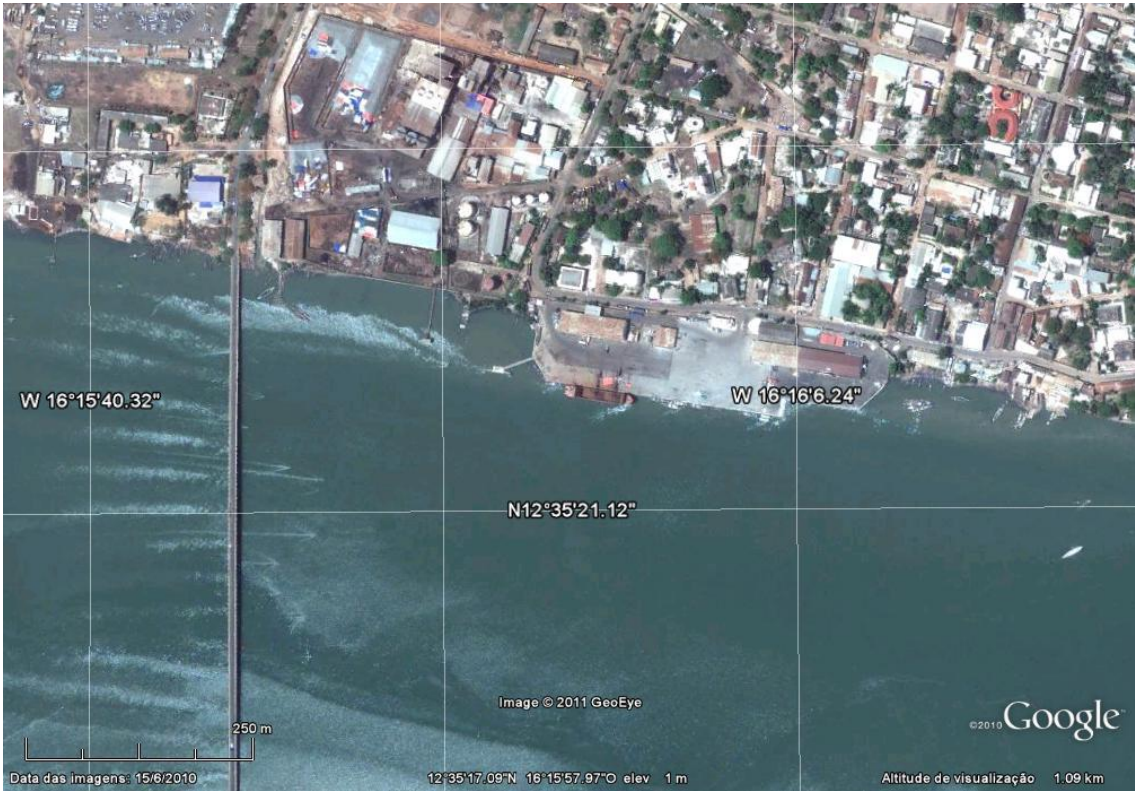
Designação	Intervenção na Ribeira de São João – Cais do Varadouro de S.Lázaro		PT
			GA
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Funchal	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
Com o objectivo de aumentar a capacidade de acostagem do porto do Funchal, não só para o trem naval da APRAM – Administração dos Portos da Região Autónoma da Madeira, como para embarcações de porte médio, preconizou-se a criação de um cais entre o extremo poente do molhe de abrigo da doca de S. Lázaro e o extremo do muro de guiamento poente da nova foz da ribeira de S. João. De modo a minimizar as reflexões da agitação incidente, tal como acontece com o talude de protecção actualmente existente e o Cais Norte, este cais será um cais aberto e constituído por pilares de aduelas com 2.0 m de frente e espaçadas de 5.0 m, sobre as quais assenta a laje de enrocamento. Entre os pilares de aduelas existirá um talude dissipador de enrocamento.			
Fontes de Informação			
	http://www.hidrografico.pt/		

Tipo de Solução	Estrutura Gravítica em Aduelas		
Entidade	SRES – Secretaria Regional Equipamento Social	Custo Aproximado	
Consultores	Norvia Prima Engenharia & Arquitectura S.A. e WW – Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas S.A.	Data de Arranque	A decorrer
Construtora		Data de Finalização	

Características Globais	Largura	Aproximadamente 17 m	
	Comprimento	138 m	
	Cota de Coroamento	+ 4.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 4.50 m ao Z.H	Categoria – II
	Amplitude de Maré	Média – Aprox. 2m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes			

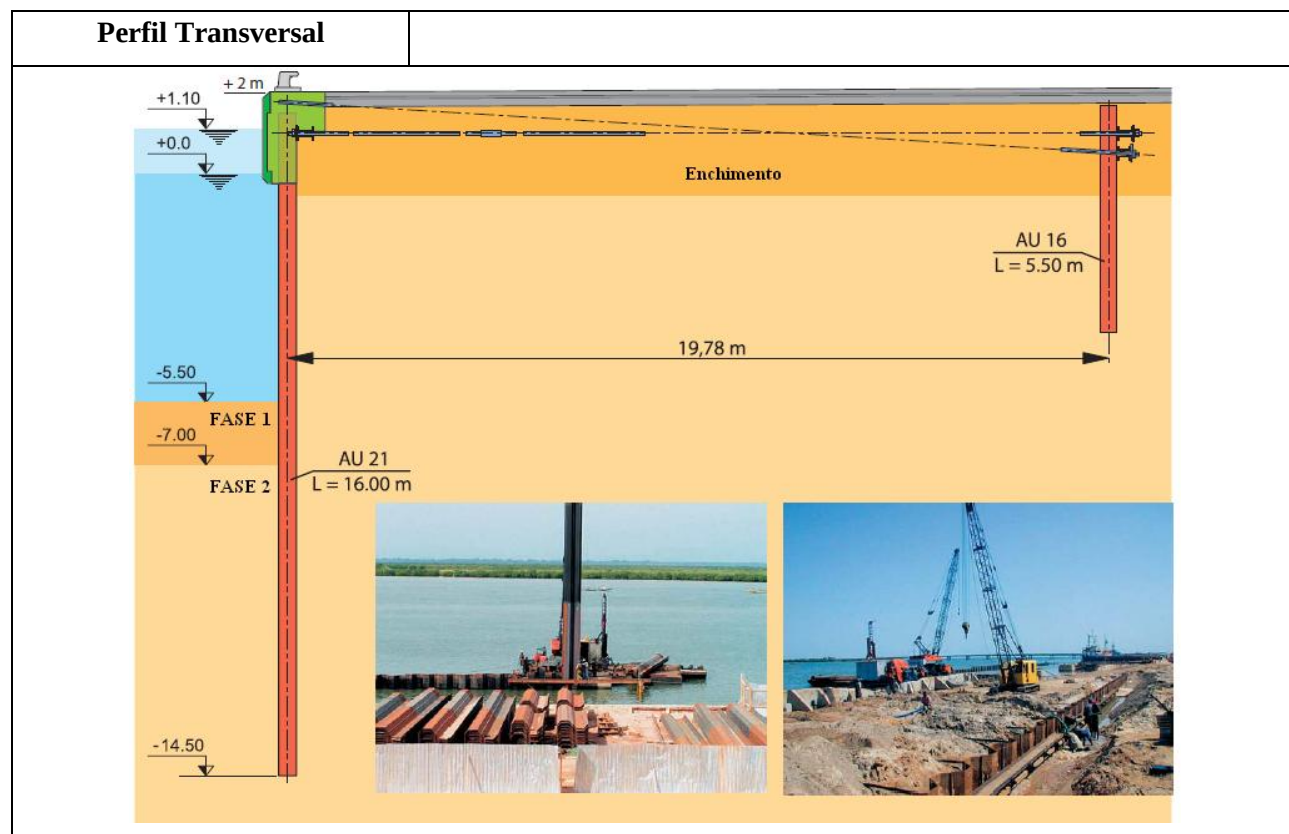


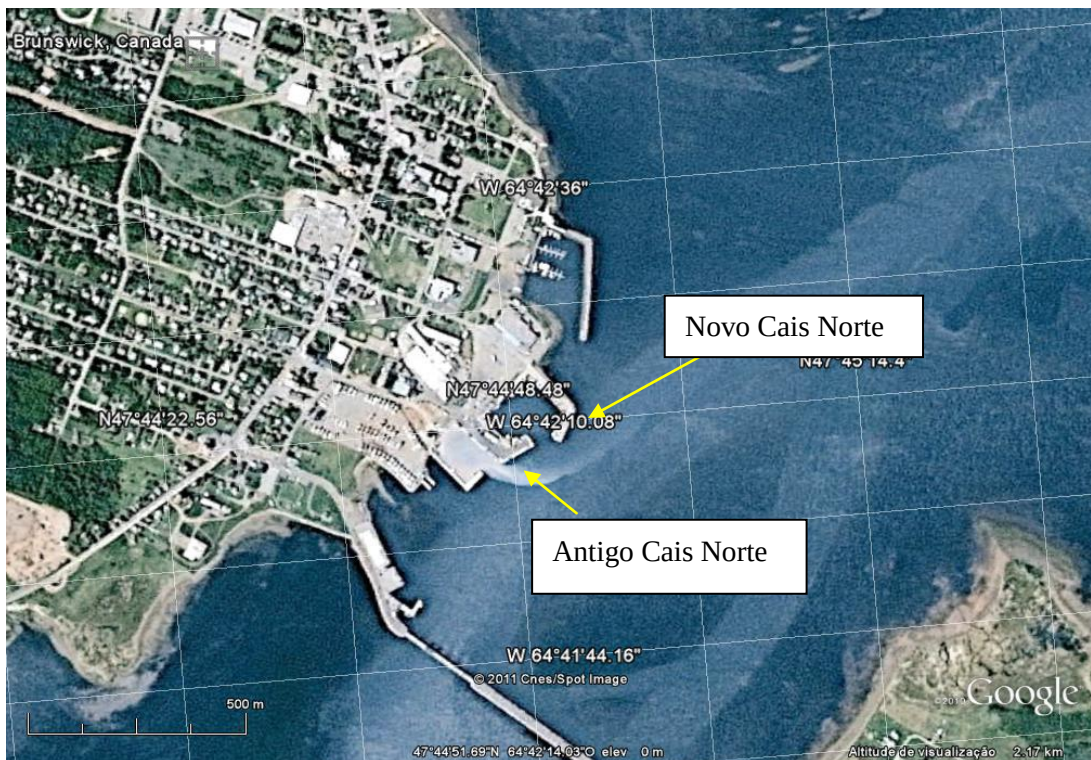
SOLUÇÕES NÃO GRAVÍTICAS

Designação	Projecto de Reconstrução do Porto de Ziguinchor		SN
			EP
Localização	País	Senegal	
	Cidade	Ziguinchor	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
A cidade costeira de Ziguinchor foi fundada pelos Portugueses em 1645 e localiza-se nos bancos arenosos do rio Casamance, a 70 km do oceano. Com acesso facilitado ao Atlântico, o porto de Ziguinchor em adição ao transporte de passageiros por <i>ferry boat</i>, comercializa produtos locais como nozes, algodão, peixe, arroz, fruta, importando ainda alguns produtos petrolíferos. Em 2004 a entidade responsável pela gestão do porto iniciou, com o apoio do estado, um projecto de duas fases para a reconstrução das infra-estruturas do porto, já com 50 anos. A primeira fase iniciou-se em Agosto de 2004 e abrangia a construção de um novo terminal de passageiros de 80 m, um terminal “Ro-Ro” de 20 m e ainda parte dum terminal para mercadorias que se localizaria 20 m à frente do cais existente. A extensão do novo cais de mercadorias ficou concluída em Julho de 2005, como parte da segunda fase do projecto. Esta última fase incluía a construção de uma parede de retorno com 68 m, e o enchimento com areia do novo espaço tomado ao rio.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		

Tipo de Solução	Cortinas de Estacas Prancha Ancoradas		
Entidade	Senegalese Ministry of Infrastructures	Custo Aproximado	
Projectista	BCEOM	Data de Arranque	2004
Construtora	Eiffage Construction e Fougereolle Sénégal	Data de Finalização	2005

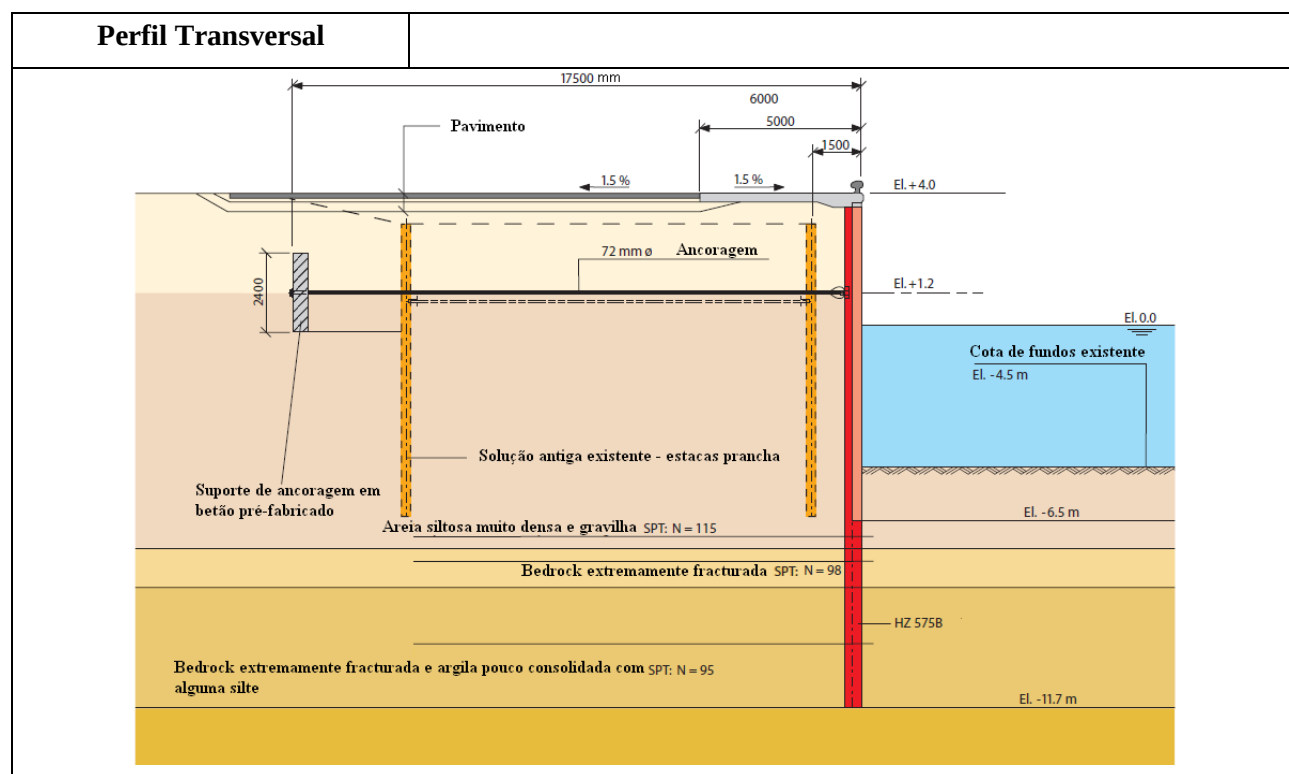
Características Globais	Largura			
	Comprimento	265 m		
	Cota de Coroamento	+ 2.0 m ao Z.H		
	Cota de Serviço	- 7.0 m ao Z.H	Categoria – III	
	Amplitude de Maré	Média – 1.10 m	Tipo – Microtidal	
	Carga de Dimensionamento	Ancoragem – 680 kN		
Características de Fundação	Camada inicial mole a compacta de sedimentos lodosos do rio, seguida de uma camada sedimentar de origem argilosa.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		AU 21	S 430 GP	16.0 m
		AU 16	S 270 GP	5.50 m
	Quantidade de Aço	1290 ton		



Designação	Construção de um Novo Cais Norte no Porto de Shippagan		CA
			EP
Localização	País	Canada	
	Cidade	Shippagan	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O porto de Shippagan está localizado na província de Nova Brunswick, no estuário do rio Lawrence. A renovação do cais norte do porto foi realizada como meio de resposta à crescente evolução da indústria piscatória e das suas embarcações. Assim, uma vez que as cotas de fundo existentes já não se adequavam aos navios modernos actualmente existentes, foi estudada a possibilidade de as aumentar. Os ensaios realizados revelaram camadas de fundação com fracas características geotécnicas, que, aliadas à longevidade exigida para o cais acostável limitavam as soluções possíveis. Após o estudo de várias alternativas, a solução mais viável encontrada foi a utilização de cortinas estacas prancha ancoradas. O projecto previa a construção de um novo cais norte e a renovação do existente, bem como o preenchimento do espaço existente entre o antigo cais e o novo com material dragado e o fecho da linha de costa entre os cais norte e sul, também com estacas prancha.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		
	Fisheries and Oceans Canada		

Tipo de Solução	Cortinas de Estacas Prancha Ancoradas		
Entidade	Public Works and Government Services of Canada	Custo Aproximado	
Projectista	Eastern Designers & Company Limited	Data de Arranque	2002
Construtora	Comeau & Savoie Construction Ltd	Data de Finalização	2003

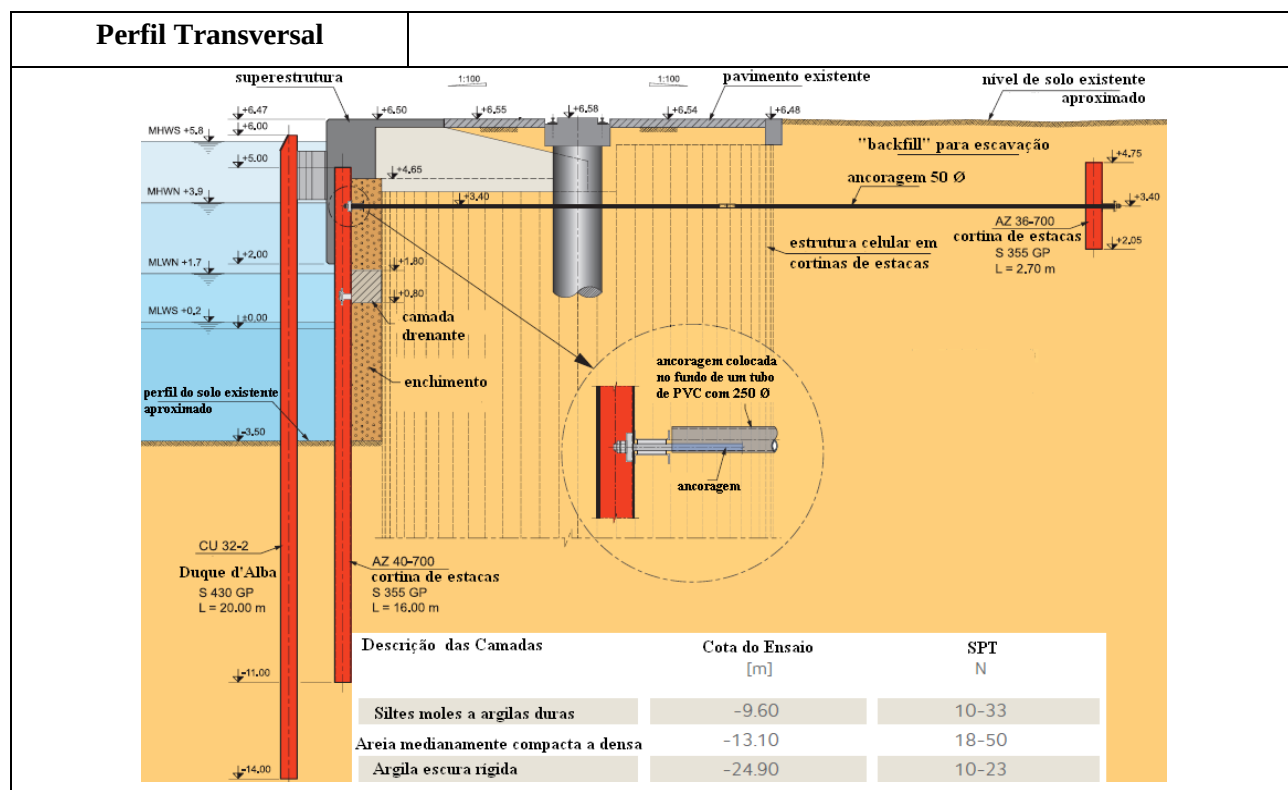
Características Globais	Largura –		Comprimento –	
	Cota de Coroamento	+ 4.0 m ao Z.H		
	Cota de Serviço Existente	- 4.5 m ao Z.H	Categoria – II	
	Amplitude de Maré	Média – 1.5 m	Tipo – Microtidal	
	Carga de Dimensionamento			
Características de Fundação	Camada inicial de 2-4 m compacta a densa, de areia siltosa com gravilha. A camada seguinte constitui a bedrock, bastante fracturada e formada por argila pré-consolidada.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		HZ 575 B	CSA Gr 350 W	15.75 m
		HZ 575 C	CSA Gr 350 W	17.55 m
		AZ 13	S 430 GP	10.55 – 11.55 m
	Quantidade de Aço	800 ton		

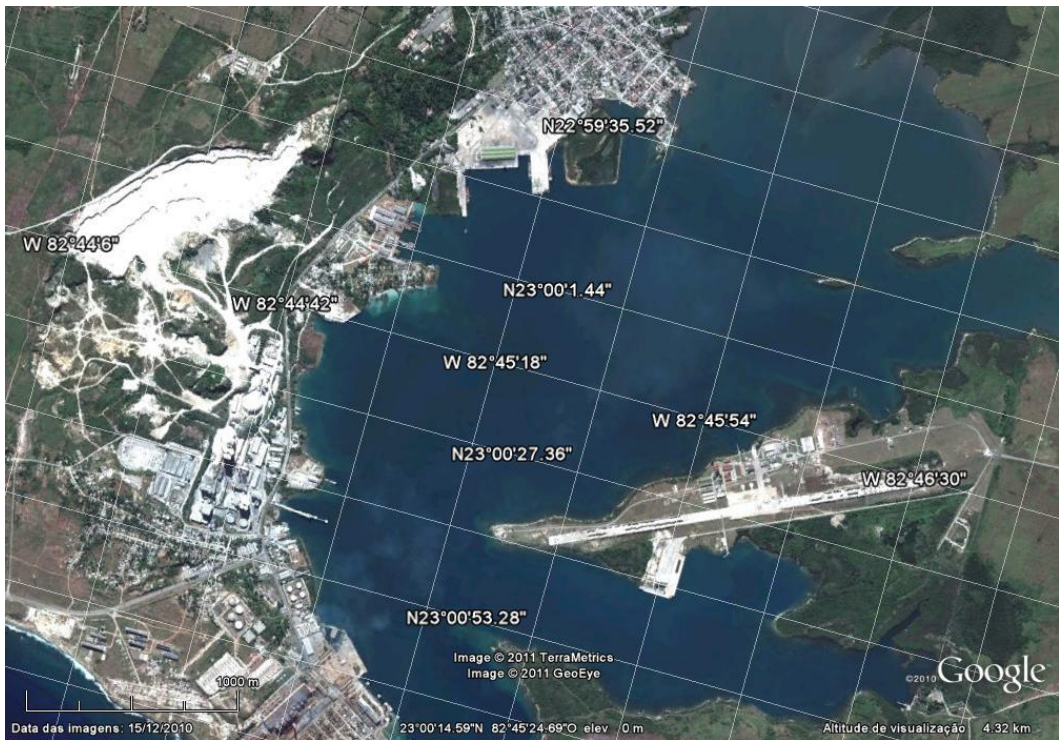


Designação	Reabilitação do “Cais Francês” – Porto de Kamsar		GN
			EP
Localização	País	República da Guiné	
	Vila	Kamsar	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
Kamsar é uma pequena vila mineira localizada a cerca de 200 km a norte de Conacri, a capital da República da Guiné. O porto de Kamsar está situado no estuário do rio Nunez e é constituído por três cais acostáveis, o “Cais de Minerais”, o “Cais Italiano” e o “Cais Francês”. Este último foi construído no final da década de 50, numa estrutura celular formada pela combinação de perfis metálicos de cortinas de estaca prancha e uma superestrutura betonada <i>in situ</i>. No início do século XXI a entidade responsável pelo porto, CGB, decidiu aumentar o período de vida das infra-estruturas do porto. Como seria de esperar, as estruturas de acostagem ao fim de um longo período de utilização necessitavam de ser reabilitadas. A solução adoptada, seleccionada por ser a mais económica e eficaz, passou pela construção de uma estrutura em cortinas de estacas prancha ancoradas em frente à estrutura celular previamente existente. Para proteger a nova estrutura e suportar as forças de acostagem dos navios, foram utilizados perfis metálicos na construção de duques d’Alba, colocados ligeiramente afastados da nova estrutura.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		
	World Port Source		

Tipo de Solução	Cortinas de Estacas Prancha Ancoradas		
Entidade	Compagnie des Bauxites de Guinée	Custo Aproximado	
Projectista	Royal Haskoning	Data de Arranque	2006
Construtora	SETH - Sociedade de Empreitadas e Trabalhos Hidráulicos, S.A.	Data de Finalização	2007

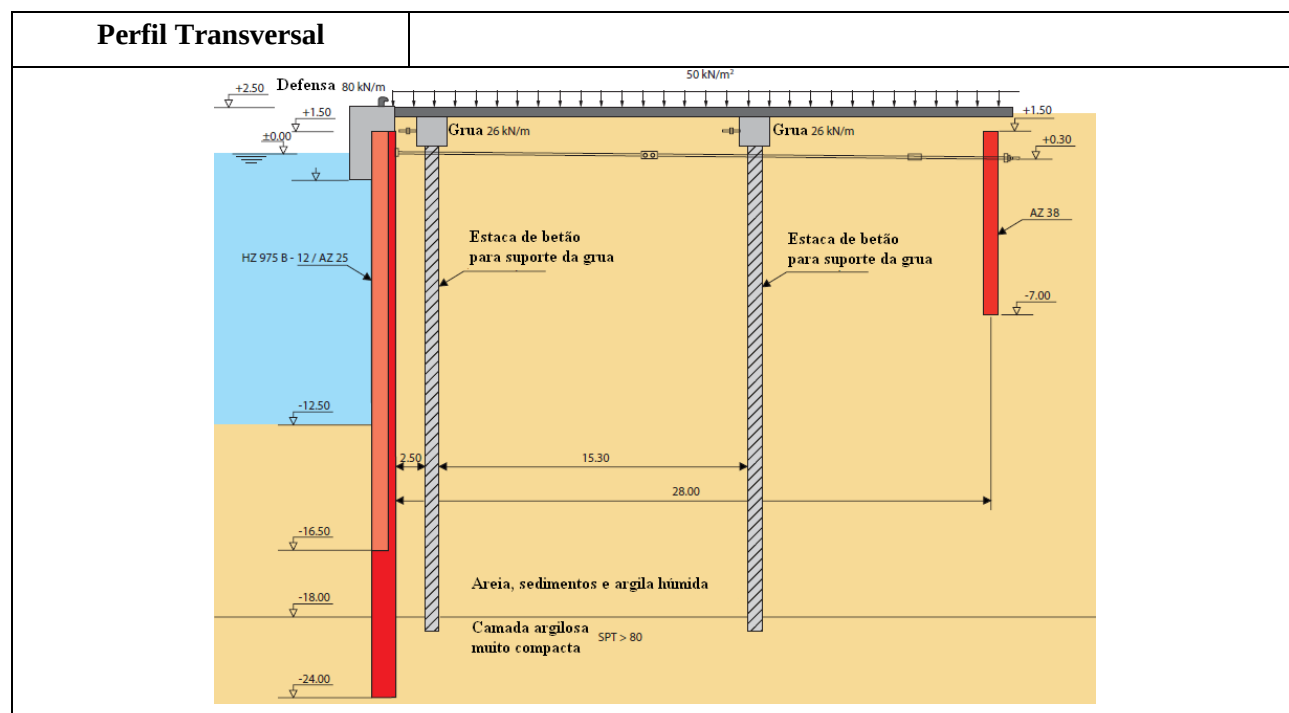
Características Globais	Largura –		Comprimento – 116 m	
	Cota de Coroamento	+ 6.50 m ao Z.H		
	Cota de Serviço	- 3.5 m ao Z.H	Categoria – I	
	Amplitude de Maré	Média – 5.6 m	Tipo – Macrotidal	
Características de Fundação	Camada inicial constituída por siltes moles e argilas duras. Uma segunda camada de areia medianamente compacta a densa e por fim uma camada de argila escura rígida.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		AZ 40-700	S 355 GP	11 - 16 m
		AZ 36-700	S 355 GP	2.7 m
		CU 32-2	S 430 GP	20 m
	Pilares de Suporte	HEB 300	S 275 JR	40 m
	Ancoragens	Ø 50 mm fy 460 Mpa		



Designação	Expansão do Cais do Terminal de Contentores de Havana		CU
			EP
Localização	País	Cuba	
	Cidade	Havana	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O terminal de contentores de Havana é o único existente em Cuba e como tal, tem sido ao longo dos anos alvo de vários investimentos no sentido de aumentar a sua capacidade e melhorar o seu desempenho. O último projecto aprovado para o desenvolvimento do terminal previa um aumento do seu cais acostável em 150 m. Apesar de ser um país que tem sofrido um rápido crescimento económico, grande parte dos materiais e da tecnologia necessária para se proceder a uma obra deste carácter não existiam no país. Assim, o projecto do aumento do terminal foi concessionado ao grupo alemão Bauer, que forneceu e executou a instalação de cortinas de estacas pranchas ancoradas para a nova extensão do cais. As cotas de fundo da nova extensão do terminal foram aumentadas para -12.5 (ZH) de forma a poder receber navios de maiores dimensões. O trabalho de drenagem de fundos foi também realizado pelo grupo alemão, enquanto os restantes trabalhos, como o enchimento da nova extensão ou a realização de estruturas em betão, foram executados pela Divisão de Construção do Ministério dos Transportes de Cuba.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		
	Tides and Currents		

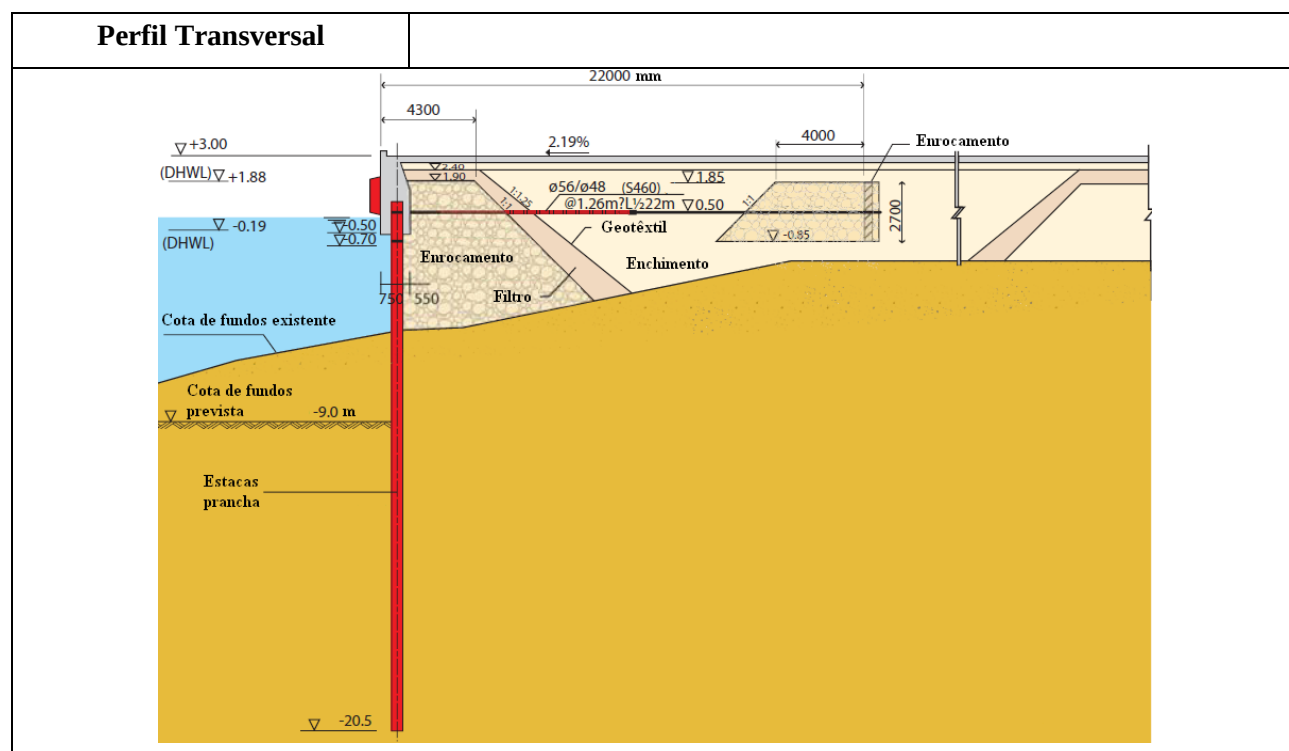
Tipo de Solução	Cortinas de Estacas Prancha Ancoradas		
Entidade	TCH S.A. Terminal de Contentores	Custo Aproximado	7 500 000 €
Projectista	Bauer Spezialtiefbau GmbH	Data de Arranque	
Construtora	Bauer Spezialtiefbau GmbH	Data de Finalização	

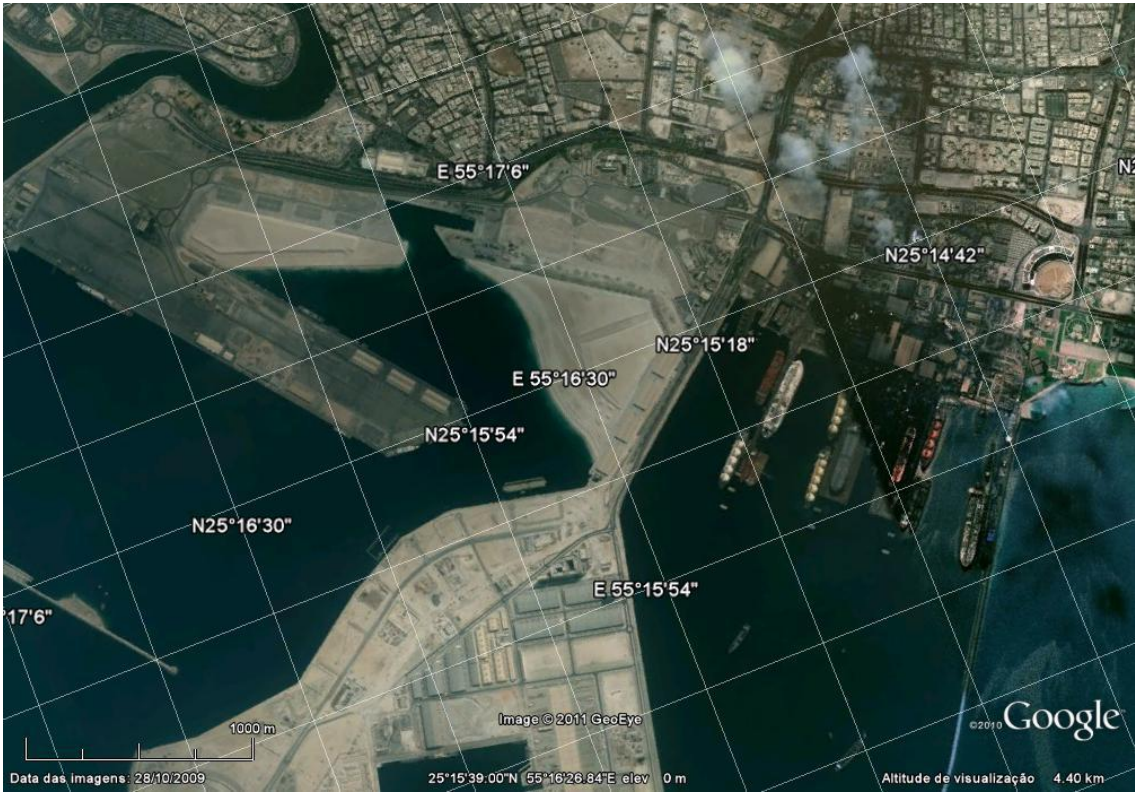
Características Globais	Largura – 28 m		Comprimento – 150 m	
	Cota de Coroamento	+ 2.5 m ao Z.H		
	Cota de Serviço	- 12.5 m ao Z.H	Categoria – VI	
	Amplitude de Maré	Média – < 2.0 m	Tipo – Microtidal	
	Carga de Dimensionamento	Grua – 26 KN/m		
		Defensa – 80 KN/m		
Distribuída – 50 KN/m ²				
Características de Fundação	Camada inicial sedimentar, constituída por areia e rocha argilosa, seguida de uma camada argilosa húmida muito compacta.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		HZ 975 B	S 390GP	25.5 m
		AZ 25	S 270 GP	18.0 m
		AZ 38	S 430 GP	8.50 m
	Quantidade de Aço	1600 ton		



Designação	Projecto de Expansão do Cais Piscatório		PH
			EP
Localização	País	Filipinas	
	Cidade	General Santos	
Imagem Aérea Vertical			
Observações			
O porto da cidade de General Santos foi fundado pela companhia japonesa Overseas Economic Cooperation Fund em 1994 e é o segundo maior porto piscatório das Filipinas. Dispondo de um terminal de contentores com 32 000 m² e instalações modernas adequadas à movimentação e armazenagem de carga, o porto de General Santos constitui um bom ponto de acesso aos maiores mercados do sudeste Asiático. O projecto de expansão do cais deve-se ao crescente desenvolvimento da indústria piscatória nomeadamente a exportação de atum. General Santos localiza-se entre duas importantes placas tectónicas, responsáveis anualmente por pelo menos 6 sismos perceptíveis. Este factor foi decisivo na escolha da solução a adoptar para o projecto de expansão. Assim, em função das importantes cargas sísmicas a considerar, optou-se por uma solução em cortinas de estacas prancha ancoradas, pois o aço devido à sua ductilidade absorve com maior facilidade os esforços provenientes das acelerações horizontais dos sismos.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		
	SeaRates		

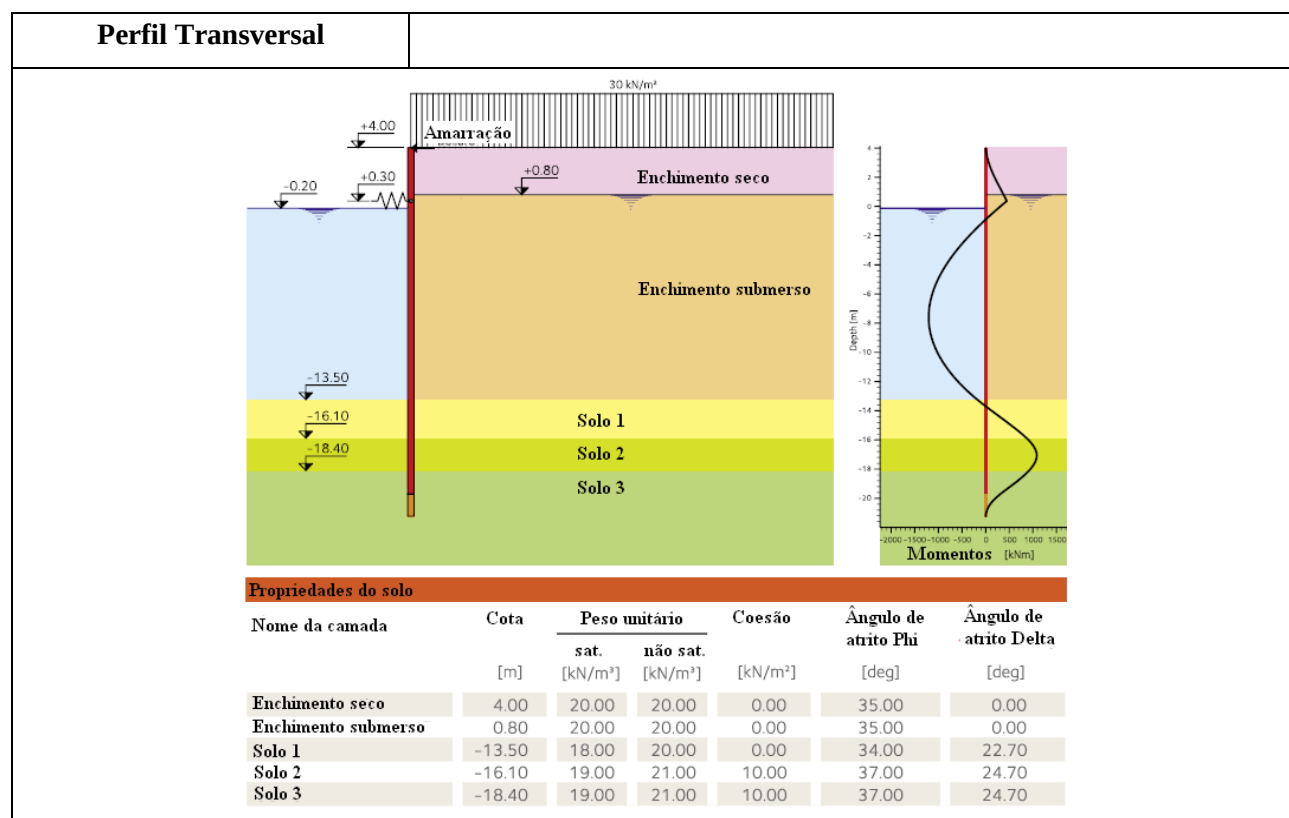
Características Globais	Largura – 90 m		Comprimento – 230 m	
	Cota de Coroamento	+ 3.0 m		
	Cota de Serviço	- 9.0 m	Categoria – IV	
	Amplitude de Maré	Média – 0.6 m	Tipo – Microtidal	
	Carga de Dimensionamento	Ancoragem – 615 kN		
Características de Fundação	Camada inicial de areia média a grossa até cerca de -3.2 m (Z.H). As camadas seguintes são constituídas por argila siltosa medianamente compacta a compacta e algum cascalho até á cota -42.6 m (Z.H).			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		AZ 34	S 430 GP	21.5 m
		AZ 26	S 430 GP	18.5 m
	Quantidade de Aço	2180 ton		

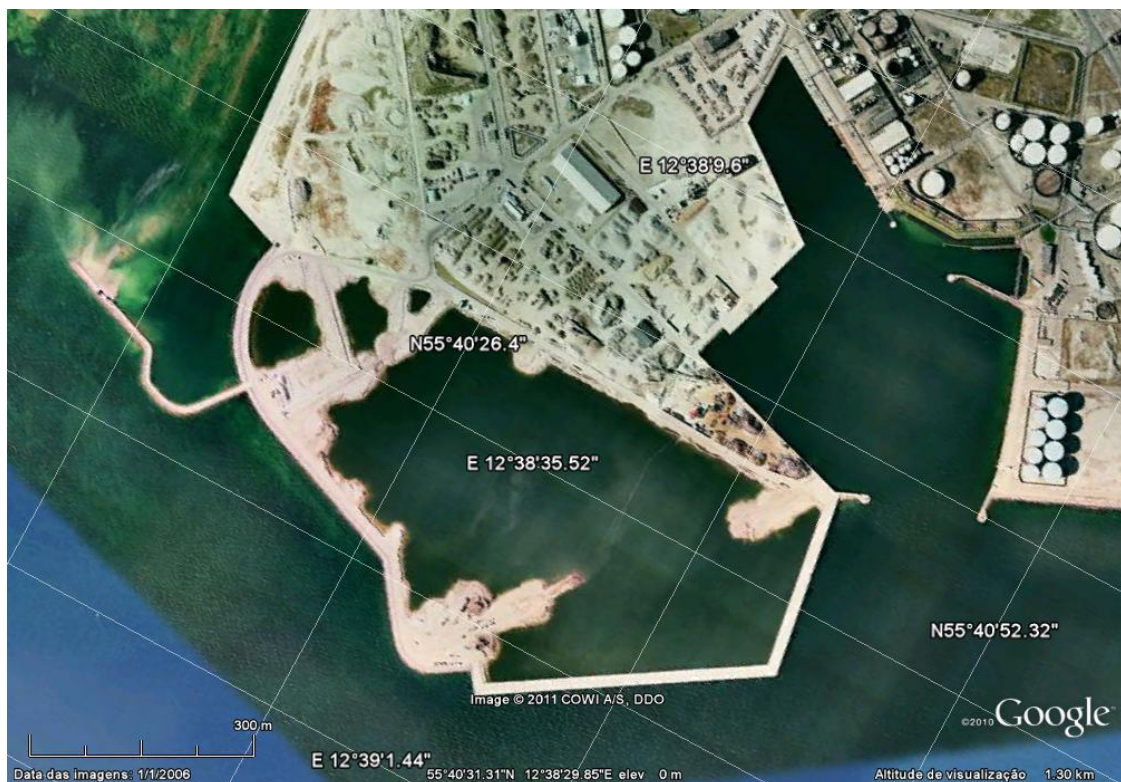


Designação	Estaleiro Náutico com Elevadores de Navios – <i>Dubai Maritime City</i>		AE
			EP
Localização	País	Emirados Árabes Unidos	
	Cidade	Dubai	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O projecto <i>Dubai Maritime City</i> está localizado perto do porto de Rashid no Dubai e consiste numa península artificial com cerca de 2 km² onde estão instaladas várias áreas comerciais, assim como marinas e estaleiros navais. Estes últimos estão equipados com dois elevadores de navios com capacidades de 3000 e 6000 t. Devido ao apertado prazo para a conclusão das obras de construção dos elevadores navais, foram utilizadas estacas prancha para a construção das suas paredes de retenção. Assim, a utilização de perfis metálicos pré-fabricados permitiu a sua instalação em apenas seis semanas. Foram utilizados conjuntos de perfis metálicos AZ 50 para formar estacas em forma de caixa (CAZ 50), montadas no estaleiro da obra. Por se tratar de elevadores navais, as cargas envolvidas são muito elevadas e como tal, foram realizados testes à resistência das estacas CAZ 50. Os testes realizados através da aplicação de cargas verticais apontam para uma capacidade de carga máxima de 6.5 MN.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		
	Halcrow		

Tipo de Solução	Cortinas de Estacas Prancha		
Entidade	Nakheel	Custo Aproximado	
Projectista	Halcrow International Partnership	Data de Arranque	1997
Construtora	Belhasa Six Construct L.L.C.	Data de Finalização	2005

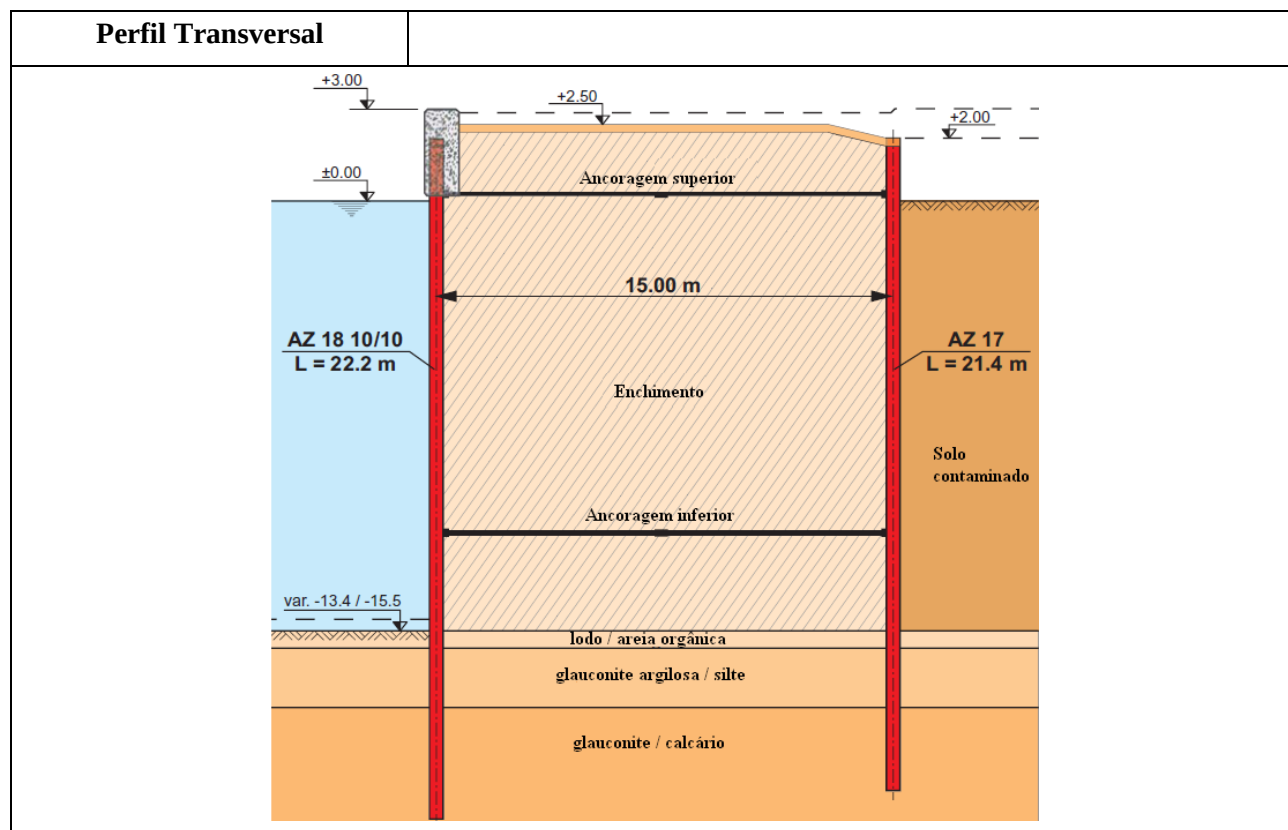
Características Globais	Largura –		Comprimento –	
	Cota de Coroamento	+ 4.0 m ao Z.H		
	Cota de Serviço	- 13.5 m ao Z.H	Categoria – VI	
	Amplitude de Maré	Média – 0.61 m	Tipo – Microtidal	
	Carga de Dimensionamento	Distribuída - 30 Kn/m²		
Características de Fundação	Camada rochosa resistente à cota -19.0 m Z.H, sobrejacente a uma camada rochosa menos resistente.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		AZ 50	S 460 AP	23.0 a 24.5 m
		AZ 18	S 430 GP	8.50 m
	Quantidade de Aço	3580 ton		



Designação	Construção de Um Novo Cais e Retenção de Solos em Prøvestenen		DK
			EP
Localização	País	Dinamarca	
	Cidade	Copenhaga	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
Prøvestenen localiza-se na capital dinamarquesa de Copenhaga, na região de Øresund, que estabelece a ligação entre a Suécia e a Dinamarca bem como a região do mar Báltico e a Europa ocidental. Em 2001 foi criada uma companhia formada pelo município e o porto de Copenhaga com o objectivo de investir no desenvolvimento de Prøvestenen ao longo de 5 anos. O projecto de expansão do porto iniciou-se em 2002 e incluía a construção de um cais acostável com 650 m, aumentando a área de movimentação de carga em 180 000 m². Após a conclusão das obras em 2004, as movimentações de carga a granel foram transferidas para o novo cais, onde as cotas de fundo permitiam a acostagem de embarcações de maior dimensão. No entanto, a estrutura foi construída com o objectivo principal de conter solos contaminados, pelo que a sua utilização como cais acostável tornou-se uma consequência da sua construção.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		
	European Enviroment Agency		

Tipo de Solução	Cortina Dupla de Estacas Prancha Com Dois Níveis de Ancoragens		
Entidade	Udviklingsselskabet Prøvestenen	Custo Aproximado	
Consultores	Moe & Brodsgaard	Data de Arranque	
Construtora	Skanska	Data de Finalização	2004

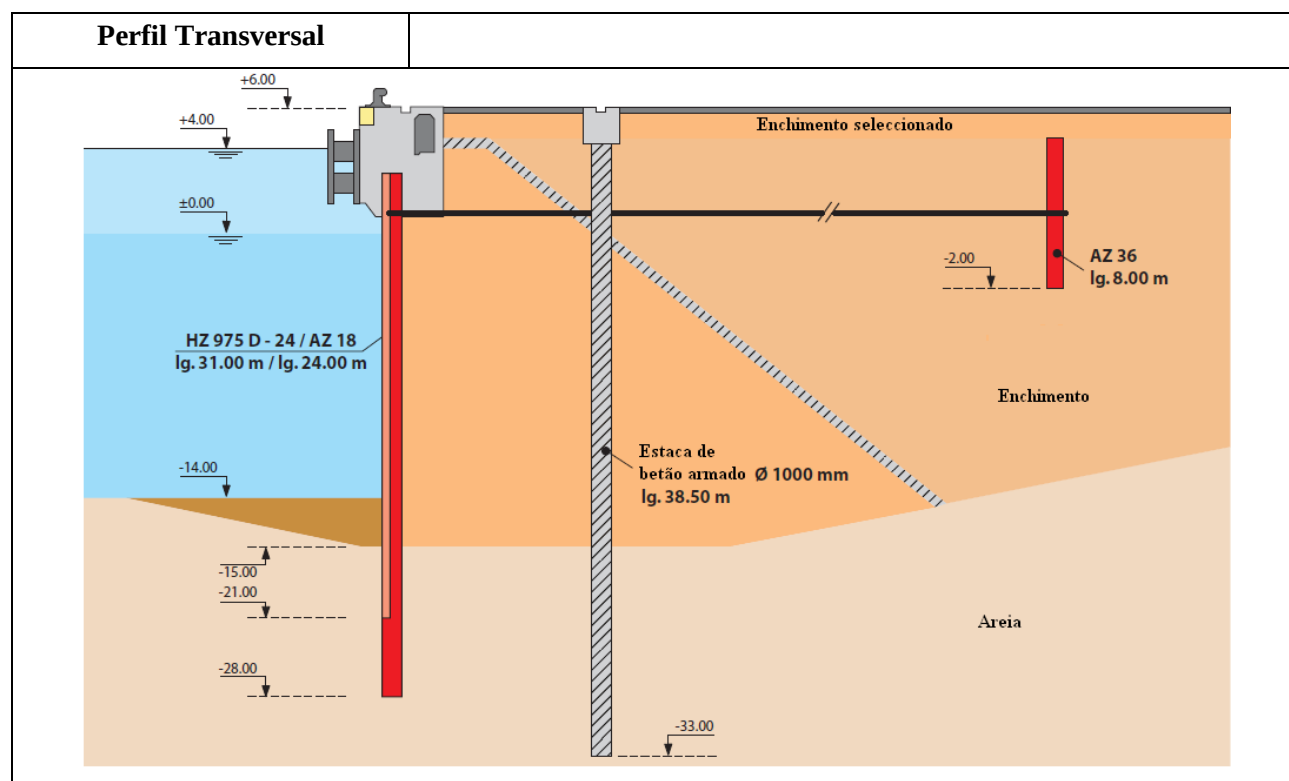
Características Globais	Largura – 15 m		Comprimento –	
	Cota de Coroamento	+ 2.5 m ao Z.H		
	Cota de Serviço	- 13.4 a - 15.5 m ao Z.H	Categoria – VII	
	Amplitude de Maré	Média – < 1.5 m	Tipo – Microtidal	
	Carga de Dimensionamento	Ancoragem – 460 N/mm ²		
Características de Fundação				
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		AZ 18 10/10	S 390 GP	22.2 m
		AZ 17	S 355 GP	21.4 m



Designação	Extensão do Cais do Porto de Cadiz		ES
			EP
Localização	País	Espanha	
	Cidade	Cádiz	
Imagem Aérea Vertical			
 Image © 2011 GeoEye Data SIO, NOAA, U.S. Navy, NGA, GEBCO ©2010 Google Data das imagens: 28/7/2008 36°31'40.69"N 6°16'06.21"O elev 0 m Altitude de visualização 4.49 km			
Observações			
O cais de Cabezuela, na Baía de Cadiz, originalmente apenas lidava com bens a granel. Para aumentar a quantidade de mercadoria movimentada, a autoridade portuária decidiu prolongar a ponta norte do cais em 117 m. O cais original foi construído utilizando 17 caixões de betão armado fundados em rocha e enrocamento, a -14 m (ZH). No entanto, apenas foi encontrado solo com características adequadas a uma solução em caixões a profundidades muito elevadas. Adoptar por este tipo de solução traria custos acrescidos devido às fundações a grande profundidade. Foram analisadas soluções em estacas e por razões económicas, ambientais e técnicas optou-se pela utilização de cortinas de estacas prancha para a realização da expansão do cais. Devido à grande altura do cais, cerca de 20 m, e às cargas envolvidas, foram utilizados perfis metálicos de alta resistência com ancoragens.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		
	SeaRates		

Tipo de Solução	Cortinas de Estacas Prancha Ancoradas		
Entidade	Autoridad Portuaria de la Bahia de Cadiz	Custo Aproximado	
Consultores	CEDEX e Alatec Haskoning	Data de Arranque	1999
Construtora	NECSO e Piancentini	Data de Finalização	

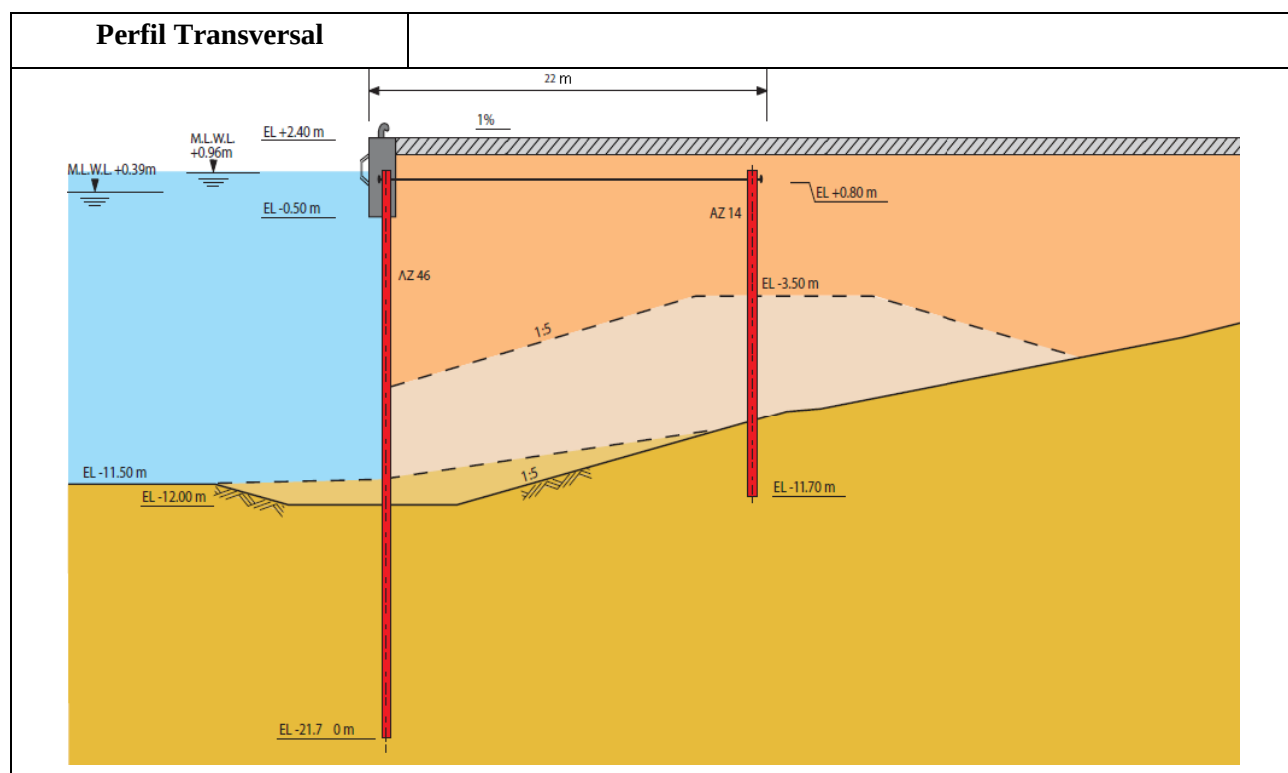
Características Globais	Largura			
	Comprimento		117 m	
	Cota de Coroamento		+ 6.0 ao Z.H	
	Cota de Serviço		- 14.0 m ao Z.H	Categoria – VI
	Amplitude de Maré		Média – 1.2 m	Tipo – Microtidal
	Carga de Dimensionamento			
Características de Fundação	Foi retirada uma camada lodosa inicial com cerca de 4 m de profundidade, antes da instalação das cortinas de estacas prancha.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		HZ 975 D	S 430 GP	31 m
		AZ 18	S 430 GP	24 m
	Quantidade de Aço		1600 ton	



Designação	Cais do Porto Auxiliar de Anping		TW
			EP
Localização	País	Taiwan (Ilha Formosa)	
	Cidade	Kaohsiung	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
Anping é o mais importante porto auxiliar do porto de Kaohsiung e localiza-se na costa sudoeste da Ilha Formosa. O volume de mercadorias movimentadas tem vindo a aumentar nos últimos anos à medida que Anping se vem estabelecendo como um importante elo de ligação entre os mercados das diversas ilhas da Formosa, Hong Kong, China e o sudeste Asiático. Devido à sua excelente localização geográfica, Anping costumava ser o maior porto da Formosa, no entanto, a sua importância foi diminuindo devido ao assoreamento que foi sofrendo. Recentemente, a entidade responsável pelo porto tem investido na sua remodelação, no sentido de promover o desenvolvimento económico local. A Kaohsiung Harbour Bureau planeou a construção do cais nº1 e nº2 na secção de carga a granel, próximo da entrada do porto, utilizando para tal três diferentes tipos de estacas prancha.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		

Tipo de Solução	Cortina de Estacas Prancha Ancoradas		
Entidade	Kaohsiung Harbour Bureau	Custo Aproximado	
Projectista		Data de Arranque	
Construtora		Data de Finalização	

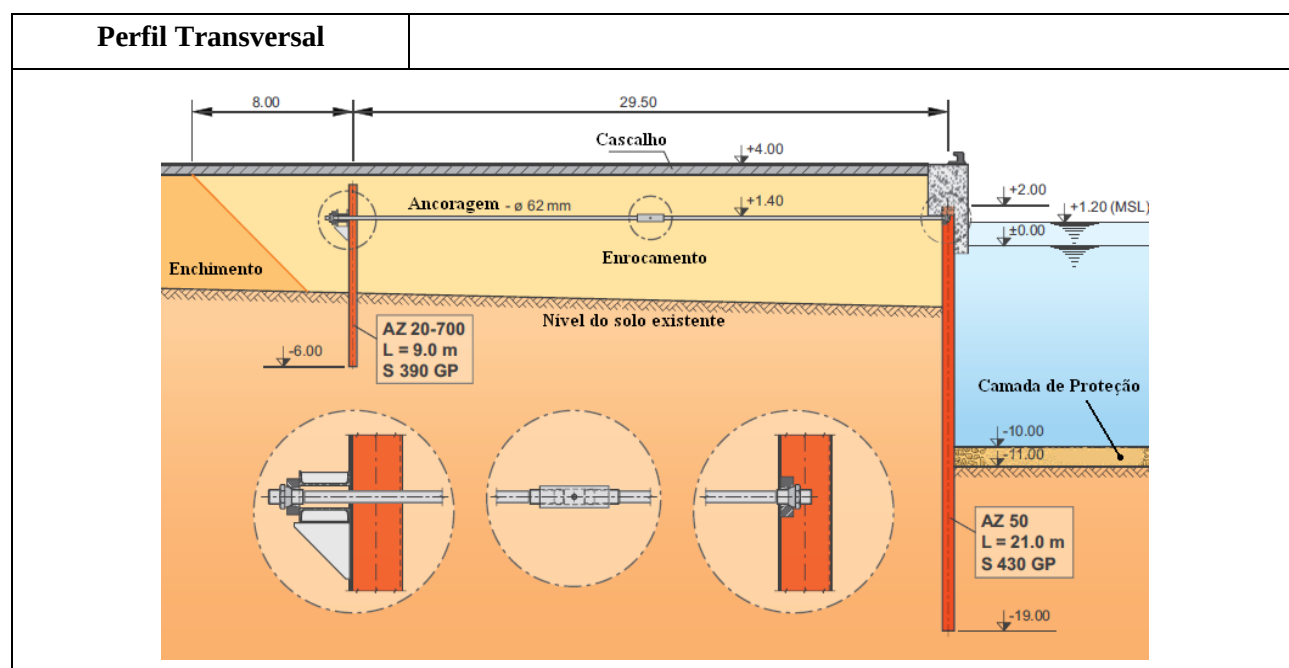
Características Globais	Largura – 22.4 m			Comprimento – 330 m		
	Cota de Coroamento		+ 2.4 m			
	Cota de Serviço		- 11.5 m		Categoria – V	
	Amplitude de Maré		Média – 1.35 m		Tipo – Microtidal	
	Carga de Dimensionamento					
Características de Fundação						
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço		Comprimento	Momentos Máximos
		AZ 46	S 390 GP		23 m	1050 kN/m
		AZ 34	S 255 GP		19 m	690 kN/m
		AZ 14	S 270 GP		13 m	250 kN/m
	Quantidade de Aço		2500 ton			



Designação	Estaleiro de Produção da PAENAL		AO
			EP
Localização	País	Angola	
	Cidade	Porto Amboim	
Imagem Aérea Vertical			
 Image © 2011 TerraMetrics Image © 2011 GeoEye © 2011 Cnes/Spot Image Data das Imagens: 1/5/2010 10°44'59.19"S 13°44'02.57"E elev 3 m Altitude de visualização 2.17 km			
Observações			
O estaleiro de produção da empresa PAENAL, uma colaboração entre as entidades SONANGOL e SBM, está localizado na enseada de Benguela Velha, na região de Kwanza-Sul. O empreendimento foi realizado com o objectivo de assegurar um local apropriado à construção de estruturas “offshore” e à reparação, manutenção e construção de diversos equipamentos, nomeadamente a transformação metalo-mecânica de velhos navios petroleiros em estaleiros de produção e reservatórios flutuantes de produtos petrolíferos, para acompanhar o rápido crescimento da indústria petrolífera em Angola. A construção deste estaleiro será realizada em três fases e incluirá a construção de um cais acostável com cerca de 460 m e um quebramar com 630 m. Após a sua conclusão, o estaleiro ocupará uma área superior a 120 000 m² e será dos mais modernos de África.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		
	Angola Aontece e Angola na Internet		

Tipo de Solução	Cortina de Estacas Prancha Ancorada		
Entidade	PAENAL	Custo Aproximado	208 M €
Projectista	WW Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas	Data de Arranque	2007
Construtora	Conduril S.A./Sucursal de Angola	Data de Finalização	2010

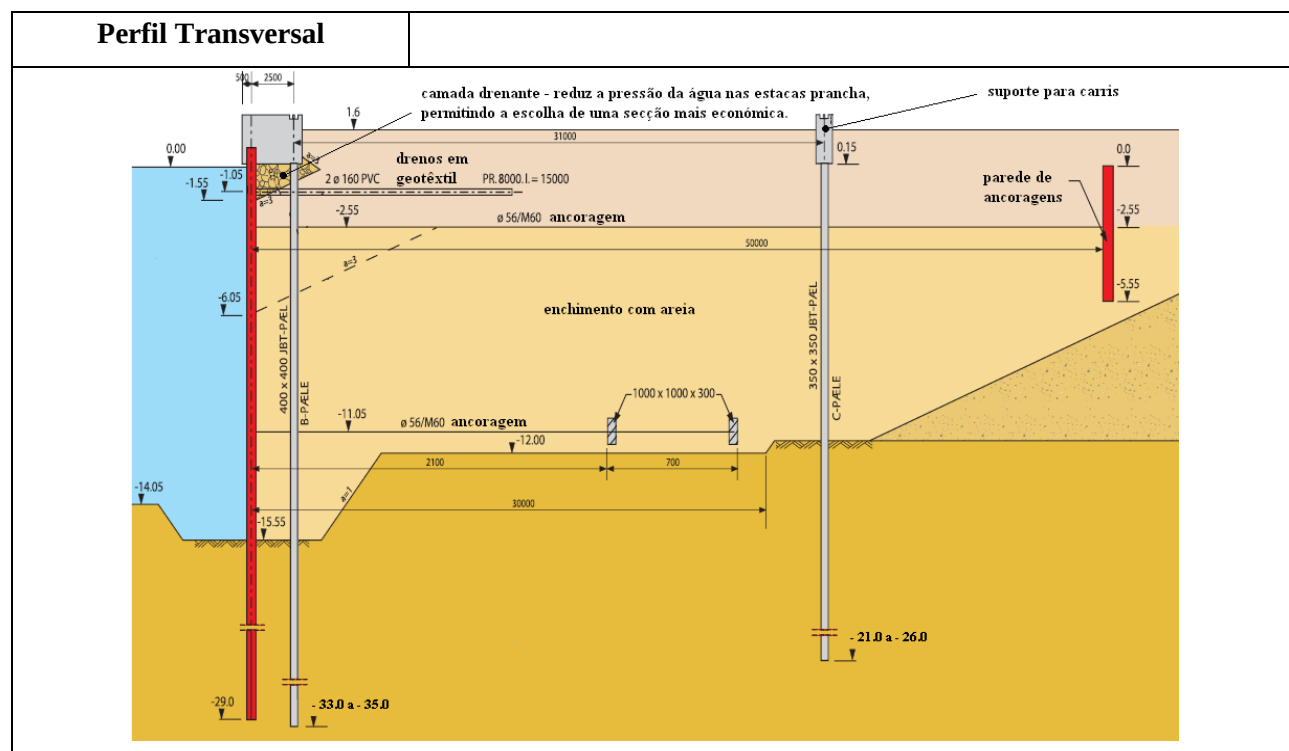
Características Globais	Largura	37.5 m		
	Comprimento	460 m		
	Cota de Coroamento	+ 4.0 m ao Z.H		
	Cota de Serviço	- 10.0 m ao Z.H	Categoria – V	
	Amplitude de Maré	Média – 1.2 m	Tipo – Microtidal	
	Carga de Dimensionamento			
Características de Fundação	Camada inicial de areia fina a média seguida de uma segunda camada de areia grossa e uma terceira camada de margas.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	AZ 50	AZ 20-700	CAZ 50
	Comprimento	21.0 m	9.0 m	19.6 m
	Tipo de Aço	S 430 GP	S 390 GP	S 430 GP
	Quantidade	2605 ton	525 ton	50 ton
	Ancoragens	Ø 62 mm M72/M80 fy 500 Mpa		



Designação	Extensão do Terminal de Contentores Leste – Porto de Aarhus		DK
			EP
Localização	País	Dinamarca	
	Cidade	Aarhus	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
Aarhus localiza-se na costa este da península dinamarquesa de Jutland, a norte da Alemanha. O porto da cidade dispõe de uma área de 227 ha, mais de 13.5 km de cais e contém o maior terminal de contentores do país com mais de 500 000 TEU de carga movimentadas anualmente. Com objectivo de duplicar a quantidade de carga movimentada anualmente, a administração de porto tem investido os seus lucros na renovação e desenvolvimento das infra-estruturas portuárias, num projecto que se iniciou em 2008 e durará cerca de 25 anos. O projecto visa entre outros objectivos, a expansão do cais do terminal leste para 1300 m e o aumento da sua área de útil para 500 000 m². Actualmente este terminal de contentores dispõe de instalações “Ro/Ro”, caminhos-de-ferro, escritórios e diversos armazéns. Está ainda equipado com três gruas “post-panamax” com capacidade para transportar carga até 90 ton/m, movimentando uma média de cerca 35 contentores por hora.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		

Tipo de Solução	Cortinas de Estacas Prancha Duplamente Ancoradas		
Entidade	Porto de Aarhus	Custo Aproximado	65 000 000 €
Projectista	Departamento Técnico do Porto de Aarhus e NIRAS Portconsult	Data de Arranque	2001/2002
Construtora	MT Højgaard	Data de Finalização	2007

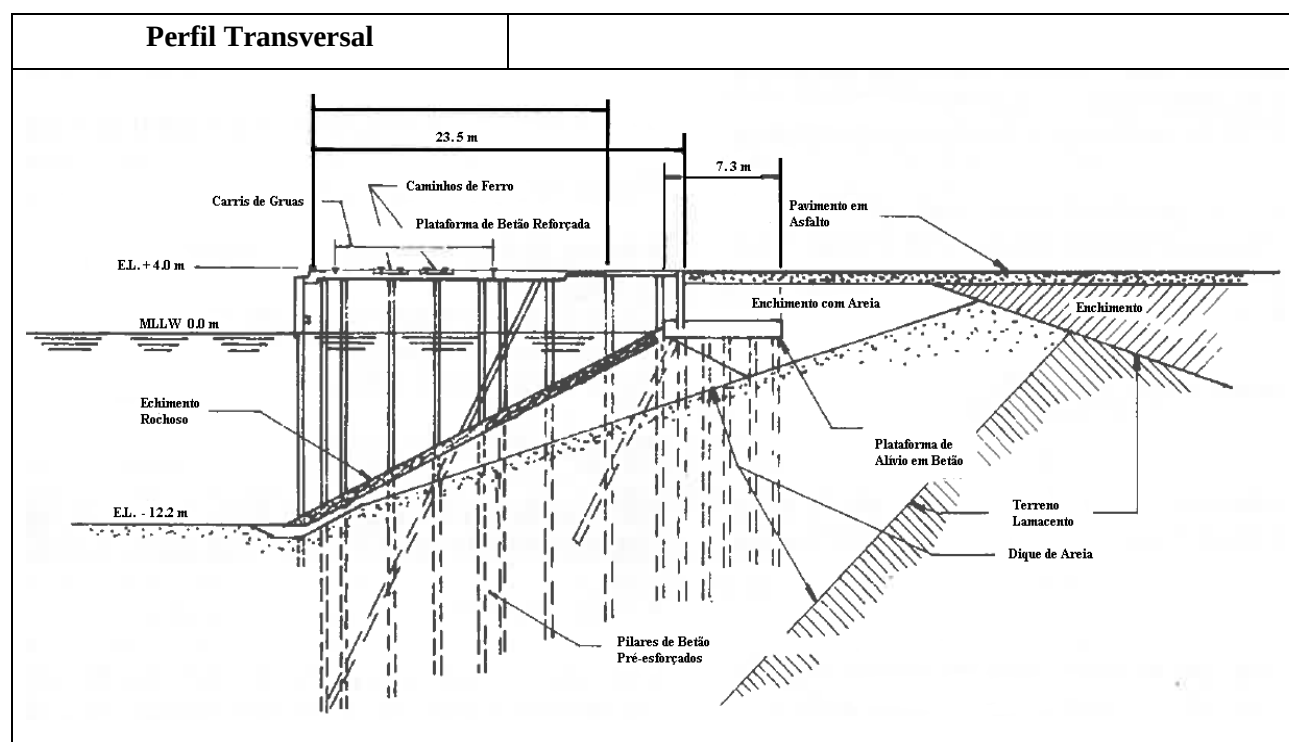
Características Globais	Largura –		Comprimento – 1300 m	
	Cota de Coroamento	+ 2.15 m ao Z.H		
	Cota de Serviço	- 14.5 m ao Z.H	Categoria – VI	
	Amplitude de Maré	Média – Aprox. 1 m	Tipo – Microtidal	
	Carga de Dimensionamento	Cabeço de Amarração – 150 ton		
Ancoragem – 460 N/mm ²				
Características de Fundação	Solo com características bastante pobres, variando de camadas argilosas rijas a moles ao longo da fundação do cais.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Quantidade
		PU 32 D	S 430 GP	3930 ton
		PU 22 D	S 430 GP	690 ton

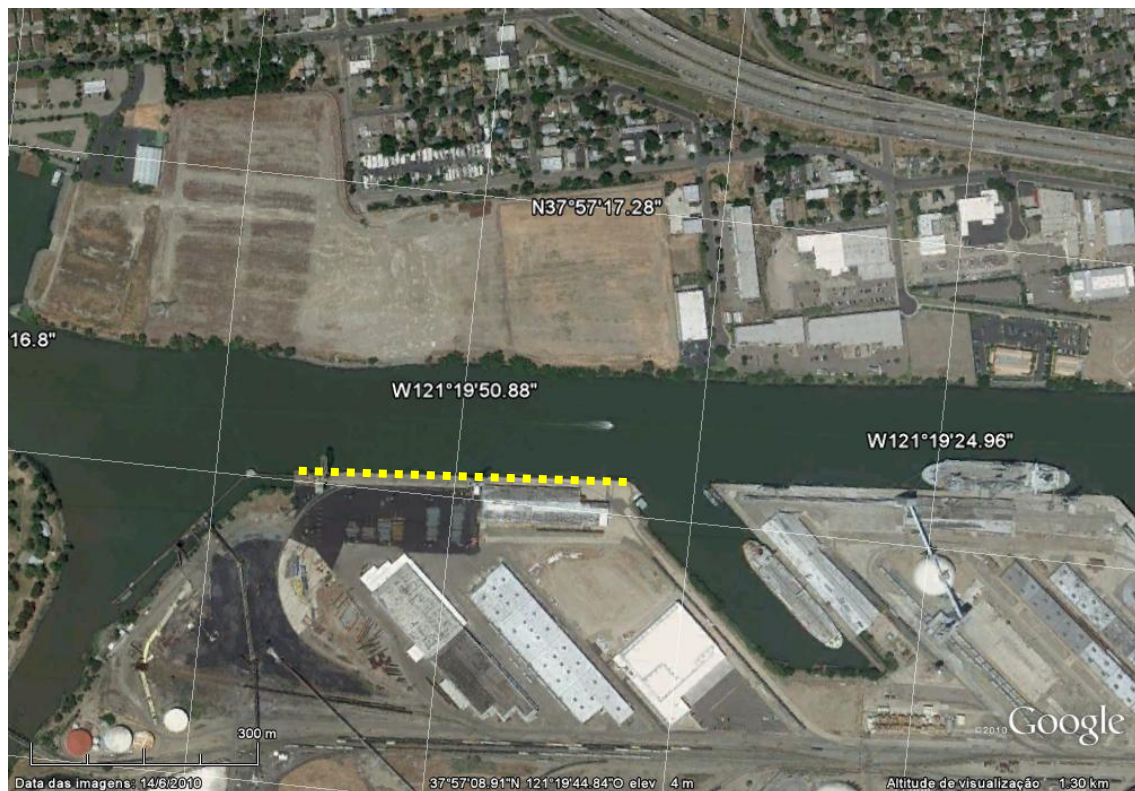


Designação	Terminal de Army Street		US
			EB
Localização	País	Estados Unidos da América	
	Cidade	São Francisco – Califórnia	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O terminal de Army Street é instalação portuária mais versátil do ocidente dos Estados Unidos e também o cais mais largo da Baía de São Francisco, com mais de 27.7 hectares. A sua versatilidade advém de diversos factores, entre os quais se destacam a capacidade de manusear carga em contentores e em paletes, os enormes guindastes e restante equipamento que servem os navios, as três frentes de acostagem que apresenta e as diversas infra-estruturas e acessos de que dispõe (acesso ao serviço ferroviário nacional e à rede de auto-estradas). O porto de São Francisco apresenta ainda uma vantagem fundamental relativamente aos restantes portos americanos. É último porto de saída para as viagens ao Extremo Oriente e o primeiro porto de escala interior. Este facto permite que a movimentação de mercadorias, nomeadamente de contentores, seja realizada muito mais rapidamente e eficazmente, poupando dias importantes aos transportadores e destinatários.			
Fontes de Informação	America Society of Civil Engineers - Port Structure Costs de 1974		
	SeaRates		

Tipo de Solução	Estrutura Aberta Assente em Estacas de Betão Pré-Esforçados		
Entidade	San Francisco Port Authority	Custo Aproximado	
Projectista	Manson General e M&K Corporation	Data de Arranque	
Construtora	Manson General e M&K Corporation	Data de Finalização	1967

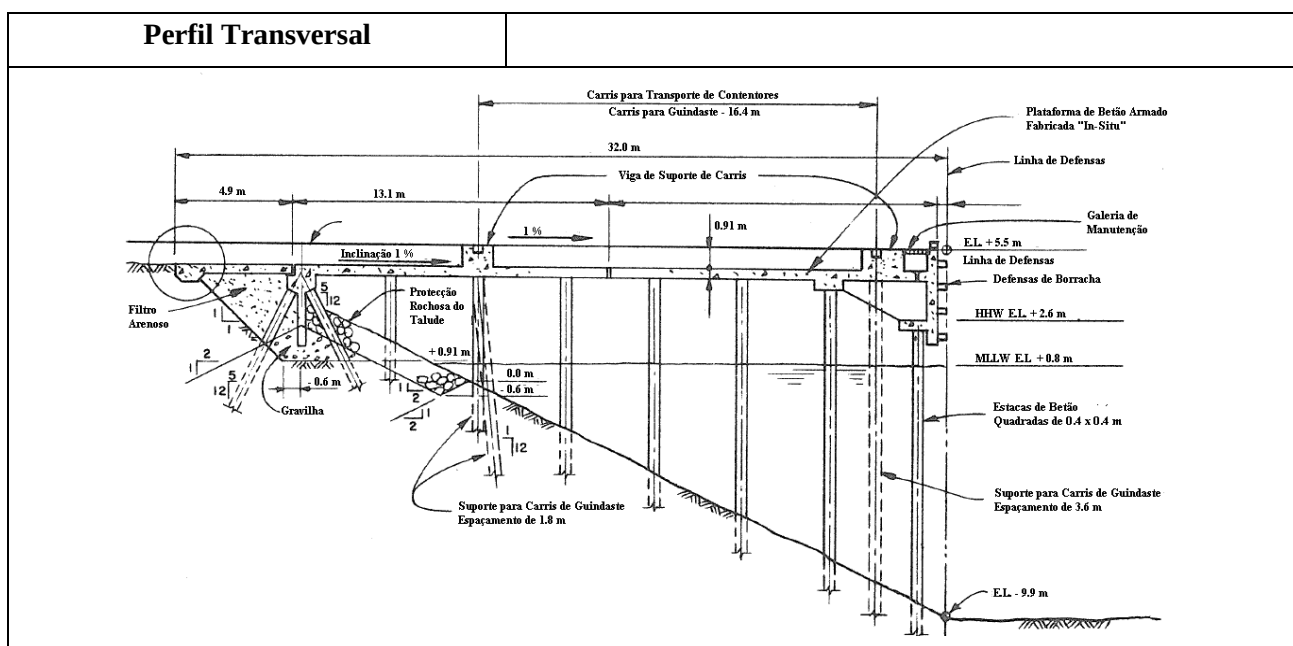
Características Globais	Largura	30.8 m	
	Comprimento	1551.7 m	
	Cota de Coroamento	+ 4.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 12.2 m ao Z.H	Categoria – VI
	Amplitude de Maré	Média – 1.2 m	Tipo – Microtidal
	Carga de Dimensionamento	Carga Uniforme Permanente – 47880.3 N/m ²	
Características de Fundação	A estrutura foi construída escavando os solos lodosos da Baía de São Francisco e substituindo-os por diques de areia, assentes nas camadas firmes subadjacentes.		
Aspectos Técnicos Relevantes	A linha de defensas da estrutura é realizada em madeira e borracha – duques d’Alba.		

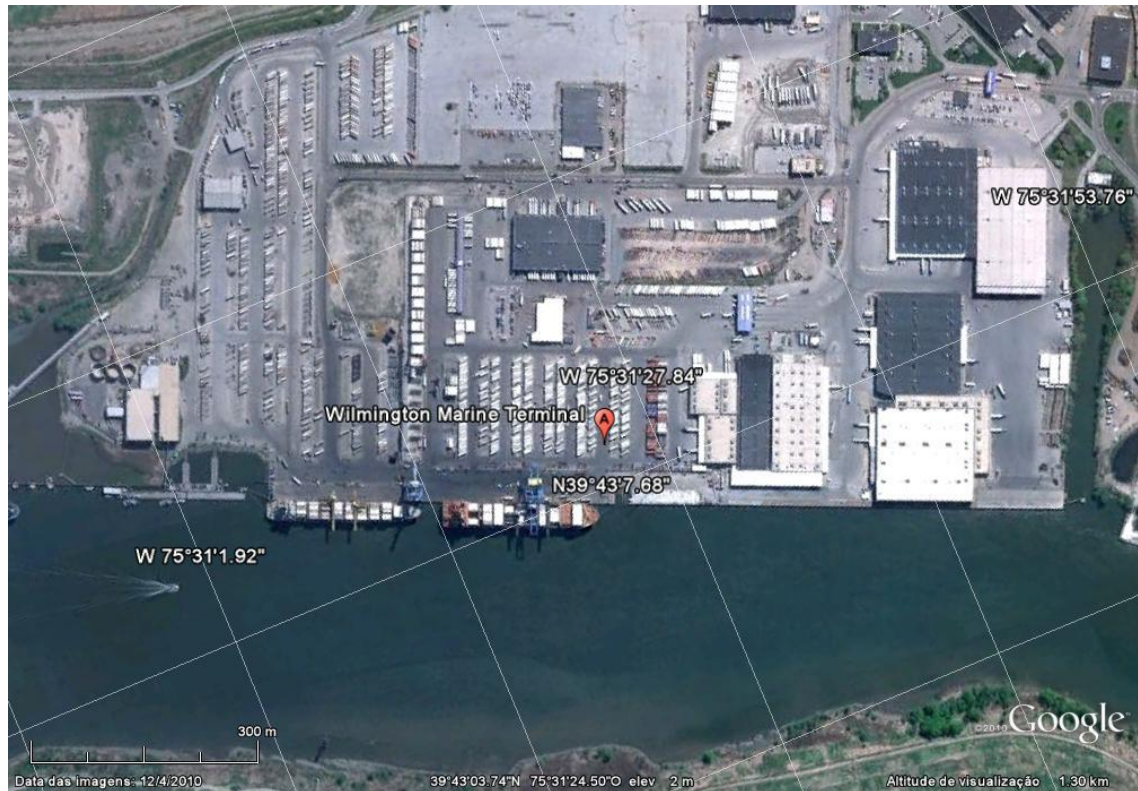


Designação	Terminal de Contentores – Porto de Stockton		US
			EB
Localização	País	Estados Unidos da América	
	Cidade	Stockton – Califórnia	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O porto de Stockton é um porto fluvial de dimensão média, situado no rio São Joaquim, aproximadamente a 139 km da entrada da Baía de São Francisco. Em 1968 iniciou-se a construção de um terminal, com capacidade para manobrar carga individual ou em contentores. Actualmente o porto contém mais de 715 000 m² de armazéns servidos com caminhos-de-ferro, 809 hectares de área operacional, 102 000 m² de cais de acostagem e capacidade para receber navios de 275 m, com um calado máximo de 11.3 m. Devido à capacidade para lidar com o mais diverso tipo de mercadorias, seja carga a granel, carga geral ou contentores e às infra-estruturas e acessos de que dispões, o porto de Stockon em 2008 movimentou mais de dois milhões de toneladas de carga.			
Fontes de Informação	America Society of Civil Engineers - Port Structure Costs de 1974		
	World Port Source		

Tipo de Solução	Estrutura Aberta Assente em Estacas de Betão Pré-Esforçados		
Entidade	Stockton Port District	Custo Aproximado	
Projectista	Tudor Engineering Company	Data de Arranque	1968
Construtora	Tudor Engineering Company	Data de Finalização	1971

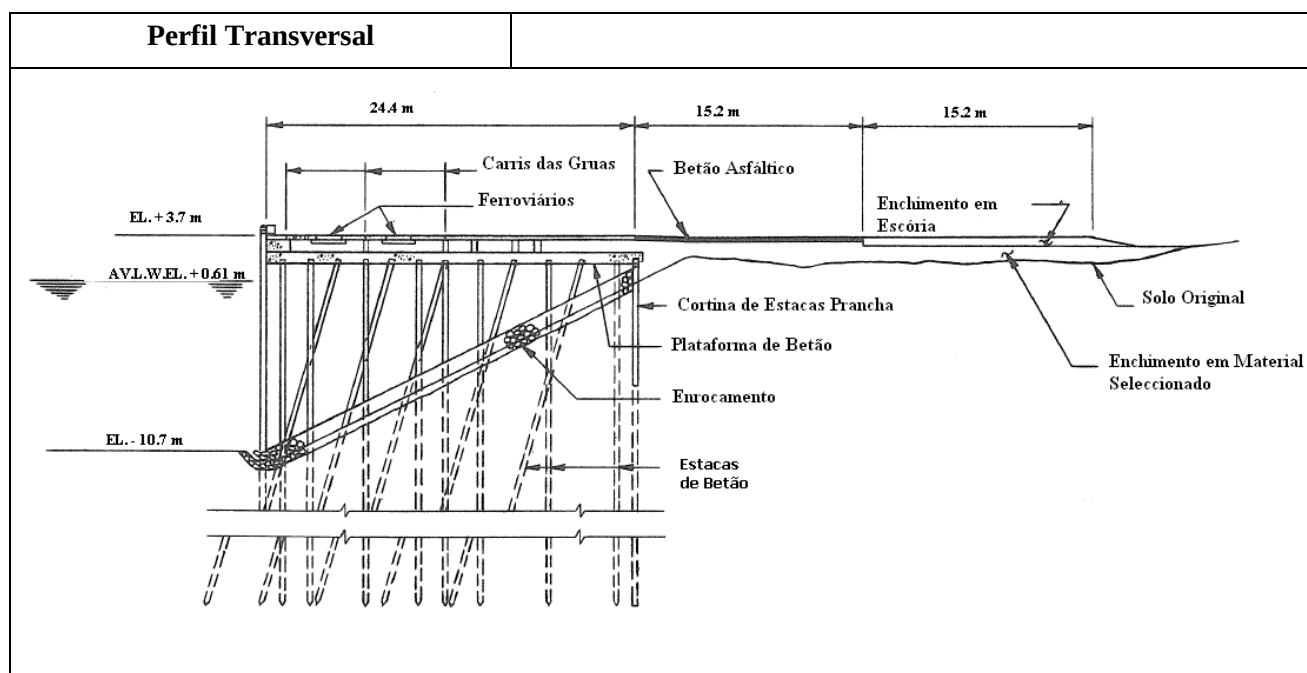
Características Globais	Largura – 32 m		Comprimento – 247.5 m	
	Cota de Coroamento	+ 5.5 m ao Z.H		
	Cota de Serviço	- 9.9 m ao Z.H		Categoria – IV
	Amplitude de Maré	Média – 1.8 m		Tipo – Fluvial
	Carga de Dimensionamento	Amarração – 100 ton		
		Carga Uniforme Permanente – 47880 N/m ²		
Características de Fundação	Tratando-se de um porto fluvial, o leito do rio é constituído por depósitos aluviais, formados maioritariamente por siltes, areias, areias siltosas e siltes argilosas. Na parte interior do cais, foram encontradas camadas de argila média a rija a cerca de 1.5 m de profundidade. Estas estendem-se até cerca de 10.7 m de profundidade na parte exterior. Por baixo destas camadas encontram-se camadas de solo granular, densos a muito densos e camadas argilosas rijas a muito rijas.			
Aspectos Técnicos Relevantes	O cais é suportado por estacas de betão, 0.4x0.4 m, pré-esforçadas e pré-fabricadas, suportando cargas até 120 ton/estaca. Estas têm dimensões que variam entre os 17.1 e 22.9 m para as estacas interiores e 24.4 e 28.3 m para os estacas exteriores. Incorporados neste sistema de suporte estão estacas pré-fabricadas de 0.5x0.5 m, resgatadas das cinco plataformas de amarração. Estas estacas tem capacidade para suportar até 70 ton/estaca.			

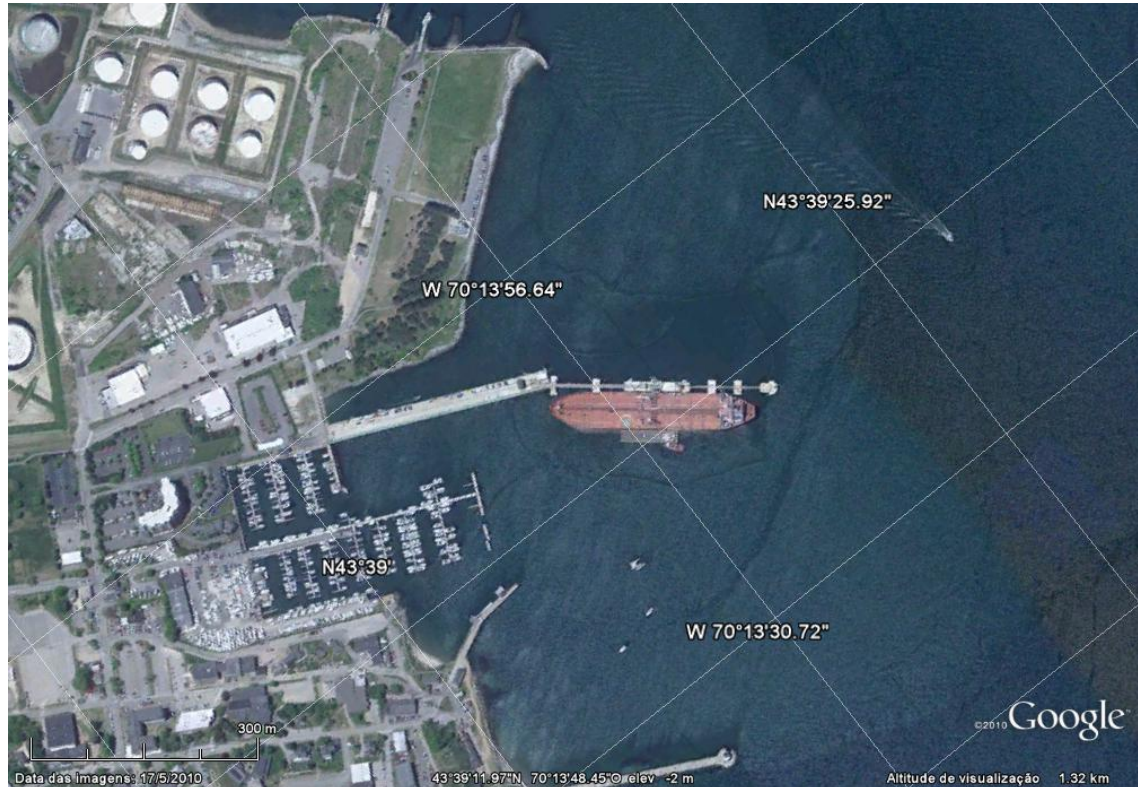


Designação	Expansão do Cais de Acostagem do Terminal Marítimo de Wilmington		US
			EB
Localização	País	Estados Unidos da América	
	Cidade	Wilmington - Delaware	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O cais alvo da intervenção de expansão localiza-se na ponta este da marinha de Wilmington, a cerca 800 m do ponto de confluência dos rios Delaware e Christina. A estrutura do cais é formada por um pavimento, constituído por material seleccionado com 1 m de espessura e uma camada de betão com 0.22 m, assente em estacas de betão, betonadas <i>in situ</i>. Ao longo da doca existem ainda 2 caminhos ferroviários e 3 carris para gruas de transporte.			
Fontes de Informação	America Society of Civil Engineers - Port Structure Costs de 1974		
	SeaRates		

Tipo de Solução	Estrutura Aberta Assente em Estacas de Betão		
Entidade	Board of Harbor Commissioners, Wilmington Marine Terminal	Custo Aproximado	
Projectista	Modjeski and Masters Consulting Engineers	Data de Arranque	1960
Construtora		Data de Finalização	1962

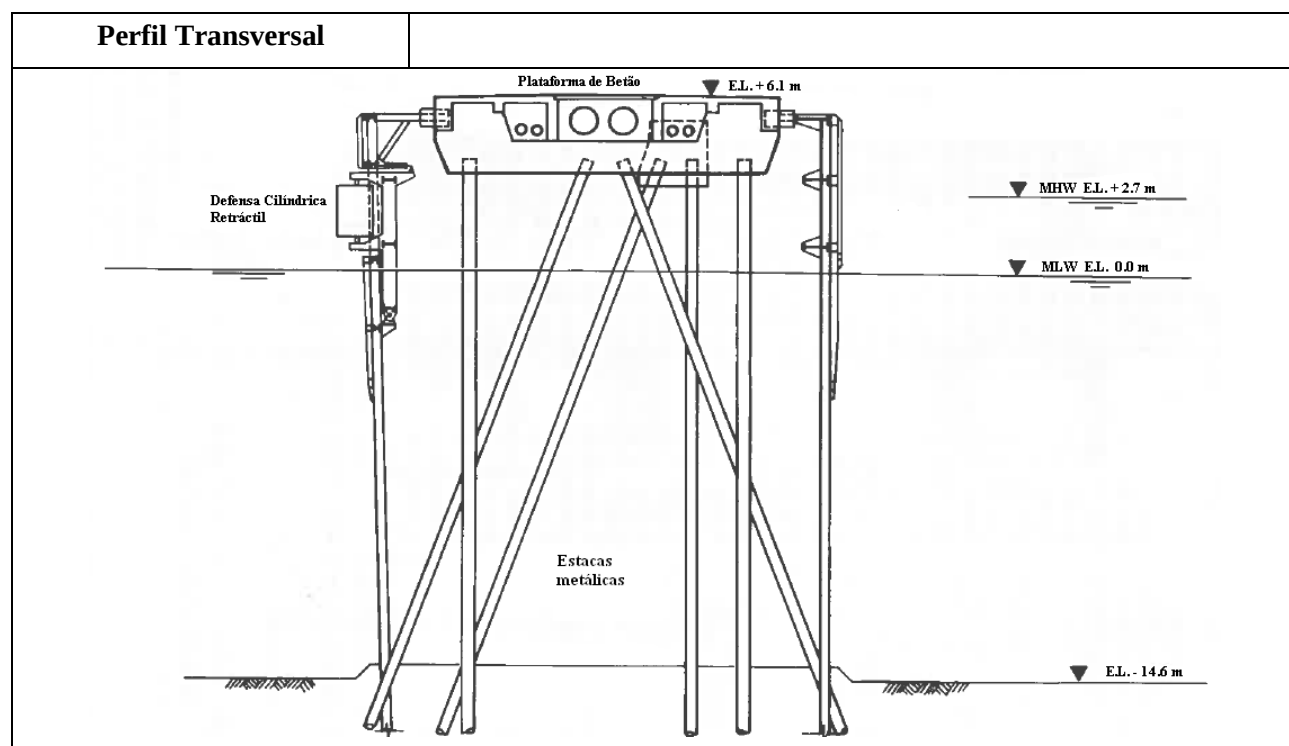
Características Globais	Largura	24.4 m	
	Comprimento	305 m	
	Cota de Coroamento	+ 3.7 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 10.7 m ao Z.H	Categoria – V
	Amplitude de Maré	Média – 1.83 m	Tipo – Microtidal
	Carga de Dimensionamento	Defensas – 14600 kN/m	
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Foram utilizados 1227 estacas de betão com comprimentos a variar entre os 27 m e os 40 m, cintadas com perfis metálicos “Union Metal Monotube” com 0.45 m de diâmetro. O talude de terras é suportado por cortinas de estacas prancha. A cada intervalo de 8, estas são cravadas até uma ficha adequada à estabilidade (estrutura descontínua).		



Designação	Portland Pipe Line Corporation – Cais Nº2		US
			EMET
Localização	País	Estados Unidos da América	
	Cidade	Portland - Maine	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
Localizado ao largo da costa da cidade de Portland, o cais nº2 do terminal petrolífero da Portland Pipe Line Corporation é um exemplo de como uma estrutura de acostagem pode ser alvo de uma intervenção de expansão com um custo razoável. Projectado em 1956 pela TAMS – Tippetts-Abbett-McCarthy-Stratton, o terminal foi originalmente concebido para receber navios até 60 000 DWT. No entanto, com o aumento do tamanho dos petroleiros, a empresa sentiu a necessidade de expandir o terminal e assegurar que este se adequava a navios de maiores dimensões. Desta forma, a Portland Pipe Line Corporation requisitou à equipa projectista que estudasse a fiabilidade de adaptar o terminal para a possibilidade de receber navios até 110 000 DWT. O projecto de expansão foi posto em prática em 1966, prevendo a instalação de novas estacas metálicas na plataforma e de um novo modelo de defensas – instalação de novas defensas e acréscimo de duques d’Alba com um sistema de pistões hidráulicos.			
Fontes de Informação	America Society of Civil Engineers - Port Structure Costs de 1974		

Tipo de Solução	Estrutura Aberta Assente em Estacas Metálicas		
Entidade	Portland Pipe line Corporation	Custo Aproximado	
Projectista	Tippetts-Abbott-McCarthy-Stratton	Data de Arranque	1956 - 1966
Construtora		Data de Finalização	

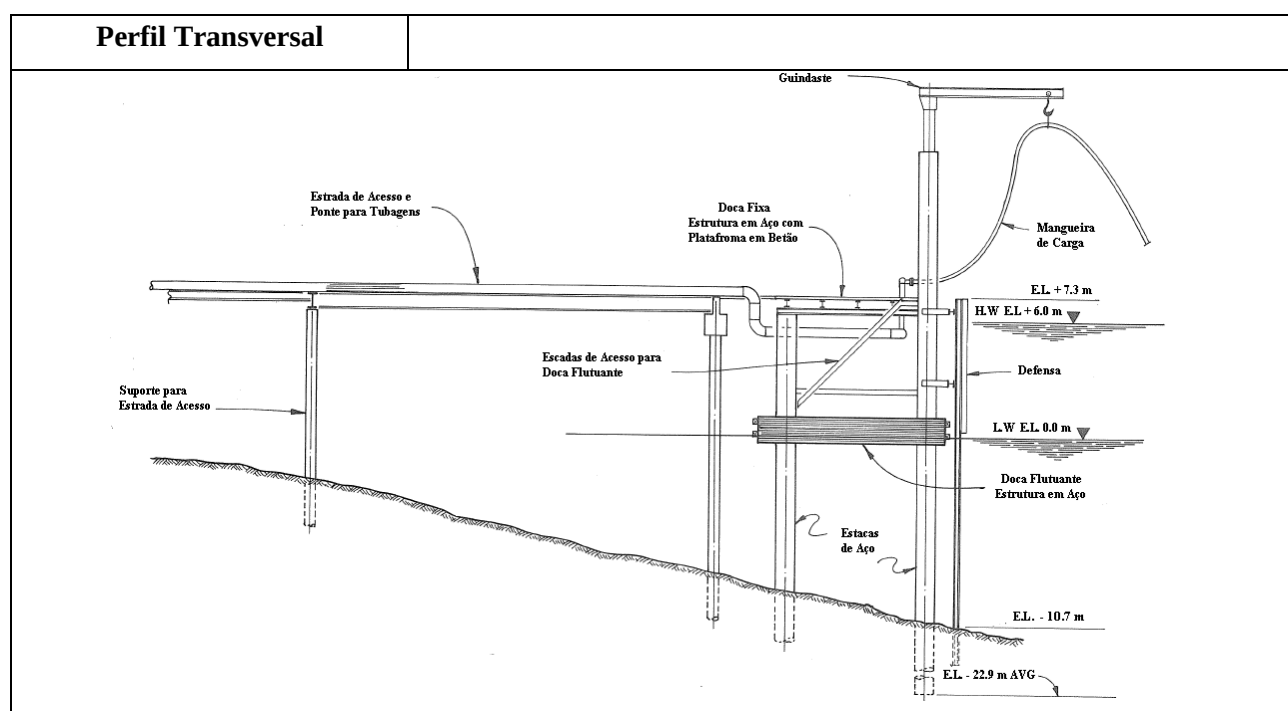
Características Globais	Largura	12.2 m	
	Comprimento	88.4 m	
	Cota de Coroamento	+ 6.1 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 14.6 m ao Z.H	Categoria – VI
	Amplitude de Maré	Média – 2.7 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento	Defensas – navios até 110 000 DWT	
Carga Uniforme Permanente - 9576 N/m ²			
Características de Fundação	O terreno de fundação onde as estacas metálicas assentam é constituído por estratos de areia densa e cascalho/areia grossa.		
Aspectos Técnicos Relevantes	A plataforma de betão é suportada por estacas metálicas e contém partes removíveis de madeira para permitir a manutenção dos pipelines que a atravessam. As estacas têm 0.5 m de diâmetro e um comprimento que varia entre os 24.4 m e os 39.6 m.		



Designação	Doca de Produtos Líquidos da “Union Carbide Corporation”		US
			EMET
Localização	País	Estados Unidos da América	
	Cidade	Taft - Louisiana	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
A doca em análise localiza-se na margem oeste do rio Mississípi, aproximadamente a 25 milhas da cidade de Nova Orleães. Foi construída pela Union Carbide Corporation com a finalidade de movimentar produtos líquidos dos navios tanque cisterna, continuando a ser operada por esta empresa. A estrutura consiste numa doca fixa equipada com guindastes e mangueiras de elevada capacidade, uma doca flutuante auxiliar, estruturas de acostagem isoladas com defensas em suspensão, pipelines que ligam a margem à doca fixa para a movimentação da mercadoria e passadiços a ligar todas as estruturas de acostagem e amarração isoladas com a doca fixa. A doca flutuante pode ser utilizada durante todo o ano pelos navios, pois está preparada para uma variação do nível das águas do rio até 6 metros e deslizamentos laterais até 15 centímetros, assegurados pelas ligações rígidas à estrutura fixa. As ligações dos pipelines entre a doca fixa e a doca flutuante são mangueiras flexíveis.			
Fontes de Informação	America Society of Civil Engineers - Port Structure Costs de 1974		

Tipo de Solução	Estrutura Aberta Assente em Estacas Metálicas		
Entidade	Union Carbide Corporation	Custo Aproximado	
Projectista	Barnard and Burk, Inc.	Data de Arranque	1966
Construtora		Data de Finalização	1966

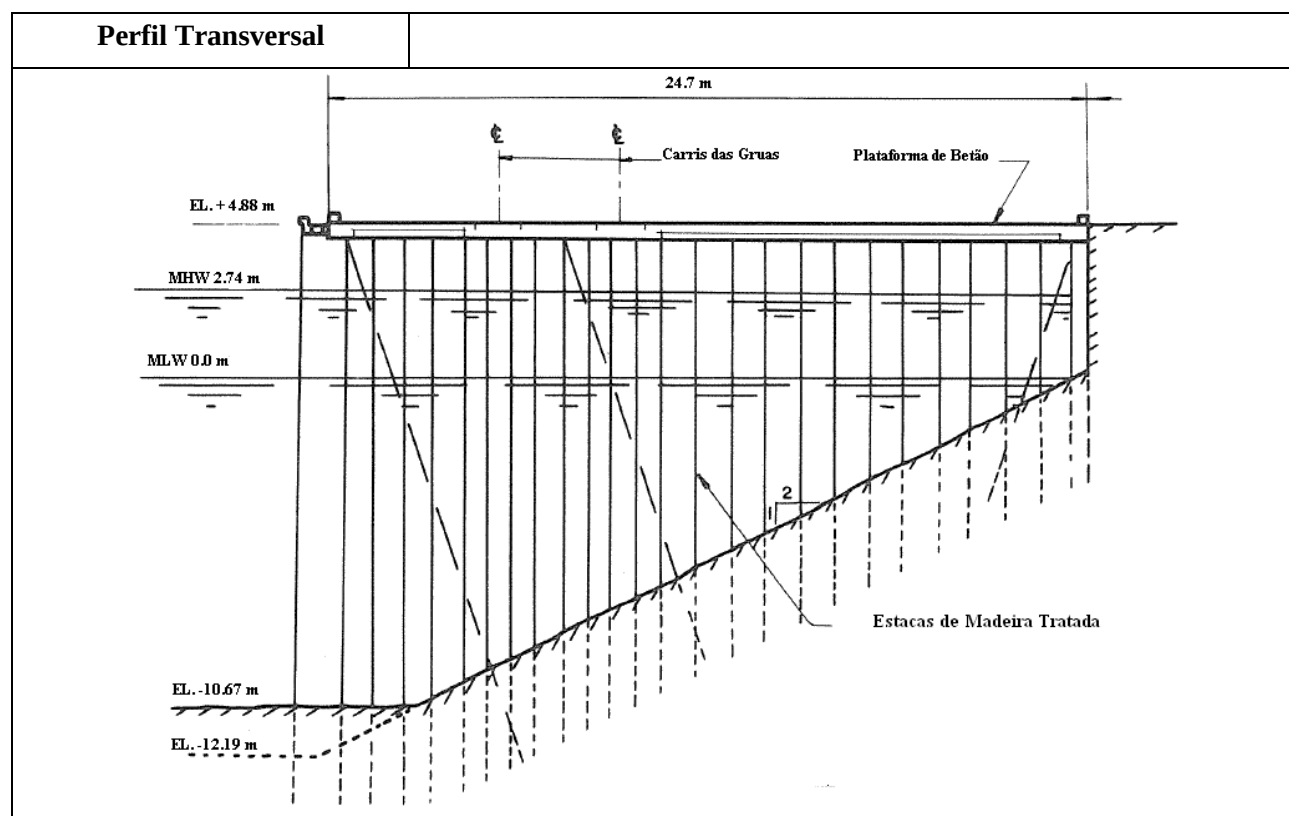
Características Globais	Largura		
	Comprimento	225 m	
	Cota de Coroamento	+ 7.3 m	
	Cota de Serviço	- 10.7 m	Categoria – V
	Amplitude de Maré	Média – 6.0 m	Tipo – Fluvial
	Carga de Dimensionamento	Amarração – 55 ton	Defensas – até 38 000 DWT
Carga Uniforme Permanente - 14364 N/m²			
Características de Fundação	Fundos Lamacentos.		
Aspectos Técnicos Relevantes	As cargas nas estacas podem ir até 50 ton, com penetrações nos fundos lamacentos de aproximadamente 12.9 m.		

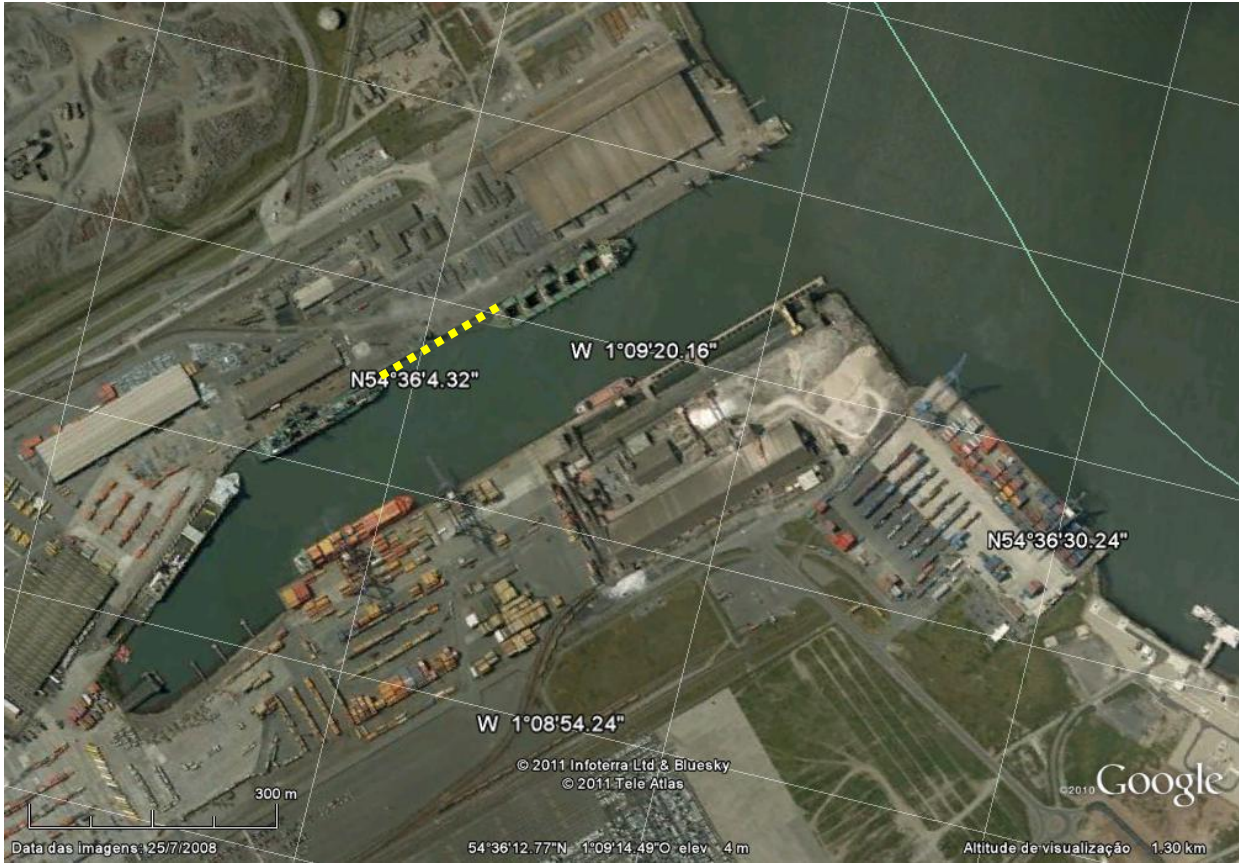


Designação	Reconstrução do Cais Nº17 do Terminal de Castle Island		US
			EMAD
Localização	País	Estados Unidos da América	
	Cidade	Boston - Massachusetts	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O cais de acostagem nº17 localiza-se no terminal de Castle Island, a sul do porto de Boston. Este cais foi reconstruído com o objectivo de substituir uma parte de um cais semelhante em madeira que ardeu. A nova estrutura de acostagem é constituída por estacas de madeira, que suportam uma plataforma de betão. Existem ainda no cais caminhos ferroviários e um sistema de defensas em estacaria (duques D’Alba).			
Fontes de Informação	America Society of Civil Engineers - Port Structure Costs de 1974		
	SeaRates		

Tipo de Solução	Estrutura Aberta Assente em Estacas de Madeira		
Entidade	Massachusetts Port Authority	Custo Aproximado	
Projectista	Fay, Spofford & Thorndike Inc.	Data de Arranque	1962
Construtora	Coleman Bros. Corp.	Data de Finalização	1963

Características Globais	Largura	24.7 m	
	Comprimento	158 m	
	Cota de Coroamento	+ 4.88 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 10.67 m ao Z.H	Categoria – V
	Amplitude de Maré	Média – 3.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	O talude de terras interior é suportado por uma cortina de estacas prancha.		



Designação	Cais de Acostagem Nº1 Teesport - Middlesbrough		UK
			EB
Localização	País	Inglaterra	
	Cidade	Middlesbrough	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
Teesport é um porto fluvial situado no rio Tees, sendo considerado um dos maiores portos do Reino Unido. Foram realizados diversos testes ao solo de fundação para determinar o tipo de solução a utilizar na construção do cais de acostagem. Conclui-se que a rocha de fundação era extremamente porosa e seria muito dispendioso alterá-la. Foi possível também verificar que o solo de fundação não era adequado para uma solução do tipo gravítica, pelo que se optou por uma estrutura em betão pré-esforçado assente num conjunto de estacas cilíndricas.			
Fontes de Informação	Tees Dock – Nº1 Quay (1963)		

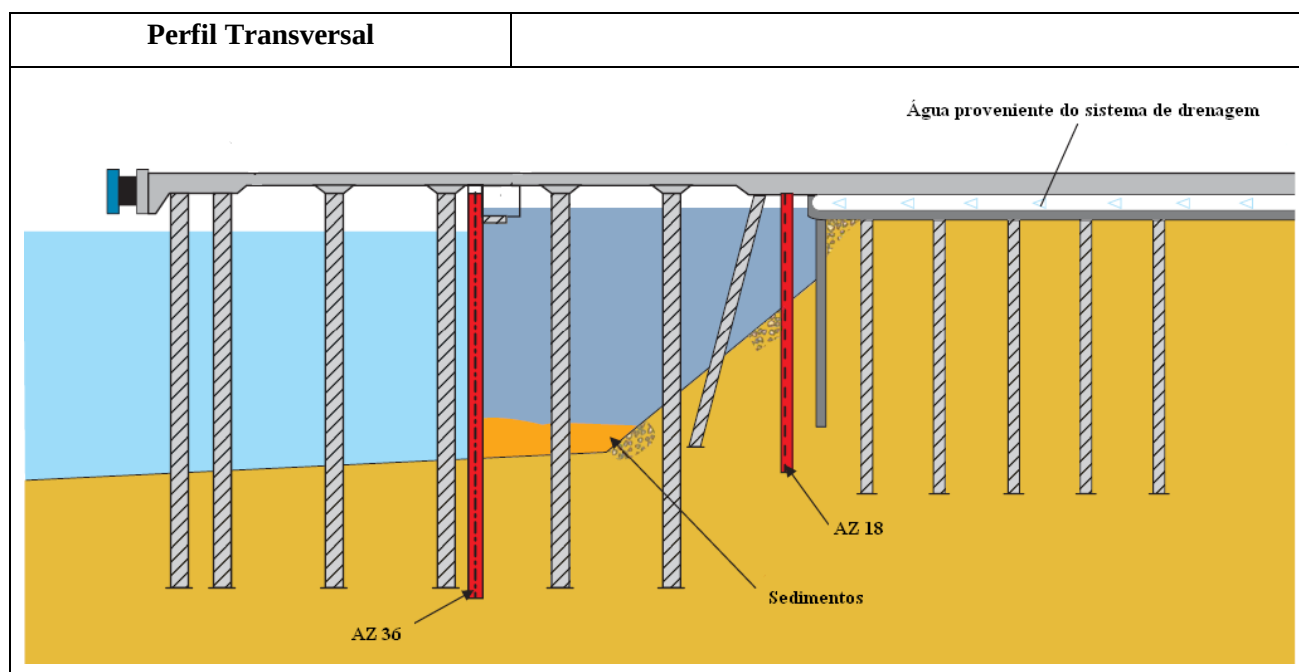
Características Globais	Largura – 27.5 m	Comprimento – 981.5 m	
	Cota de Coroamento		
	Cota de Serviço		Categoria –
	Amplitude de Maré	Média – 5.18 m	Tipo – Macrotidal
	Carga de Dimensionamento	200 ton	
Características de Fundação	Rocha maciça, seguida de cerca de 15.25 m de margas não consolidadas, 3 m de argila e entre 1.5 a 6.1 m de areia fina.		
Aspectos Técnicos Relevantes	As estacas cilíndricas de betão pré-fabricas utilizadas na fundação e suporte da superestrutura são preenchidos com camadas de um betão mais pobre e areia. As estacas são seladas ao fundo do rio através de um betão coloidal e são alinhadas em grupos de 3 unidades possuindo diferentes comprimentos consoante as características do fundo. As estacas da frente e do meio são cintadas com 6 anéis, enquanto as traseiras utilizam 18. As escavações para as estacas foram realizadas com o recurso a uma máquina “Benoto”.		

[illegible]

Designação	Projecto de Renovação do Cais Sul do Terminal Internacional de Norfolk – Porto de Virgínia	
Localização	País	Estados Unidos da América
	Cidade	Norfolk
Imagem Aérea Vertical		
Imagem aérea vertical do porto de Norfolk, mostrando o cais sul do terminal internacional. A imagem inclui uma grade de coordenadas geográficas e uma escala de 1000 m. O Google Earth logo é visível no canto inferior direito.		
Observações		
O porto de Norfolk localiza-se no estuário do rio Elizabeth, na costa este dos Estados Unidos a cerca de 29 km do Oceano Atlântico. Sendo um dos maiores portos Americanos, em 2008 Norfolk movimentou mais de 51.3 milhões de toneladas de carga. Capaz de movimentar todo o tipo de carga, o porto possui 14 dos maiores e mais eficientes guindastes do Mundo, mais de 1.7 km de cais de acostagem, incluindo um terminal Roll-On/Roll-Off e três cais destacados. Nos últimos anos, o porto sofreu um crescimento muito acentuado no que diz respeito à movimentação de mercadorias Asiáticas, o que levou a um ambicioso projecto de renovação e expansão dos seus terminais. Deste modo, com o objectivo de aumentar a quantidade de carga movimentada e de acomodar navios de maiores dimensões, a Virginia Port Authority – VPA, decidiu renovar o cais sul do terminal internacional de Norfolk. Iniciado em 2002, o projecto de renovação prevê o aumento da cota de fundos de para -18 m, tornando Norfolk no porto com maiores fundos de serviço da costa este dos Estados Unidos e permitindo a recepção de navios porta contentores até 12000 TEU.		
Fontes de Informação	ArcelorMittal	
	World Port Source	

Tipo de Solução	Estrutura Aberta Assente em Estacas de Betão Pré-Fabricadas		
Entidade	VPA – Virginia Port Authority	Custo Aproximado	
Projectista	Moffatt & Nichol	Data de Arranque	2002
Construtora	Tidewater Skanska Inc.	Data de Finalização	

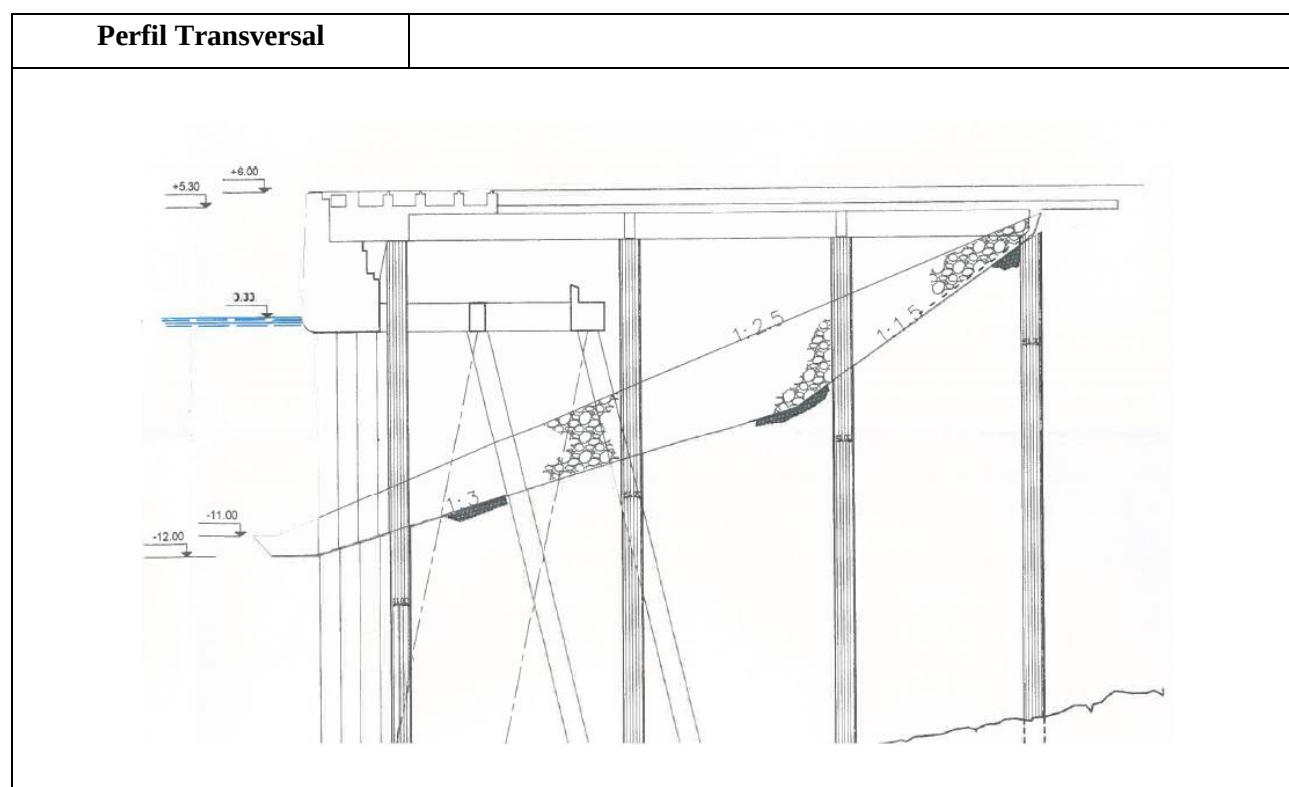
Características Globais	Largura		Aproximadamente 30 m	
	Comprimento		1290 m	
	Cota de Coroamento			
	Cota de Serviço		-18 m ao Z.H	Categoria – VII
	Amplitude de Maré		Média – cerca de 1.0 m	Tipo – Fluvial
	Carga de Dimensionamento			
Características de Fundação				
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Largura
		AZ 36	ASTM 6900	630 mm
		AZ 18	ASTM 6900	
	Quantidade de Aço	3950 ton		



Designação	Porto de Leixões – Doca N°2 Norte		PT
			CD
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
A doca N°2 é a mais extensa do porto de Leixões e está localizada imediatamente a este da Ponte Móvel. Apesar de conter apenas um terminal ao longo de toda a sua extensão, o terminal polivalente, foi construído, com diferentes tipos de estruturas de acostagem, sendo que no caso em estudo se retrata a parte localizada a norte. Terminal Polivalente – O terminal polivalente abrange a doca N°1 e N°2. São aqui movimentados diversos tipos de mercadoria, salientando-se as madeiras, o ferro e o aço, as pedras de granito, o algodão, a cortiça, maquinaria, cargas de projectos, nomeadamente geradores eólicos e transformadores. Estas duas docas estão equipadas com diversos guindastes adequados aos diversos tipos de carga, com capacidades que variam entre as 5 e 104 toneladas.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Tipo Cais Dinamarquês		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista	JPN/ML	Data de Arranque	1962
Construtora		Data de Finalização	1966

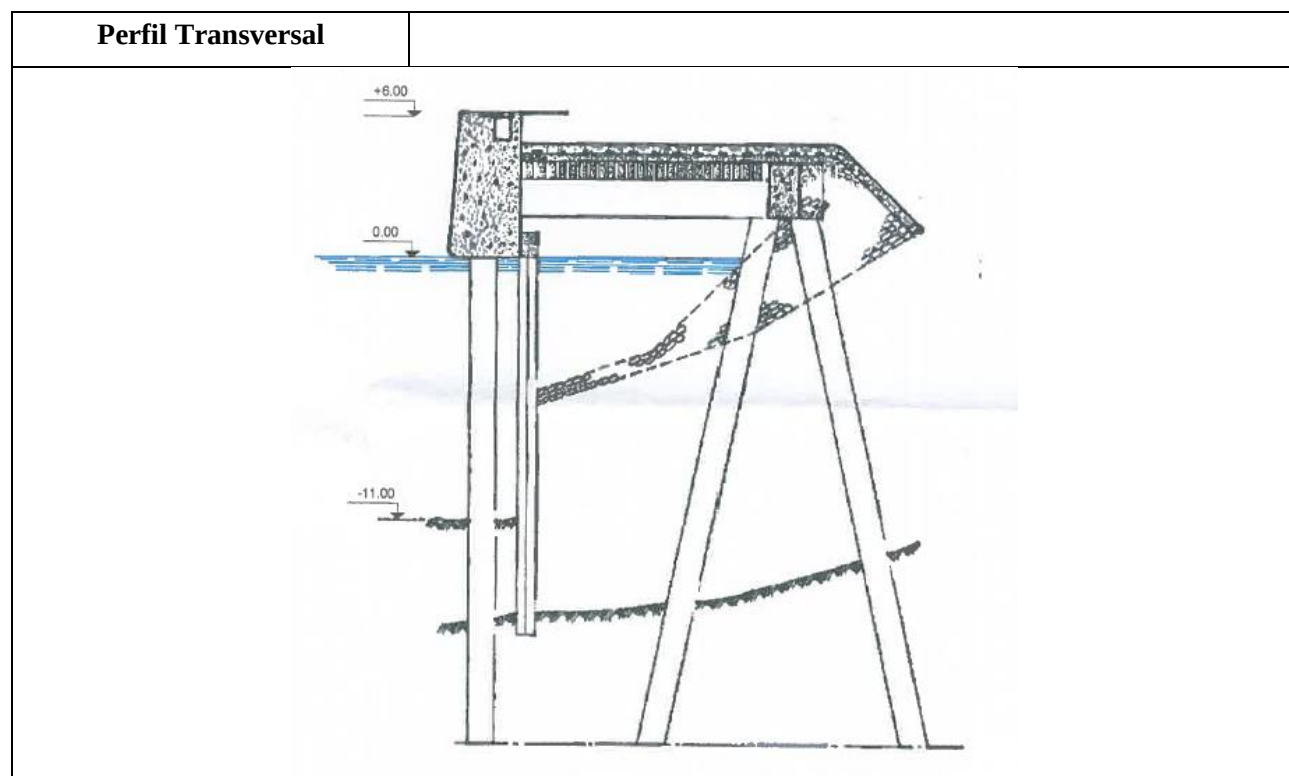
Características Globais	Largura		
	Comprimento	300 m	
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 12.0 m ao Z.H	Categoria – VI
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Talude de protecção com diferentes inclinações e revestido com enrocamento.		



Designação	Porto de Leixões – Doca N°2 Norte		PT
			CD
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
A doca N°2 é a mais extensa do porto de Leixões e está localizada imediatamente a este da Ponte Móvel. Apesar de conter apenas um terminal ao longo de toda a sua extensão, o terminal polivalente, foi construído, com diferentes tipos de estruturas de acostagem, sendo que no caso em estudo se retrata a parte localizada a norte. Terminal Polivalente – O terminal polivalente abrange a doca N°1 e N°2. São aqui movimentados diversos tipos de mercadoria, salientando-se as madeiras, o ferro e o aço, as pedras de granito, o algodão, a cortiça, maquinaria, cargas de projectos, nomeadamente geradores eólicos e transformadores. Estas duas docas estão equipadas com diversos guindastes adequados aos diversos tipos de carga, com capacidades que variam entre as 5 e 104 toneladas.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Tipo Cais Dinamarquês		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista	JPN/ML	Data de Arranque	1971
Construtora		Data de Finalização	1975

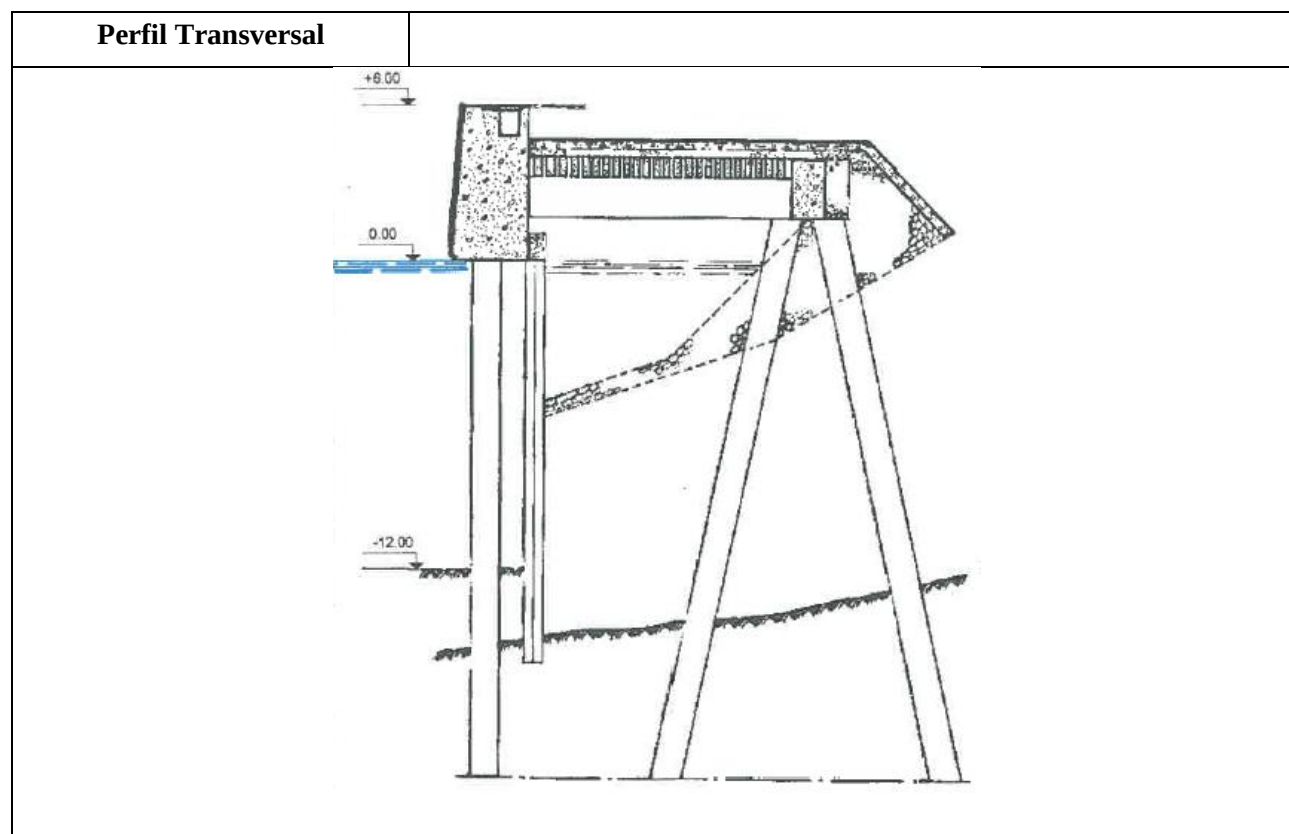
Características Globais	Largura	370 m	
	Comprimento		
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 11.0 m ao Z.H	Categoria – V
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Talude de protecção com diferentes inclinações e revestido com enrocamento.		



Designação	Porto de Leixões – Doca Nº4 Norte		PT
			CD
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
A estrutura de acostagem em análise pertence ao terminal de granéis agro-alimentares, concessionado à TCGL – Terminal de Carga Geral e Granéis de Leixões, S.A., desde Março de 2001, por um período de 25 anos. Situado na doca Nº4 norte, este terminal dispõe de 2 guindastes ecológicos (isto é, equipados com sistema anti-poluição) de 15 toneladas de capacidade que permitem a movimentação, com altos rendimentos, dos cereais e seus derivados. No entanto, apesar da existência deste equipamento, existem outro tipo de guindastes nesta doca, o que possibilita a movimentação de diferentes géneros de mercadoria. O terminal permite ainda a movimentação de produtos cerealíferos, apesar de esta poder ser efectuada num local distinto sempre que necessário. A doca nº4 norte dispõe ainda de uma vasta área de armazenamento a descoberto com 22 448 m² e 13 armazéns com 2 500 m² e 15 com 1 500 m².			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Tipo Cais Dinamarquês		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista	JPN/ML	Data de Arranque	1974
Construtora		Data de Finalização	1984

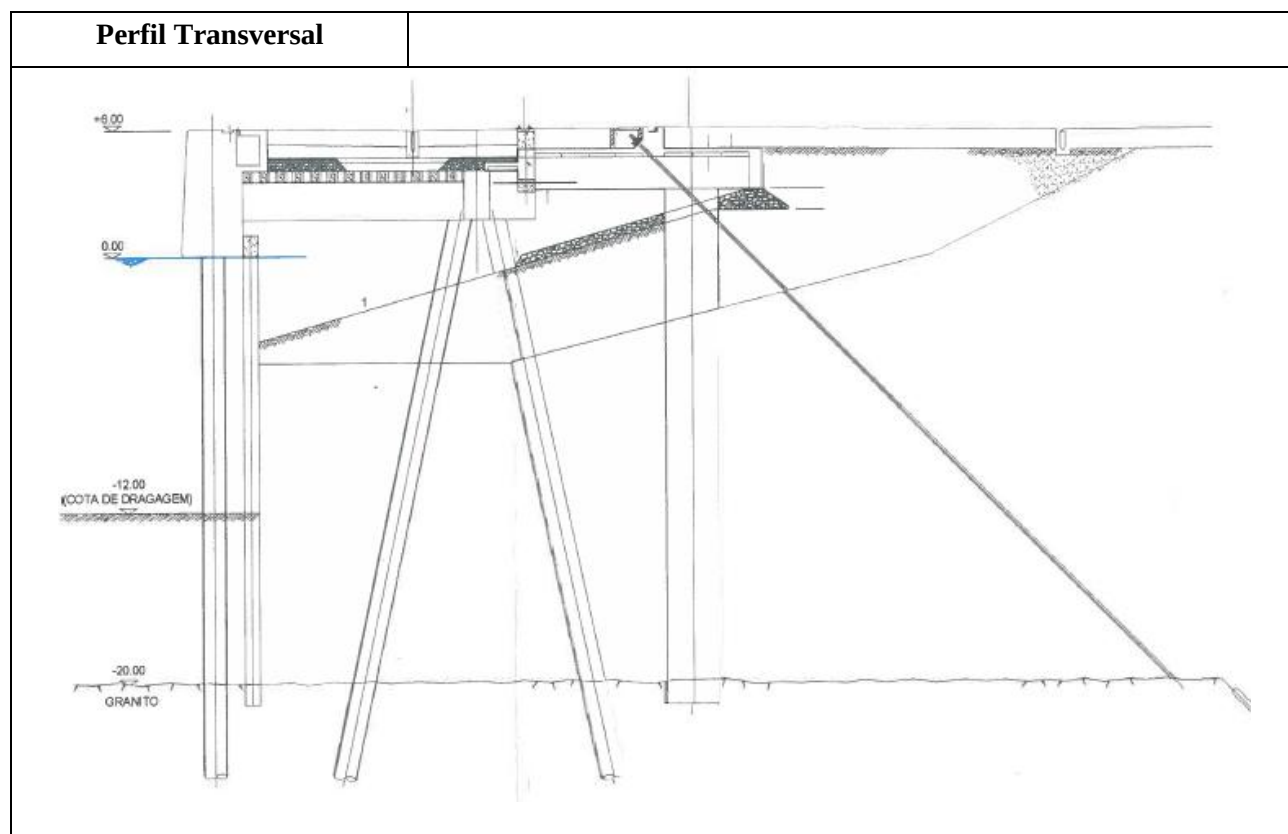
Características Globais	Largura		
	Comprimento		
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 12.0 m ao Z.H	Categoria – VI
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação			
Aspectos Técnicos Relevantes	Talude de protecção com diferentes inclinações e revestido com enrocamento.		



Designação	Porto de Leixões – Doca N°4 Sul e Nascente		PT
			CD
Localização	País	Portugal	
	Cidade	Matosinhos	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
A doca N°4 está localizada na parte nascente do porto de Leixões. Aqui, estão presentes o terminal de contentores sul e o terminal de graneis sólidos agro-alimentares. A estrutura de acostagem em análise corresponde à parte do terminal de contentores sul. Com uma área de 16 hectares e uma capacidade de armazenagem de 15 000 TEU (cerca de 10 000 contentores), este terminal está equipado com três pórticos de cais de 60/78, 40/65 e 35/42 toneladas de capacidade, com sete pórticos de parque (dos quais quatro de 35 toneladas e três de 40 toneladas), quatro reach-stackers e seis empilhadoras frontais. Este terminal dispõe ainda de um local de estacionamento de contentores frigoríficos, dotado de 310 tomadas de alimentação e de 14 semi-reboques para o transporte interno de contentores. Actualmente concessionado à empresa TCL – Terminal de Contentores de Leixões, S.A., durante um período de 25 anos iniciado em Dezembro de 1999, este terminal tem uma capacidade movimentação anual de 350 000 TEU's, o que corresponde a cerca de 226 000 contentores por ano.			
Fontes de Informação	APDL		
	Documentação Disponibilizada pela APDL		

Tipo de Solução	Estrutura Tipo Cais Dinamarquês		
Entidade	APDL	Custo Aproximado	
Projectista	JPN/ML	Data de Arranque	
Construtora		Data de Finalização	

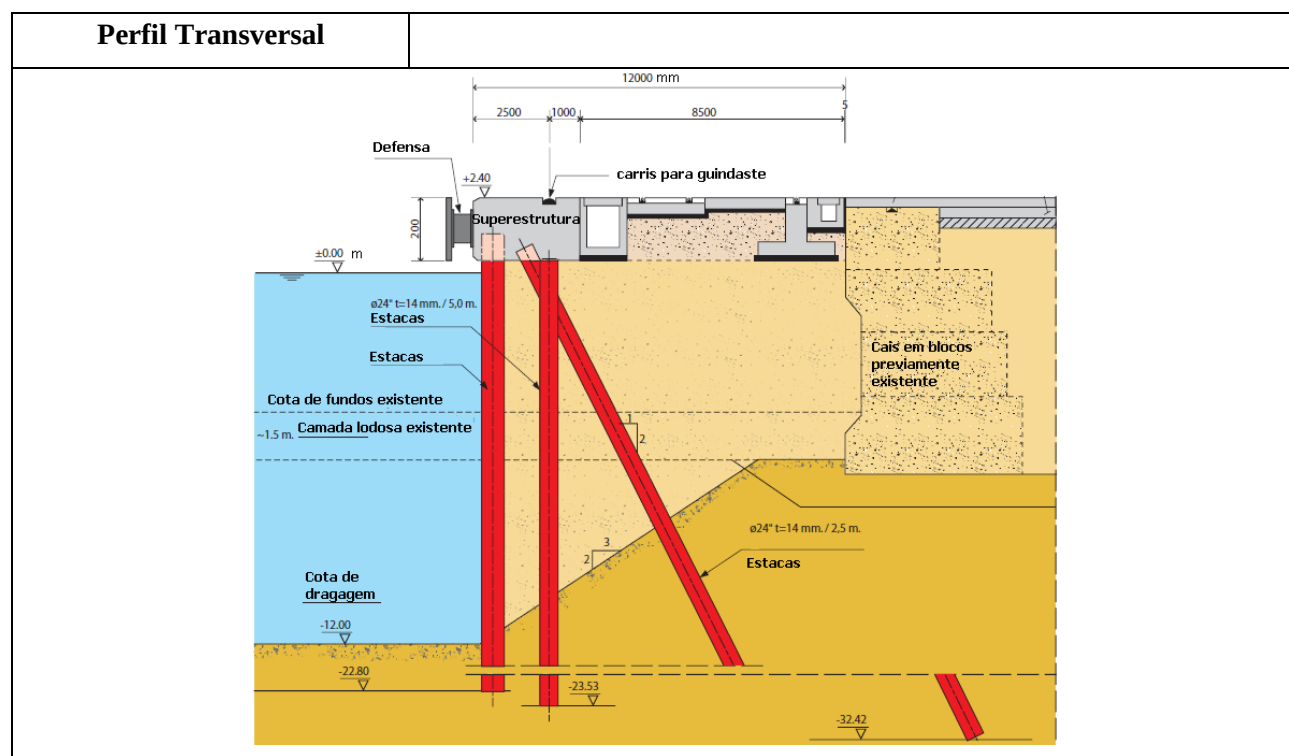
Características Globais	Largura		
	Comprimento	110 m	
	Cota de Coroamento	+ 6.0 m ao Z.H	
	Cota de Serviço	- 12.0 m ao Z.H	Categoria – VI
	Amplitude de Maré	Máxima – 4.0 m	Tipo – Mesotidal
	Carga de Dimensionamento		
Características de Fundação	Estrutura fundada à cota -20.0 ao Z.H em solo granítico.		
Aspectos Técnicos Relevantes	Talude de protecção com diferentes inclinações e revestido com enrocamento. Ancoragens inclinadas fixadas à cota -20 m ao Z.H.		



Designação	Projecto de Expansão do Porto de Mersin		TR
			CD
Localização	País	Turquia	
	Cidade	Mersin	
Imagem Aérea Vertical			
Observações			
Localizado no sudeste da Turquia, o porto de Mersin é um porto relativamente recente. Equipado com diversos terminais para os diferentes tipos de carga, onde se inclui um terminal “Ro-Ro”, o porto dispõe de acessos ferroviários e rodoviários, bem como modernos equipamentos de movimentação de carga e vastas áreas de armazenamento. Em 2002 várias empresas foram convidadas a participar no concurso do projecto de expansão do porto da cidade, com o objectivo de modernizar o porto e melhorar o seu desempenho. O projecto previa também a instalação de equipamento para a movimentação de contentores e o aumento da cota de fundo do cais de - 6.0 m para - 12.0 m (ZH). A solução escolhida consistiu na instalação de uma cortina de estacas prancha 12.2 m à frente dos blocos gravíticos que formavam o antigo cais. O facto de a cidade de Mersin estar situada numa zona sísmica activa foi um factor preponderante na escolha do tipo de solução, pois sendo o ferro um material dúctil, oferece mais garantias e um melhor desempenho no caso de ocorrência de um sismo.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		
	SeaRates e World Port Source		

Tipo de Solução	Estrutura Tipo Cais Dinamarquês		
Entidade	TCDD Directorate	Custo Aproximado	
Projectista	HES Engineering e Unitek Engineering	Data de Arranque	2003
Construtora	Sener Arda Construction Co. Inc.	Data de Finalização	2005

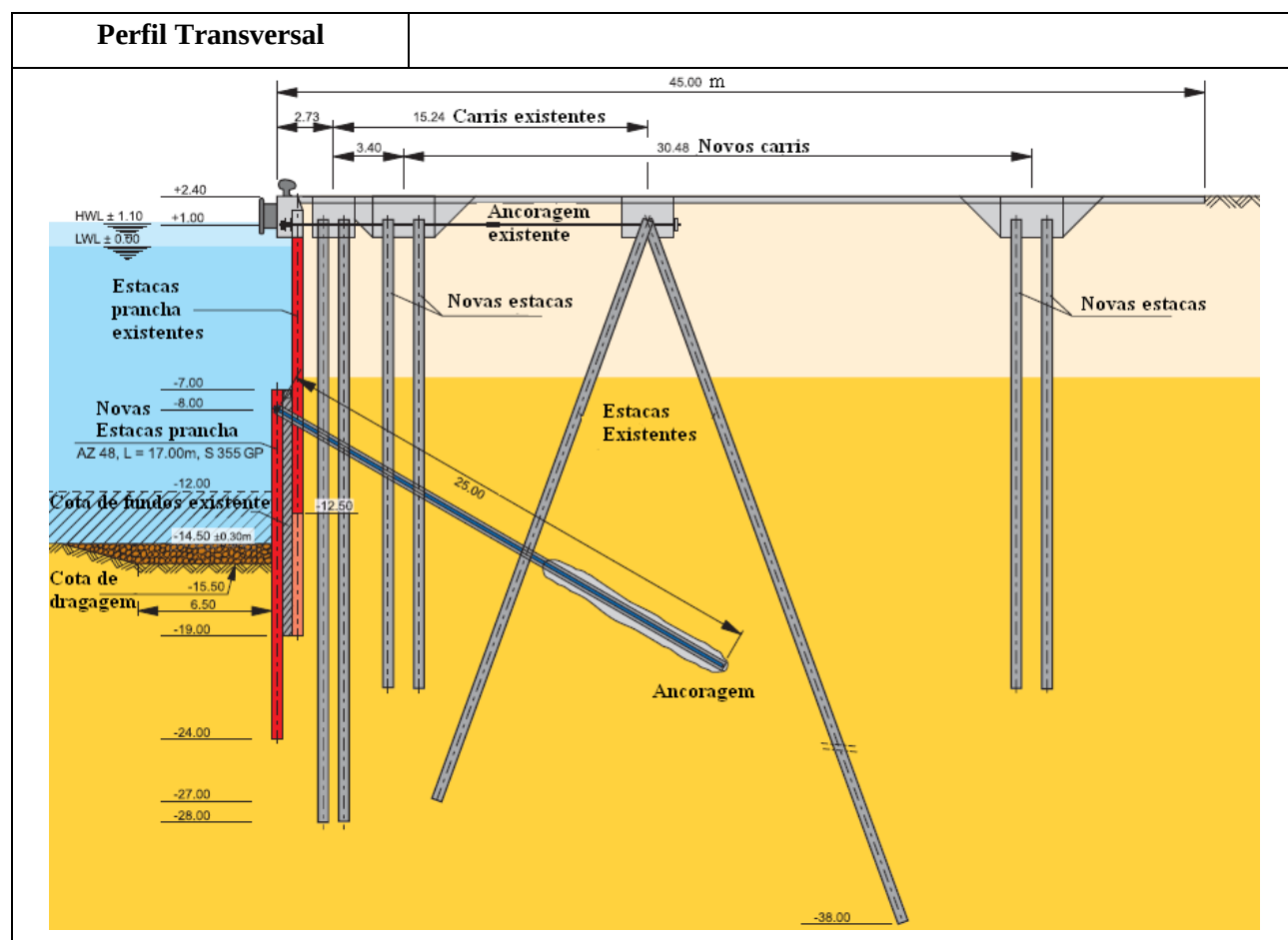
Características Globais	Largura – 12 m		Comprimento – 624 m	
	Cota de Coroamento	+ 2.4 m ao Z.H		
	Cota de Serviço	- 12.0 m ao Z.H	Categoria – VI	
	Amplitude de Maré	Média – 0.3 m	Tipo – Microtidal	
Características de Fundação	Solo argiloso com valores de coesão compreendidos entre os 5 e os 10 kN/m ² . Na parte final do paramento de acostagem, foi encontrada uma camada argilosa muito rija, que possibilitou a redução de cerca de 3 m da cota de fundação. A cota de fundação máxima é a -32.40 m ao Z.H.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Espessura
		AU 20 D	ASTM A690	10 mm
	Pilares Metálicos	Modelo	Diâmetro	Espaçamento
			610 mm	2.5 – 5 m
	Quantidade de Aço	2770 ton		

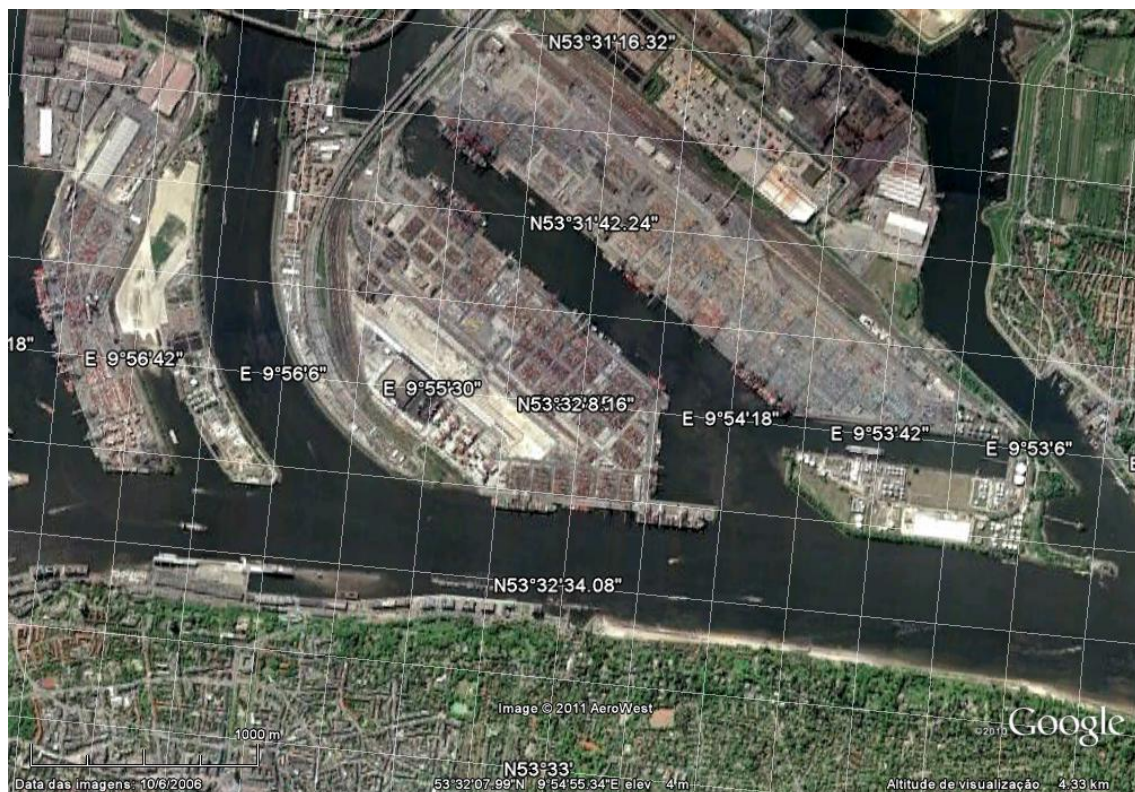


Designação	Aprofundamento dos Cais Nº65 e 66		TW
			CD
Localização	País	Taiwan (Ilha Formosa)	
	Cidade	Kaohsiung	
Imagem Aérea Vertical			
Observações			
O porto de Kaohsiung é o maior porto de Taiwan e é responsável por 70% do tráfego de contentores do país e cerca de 60% do volume de todas as trocas internacionais. Devido à sua configuração natural e aos dois canais com fundos a -11 e -16 m (ZH), o porto, com mais de 2 683 ha, é capaz receber navios até 100 000 DWT. Com o objectivo de acompanhar a evolução das embarcações e de melhorar a eficiência do porto, vários cais viram os seu fundos de serviço aumentados, nos quais se incluem os cais nº65 e nº66. Esta operação obrigou ao redimensionamento estrutural dos cais. A autoridade portuária optou pela utilização de estacas prancha, colocados à frente dos perfis metálicos previamente existentes.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		

Tipo de Solução	Estrutura Tipo Cais Dinamarquês		
Entidade	Kaohsiung Harbour Authorities	Custo Aproximado	
Projectista	HWA CHI Construction	Data de Arranque	
Construtora	HWA CHI Construction	Data de Finalização	

Características Globais	Largura		45 m	
	Comprimento		Nº65 – 244 m	Nº66 – 440 m
	Cota de Coroamento		+ 2.4 m ao Z.H	
	Cota de Serviço		- 14.5 ao Z.H	Categoria – VI
	Amplitude de Maré		Média – 1.1 m	Tipo – Microtidal
	Carga de Dimensionamento		Momento Máximo – 1040 KN/m	
Características de Fundação				
Aspectos Técnicos Relevantes	Estacas Prancha	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		AZ 48	S 355 GP	17 m
	Quantidade de Aço	2690 ton		



Designação	Terminal de Contentores de Altenwerder		GE
			CD
Localização	País	Alemanha	
	Cidade	Hamburgo	
Imagem Aérea Vertical			
			
Observações			
O porto de Hamburgo é o maior porto marítimo da Alemanha possui e o segundo maior terminal para transporte de contentores da Europa. Devido ao constante aumento do tráfego de navios no porto, a autoridade portuária decidiu, em 1990, anexar 250 hectares da antiga vila piscatória de Altenwerder com o intuito de construir um terminal de contentores. O novo terminal está equipado com equipamento sofisticado de modo a garantir a máxima eficiência nas movimentações de contentores, possibilitando a movimentação de cerca de 1 900 000 TEU por ano. Aparte dos predominantes factores económicos, o critério essencial na adjudicação da obra era o tempo de construção. Por esta razão, optou-se pela utilização de estacas metálicas numa solução do tipo “cais dinamarquês”. Para além do aumento da cota de coroamento para + 7.5 m (ZH), também os fundos de serviço do novo cais foram aumentadas para permitir a acostagem de navios de maiores dimensões.			
Fontes de Informação	ArcelorMittal		
	SeaRates		

Tipo de Solução	Estrutura Tipo Cais Dinamarquês		
Entidade	Hamburg Port Authority	Custo Aproximado	
Projectista		Data de Arranque	1999
Construtora	Hochtief AQ, Ingenieurbau Nord e Fr. Hoist GmbH & Co.	Data de Finalização	2001

Características Globais	Largura – 37.5 m		Comprimento – 1400 m	
	Cota de Coroamento	+ 7.5 m		
	Cota de Serviço	- 16.7 m	Categoria – VII	
	Amplitude de Maré	Média – 2.1 m	Tipo – Mesotidal	
	Carga de Dimensionamento			
Características de Fundação	Solo maioritariamente constituído por argila com bastantes pedregulhos ao longo do local de fundação.			
Aspectos Técnicos Relevantes	Pilares Metálicos	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		HZ 975 B	S 390 GP	33.40 m
		AZ 19	S 240 GP	27.45 m
	Pilar de Tracção	Modelo	Tipo de Aço	Comprimento
		HTM 600/136	S 355 J2G3	45.5 – 47.2 m
	Quantidade de Aço		16500 ton	

