

EST.	IX
DIV.	7
N.º	8a

EVOLUÇÃO DOS TIPOS  
DE  
MURALHAS DE CAIS

.....

TESE

Apresentada á Egregia Congregação  
da  
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

pelo  
Engenheiro Civil

Paulo de Menezes Mendes da Rocha

no

Concurso para Professor Catedrático  
da cadeira de  
Navegação Interior e Portos de Mar

.....

OFFERTA, 1940

N.º 10822

São Paulo — Julho de 1939.

DEDALUS - Acervo - EPMN



31600011346

PNU

Universidade de São Paulo  
Biblioteca da Escola Politécnica

FT- 391

S. Borja, Imbituba, Paranaguá, Antonina, S. Sebastião, Vitória, Aracajú, Maceió, Natal e Fortaleza, dez portos em plena atividade construtiva; Santos ampliando na escala grandiosa de suas realizações aparelhamento insuficiente ao movimento crescente do seu porto; S. Roque em estudos e outros insistentemente reclamados, marcam sem duvida para o Brasil uma fase notavel de atividade em obras portuarias que justifica o nosso estudo sobre "evolução dos tipos de muralhas de cais".

Orientados por uma oportunidade brasileira, amoldamos tanto quanto possivel a diretriz desse trabalho a realizações brasileiras, assinalando com orgulho emancipação da tecnica nacional, evoluindo liberta das concepções estrangeiras, no ambiente das suas necessidades e das suas possibilidades reais, para tipos de estrutura respondendo aos problemas particulares dos seus portos.

As condições economicas e geograficas da imensa costa brasileira, em grande extensão separada do interior pelo acentuado desnível das serras ou penetrando-o pelos raros cursos navegaveis dos rios, cria na verdade a necessaria pluralidade dos portos, que devem responder de inicio mais diretamente às finalidades de um fator de progresso, concorrendo para a criação do seu proprio "hinterland", do que às de um simples aparelho de escoamento de produção já existente.

A não ser portanto poucas exceções, os projetos de melhoramento de portos no Brasil — como nos paizes novos em fase inicial de desenvolvimento economico — devem atender à contingencia de rigorosa economia de primeiro estabelecimento, que não sacrifique entretanto as possibilidades de futura ampliação, dentro de largas previsões.

Condenam-se igualmente, as obras do tipo pesado, cujo preço excessivo se reflete em exageradas taxas portuarias, que amortizem em praso rasoavel o capital empregado — contrariando a influencia benefica das obras no progresso da região — e as estruturas de carater provisorio, ou inaptas a ampliações, que rapidamente insuficientes ao proprio desenvolvimento que incentivaram, transformam-se em impecilio a esse mesmo desenvolvimento, provocando por vezes perturbações mais nocivas à economia da região do que a sua ausencia inicial.

Essas considerações justificam a nossa preferencia, nos portos secundarios nacionaes, pelos tipos de obras semi-pesadas, cuja applicação, iniciada com rara

felicidade no porto de S. Sebastião em S. Paulo, consagrou-se pela aplicação imediata em seis portos em construção no paiz, ao mesmo tempo que surge, com pequenas variantes estruturaes e construtivas, nas obras de melhoramento da mesma categoria, executadas em varios paizes nestes ultimos cinco annos.

Prolongado contato com a Companhia Nacional de Construções Cívís e Hidraulicas a que tivemos oportunidade como engenheiros da Repartição Estadual encarregada da fiscalisação das obras de melhoramento do porto de S. Sebastião, justifica a citação mais ou menos frequente de obras dessa empreza, com eventual omissão de trabalhos originais de outras grandes organizações, nacionais e estrangeiras, que entre nós se tem especializado em obras portuarias.

A vastidão do assunto; a multiplicidade dos tipos de cais, diferenciando-se ás vezes por detalhes mínimos de estrutura, outras vezes distinguindo-se apenas pelas carecterísticas funcionaes do sseus elementos, dificultam desenvolvimento sistematicos da exposição, explicando repetições e lacunas, ao mesmo tempo que a impossibilidade de alongar em demasia esse trabalho, forçou-nos muitas vezes a sacrificar, em sínteses exageradas, assuntos merecedores de estudo mais demorado. Para essas falhas esperamos benevolencia.



## Generalidades e Classificação

Denominam-se «muros de cais» ás obras destinadas á acostagem dos navios no interior abrigado dos portos, permitindo pelo transbordo direto de mercadorias e passageiros a rapidez, a economia e o conforto exigidos pela intensa circulação da vida moderna. Distinguem-se dos diques, dos quebra-mares e em geral das obras de proteção, pela propria finalidade e pela natureza dos esforços a que estão sujeitos.

Enquanto os ultimos, geralmente chamados «obras exteriores» devem resistir á ação dinamica das vagas ou á força erosiva das correntes, destinam-se os muros de cais, como «obras interiores» a limitar a zona terrestre das instalações portuarias em profundidades acessíveis ás embarcações a que se destinam.

Deixando de parte os tipos mais rudimentares, em que essa finalidade se obtem por meio de uma simples estacada de madeira, de aço ou de concreto, avançando para o mar até a profundidade necessaria, sem modificação do perfil natural das costas, funcionam as muralhas de cais, em sua concepção mais simples e mais remota, como muros de arrimo, suportando pelo lado de terra a pressão dos lençóes d'água de infiltração e o empuxo dos terraplenos com as sobrecargas normais das instalações e do trafego portuario, e pelo lado do mar, as pressões hidrostáticas variáveis com a oscilação das marés, os esforços acidentais dos choques e dos atritos das embarcações, as tensões dos cabos de amarração nas manobras de acostagem, e as ações nem sempre despresíveis, transmitidas pelas embarcações atracadas, sujeitas aos ventos ou ao arrastamento das correntes.

As primeiras muralhas de cais, fundadas geralmente a céu aberto em bacias de pequena profundidade, obedeceram logicamente aos perfis classicos trapezoidais dos muros de arrimo de alvenaria, empregados quasi exclusivamente até fins do seculo passado.

Circunstâncias locais e a evolução natural da técnica, levaram desde cedo a procurar em outros tipos de estrutura e principalmente em processos especiais de construção, o aproveitamento de novos materiais, na solução de problemas que se foram tornando cada vez mais complexos com o aumento constante do calado das embarcações — exigindo maior profundidade ao longo dos cais — e ao mesmo tempo com a localização dessas obras dia a dia mais subordinadas aos planos gerais das instalações portuárias e das vias terrestres de comunicação.

« Il est vrai que dans ces ports on trouve quelques couches  
« sous-jacentes de bonne qualité, mais ces emplacements  
« ont été utilisés déjà presque en totalité pour les tra-  
« vaux d'amélioration de ports, entrepris au cours de  
« l'ère meiji. »

diz o engenheiro Awoyama, falando dos portos japonezes do mar de Sete. (1)

A esses fatores, vieram juntar-se no periodo post-guerra, orientando a técnica das construções portuárias, outras influencias de ordem principalmente economica.

O restabelecimento do comercio internacional, perturbado durante longo periodo, obrigou, como em geral em todos os ramos de atividade e em particular em todo sistema de circulação, vultosas obras de ampliação e melhoramento de portos, que atendendo ás antagonicas condições de rapidez de execução e custo compativel com a depressão economica geral do momento, permitissem ás operações portuárias eficiencia maior, exigida pela contingencia de uma concurrencia mais severa.

São frutos dessa epoca, particularmente rica em obras portuárias, algumas das soluções mais interessantes ainda hoje empregadas.

Até 1926, o estudo dos diversos tipos de muralhas de cais — no que se refere a perfis e estruturas como no que diz respeito a processos construtivos — encontra-se resumido na serie de memorias apresentadas aos Congressos Internacionais de Navegação reunidos áquele ano no Cairo e anteriormente em Londres em 1923, (2)

---

(1) Akira Awoyama

XVI Congrès Int. de Navigation — Bruxelles, 1935.

(2) XIII Congrès International de Navigation Londres 1923

XIV Congrès International de Navigation Le Caire 1926.

Percorrendo a documentada bibliografia desses Congressos, compreende-se de início todo o complexo entrosamento dos fatores, técnicos uns e outros de ordem econômica, que influem no projeto de uma muralha de cais.

Raramente se encontram, mesmo dentro da zona restrita de um porto, a uniformidade das condições geofísicas que nos mares interiores da Dinamarca conduziram os engenheiros Kierulf e Saxild a propor um tipo padrão de cais em plataforma de concreto sobre estacas, concebido como termo de evolução de perfis sucessivamente empregados nos portos naturais dinamarquezes construídos em fundos de fjords, sobre camadas mais ou menos espessas de vasa, em mares sem maré. Ao contrário, transferidos da uniformidade com que se apresentam os problemas portuários nesses mares do Norte, para a diversidade dos fatores que os condicionam em outros países, e em especial ao longo das 1.200 leguas da costa brasileira, evidencia-se a impossibilidade de padronização de obras dessa natureza, destinadas a tão variadas condições de trabalho, de localização e principalmente a contingências de terrenos de fundação tão diferentes.

A par desses fatores, outros dizendo respeito ao aparelhamento de que se pode economicamente dispor (subordinado ao vulto da obra e a oportunidades locais imprevisíveis) ou referentes aos materiais de construção muitas vezes impostos por circunstâncias especiais, influem algumas vezes de maneira decisiva, obrigando o abandono de tipos de obra tecnicamente indicados, por soluções à primeira vista condenáveis.

Da subordinação à influências tão variadas, decorre a multiplicidade de tipos de muralha encontrada nas aplicações práticas através a história das obras portuárias, multiplicidade que se acentua à medida que aumentam os recursos da técnica e se aprimoram as indústrias nos materiais que lhe fornecem, dificultando cada vez mais o agrupamento dessas estruturas em uma classificação rigorosa.

A distinção estabelecida no Congresso do Cairo para o estudo dos muros de cais, entre obras em mares sem maré e obras sujeitas à flutuação de marés, não constitui uma classificação racional. O próprio relator geral do assunto, M. Rouville, referindo-se às conclusões da memória de M. Benezit no sentido de que os muros de blocos artificiais deveriam ser o tipo característico dos mares sem maré, reconhece que:

«A cette déduction en peu générale, ou peut dans un autre sens, opposer l'idée que beaucoup de principes et d'éléments sont communs aux ouvrages d'accostage

des mers sans marée et des mers à marée, ne serait-ce que pour leurs situation parfois comparables dans des eaux à niveaux constant et par toutes les étapes intermédiaires des bassins à faible dénivellation.» (4)

Na introdução de uma das principais memorias apresentadas a esse Congresso, A. Albertazi e Coen Cagli, definem arbitrariamente, como mares sem maré aqueles nos quais a oscilação de nivel não passa geralmente um metro, e como cais a grande profundidade os destinados á atracação de navios de calado superior a 8.m00.

Nous considerons comme mers sans marée celles où l'excursion de niveau ne dépasse généralement d'un mètre — telle la Méditerranée, où se trouvent établies les ports italiens — et comme quais à grande profondeur les quais pour l'accostage des navires d'un tirant d'eau d'au moins 8.m00 (5).

Na realidade, afóra algumas particularidades de aparelhamento, sensíveis apenas nos casos excepcionais de grandes desnivelamentos, e a necessidade de uma drenagem mais perfeita dos terraplenos na zona das oscilações, a distinção unica real entre muros de cais em mares de nivel praticamente constante e nivel variavel, reside na diferença de altura das obras para a mesma profundidade minima de acostagem, redundando em geral apenas no dimensionamento maior, dos perfis sujeitos á oscilação das marés.

A segunda «conclusão» aprovada no referido Congresso do Cairo, diz aliás textualmente:

Plusieurs sortes de murs de quais conçus ou réalisés dans des mers à marée, em dehors même des bassins à écluse, peuvent d'ailleurs s'adapter, sans modifications essentielles, aux mers à niveau constant (6).

Em falta de criterio mais rigoroso, permitindo discernir na variedade quasi infinita de detalhes elementos de uma classifi-

(4) XIV Congrès Int. Navigation — Le Caire, 1926  
Rapport Générale (1.ère Question)

M. Rouville — Compte Rendu, pg. 201.

(5) XIV Cong. Int. Nav. — Le Caire, 1926

A. Albertazi — Coen Cagli Mem., n. 36, pg 1.

(6) XIV Cong. Int. Nav. — Le Caire, 1926

Compte Rendu, pg. 314.

cação perfeita das muralhas de cais, autores modernos entre os quais Benezit, baseando-se principalmente no processo de fundação, distribuem os tipos correntes de obras nas 9 categorias seguintes:

- 1) Muros continuos construidos a céu aberto;
- 2) Muros continuos fundados por processo pneumatico ou por poços;
- 3) Muros continuos de blocos arrumados;
- 4) Muros continuos fundados por caixões flutuantes;
- 5) Muros continuos sobre caixões de madeira;
- 6) Muros sobre fundações discontinuas por processo pneumatico ou por poços;
- 7) Muros sobre fundações discontinuas em blocos;
- 8) Muros sobre fundações discontinuas em caixões flutuantes;
- 9) Muros sobre estacaria. (7)

Coen Cagli, seguindo aproximadamente o mesmo criterio, distingue:

- 1) Muros construidos a céu aberto;
- 2) Muros construidos em presença de agua, de concreto moldado em formas;
- 3) Muros de blocos artificiais;
- 4) Muros de caixões;
- 5) Muros construidos por processos pneumaticos;
- 6) Muros fundados por poços;
- 7) Muros discontinuos em arcos ou vigas retas;
- 8) Estruturas de madeira ou de alvenaria sobre estacas de madeira;
- 9) Muros ou estacadas de concreto armado. (8)

Visando mais diretamente ao tipo da estrutura, outros autores consideram apenas tres categorias em que reúnem:

- 1) Cais de muralhas continuas;
- 2) Cais de muralhas discontinuas em arcos ou abobadilhas;
- 3) Cais de plataformas.

---

(7) M. Benezit  
Cours de Ports et Travaux Maritime — Paris  
Livre II, pg. 173.

(8) E. Coen Cagli  
Lezioni di Construzione Maritime — Padova, 1928  
Vol. I, pg. 437.<sup>1</sup>

A's duas primeiras categorias correspondem as muralhas chamadas de peso, sustentando direta ou indiretamente os terraplenos, á ultima podendo ser filiados todos os tipos leves de muralha que não funcionam diretamente como muro de sustentação reagindo pelo peso proprio ao empuxo das terras.

Sob o ponto de vista didatico e especialmente visando ao estudo da evolução dos diversos tipos de muralha, poderíamos admitir classificação semelhante á proposta por M. Laroche, e baseados na justa consideração de que:

« Le problème de la construction des murs de quais  
« est en réalité presque toujours un problème de fon-  
« dation (9)

estudar sucessivamente:

- 1) Muros fundados em rocha;
- 2) Muros fundados em terrenos compressiveis;
- 3) Muros fundados em terrenos inconsistentes.

Entretanto, como tivemos oportunidade de salientar em linhas anteriores — em que pese a importancia incontestavel dos terrenos de fundação sobre a escolha de um tipo de estrutura — com os recursos modernos da tecnica das construções, outros fatores podem contrariar e contrariam na maioria dos casos reais das applicações praticas, a influencia exclusiva das circunstancias geologicas dos terrenos de fundação — determinando á priori processo construtivo ou material de construção — limitando, senão cerceando inteiramente, a liberdade de escolha de uma estrutura que a elas melhor se poderia adaptar.

São realmente os recursos de aparelhamento e as instalações necessarias á sua execução, que influindo diretamente no orçamento das obras orientam quasi sempre na pratica a elaboração dos projetos de muralhas de cais, nos paizes em que a escassez e o vulto dessas construções não permitem geralmente o emprego de grande aparelhagem. Da melhor subordinação a esses recursos, sem sacrificio das características individuais da estrutura — a sua adaptação ás condições locais e finalidade a que se destina — depende a excelencia do projeto.

Dentro desse ponto de vista estritamente pratico, adotaremos no presente estudo a classificação constante do quadro I, no qual são considerados com a possivel sistematização, todos os elementos determinantes dos tipos de muralhas.

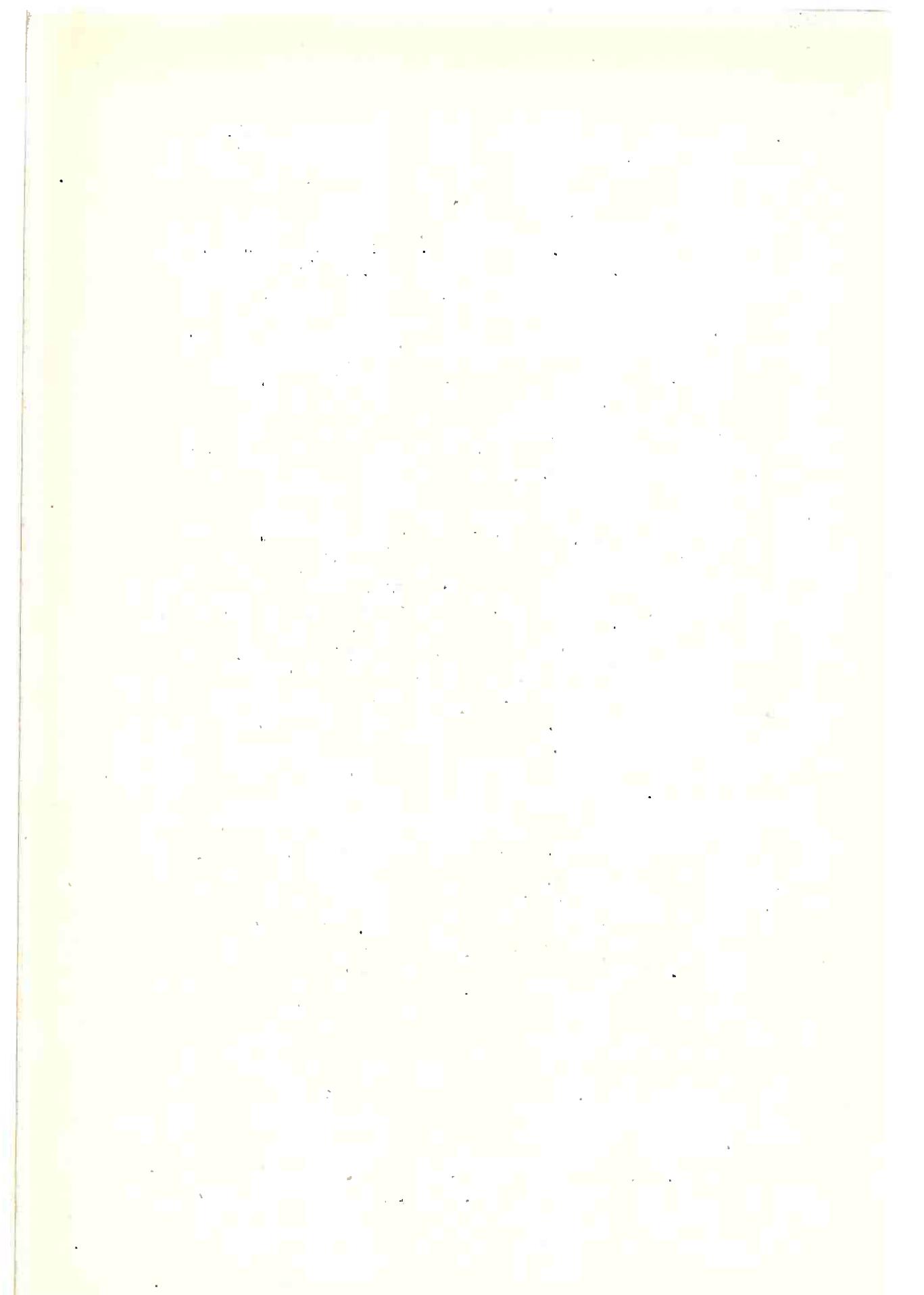
---

(9) XIV Cong. Int. Nav. — Cairo, 1926 .  
Compte Rendu, pg. 231.

Nessa classificação denominaremos «obras de peso» as estruturas que resistem pelo proprio peso aos esforços a que se acham subordinadas, em contraposição ás «obras semi-pesadas», entre as quais agrupamos aquelas para cuja estabilidade concorrem elementos engastados no terreno (tubulões) ou são sustentadas em parte por tirantes e ás «obras leves» constituídas por uma estrutura em estacadas com ou sem plataforma superior.

No que se refere aos terrenos de fundação, consideraremos as rochas mais ou menos aflorantes, as camadas incompressíveis de areia, os terrenos compressíveis de origem geralmente sedimentar e as camadas espessas de vasas inconsistentes em que se fundam obras em estacas, trabalhando por simples atrito ou assentam as «fundações flutuantes» de obras de peso, que estudaremos oportunamente.

---



II

Terrenos de Fundação

L'histoire abonde en exemples qui montrent que l'expérience accumulée au cours de plusieurs siècles conduit souvent à la solution satisfaisante de problèmes, longtemps avant que ceux-ci n'aient été adéquatement compris par la science. Parfois même ces solutions sont tellement parfaites qu'elles ne peuvent guère être améliorées par une étude scientifique moderne. Aussi peut-on à bon droit se demander pour quelle raison il est exact que notre connaissance empirique dans le domaine du sol et des fondations, déduite d'une expérience de plusieurs centaines, voire milliers d'années, soit restée si peu sûre.

A examiner les choses de plus près, on s'aperçoit que, dans les cas où l'expérience s'est cristallisée en une connaissance empirique digne de confiance, certaines conditions se répètent avec peu de variation, ou bien, que le nombre de facteurs variables est relativement réduit. Pour le cas des sols, nous constatons que c'est précisément le contraire qui est vrai. Les sols existent à l'état de variétés presque infinies . . . . . (10)

Esses conceitos emitidos por Casagrande no início de um dos seus estudos sobre as características dos terrenos sem coesão,

---

(10) Arthur Casagrande  
Características des sols sans cohesion... etc.  
Bulletin de l'Ass. Perm. de Congrès des Navigation — Janvier, 1937.

permitem ajuizar da complexidade dos problemas de construção dos muros de cais.

A variedade quasi infinita dos terrenos, apresenta-se ao engenheiro de obras portuarias, influenciada por fatores independentes de sua propria constituição e variaveis com circunstancias locais de profundidade, de correntes, de oscilação de marés etc., apresentando frequentemente estados de equilibrio instaveis, apenas compreendidos através os estudos recentes de mecanica dos sólos, iniciados por Casagrande e outros no Massachussetts Institute of Technology, por Terzaghi nos laboratorios de Harward por volta de 1913 e continuados principalmente pelo ultimo.

O estudo do comportamento dos terrenos sob ação de cargas transmitidas pelas fundações das obras d'arte, conduzindo a uma segura previsão das deformações das camadas argilosas que constituem geralmente o tipo de terrenos compressiveis, é conquista recente desses estudos.

A observação cuidadosa de notaveis deslocamentos de obras portuarias, acarretando em alguns casos insucessos completos, em estruturas funcionando como muros de sustentação ou em simples estacadas, vieram com efeito demonstrar, muito diverso do que imaginavam as teorias classicas de Coulomb e de Rankine, o verdadeiro mecanismo da deformação dos terrenos sob a ação das resultantes mais ou menos inclinadas, das cargas transmitidas pelos sistemas de fundação.

Considerando em especial as muralhas continuas de peso — perfis trapezoidais funcionando como muros de arrimo — Ghercevanof expõe pela primeira vez em tese ao Congresso de Navegação do Cairo (11) experiencias procedidas no Laboratorio Hidrotecnico de Moscou, sob a direção de Timonoff, visando á interpretação da aparente anomalia verificada na estabilidade dos perfis de grande altura, contrariando a noção fundamental de sua proporcionalidade para semelhança dos perfis, nos limites das deformações elásticas dos solos para as cargas maximas das fundações.

Realmente representando, como é sempre possivel, o empuxo das terras por uma expressão binomia do tipo:

$$E = A h^2 + B p h$$

---

(11) Cong. Int. Nav. — Le Caire, 1926

N. Ghercevanof — B. N. Kandiba — W. W. Toukholka  
Mem. n.º 40.

em que  $A$  e  $B$  são constantes,  $p$  o peso da sobre-carga eventual e  $h$  a altura do muro, cujo peso pode ser expresso por:

$$P = C h^2$$

onde  $C$  é uma constante representativa do perfil considerado, a estabilidade — segundo noção corrente — deveria ser inversamente proporcional a:

$$\text{tang.}\alpha = \frac{Ah^2 + Bph}{Ch^2} = \frac{A}{C} + \frac{Bp}{C} \frac{1}{h}$$

do angulo de inclinação da resultante sobre a vertical do plano de fundação, isto é: tanto maior quanto maior a altura da muralha, conclusão contrariada pelas observações e pelas experiencias aludidas.

Não se enquadram nos limites estreitos desse trabalho, visando apenas a critica da evolução que vem sofrendo os tipos de muralha de cais, um estudo mais profundo das deformações dos solos, ou dos processos mais ou menos engenhosos e mais ou menos efficientes visando a aumentar-lhes as resistencias, ou estabilisar movimentos de recalque que tendem a prolongar-se indefinidamente.

Queremos apenas assinalar a evolução profunda dos conhecimentos modernos sobre o comportamento dos solos de fundação e as consequencias diretas de sua applicação á pratica das construções.

O empirismo dominante na interpretação e no calculo das tensões desenvolvidas pelo empuxo das terras, reflete-se na discordancia dos criterios adotados pelos engenheiros em geral, quanto ás características mecanicas das terras, coeficientes e angulos de atrito, cuja indeterminação procuram compensar largos fatores de segurança, nem sempre suficientes á estabilidade das obras. Insucessos classicos, principalmente em obras hidraulicas, revelaram deformações insuspeitadas dos terrenos, sob a ação das cargas verticaes ou inclinadas, denunciando superficies de escorregamento diferentes dos planos limites dos prismas de empuxo em que se basearam até hoje as teorias classicas, conduzindo á concepções mais justas do dominio recente da mecanica dos solos, reveladas pelas observações de Knut Petersen no estudo dos cais de Gottembourg na Suecia; desenvolvidos por S. Hustin e M. Möller, por Krey, por W. Fellenius, Berrer; sistematizadas pelas experiencias de J. Olsson no Instituto Geotecnico das Estradas de Ferro da Suecia; de Ghercevanof no Instituto Hidrotécnico de Moscou, e finalmente reduzidas a um corpo de doutrina pelos trabalhos valiosos de Therzaghi.

A' interpretação dessas novas concepções sobre os deslocamentos dos massiços de terras, sujeitos á ação de sobrecargas acidentais, é particularmente sugestivo o estudo dos recalques do cais do porto de Rosario no Rio Paraná, exposto em memoria ao XVI Congresso Internacional de Navegação pelos engenheiros argentinos Meoli e Buich. (12) Fig. (1 — 1a).

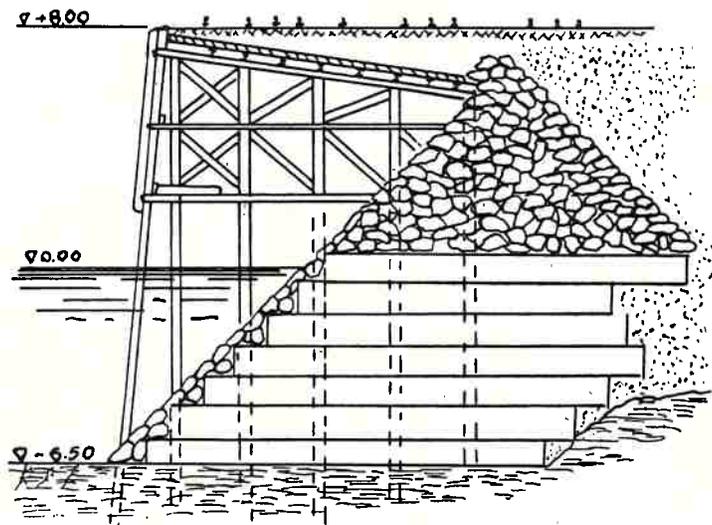


Fig. 1 — Estacada do porto de Rosario.

O perfil geologico das barrancas do Rio Paraná, na zona do porto de Rosario, acusa a sequencia de camadas argilosas e argilo-silicosas repousando á profundidade media de — 14.m00 sobre um banco de areia de grande espessura. A superficie de separação dessas duas camadas limita superiormente um lençol dagua sob pressão.

O primitivo muro de cais, para caladós de 6,m50 (sob o nivel medio do rio) era constituido por uma estrutura de estacas de madeira sustentando uma plataforma inclinada, igualmente de madeira, sobre a qual repousava um terraplano de 2.m00 de altura media. O talude natural dos barrancos do rio era sustentado, sob essa estacaria, por um massiço de enrocamentos repousando sobre denso colchão de faxinas, atravessado pelas estacas que se iam fixar á cota — 16.m00 no estrato arenoso inferior.

---

(12) XVI Cong. Int. Nav. — Bruxelles, 1935  
Humberto Meoli — Raul Buich  
Memoire n.º 106.

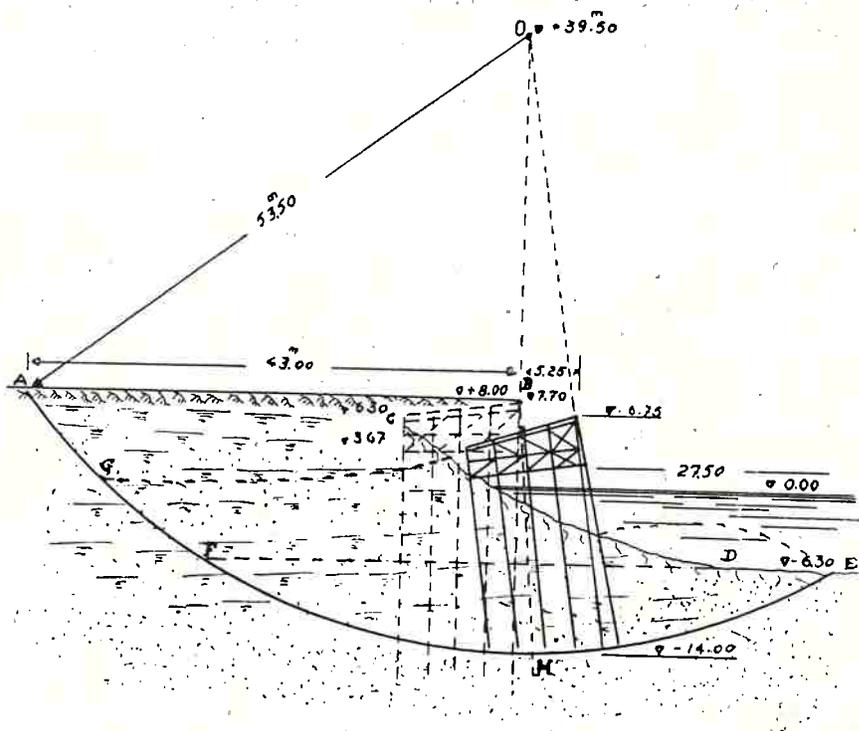


Fig. 1-a — Recalque da estacada do porto de Rosario.

Terminados o enrocamento e o terraplino, verificou-se um deslocamento horizontal da obra e um tombamento para a parte interna, sem deformação notável da estrutura, ao mesmo tempo que se notava superelevação do leito do rio em frente às secções prejudicadas, com abatimento do aterro interno.

Considerando na figura I as duas posições limites das estacas do paramento externo, prolongadas até o ponto  $O$  em que se encontram, decorre a noção — desenvolvida pelos estudos citados — de uma superfície cilíndrica de escorregamento de um grande massiço de terras, arrastando em seu movimento a estrutura indeformada.

Observação mais cuidadosa do fenómeno revela, confirmando a hipótese, a ruptura de algumas estacas mais profundas, á cota  $-14.00$  de separação das camadas características do perfil geológico, e os pontos limites do recalque interno e da superelevação externa do terreno, sobre um mesmo perfil circular determinante da superfície de escorregamento.

Decompondo-se a secção circular nas áreas  $FEH$  e  $ABCDF$ , a primeira simétrica em relação á vertical  $OH$ , deprende-se ime-

diatamente que o deslocamento ter-se-ia verificado em virtude da predominancia do momento do peso da secção *ABCD*, em relação ao ponto *O*, sobre o momento resistente do atrito interno ou da coesão das terras, ao longo da superfície *AFHE*.

Vê-se portanto, que a simples consideração da componente horizontal do empuxo das terras, considerada geralmente no calculo dos muros de sustentação, conduziria a interpretação completamente erronea das tensões desenvolvidas nos terrenos. O criterio de simples compressibilidade e de cargas limites, consideradas nos calculos de fundações, subordinando apenas a estabilidade á condição de equilibrio entre as pressões transmitidas pelas fundações e esse limite de compressão, e quanto á resistencia ao escorregamento horizontal, contrabalançado pelo atrito e pelo engastamento entre as bases das fundações e os solos, despreza a hipotese dos planos de escorregamento no seio do proprio terreno, conduzindo a soluções profundamente erradas, como no proprio exemplo citado, em que foi aumentada a ação das forças verticais pelos colchões de faxina.

Posto que menos elucidativa, a analise do recalque das estacadas de Stigbergs no porto de Gotemburgo, (anterior ao do porto de Rosario) confirma a existencia de uma superfície aproximadamente cilindrica, ao longo da qual teria deslizado, como no primeiro caso, um grande massiço de terras.

O deslocamento do cais de Gotemburgo, havendo-se verificado quasi exclusivamente no sentido vertical, em uma camada mais ou menos homogenea de terrenos inconsistentes, dificultou por um lado a identificação da superfície de escorregamento, permitindo entretanto por outro lado, pelo estudo mais minucioso da questão, orientar um metodo racional de calculo por tentativas, capaz de revelar a secção de minima estabilidade.

Os elementos indispensaveis aos calculos desta natureza obtem-se, experimentalmente, pelo exame de amostras do terreno retiradas a diferentes profundidades por meio de sondas especiais, que permitem obter e conservar blocos de material no estado perfeito em que se encontram na natureza. Esses ensaios, aplicados á determinação das características reais dos terrenos, nas condições em que realmente irão trabalhar, aplicadas pela primeira vez por Olsson no Laboratorio Geotecnico de Stockholmo e aperfeiçoados posteriormente, consistem em principio, na determinação da resistencia do terreno ao cisalhamento, e na do seu «índice de consistencia», avaliado esse ultimo pela deformação produzida na superfície de um corpo de prova cubico, pela queda de um peso de forma conica «padrão», de uma altura determinada. Esse

«índice de consistencia», e a resistencia ao cisalhamento, determinada igualmente por meio de aparelho apropriado, em amostra do terreno conservando todos os seus característicos naturais, fornecem o valor relativo da resistencia do material.

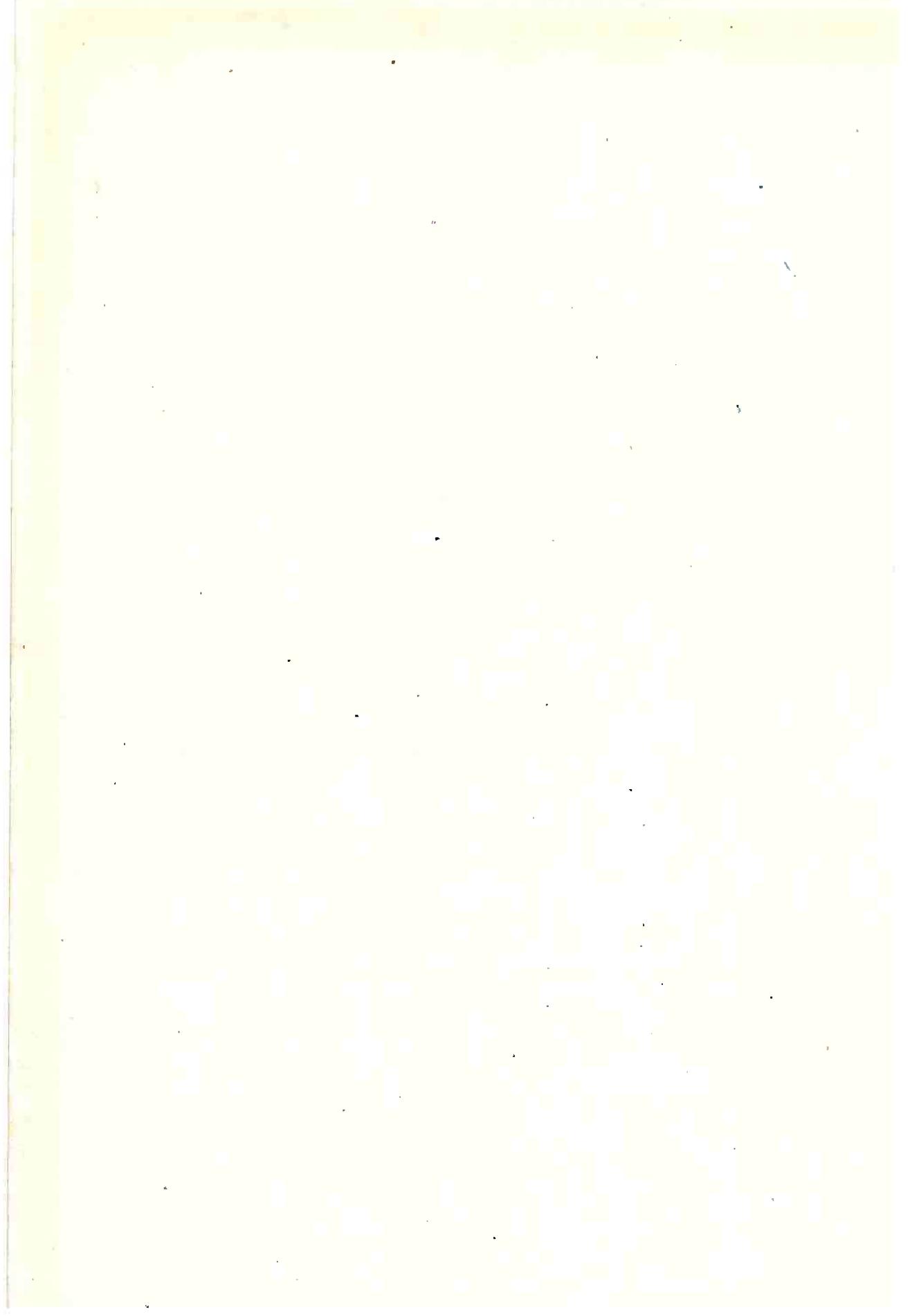
Ensaio paralelos relativos á compressibilidade (diretamente ligada á porosidade dos terrenos) e determinações diretas do coeficiente de atrito e dos pesos específicos das diferentes camadas, permitem calcular os momentos resistentes que se devem opor aos momentos do peso das estruturas, dos terraplenos e das sobrecargas eventuais, para hipóteses oportunamente escolhidas das superfícies de escorregamento. A relação entre esses momentos, representa o coeficiente de estabilidade ou de segurança da obra, e revela a existência eventual de superfícies críticas, ao longo das quais o escorregamento deve ser evitado, pela criação de uma sobrecarga resistente ao longo do paramento dianteiro da estrutura ou pela interseção desses planos por meio de estacas, absorvendo uma parte do esforço de cisalhamento.

Sugestivo exemplo da aplicação de ambos esses processos encontra-se na recente reconstrução de um trecho de cais da bacia de Vårta no porto de Stockholmo, descrito por Knut Petersen em sua memória ao Congresso de Bruxellas. (13) (fig. 2)

Paralelamente a esses resultados, estudos modernos dos mesmos pesquisadores, vieram elucidar o mecanismo dos fenômenos de recalque das obras fundadas em terrenos compressíveis, estabelecendo métodos de ensaio dos solos, que permitem ajuizar com segurança da grandeza e da marcha dessas deformações inevitáveis.

---

(13) XVI Cong. Int. Nav. — Bruxelles, 1935  
Knut Petersen  
2.ème communication — Memoire n.º 113





### III

## Obras de Peso

De acôrdo com o quadro I, schematico da classificação que adotamos, as obras de peso subdividem-se em «muros continuos» e «muros descontínuos», considerados para cada uma delas os casos de fundação em rocha, em areia, em terrenos compressiveis e em terrenos inconsistentes.

Chamaremos «obras de peso», aos perfis continuos ou descontínuos, resistindo pelo proprio peso aos esforços exteriores, considerando como peso proprio o peso intrinseco da estrutura, acrescido da eventual contribuição de uma sobrecarga permanente dos terra-  
plenos. Incluem-se portanto nessa categoria os perfis continuos funcionando como muros de arrimo, evoluindo das secções trapezoidais massiças de alvenaria ou de concreto para as formas mais leves dos perfis «aliviados» de M. Coyne, dos perfis «á chaise», dos muros de contrapeso e dos tipos de plataformas interiores de concreto armado, sobre as quais incide uma parte relevante do aterro contribuindo para a estabilidade da muralha, assim como as estruturas descontínuas (em arcadas ou plataformas) sobre pilares cuja estabilidade é assegurada pelo proprio peso, em contraposição a estruturas semelhantes chamadas «semi-pesadas» em que essa estabilidade se obtem á custa de elementos auxiliares de ligação.

Atendendo á exigencia de profundidades cada vez maiores ao longo das obras de acostagem, imposta pelo calado crescente das embarcações, e adstritas alem disso a localisações obrigadas,

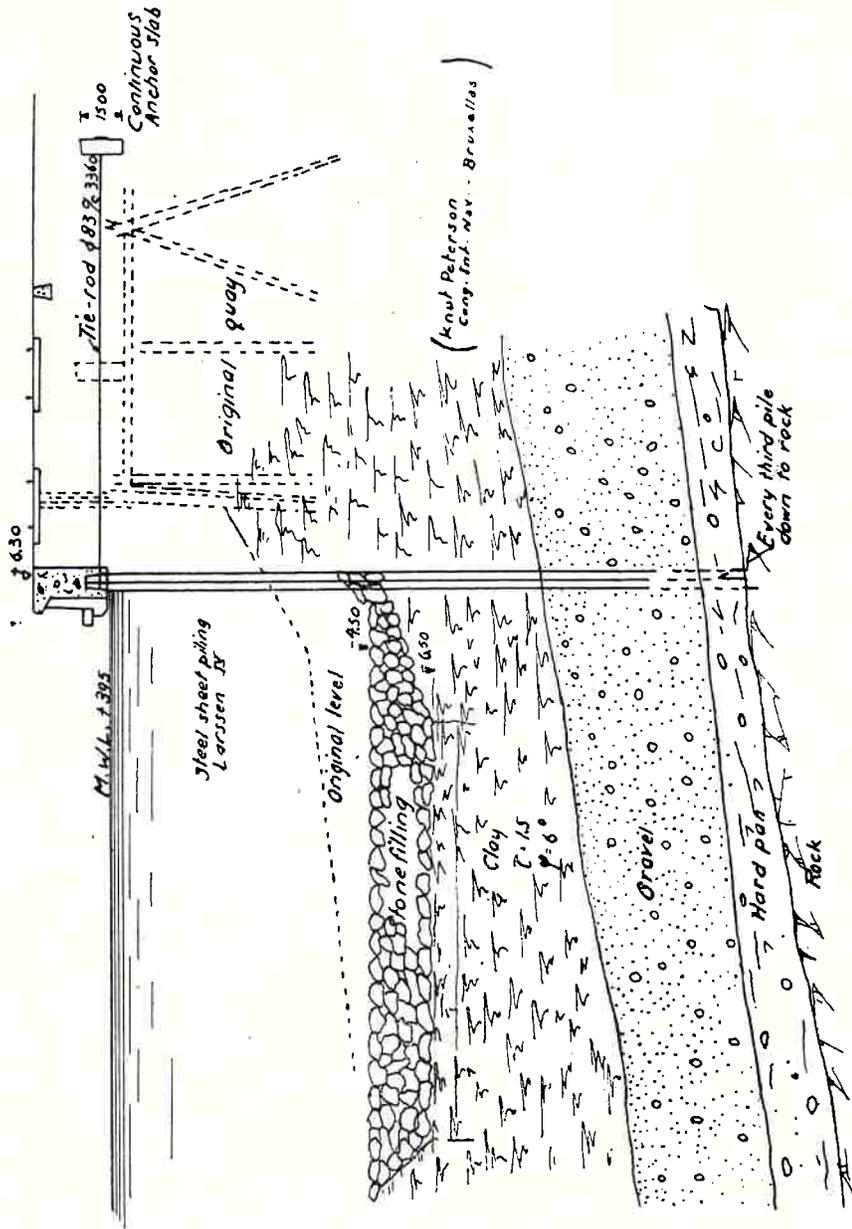


Fig. 2 — Estacadas de Värta — Stokholmo.

aonde vão encontrar muitas vezes terrenos desfavoráveis de fundação, as muralhas contínuas de peso vão se tornando cada vez mais impraticáveis pelo volume excessivo dos perfis. E atendendo principalmente á imposições de ordem economica, os perfis massivos das muralhas plenas vão evoluindo para os tipos discontínuos

em que os terraplenos são sustentados por massiços de enrocamento, ou para os perfis de plataformas interiores, em que o aterro concorre com uma parte do seu peso na estabilidade da muralha.

## A — MUROS CONTINUOS

As muralhas continuas de peso funcionam sempre como simples muros de sustentação e como tal devem ser calculadas. Apresentam entretanto dificuldades construtivas especiais, decorrentes das circunstâncias de sua localização, das suas fundações geralmente executadas a grandes profundidades abaixo do nível variável dos mares e da subordinação a instalações de serviço sempre onerosas.

São obras massiças de alvenaria ou concreto, monolíticas, de blocos artificiais, de blocos de poços tubulares ou de caixões flutuantes perdidos, obedecendo aos perfis clássicos trapezoidais dos muros comuns de arrimo, ou atendendo, por preceitos de economia, aos tipos normais de evolução desses perfis, consoante as possibilidades dos terrenos de fundação e dos materiais de construção.

As fundações, geralmente executadas por processos pneumáticos em caixões perdidos ou amovíveis, metálicos ou de concreto, construídas algumas vezes a céu aberto em recintos abrigados por enseadeiras comuns de pranchões, ou nos poços dos blocos tubulares, reduzem-se nas aplicações das muralhas de blocos ou de caixões flutuantes, a simples regularização e consolidação dos terrenos de fundação por colchões de areia, de enrocamento ou de concreto em sacos, diretamente depositados sobre uma camada conveniente do sub-solo, descoberta por dragagem.

Dentro dessas modalidades gerais de construção, as possibilidades econômicas, as condições locais de trabalho e a natureza dos terrenos submarinos orientam a escolha definitiva do tipo de obra a adotar.

A evolução nessa categoria de obras se tem feito sentir por um lado na forma do paramento externo, que a princípio acentuadamente curvo como o gabarito das embarcações antigas, tende cada

vez mais a acompanha-los, aprumando-se até a inclinação hoje limitada a um ligeiro fuste de 5 %. Por outro lado — aproveitando a um tempo os recursos crescentes da tecnica e dos materiais de construção — evoluem essas estruturas substituindo os massiços monolíticos construídos «in-loco», pelos perfis constituídos de elementos artificiais de concreto moldados em terra, que variam desde os blocos comuns e massiços de poços tubulares, os primeiros transportados ao local de emprego por meio de aparelhos de suspensão, até os grandes caixões perdidos fundados por processos pneumáticos ou os caixões flutuantes perdidos de concreto armado, construídos em docas e estaleiros de construção naval e transportados por flutuação.

No que se refere á forma dos perfis, mais diretamente orientada pela natureza e resistencia dos terrenos de fundação, evoluem as muralhas continuas de peso segundo duas diretrizes características, que estudaremos á medida das oportunidades. Nos terrenos resistentes, classificados genericamente de rochas nesse estudo, as obras de peso apresentam tendencia principal a substituir os perfis continuos pelos tipos discontinuos em arcadas, ao passo que em terrenos compressiveis, improprios á concentração de carga dos pilares isolados, evoluem no sentido de reduzir o volume dos massiços sem quebra de continuidade, pela adoção de perfis especiais.

## **1) Fundações em rocha**

a) *Estruturas monolíticas*: — Os muros continuos de cais fundados diretamente sobre rocha aflorante ou á pequena profundidade no solo submarino não oferecem interesse especial. As grandes areas de base dos caixões flutuantes, de aplicação tão corrente em terrenos de outra natureza, desaconselhando sua aplicação nesses casos, pela dificuldade de aplainamento da superficie geralmente inclinada da rocha, reduz as possibilidades construtivas aos massiços continuos, construídos por processos pneumáticos em caixões perdidos ou amoviveis; ás estruturas de blocos de poços tubulares fundados por «havage» direta ou por ar comprimido e ás muralhas de blocos artificiais, assentados algumas vezes em simples camadas regularisadoras de concreto em sacos, sobre a superficie da rocha descoberta por dragagem (\*). Dificuldades especiais de fixação dos pranchões e de vedação dos recintos de

trabalho, limitam a alguns casos especiais de bacias conquistadas artificialmente por dragagem, as possibilidades das construções em enscadeiras a céu aberto, nas quais seriam facilmente empregados perfis assimétricos.

A evolução nesse grupo de obras, caracterizando-se de início pela mudança já assinalada da inclinação do paramento externo, não apresenta em geral, nas aplicações práticas modernas, exemplo da evolução que tem sofrido esses mesmos perfis sob a contingência de fundações em terrenos compressíveis. Nesses casos, em que a natureza do solo submarino permite taxas elevadas de trabalho, os tipos de muralhas descontínuas em arcadas sobre pilares isolados oferece, sobre quaisquer outros artificios visando a reduzir o volume das alvenarias das muralhas plenas, vantagens de ordem técnica e de ordem econômica, que justificam a ausência quasi absoluta daqueles tipos de evolução nos quais a concorrência do terrapleno na componente vertical dos esforços resistentes, permite reduzir a área do perfil, sem sacrifício da estabilidade. Essas vantagens avolumam-se à medida que os terrenos resistentes de fundação apresentam-se a profundidades maiores, sob camadas inconsistentes superficiais.

Excetuando recentes aplicações em muros de eclusas e em bacias de flutuação, onde se acham sujeitas a variações acentuadas e bruscas de pressão hidrostática e a outros esforços particulares, pode-se considerar como definitivamente abandonados pela técnica portuária, malgrado incontestada superioridade estrutural, os tipos massivos de muralha, para obras importantes fundadas sobre rocha.

b) *Estruturas de blocos*: — Essas considerações se aplicam às construções monolíticas de concreto e alvenaria como às estruturas de blocos artificiais, que permitindo o emprego de concretos longamente curados fóra do contáto da água do mar, apresentam a vantagem de uma grande rapidez de construção subordinada a instalações de serviço relativamente pequenas, que em essência se reduzem ao aparelho de suspensão, terrestre ou flutuante, do qual não se exigem as grandes capacidades necessárias á

---

(\*) Malgrado as restrições anteriormente feitas, existem aplicações embora raras de caixões flutuantes perdidos fundados sobre rocha por intermédios de pilares de concreto construídos em caixões pneumáticos amovíveis. Exemplo dessa aplicação encontra-se em um trecho dos cais norte do Arsenal de Marinha da Ilha das Cobras, (Rio de Janeiro) e nos cais atualmente em construção pela firma Gruen & Bilfinger Ltda. no porto de Vitória.

movimentação dos blocos, que nos quebra-marés devem resistir pelo proprio peso á ação dinamica das vagas.

As fundações em rocha entretanto, exigindo em geral trabalhos preliminares de regularização ou a construção de massiços de fundação em caixões pneumáticos, capazes de assegurar perfeita estabilidade aos elementos independentes desses tipos de estrutura, absorvem parte das vantagens características do sistema, particularmente aconselhavel nos terrenos em que por dragagem ou pela simples aposição de uma camada de enrocamentos, obtem-se embasamento da muralha independente de aparelhamento mais complexo.

Salvo portanto exceções raras em obras de pequeno vulto, os blocos artificiais de concreto exigem sempre, em fundos de rocha, a previa construção de massiços de fundação, oferecendo apenas vantagem decorrente da redução do aparelhamento á parte amovível das instalações pneumáticas necessarias a esses serviços, evitando a penosa construção de todo corpo da muralha sob ar comprimido ou o trabalho oneroso das ensecadeiras moveis, com a confecção de grandes volumes de concreto em canteiros flutuantes, sempre mais dispendiosos que as instalações terrestres. Essas considerações se aplicam com maior razão ao caso dos massiços isolados, de fundação dos pilares das muralhas discontinuas.

As muralhas de blocos artificiaes tem evoluído apenas quanto a forma e dimensão dos elementos e á sua disposição na estrutura. O seu emprego é geralmente determinado pelo aparelhamento de construção de que se pode economicamente dispor. A sua grande superioridade sobre qualquer outro tipo de construção surge entretanto nos trabalhos em portos desabrigados, aonde a manutenção das complexas instalações necessarias aos processos pneumáticos e á primeira faze de afundamento dos caixões flutuantes oferece dificuldades e riscos especiais.

As maiores desvantagens atribuidas aos perfis plenos de blocos, reside na discontinuidade da estrutura tanto no sentido vertical como no horisontal, interrompidos por grande numero de juntas pelas quais a circulação intensa das aguas facilita fugas do aterro e consequentes afundamentos na faixa ocupada pelas instalações portuarias.

c) *Estruturas de blocos tubulares:* — Os blocos tubulares, empregados com mais frequencia nos muros de cais em terrenos compressiveis ou nos massiços isolados das muralhas discontinuas, obedecem mais diretamente as contingencias de um processo especial de fundação que ás características de um perfil de estrutura. Posto que nos blocos multicelulares possam atender algumas ve-

zes, pelo enchimento dos poços, á distribuição de massas favoravel á estabilidade do perfil, subordinados como estão, inicialmente, á simetria exigida pelo proprio processo de afundamento, evoluem nas applicações modernas no sentido unico do aumento de volume das peças individuais, que subdividem-se ás vezes em varias secções horisontais superpostas.

Empregam-se exclusivamente nas muralhas construidas inicialmente em terra firme, limitando bacias posteriormente excavadas por dragagem.

Conforme o tipo de estrutura continua — monolitica, de blocos ou de poços tubulares, os processos de fundação variam. Empregam-se para os tipos monoliticos de alvenaria ou concreto, sistemas de fundação a céu aberto, em ensecadeiras, ou os metodos pneumaticos em caixões perdidos ou amoviveis; as muralhas de blocos assentam algumas vezes sobre a rocha do fundo natural, apenas regularisada por um colchão de concreto, outras vezes sobre embasamento continuo executado a ar comprimido, enquanto que os grandes blocos das estruturas de poços tubulares cravam-se a céu aberto ou com emprego de ar comprimido.

*Fundações em ensecadeiras:* — Os processos de fundação a céu aberto, em ensecadeiras, raramente praticaveis em fundos de rocha, pela propria dificuldade de engastamento dos pranchões e consequente vedação do recinto de trabalho, encontram-se em algumas bacias conquistadas artificialmente por dragagem, como nas obras recentes das docas de Limerick, onde perfis trapezoidais de alvenaria e concreto foram construidos a seco, em ensecadeiras de pranchões, limitando uma bacia posteriormente dragada á profundidade de 6.<sup>m</sup>50 em aguas minimas. (Fig. 3) (14)

Geralmente empregam-se, nessa categoria de terrenos e para obras de vulto os processos de fundação pneumatica em caixões perdidos ou amoviveis, largamente utilizados em obras portuarias no Brasil, especialmente no porto do Rio de Janeiro, ou os processos de fundação por «havage» em blocos de poços tubulares.

*Fundações sobre camadas regularisadoras:* — Muros continuos de blocos artificiais, tem sido fundados algumas vezes diretamente sobre rocha apenas regularisada por camadas de concreto depositado diretamente, ou em sacos, arrumados e nivelados por escafandristas. Essa precaução entretanto não elimina o inconveniente da falta de solidariedade da muralha aos planos geralmente inclinados e escorregadios do embasamento. Constatações feitas

---

(14) The port of Limerick  
T. F. O'Sullivan The Dock and Harbour Authority, Novb. 1938.

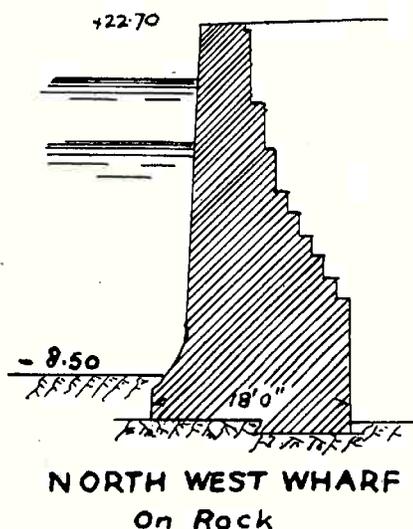


Fig. 3 — Muralha do porto de Limerick.

em algumas fundações desse tipo demonstram, que os sacos de concreto, posto que se amoldem uns aos outros, não aderem entre si e muito menos ainda á rocha de fundação, para constituir um bloco contínuo, mas ao contrario permanecem isolados á guisa de elementos artificiais de um enrocamento. Exceptuando portanto circunstancias especialmente favoraveis, esses processos de regularisação que permitem aproveitar das estruturas de blocos artificiais as suas maiores vantagens, devem ser condenadas, impondo-se no minimo, embora por simples derrocagem, a excavação de sulcos longitudinais de fundação, que assegurem ao embasamento da muralha melhores condições de resistencia ao escorregamento.

Malgrado essas restrições, ha exemplos de regularisação em sacos de concreto sobre rocha previamente descoberta por dragagem, para fundação de muralhas contínuas de blocos, no pequeno trecho de cais do porto de Vitoria, construído em 1924/25 (Fig. 4).

A muralha, de perfil trapezoidal de blocos, de paramento externo curvo e paramento interno redentado apenas na parte superior, reúne em si a mais completa coleção de defeitos que se podem condenar na concepção de um muro de cais. Do processo de fundação a que nos referimos, á applicação de um tipo de muralha plena em um banco contínuo de rocha praticamente aflorante e á adopção de um perfil inteiramente contrario ás exigencias de estabilidade, essas muralhas apresentam ainda, na diversidade de dimensão dos blocos de que se constituem, inutil desvantagem que se procura sempre corrigir pelo emprego de elementos uniformes, convenientemente arrumados.

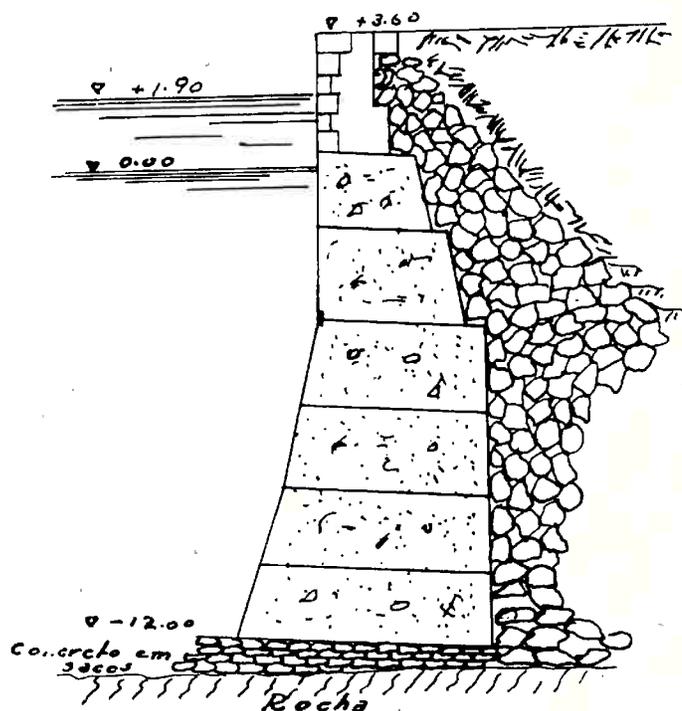


Fig. 4 — Perfil do primeiro trecho de cais do porto de Vitoria (E. Santo).

Caberia, a titulo de simples curiosidade, lembrar um tipo interessante de estrutura de blocos constituída por pilares diretamente assentados sobre rocha regularizada por uma camada de concreto, cujos intervalos de 1.<sup>m</sup>90 são fechados na face dianteira por lages de concreto que se introduzem em ranhuras especiais dos pilares. Uma aplicação desse tipo em cais de pequena profundidade é citada por Coen Cagli como executada no porto de Kalk Bay no Sul da Africa. (15) Fig. 5.

*Fundações pneumáticas:* — O processo de fundação a ar comprimido empregado pela primeira vez exatamente ha um seculo em trabalhos terrestres, encontrou nas obras portuarias o campo de suas aplicações mais importantes. Por demais conhecidos para justificar exposição detalhada, os metodos modernos de fundação pneumática consistem essencialmente, na excavação dos terrenos submarinos até a camada de fundação, dentro de camaras de trabalho constituídas por caixões sem fundo, (de forma e dimensões variaveis desde os quadrados e circulos de 2.<sup>m</sup>00 de face

(15) Coen Cagli  
Op. cit., pg. 463.

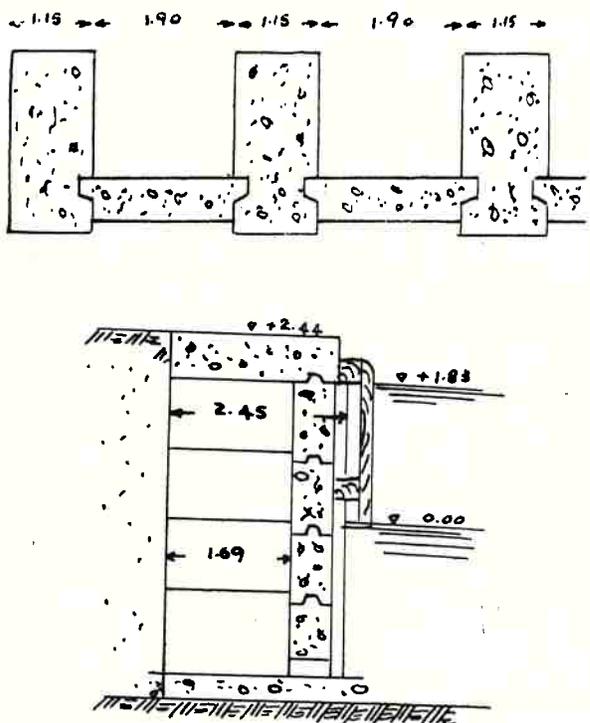


Fig. 5 — Porto de Kalk Bay no Sul da Africa.

ou diametro ás grandes secções retangulares de 20.700.m<sup>3</sup>00 dos diques do porto do Havre) ligadas ao exterior por uma ou varias chaminés divididas em eclusas, e mantidas a seco, pela expulsão da agua por meio de ar comprimido. Atingido o terreno de fundação constróe-se ainda a seco, dentro da camara, o massiço de fundação. Se o processo empregado é o dos «caixões perdidos» esse massiço é solidarizado á estrutura dos caixões que fica fazendo parte integrante da muralha. Nesses casos a camara de trabalho é geralmente prolongada para a parte superior pelas paredes de uma enscadeira amovivel, dentro da qual vai sendo construida a parte superior da muralha durante a faze de cravação. No processo mais evoluído de «caixões amoviveis» ao contrario, o massiço de fundação constróe-se sem ligações ao caixão, que se retira após a sua conclusão; aos poucos e a medida que se vão executando fiadas sucessivas do corpo da muralha, ou de vez, se essa construção deve ser feita por outros processos que não os pneumáticos.

Compreende-se de inicio, que as condições precarias de trabalho nessas camaras, onde as pressões crescem rapidamente com a profundidade sob o nivel maximo das aguas, e as dificul-

dades de comunicação com o exterior, para descarga do material escavado e suprimento dos materiais de construção, encareçam e retardem os trabalhos executados por esses processos, exigindo além disso vultoso aparelhamento que só as grandes empresas especializadas ou as grandes obras comportam. Entretanto as vantagens técnicas do processo, a segurança com que permitem resolver os difíceis problemas que se apresentam nas fundações das obras portuárias e principalmente a vantagem da construção de grandes massiços monolíticos a seco, direta e eficientemente ligados aos terrenos de fundação, justificam o seu emprego corrente, cada vez mais generalizado á medida que as estruturas metálicas dos caixões perdidos puderam ser substituídas pelas de concreto armado.

Entre nós esses processos pneumáticos de fundação tem sido empregados em todas as suas fases de evolução como indicaremos á medida das oportunidades.

Como exemplo de muralhas contínuas de peso, construídas por processo pneumático em caixões metálicos perdidos, em fundos de rocha, lembraremos o primeiro trecho de 3.500 mts. de muralha construídos no porto do Rio de Janeiro entre 1904 e 1910 pela firma C. H. Walker de Londres. (Fig. 6).

O terreno de fundação é constituído por um banco contínuo de rocha gneissica cuja superfície mais ou menos inclinada para o lado do mar, apresenta-se a níveis variáveis entre — 12.<sup>m</sup>50 e 20.<sup>m</sup>89; o processo de fundação escolhido foi o pneumático em caixões metálicos perdidos e o perfil da muralha é constituído, segundo descrição do Eng. Alfredo Lisbôa, incontestada glória da engenharia portuária nacional: (15)

« a) de um embasamento de 6.<sup>m</sup>60 de largura e  
« 2.<sup>m</sup>50 de altura, feito de concreto na dosagem 1 : 2 : 4  
« e ficando o alto na cota de 10.<sup>m</sup>00 abaixo do zero da  
« Carta Cadastral, ou nível médio das águas da baía;

« b) de um corpo principal de perfil trapezoidal com  
« 6.<sup>m</sup>00 de largura na base; á cota acima referida, e  
« 3.<sup>m</sup>80 á cota — 1.<sup>m</sup>20 feito de concreto na dosagem

---

(15) Alfredo Lisbôa  
Portos do Brasil, pg. 351  
Imp. Nacional — Rio, 1926.

« 1 : 3 : 6 ou de alvenaria de lajões com 0.33 de ar-  
« gamassa de 1 de cimento para 3 de areia: o paramento  
« exterior com inclinação 1 : 10 é de pedras desbastadas  
« com leitos, sobre-leitos e face aparente grosseiramente  
« apicoadas e com tarдозes suficientes para uma solida  
« amarração com o corpo da muralha;

« c) do corpo superior da muralha, de aivenaria  
« de pedra, tendo 3.<sup>m</sup>20 de largura na base; o para-  
« mento exterior inclinado de 1 : 20 e revestido de can-  
« taria, com capeamento de 0.<sup>m</sup>50 de altura e 0.<sup>m</sup>90 de  
« largura, o coroamento fica a 2.<sup>m</sup>40 acima de meia maré.  
« Faz parte do sistema um enrocamento de pedra jogada  
« atraz da muralha, tendo no topo tres metros de lar-  
« gura ao nivel de 1.<sup>m</sup>20 sob aguas medias.

« Entre as minuciosas e bem explicitas especificações  
« relativas á construção do cais, o contrato prescreve que  
« a muralha seja construida em seco pelo processo de ar  
« comprimido empregado por Hersent na construção do  
« cais do Escalda em Antuerpia. Por esse processo o em-  
« basamento, constituindo as fundações, é feito por ar  
« comprimido em caixão de ferro que fica perdido: o corpo  
« da muralha é construido dentro da ensecadeira, fixado  
« ao caixão até pouco acima do nivel das aguas e retirada  
« a ensecadeira por meio de um aparelho flutuante, a  
« muralha é levantada até o coroamento. Assim o cais  
« é composto de blocos ou trechos de comprimento li-  
« mitado de cada lado pelo caixão, com a ensecadeira,  
« que é de 25 metros; e os intervalos entre os blocos  
« consecutivos são cheios de concreto, guardando-se a  
« inclinação dos paramentos, e casando as fiadas de pe-  
« dra lavrada com as dos trechos construidos.»

O tipo normal de caixões perdidos, projetado para fundações a cotas até — 12.<sup>m</sup>50 é constituído simplesmente por uma camara de trabalho de 2.<sup>m</sup>50 de altura total, a cujo teto calculado para uma secção do perfil á cota — 10.<sup>m</sup>00, se adapta directamente a ensecadeira movel.

Os caixões metalicos, medindo em planta 6.<sup>m</sup>60 x 25.<sup>m</sup>00 eram construidos em carreiras comuns de construção naval e conduzidos por flutuação ao local de emprego, aonde se lhes adaptava a chaminé de serviço e a ensecadeira movel, por meio de andaime flutuante constituído por porticos metalicos de quadro rigido, li-

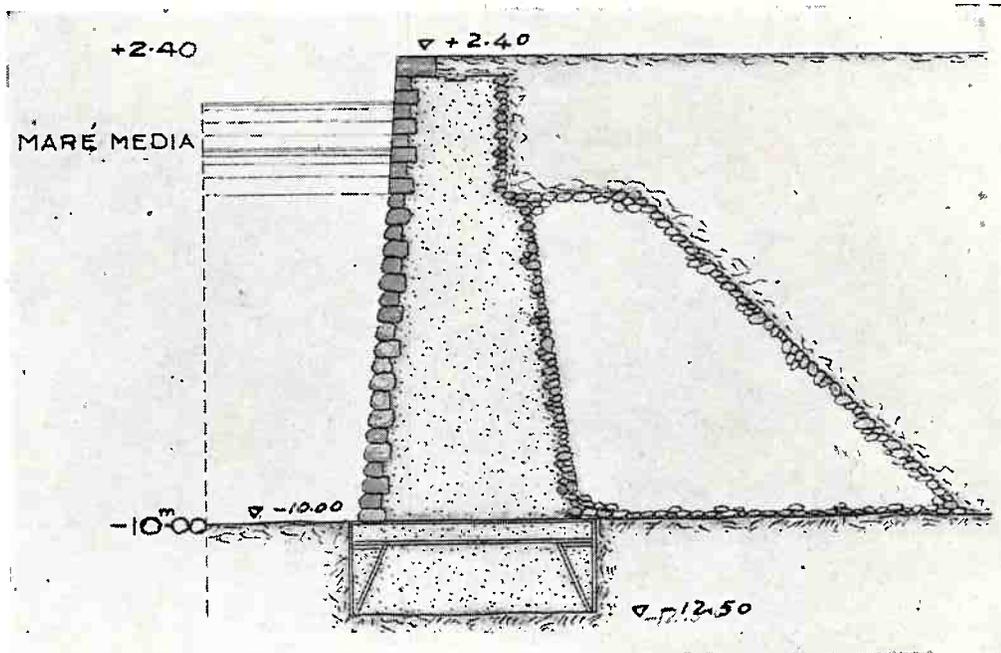


Fig. 6 — Perfil do primeiro trecho do cais do porto do Rio de Janeiro  
construído entre 1904 e 1910.

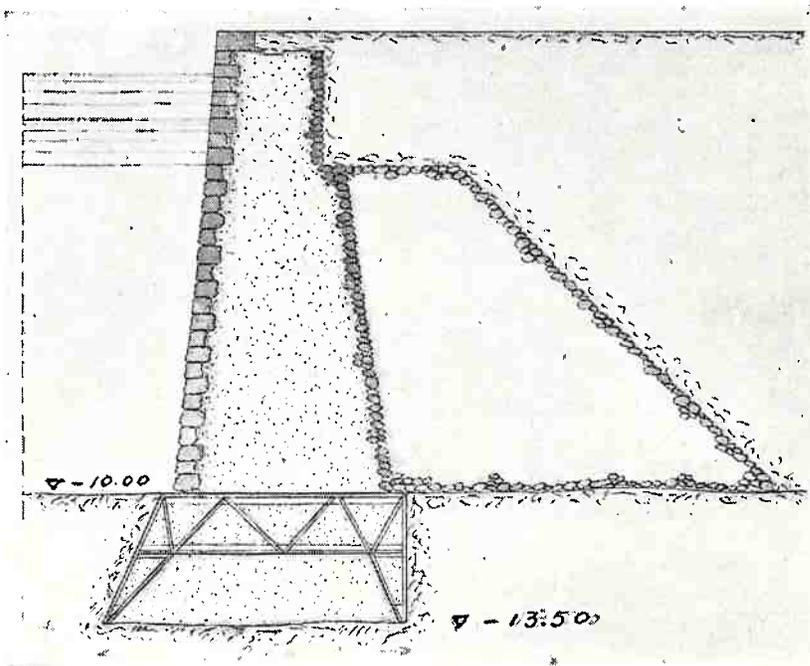


Fig. 6-a — Caixão especial I

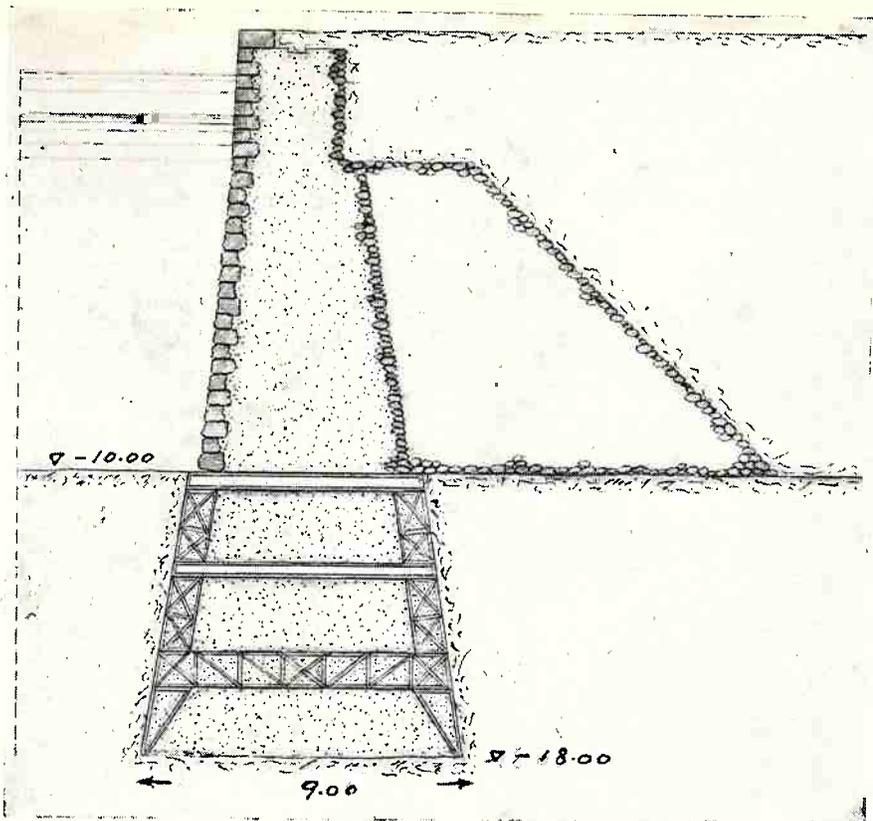


Fig. 6, b Caixão especial II

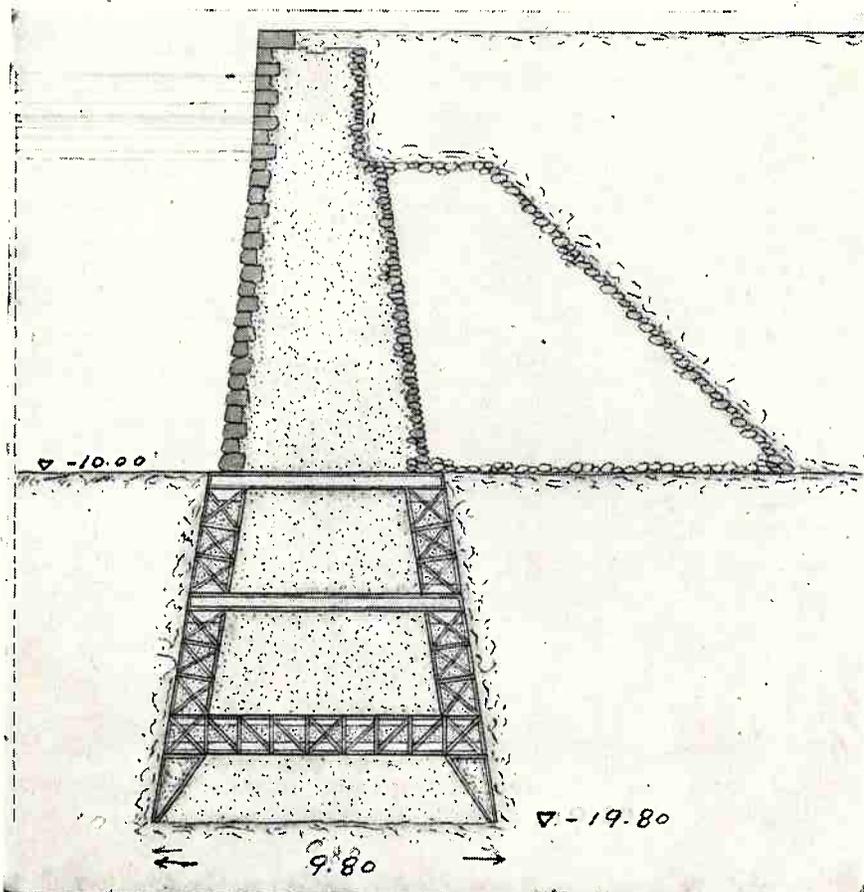


Fig. 6-c — Caixão especial III

gando pontões de 40.m00 de comprimento, afastados de 10.m00. Nessa situação os caixões eram afundados pelo enchimento das camaras de compensação, até o terreno natural do fundo, iniciando-se a um tempo, a construção da muralha que funcionava como lastro, e a excavação nas camaras de trabalho. Atingindo a muralha cota superior ao nível de maré maxima, o mesmo aparelho retirava as ensecadeiras continuando-se a construção a seco.

Para os casos, aliás frequentes, em que a rocha de fundação apresentava-se a cotas mais profundas, atingindo em algumas secções — 20.m89, foram construídos três tipos especiais de caixões, cujas camaras de trabalho, de secções correspondentes aos perfis da muralha ás cotas — 14.00, — 18.00 e — 19.80 eram encimadas por secções de ensecadeiras fixas, de perfis trapezoidais, de forma que á cota — 10.00 pudesse ser sempre adaptada a ensecadeira movel de secção constante. (Fig. 6.a). Compreende-se imediatamente o primeiro inconveniente desse tipo de aparelhos. Não sendo economico, e na maioria dos casos, não sendo possivel a construção de um caixão exatamente dimensionado para cada cota de fundação, adotam-se tipos calculados para determinadas alturas, entre as quais os massiços construídos tem sempre dimensões diferentes do perfil projetado da muralha, acarretando desperdicio de material em detrimento da economia da obra, o que não acontece com os caixões amoviveis, sempre dimensionados — sem prejuizo — para as profundidades maxima a serem atingidas pelas fundações.

Esse inconveniente resalta do estudo de problemas imprevisitos que surgem em serviços desta natureza, nos casos em que as fundações das muralhas devem descer abaixo da cota prevista de fundação.

Na construção do porto do Rio de Janeiro essa situação apresentou-se das mais interessantes durante o afundamento dos caixões N.os 34, 35 e 36 nas proximidades da Praça Mauá.

As sondagens indicaram ahi uma grande depressão do fundo, no sentido longitudinal da obra, completamente cheia de vasa, o que conduziu á tentativa de um processo de consolidação por meio de enrocamentos sobre os quaes viesse apoiar-se, á cota — 13.50, o massiço de fundação construído com o tipo especial N.º 1 de caixões perdidos. (Fig. 7).

Entretanto, feito esse enrocamento e descido normalmente o caixão, constatou-se com surpresa dentro da camara de trabalho, que as pedras do enrocamento não haviam conseguido expulsar a vasa, e mantinham-se flutuando no seu seio, fenomeno aliás explicavel, tendo em vista a pequena velocidade de difusão

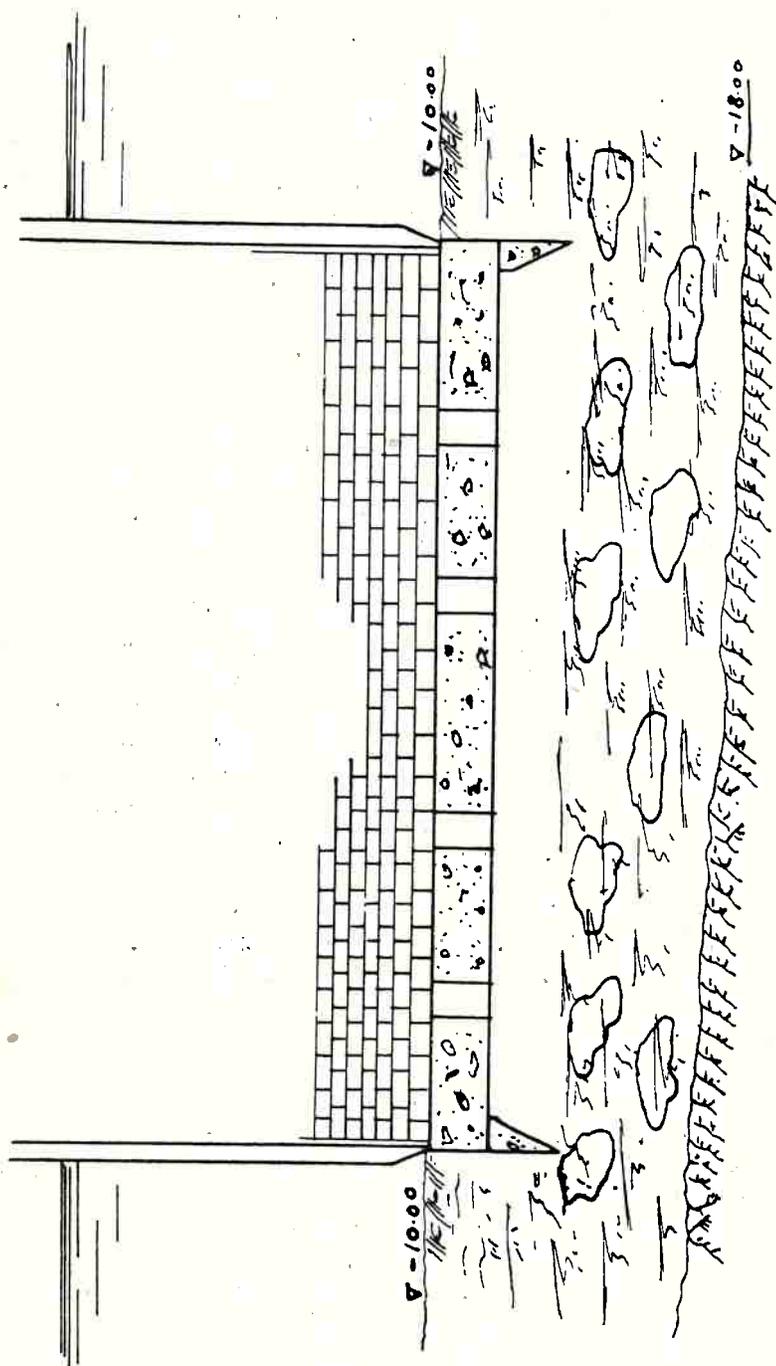


Fig. 7 — Croquis mostrando a situação em que foi encontrado o enrocamento de consolidação do caixão n.º 35.

desse material através a espessa camada dos terrenos atravessados durante o afundamento do caixão.

Nessa situação o caixão apresentava já um grande massiço de 25,00 x 7,40 de base média, com a parte da camara de com-

pensação já completamente cheia e parte da muralha construída, o que tornava impossível qualquer tentativa de sua remoção. E a solução única consistiu na construção de uma série de pilares transversais apoiando o caixão em sua periferia, a fim de que pudesse ser feita a remoção integral de todo material de enchimento da depressão, inclusive grande parte das pedras do enrocamento, quebradas a explosivo dentro da câmara, e a sua substituição por concreto. Compreende-se facilmente o custo desse bloco de fundação, e a segurança oferecida pelos caixões pneumáticos amovíveis, ainda e talvez principalmente, nos casos frequentes das surpresas que reservam aos engenheiros portuarios os detalhes imprevisíveis dos solos de fundação submarina.

A figura 8, ainda neste caso do caixão N.º 35, mostra a situação final desse maciço de fundação e a modificação do perfil da muralha decorrente do afundamento do caixão perdido abaixo da cota prevista do seu teto. (\*)

A propósito dessa solução é oportuno lembrar trabalho análogo executado pelo engenheiro patricio Arthur Rocha em trecho de cais construído nos estaleiros navais da Ilha do Viana, fundado pelo processo dos caixões amovíveis. No afundamento de um dos caixões, o leito de rocha apresentou-se particularmente inclinado, tornando-se impraticável a excavação do volume necessário ao aplainamento normal da base. Além disso, a profundidade que se deveria atingir, o perfil trapezoidal da muralha exigia dimensões incompatíveis com as da câmara de trabalho, o que indicaria normalmente a construção em duas posições sucessivas do caixão, solução demorada e onerosa habilmente contornada pela execução de um vultoso trabalho fora da câmara pneumática, tão admirável pela audácia e pela elegância quanto pela técnica aprimorada de sua execução.

Atingida pela aresta interna do caixão a face da rocha, (fig. 9) cumpria proceder às excavações necessárias à construção do maciço segundo perfil indicado no desenho. Para esse fim, foi construído um escoramento horizontal de pranchões *A B* no nível da face, escorado convenientemente na superfície da rocha, conseguindo-se assim atingir uma distância de 1.<sup>m</sup>50 da parede do caixão; um segundo escoramento a nível mais baixo permi-

---

(\*) O estudo desses detalhes das fundações dos cais do porto do Rio de Janeiro foi-nos facilitado por gentileza do Eng. Francisco Galoti, Fiscal do Porto do Rio de Janeiro — através os documentados relatórios dos trabalhos de construção, apresentados durante o ano de 1906 pelo então engenheiro-chefe da fiscalização, Dr. Adolfo José Del Vecchio e pelas valiosas informações do ilustre engenheiro Dr. Domingos de Souza Leite um dos mais destacados elementos do corpo técnico da empresa construtora, durante a fase de construção.

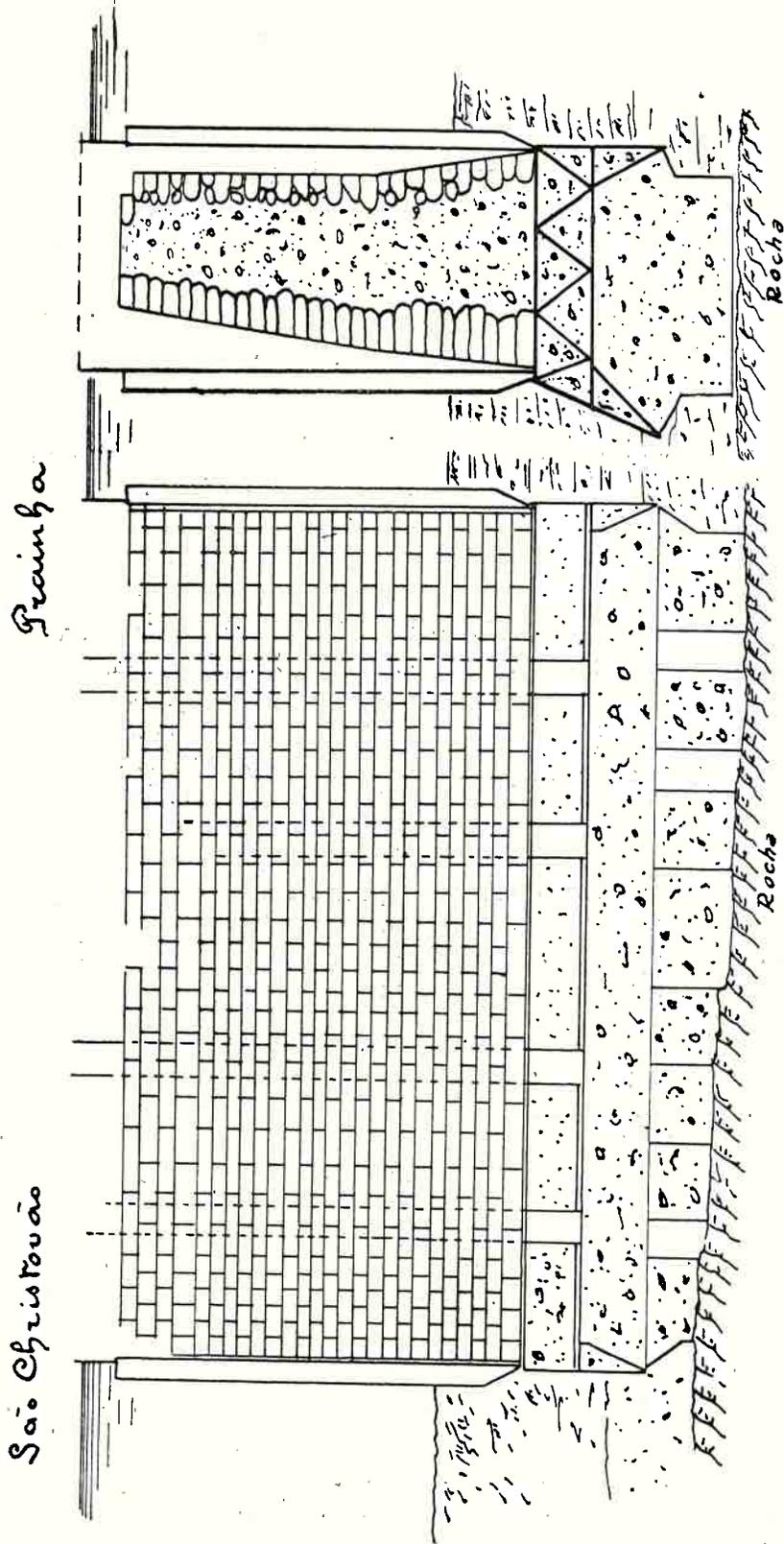


Fig. 8 - 8-a — Seções longitudinal e transversal do caixão n.º 35 do Porto do Rio de Janeiro.

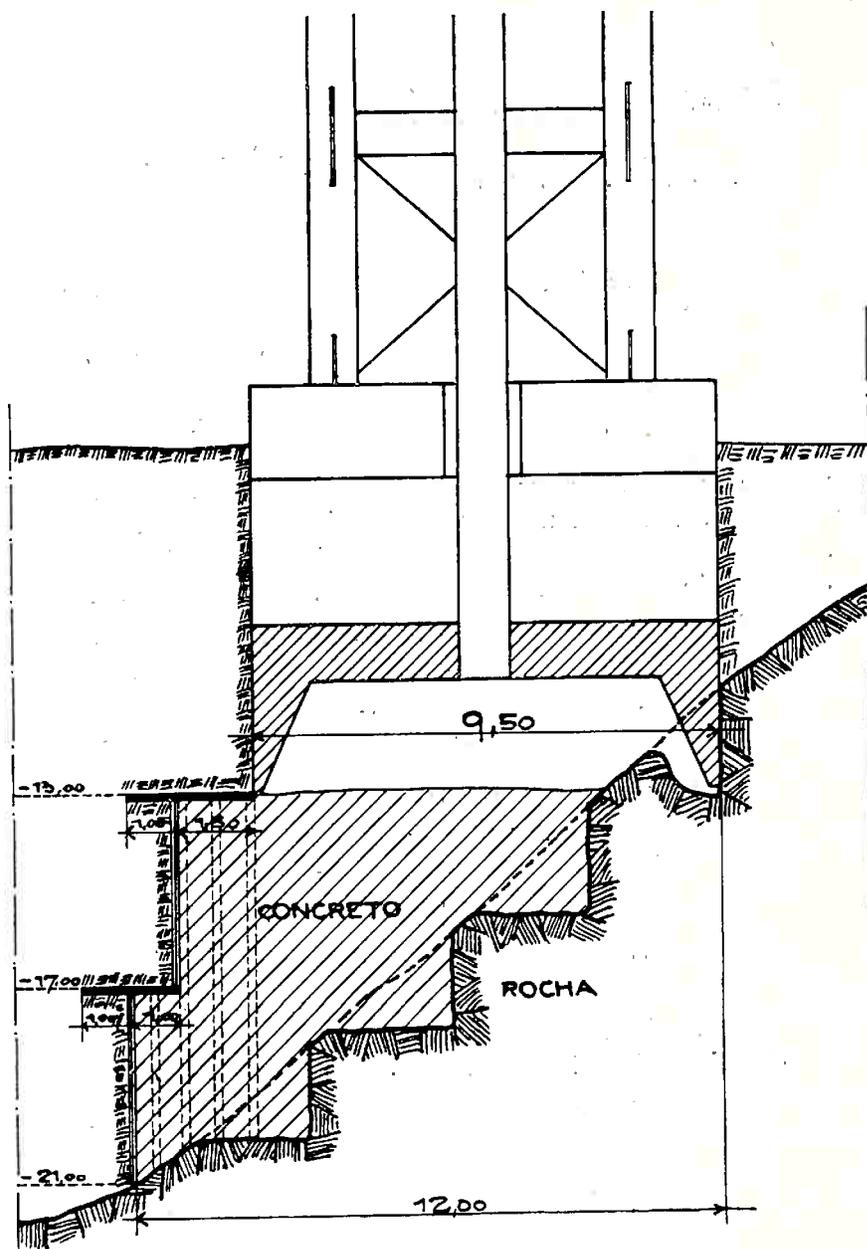


Fig. 9 — Ilha do Viana.

Trabalhos de fundação fóra da face de um caixão amovível

tiu proseguir o serviço de excavação acompanhando aproximadamente o perfil do massiço a construir, tendo-se dessa forma atingido o limite inferior da rocha 4.m00 metros abaixo e 2.m50 metros além da aresta inferior do aparelho de fundação. O problema mais serio nesses trabalhos consistia em manter no interior da camara pneumática uma pressão capaz de contrabalançar exatamente a pressão hidrostática, sem contudo supera-la de forma que

a arrebentação comum do ar sob a faca pudesse ocorrer, perturbando o equilíbrio das camadas superiores de tabatinga, problema agravado pela amplitude de 2.<sup>m</sup>40 da maré na baía de Guanabara. Para esse fim, a camara de trabalho era posta em comunicação com o exterior, por meio de valvulas de pressão rigorosamente taradas que asseguraram um desenvolvimento perfeito dos serviços, e a execução do perfil rigoroso da muralha.

*Fundações em blocos tubulares:* — A fundação em blocos tubulares, geralmente denominada por «havage» pode ser conduzida a céu aberto — as paredes do bloco funcionando como «ensecadeiras perdidas» — ou por processo pneumático, para o que se interrompe o poço a uma determinada altura, por um diafragma, ao qual se adapta uma chaminé comum de diâmetro geralmente inferior. Na maioria dos casos empregam-se processos pneumáticos apenas em uma curta fase da excavação, a vantagem do sistema sendo justamente evitar ou diminuir os trabalhos sob ar comprimido, sem o que redundaria no processo comum de fundação em caixões perdidos.

A excavação a céu aberto nesses poços pode ser feita pelos processos manuais rudimentares ou ser conduzida por processos mecânicos, que consoante a natureza dos terrenos, empregam as excavadeiras de mandíbula ou tipos especiais de dragas de camba ou de sucção.

## **2) Fundações em areia ou terrenos compressíveis**

Estudaremos em conjunto — pela dificuldade de caracterização do grão de compressibilidade dos terrenos e pela semelhança dos tipos de estrutura empregadas — a evolução das muralhas fundadas em areia, considerada geralmente como incompressível e em terrenos de natureza argilosa.

Realmente, as obras fundadas diretamente sobre rocha e os casos opostos em que devem apoiar-se sobre um embasamento de vazas, constituem limites entre os quais se apresenta a grande maioria dos problemas de fundação das muralhas de cais, em terrenos mais ou menos deformáveis que se vão encontrar a profundidades diversas no solo submarino.

Enquanto nos casos de fundação em rocha os tipos de muralha plena evoluíram principalmente para os perfis descontínuos em arcadas, que constituem subdivisão especial da classificação que adotamos, nos casos dos terrenos compressíveis, em que a concentração das cargas em pilares isolados se torna impossível

ou anti-economica, as muralhas de peso evoluíram principalmente no sentido da redução crescente do volume das alvenarias pela distribuição mais racional das pressões transmitidas ás fundações, dando origem aos interessantes perfis «á chaise», aos paramentos escalonados de M. Coyne, aos perfis de contrapeso, ás muralhas de cortina de Ravier e outros, visando todos os deslocamento da resultante dos esforços exteriores para o meio da secção de apoio, respondendo ás seguintes considerações teoricas:

Chamando 3a a base  $A B$  de um muro de arrimo e  $R$  a resultante das forças exteriores — empuxo das terras e peso do muro — passando exatamente no extremo anterior do terço medio  $C$ , as pressões unitarias  $p$  e  $p'$  em  $A$  e  $B$  — admitida a distribuição segundo a lei do trapezio — serão taes que:

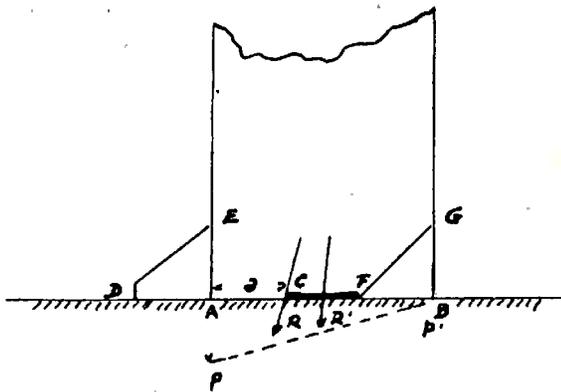


Fig. 10 —

$$p = \frac{2 P}{3 a} ; p' = 0$$

Procurando uniformisar essas pressões unitarias, deslocando a resultante dos esforços exteriores para o meio da base,, aumentando-a por meio de uma sapata externa  $A D E$  ou diminuindo-a por um corte em bisel segundo  $F. G.$ , o valor de  $P$  não varia sensivelmente e as pressões unitarias passam respectivamente a:

$$p_1 = p'_1 = \frac{3}{8} p \text{ no caso de ampliação da base}$$

$$p_2 = p'_2 = \frac{3}{4} p \text{ no caso de diminuição.}$$

Esses resultados, particularmente interessantes nos casos de fundações em terrenos deformaveis sob ação de cargas relativamente pequenas, conseguem-se, conforme a estrutura considerada:

a) deslocando o centro de gravidade do proprio perfil por meio de oportunos vasamentos da secção ou por uma criteriosa distribuição de massas em balanço sobre o paramento interno;

b) sobrecarregando com o proprio terraplano re-dentes ou plataformas internas do perfil, ou finalmente;

c) reduzindo a componente horisontal do empuxo pelos enrocamentos de alivio, ou pela ruptura dos prismas de terra, interrompidos por plataformas horisontais ou verticais mergulhadas no proprio terraplano e convenientemente apoiadas em estacas, ou ancoradas por meio de tirantes.

Do primeiro artifício resultam os perfis «aliviados» sugeridos pelos engenheiros Bonet e Lorenz ao Congresso de Londres (16) e os tipos propostos pelo engenheiro R. H. Mateos ao Congresso do Cairo (17) com aplicações praticas as mais interessantes no grande cais de blocos da bacia Mustaphá do Porto de Argelia (fig. 12) na muralha igualmente em blocos do porto Russo de Touapsé segundo projecto do Engenheiro Gercevanoff (fig. 13); no porto de Copenhague; na bacia externa do porto de Malmö (18) (fig. 14) e no porto nacional de Paranaguá, (fig. 15) cuja construção, iniciada em 1928 foi interrompida em 1930.

Posto que em qualquer desses exemplos uma parte do terraplano se integre sempre na componente vertical do peso da muralha, contribuindo para a sua estabilidade, nos perfis geralmente denominados «de plataforma», encontra-se principalmente aplicação do segundo artifício, mediante o qual a estabilidade da muralha é assegurada quasi exclusivamente pela ação dos terraplenos sobre plataformas salientes do paramento interno, apoiadas de espaço a espaço em contra-fortes normais ao plano da face da muralha.

Encontram-se nesses perfis, tipicamente assimetricos, as primeiras aplicações do concreto armado em obras portuarias de certo vulto constituindo estruturas continuas, em substituição aos blocos,

---

(16) XIII Cong. Int. Nav.  
Londres, 1923 — Memoire ns. 30-39.

(17) XIV Cong. Nav. — Cairo, 1926  
Ramon H. Mateos — Memoire n.º 40.

(18) Port of Malmö  
The Dock and Harbour Authority, April 1938.

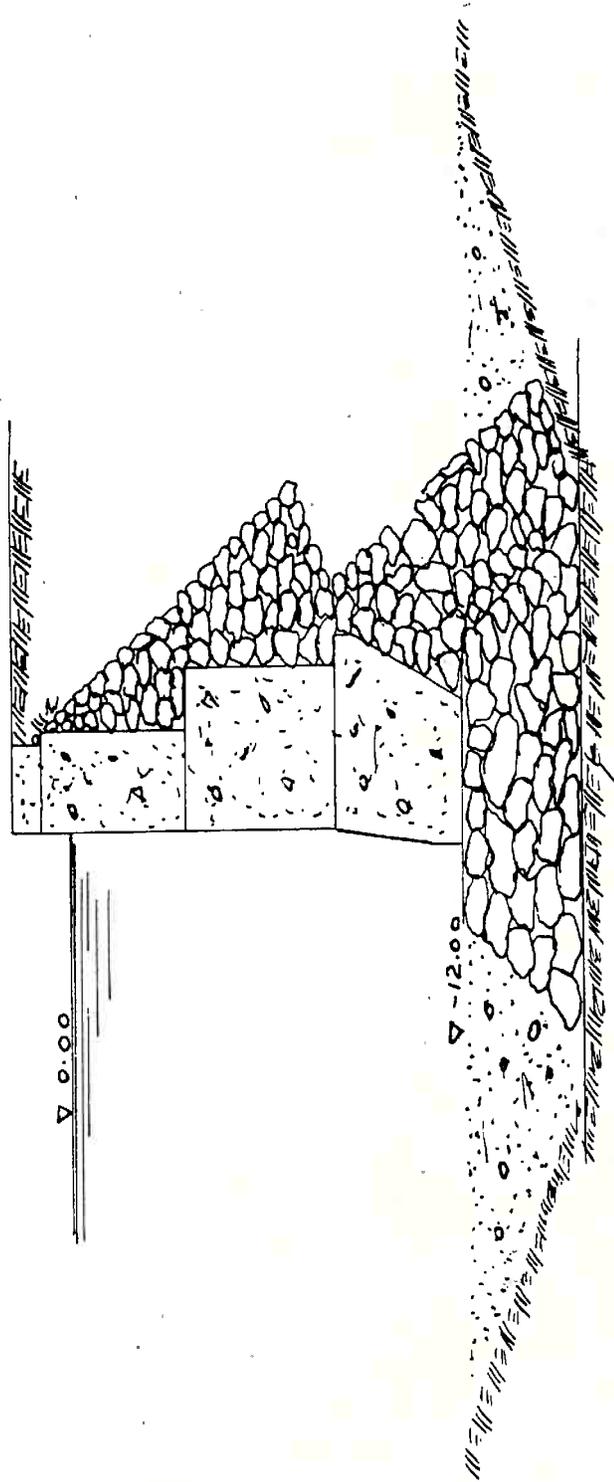


Fig. 12 —

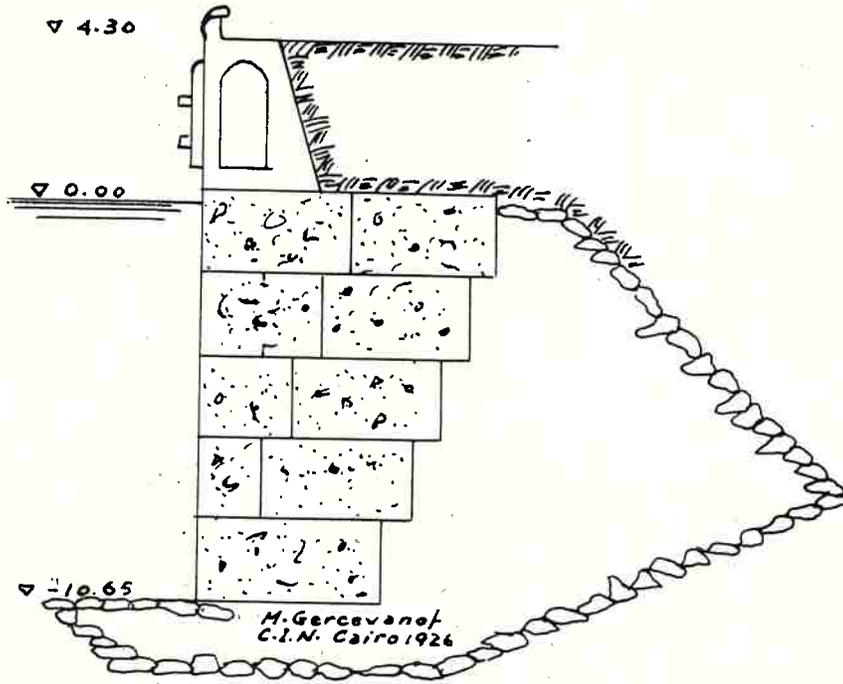


Fig. 13 — Muralha de blocos projectada para o porto de Touapsé

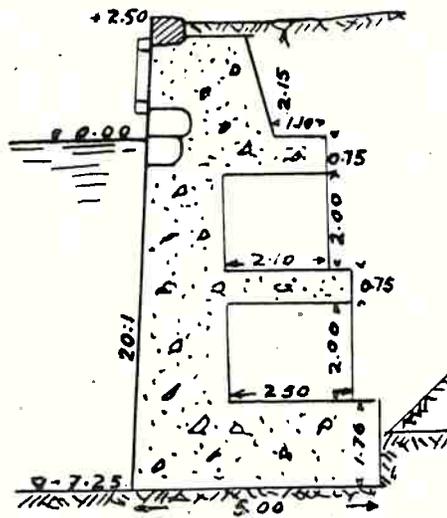


Fig. 14 — Cais do ante-porto de Malmö.

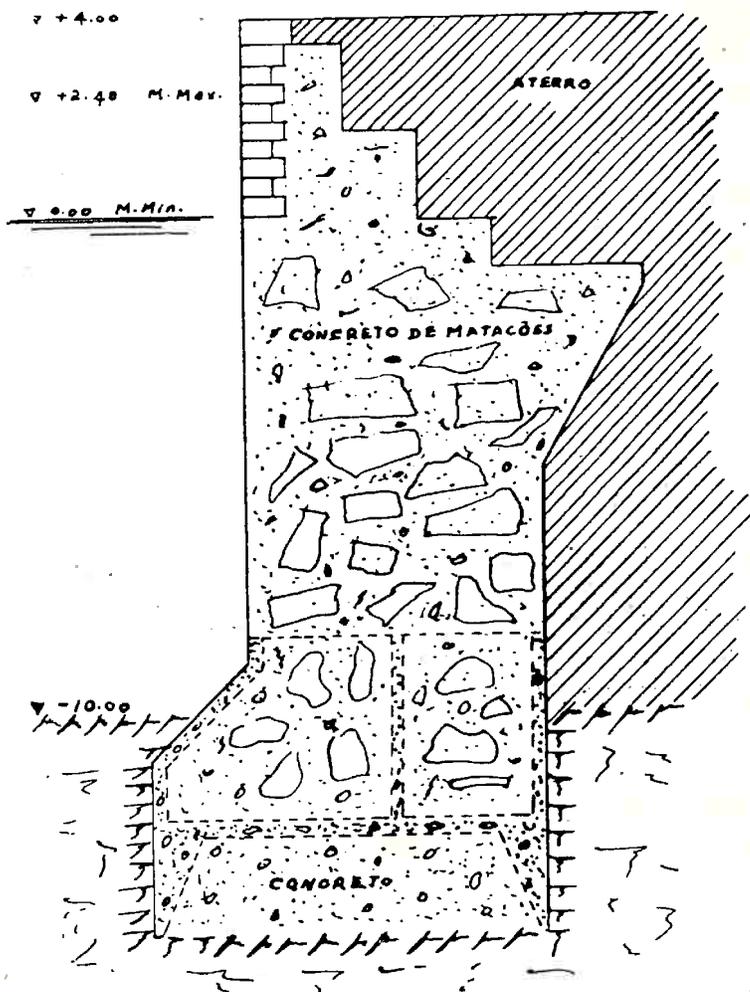


Fig. 15 — Perfil da muralha de Paranaguá.

mais comumente empregados nos perfis de contrapeso anteriormente estudados.

O emprego dos enrocamentos de alívio, de uso corrente em muros de sustentação, generalisa-se nas muralhas de cais onde acumulam a função de drenos, equilibrando lenções de infiltração que oscilam com os níveis das marés, ou prolongam os embasamentos artificiais de consolidação dos terrenos. Exemplos do primeiro caso são quasi todas as muralhas de peso; do segundo é bem característico o perfil do cais Bersaglieri do porto de Trieste. (fig. 16), o segundo trecho de muralha do porto de Santos. (fig. 25), o cais do porto de Belem (fig. 33), e o muro de caixões flutuantes da bacia Presidente Wilson de Marselha, (fig. 41 a)

A ruptura dos prismas de aterro por meio de paredes ver-

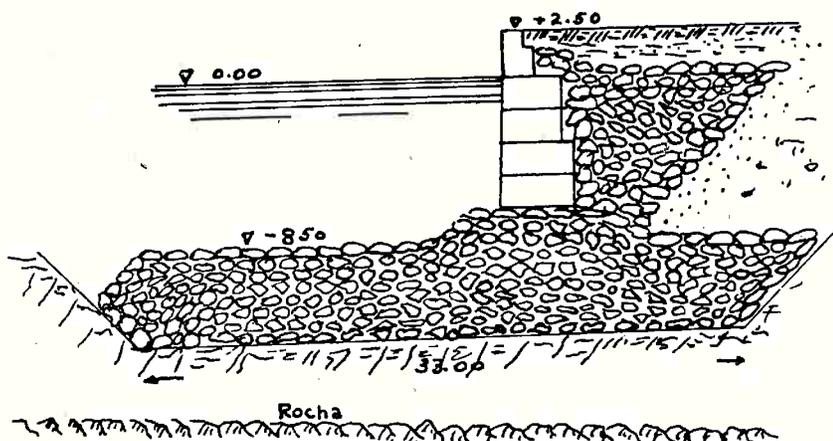


Fig. 16 — Cais Bersaglieri — Trieste.

ticais ou horizontais, ancoradas ou apoiadas em estacarias atingindo terrenos resistentes — como artifício visando a anular ou pelo menos reduzir a componente horizontal do empuxo das terras — aplicado em casos raros de muralhas contínuas, indicam-se principalmente nos perfis descontínuos ou nos cais de plataforma sobre estacaria que estudaremos ao tratar dos tipos leves de muralhas.

O emprego mais difundido e mais consciente do concreto e do concreto armado em obras portuárias, orienta a evolução das obras dessa categoria no sentido do aproveitamento cada vez mais eficiente desse material, em substituição a outros elementos construtivos, como por exemplo os metais dos caixões perdidos ou amovíveis das fundações pneumáticas e as alvenarias dos grandes massiços. Do emprego desse material na confecção dos caixões flutuantes, decorre a generalização dos tipos de estrutura das muralhas de Zeebrudge e de Bilbáo (caixões flutuantes metálicos) cuja repercussão, na técnica das obras portuárias, tem sido assinalada por numerosas e variadas aplicações de grande vulto. Resultam ainda do emprego racional do concreto armado em obras marítimas, os blocos de poços tubulares, monolíticos ou em seções, fundados por «havage» direta ou sob ar comprimido, e fóra do campo limitado das obras de peso aqui consideradas, os tipos mais modernos de cais em plataforma sobre pilares cilíndricos, fundados preferencialmente por processos pneumáticos, empregados pela primeira vez no Brasil em 1923 na Ponta da Armação (Rio de Janeiro) pela C. Nacional de Const. Cívica e Hidráulica, e logo depois em vários portos nacionais, da Europa e dos E. Unidos, e finalmente; a generalização das estruturas em estacaria, que o emprego exclusivo da madeira limitava a obras secundárias para calados reduzidos e limitada sobrecarga.

a) *Estruturas monolíticas*: — Os tipos massiços de muralhas de cais em terrenos compressíveis, constituídos de início exclusivamente pelos perfis trapezoidais de alvenaria construídos a céu aberto em bacias de pequena profundidade, evoluíram com os processos modernos de construção e com o aproveitamento de novos materiais, para perfis mais económicos, obedecendo finalidade já acentuada.

*Fundações em enseadeira*: — Nos processos de fundação e construção a céu aberto, em recintos limitados por enseadeiras de pranchões, metálicos ou de madeira, a facilidade de execução de perfis assimétricos tem conduzido a preferência para os muros de concreto armado obedecendo aos perfis de plataformas interiores, sobre as quais uma parte considerável do terrapleno concorre para a estabilidade do sistema.

Objeta-se contra esse processo de construção, a necessidade da excavação de grandes valas dentro dos quais a muralha se constrói. Entretanto, todas as vezes que as condições locais permitem o seu emprego, esse inconveniente de ordem económica é largamente compensada pela vantagem de uma construção mais perfeita, subordinada em geral a instalações de serviço e aparelhamento menos oneroso, e menos especializado que os exigidos pelos outros processos de construção.

Exemplos de obras dessa natureza encontram-se com frequência nos portos europeus melhorados até 1926. Como exemplo notável de perfil trapezoidal, citaremos apenas a muralha de contorno da doca de Gladstone no porto de Liverpool, (19) constituída por um maciço de concreto com 20.m00 de altura, de paramento externo vertical e internamente escalonado, apresentando a particularidade de uma série de pilares internos partindo da base da muralha, em cujos topos se apoia uma viga contínua suportando um dos trilhos dos guindastes principais de portico. A construção foi inteiramente executada dentro de uma enseadeira de pranchas metálicas tipo Rausome. (fig. 17).

Outro tipo de muralha maciça, digna de citação entre outras muitas, foi executada por volta de 1922 na King Georg V Dock do porto de Londres. A altura total do muro atinge 16.m00; o perfil de paramento vertical escalonado na face posterior, é alargado na base por uma saliência de cerca de 1.m40, formando sapata que assenta no terreno segundo um plano inclinado para

---

(19) Prof. Coen Gagli  
Lezioni di Costruzioni Marittima, pg. 441  
Padova, 1928.

o lado de terra, visando a aumentar-lhe a estabilidade, uniformizando ao mesmo tempo as pressões transmitidas ao terreno (Fig. 18).

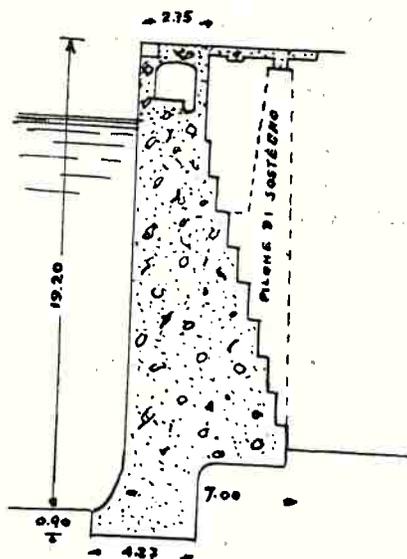


Fig. 17 — Muro da doca Gladstone  
— Liverpool.

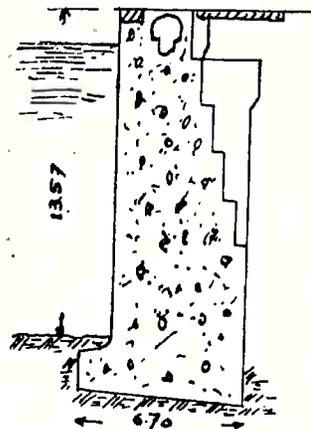


Fig. 18 — King George V  
Dock — Londres.

A par desses tipos massivos de estrutura, o aproveitamento integral das condições favoráveis de trabalho no recinto abrigado das enscadeiras tem dado lugar ao emprego de perfis mais economicos, de concreto armado, segundo as características dos muros de sustentação de plataformas interiores em cantiliver, que interessam uma parte considerável do peso dos terraplenos e das sobrecargas na estabilidade da muralha. A rigor, encaradas isoladamente, poderiam esses perfis ser considerados como «obras semi-pesadas» estudados em categoria especial; porem, como tivemos de início ocasião de acentuar, sob o ponto de vista funcional, importa considera-los obras massivas, embora heterogeneas, cujo peso se compõe do peso intrinseco da estrutura, acrescido do peso dos massivos de terra ou de enrocamento atuando diretamente sobre as plataformas.

Dentre varios tipos interessantes dessa classe de obras nos limitamos a citar exemplos característicos construidos no porto de Copenhague por volta de 1920 e apresentando na sua sequencia, característicos de uma acentuada evolução.

O primeiro desses muros, executado na bacia Comercial Norte do citado porto, é constituído por uma estrutura mixta de alvenaria e concreto, com características ainda acentuadas das muralhas massivas. (Fig. 19)

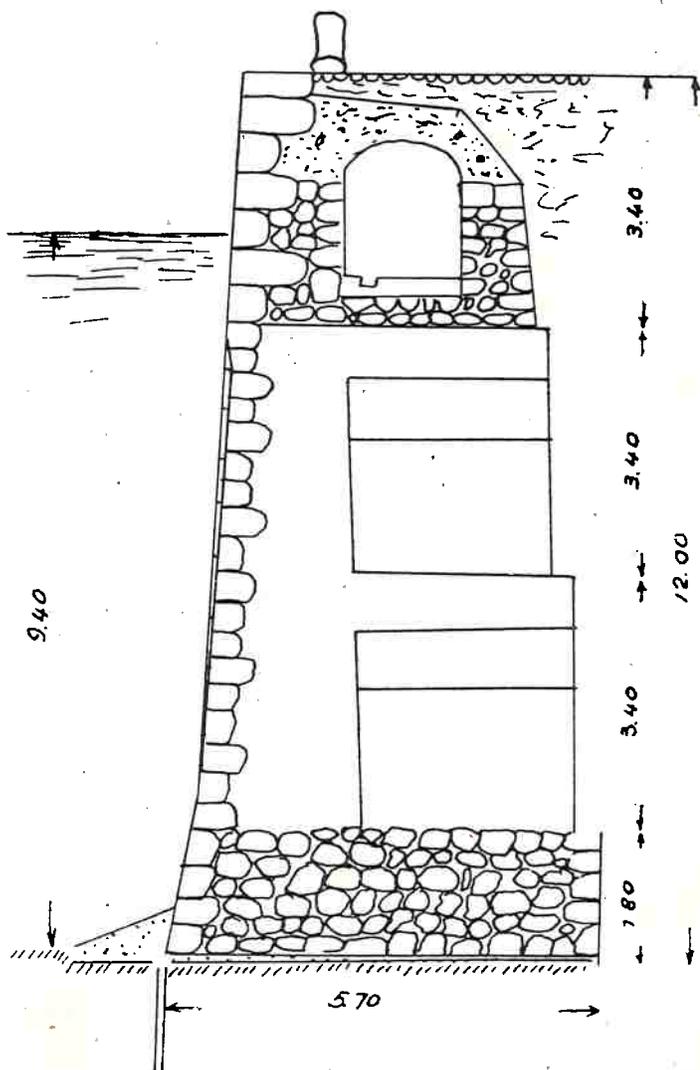


Fig. 19 — Bacia comercial Norte — Copenhague.

Nos exemplos seguintes esses característicos desaparecem completamente, dando lugar a formas particularmente leves das estruturas de concreto armado. Na mesma bacia comercial Norte, fundado em terrenos cuja resistencia permitio reduzir a largura da base a 3.m60 apenas, para uma altura total de muro de 13.m70, o perfil compõe-se (fig. 20) de uma parede vertical de um metro de espessura, engastada no massiço de fundação de 3.m60 de largura por 1.m30 de altura. A face posterior dessa parede prolonga-se á meia altura da secção por uma lage horisontal em cantiliver, de 0,50 de espessura por 6.m50 de largura, reforçada de espaço em espaço por sceptos normais ao paramento da muralha, constituindo uma serie de grandes caixas posteriormente cheias de areia.

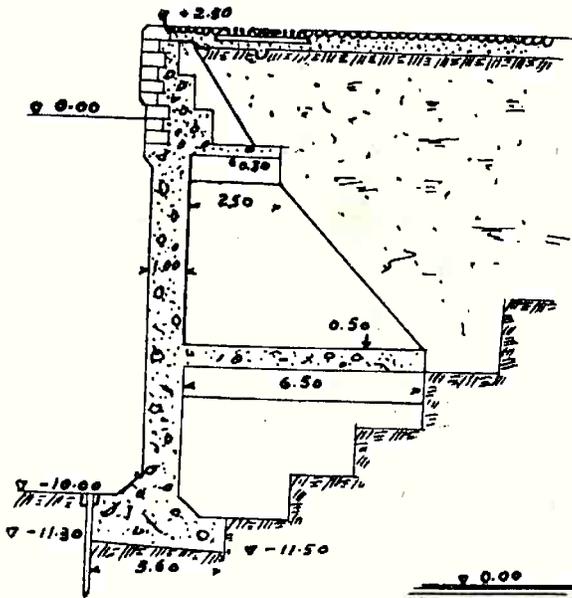
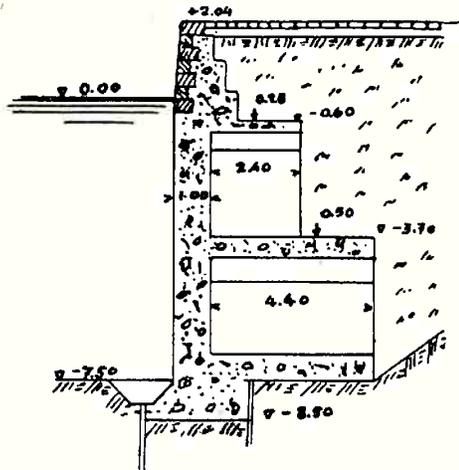


Fig. 21 — Cais de Islands Brygge  
— Copenhagen.

Fig. 20—Bacia comercial  
Norte — Copenhagen.



Outro exemplo nesse mesmo porto, encontra-se no cais de Islands Brygge, em terrenos menos resistentes. O muro é constituído por uma larga sapata de 5.<sup>m</sup>40 com uma parte em rebaixo no paramento externo, constituindo um bloco do qual emerge a parede vertical da muralha com uma altura total de 10.<sup>m</sup>50, para calados de 7.<sup>m</sup>50. Além da plataforma inferior existem em saliência sobre o paramento interno outras duas plataformas, a mais baixa, á meia altura do perfil com 4.<sup>m</sup>40 de largura e a superior com 2.<sup>m</sup>40, sobre as quais se apoiam massiços de areia assegurando o equilíbrio do sistema. (fig. 21)

Aproximadamente na mesma época, entre 1918 e 1921, foram construídas no porto Sueco de Malmö á entrada do mar Báltico, dois tipos de muralhas respondendo ás mesmas finalidades de economia de material que os perfis anteriormente estudados e apresentando entre si as mesmas divergências de fases diversas de evolução.

Porto de Malmö

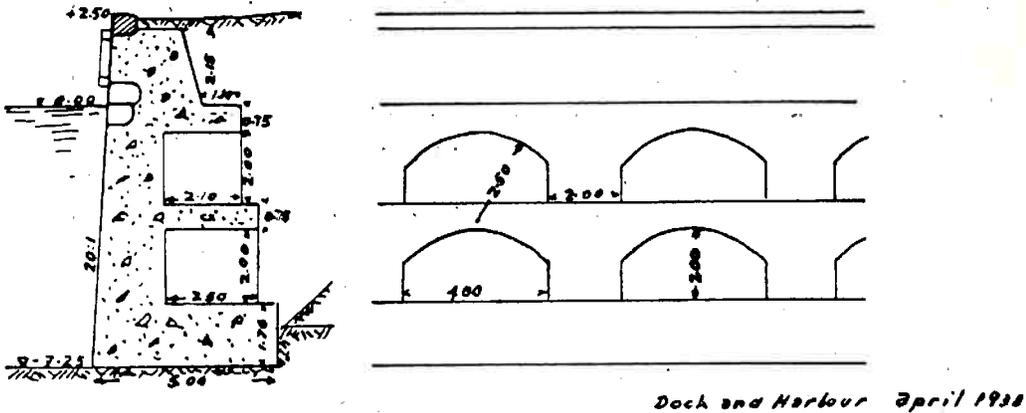


Fig. 22 — Porto de Malmö.

O primeiro, (fig. 22) apenas difere dos perfis massiços pelo vasamento de uma serie de celulas em abobadilhas no paramento interno, ao passo que o segundo, (fig. 23) apresenta os caracteristicos das estruturas mais complexas de concreto armado, podendo considerar-se como tipo intermediario, entre os perfis que estudamos e os tipos de «muralhas semi-pesadas» uma vez que o elemento inclinado da estrutura ligando o topo da muralha ao

Porto de Malmö

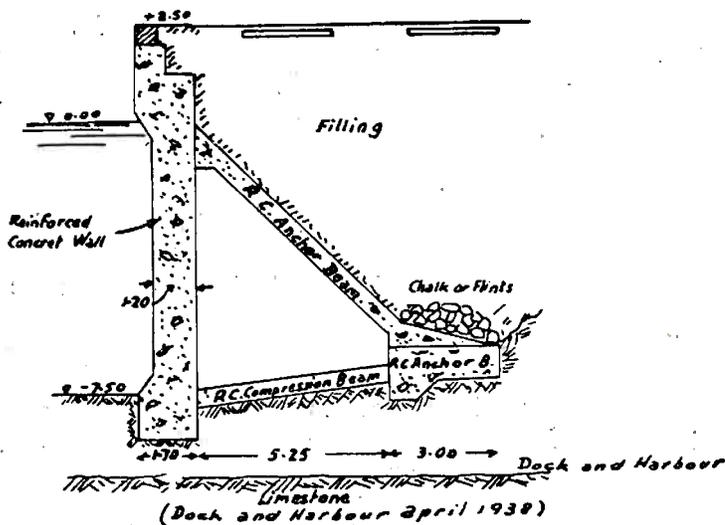


Fig. 23 — Porto de Malmö.

massiço interno da base, funciona a um tempo como reforço da sapata sobre a qual atua a sobrecarga dos terraplenos, e como tirante de ancoragem da própria muralha.

O processo de fundação em ensecadeiras oferece ainda possibilidade de economias notáveis na fundação das obras de peso, pela facilidade com que permite a cravação de estacas aumentando a resistencia de terrenos que de outra forma deveriam ser excavados para fundação direta das obras, em profundidade as vezes praticamente inacessíveis. Como exemplo dessa modalidade pode-se citar o cais Sul da bacia Loubet do porto de Boulogne (fig. 24).

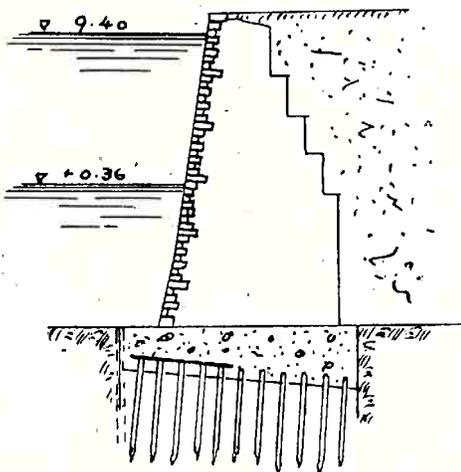


Fig. 24 — Cais Sul da bacia Loubet — Boulogne.

Abandonamos no quadro geral da nossa classificação e omitimos sistematicamente referencia a obras portuarias construidas de concreto moldado sob agua em caixões geralmente de madeira. São processos arcaicos de construção dos quaes alguns portos antigos guardam valiosos testemunhos.

Abrimos excepção para, antes de tratar dos processos pneumaticos de fundação, lembrar o primeiro trecho de 2.270<sup>m</sup>953 de muralha construida no porto de Santos por volta de 1888, entre Paquetá e Valongo (Fig. 25).

Trata-se de um perfil retangular de concreto ciclopicico moldado, sob agua dentro de um caixão de madeira assentado sobre uma serie de estacas cravadas no terreno previamente dragado do canal.

A comparação desses perfis com os que foram sucessivamente adotados nas grandes obras de ampliação desse porto, (figs.

Porto de Santos

Cais monolítico 2.271.500

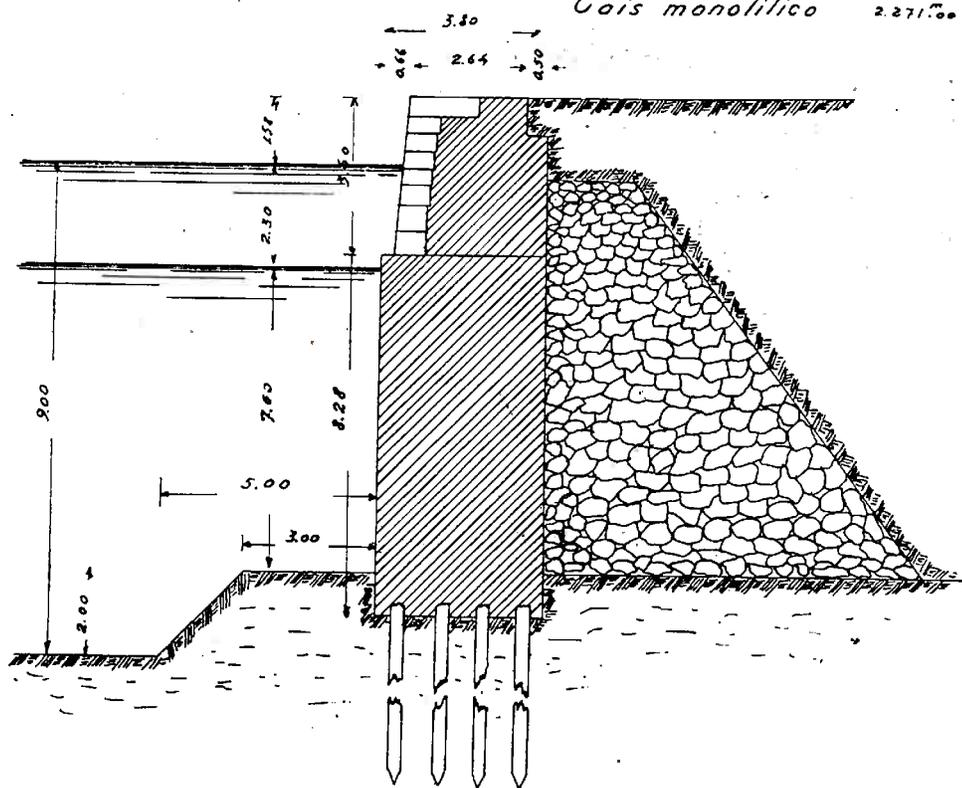


Fig. 25 —

30 e 72) documentam claramente a evolução das muralhas plenas em terrenos cada vez mais compressíveis, passando das estruturas monolíticas de concreto moldado sob água, para os perfis de blocos sobre camadas de consolidação (1895) e finalmente para os perfis leves de estacas de concreto armado, adotados nas instalações para inflamáveis da Ilha de Barnabé (1930) e mantidos nos trabalhos atuais de construção de um «pier» para instalação dos armazéns frigoríficos para frutas, no Valongo.

*Fundações pneumáticas:* — Os processos pneumáticos de fundação encontram na variedade ilimitada dos terrenos considerados nessa categoria, o campo mais vasto de suas aplicações. Malgrado a exigência de um aparelhamento sempre mais complexo e mais dispendioso do que qualquer dos outros processos de construção, e a necessidade de pessoal mais especializado, pode-se afirmar que raros portos em que tem sido executadas obras importantes de melhoramento, hajam dispensado em algumas de suas fases o

recurso desses processos particularmente seguros de fundação e construção de obras hidráulicas.

A principio adstritos ao emprego exclusivo dos caixões metálicos, perdidos no massiço das alvenarias de fundação ou amovíveis, esses processos evoluíram principalmente pela aplicação corrente do concreto armado na construção dos grandes caixões, de camara unica ou multicelulares, moldados em docas ou estaleiros de construção naval e transportados por flutuação ao local em que devem ser empregados. Essa possibilidade de emprego do concreto armado fez desaparecer da tecnica das construções portuarias o processo primitivo dos caixões metálicos perdidos, que sobre economicamente condenados hoje, ofereciam a desvantagem capital de introduzir no seio dos blocos de fundação grandes massas de ferro aflorando ao contato das aguas agressivas do mar, e tendem a limitar o processo, pela exclusão dos caixões amovíveis, ao emprego exclusivo dos caixões perdidos de concreto, constituídos por uma camara de trabalho — unica ou subdividida em celulas independentes — cujas paredes se prolongam acima do teto, á medida do afundamento da estrutura, constituindo automaticamente paramentos da muralha.

Compreende-se de inicio, que essas vantagens dos caixões perdidos de concreto sejam contrariadas algumas vezes pela impossibilidade de obedecer a um perfil determinado de muralha, como seria facil no recinto aberto das enseadeiras moveis metálicas. Com efeito, o equilibrio indispensavel dos caixões na fase de flutuação e afundamento, exige uma simetria de fórmias até certo ponto incompativel com os perfis economicos das muralhas massiças. Essa circunstancia explica a predominancia dos perfis simetricos nas muralhas construidas em caixões pneumáticos de concreto, para resaltar o valor de soluções em que essas injunções foram habilmente contornadas, como no tipo de caixões multicelulares projetados e construidos em parte no porto nacional de Paranaguá pela Companhia Nacional de Construções Civis e Hidráulicas, (fig. 26). A muralha, de perfil de contrapeso, foi projetada em caixões perdidos de 20.m00 de comprimento por 8.m00 de largura entre as arestas da faca. A camara de trabalho unica, de 2.m00 de altura util, era servida por duas chaminés simetricamente dispostas, e prolongada alem do teto por um caixão multicelular assimétrico, ao qual uma judiciosa colocação da parede divisoria longitudinal garantia flutuabilidade perfeita. Alguns desses interessantes caixões chegaram a ser construidos e fundados com pleno sucesso, para serem mais tarde abandonados, pela construção de um cais de cortina e plataforma de concreto armado (cavaletes). E' interessante lembrar que esses caixões, abandonados durante cerca de 8 anos no fundo do mar, foram novamente

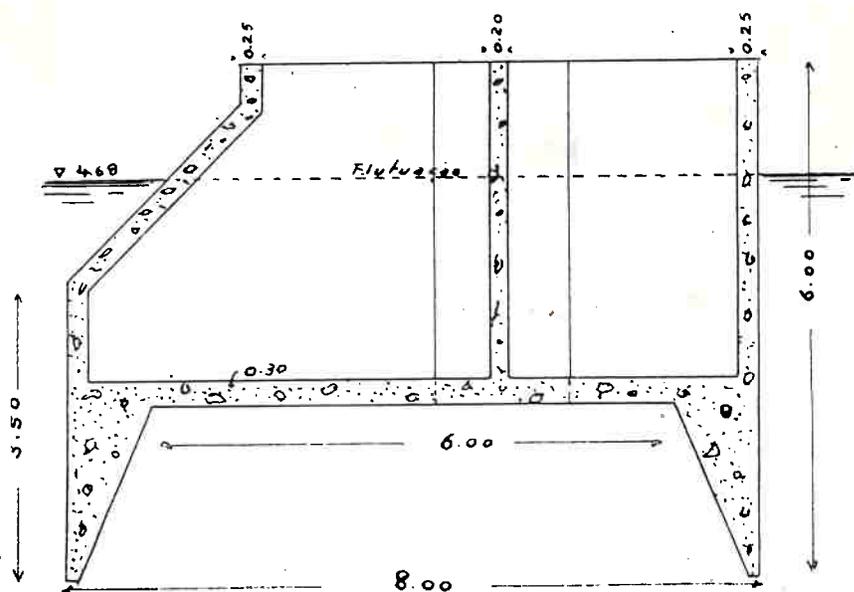


Fig. 26 — Tipo de caixões pneumáticos projetados para o porto de Paranaguá.

postos a flutuar e conduzidos a reboque, para serem empregados no porto de minérios de Antonina, em fase de construção.

Os caixões perdidos de concreto são geralmente construídos de início com altura apenas suficiente á sua flutuação, e transportados na posição em que devem afundar. Entretanto, se das suas dimensões decorre a exigencia de grandes calados, incompatíveis com as profundidades nas imediações das carreiras ou diques em que devem ser construídos, recorre-se geralmente ao artifício de molda-los na posição que ofereçam maior area de base, transportando-os assim por flutuação até o local de emprego ou suficientemente profundo para coloca-lo em posição normal, pelo simples enchimento de camaras apropriadas ou por meio de aparelhos de suspensão.

Posto que não se destinem a construção de obras portuarias, ilustramos o processo com as fotografias referentes ás fases de flutuação e suspensão dos caixões empregados na construção dos pilares da ponte já citada de Laranjeiras, na E. F. D. Thereza Christina.

Construídos em uma carreira especialmente feita para esse fim, os caixões foram lançados e transportados por flutuação, como mostra a fotografia 26-a, e apumados no local por meio de um aparelho flutuante (fotografia 26-b).

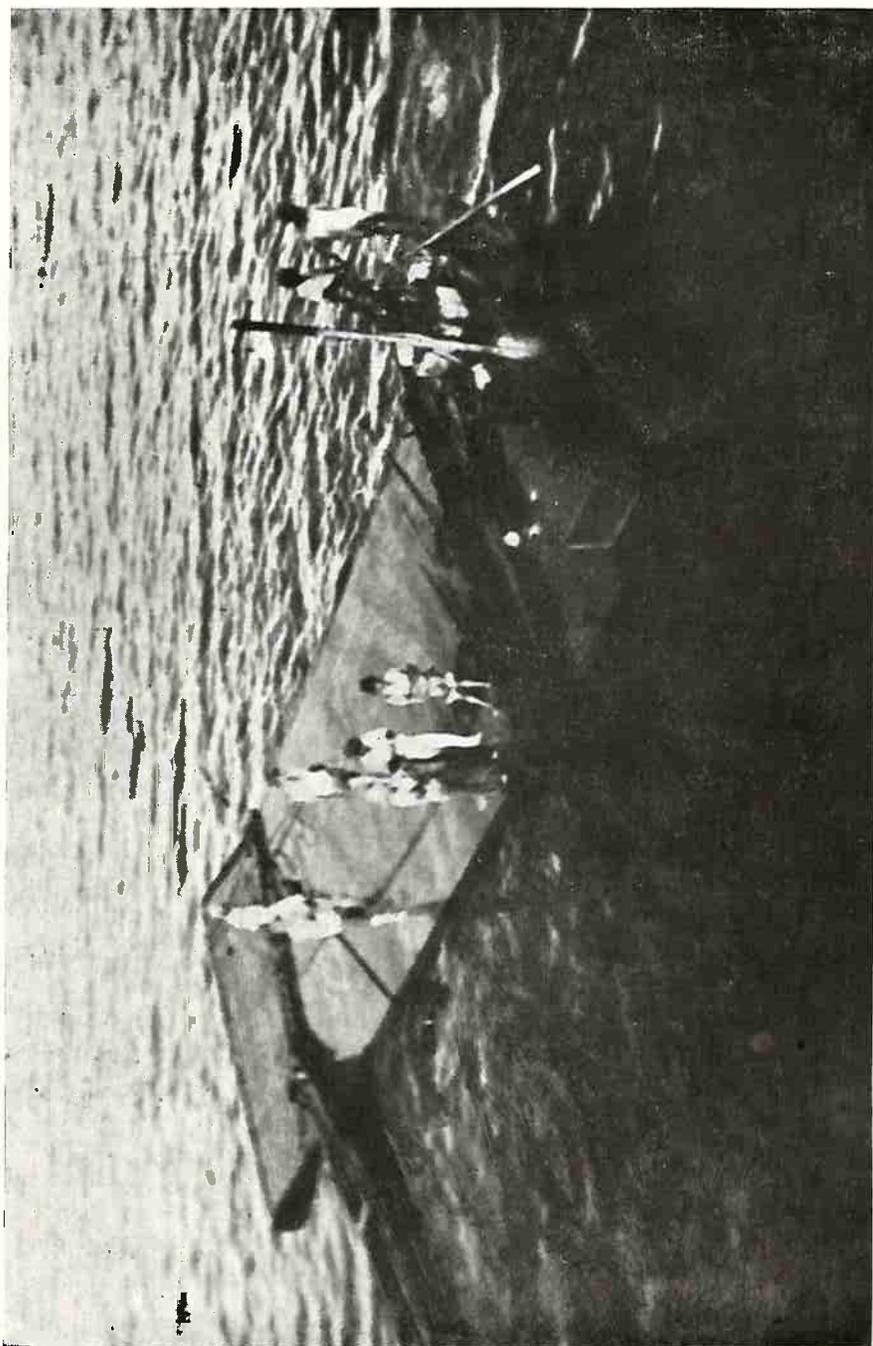


Fig. 26-a — Transporte por flutuação do caixão pilar da ponte Laranjeiras.

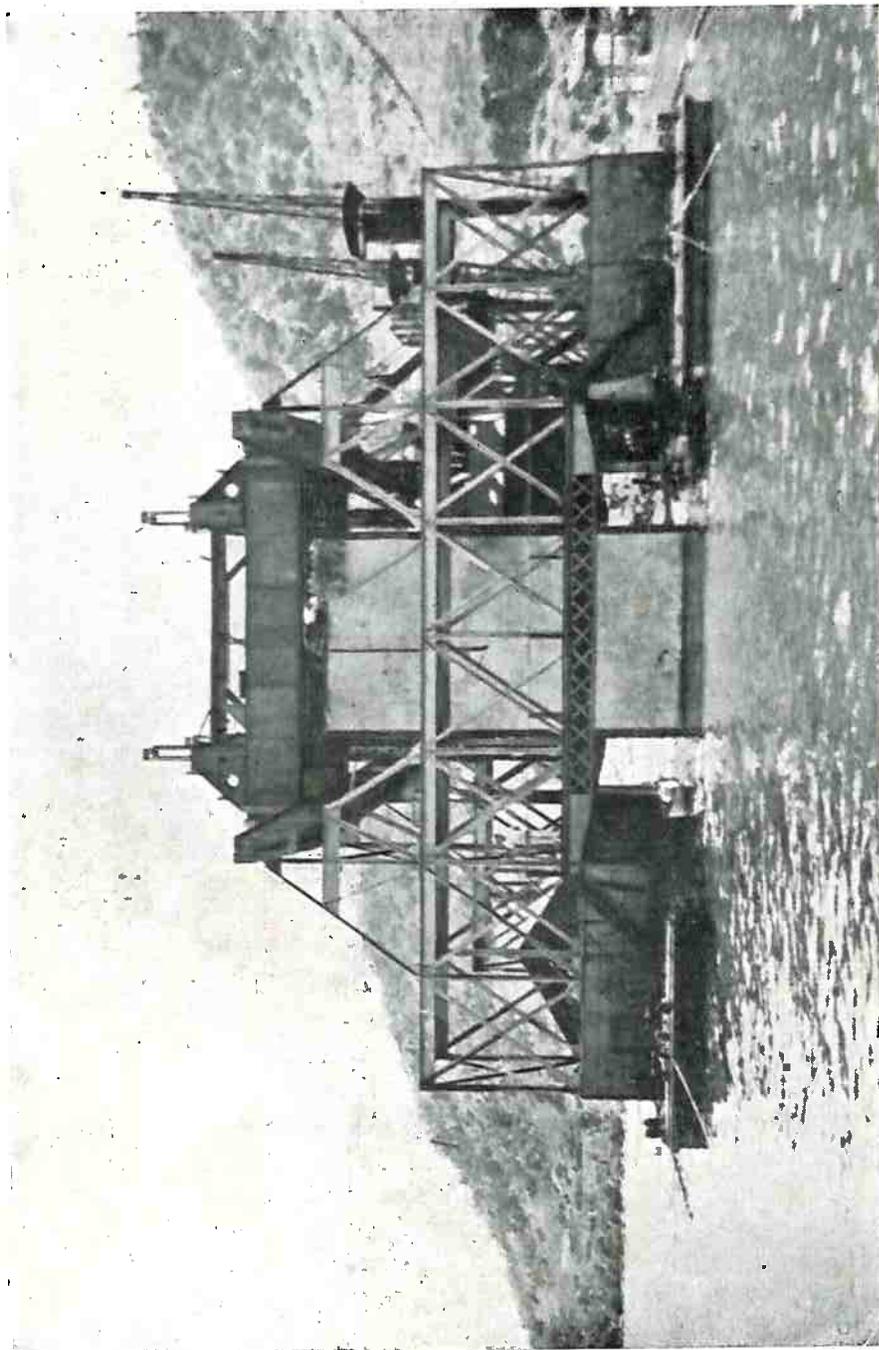


Fig. 26-b — Suspensão e locação do caixão pilar da ponte de Laranjeiras.

E' interessante notar que as condições de fluatibilidade, depois de rigorosamente calculadas e estudadas em modelo reduzido foram plenamente confirmadas, conseguida a linha de flutuação apenas 0.m02 abaixo da superfície do bloco. (\*)

Seria fastidiosa a citação de exemplos de muros de cais construídos por esse processo, posto que em alguns casos se apresentem particularidades interessantes de aparelhamento ou de execução.

Citaremos apenas como classicos os muros do cais de maré do Havre em caixões perdidos metalicos, encimados por ensecadeiras moveis (fig. 27).

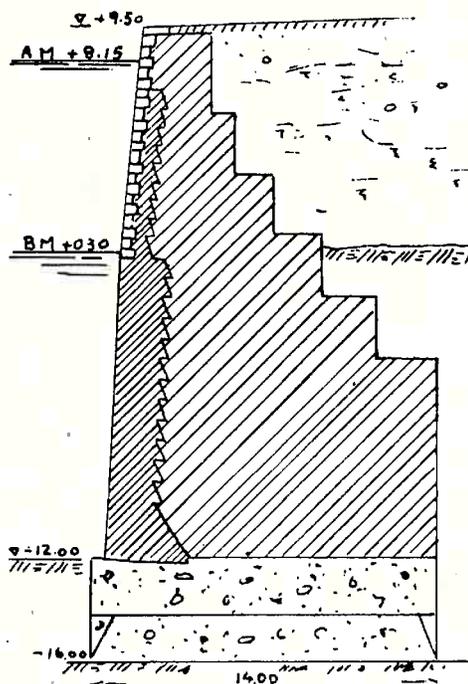


Fig. 27 — Cais de maré do Havre.

Geralmente, na construção dos muros de cais empregam-se caixões de comprimentos limitados a 30 ou 40 metros. As obras de fechamento das eclusas e principalmente os fundos dos diques, dos quais se exige o maximo de impermeabilização, tem dado lugar entretanto ao emprego de caixões perdidos de dimensões notaveis, como por exemplo os empregados no dique N.º 7 do porto do Havre, medindo 345.m00 x 40.m00.

(\*) E. de Moraes Vieira

Exame em modelos nos caixões pilares da nova ponte das Laranjeiras.  
Revista Municipal de Engenharia - Maio, 1939.

O espaço necessariamente existente entre dois blocos sucessivos dessas muralhas merecem atenção e exigem algumas vezes tipos especiais de ensecadeiras moveis, que fixadas nos paramentos contiguos dos trechos já construídos permitem vedação perfeita dessas discontinuidades.

Nos casos especiaes dos muros de paramento dos diques, das eclusas e das bacias de flutuação, a exigencia de perfeita estanqueidade obriga cuidados especiaes na vedação dessas juntas, apresentando por vezes problemas particularmente interessantes.

Alguns desses problemas foram resolvidos por engenheiros patricios durante a construção do grande dique do Arsenal de Marinha da Ilha das Cobras, (Rio de Janeiro) com soluções originaes do mais alto valor tecnico.

A primeira solução, proposta pelo engenheiro Arthur Rocha, consistia no emprego de um pequeno amovivel, munido de duas janelas lateraes, que eram desmontadas quando o caixão, descido entre os dois paramentos a ligar atingia o terreno firme. Ficavam assim descobertas as duas faces dos massiços e a vedação era perfeita como demonstraram tres applicações sucessivas nas juntas 17-19, 21-23 e 23-24.

Objetou-se entretanto contra esse processo, dificuldades de execução, imperfeição do concreto moldado em camadas, morosidade e custo elevado, que o exame futuro das applicações citadas demonstrou improcedentes.

Entretanto, substituiu-se o processo pela solução lembrada pelo então engenheiro-chefe das obras Dr. H. Behrendt, consistindo em uma cortina de estacas pranchas Terres-Rouges, perfil III, baidas entre os dois massiços e escorada á medida da excavação futura do dique. Afim de vedar infiltrações pelas frestas inevitaveis entre os massiços e a cortina, previa-se uma injeção de cimento pelo lado de fóra, por meio de tubos atingindo o terreno resistente e suspendidos á medida da consolidação das camadas sucessivas.

Essa consolidação entretanto não se verificou na maioria dos casos. Durante a excavação do dique constatou-se que a aguada de cimento não havia penetrado o terreno, malgrado as pressões de 80 libras por polegada quadrada a que foram feitas as injeções. Alem disso constatou-se, que as estacas pranchas, atingindo o terreno resistente ou encontrando em seu trajeto blocos isolados de pedra, desviavam-se ou se entortavam, provocando desencaixes dos quaes resultaram fendas nas cortinas, cuja vedação tornou o processo geralmente mais dispendioso, mais moroso e principalmente mais difficil que a primeira solução proposta.

Só na inútil tentativa de vedação da cortina entre os massiços 5 e 7 foram consumidas 302 barricas de cimento, inteiramente perdidas nos vãos de um antigo enrocamento, resultando ficar aberta uma fresta de 5 c/m na face do massiço N.º 7, cuja vedação constituiu um dos trabalhos mais brilhantes do eminente professor Mauricio Joppert da Silva.

A violência das infiltrações que se manifestaram nessa junta á cota — 5.00 durante os trabalhos de excavação do dique, exigiram soluções de emergencia e rapidez, de cuja segurança dependia o proseguimento dos trabalhos em toda bacia excavada. Esses trabalhos, descritos pelo proprio autor (\*) consistiram essencialmente na construção de um pilar de alvenaria de mão junto á cortina até o nivel da infiltração, onde foram colocados drenos de 6", e o recobrimento desse pilar por um enrocamento miudo e areia consolidados por uma prolongada injeção de cimento que permitio restringir a infiltração á descarga dos drenos.

Essa primeira providencia permitio continuar a excavação da bacia até cota necessaria ao fechamento definitivo da junta, que foi conseguido pela construção de um muro de concreto em frente á cortina e injeção de cimento no massiço de areia conservado no espaço entre os dois. Só nesta junta foram gastos, para prevenir e combater infiltrações, mais de 700 barricas de cimento.

b) *Estruturas de blocos*: — Mostramos anteriormente as vantagens tecnicas e economicas que podem oferecer as estruturas de blocos, e as limitações do seu emprego nos terrenos de fundação em rocha, pela necessidade da construção previa de um embasamento. Nos terrenos mais ou menos compressiveis estudados nessa categoria, ao contrario, esses tipos de estrutura encontram campo favoravel de applicações que justifica a preferencia acentuada que tiveram nesses ultimos tempos, somente dominada quando o emprego mais corrente do concreto armado introduzio tipos novos de estruturas discontinuas mais economicas.

Já pela forma especial de todos ou de alguns dos seus blocos, já pela sua conveniente colocação no corpo das muralhas, esse tipo de estruturas permite atender ás vantagens já acentuadas dos perfis de contrapeso, e neste sentido, apresentam uma das diretrizes da sua evolução. Em outro sentido, evoluem os blocos das muralhas, das formas diversas dos paralelepipedos mais ou

---

(\*) Prof. Mauricio Joppert da Silva  
O fechamento da junta 5-7  
"Viação" ns. X-XI-XII — Vol. II.

menos regulares, para formas mais economicas, das quais os perfis Ravier, segundo suas aplicações recentes nos portos de Bone (1933-34) e Arzew (1935-36) na Argelia e em um trecho de cais do porto de Djibouti na Somalia Franceza (1934-35), representa o tipo mais avançado.

Assimilaveis a muros de cortina e contrafortes, os perfis Ravier compõe-se de tres categorias de blocos justapostos: duas em *T* e a terceira, correspondente á fiada superior, em duplo *T*, de tal modo concebida que o seu banjo posterior interrompe o terrapleno, criando uma discontinuidade favoravel á diminuição do empuxo na cortina (fig. 28).

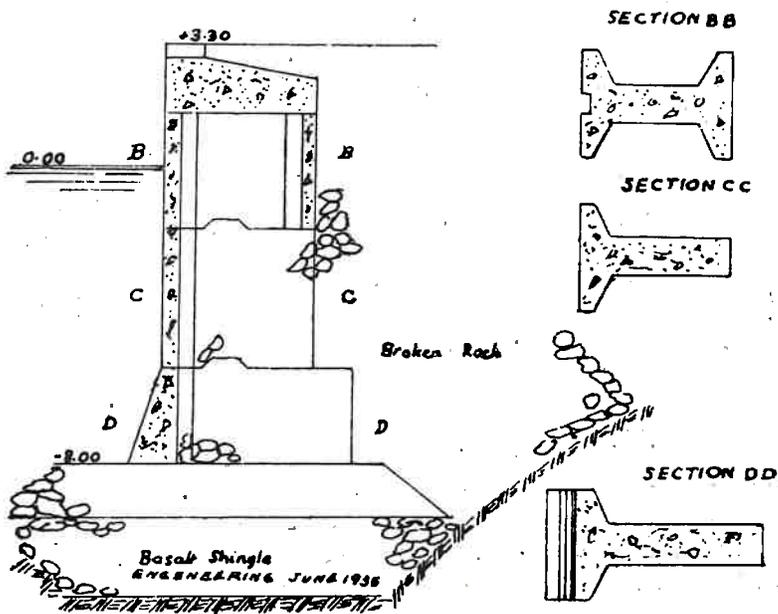


Fig. 28 — Perfil Ravier.

Para aplicação do tipo Ravier no porto de Djibouti, o governo da Somalia Franceza exigio dos engenheiros responsaveis pelo projeto garantias especiais, que obrigou-os a submeter o perfil, em modelo reduzido na escala 1 : 50, a experiencias dirigidas pelo proprio Engenheiro Ravier sob contrôle do Bureau Veritas e representantes do Governo da Somalia. Essas experiencias, visando especialmente a comparação do perfil Ravier com o da muralha plena de blocos, projetada de inicio para essas obras, Fig. 28-a concluíram por uma marcada superioridade do primeiro, estabelecendo previsões de recalque sob condições variaveis de sobrecarga e embasamento, confirmadas posteriormente pela mesma comissão, na obra concluída.

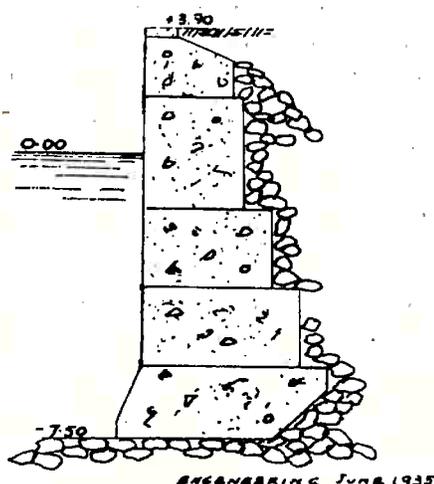


Fig. 28-a —

Os recalques máximos observados para sobrecargas de 5 tons/m<sup>2</sup>., distribuídas alternativamente sobre uma larga faixa abrangendo a muralha e outra a partir de 7.m00 do seu paramento interno, atingiram respectivamente 24 m/m e 93 m/m, estabilizando-se ao fim de poucos dias. (20) (21)

*Fundações sobre massiços de enrocamento ou areia:* — Os terrenos em que se devem fundar obras de peso, principalmente se constituídas de blocos artificiais ou de caixões flutuantes, consolidam-se frequentemente por meio de colchões de faxinas, de areia ou de enrocamento, colocados sobre o próprio terreno com o qual se misturam em parte por penetração, ou substituindo-os em camadas mais ou menos profundas, em valas abertas por dragagem.

A penetração de material de melhor qualidade, substituindo e consolidando terrenos de vasa inconsistente tem sido acelerada em alguns casos, — como nas obras do porto de Stokholmo — fazendo explodir no seio do terreno a melhorar (previamente recoberto pela camada de seixos ou de areia) cargas de dinamite conduzidas a profundidades convenientes por meio de barras de sonda especiais. No caso citado foram distribuídas cargas explosivas espaçadas de 10.m00 em 10.m00, que eram deflagradas simultaneamente, em secções de 100.m00, com pleno sucesso.

(20) The Ravier Hollow — Blocks Quay Wall  
Engineering June 14 — 1935.

(21) New Quay at Arzew — by. Louis Ravier  
The Dock and Harbour Authority — Jan. 1938.

Na construção da nova ponte das Laranjeiras, executada, pela Cia. Brasileira Carbonifera de Araranguá, para a E. F. Dona Thereza Christina de que é concessionaria, emprega-se pela primeira vez no Brasil, com sucesso, na consolidação de um aterro de 1.300.m00 metros de extensão sobre vasas, o processo de consolidação hidraulico, que consiste em perturbar o equilibrio das camadas inferiores por meio de jatos d'agua a altas pressões facilitando a penetração dos aterros e o recalque.

Outras vezes a consolidação é obtida acelerando simplesmente o recalque natural dos terrenos por meio de uma sobrecarga de areia, de enrocamentos ou dos proprios elementos da futura muralha.

Entre outros exemplos desse artifício, cita-se frequentemente um trecho de cais construido no porto de Amsterdam sobre terreno de vasa da peor qualidade, consolidado pela sobrecarga de um massiço de areia, continuamente reposto, á medida que substitua a vasa, refluida até profundidades de 17.m00 sob o nivel do terreno natural primitivo.

O mecanismo intimo desses fenomenos de melhoramento dos terrenos, pela substituição do material deslocado ou por simples consolidação de camadas comprimidas, são conhecidos hoje atravez os estudos de mecanica dos solos, iniciados pelo prof. A. Casagrande nos laboratorios da Universidade de Harward por volta de 1912 e desenvolvidos por numerosos pesquisadores notaveis entre os quais Terzahi, d'Altemberg e outros. Em especial os estudos recentes de Casagrande (22) sobre a estrutura das argilas, vieram elucidar o mecanismo das deformações notaveis dos solos compressiveis sob a ação das cargas transmitidas pelas fundações, explicando a lentidão do processo que se desenvolve durante centenas de anos, segundo uma curva que aproxima-se assintoticamente do valor limite do recalque. Revelaram com efeito, esses estudos, que o recalque das obras pode dar-se em parte pelo refluxo dos terrenos moles subjacentes, mas devem a sua maior parte a uma consolidação das argilas, pela expulsão da agua sempre contida em quantidade mais ou menos consideravel nos póros da sua contextura. O recalque portanto varia com a resistencia oferecida á circulação dessa agua; é tanto mais rapido quanto maior a porosidade dos terrenos e tende constantemente a diminuir a medida que avança o processo, pelo adensamento do material. Essa resistencia á expulsão das aguas de constituição das argilas, medidas em aparelhos apropriados — um dos quais ima-

(22) Entre outros trabalhos mais completos, veja-se:

Bulletin de l'Ass. Int. Perm. des Congres de Navigation, Juillet 1933

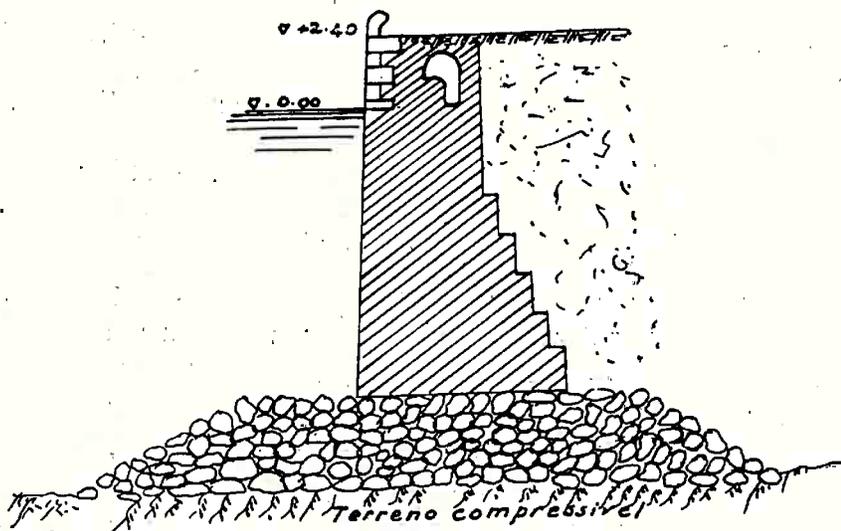


Fig. 29 — Cais de Pinedo — Marselha.

ginado por Terzaghi — permite uma segura previsão da marcha e da amplitude dos recalques das fundações.

Mais comuns porém, do que esses casos de consolidação dos terrenos de fundação de obras portuárias, são aqueles em que, camadas de areia, de seixos ou de enrocamentos, substituem apenas os terrenos inconsistentes em valas mais ou menos profundas abertas por dragagem, constituindo largas sapatas de distribuição, como no caso característico do cais de Pinedo no porto de Marselha (fig. 29), nas muralhas já citadas da bacia Mustaphá do porto de Argelia (fig. 12) no segundo tipo de muralha de peso do porto de Santos (fig. 30), nos portos nacionais de São Salvador (fig. 31), Recife (fig. 32), e Belem (fig. 33) e uma serie interminavel de outros exemplos.

Fundam-se ainda sobre massiços de enrocamento, sem funções de consolidação, atendendo apenas á economia, alguns muros de cais, dessa categoria de blocos ou de caixões flutuantes, projetados para calado inferior ao fundo natural das bacias em que se estabelecem. Essa disposição entretanto é mais peculiar aos molhes, aos diques e aos quebra-mares em grande profundidades.

Ao tratar oportunamente das obras fundadas em vasa inconsistente teremos ocasião de voltar ao problema da consolidação dos terrenos, estudando as interessantes «fundações flutuantes» dos engenheiros Sakamoto e Takawiski no porto de Kobe, empregadas com sucesso por Barberis no porto militar de Spezia e por George Lira no quebra-mar de Valparaiso, em camadas de

*Porto de Santos*  
*Cais de blocos (1893)*  
2.449,00

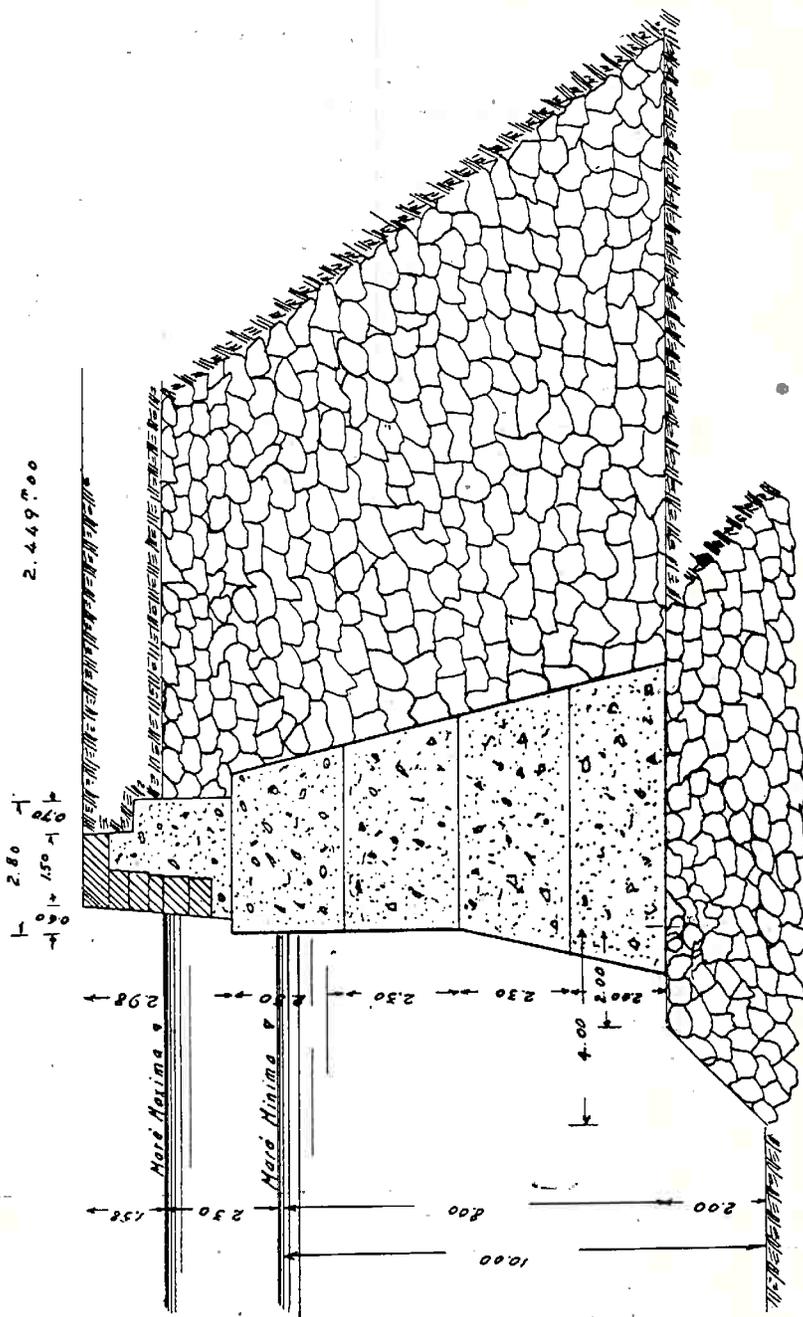


Fig. 30 — Segundo tipo de muralha do porto de Santos.

mais de 30.m00 de espessura de vasa quasi fluida, cuja resistencia de cerca de 0.20 kg/cm<sup>2</sup>. foi elevada para 5.28 kg/cm<sup>2</sup>., pela simples superposição de uma camada de areia de 3.m50 a 5.m00 de espessura sobre o leito natural inconsistente.

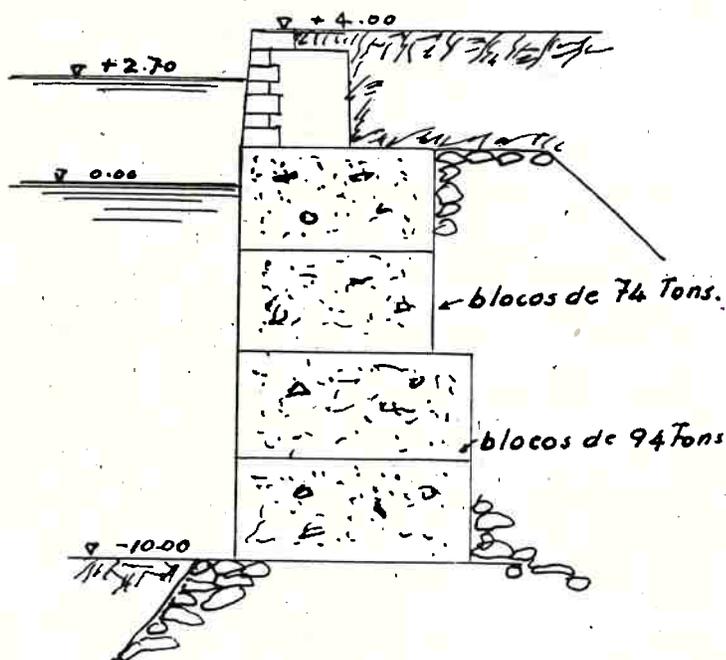


Fig. 31 — Porto de S. Salvador — Baía.

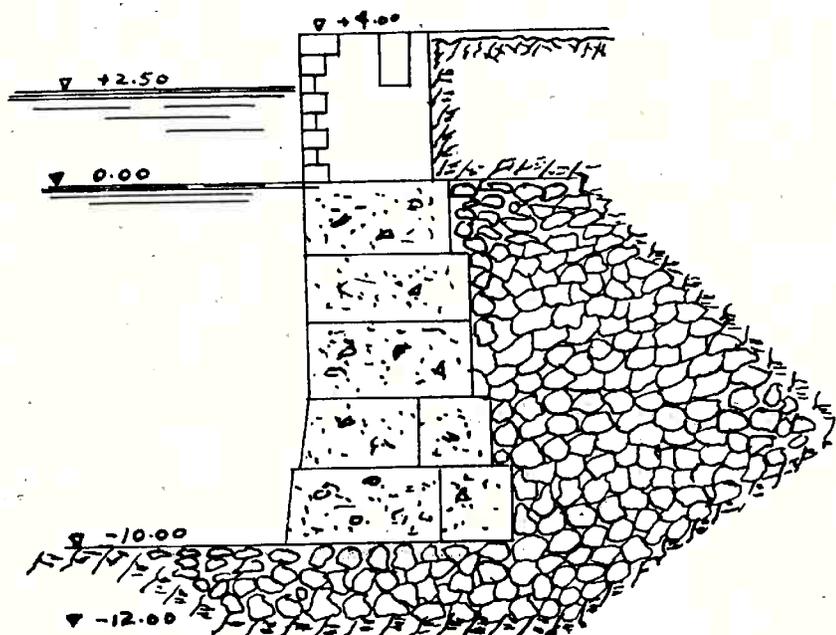


Fig. 32 — Muralha de Blocos do porto de Recife.

Como exemplos característicos desses tipos de muralhas de blocos fundados diretamente sobre camadas de enrocamento, poderíamos nos reportar aos exemplos anteriormente citados, do porto

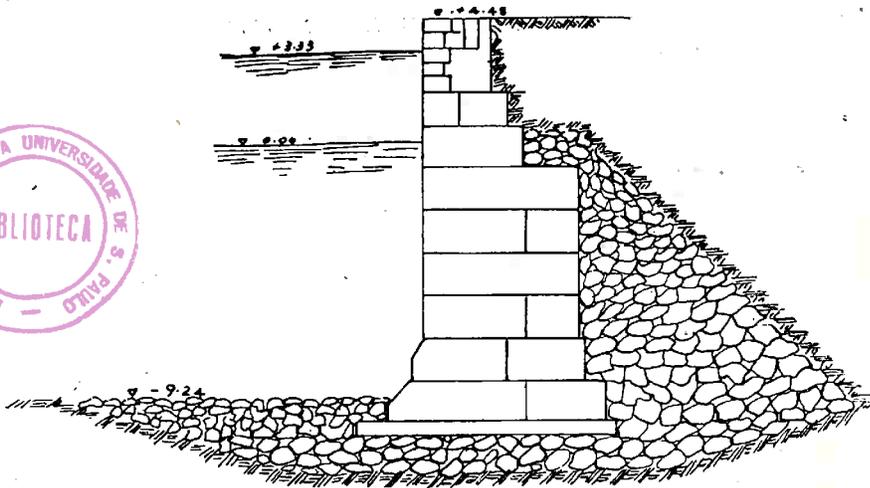


Fig. 33 — Tipo de cais do porto de Belem.

de Trieste (fig. 16), da bacia de Mustaphá do porto de Argelia (fig. 12), e da aplicação do perfil Ravier no porto de Djibouti (fig. 28).

Nesse ultimo caso a muralha assenta directamente á cota — 8.<sup>m</sup>00 sob um massiço de enrocamentos, substituindo em valas abertas por dragagem até a cota — 12.<sup>m</sup>00, a camada de vaça do fundo natural, que recobre um estrato uniforme de argilas coralíferas. Esse enrocamento é formado por um leito inferior de rochas basálticas sobre a qual assenta um outro, de material particularmente leve (cerca de 400 kg por m<sup>3</sup>. de enrocamento imerso) com o qual se constitue igualmente o enrocamento de alivio no paramento interno da muralha. Nessas condições o empuxo das terras se reduz ao minimo e a estabilidade da muralha, assegurada pelo proprio perfil dos blocos, amarrados entre si por meio de redentes especiais, é reforçada pelo atrito dos enrocamentos nas faces laterais dos contrafortes.

Os recalques, inevitaveis em todas as obras fundadas em terrenos mais ou menos compressiveis, foram acelerados sobrecarregando directamente cada secção da muralha com os proprios blocos a serem posteriormente empregados.

*Fundação em massiços de concreto:* — As muralhas de blocos são algumas vezes fundadas por meio de um massiço de concreto moldado directamente ou colocados em sacos sobre terreno natural apenas regularizado por dragagem. Esses processos, cujos inconvenientes procuramos apontar nos casos de fundações em rocha, empregam-se com vantagens nos terrenos compressiveis, como

por exemplo nos muros de blocos da bacia Morrot em Barcelona (fig. 34) e nos muros de cais do porto de Casablanca (fig. 35).

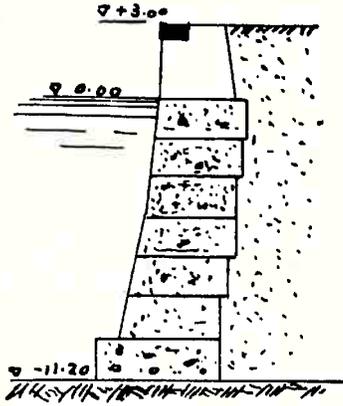


Fig. 34—Perfil de blocos na bacia Morrot no porto de Barcelona.

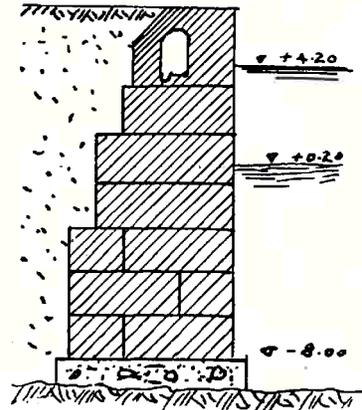


Fig. 35 — Perfil de blocos — Porto de Casablanca.

c) *Estruturas de blocos tubulares:* — Ao tratar desse tipo de estruturas, na categoria de obras fundadas em rocha, tivemos ocasião de assinalar as dificuldades de sua adaptação às formas economicas para, que tendem os perfis das muralhas de peso. Os massiços tubulares, aplicam-se em geral nos muros construidos em terra firme, limitando bacias posteriormente abertas por dra-

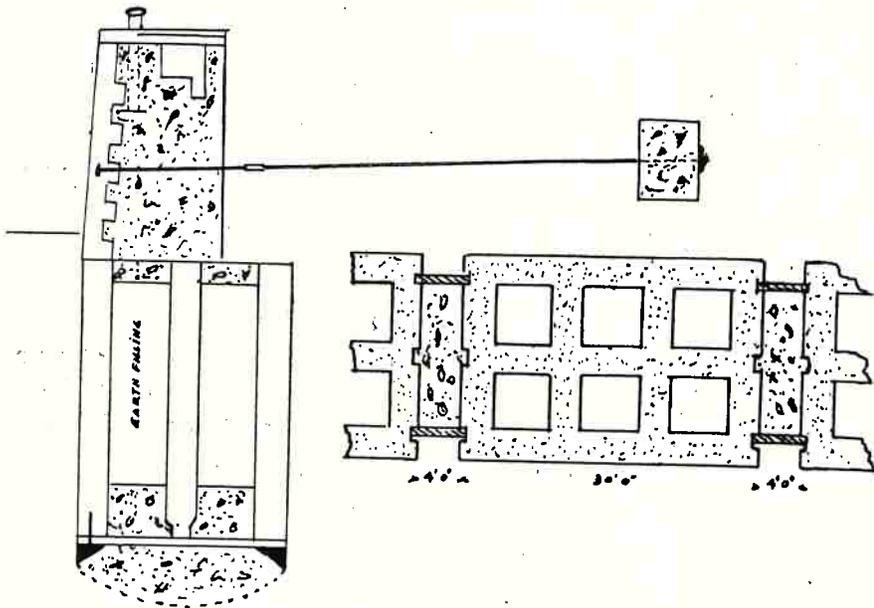


Fig. 36 — Blocos tubulares do porto de Glasgow.

gagem. O peso excessivo dessas estruturas não permitindo o seu transporte, são elas moldadas no proprio local de emprego e aumentadas á medida que progride o afundamento.

· Geralmente a excavação dentro dos poços executa-se á céu aberto, por processos mecanicos, a aplicação do ar comprimido sendo apenas exigida em alguns casos especiais de areia fluente ou de grandes infiltrações.

Subordinadas a essa contingencia, as estruturas de poços tem evoluído no sentido unico do aumento de volume das peças individuais, que de simples secções retangulares monocelulares passam aos blocos de varios poços e formas especiais empregadas no porto de Glasgow (fig. 36) (23), nas eclusas de Tilbury (fig. 37) e nos blocos fundados por ar comprimido no cais Marghera do porto de Veneza (fig. 38).

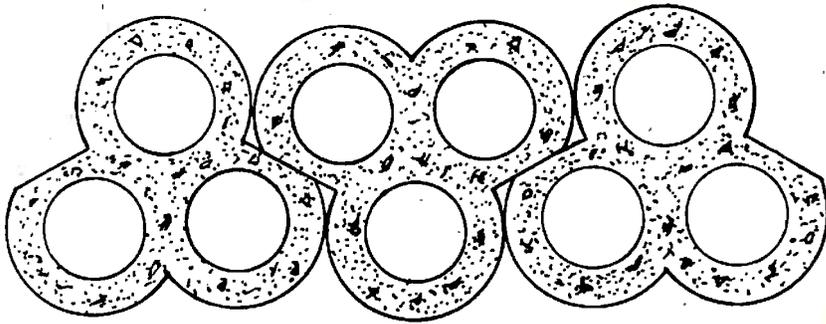


Fig. 37 — Blocos tubulares das eclusas de Tilbury — Londres.

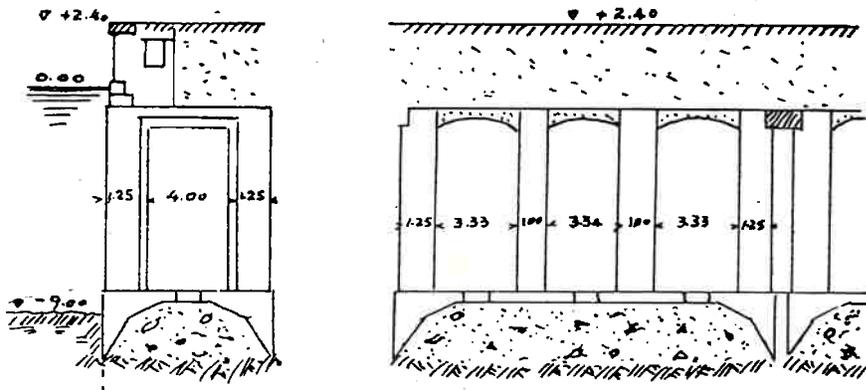


Fig. 38 — Blocos tubulares fundados por processo pneumático — Cais Marghera de Veneza.

(23) A. C. Gardner.  
The River Clyde and the Harbour of Glasgow  
The Dock and Harbour Authority — August 1938

d) *Estruturas de caixões flutuantes:* — Nas estruturas de caixões flutuantes ao contrario, os blocos multicelulares de grandes dimensões, moldados em docas fixas ou flutuantes, ou em estaleiros de construção naval, e transportados por flutuação ao local de emprego, sobre oferecer do ponto de vista tecnico as vantagens já acentuadas aos blocos de concreto moldados e curados fóra do contáto das aguas do mar, tem-se adaptado com notavel maleabilidade ás exigencias impostas aos perfis de peso pela tecnica moderna, quer pelo deslocamento de massas no seio dos blocos, conservando vazias ou enchendo de material de pouca densidade as celulas do paramento dianteiro dos caixões, quer pela adopção de perfis assimetricos, de plataformas interiores, visando a participação do terrapleno na componente vertical do peso da muralha.

Excetuando algumas applicações em portos italianos do Mediterraneo, para obras de concreto executadas com cimentos especiais puzzolanicos, efetivamente resistentes á ação quimica das aguas do mar, pode-se sempre objetar contra a primeira dessas soluções perigos de uma decomposição muito rapida dos concretos — principalmente se armados — pela infiltração inevitavel das aguas agressivas atravez a espessura necessariamente reduzida das paredes, infiltração tanto mais perniciososa quanto maior a amplitude das marés. A esse inconveniente, que o enchimento das ca-

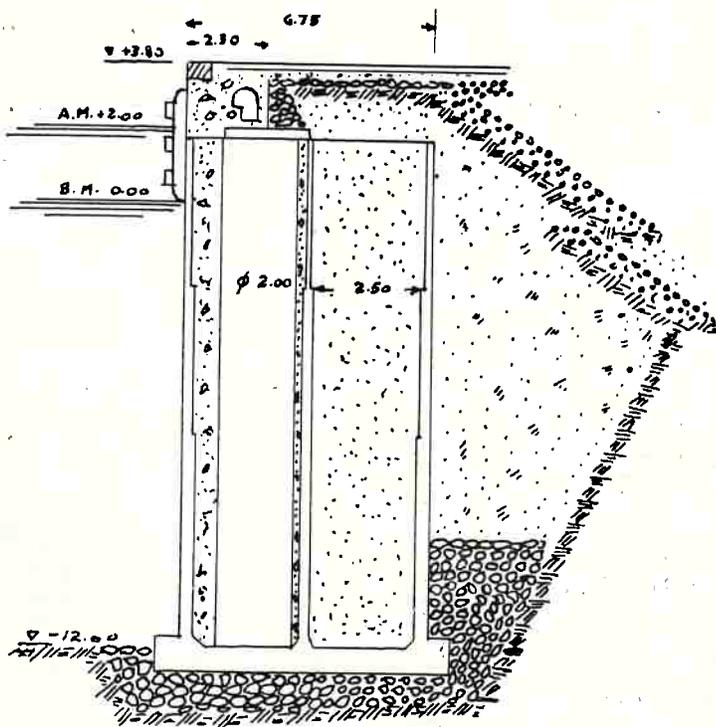


Fig. 39 — Caixões flutuantes do porto de Yokohama.

maras dianteiras com material poroso ou areia não corrige, junta-se a falta de resistencia do paramento externo do cais, reduzido a simples cortina, sujeito á ação dinamica e ritmada das vagas, ao choque e ao atrito das embarcações.

Malgrado essas restrições incontestaveis, muralhas importantes com camaras anteriores vazias, em cais para calados de 10.<sup>m</sup>00 e 12.<sup>m</sup>00 respectivamente, foram construidas com sucesso nos portos de Yokohama (fig. 39) e Touapsé (fig. 40).

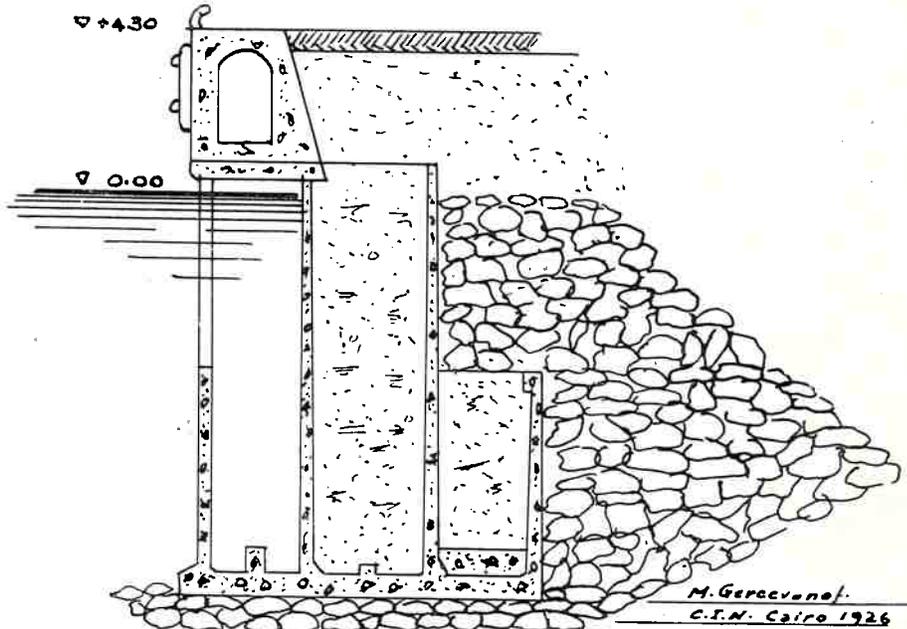


Fig. 40 — Caixões flutuantes assimetricos do porto de Touapsé.

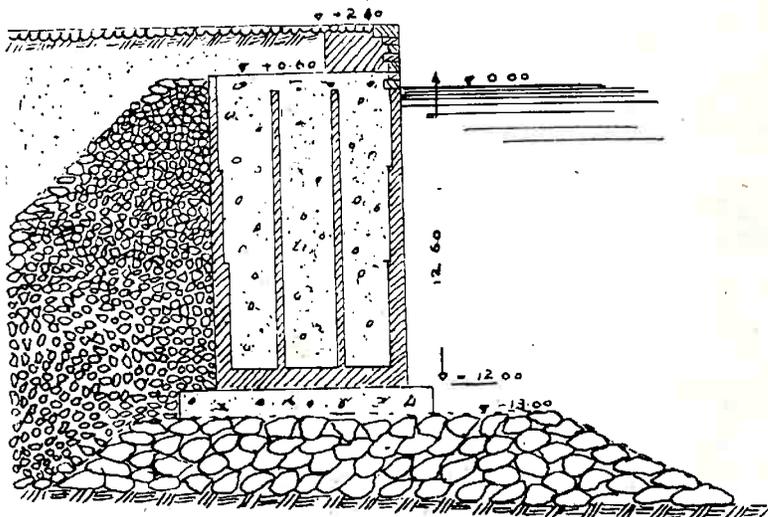


Fig. 41 — Caixões flutuantes fundados sobre pilares da bacia Wilson — Marselha.

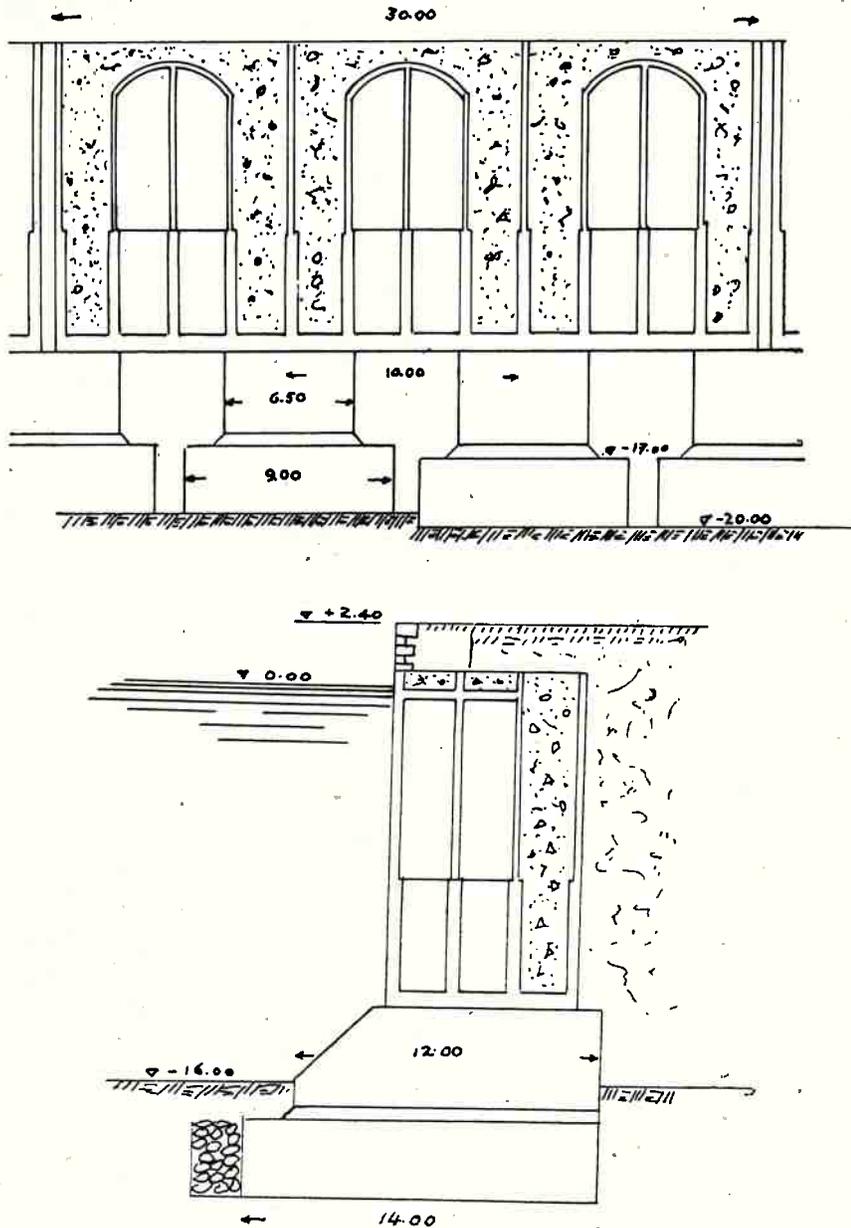


Fig. 41-a — Caixões flutuantes perdidos sobre base de enrocamento, da bacia Wilson — Marselha.

Atendendo mais diretamente á necessidade de reduzir a sobrecarga nas fundações, em massiços isolados construídos por processos pneumáticos em caixões amovíveis, nas muralhas do cais da bacia Wilson do porto de Marselha, para calados de 16.m00, nos caixões flutuantes de concreto, com 30.m00 de comprimento por 13.m00 de altura, divididos longitudinalmente em 12 células e em

tres secções transversais, foram conservadas varias duas ordens de celulas anteriores nos vãos dos massiços de apoio. As celulas do paramento interno e as correspondentes ás secções de apoio, cheias de concreto, dão á muralha vantagens dos perfis em arcadas sobre pilares, posto que a parede externa do caixão lhe assegure as características e o aspecto das estruturas continuas. As fiadas de camaras do paramento posterior, cheias como ficou dito, formam uma parede continua de vedação do aterro, dando ao perfil um grande momento resistente (fig. 41-a).

Os resaltos e plataformas do paramento interno, embora criando nessas estruturas perfis assimetricos que dificultam as operações de lançamento, de transporte por flutuação e principalmente de afundamento, reduzindo e podendo anular em determinadas condições as vantagens economicas e facilidades características dos caixões flutuantes, representam sem duvida as verdadeiras diretrizes da evolução dessas muralhas, evolução bem representada na sequencia dos perfis adotados na recente ampliação do porto de Kobe, segundo projetos dos engenheiros Sakomoto e Takawiski (24) (fig. 42).

Os caixões flutuantes empregados em 1906 na primeira ampliação do citado porto japonês, para profundidades de 9 a 11 metros em aguas minimas, apresentavam perfis simetricos de 38.<sup>m</sup>50 de extensão por 10.<sup>m</sup>00 a 11.<sup>m</sup>00 de largura na base, divididos em 20 celulas por uma parede longitudinal e nove transversais. Considerações de ordem economica e de ordem tecnica, tendo em vista as condições precarias dos terrenos de fundação, levaram a adotar na ampliação desses trabalhos, iniciada em 1919, perfis assimetricos, que malgrado dificuldades especiais de execução sacrificando características dominantes do sistema, permitiram economia da ordem de 30 % em comparação com os perfis simetricos equivalentes.

Esses novos caixões, (fig. 42) projetados para profundidades respectivamente de 9.<sup>m</sup>00 e 12.<sup>m</sup>00 em aguas minimas, caracterisam-se por uma camara dianteira de dimensão transversal particularmente reduzida em relação á largura total do massiço, e cheia de concreto, á qual segue-se uma outra camara cerca de trez vezes mais larga, cuja altura atinge apenas dois terços da altura total do perfil. Prolongando-se por uma sapata reforçada por confrortes com largura igual á da segunda camara, a base desses caixões particularmente assimetricos assegura uma larga

---

(24) S. Sokomoto — K. Tokawiski  
XIV Cong. Nav. Int. — Cairo, 1926  
Mem. n.º 37.

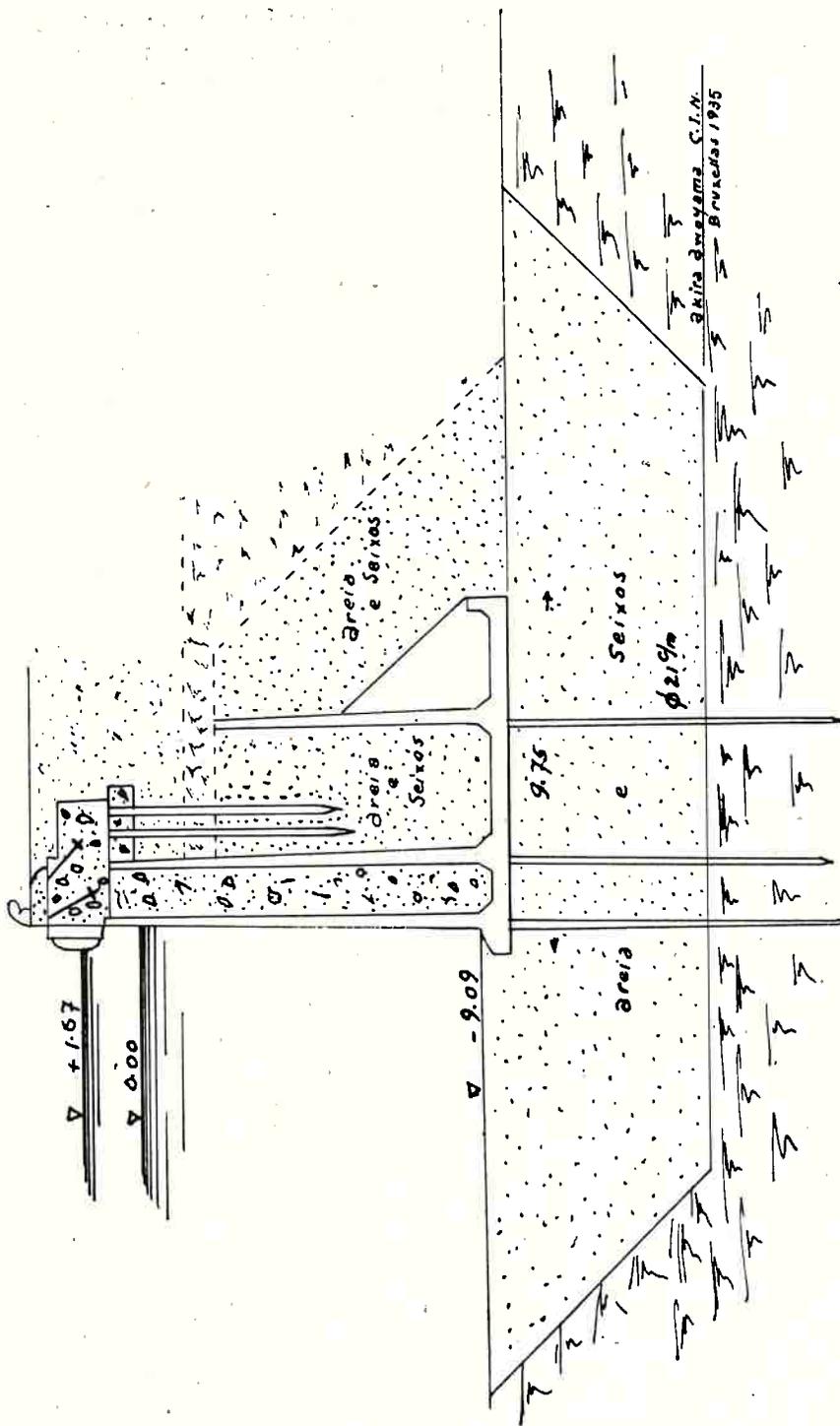


Fig. 42 — Caixões flutuantes assimétricos do porto de Kobe.

participação do terrapleno na estabilidade da muralha, concorrendo para uma distribuição quasi uniforme das pressões. Toda essa parte posterior do perfil é cheia e envolvida em um grande maciço de areia e seixos, que substitue na parte inferior da muralha uma camada de cerca de 6.<sup>m</sup>00 de terreno inconsistente do fundo natural do porto, retirada por dragagem.

Sobre detalhes da fundação dessas muralhas de Kobe, voltaremos oportunamente ao tratar dos processos de consolidação dos terrenos de fundação segundo os metodos denominados de «fundação flutuante», empregados com igual sucesso no porto militar de Spezia e nos molhes do porto de Valparaizo.

A base desses caixões assenta diretamente sobre a camada artificial de areia, e sobre tres ordens de estacas de madeira que a atravessam penetrando o terreno natural subjacente, e cuja função principal, é sem duvida aumentar a resistencia do terreno ao cisalhamento, evitando escorregamentos segundo superficies cilindricas profundas. Terminando a descrição dessas interessantes muralhas japonezas, assinalaremos o processo de solidarisação dos diversos caixões, por um maciço de concreto armado apoiando-se, parte no topo das celulas dianteiras e parte sobre estacas de madeira mergulhadas no enchimento de areia das camaras posteriores.

Procuramos assinalar nesses tipos citados de muralhas de caixões, o verdadeiro sentido da sua evolução quanto á forma dos perfis. No que diz respeito á tecnica da sua execução, acompanhando diretamente as conquistas mais modernas no campo das applicações dos concretos de cimento Portland, tem evoluído essas estruturas no sentido de uma impermeabilidade quasi absoluta das paredes, obtida pelo emprego de concretos tecnicamente dosados e curados.

Uma das objeções mais serias e mais comuns ás estruturas dessa natureza, consistiam justamente no perigo de uma decomposição muito rapida das paredes dos caixões sob ação das aguas do mar. Admittiam muitos tecnicos, que mesmo nos casos de enchimento das camaras com concretos, a falta de ligação perfeita desse material de enchimento com as paredes internas do caixão, muitas vezes recoberta já de camadas mais ou menos espessas de limo, facilitasse a circulação das aguas atravez as paredes, acelerando os processos de decomposição; e exigiam que os perfis desse tipo fossem calculados como se constituídos simplesmente do nucleo de enchimento, abstraindo-se a espessura das paredes dos caixões, consideradas como simples elementos auxiliares da construção. A experiencia tem entretanto demonstrado desnecessarias prescrições tão rigorosas, sacrificando todas as qualidades economicas do sistema. Alem dos exemplos já citados poderíamos

lembrar as aplicações do porto de Veneza (fig. 43) onde as paredes divisorias das celulas internas são vasadas, garantindo ao massiço de enchimento uma continuidade perfeita; o muro de Waalhavem, de Rotterdam, no qual apenas uma estreita celula dianteira é cheia de concreto, sendo o restante da estrutura sobrecarregada com areia (fig. 44), e os caixões particularmente largos e cheios de areia, empregados em algumas obras dos portos Neerlandezes, onde a carencia de cimento, (naturalmente importado) tornava proibitiva a aplicação de grandes massiços de concreto (fig. 45).

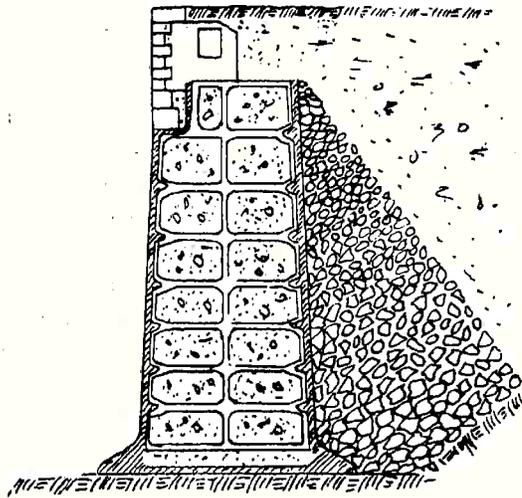


Fig. 43 — Caixões flutuantes do porto de Veneza.

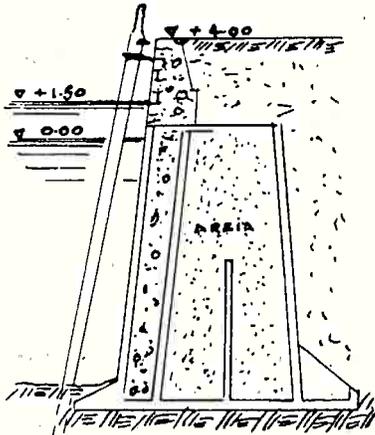


Fig. 44 — Caixões da bacia Waalhavem — Rotterdam.

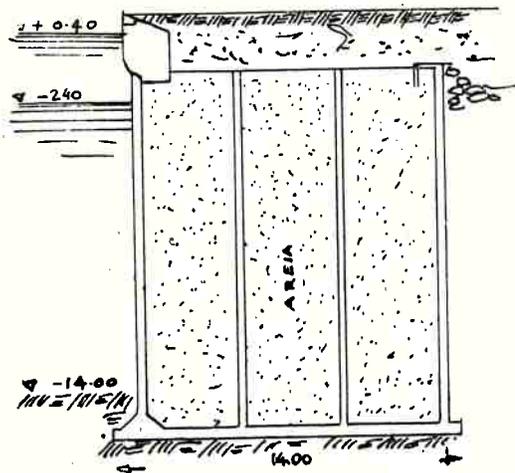


Fig. 45 — Caixões com enchimento de areia dos portos Neerlandezes.

*Sistemas de fundações:* — Já tivemos ocasião de salientar, tratando das fundações dos muros de blocos, a sua analogia com as muralhas de caixões flutuantes, e as grandes vantagens que oferecem essas estruturas em terrenos compressíveis, justamente pela facilidade de regularização e consolidação direta das camadas sobre as quais devem repousar. Referimo-nos aos processos gerais de consolidação dos terrenos e aos exemplos mais característicos de suas aplicações em muralhas de blocos.

Lembraremos apenas que nas obras em caixões flutuantes, ao lado desses tipos de fundação, empregam-se com mais frequência do que nos muros de blocos, outros sistemas, principalmente a construção, por processos pneumáticos, de massiços contínuos ou isolados de concreto e a fundação em estacadas que se respaldam á altura do terreno natural.

Exemplo do emprego simultaneo dos dois primeiros processos de fundação, no mesmo muro de cais, de acordo com a natureza dos terrenos e com a profundidade das camadas resistentes, encontra-se no porto de Marselha, aonde os mesmos caixões apoiados sobre blocos isolados construídos por ar comprimido, foram empregados sobre massiços de enrocamento com funções a um tempo de regularização do fundo e de distribuição dos esforços.

Nas fundações dessas muralhas sobre blocos ou massiços de concreto construídos por processos pneumáticos cumpre atender á pequena resistencia ao escorregamento oferecido por duas superficies lisas de concreto. Entre nós, na construção da muralha do cais do Arsenal de Marinha da Ilha das Cobras, um dos caixões assentando sobre um embasamento de concreto (construído em caixão pneumático amovível) e provavelmente recoberto de limo, sofreu um deslocamento notável quando sujeito ao empuxo dos terraplenos.

### **3) Fundação em vasa**

A fundação das muralhas de peso em terrenos de vasa, constitue necessariamente solução excepcional, adotada em casos rarissimos nos quais falham por completo outros tipos de estrutura mais diretamente indicados.

Acordam os técnicos em obras portuarias, em considerar como limite economico dos processos de consolidação e substituição dos terrenos naturais, as profundidades de 18.<sup>m</sup>00 e 20.<sup>m</sup>00 atingidas nos portos de Rotterdam e de Trieste por meio de dragagens. Além desses limites, economicamente acessíveis ás fun-

dações capazes de suportar obras de peso, desaparecem esses tipos de estrutura fundadas diretamente sobre enrocamentos, cedendo lugar aos perfis sobre fundações descontínuas de estacarias.

Entretanto, observações e experiencias que de longa data vem sendo conduzidas pelo engenheiro Barberis nas obras do porto militar de Spezia, sob condições particularmente desfavoráveis de terreno, constituído por camadas de vasa fluida de 30 metros de profundidade; repetidas com sucesso pelos engenheiros japonezes Sakamoto e Takawiski no porto de Kobe e aplicadas por George Lira nos quebra-mares de Valparaizo, conduziram a uma nova tecnica de fundações, denominada por seus precusores de «fundações flutuantes», e consistindo essencialmente na interposição de uma camada de areia «pura», entre a superficie da vasa e a fundação de massiços continuos de obras de peso.

Não cabe nos estreitos limites deste trabalho, estudo mais profundo das causas de equilibrio desses sistemas, capazes de aumentar de 0,20 kg/cm<sup>2</sup>. para 5.28 kg/cm<sup>2</sup>. resistencias especificas de terrenos, impróprios a qualquer dos tipos conhecidos de obras portuarias.

Si, par exemple, la vase est très fluide et n'acquiert de consistance qu'à une profondeur de plus de 30 métre comme on l'a constaté à La Spezia (dans le port militaire, côté occidental du golf), on ne peut adopter, pratiquement, les types de murs sur piles, ni avec fondation à air comprimé, ni avec fondations à puits, ni les types de murs sur pilotis.

diz, o engenheiro Barberis referindo-se ás condições em que foram efetuadas as experiencias aludidas. (25)

As primeiras secções do quebra-mar construído no porto de Spezia, sobre antigos enrocamentos que se supunham estabilizados, sofreram recalques que atingiram 18.<sup>m</sup>00, ao mesmo tempo que foram constatados, a distancia de cerca de 60.<sup>m</sup>00 do eixo da obra, superelevações notáveis do fundo, denunciando deslocamento de massas de vasa segundo as hipoteses dos «bulbos» de distribuições de pressões, desenvolvidas por Vierendeel e Rankine, pelos estudos mais modernos de Casagrande, de Burton e pelos notáveis trabalhos de Terzaghi.

---

(25) M. C. Barberis

XVI Congrès Internation de Navigation — Bruxelles, 1935

Memoire n.º 111.

Pela simples interposição, de uma camada suficientemente espessa de areia «pura e fina», entre o leito natural de vaza e o enrocamento de fundação, conseguiu o engenheiro Barberis, como o haviam conseguido os engenheiros japonezes em Kobe e George Lira no Chile, limitar os recalques, inevitáveis em obras dessa natureza, a quantidades perfeitamente compatíveis com a sua execução e principalmente, evitar fenômenos mais graves observados durante os primeiros trabalhos — a discontinuidade do deslocamento das obras, acelerado periodicamente e inesperadamente por bruscos desnivelamentos, atingindo por vezes alguns metros em poucas horas. Em seções imediatamente contíguas àquelas em que foram registrados recalques de 18.<sup>m</sup>00, os molhes do porto de Spezia fundados sobre bancos de areia «flutuantes» de 5 a 6 metros de altura, depositados em valas de 60.<sup>m</sup>00 de largura abertas por dragagem, sofreram apenas recalques de 0,<sup>m</sup>50 nos quatro primeiros anos, (de 1912 a 1916) que cessaram praticamente em 1927, com deslocamentos totais de 0,<sup>m</sup>80.

No porto de Kobe, para uma largura de 51.<sup>m</sup>00 na base de enrocamento, fôra adotada uma camada de areia de 4.<sup>m</sup>50, depositada em uma valeta de 18 metros apenas de largura, sob o eixo da obra, enquanto que no molhe de Valparaíso a sub-estrutura compreendia um maciço de cerca de 40 metros de espessura por 460.<sup>m</sup>00 de largura.

A' luz dos conhecimentos modernos sobre a constituição e sobre a compressibilidade das argilas, compreende-se que a dificuldade de difusão da água de constituição das vazas muito fluidas através camadas espessas de areia, e o atrito desenvolvido ao longo dos trajetos necessários ao refluxo desse material sobre as grandes áreas recobertas, criem esforços interiores capazes de equilibrar o efeito das cargas transmitidas pelas fundações de obras de peso.

## B — MUROS DISCONTINUOS

Paralelamente à evolução que vimos acentuando nas muralhas de peso, considerações principalmente de ordem econômica conduziram a técnica das obras portuárias ao estudo dos perfis descontínuos os mais variados, alguns dos quais oferecem interesse especial, pelas generalizações que permitem ou pelos problemas particulares que resolveram.

Na realidade, nem apenas a fatores de ordem econômica e a subordinações puramente construtivas se limitam as considerações que influem na escolha definitiva de um perfil de cais. A par

dessas considerações, outras dizendo respeito ao regimen das correntes, muitas vezes de capital importancia nos portos construidos em estuarios ou em bacias fortemente influenciadas pelas correntes de maré, indicam a conveniencia de paramentos continuos ao longo dos quais não se perturbem regimens de arrastamento favoraveis a manutenção das profundidades, ou ao contrario, condições precarias de abrigo, aconselham perfis interrompidos em cujas arestas se amortecem as vagas que de outra forma viriam perturbar a condição primacial de tranquilidade, característica de um porto.

A' medida que os terrenos de fundação se apresentam mais profundos — as camadas de vasa recobrimdo estratos resistentes aumentando de espessura — os tipos de muralha de peso se vão tornando cada vez menos economicos. Aos perfis continuos tendem a substituir com vantagens os tipos discontinuos em arcadas, do segundo trecho do cais do porto do Rio de Janeiro e de Lisbôa, fundados por processos pneumaticos em rocha, a profundidades relativamente pequenas; os da bacia Penhouët do porto de Saint Nazaire cujos pilares são blocos de poços tubulares atravessando po« «haváge» direta, camadas de 18.<sup>m0</sup> de vasa para fundar-se ainda em rocha, com dificuldades particulares, (fig. 46); as muralhas das bacias de Chartrons e Bacalan no porto de Bordeaux em abobadilhas de 12.<sup>m00</sup> de vão, sobre pilares fundados a ar comprimido em uma camada de argila endurecida, 12.<sup>m00</sup> abaixo do fundo da bacia (fig. 47); os cais de Aiguillon no porto de Nantes cujos pilares são constituídos por massiços de concreto coroando enrocamentos isolados e suportados por uma serie de estacas de madeira atingindo o terreno resistente (fig. 48), e outros exemplos, nos quais a natureza dos terrenos superficiais ainda permite a sustentação dos aterros por simples enrocamento, atingindo nos desvãos dos arcos a aresta inferior do paramento do cais, a profundidades conquistadas geralmente por dragagem.

Evoluindo ainda, de conformidade com a consistencia e com a espessura das camadas de aluvião que cobrem o terreno resistente de fundação, no proprio porto de Bordeaux foram empregadas, nas muralhas de cais de Bourgogne (fig. 49) e de uma bacia interna de flutuação (fig. 50) variantes desses mesmos tipos de arcadas sobre pilares fundados por processos pneumaticos, nos quais o enrocamento de sustentação de aterro, que no primeiro atinge apenas a cota 3.<sup>m00</sup> abaixo das nascenças dos arcos, completado por uma mureta em caixões flutuantes, é suprimida inteiramente no segundo, onde o terrapleno é suportado, á altura do fecho das abobadilhas por uma plataforma horisontal de concreto, apoiada em estacas de madeira cravadas até o terreno resistente. A carga transmitida ao solo pelos enrocamentos necessarios ao fechamento das arcadas, reduzida aproximadamente a metade no

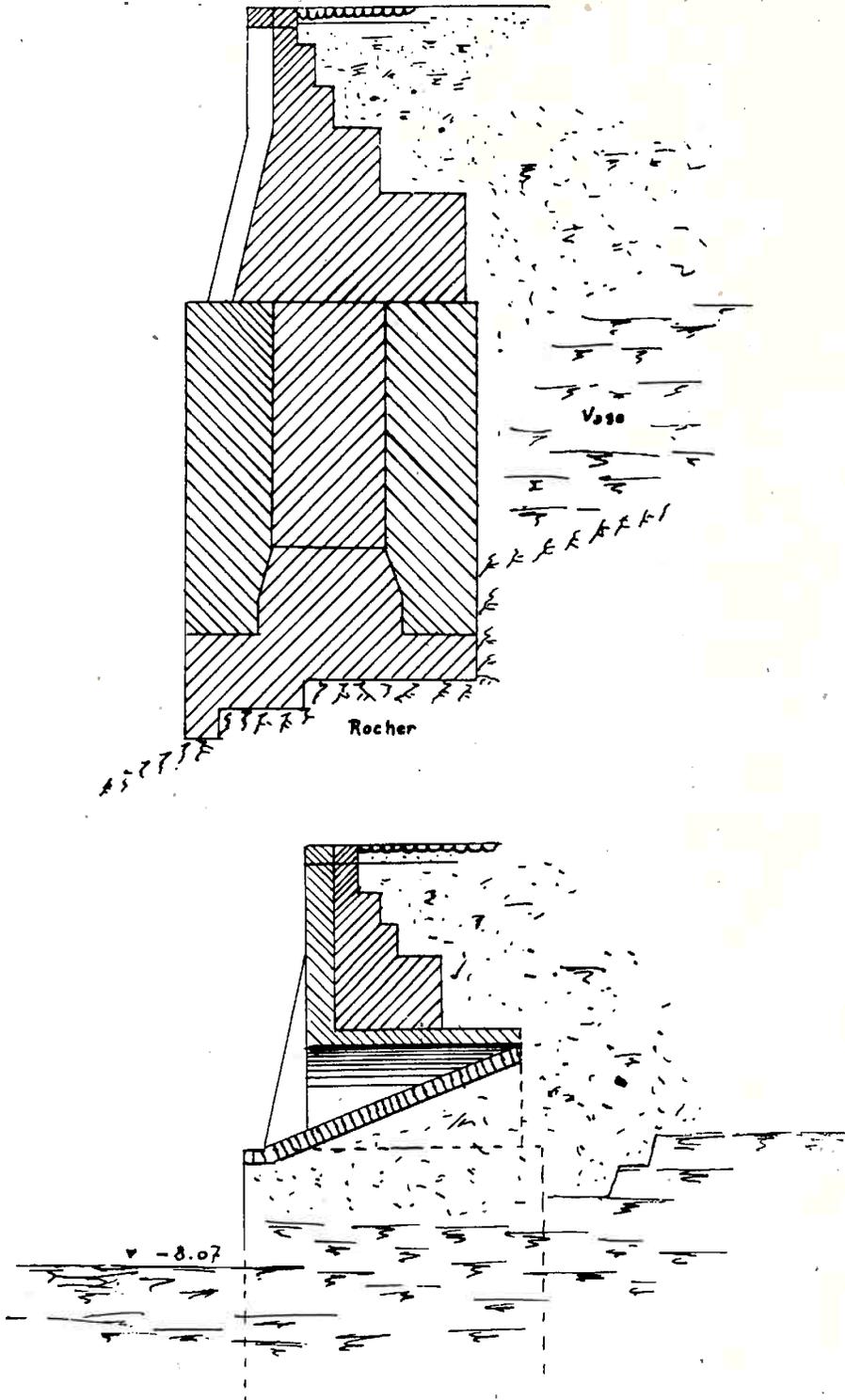


Fig. 46 — Cais discontinuo — pilares de blocos tubulares da  
bacia Penhouët de Saint Nazaire.

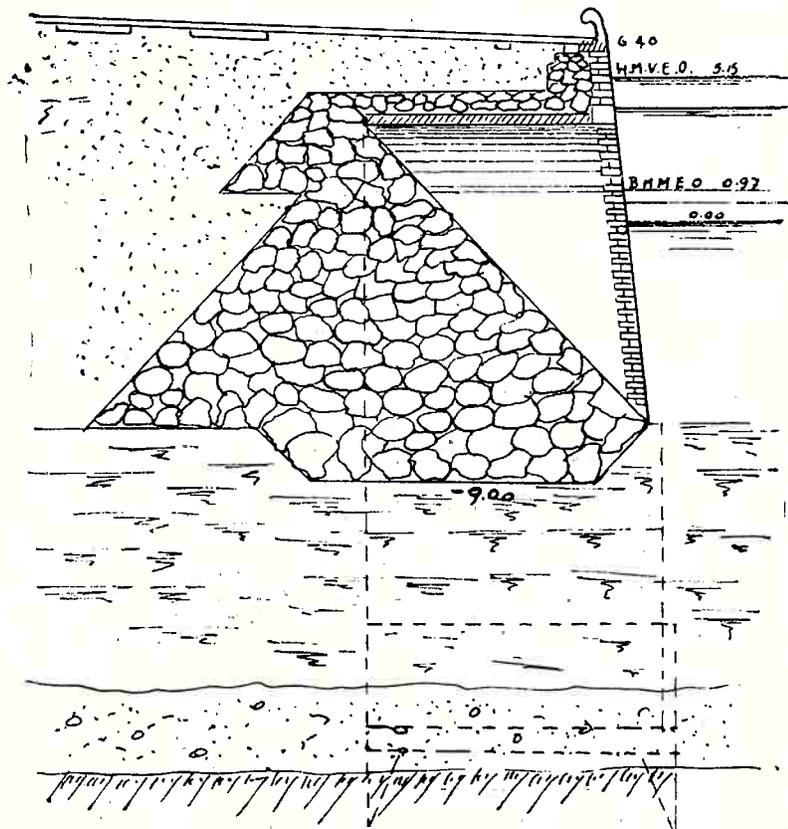
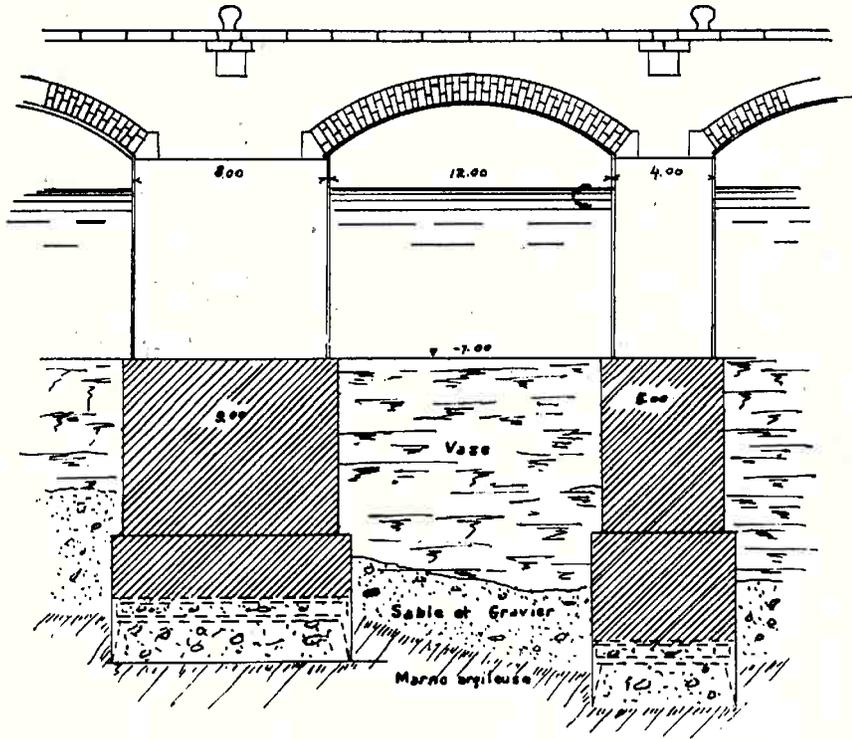


Fig. 47 — Bacia Chartrons et Bacalon — Bordeaux.

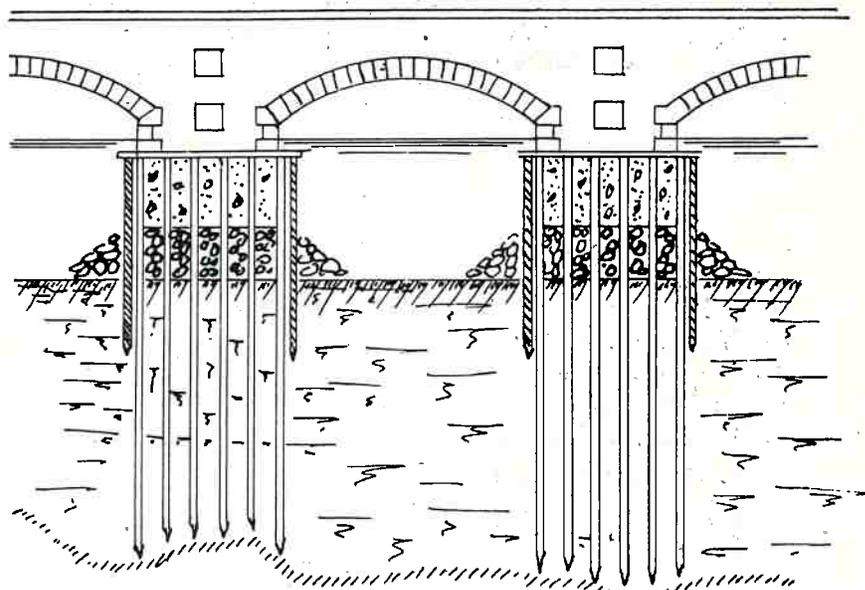


Fig. 48 — Cais Aiguillon — Nantes.

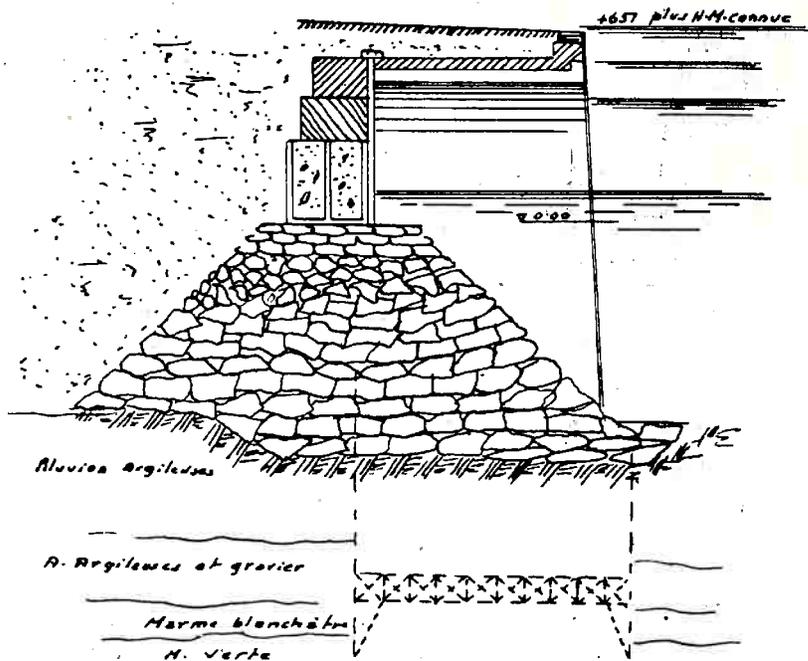


Fig. 49 — Cais de Bourgogne — Bordeaux.

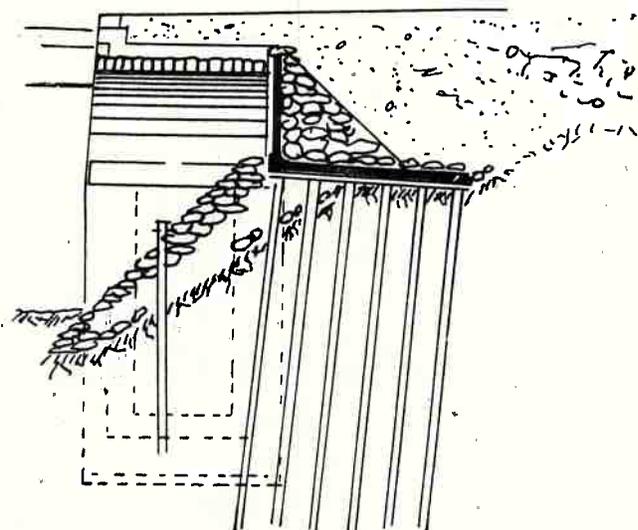


Fig. 50 — Muro da bacia n.º 2 de flutuação — Bordeaux.

primeiro caso, foi totalmente suprimida no segundo, sendo apenas o talude natural das terras protegido por um empedramento.

Seria desnecessário, em um estudo de perfis, distinção das estruturas descontínuas entre as que devem ser fundadas em rocha e as que se apoiam em terrenos compressíveis. A própria possibilidade de aplicação do tipo de muralhas em arcadas, presuppõe indeformabilidade do leito de fundação dos pilares, ao contrário de outros tipos de muralhas, para as quais podem ser tolerados recalques às vezes notáveis.

Já nos referimos às muralhas do cais de Bourgoigne e da bacia de flutuação N.º 2 do porto de Bordeaux como exemplos clássicos das obras de peso em sua transição das estruturas plenas para os perfis mais leves das muralhas descontínuas, evolução cujo estagio inicial se encontra perfeitamente definido — sob o ponto de vista funcional como sob o ponto de vista construtivo — nos muros de cais de Lisboa e do porto argentino de Rosario. (figs. 51/52).

O primeiro é obra característica da «idade da alvenadria», se assim se pode caracterisar o periodo anterior ao advento do concreto como elemento dominante das estruturas; a outra, mais recente emprega já na fundação de alguns pilares estacaria de concreto armado.

No cais de Lisboa, os pilares de alvenaria construidos pelo mesmo processo empregado no primeiro trecho de cais do porto

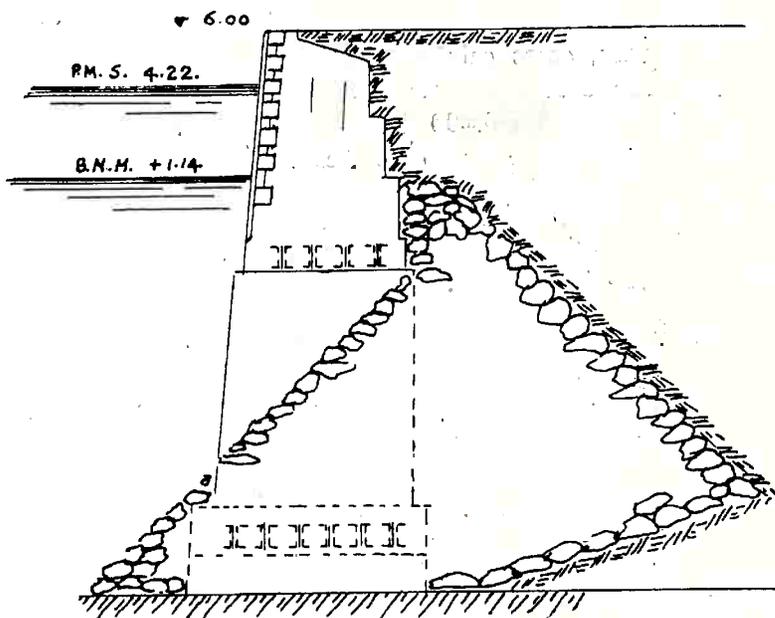


Fig. 51 — Muralhas discontinuas do porto de Lisboa.

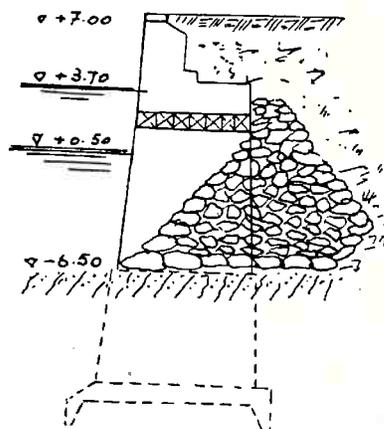


Fig. 52 — Muralhas discontinuas do porto de Rosario.

do Rio de Janeiro, em ensecadeiras metalicas amoviveis sobre caixões perdido do mesmo material, são respaldados á cota — 2.<sup>m</sup>00 sob o nivel de maré minima para constituirem especie de massiços isolados da fundação discontinua de uma muralha comum de peso, de perfil trapezoidal, com 8.<sup>m</sup>00 de altura, construida em caixões flutuantes metalicos, constituídos por uma base fixa

de 1.<sup>m</sup>30 de altura, prolongada até o nível máximo das águas pelas paredes amovíveis de uma ensecadeira metálica. Transportados por flutuação, esses caixões são assentados sobre as pilastras por lastreamento com a própria muralha, cuja construção se prosegue a seco, até a cota 6.<sup>m</sup>00 do capeamento, dando-se-lha á base forma de abobadilha de 1.<sup>m</sup>50 de flexa.

No cais de Rosario, apenas o perfil se modifica para uma forma mais leve, de 6.<sup>m</sup>50 de altura, com uma base de 6.<sup>m</sup>25, reduzida na metade do perfil para 2.<sup>m</sup>00.

Nas muralhas de Lisbôa os pilares assentam diretamente sobre o terreno resistente ou sobre um embasamento artificial de pedra e areia, substituindo camadas mais espessas de vasa, retiradas por dragagem; no porto argentino do Rio Paraná os pilares construídos pelo mesmo processo de caixões pneumáticos perdidos fundam-se ainda diretamente em terrenos naturais até a cota — 23.50 (17 metros abaixo do terreno natural) ou sobre grupos de estacas de concreto armado, quando os terrenos resistentes se encontram a profundidades maiores, entre 28.<sup>m</sup>00 e 30.<sup>m</sup>00. As cabeças dessas estacas, respaldadas á cota conveniente, eram envovidas pelo concreto do massiço de fundação, dentro da câmara de trabalho dos caixões pneumáticos.

O inconveniente do processo construtivo dessas muralhas já foi assinalado no estudo da construção do cais do porto do Rio de Janeiro. As grandes massas metálicas do contraventando dos caixões perdidos e principalmente do caixão flutuante constituindo base da superestrutura, atravessando os massiços das muralhas e aflorando ao contáto das águas agressivas, facilitam infiltrações altamente nocivas á conservação das alvenarias, principalmente no caso do porto de Rosario, em que essa parte fica dentro da faixa de oscilação dos níveis d'água, em zona francamente influenciada ainda pelas marés, aonde se verificam desnivelamentos de 6.<sup>m</sup>50, capazes de provocar intensa circulação de água através dessas soluções de continuidade dos massiços.

As formas mais avançadas dessas estruturas, distinguem-se nitidamente dos exemplos citados pelo abandono sistemático dos caixões perdidos na base das superestruturas. O processo construtivo das arcadas varia naturalmente entre largos limites, de conformidade com o aparelhamento e o material a empregar. Nas grandes aplicações das arcadas do porto de Bordeaux empregaram-se frequentemente cimbres flutuantes de estrutura metálica; no cais «delle Grazie» do porto de Génova os arcos são construídos por secções cujas formas apoiam-se por meio de tirantes em uma estrutura metálica em forma de arco, colocada acima do extradorso, e finalmente, nas muralhas do segundo trecho do cais

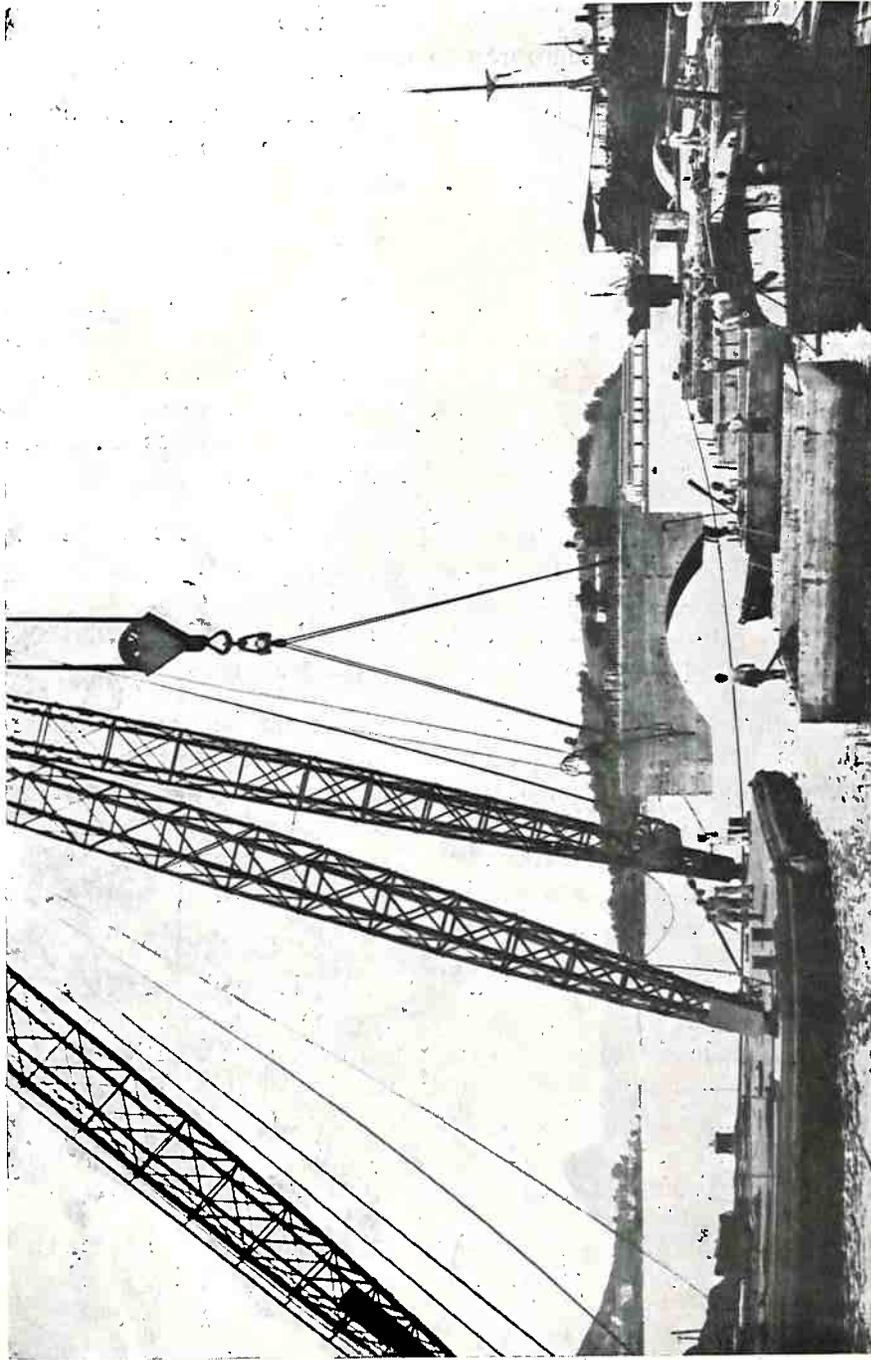


Fig. 53 — Montagem de uma arcada no cais da Ilha Viana -- R. de Janeiro.

do porto do Rio de Janeiro e da ilha do Vianna as arcadas construídas em terra, em secções de 4.ª35, transportaram-se ao local de aplicação por cabrea flutuante, evitando o dispendioso aparelhamento de cimbres, cujo numero necessariamente limitado dificulta o desenvolvimento rapido dos serviços. (Fig. 53).

Os pilares, como se vê claramente na fotografia, são constituídos por caixões pneumáticos perdidos de concreto armado, construídos em carreiras comuns e transportados por flutuação.

O aproveitamento de um aparelho flutuante de suspensão obrigou nesse caso a um artifício digno de registro, consistindo na moldagem da arcada em duas fases: na primeira a altura do fecho foi reduzida á suficiente para a resistencia ao peso proprio e ás manobras de transporte, garantindo ao massivo peso total compatível com o aparelho de suspensão; na segunda fase, o arco já no local, ampliava-se essa altura garantindo amarração das duas partes pela ferragem claramente visível na fotografia.

Esse processo de arcadas premoldadas oferece vantagens especiais nos portos onde grandes oscilações de maré obrigariam a moldagem dos arcos abaixo dos níveis máximos das águas, acarretando dificuldades construtivas e os inconvenientes do contato imediato dos concretos com a água do mar.

Outros exemplos de obras desse mesmo genero não oferecem nos detalhes de sua estrutura características particulares; repetem, variando as dimensões dos pilares ou o vão das arcadas as mesmas linhas gerais dos projetos anteriormente citados. Distinguem-se entretanto por profundas diferenças nos processos de fundação que estudaremos oportunamente e pelos artifícios especiais de sustentação dos terraplenos.

Adstritos por um lado á segurança das embarcações e por outro lado á pequena flexa permitida ás arcadas, cujas nascenças, para facilidade de construção devem ficar em geral acima do nível mínimo das águas, o espaçamento dos pilares nesse tipo de muralhas varia em geral entre limites estreitos que vão dos 10.ª00 fixados para o segundo trecho do cais do porto do Rio de Janeiro aos 12.ª50 dos arcos abatidos das muralhas de Bordeaux.

As arcadas podem ser simplesmente apoiadas em redentes dos pilares como no porto nacional citado, transmitindo-lhes apenas a resultante vertical do peso proprio e das sobrecargas.

Entretanto, se da exigencia de uma grande sobrecarga ou da conveniencia de um espaçamento entre pilares maior que o normal, obrigando adoção de arcos particularmente abatidos, resultam empuxos consideráveis sobre os encontros, recorre-se em

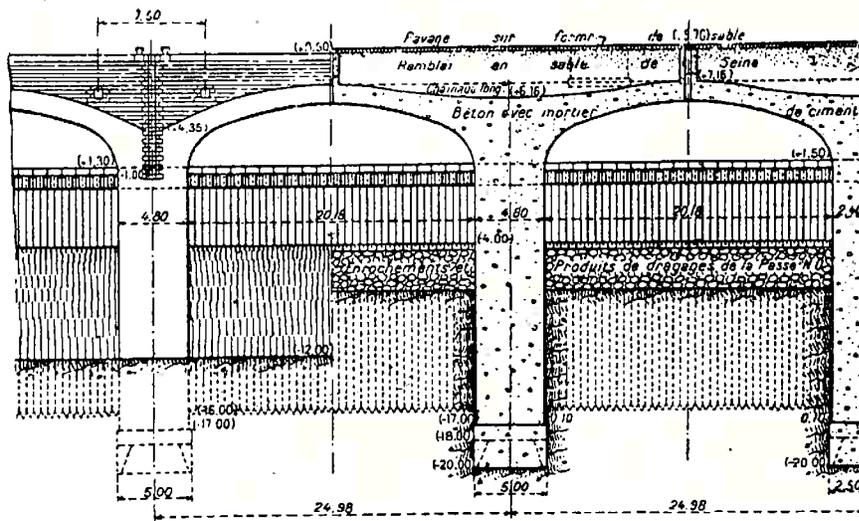


Fig. 54 — Perfil de arcadas com tirantes do porto do Havre.

geral, de preferencia a um dimensionamento anti-economico dos pilares, ao emprego de tirantes: metalicos e mergulhados na propria massa do extradorso dos arcos como nas muralhas do cais do Havre (fig. 54) ou de concreto armado ao nivel de suas nascentes, como na estrutura do cais Pirmil do porto de Nantes, para sobrecargas de 6 tons. por metro quadrado. (fig. 54-a).

As muralhas da bacia de maré do Havre para calados de 12.m00 (fig. 53) oferecem exemplo de arcos eliticos particularmente abatidos, de 20.m18 de vão livre, entre pilares de 4.m00 de face por 13.m50 de largura, construidos em caixões pneumaticos perdidos que atingiram cotas entre 16.m00 e 23.m00, dando ás muralhas — sujeitas á uma oscilação de maré de cerca de 9.m00 — alturas que atingiram 32.m50 em alguns pontos.

Os arcos, em concreto, fazendo corpo com o massiço dos pilares, são articulados no fecho aonde medem 1.m30 de espessura e suportam um aterro de 2.m80 sustentado por mureta frontal igualmente de concreto, faceada de cantaria.

Uma armadura particularmente reforçada, de trilhos, mergulhada no concreto dos arcos e dos pilares, obsorve os esforços

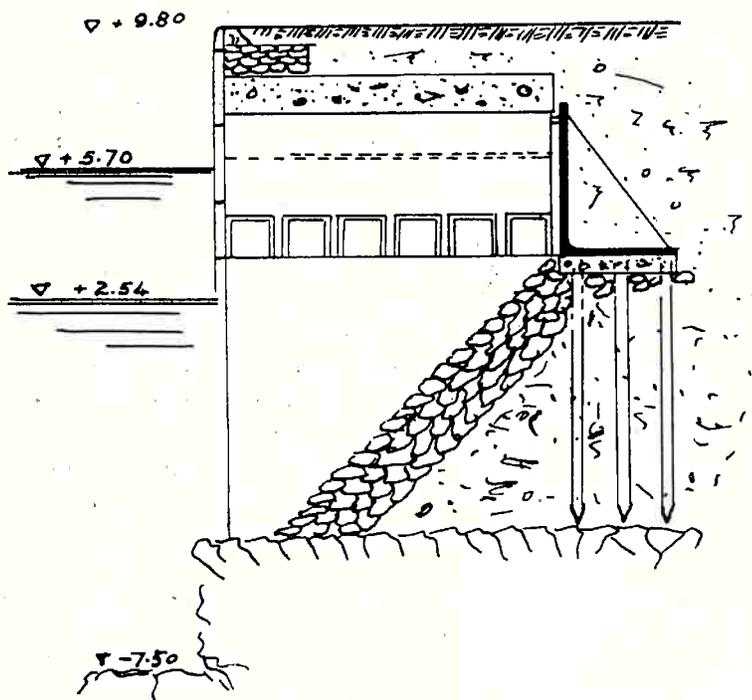
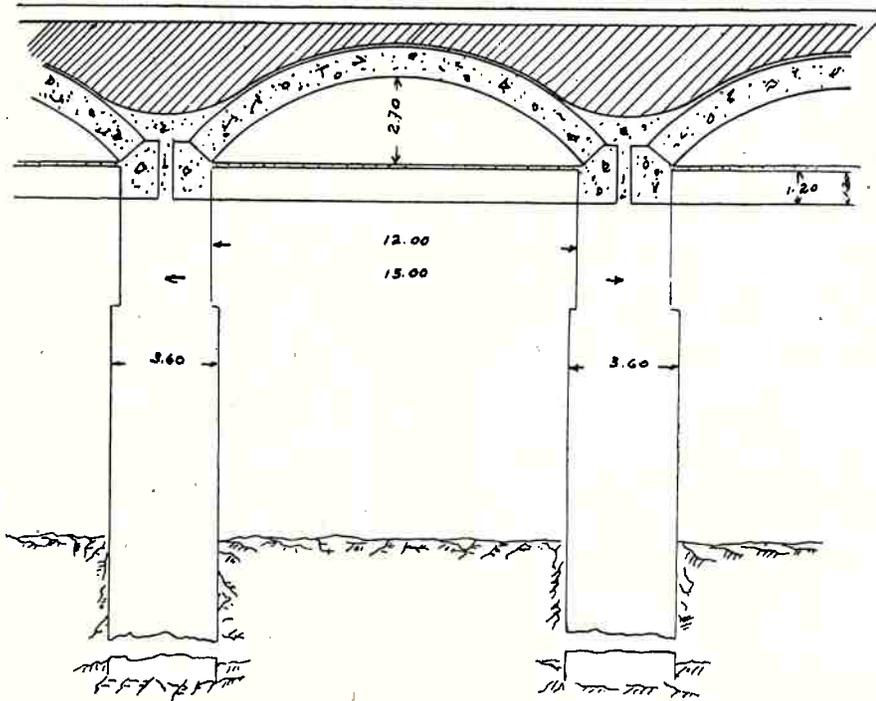


Fig. 54 a — Perfil em arcadas com tirantes — Cais Pirmil — Nantes.

tangenciais desenvolvidos nos casos de uma distribuição desigual da sobrecarga.

No cais Pirmil de Nantes os pilares medem até 20.m00 de altura com 3.m60 de largura na base e 3.m00 acima do 0.00 hidrografico, e o empuxo é totalmente suportado por uma serie de tirantes de concreto armado em forma de U invertido, cujo dorso se alteia nas extremidades formando plano de encontro dos arcos (fig. 54 a).

Os tirantes de concreto armado ao nivel da nascença dos arcos, zona geralmente compreendida na faixa de oscilação das marés, são em principio condenaveis. Posto que se lhes possa sempre fixar, como no caso em apreço, taxas de trabalho e perfis compatíveis com o material empregado, em detrimento embora do criterio economico da estrutura, os esforços de distensão em peças de concreto armado sugeitas á ação agressiva das aguas do mar, contribuem decisivamente para a sua desagregação, pelo ataque das armaduras atravez a fissuração inevitavel dos recobrimentos.

Das estruturas nas quais os empuxos transmitidos pelos arcos são absorvidos por tirantes ao nivel das nascenças, decorreram intuitivamente as plataformas em vigas retas, quando o emprego do concreto armado permitio idealisação de estruturas suficientemente leves, resistindo a um tempo á ação mecanica das sobrecargas exigidas pelos cais modernos, e ao ataque das aguas marinhas agressivas.

Longe de serem originais, essas estruturas planas, empregadas em todos os tempos como rudimentares instalações de portos secundarios, resurgiram para applicações maiores, em muralhas de cais e generalisam-se, á medida que aumenta a tecnica do concreto armado e a confiança no seu comportamento em obras portuarias, mercê das facilidades construtivas e da economia incontestavel que permitem.

O primeiro cais em plataforma nervurada de concreto armado parece ter sido executado no porto de Barcelona, sobre pilares de blocos artificiais espaçados de 8.m00, assentando diretamente á cota — 11.m20, sobre uma camada incompressivel de areia. Os terraplenos eram sustentados — como em geral nos tipos discontinuos — por um enrocamento continuo. (Fig. 55).

Frequentes exemplos de applicação desses perfis encontram-se no porto de Genova, construidos com o fito principal de diminuir quanto possivel a largura da face vertical dos pilares, contra os quais se vinham chocar com violencia, ondas do setor SE desabrigado. E' evidente, que a substituição dos paramentos verticais

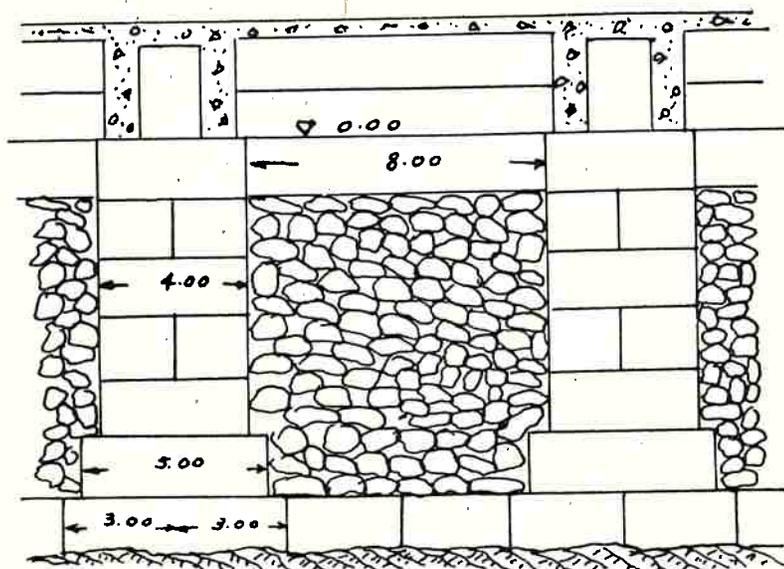


Fig. 55 — Caís de plataforma do porto de Barcelona.

pelos taludes dos enrocamentos não poderia resolver o problema da agitação do mar ao longo das muralhas, solucionado posteriormente pela construção de oportunas obras de proteção. Ficaram entretanto, interessantes exemplos desses tipos de muralha nos caís de Boccardo, de Gadda e de Malapaga, com espaçamento de pilares respectivamente de 11.<sup>m</sup>50 para os dois primeiros e 10.<sup>m</sup>00 para o último. Os pilares, de 3.<sup>m</sup>70 e 3.<sup>m</sup>80 de largura são construídos em Genova por processos pneumáticos, enquanto que na bacia Morrot de Barcelona existem tipos dessa categoria cujos pilares são constituídos por blocos artificiais.

As superestruturas, constituídas por simples lages em concreto armado apoiadas livremente nos pilares, não oferecem particularidade maior que as impostas pelas rigorosas condições de trabalho para que devem ser calculadas. Além de sobrecargas uniformes que variam de 2 toneladas, adotadas geralmente para caís comerciais, até 5 toneladas por metro quadrado exigidas por exemplo para os caís de carvão do porto particular de Imbituba, esses estrados devem suportar o tráfego de trens, e a movimentação do aparelhamento normal do caís, concentrando em determinados alinhamentos sobrecargas acidentais notáveis.

Da simples substituição dos pilares massivos dessas muralhas pelos apoios discontinuos, decorre o termo mais avançado da evolução das muralhas de caís, transformando-se sob a contingencia de fa-

tores economicos cada vez mais dominantes, das formas massiças dos perfis trapezoidais de alvenaria, para as estruturas semi-pesadas das obras mais modernas de concreto armado, que estudaremos em categoria especial da classificação que adotamos.

### **1) Fundações em rocha**

As muralhas descontínuas sobre arcadas, encontram nos terrenos de rocha suportando sem deformações grandes sobrecargas concentradas, as condições mais favoráveis de sua aplicação. Os pilares em que se apoiam as superestruturas dessas obras são geralmente monolíticos, construídos e fundados por processos pneumáticos, algumas vezes de blocos de poços tubulares fundados a céu aberto, ou de caixões flutuantes de concreto assentados sobre massiços construídos em caixões pneumáticos amovíveis.

De um modo geral entretanto, qualquer dos processos de fundação anteriormente citados para as obras contínuas, poderia ser empregado.

#### **Pilares monolíticos**

a) *Fundações em enseadeiras*: — A's restrições já assinaladas para esse processo em terrenos de rocha, para as muralhas contínuas, juntam-se inconvenientes de ordem económica, excluindo de um modo geral o emprego das enseadeiras nas fundações descontínuas desse tipo de obras.

b) *Fundações pneumáticas*: — Como exemplo característico da aplicação do processo de fundação pneumática de pilares em fundos de rocha, citaremos a construção dos 1391.<sup>m</sup>00 do segundo trecho de cais do porto do Rio de Janeiro, construído entre 1924 e 1929 em seguimento á muralha contínua do primeiro trecho, por técnicos nacionais de firma inteiramente nacional — a Companhia Nacional de Construções Cívicas e Hidráulicas — sob a direção do engenheiro Arthur Rocha. Merece menção especial a primeira obra portuária de vulto executada pela engenharia brasileira, tão desautorizada ainda, naquela época, á concorrência das organizações congêneres estrangeiras.

Por proposta da firma construtora, em variante oferecida á concorrência pública, a muralha contínua do primeiro trecho de

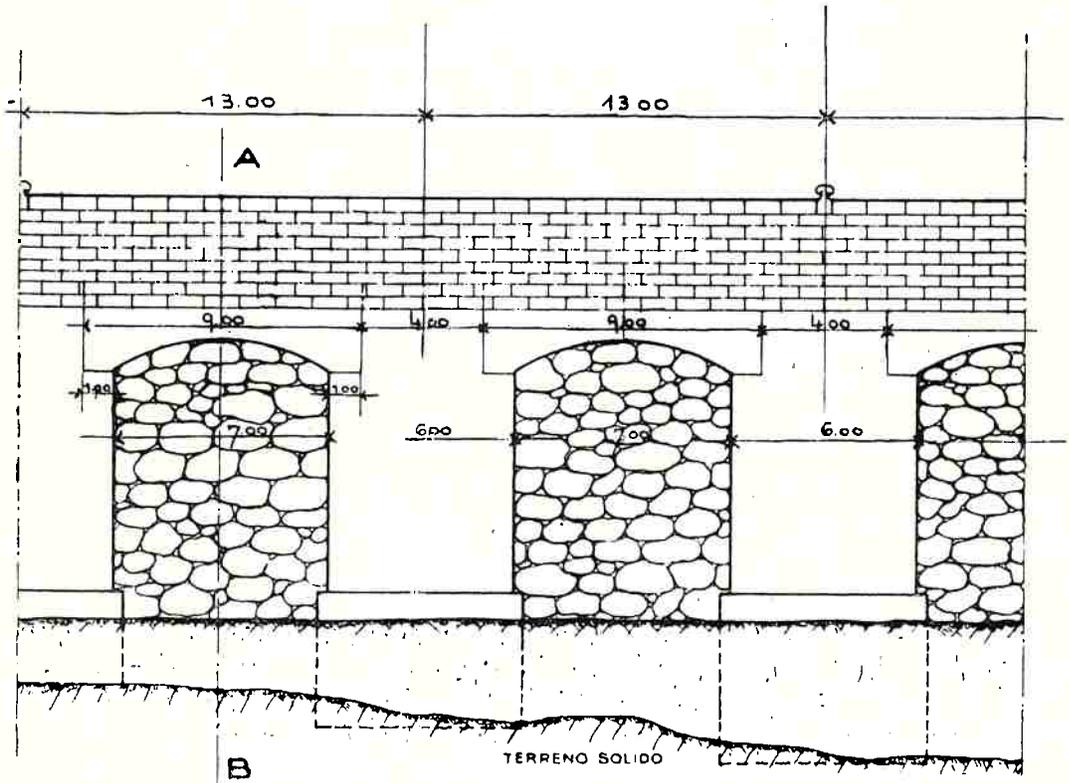
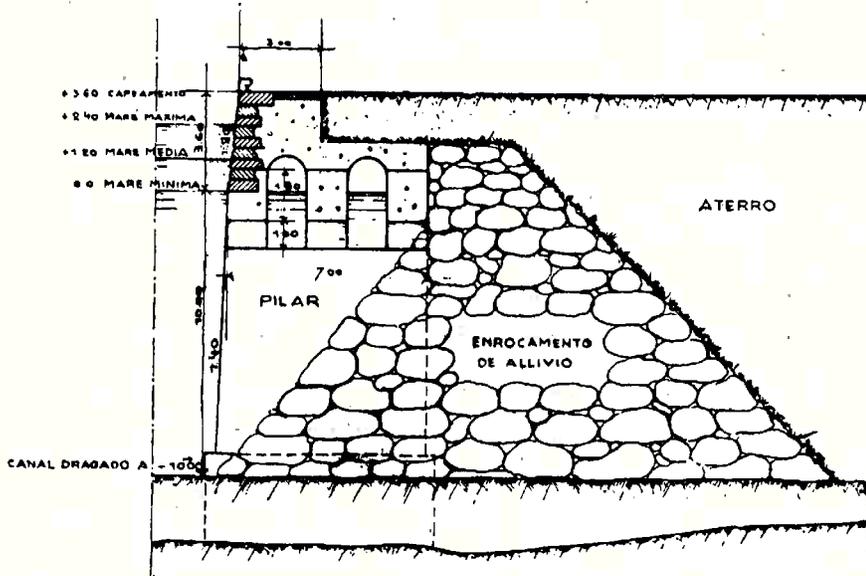


Fig. 56 — Perfil de arcadas do segundo trecho de muralha do cais do porto do Rio de Janeiro.

cais (\*) foi substituída por um tipo em arcadas sobre pilares, segundo o tipo geral empregado pouco antes em Lisboa, no porto de Genova, no cais Pirmil de Nantes, na bacia de maré do Havre, no cais Penhouët de Saint Nazaire, em Bordeaux etc. e pela mesma firma em um trecho de cais particular dos estaleiros de construção naval da Ilha do Viana, na própria baía de Guanabara (fig. 56).

Da comparação entre esse perfil e os exemplos citados, resalta de início a simplicidade da estrutura adotada, como do seu confronto com o trecho anterior do mesmo cais resulta uma compreensão nitida da evolução das muralhas de peso.

Na construção dos pilares evitou-se pelo emprego dos caixões pneumáticos amovíveis, a solução de continuidade dos massiços fundados em caixões perdidos e os inconvenientes da introdução, no corpo das alvenarias, de massas de ferro em contáto com a água do mar.

Os enrocamentos, que no perfil primitivo continuo funcionavam apenas aliviando o empuxo das terras, passaram, com pequeno aumento de volume, a suporta-lo integralmente nas secções vasadas da estrutura. E as arcadas, construídas em geral «in loco» foram substituídas por peças fundidas em canteiros terrestres, transportadas por uma cabrea flutuante. Considerando que á época em que foram executadas essas obras a experiencia não autorizava ainda o emprego de cimentos nacionais, mesmo em serviços comuns de construção fóra da ação nociva das águas do mar, compreende-se a importancia particular da redução consideravel do volume de alvenarias, resultante da substituição dos perfis considerados, permitindo economia de cimento, importado áquella época a preços elevadissimos.

Os caixões amovíveis empregados nessa segunda fase da construção do porto do Rio de Janeiro mediam 9.<sup>m</sup>50 x 9.<sup>m</sup>50 externamente e eram constituídos, como os tipos correntes de caixões metálicos amovíveis, por uma camara de trabalho de 2.<sup>m</sup>30 de altura prolongada para a parte superior por um reservatorio de compensação, atravessado pela chaminé de serviço. (figs. 57 a-d).

Como elucidam perfeitamente as figuras, esses caixões eram transportados e sustentados por um aparelho especial flutuante formado de dois pontões ligados por uma estrutura metálica, entre cujos montantes principais movia-se livremente o caixão no sentido vertical, por meio de aparelhos especiais de suspensão.

---

(\*) veja Fig. 6.

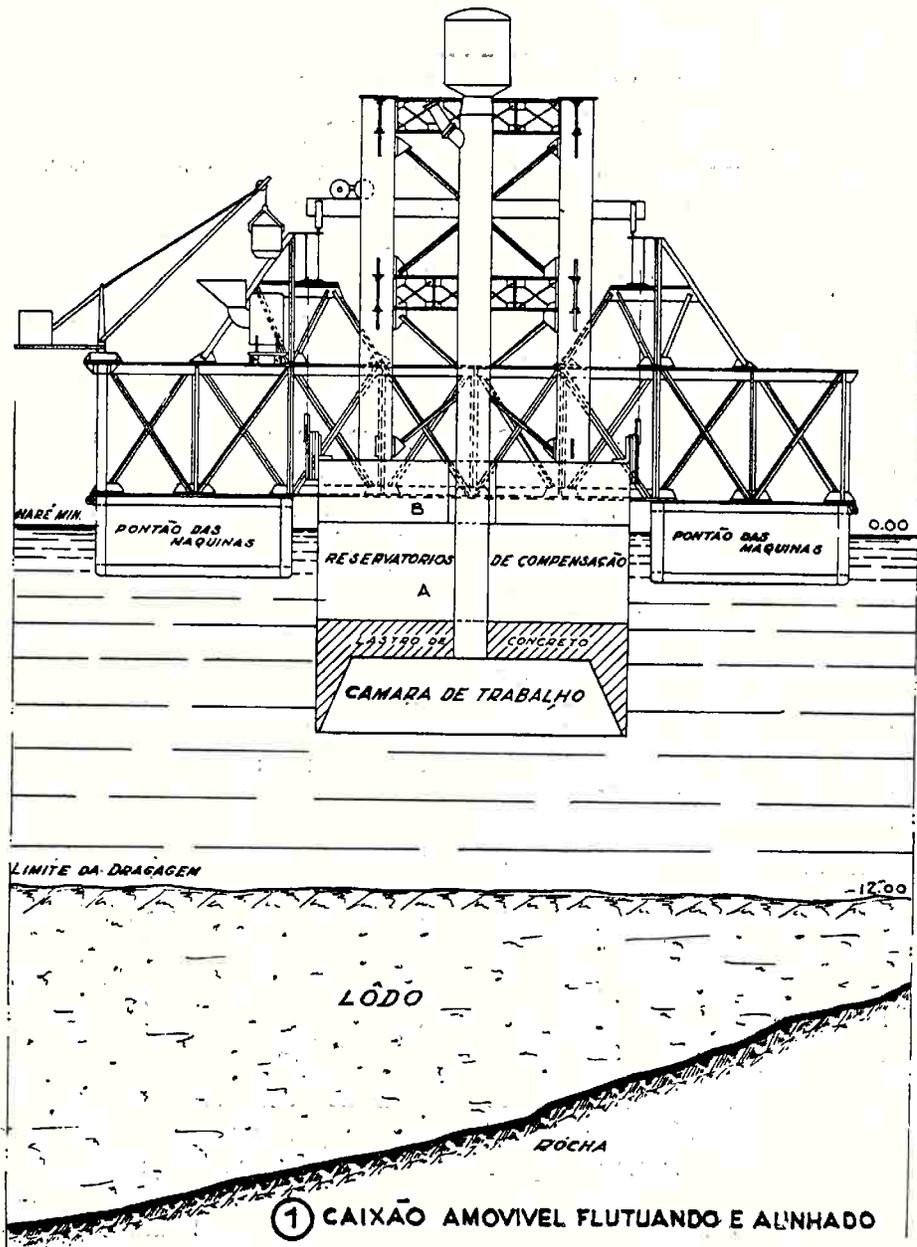


Fig. 57 — Fases sucessivas da construção pneumática dos pilares do segundo trecho do cais do porto do Rio de Janeiro — 1924-1929.

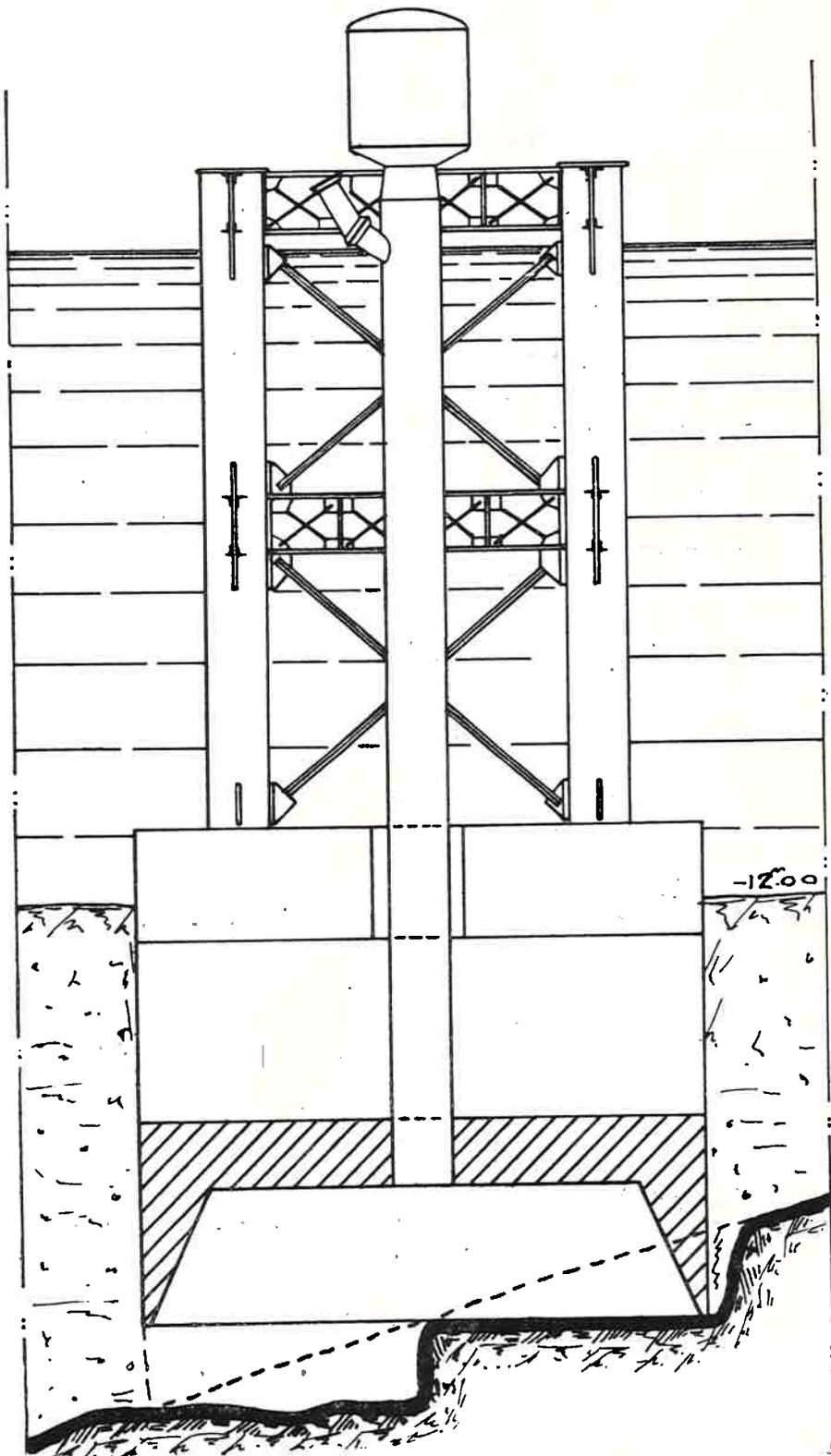


Fig. 57-a

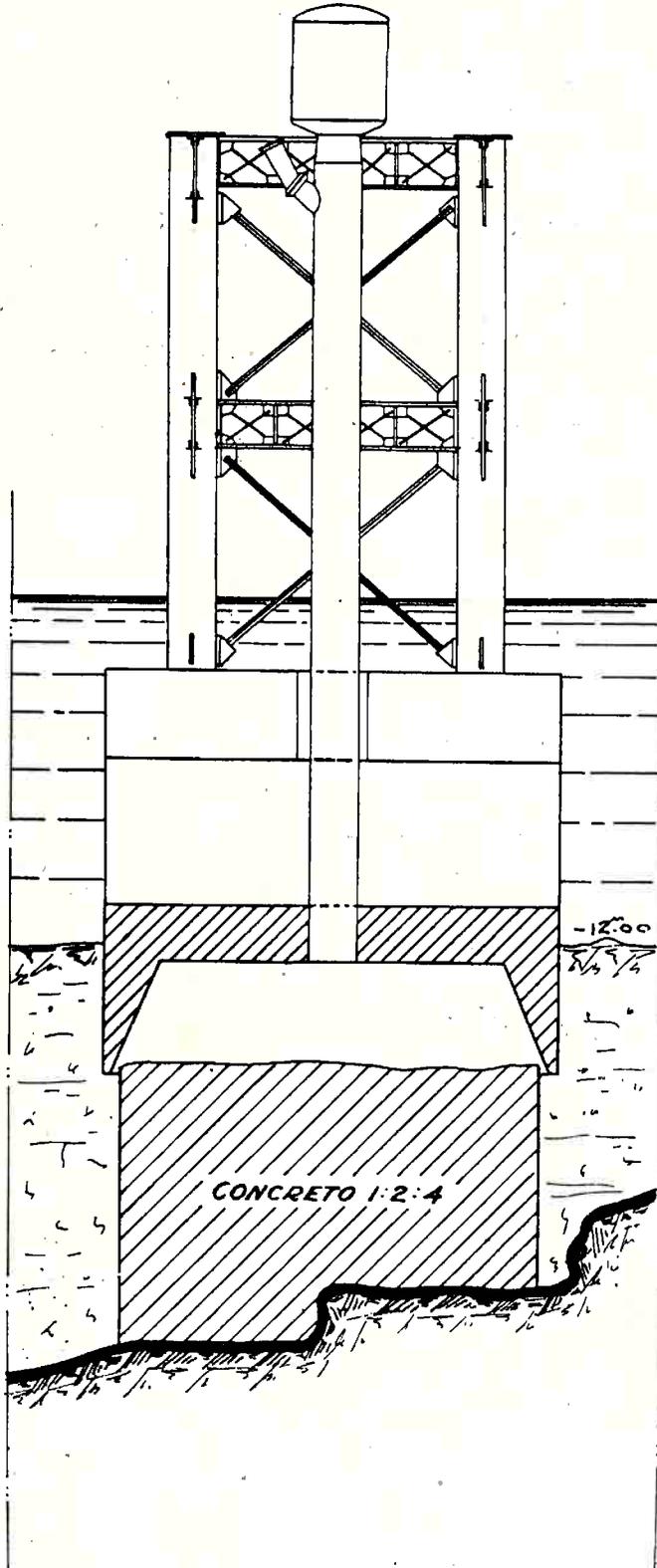


Fig. 57-b

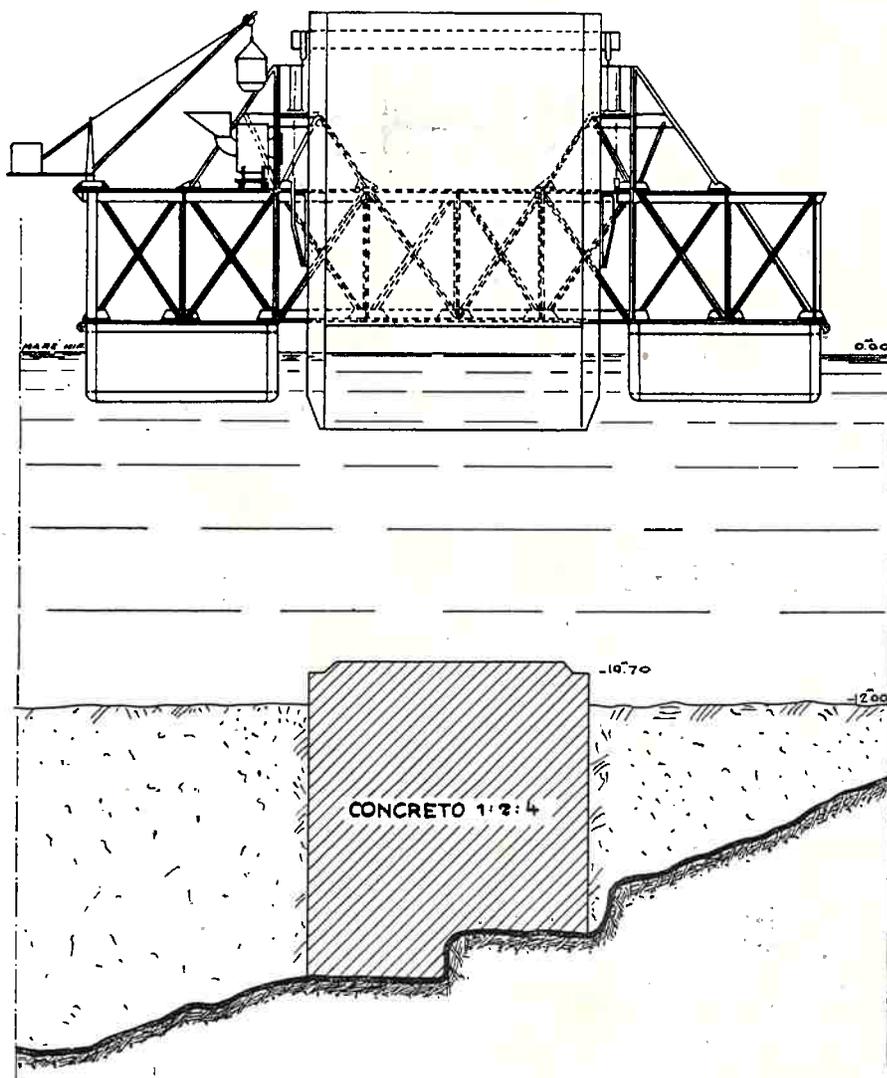


Fig. 57-c

Lastreado por uma camada de concreto sobre o teto da camara de trabalho que lhe assegurasse preponderancia suficiente de peso, e depois de devidamente locado, os caixões eram descidos até contáto com o solo e iniciada a excavação pelo processo normal, até preparo definitivo do leito de fundação. E iniciava-se a construção do massiço de fundação dentro da mesma camara de trabalho, progressivamente suspensa, até a cota fixa de respaldo, pouco acima do fundo dragado da bacia.

A construção da muralha, continuava-se daí em diante a céu aberto, no recinto de uma enscadeira movel igualmente me-

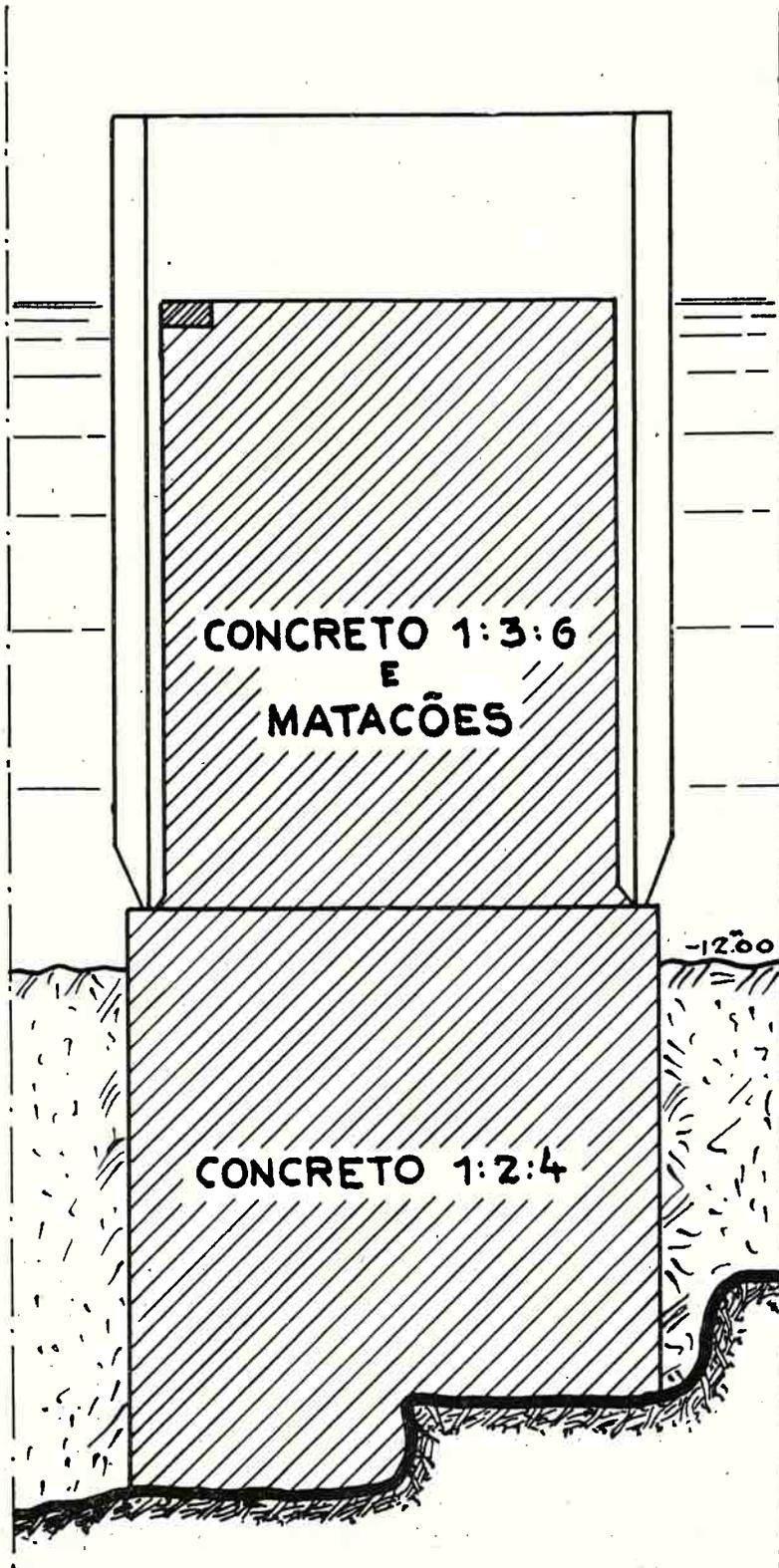


Fig. 57-d

talica cuja aresta inferior vinha repousar sobre o respaldo do massiço terminado.

Afim de facilitar a locação dessa ensecadeira sobre o topo do embasamento, operação sempre difícil e morosa, o massiço de fundação era respaldado com um rebaixo ao longo de toda a periferia, que sobre garantir um perfeito alinhamento dos elementos da muralha, facilitava ainda a vedação da base da ensecadeira.

Dificuldades especiais vencidas durante esses trabalhos de fundação, quando a rocha submarina se apresentava fortemente inclinada, deixam prever as precárias condições em que se fundam muitas vezes, sobre simples camadas regularisadoras de enrocamento ou sobre colchões de sacos de concreto, as muralhas descontínuas em blocos artificiais (cais do porto de Vitória) ou os grandes massiços de caixões flutuantes tão recomendáveis em terrenos compressíveis.

Em 1904, o contrato Walker firmava o preço de £ 450 por metro linear do perfil normal de muralha contínua, correspondente a 7:000\$000 aproximadamente em moeda nacional, ao cambio medio de 15\$500 por libra, vigorante no periodo do contrato. Em 1924-1929 o contrato da Companhia Nacional de Construções Civas e Hidraulicas estabelecia o preço de 12:330\$314 por metro linear do seu perfil, que admitindo para a libra o valor medio de 50\$000 durante o periodo da construção, deveria corresponder a menos de £ 250, ou seja o valor proporcional de 22:500\$000 para a muralha Walker. Esses preços, evidentemente aproximados, demonstram entretanto, em condições tão dispares de cambio, de preço de mão de obra, de material, e circunstancias tão diferentes de empresas construtoras, além das vantagens economicas intrinsecas do tipo mais racional de estrutura escolhida, — avaliada geralmente em bases de 40 % — as possibilidades necessariamente ponderáveis, de organizações nacionais, aparelhadas e tecnicamente organizadas para serviços desta natureza.

c) *Estruturas de blocos tubulares*: — Exemplo bem característico de muralha de arcadas sobre pilares fundados por poços tubulares encontra-se no porto de Saint Nazaire, no cais Penhouët. Os pilares de 9.<sup>m</sup>00 x 12.<sup>m</sup>00 em planta, são blocos tubulares de concreto afundados por «havage» direta, atravez uma camada de vasas e argilas atingindo em alguns pontos espessuras de 18.<sup>m</sup>00, até a superficie particularmente inclinada da rocha, cujo nivelamento foi executado pelo mesmo processo, em condições difíceis e originais. Para esse trabalho, a ser executado dentro da camara medindo 5.<sup>m</sup>60 x 8.<sup>m</sup>60, obrigando cortes de mais de 4.<sup>m</sup>50 em

rocha viva, desde que o bloco atingia, por uma de suas arestas, a parte mais elevada da rocha, procedia-se o escoramento do bloco — cujo peso ascendia a cerca de 2.000 toneladas — por meio de pontaltes de madeira, e á construção de uma enscadeira de pranchões em torno da parte suspensa do bloco, reiniciando a excavação do material de cobertura e da propria rocha, em um degrão de 1.<sup>m</sup>50. Uma vez preparado assim novo leito á aresta do caixão o escoramento era retirado de uma só vez pela destruição simultanea de todos os pontaltes do escoramento por meio de pequenas cargas de explosivo colocadas em cada um deles. Essa operação foi repetida em media tres vezes para cada pilar (fig. 58).

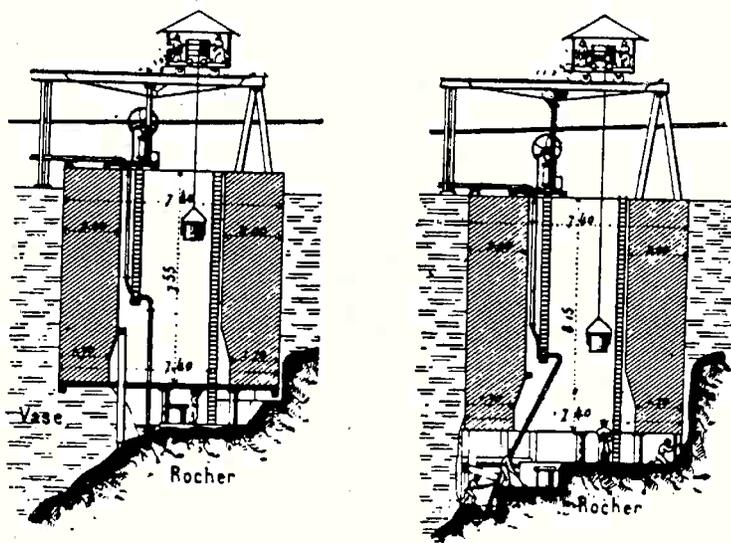


Fig. 58 — Fundação em poços dos pilares da muralha de Saint Nazaire.

E' facil imaginar o custo proibitivo de uma estrutura continua em condições tão desfavoraveis.

## 2) Fundação em terrenos compressiveis

a) *Pilares monoliticos*: — Os processos gerais de fundação não diferem essencialmente se os pilares devem fundar-se em rocha ou em terrenos menos resistentes. De qualquer forma devem ser atingidas camadas suficientemente resistentes para evitar recalques futuros incompativeis com o tipo de estrutura e se essa solução não é possivel, fundam-se os pilares sobre grupos de estacas como nas muralhas do cais Aiguillon do porto de Nantes (fig. 48).

Geralmente, nesses terrenos, a sustentação do terrapleno é feita por meio de plataformas apoiadas em estacas de madeira ou concreto, como no cais da bacia de flutuação n.º 2 de Bordeaux, ou por meio de outros artifícios, visando a diminuir sobre as camadas superficiais, a pressão transmitida pelos grandes massiços de enrocamento.

b) *Estruturas de blocos*: — Como exemplo de muralhas descontínuas sobre pilares de blocos artificiais encontram-se apenas estruturas de plataformas como nos muros da bacia Morrot de Barcelona, onde a superestrutura em vigas retas de concreto armado assenta diretamente sobre uma pilha de blocos artificiais, e o aterro é sustentado por um enrocamento comum (fig. 55).



IV

Obras semi-pesadas

Definimos de inicio como «obras semi-pesadas», em contra-posição ás «obras de peso», áquelas para cuja estabilidade concorre imprescindivelmente a cravação de determinados elementos no terreno de fundação; a ancoragem por meio de tirantes, ou ainda; o treliçamento das peças constituindo as estruturas rígidas dos cavaletes. Subdividimos a categoria em muralhas com plataforma e muralhas sem plataforma. Distinguem-se por sua vez das «muralhas leves», constituídas pelos elementos particularmente delgados das estacas ou das cortinas de estacas pranchas, caracterizadas por processo construtivo especial.

a) Estruturas de plataforma

1) *Cais de tubulões*: — Os «cais de tubulões» decorrem imediatamente como termo de evolução das «muralhas discontinuas de plataforma», quando sob a contingencia de economia de construção, substituíram-se os encontros massiços dessas estruturas por pilares discontinuos, cuja estabilidade propria exige cravação nos terrenos de fundação. Longe de constituirem — como já tivemos ocasião de assinalar — um genero novo de estrutura, as muralhas de plataforma desse tipo podem ser consideradas, em um outro sentido, como evolução de arcaicas estruturas de tubulões e plataformas metalicas, empregadas principalmente em portos inglezes, resurgidas para aplicações mais generalizadas, quando os conhecimentos mais perfeitos sobre o comportamento dos concretos em aguas marinhas e a interpretação mais judiciosa dos primeiros insucessos de sua aplicação em estruturas leves, vieram demonstrar, que ao desconhecimento dos principios elementares da tecnica desse material, mais do que ás qualidades intrinsecas dos cimentos

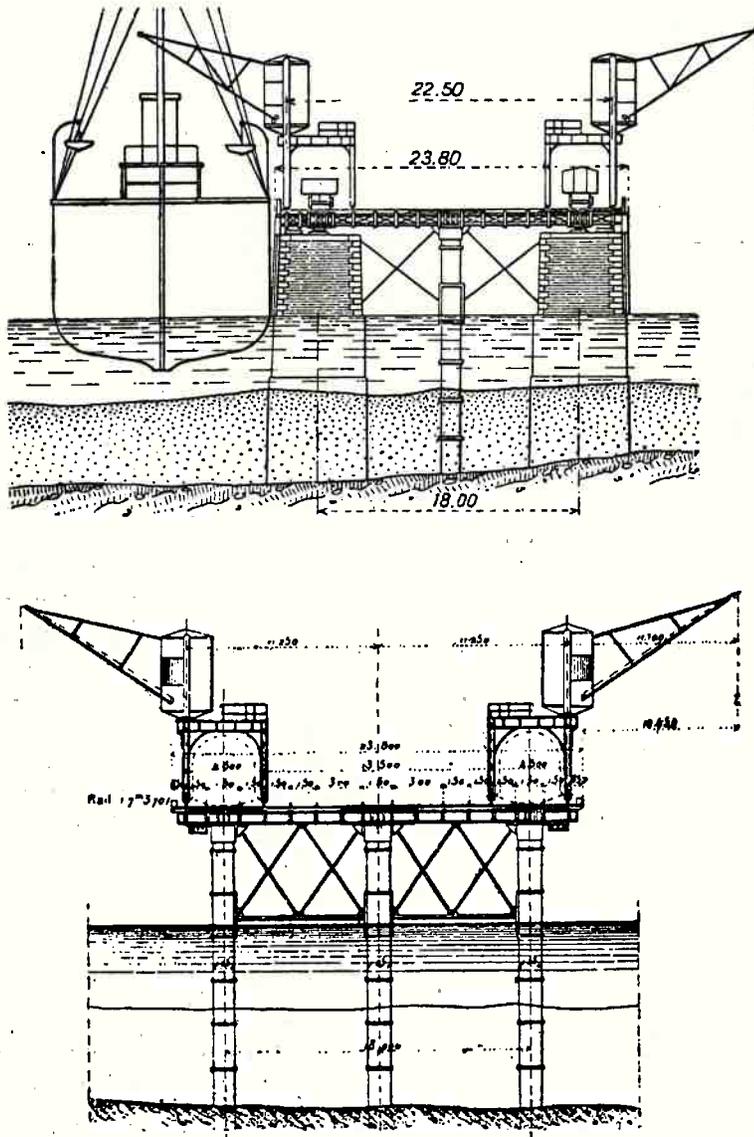


Fig. 59 — Estacadas de Pauillac.

com que eram manipulados, cabia a responsabilidade das rapidas desagregações que durante alguns anos limitaram o seu emprego ás pesadas estruturas massiças dos caixões perdidos e flutuantes das muralhas de peso.

Coube a tecnicos nacionais que em mais de dois decenios de ininterrupta atividade tem produzido no Brasil o que de mais valioso existe em obras portuarias, e em especial ao preclaro engenheiro Arthur Rocha, a gloria incontestavel da aplicação racio-

nal dessas estruturas, empregadas pela primeira vez pela Companhia Nacional de Construções Civas e Hidraulicas nas pontes do Rio Estrela, (Baixada Fluminense); nas pontes de atracação de Vilegaignon, Rijo e Boqueirão; na rampa para hidro-aviões da I. do Galeão, e hoje consagradas, já no estilo mais evoluído de seus sucessivos melhoramentos, pela aplicação em cinco obras portuarias de vulto, nas condições as mais diversas, em portos nacionais de varias categorias, em plena fase construtiva: — São Sebastião em São Paulo, Imbituba, Mucuripe, Natãl e Aracajú.

Como exemplos das primeiras aplicações desses tipos de obras em estruturas inteiramente metalicas e depois de concreto, cita Prudon (26) as estacadas de Pauillac na margem esquerda do Gironde, construidas em 1898 e o molhe de escala do porto de Verdon na embocadura do mesmo rio.

A primeira dessas obras, é constituída por um estrado metalico, apoiado sobre series de tres pilares cilindricos de fonte, de 1.<sup>m</sup>25 de diametro, afundados por «havage» ou por processos pneumaticos até a cota — 12.<sup>m</sup>00 a — 18.<sup>m</sup>00, onde repousavam diretamente sobre rocha. A intervalos de 40.<sup>m</sup>90 no sentido longitudinal da obra, os tubulões externos eram substituidos por pilares quadrados de alvenaria, fundados igualmente em rocha, e construidos por meio de ar comprimido em caixões amoviveis (fig. 59).

O molhe de escala do Verdon permite acostagem pelas duas faces para navios de 12.<sup>m</sup>00 de calado e mede 240.<sup>m</sup>00 de comprimento por 38.<sup>m</sup>00 de largura. A superstrutura, constituída por um estrado de concreto, repousa sobre colunas de concreto armado de 4.<sup>m</sup>00 de diametro, espaçadas de 14.<sup>m</sup>00 de eixo a eixo no sentido transversal e de 20.<sup>m</sup>00 no sentido longitudinal (figs. 60 e 60-a).

Essas colunas, de 21.<sup>m</sup>50 de comprimento total, pesando 290 tons. compunham-se de uma secção cilindrica terminada na parte inferior por uma calote esferica de 7.<sup>m</sup>50 de diametro, que se prolongava para o interior do cilindro a guisa de diafragma, deixando apenas livre uma abertura de 1.<sup>m</sup>00 de diametro, onde se adaptava uma chaminé permitindo transforma-la em camara pneumática de trabalho. No topo superior, a parte cilindrica se alargava em uma especie de flange, ao qual se iam adaptando sucessivamente aneis metalicos de uma ensecadeira de 8.<sup>m</sup>00 de diametro, á medida do afundamento da coluna.

---

(26) Louis Prudon  
Travaux Maritimes, Vol. III, pg. 70  
Paris, 1936.

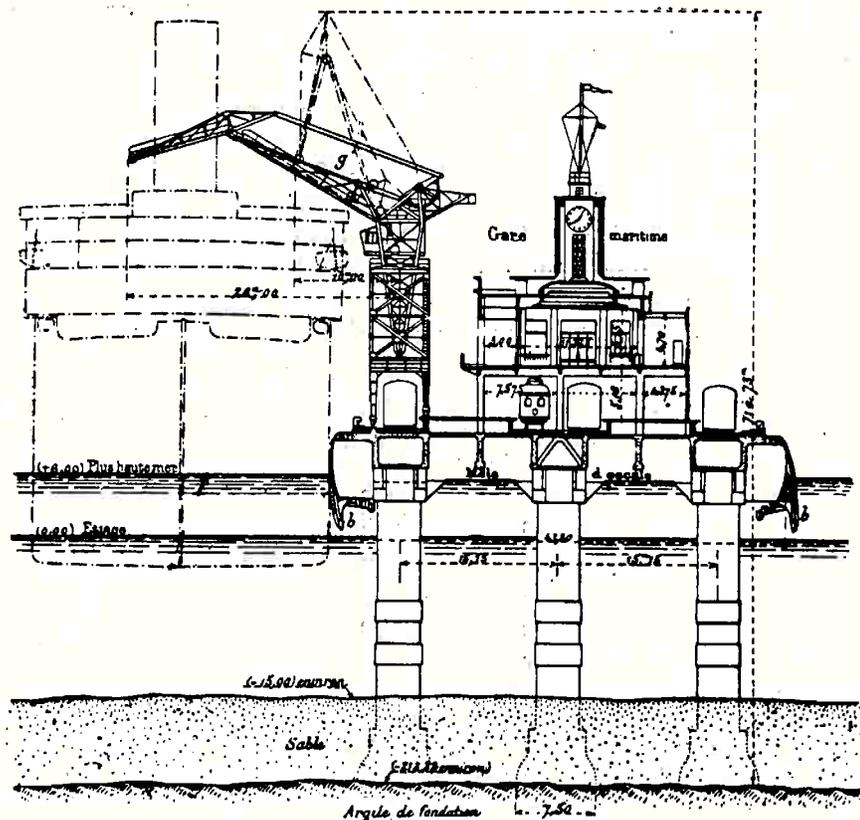


Fig. 60 — Molhe de escala de Verdon.

Essas peças eram transportadas por flutuação, e uma vez no local, mantidas por uma possante cabrea flutuante, o afundamento se fazia pelo processo chamado de emulsão, atribuído ao engenheiro Caquot.

Em qualquer dos exemplos citados, finda a cravação e preparados os massiços de fundação nas camaras de trabalho, os tubulões metálicos ou de concreto eram cheios de concreto e ficavam perdidos, constituindo revestimento dos pilares.

Nas aplicações nacionais, esse tipo de obras caracterizou-se desde o início pelo emprego de tubulões de concreto armado, de 2.<sup>m</sup>00 de diâmetro, fundados a ar comprimido, que a princípio inteiramente cilíndricos, com paredes de 0.<sup>m</sup>30 de espessura, (1920) evoluíram com a própria técnica do concreto armado, pelo adelgaçamento das paredes para 0.<sup>m</sup>15, e pela transformação da seção circular em quadrada, nos primeiros dois metros inferiores, constituindo camara pneumática de trabalho.

Nos projetos oferecidos em 1935 ao Governo do Estado de São Paulo, como variantes ao projeto oficial de um cais de

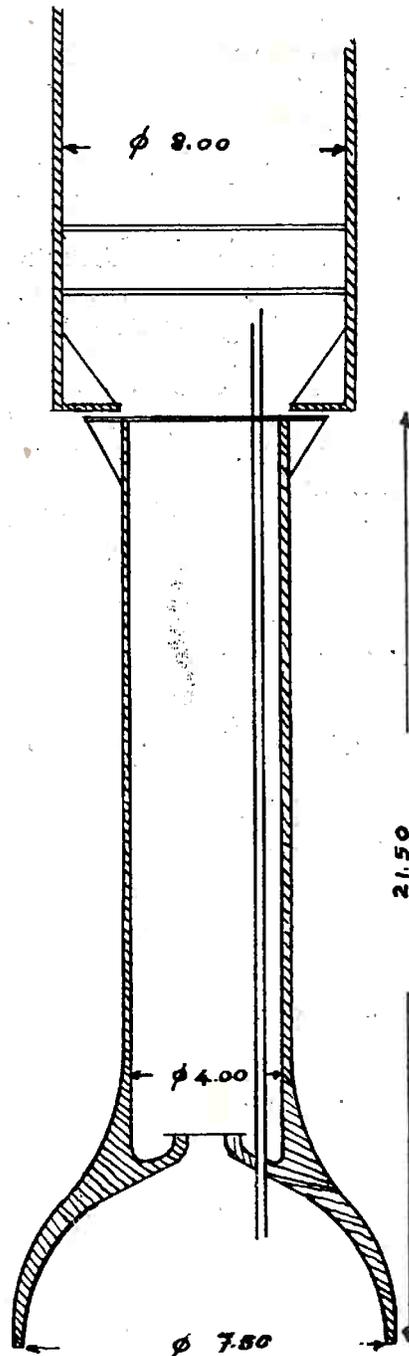


Fig. 60-a

estacas pranchas, em concorrência para as obras de melhoramento do porto de São Sebastião, a estrutura hoje adotada na cons-

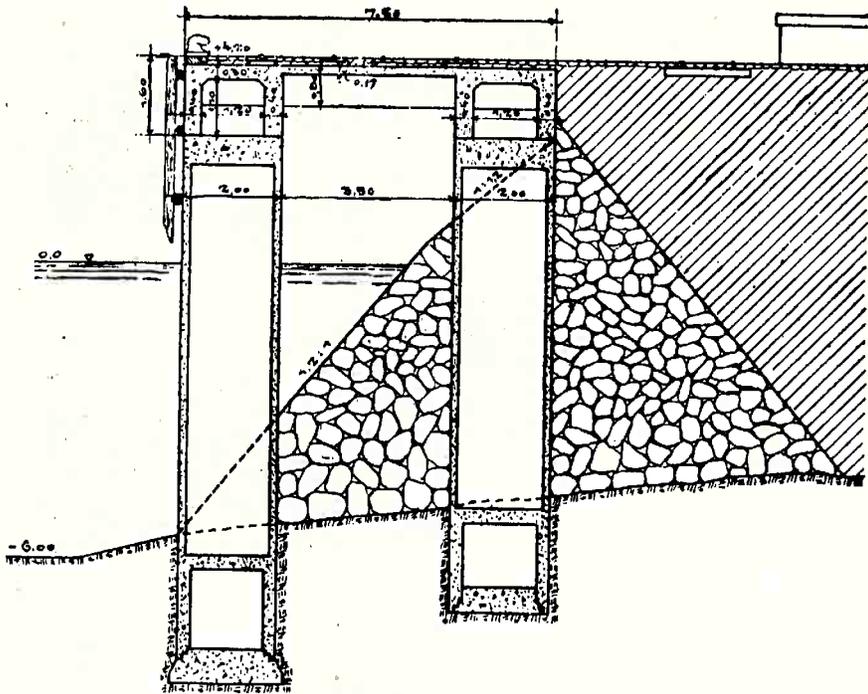
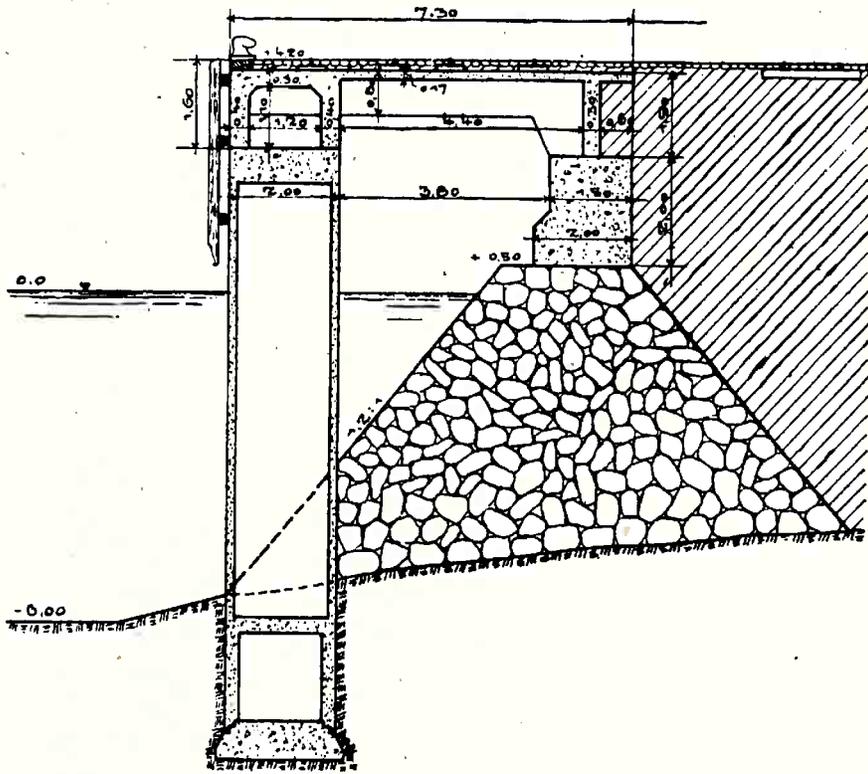


Fig. 61 — Perfis tipos do caes de S. Sebastião.

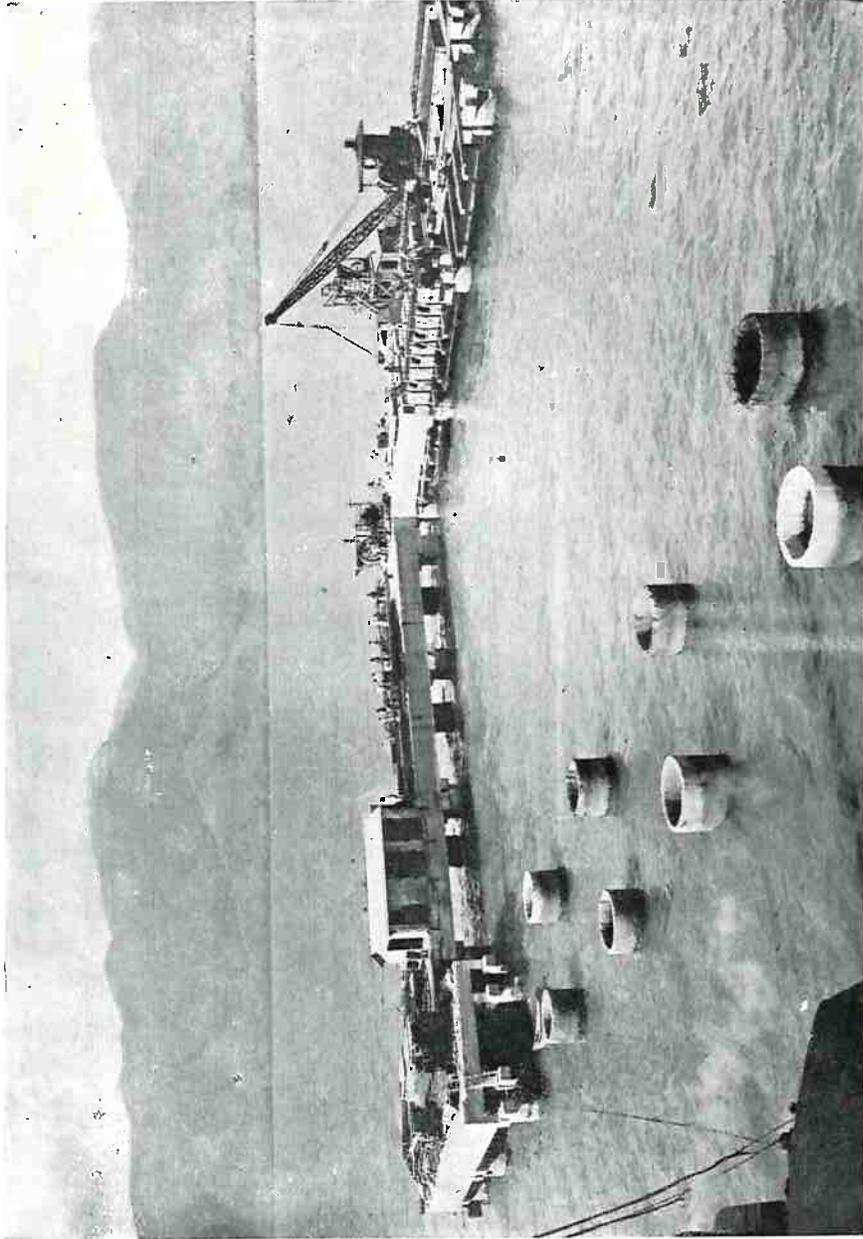


Fig. 62 — Vista da construção do porto de S. Sebastião, mostrando os tubulões cravados e um trecho de estrado construído.

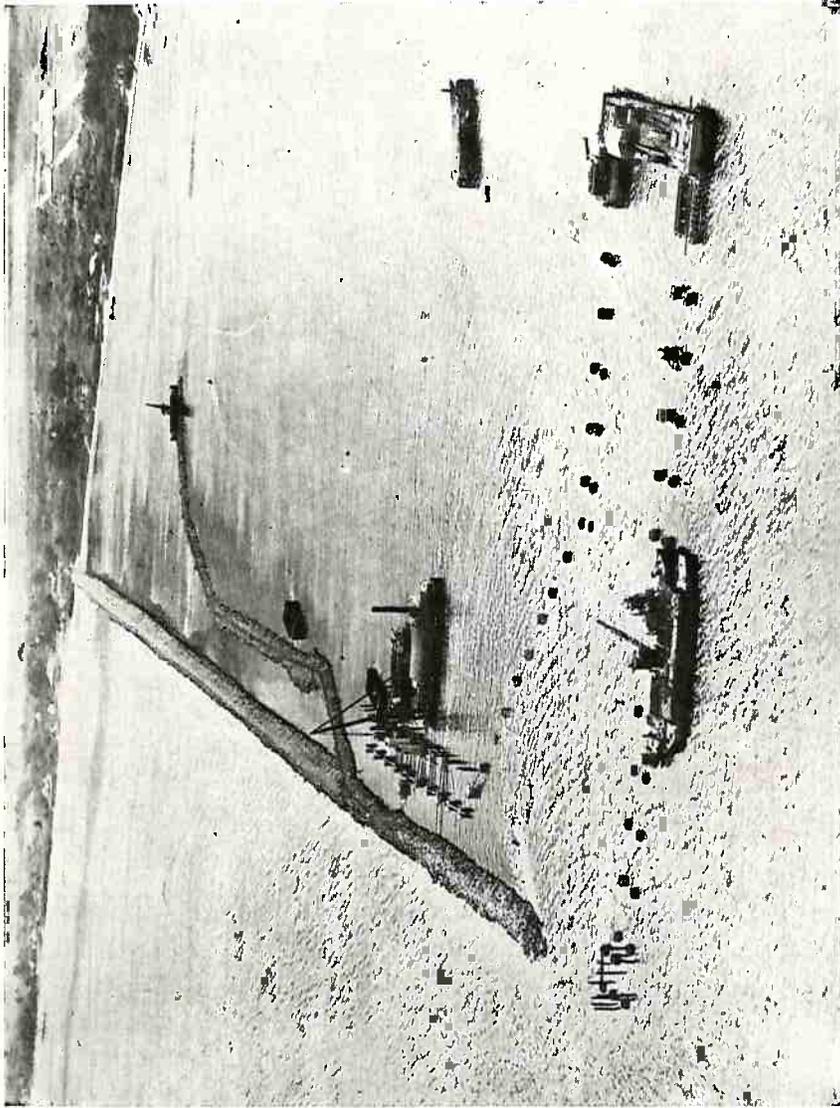


Fig. 63 — Vista aerea do porto de S. Sebastião.

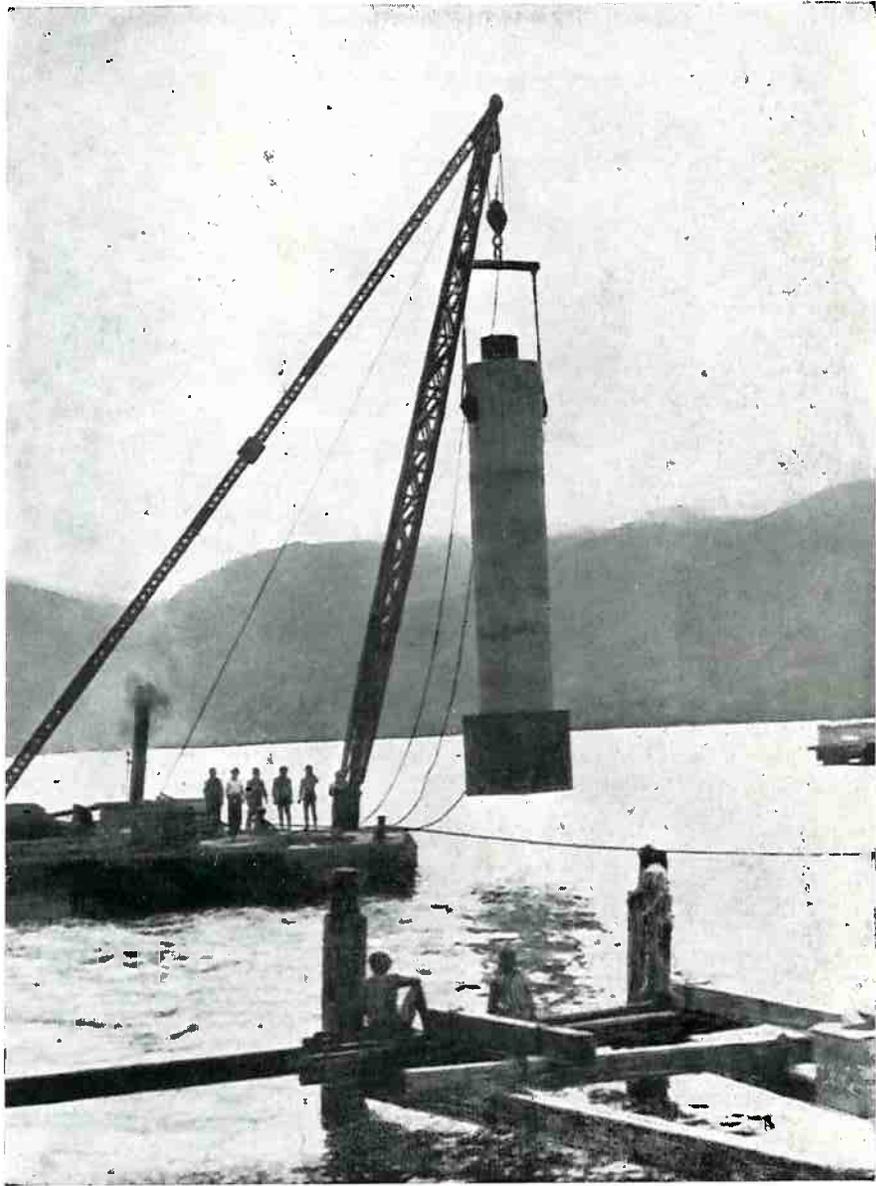


Fig. 64 — Transporte de um tubulão por meio de cabrea flutuante.

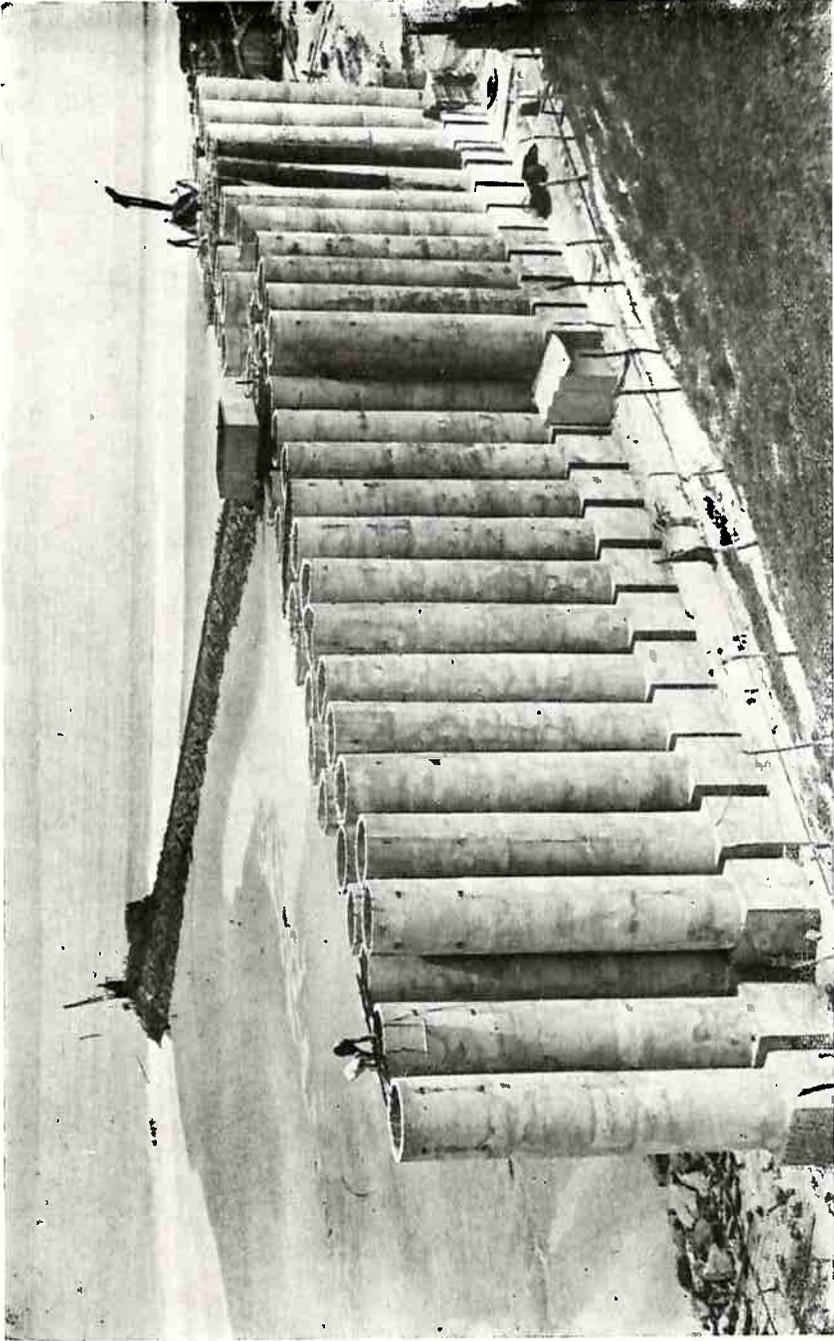


Fig. 65 — Tubulões construídos no porto de Mucuripe.

trução de cinco portos nacionais, apresentava já todos os característicos da sua completa evolução.

De acordo com os perfis apresentados (fig. 61), ofereciam-se modalidades permitindo aproveitar em benefício da economia da obra, condições locais mais ou menos favoráveis, numa demonstração de maleabilidade do sistema, que justifica a sua generalização.

Os pilares, afundados por processos pneumático até camadas de resistência suficiente, assentam sobre sapatas de concreto que se alargam facilmente abaixo do nível da face até 0,50 de cada lado, formando massiços de 3,00 x 3,00; e os próprios tubulões, cujas câmaras de trabalho são sempre cheias de concreto, podem ser total ou parcialmente cheias de areia. Os estrados, apoiando-se normalmente em duas ordens de tubulões, podem assentar sobre muretas de alvenaria coroando os enrocamentos de vedação do aterro, quando a sua altura, ou os terrenos em que se fundam, não ameçam recalques capazes de condenar essa solução menos onerosa.

A possibilidade de uma ampliação progressiva do pilar durante a fase de afundamento constitui ainda uma vantagem do sistema, preciosa em casos comuns — como no próprio porto de São Sebastião — nos quais a previsão dos níveis de fundação não se verifica durante a construção.

A superestrutura projetada de início para o porto de São Sebastião, sob a prescrição de uma sobrecarga uniforme de 2.000 kg/m<sup>2</sup>, constituída por uma laje de concreto armado nervurada, apoiando-se em duas grandes vigas longitudinais em forma de U invertido, foi facilmente reforçada pelo simples aumento de dimensão das nervuras, quando a adoção de um projeto de aparelhamento mais pesado e a previsão do tráfego de trens de bitola larga sobre o cais, obrigaram a considerar grandes concentrações de carga ao longo de determinadas linhas da plataforma. Essa superestrutura, moldada em um só bloco, por secções de 10,00, correspondentes ao espaçamento longitudinal dos pilares, tende a ser substituída por uma só ou várias peças moldadas em canteiro especial e transportadas por aparelho de suspensão, flutuante ou terrestre, o que viria permitir notável economia e rapidez de construção.

Os tubulões de concreto armado dessas estruturas são fundidos em terra, em formas metálicas especiais e entram em contato com a água do mar após longo período de cura, que lhes garante condições de máxima resistência contra a ação agressiva das águas do mar. Excessivamente pesados para flutuar, esses pilares são transportados por meio de aparelhos flutuantes de suspensão que

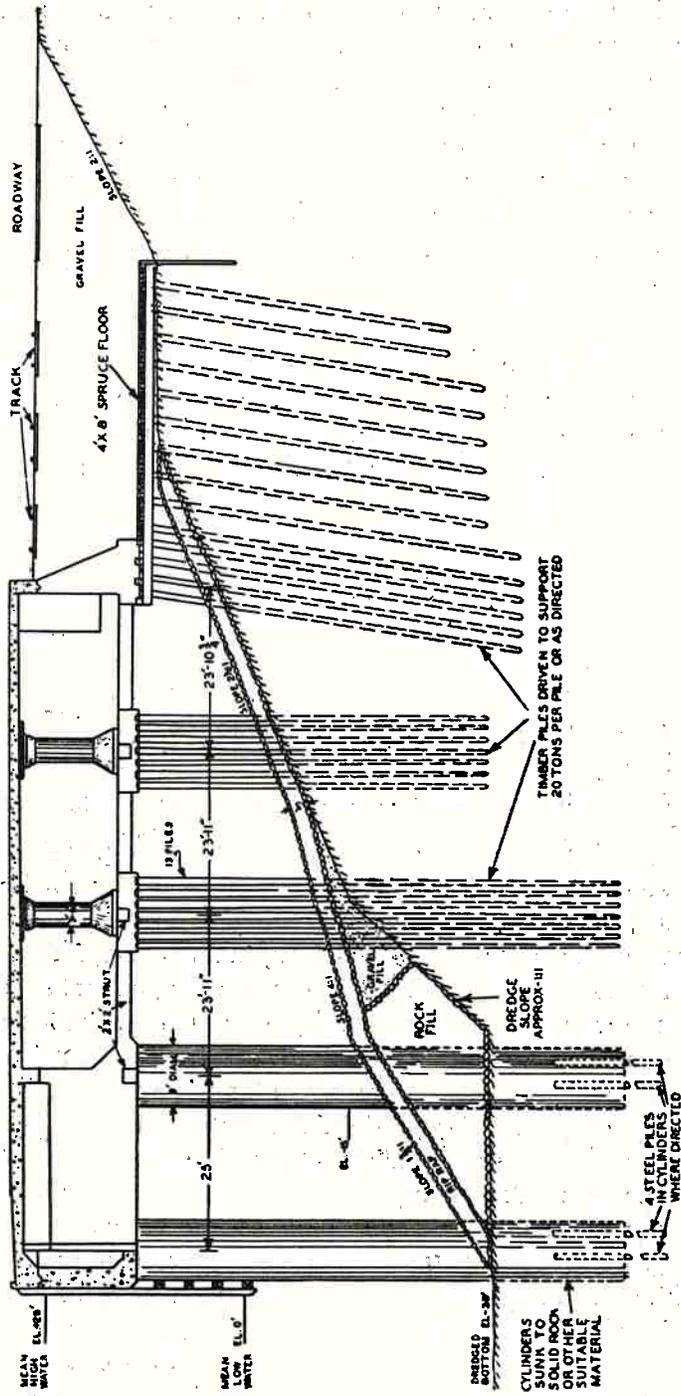


Fig. 66 — Estrutura de tubulões no porto St. John-Canada

os sustentam durante a primeira fase de cravação. Esse processo, constituía um dos pontos mais difíceis da execução, pela dificuldade de evitar pequenos desvios de posição dos pilares, prejudiciais á estética da construção; obrigando nos casos dos grandes com-

primentos de pilares exigidos pelas fundações profundas, montagem de estacadas de madeira que encareciam a retardavam a construção. Corrigindo-o, o ultimo projeto cuja execução vem de ser iniciada no porto de Mucuripe, prevê, como ultima etapa da evolução do sistema, o transporte dos tubulões por flutuação, auxiliada por flutuadores especiais, e a sua sustentação na primeira fase de afundamento, por meio de aparelho terrestre que se locomove sobre vigas metálicas, montadas por secções sobre os proprios tubulões á medida que progride o trabalho de cravação. Fig. 65.

Ao mesmo tempo que as realizações nacionais consagravam para esses tipos de estrutura os processos pneumáticos de fundação, algumas aplicações estrangeiras conservaram metodos antigos de cravação por simples «havage», reforçando algumas vezes a fixa de cravação dos tubulões, por meio de estacas previa ou posteriormente cravadas, e embutidas na massa de concreto de enchimento. São exemplos recentes desses processos de construção os cais do porto de Setubal; da doca Vitória no porto de Londres; o pier do porto canadense de Ste. John, Fig. 66; do porto de

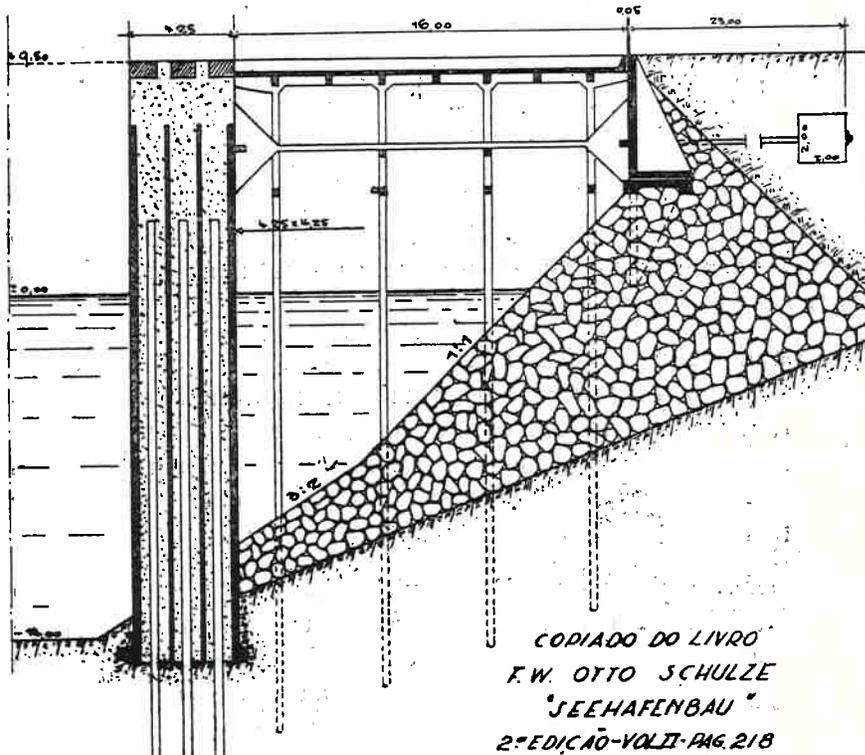


Fig. 67 — Cais de Tubulões do porto de Havre.

Havre, onde além de uma série de estacas cravadas no seu interior e imbutidas no massiço de enchimento, os tubulões são ancorados por meio de tirantes no terrapleno posterior, sustentado por um enrocamento (28) Fig. 67, e as estacadas de Bagnoli (Fig. 67.a).

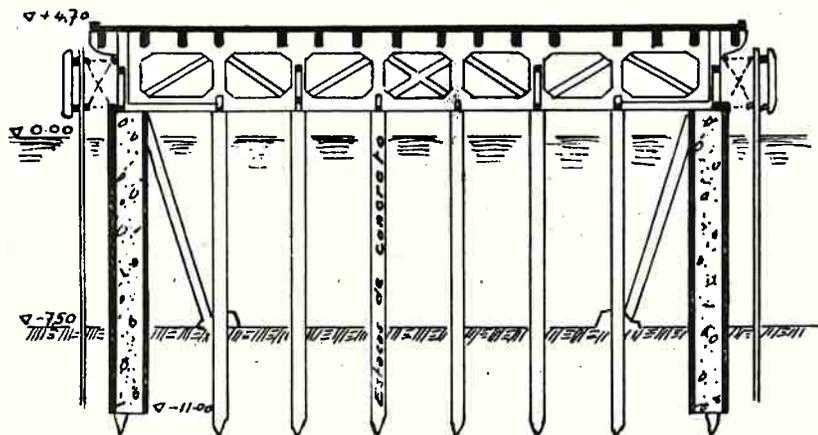


Fig. 67a — Estacada de Bagnoli Napolis.

#### b) Estruturas sem plataforma

As estruturas sem plataforma distinguem-se principalmente dos cais de cortinas estudados entre as «muralhas leves» pelos processos construtivos que empregam.

Enquanto as primeiras, nas suas aplicações mais modernas, são simples paredes de concreto ou de concreto armado construídas em geral a céu aberto em ensecadeiras, e ancoradas no interior por meio de tirantes convenientemente fixados, as estacas pranchas dos cais de cortina são cravadas no alinhamento da muralha por percussão ou játo de água.

Quer quanto ao ponto de vista construtivo, quer sob o aspecto estrutural, não apresentam essas obras interesse maior, não obstante constituírem em determinadas circunstâncias locais, soluções econômicas merecedoras de estudo.

Como exemplo típico dessa categoria de obras citaremos sem comentários o muro de cais da bacia Tegholmen do porto

(28) F. W. Otto Schulze  
"Seehafenbau"  
2.<sup>a</sup> edição Vol. II pg. 218

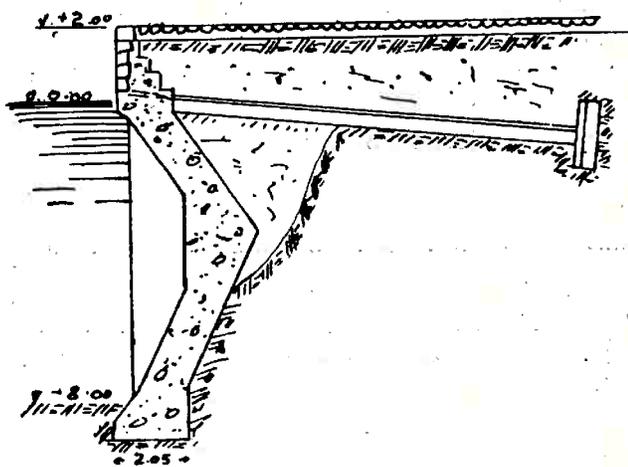


Fig. 68 — Muro ancorado da bacia Tegholm — Copenhagen.

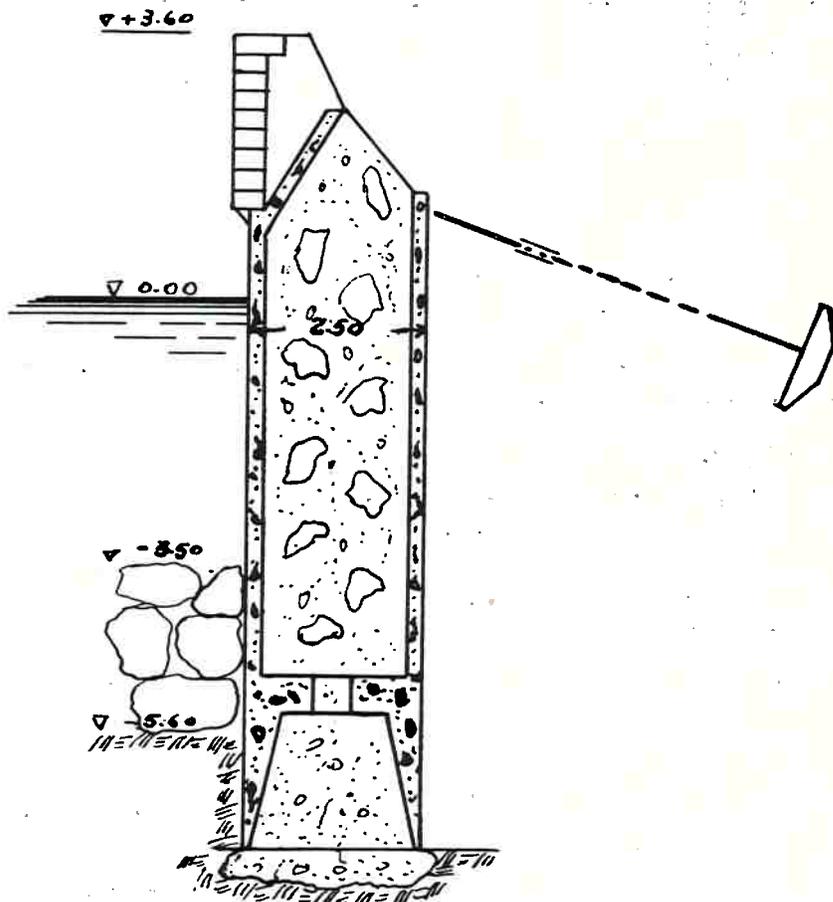


Fig. 69 — Tipo de muralha em caixões flutuantes ancorados, com 20.m00 de comprimento. (projeto não executado)

de Copenhague (Fig. 68) de aplicação limitada às possibilidades de construção em enseadeiras, e o tipo nacional — feliz solução imaginada pela Comp. Nacional de Construções Cíveis e Hidráulicas para o porto de Torres no Rio Grande do Sul e proposta como muralha de contorno do Aeroporto Santos Dumond — constituída por um caixão pneumático perdido de concreto armado, particularmente delgado em relação ao seu comprimento, suportando por uma das faces aterro ou enrocamento em cujo massiço se ancora. (Fig. 69).

---

## Obras Leves

A' medida que vai aumentando a profundidade dos terrenos submarinos — arenitos, filitos e argilas mais ou menos endurecidas e mais ou menos mesclados de areias e de seixos — crescendo a espessura das camadas de vasa que os recobre, — as formas massiças das muralhas chamadas de peso — cada vez menos economicas, vão sendo substituidas pelos perfis discontinuos em arcadas e paltasformas sobre pilares progressivamente mais leves, até os tipos de cais sobre estacadas, trabalhando ás vezes por simples atrito, em camadas praticamente indefinidas de lodos e vasas inconsistentes.

Resurgem nessas estruturas, ainda como reflexo da tecnica mais perfeita do concreto armado, formas antigas e rudimentares de obras de melhoramento dos portos, evoluídas das estruturas simples das velhas estacadas de madeira e de aço para formas complexas de verdadeiras muralhas de cais, subordinadas ás condições mais severas de trabalho.

A' par dessas estruturas discontinuas, agrupa-se nesta mesma categoria outro tipo de muralhas leves, sem plataformas, constituídas simplesmente por uma cortina acostavel de estacas pranchas verticaes limitando diretamente areas, em geral conquistadas ao mar.

a — *Estruturas com plataforma*: — As «estruturas com plataforma», compõe-se em linhas gerais, de uma infraestrutura de estacas, respaldadas por um estrado continuo, sobre o qual, camadas mais ou menos espessas de terraplano, são sustentadas, por uma muralha comum de perfil trapezoidal.

Essas obras podem ser totalmente de madeira como nos tipos antigos de carater mais ou menos provisório, ou inteiramen-

te metálicas, como em algumas aplicações em portos fluviais ingleses. Nas obras mais modernas de caráter definitivo, empregam-se ainda algumas vezes a madeira, nas estacas da infraestrutura, sobre que repousam sempre superestruturas de concreto e de concreto armado. Nesses casos, a imersão permanente indispensável à conservação da madeira exige a colocação do estrado abaixo do nível mínimo das marés, resultando para a muralha do paramento, dimensões que dão ao perfil aspecto de verdadeiras muralhas de peso. Um exemplo característico dessa modalidade de estrutura encontra-se em um muro de cais de Rouen (fig. 70).

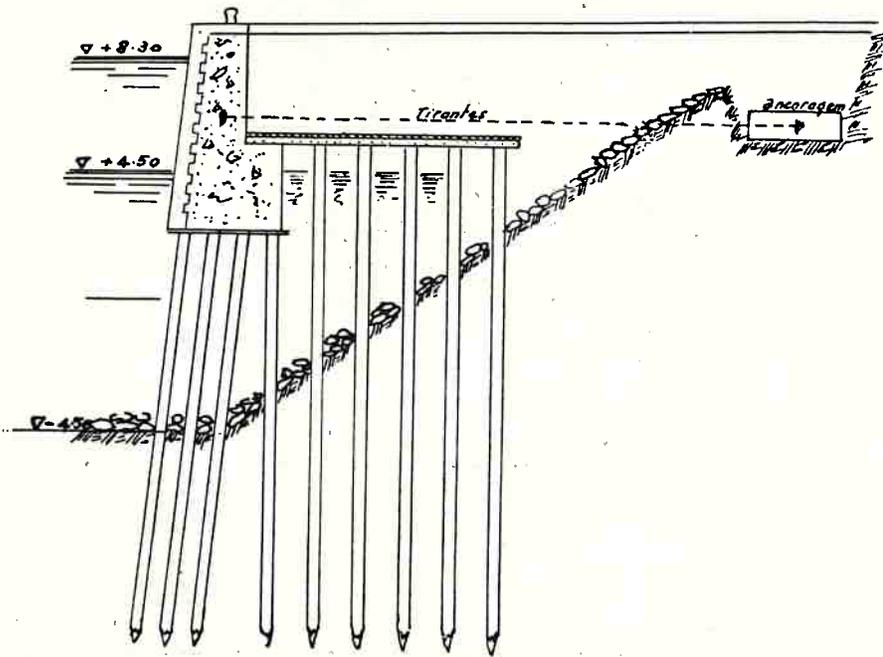


Fig. 70 — Muro de Rouen.

A construção da superestrutura desses muros é feita geralmente a seco em caixões de madeira, que transportados por flutuação repousam sobre as cabeças das estacas e ficam perdidos na base das alvenarias.

Abaixo das plataformas, o terreno se inclina sobre o talude natural, apenas protegido por um revestimento de pedras, ou é suportado, como nas estruturas mais recentes, por uma cortina de estacas pranchas engastadas no terreno natural e apoiadas em saliências especiais da base da plataforma.

Seria fastidiosa a citação de exemplos desses perfis, cuja evolução se caracteriza nitidamente da comparação entre um cais

do porto de Rotterdam (fig. 71) citado por Benezit (28) e o perfil recentemente construído no porto de Santos para o cais de inflamáveis da Ilha de Barnabé (fig. 72) como primeira aplicação desse tipo de estruturas, em obra nacional de vulto.

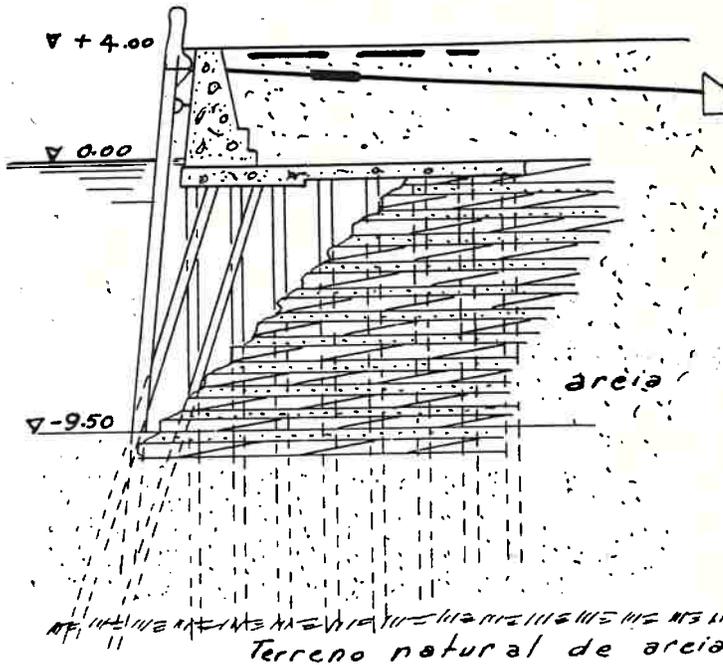


Fig. 71 — Estacada do porto de Rotterdam.

O primeiro, ainda sobre estacas de madeira, suporta uma plataforma de concreto armado rematada no paramento por um muro de perfil trapezoidal de 4.m00 de altura. O segundo é uma estrutura inteiramente de concreto armado, sobre cuja plataforma, um aterro de 1.m70, tem por fim apenas a distribuição das cargas concentradas das instalações e das vias ferreas do porto. No primeiro caso o terreno natural é revestido por um denso colchão de fachinas enquanto que no segundo o terrapleno é sustentado por uma cortina de estacas pranchas metálicas apoiando-se em um redente do estrado.

Alguns tipos particularmente interessantes, não só pelos detalhes de estrutura senão por dificuldades locais que permitiram re-

(28) M. Benezit  
Cours de Ports et Travaux Maritimes  
Livre II, pg. 230.  
Paris 1932.

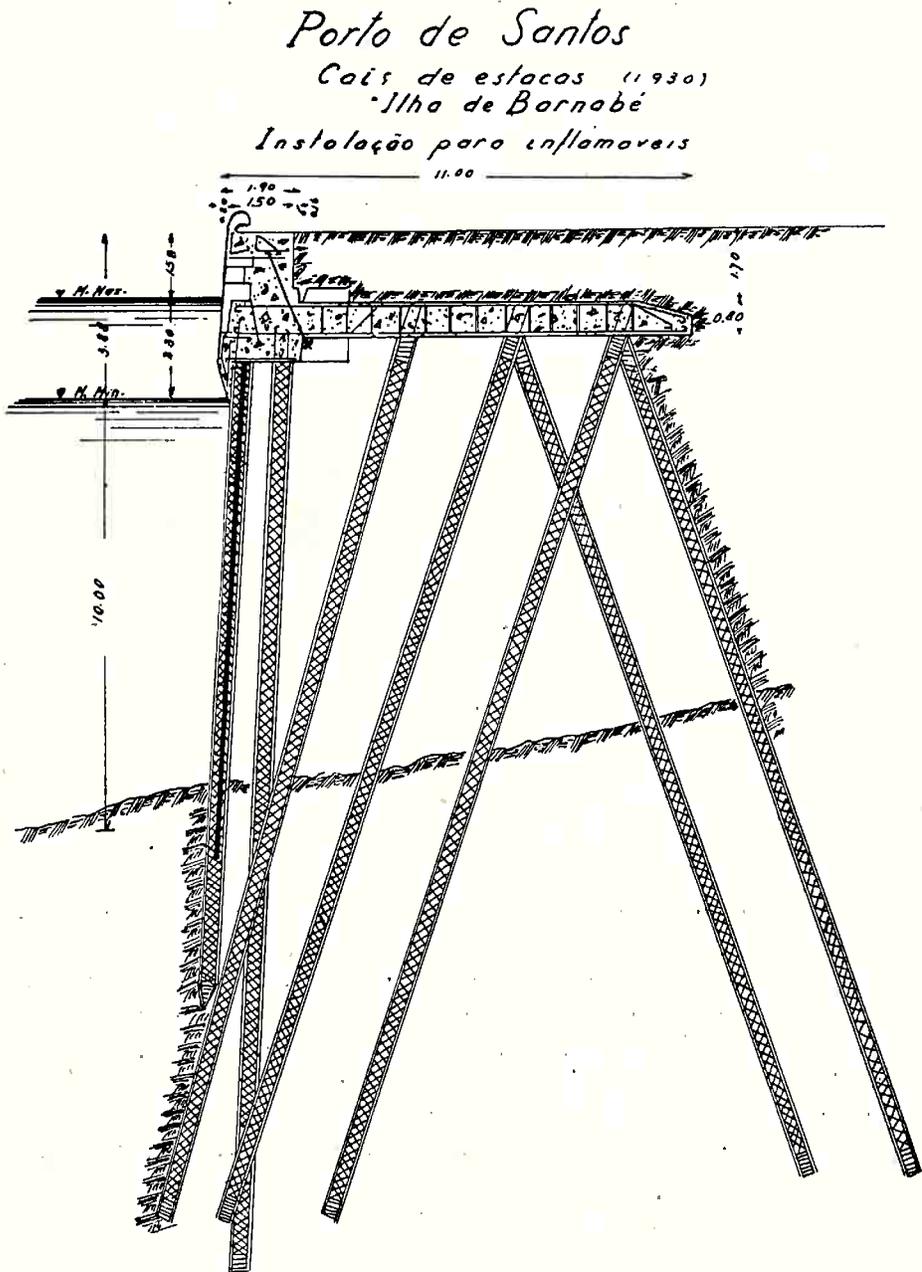


Fig. 72 — Cais de inflamáveis da Ilha de Barnabé — Porto de Santos

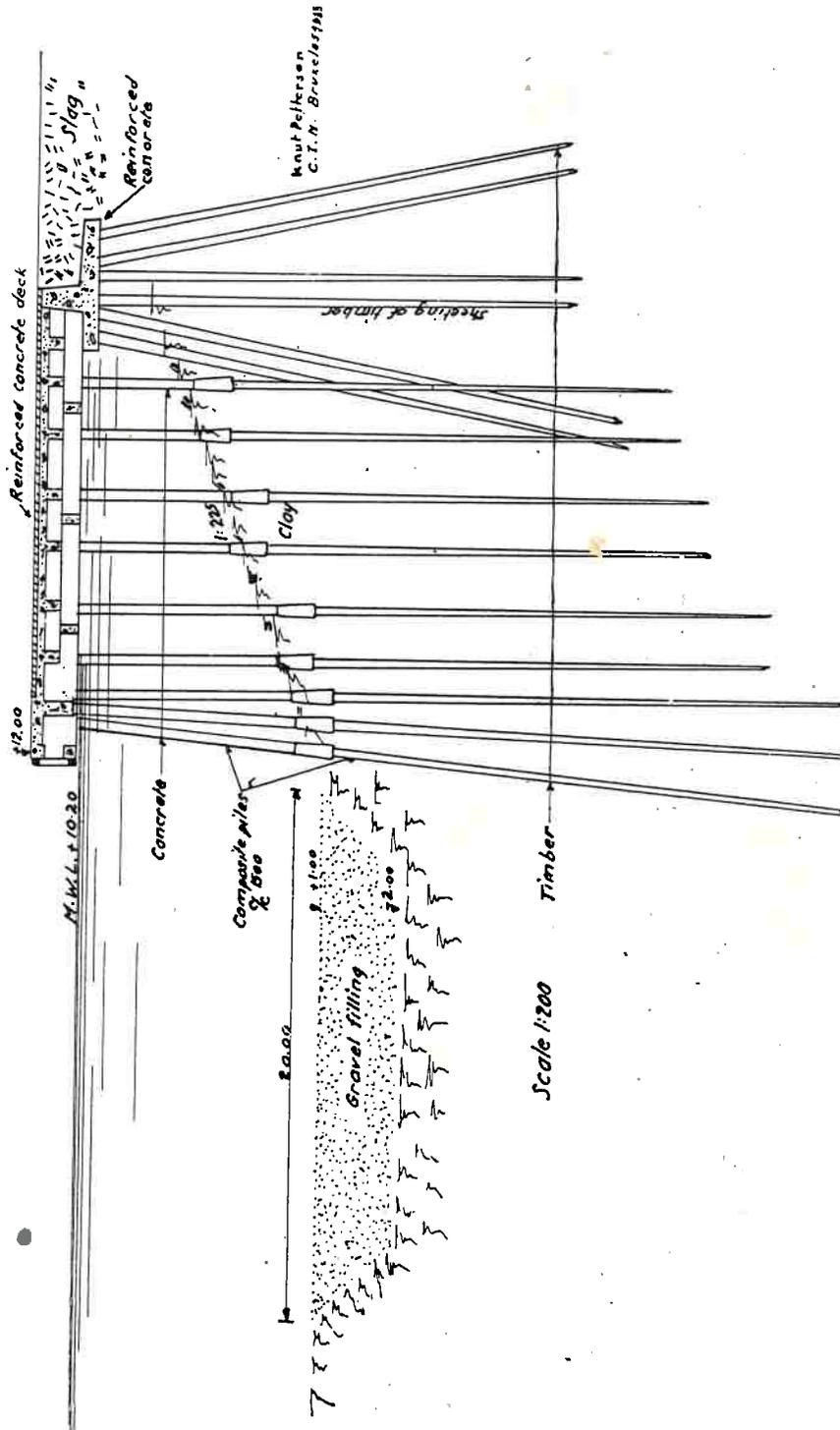


Fig. 73 — Cais de Lindolmen — Gothemburgo.

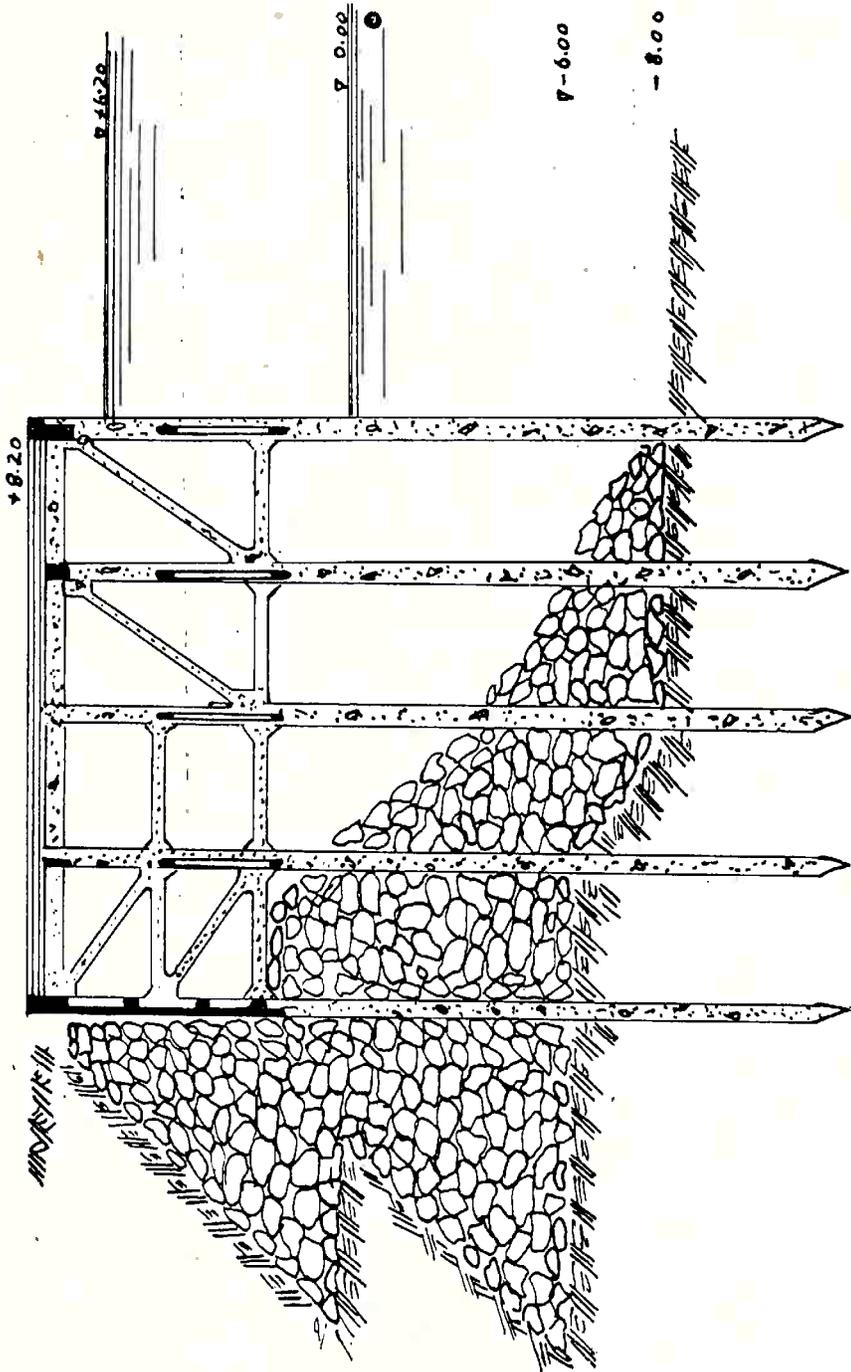


Fig. 73-A

solver, são descritos por Knut Petterson em memoria apresentada ao Congresso de Bruxelas. (29)

Citamos apenas o perfil projetado para o cais de Lindolmen no porto de Gotemburgo na Suecia (fig. 73).

As estacas de madeira, com comprimentos de 20.<sup>m</sup>00, eram prolongadas acima do terreno natural por peças de aço de perfil I, cujos topos se embutiam nas nervuras da superestrutura de concreto armado. O processo de cravação das estacas dividia-se em duas fases: na primeira as estacas de madeira eram cravadas até o nível da água, procedendo-se a emenda da parte metálica; essa emenda era perfeitamente protegida por uma luva de concreto fretado e proseguia-se a cravação até que uma parte de concreto penetrasse o terreno.

Uma particularidade digna de nota neste projeto, consiste na previsão de um grande aterro de cascalho, substituindo o terreno natural dragado em frente ao cais, e destinado a aumentar a resistencia, contra um possível deslocamento do terreno, ao longo das superfícies profundas de ruptura a que nos referimos nas ligeiras considerações feitas a respeito dos solos de fundação.

Como tipo de obra dessa categoria citaremos ainda o perfil de cais do porto nacional de S. Luiz do Maranhão, de plataforma sobre estacas de concreto contraventadas, formando uma estrutura rígida. (Fig. 73 A)

A cravação das estacas dessas obras faz-se em geral pelo processo comum de percussão, substituído algumas vezes, nos terrenos de areia, pelo emprego de processos hidráulicos que consiste em última análise em perturbar o equilíbrio das camadas em contato com a estaca, por meio de poderosos jatos de água atuando na ponta da estaca e conduzido por uma tubulação exterior ou pelo próprio interior vasado da peça. Uma aplicação desse último processo foi feita na Avenida Delfin Moreira, no Rio de Janeiro para cravação de estacas de fundação de um muro de proteção, construído pela Comp. Construtora Nacional.

Vários tipos de estacas propostos sucessivamente, visando a aumentar a capacidade de sustentação desses elementos, tem sido abandonadas sistematicamente pelos perfis uniformes, redondos ou quadrados, trabalhando muitas vezes por simples atrito.

---

(29) Knut Petterson

XVI Cong. Int. de Navigation — Bruxelles, 1935.

A's formulas e teorias de valor incontestavel que tem sido propostas para o calculo da resistencia desses elementos ás cargas concentradas consideraveis que suportam, preferem em geral os tecnicos, nas applicações praticas de vulto, (atendendo judicioso conselho de Dörr) dêterminar em cada caso, por meio de ensaios praticos locais, a carga de trabalho admissivel das estacas. Essas experiencias, procedidas para as obras do cais de Barnabé em Santos com os perfis normais de estacas de 0,37 x 0,34 de secção e 22,00 de comprimento, revelaram a sua perfeita estabilidade sob cargas permanentes de 80 toneladas durante uma semana, e uma carga de ruptura de 88 a 90 toneladas, sob a qual se verificaram recalques de 0,06 em 12 horas. Admitindo o coeficiente de segurança de 1.5 a estrutura foi calculada para uma carga de 60 toneladas por estaca.

b) — *Estruturas sem plataforma*: — As «obras leves sem plataforma» são simples cortinas verticais de estacas pranchas, metalicas ou de concreto armado, cravadas em terrenos mais ou menos resistentes e ancoradas pela parte superior, limitando em profundidades acessiveis ás embarcações, terraplenos que geralmente avançam em areas conquistadas.

No periodo que sucedeu imediatamente á guerra europeia, particularmente rico como já assinalámos, em obras de melhoramento e ampliação de portos e dos sistemas de navegação interior, as industrias metalurgicas, vindo ao encontro da necessidade de um tipo rapido e economico de estruturas que atendesse á diversidade das obras reclamadas, empenharam-se na produção de perfis especiais de estacas-pranchas de ligas aço-cobre, que lhes asseguravam a um tempo grande resistencia mecanica e contra á ação corrosiva das aguas salgadas.

Essas considerações, e a circunstancia de que o emprego do concreto armado em obras portuarias iniciara justamente nesse periodo a fâse de suas primeiras experiencias, sob a reservada espêttativa dos tecnicos mais autorisados, justifica a aceitação que tiveram durante largo periodo esses tipos de estrutura, a cuja influencia não escaparam alguns tecnicos nacionais de valor incontestavel.

Esse tipo de obras, marca no Brasil uma epoca bem determinada, com applicações nos portos de Angra dos Reis, Cabedelo, Paranaguá, Recife (Cinco Pontas) e Rio Grande do Sul. (Figs. 74-75)

O seu confronto com a estrutura proposta e adotada para a execução das obras de melhoramento do porto de São Sebastião (fig. 61) permitio reconhecer a superioridade tecnica e eco-

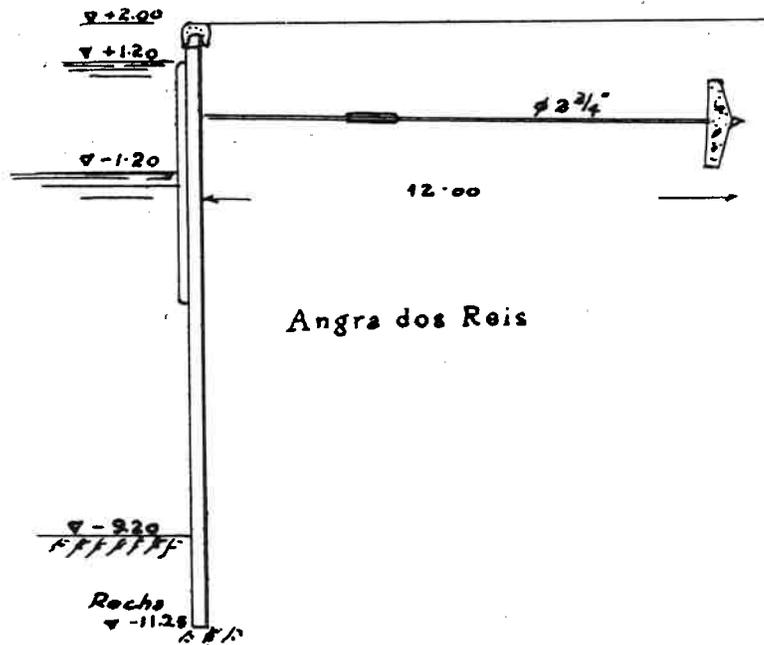


Fig. 74 — Perfil de estacas pranchas de aço — com ancoragem em blocos — Porto de Angra dos Reis.

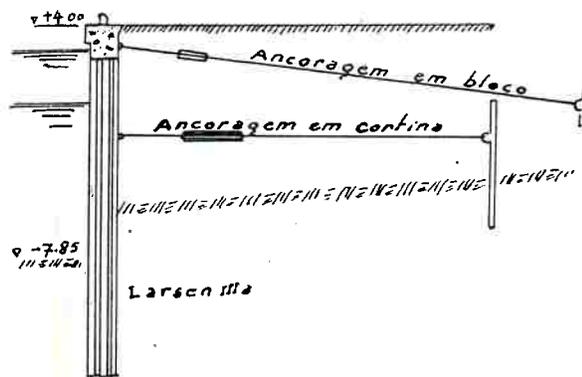


Fig. 75 — Perfil de estacas pranchas de aço — com ancoragem em blocos cortinas — Porto de Cabedel.

nomica dos perfis de concreto armado, orientando a execução das obras portuárias nacionais segundo diretriz mais evoluída, a que obedeceram os projetos posteriores em execução nos portos já citados de Imbituba, Aracajú, Natal e Mucuripe. Realmente, aos cambios atuais a que devem ser importadas as pranchas metálicas dessas construções, desaparecem as principais vantagens do sistema, geralmente mais caro para nós que as estruturas correspondentes de concreto. Os perfis das estacas pranchas metálicas, variando segundo os fabricantes, visam todos á criação de secções de grande momento de inercia, limitados por encaixes especiais que asseguram perfeita ligação dos elementos e estanqueidade da cortina.

As estacas pranchas de concreto armado, moldadas no proprio local das obras, oferece sobre as estacas metálicas vantagens de um custo menor e maior durabilidade. São em geral de secção retangular com dispositivos laterais de encaixe.

Um dos inconvenientes mais serios das estacas-pranchas metálicas reside na impossibilidade do seu aumento, nos casos frequentes em obras portuárias, nos quais as previsões de fundação não se verificam. Seria o caso do porto de S. Sebastião, em que as fixas de engastamento previstas de 4.<sup>m</sup>50 deveriam, pela natureza dos terrenos encontrados, ser bastante aumentadas, acarretando perda completa do material importado.

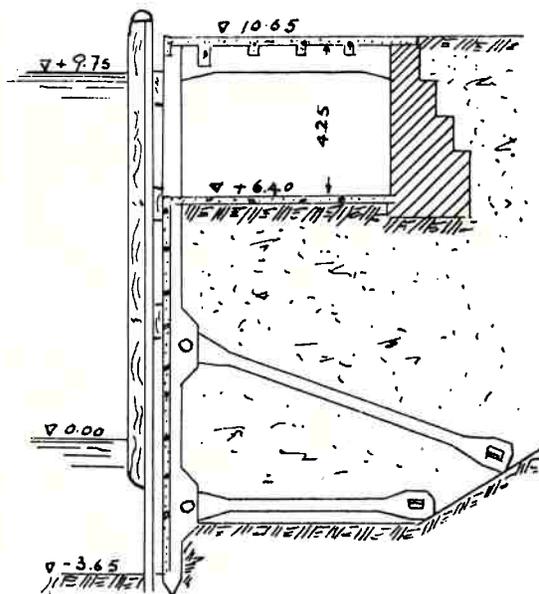


Fig. 76 — Tipo de muralha de estacas pranchas Coignet-Ravier no porto St. Peter-Gernesey.

Como tipo verdadeiramente original de estacas pranchas de concreto pode-se apenas citar o perfil Coignet-Ravier em forma de T, a cuja nervura se prendem por meio de encaixe de pinos tipos especiais de tirantes rigidos. Esses perfis, aplicados em algumas obras europeias e americanas do norte, foram estudados em todos os seus detalhes com auxilio de modelos reduzidos e oferecem, nas prescrições e metodos de calculo indicados pelos seus idealisadores, possibilidade de aproveitamento da maxima eficiencia das cortinas de concreto.

Uma aplicação interessante, não só como ilustração do tipo de obra senão como solução para caso de desnivel particularmente grande de maré (9.m75) é citada por Coen Cagli (30) no porto St. Peter, Gernesey. A estrutura é constituída por uma primeira secção, até a cota +6.40, formando um cais comum de cortinas de estacas Coignet-Ravier, respaldado por uma lage de concreto armado. Quatro metros acima dessa primeira plataforma, uma lage de concreto armado nervurada apoia-se, pela face do cais, em uma serie de estacas de concreto armado e na parte posterior em um muro continuo de alvenaria, permitindo a utilização do cais para os niveis maximos de +9.75 atingidos pela maré (fig. 76).

---

(30) Coen Cagli  
Op. cit., pg.502.

Longe de restringir-se ao problema da construção das obras mais ou menos vultosas constituindo as muralhas acostaveis dos cais — faixas de transição entre o trafego terrestre e o trafego marítimo — o melhoramento ou o estabelecimento dos portos envolve o estudo de questões da mais alta complexidade, já referentes á coordenação desse aparelho com as vias terrestres e marítimas de comunicação, já relativas á constituição e á manutenção das bacias artificiaes ou naturaes em que se devem estabelecer.

A condição primordial de tranquilidade ao longo dos cais acostaveis e nas suas proximidades, obriga muitas vezes execução de obras exteriores de proteção, cujo vulto e importancia superam de muito as instalações propriamente portuarias.

Essas obras de proteção, perturbando sempre profundamente o regimen das costas em que se estabelecem, exigem estudo profundo, principalmente das correntes de arrastamento, cuja modificação tende em geral a provocar o assoriamiento dos canaes de acesso ou das bacias que se pretendem abrigar.

Caso carateristico entre nós, de porto em praia desabrigada de areia exigindo obras notaveis de proteção, é o porto de Fortaleza, cujo problema, atacado em 1875 pela construção de um quebra-mar cujo resultado foi o engordamento da praia avançando cerca de 500.m00 para o mar, soterrando toda a bacia que se pretendeu abrigar e as proprias obras de proteção em plena fase construtiva, vem de ser resolvida pelo aproveitamento da enseada de Mocuripe, exigindo igualmente a proteção de um longo quebra-mar.

Outras vezes a tranquilidade existe naturalmente nas enseadas ou nos estuarios em que se constroem os portos, e o problema mais serio consiste na obtenção ou na manutenção das profundidades necessarias nessas bacias e principalmente nos canaes que as ligam ao mar, obstruidos pelo assoriamiento de origem marítima ou de origem fluvial, que geralmente se integram favorecidos pelas correntes de maré, constituindo barras, extensas e moveis.

Nas regiões sujeitas a oscilações notaveis de maré, ou nos

estuários de rios caudalosos, as obras geralmente indispensáveis à proteção das barras contra a agitação, acumulam as funções de guia-correntes provocando pelo seu estrangulamento ou pela sua orientação velocidades de vassante capazes de aumentar ou pelo menos de manter, pela erosão do leito, profundidades de início conquistadas por dragagem.

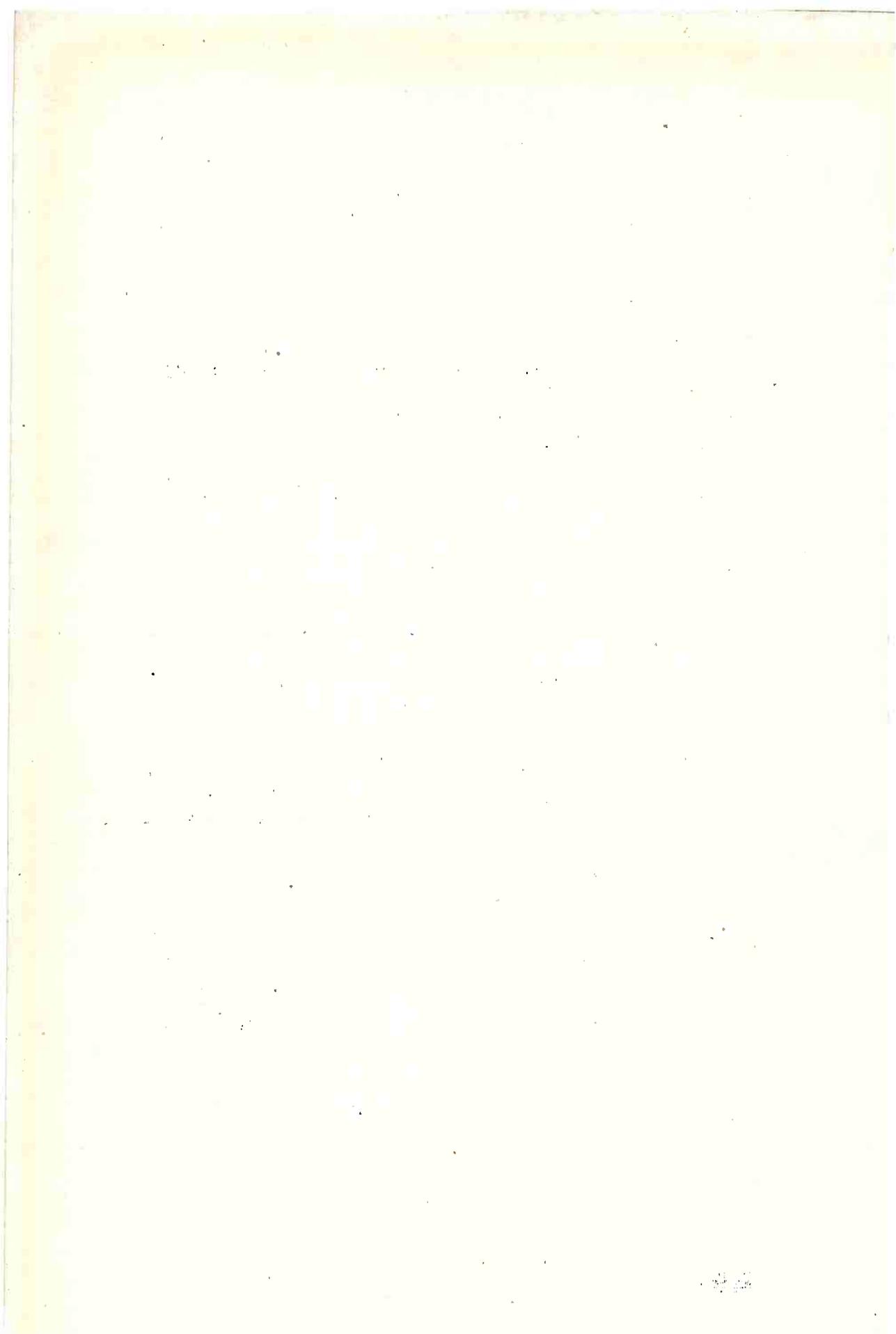
Nos mares de pequena oscilação de maré os portos estabelecem-se muitas vezes em enseadas nas quaes não desagüam rios importantes. O assorimento das barras decorre então exclusivamente do regimen da costa e é geralmente provocado pela ação de correntes de arrastamento paralelas á praia, que se desviam por meio de obras da mesma natureza dos quebra-mares e dos guia-correntes, funcionando como «groines».

Os multiplos fatores que influem no resultado dessas obras: constantes uns, outros periodicos, alguns accidentaes, insufficientemente conhecidos na maioria dos casos, dão aos projetos dessa natureza carater particularmente grave, cuja eficiencia depende muitas vezes da intensidade com que são atacadas e conduzidas as obras.

O estudo desses problemas são hoje facilitados pelos ensaios em modelos reduzidos a que são submetidos todos os projetos de vulto, segundo tecnica que dia a dia se aprimora nas grandes instalações dos Laboratorios hidrotecnicos espalhados por quasi todos os paizes.

A par desses problemas de coordenação dos portos com as vias maritimas e terrestres que o devem servir, implica um projeto de melhoramento de porto no estudo do aparelhamento visando a rapidez e a economia no transbordo e armazenamento das mercadorias, de que depende a sua eficiencia.

A importancia do adequado aparelhamento e da organização dos serviços portuarios pode ser avaliada lembrando que em 1916-1917, durante a grande guerra os americanos conseguiram elevar o aproveitamento do porto de Saint-Nazaire de cerca de 350 tonelada-metro a 1.800 toneladas-metro por ano.



## Concretos em Obras Portuárias

### VI

Resalta das considerações anteriores, a influencia dominante do concreto armado na evolução das obras portuárias.

A' medida que o seu emprego se generalisa, abandonando as formas massiças dos blocos e dos caixões para estruturas mais leves, aumenta de importancia o estudo dos fenomenos da decomposição dos concretos e da desagregação dos concretos sob a acção quimica e dinamica das aguas do mar.

Unanimés em reconhecer aos cimentos fabricados com puizzo-lanas qualidades especiais de resistencia, que asseguram ás argamassas correspondentes estabilidade nos ambientes aggressivos em que se desintegram os aglomerantes comuns, não lograram ainda os técnicos — malgrado o avanço notavel dos conhecimentos sobre cimentos portlands — fixar especificações determinando composição quimica capaz de garantir-lhes as mesmas preciosas características.

A verdadeira composição quimica dos cimentos; a maneira pela qual se combinam, a temperatura de fusão do clinker, os óxidos de Calcio, Silica, Alumínio, Ferro e Magnésio revelados pela análise, assim como as verdadeiras transformações desses compostos nos fenomenos complexos da pega e do endurecimento, continuam no dominio de hipóteses mais ou menos plausíveis.

Os estudos mais modernos autorizam admitir nos cimentos a existencia de quatro ou cinco compostos principais, em proporções decorrentes da applicação da lei geral das fizes, ao equilibrio do sistema complexo resultante da presença daqueles óxidos nas massas fundidas do clinker, segundo processos de calculo experimentalmente por Lea e Parker e por Shipman. Le Chatelier demonstrou pela primeira vez em 1887 a existencia nos cimentos, de um alu-

minato tricalcico da formula  $3 Ca O Al_2 O_3$ , considerado desde então elemento preponderante nos fenômenos de endurecimento das argamassas. Estudos posteriores, principalmente de Rankin e Wright nos laboratorios do Carnegie Institute de Washington, de Lea e Parker, Hansen, Dasch e outros, revelaram a occorrença de mais quatro compostos principais: o silicato dicalcico ( $2Ca O Si O_2$ ) o silicato tricalcico ( $3 CaO. Si O_2$ ) o ferro aluminato tetra calcico ( $4 Ca O. Al_2 O_3. Fe_2 O_3$ ) e o trialuminato — penta calcico ( $5 Ca O. 3 Al_2 O_3$ ), além de pequenas proporções de magnesia ( $MgO$ ) sulfato de calcio ( $SO_4 Ca$ ) e finalmente a cal livre ( $Ca O$ ), cuja importancia, considerada até pouco dominante nos fenômenos de desagregação dos concretos sob a ação de aguas aggressivas, estudos mais modernos não confirmaram.

Discordancias constatadas, entre as indicações decorrentes da applicação do processo de calculo de Bogue e a verdadeira proporção em que coexistem, em determinado cimento, os compostos acima referidos; divergencias entre as correções propostas por Lea, Parker, Shipman e outros para enquadrar aquelas indicações à presumida realidade, e principalmente as restrições impostas a esses processos de calculo, subordinando-os a limites mais ou menos arbitrarios dos componentes basicos do clincker, demonstram a impossibilidade — no estado actual dos estudos sobre concreto — da determinação precisa da composição intima dos cimentos, indispensavel a uma previsão segura do seu comportamento.

Durante os fenômenos de pega e endurecimento das argamassas esses compostos se hidratam, e a constituição definitiva do cimento endurecido depende em larga escala das circunstancias em que essa hidratação se processa, subordinada principalmente a fenômenos secundarios de hidrolise, como se depreende da influencia preponderante da quantidade de agua de amassamento, nas qualidades finais das argamassas.

Em presença de aguas ou ambientes aggressivos, as estruturas de concreto de cimento portland são destruidas, com maior ou menor violencia, pela transformação dos constituintes desses cimentos em produtos solúveis, ou em produtos que cristalisam no seio das argamassas com aumento de volume, juntando a ação química de empobrecimento, ação mecânica de desagregação.

O mecanismo dessas reações químicas pode-se considerar conhecido, pelo menos em suas linhas geraes e no que directamente interessam as applicações praticas dos concretos nesses ambientes, e principalmente em obras portuarias, aonde a complexidade das ações químicas, aceleradas pela movimentação permanente das aguas, junta-se a ação dinamica das vagas e o efeito particularmente nocivo das mares.

Posto que, todos os constituintes dos cimentos, mais ou menos hidrolisados em presença da água do mar sejam atacados pelos saes nela dissolvidos, pode-se considerar principalmente responsável pela desagregação dos concretos, a decomposição dos produtos de hidratação dos aluminatos cálcicos e dos chloro-aluminatos de cálcio, pelo sulfato de cálcio, existente originariamente em proporção de 1,3% 1,5% nas águas marinhas, e na maior parte formado pela ação do sulfato de magnésio sobre a cal livre ou liberada dos cimentos. Dá a importância inicialmente atribuída a esse elemento na resistência dos concretos em águas do mar, importância agravada pela constatação de que, em presença de cal livre os aluminatos de cálcio não se dissociam e a formação dos sulfato-aluminatos se processa com aumento de volume, que provoca a desagregação, ou pelo menos o fendilhamento superficial do concreto, acelerando o processo de decomposição pelo contato mais íntimo das águas no interior dos massiços. (31)

Hoje admite-se, que a cal livre dos cimentos se origine principalmente dos fenômenos de hidratação dos silicatos e da dissociação do aluminato tricalcico, preferindo as especificações modernas limitar a 8% o teor desses elementos (calculado pelo método de Bogue) em cimentos destinados a obras portuárias.

Na verdade, o mecanismo dessas reações complexas, variando com fatores talvez insuspeitados, é apenas conhecido em suas linhas gerais, em seus produtos finais estáveis, e de maneira ainda insuficiente ao estabelecimento de especificações capazes de orientar a fabricação de cimentos portlands, resistentes às ações químicas e dinâmica desses ambientes.

Assim concluiu judiciosamente a 2ª Reunião dos Laboratórios Nacionais de Ensaio, considerando prematura a fixação de especificações nacionais para cimentos destinados a obras marítimas, até obtenção de documentos resultantes de observações sistemáticas em obras e laboratórios nacionais. (32)

Entretanto, são acordos os técnicos especializados, em reconhecer as qualidades intrínsecas dos concretos criteriosamente do-

(31) Paulo Sá — Concreto e Água do mar. Anais de 1ª Reunião dos Lab. Nac. de Ensaio pgs.

*Prof. Ary Torres*

Mecanismo do Eortoso do Concreto pelas Águas Agressivas Naturaes. Bol. Instituto Eng. São Paulo — Agosto 1938

Cimento Portland — sua constituição Bol. Inst. Eng. S. Paulo — Junho 1936

(32) 2ª Reunião dos Lab. Nac. de Ensaio S. Paulo 1939

sados — à compactidade, obtida pela justa graduação na granulometria dos agregados; à resistência, assegurada pelo mínimo fator água-cimento compatível com a trabalhabilidade da massa na estrutura considerada, e à unidade superficial — ausência dos fendilhamentos de contração, evitados pelas precauções de um período sazonalmente — as resistências químicas dos concretos às águas agressivas do mar, inutilmente procuradas em cimentos de melhor qualidade aplicados em concretos porosos, frácos e fissurados.

Nas obras de concreto armado, a eventual oxidação das armaduras pelas águas agressivas que se infiltram através as camadas mais ou menos porosas dos recobrimentos, acelera o processo de desagregação, assumindo com frequência a responsabilidade integral da rápida destruição das estruturas. Observação de fenômenos dessa natureza conduziram alguns técnicos de valor e algumas especializações de autoridade incontestável a atribuir importância dominante às espessuras de recobrimento dos ferros nas estruturas de concreto armado, chegando algumas ao exagero de aconselhar dimensões de 0,10 (M. M. Gaye et Agatz, Congresso de Venezuela 1931), fixadas em geral em 0,05, sem distinção da natureza de trabalho da peça considerada.

Os que mais de perto têm entretanto procurado estudar, no campo das aplicações práticas, o fenômeno complexo da desagregação dos concretos sujeitos à ação química e dinâmica das águas do mar, têm sido levados a reconhecer as qualidades do concreto empregado — a técnica de sua execução e as condições de trabalho da estrutura — a durabilidade das obras, inutilmente procurada na ilusória proteção de um crescimento de recobrimento de armaduras.

Em estudos iniciais apresentados em 1927 no boletim de Janeiro da A. I. P. dos Congressos de Navegação, e desenvolvidos posteriormente na sua these ao Congresso de Venezuela, Jorge Lira, da Universidade Católica do Chile, estudando os insucessos notáveis de algumas obras do seu país, salienta o fato hoje incontestado de que é uma injustiça atribuir à influência exclusiva da porosidade normal dos concretos, os casos em que figura como determinante direta das desagregações, o ataque das armaduras no interior relativamente íntegro dos massiços. (33)

Analisando os fatores responsáveis pelo esfoliamento da superestrutura dos cais de Valparaíso, no qual as armaduras atacadas, corroídas até ruptura dos estribos em grandes secções, foram a

causa determinante da ruína das travess principais, o autor, eliminando a possibilidade de uma pobreza exagerada dos concretos ou de uma técnica imperfeita na construção diz:

Il reste alors comme seule cause probable de l'oxidation des armatures, et par conséquence de tout le dégât, la formation de petites crevasses dans le béton, dont l'origine peut se trouver, soit dans une fatigue excessive à la traction, soit dans le retrait du matériau pendant le durcissement. Si l'on calcule les efforts de traction supportés par le béton sous l'effet du poids mort et du train-type, on arrive au chiffre considérable de 49 kg por cm<sup>2</sup>, qui expliquerait très bien la formation des petites crevasses dont il s'agit. Quand on dressa le projet de l'ouvrage en question vers 1912, on se préoccupait très peu de chiffrer le taux du travail du béton à la traction: on estimait être assez prudent en adoptant des armatures en acier suffisantes pour résister à la totalité de ce genre d'efforts; on se contentait d'être pessimiste de ce côté, sans songer que le béton devait suivre le métal en son allongement, ce qui le forcerait à s'allonger aussi, et devait avoir comme conséquence la formation de fissures transversales, qui sont sans danger pour la résistance mais qui réduisent énormément la protection que le béton constitue pour les armatures, ce qui est particulièrement défavorable dans le cas où l'ouvrage se trouve exposé à une atmosphère particulièrement oxydante, comme l'air marin.

E mais adiante, como confirmação pratica dessas judiciosas observações, referindo-se a peças unicamente comprimidas:

«(c) — Les exemples d'ouvrages dans lesquels le béton armé a été appliqué en constituant des caissons ou des colonnes que l'on remplit de béton ou d'un autre matériau moins coûteux, sont déjà très nombreux et à mon avis, on ne peut pas leur faire de critiques fondées au point de vue technique. . . . ; plus loin, j'aurai l'occasion de mentionner les principales applications de ce genre d'ouvrages que nous avons faites au Chili, d'ont quelques-unes comptent déjà plus de douze ans, sans manifester aucun signe de déchéance.

Referindo-se ao caso de Valparaizo, diz ainda o mesmo autor, na comunicação citada:

Toute l'infrastructure de cet ouvrage s'est très bien comportée tandis que dans les nervures de la superstructure on a observé les dégâts dont j'ai fait mention. A existencia desse fissuramento, como consequencia da exagerada taxa de trabalho nas zonas de tração das peças de concreto, foram postas em evidencia posteriormente, quando pelo emprego de armaduras de aço de altos coeficientes de resistencia, procurou-se elevar o rendimento do concreto armado nas peças flechadas.

Malheureusement, si l'on remplace dans une construction l'acier ordinaire par un acier plus resistant, par exemple un acier à 120 kilogrammes de limite élastique, on y provoque, dès qu'on la soumet à des charges déterminant des fatigues du métal notablement supérieures aux valeurs usuelles, des fissures désastreuses, et elle ne se comporte pas beaucoup mieux que si les armatures étaient en acier doux ordinaire de même section, surtout dans le cas de charges variables. (34)

A correção desse inconveniente pela distensão previa das armaduras, ancoradas na massa dos concretos, criando esforços parasitas de compressão nas zonas distendidas das estruturas, cuja eficiencia Kaenen entre outros, combate com profusão de argumentos e experiencias, foi definitivamente possível quando os estudos citados de Freyssinet demonstraram, que ao conhecimento inexacto das deformações elasticas dos concretos, cabia a responsabilidade dos insucessos das primeiras tentativas.

Pour les bétons ordinaires, les raccourcissements peuvent atteindre, suivant leur condition de retrait ou de charge, jusqu'à 3 millièmes et même plus; ce qui implique des chutes de tension des aciers susceptibles de dépasser 60 kilogrammes par m/m<sup>2</sup>. Il ne faut donc pas être surpris que des tensions de 10 ou 12 kilogrammes aient donné des résultats négatifs. (35)

(34) E. Freyssinet  
Une Revolution dans la Technique du Béton  
Paris 1936 — pg. 62

(35) E. Freyssinet op. Cit. pg. 65  
Prof. Von Emperberg — Fessuratione del coestruzzo et scoprimiento amissibile  
delle armature et. — Milano 1937

Eng. Augusto Durelli — Contribuzione a l'etude du beton  
Essais Photoelastométrique  
These a Fac. de Science de Paris — Julio 1936

As aplicações, práticas dessas conclusões são hoje do domínio corrente da técnica dos concretos, e abrem um campo novo à concepção de estruturas arrojadas. Entre nós estão sendo aplicadas pela primeira vez nas peças distendidas da estrutura de um hangar do tipo «Caquot» em construção no Aeroporto Santos Dumont.

As especificações que pretendem obrigar grandes recobrimentos das armaduras distendidas das peças trabalhando a flexão condensam-se entretanto, independente dessas considerações envolvidas limites de deformações elásticas dos concretos solidarizados aos ferros de armadura pelos esforços interiores de aderência. Ultrapassado o limite muito estreito nos quais esses esforços de aderência influem na deformação dos concretos, as camadas de recobrimento ficam subordinadas a esforços de tração rapidamente crescentes, à medida que se afastam do eixo neutro das secções, atingindo taxas limites do trabalho elástico dos concretos, muito antes de haverem atingido as armaduras, as taxas normais para que foram calculadas. O concreto desses recobrimentos inevitavelmente se fendillham, acelerando o ataque e a desagregação das estruturas.

Entre nós, essa limitação da espessura dos recobrimentos dos ferros em obras portuárias de concreto armado vem sendo de ha muito defendida pelo eminente professor Mauricio Jopert da Silva, da E. Nacional de Engenharia da Universidade do Brasil. Vitorioso nas discussões que se travaram para fixação desse importante detalhe no projeto da estrutura já citada do porto de São Sebastião, o critério foi definitivamente firmado nas conclusões finais da 2ª Reunião dos Laboratorios Nacionais de Ensaio.

Nos mares sujeitos a oscilação da maré, a renovação incessante das aguas em contato, sob pressões variáveis, com as superficies das estruturas alternativamente imersas e emersas, accelera nessas zonas de modo notavel a ação aggressiva das aguas do mar. Esse fenomeno, reconhecido em todas as obras (e para todos os materiais) foi exaustivamente documentado no memoravel Congresso de Veneza, cujos ensinamentos orientaram segundo diretrizes mais firmes, as grandes applicações do concreto em obras portuarias, firmando definitivamente entre os tecnicos, um conceito uniforme sobre as possibilidades desse material, julgado até então diversamente, consoante sucessos ou insucessos individuais.

Não cabe nesse trabalho analise das especificações atualmente em vigor nos diversos países, no que concerne aos cimentos portlands, destinados a obras portuarias. Parece firmar-se uma tendencia a caracterisar a resistencia quimica dos cimentos em aguas sulfatadas, pelo teor em aluminato tricalcico, calculado a partir

dos óxidos básicos, pelo processo de Bogue. Algumas especificações estrangeiras, principalmente americanas fixam o limite de 8% para esse elemento, critério igualmente proposto pela já citada 2.ª Reunião dos Laboratórios Nacionais de Análise.

Resulta entretanto logicamente das considerações anteriores, a influencia dominante da compactidade dos concretos na sua resistência à ação química dos ambientes agressivos. Recomendam-se portanto cuidados especiais na dosagem dos agregados, na sua granulometria, na fixação racional do fator água-cimento e principalmente na cura perfeita das peças, em circunstâncias que evitem quanto possível o fendilhamento das superfícies.

The prime essential for all sea-water concrete is that a dense product of low porosity should be obtained (36).

(36) F. M. Lea — C. H. Desch  
The chemistry of cements and concret. — 369 — London 1935.

# INDICE

3	Introdução.....
5	Generalidades e Classificação.....
13	Quadro geral de classificação.....
	CAPITULO II
13	Terrenos de fundação.....
	CAPITULO III
21	Generalidades.....
23	A - Muros contínuos.....
24	1) Fundações em rocha.....
24	a) Estruturas monolíticas.....
25	b) Estruturas de blocos.....
26	c) Estruturas de blocos tubulares.....
27	Fundações em ensacadeiras.....
27	Fundações sobre camadas regularizadoras.....
29	Fundações pneumáticas.....
31	Cais do Porto do Rio de Janeiro.....
40	2) Fundações em areia ou terrenos compressíveis.....
47	a) Estruturas monolíticas.....
47	Fundações em ensacadeiras.....
47	Fundações pneumáticas.....
53	b) Estruturas de blocos.....
60	Fundações sobre massigos de entrocamento ou de areia.....
62	Fundações em massigos de concreto.....
67	c) Estruturas de blocos tubulares.....
70	d) Estruturas de caixões flutuantes.....
77	Sistemas de fundações.....
77	3) Fundações em vasa.....
79	B - Muros descontinuos.....
93	1) Fundações em rocha.....
93	Pilares monolíticos.....
93	a) Fundações em ensacadeiras.....
93	b) Fundações pneumáticas.....
101	c) Estruturas de blocos tubulares.....

102	1) Fundações em terrenos compressíveis.....
102	a) Pilares monolíticos.....
103	b) Estruturas de blocos.....

CAPITULO IV

105	<b>Obras semi-pesadas</b> .....
105	a) Estruturas de Plataformas.....
106	1) Cais de Tubulões.....
118	b) Estruturas sem Plataformas.....

CAPITULO V

123	<b>Obras leves</b> .....
121	a) Estruturas com plataforma.....
128	b) Estruturas sem plataforma.....
132	<b>Conclusão</b> .....

CAPITULO VI

135	<b>Concretos em obras portuarias</b> .....
-----	--