

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

SOBRE O CÁLCULO DE PAREDES-DIAFRAGMA EM VALAS DE METRÔS

Eng. WALTER A. NIMIR

SOBRE O CÁLCULO DE PAREDES-DIAFRAGMA  
EM VALAS DE METRÔ

Eng. WALTER A. NIMIR

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para a obtenção do título de "Doutor em Engenharia Civil".

Orientador

Dr. Ilio Montanari

Suplentes

Dr. Lafael Petroni

Dr. Marcius Fantozzi Giorgetti

Dr. Regis Latorraca R. Lima

Dr. Walter Savassi

Comissão Examinadora

Dr. Carlos E. M. Maffei

Dr. Dante A.O. Martinelli

Dr. Ilio Montanari

Dr. José H. Albiero

Dr. Nélio Gaioto

## AGRADECIMENTOS

O autor agradece ao Dr. Ilio Montanari, seu orientador.

Não poderia deixar de agradecer especialmente aos Eng<sup>os</sup>.  
Dr. Carlos Eduardo Moreira Maffei e Ronan Ayer de Oliveira,  
pelo grande auxílio e incentivos prestados.

Agradece ainda ao Eng<sup>o</sup> Edmundo Rogério Esquível e à Sra.  
Hiroko H. Mendes Sanches.

Finalmente fica também registrado o agradecimento àqueles que  
de alguma forma contribuíram para este trabalho.

## R E S U M O

O presente trabalho tem por finalidade fornecer ao projetista elementos para o projeto básico e, em alguns casos, para o projeto definitivo de paredes-diafragma.

Com o intuito de melhor informar ao projetista, incluiu-se um breve apanhado sobre os métodos executivos e detalhes construtivos.

Registrou-se também uma visão geral dos vários processos de cálculo estático e verificações de estabilidade existentes.

Finalmente, forneceram-se tabelas de esforços solicitantes, tanto para paredes, como para estroncas, para vários tipos de solo e condições de carregamento.

## A B S T R A C T

The purpose of this work is to provide data to the project engineer on the design of diaphragm walls at the contract design level and in certain cases, at the detailed design level.

With a view to improving the general information available to the project engineer, construction methods and details are discussed.

Also included is a general review of the static design methods and of methods for verifying the stability.

Finally tables are provided for the load effects induced in diaphragm walls and the trench support struts, for various soil types and load conditions.

## NOTAÇÕES EMPREGADAS

$A_0, A_1, A_2$  = níveis d'água considerados

$B$  = semi largura da vala, da base da sapata ou largura de "coluna" de solo

$c$  = coesão

concreto armado = notações da NB-1/78

$C$  = resultante da coesão, consumo de aço/m<sup>3</sup> de concreto

$D$  = espessura de estrato mole, eixo de deslocamentos

$\{ D \}$  = matriz de deslocamentos

$D_f$  = profundidade onde está aplicada a sapata

$E$  = módulo de elasticidade

$E_a$  = empuxo ativo

$E_1, E_2, E_3$  = estroncas

$F$  = eixo de forças

$H$  = profundidade de escavação

$h$  = espessura

$J$  = momento de inércia

$\{ K \}$  = matriz de rigidez

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo

$K_0$  = coeficiente de empuxo em repouso

$l_{bx}, l_{by}$  = comprimento de flambagem das estroncas

$M$  = momento fletor

$N_c, N_q, N_y$  = fatores de Terzaghi (capacidade de carga)

$P$  = peso total

$Q$  = esforço cortante

$Q_1, Q_2, Q_3$  = sobrecargas de edifícios lindeiros

$q$  = sobrecargas

$\{R\}$  = matriz de carregamento

$t$  = ficha da parede-diafragma

$u$  = pressão neutra

$U$  = resultante da pressão neutra ("força" neutra)

$\gamma$  = peso específico do solo

$\gamma_f$  = peso específico do aço

$\sigma_a$  = tensão horizontal (estado ativo)

$\sigma_p$  = tensão horizontal (estado passivo)

$\theta$  = ângulo de atrito interno do solo

$\lambda_x, \lambda_y$  = índice de esbeltez das estroncas

O significado de outras notações está indicado no texto.

## Í N D I C E

ITEM	PÁGINA
INTRODUÇÃO	1
1. NOTAS PRELIMINARES SOBRE PAREDES-DIAFRAGMA	3
1.1 - Histórico	3
1.2 - Sequência de Execução de Paredes-Diafragma	5
1.3 - A Lama Estabilizadora e Seus Efeitos	9
1.4 - Canteiro	11
1.5 - Vantagens	11
2. PROCESSOS DE ESCAVAÇÃO DE VALAS	13
2.1 - Escavação Com Máquinas que Utilizam a Circulação Inversa	13
2.2 - Escavação com Máquinas do Tipo "Clamshell"	17
3. A CONCRETAGEM	27
3.1 - Lançamento do Concreto	27
3.2 - Características Exigidas para o Concreto	31
3.3 - Armaduras	33
3.4 - Juntas	37

ITEM	PÁGINA
3.5 - Paredes-Diafragma Pré-Moldadas	40
4. ESTADO ATUAL DOS PROCESSOS DE CÁLCULO	45
4.1 - Estabilidade Geral da Vala	48
4.2 - Estabilidade do Fundo da Vala	
4.2.1 - Terzaghi	52
4.2.2 - Peck	54
4.2.3 - Tschebotarioff	55
4.2.4 - Teng	55
4.2.5 - Sowers	56
4.2.6 - Bowles	56
5. MÉTODOS DE CÁLCULO DO ESCORAMENTO PROPRIAMENTE DITO	57
5.1 - Métodos Empíricos	61
5.2 - Métodos Semi-Empíricos	62
5.2.1 - Método de Blum	65
5.2.2 - "Free-end-Method"	66
5.2.3 - "Fixed-end-Method"	67
5.3 - Métodos Analíticos	69
5.3.1 - Modelos tridimensionais	70
5.3.2 - Modelos bidimensionais	70
5.3.3 - Modelos unidimensionais	72



ITEM	PÁGINA
6. ESTUDO ANALÍTICO DE PAREDES DE CONTENÇÃO DE VALAS	86
6.1 - Objetivo	86
6.2 - Quando Utilizar Paredes-Diafragma ?	86
6.3 - Ficha	87
6.4 - Razão de Utilização de Estroncas	87
6.5 - Níveis de Escoramento	88
7. PROPOSTA A SER ANALISADA	89
7.1 - Generalidades	89
7.2 - Profundidades de Valas	89
7.3 - Tipos de Solo	89
7.4 - Variações de Espessura de Paredes-Diafragma	90
7.4.1 - Consumo de aço	90
7.4.2 - Faixas de momentos admissíveis	92
7.5 - Níveis de Escoramento	93
7.6 - Níveis de Água	95
7.7 - Sobrecargas	95
7.8 - Processo de Cálculo Utilizado nas Análises	96

ITEM	PÁGINA
8. METODOLOGIA PARA ELABORAÇÃO DAS TABELAS	97
8.1 - Generalidades	97
8.2 - Simbologia Utilizada	97
8.2.1 - Identificação do solo	98
8.2.2 - Identificação da estrutura	98
8.2.3 - Identificação da sobrecarga	98
8.3 - Tabela de Índices e Coeficientes do Solo	99
8.4 - Estroncas	100
8.5 - Apresentação de Dados e Comentários sobre as Tabelas	102
TABELAS	106
BIBLIOGRAFIA	152

## INTRODUÇÃO

As estruturas dos Metrôes frequentemente são obras enterradas. Para a sua execução são necessárias escavações, que na maior parte das vezes deverão ser escoradas.

O escoramento pode ser realizado com estacas metálicas e pranchões, estacas-prancha, estacas justapostas e paredes-diafragma. Normalmente o custo destes escoramentos é de 10% a 20% do montante das obras civis.

Este trabalho tem como finalidade fornecer elementos para o pré-dimensionamento e em certos casos o próprio dimensionamento de paredes-diafragma. Na maioria dos casos poucas mudanças são feitas do pré-dimensionamento para o projeto definitivo; a economia de obra decorrente destas mudanças nem sempre é compensadora face ao aumento de custo do projeto.

Até a fase da utilização corrente de computador, os processos de cálculo existentes não contemplavam o comportamento do conjunto solo-estrutura, nem os aspectos evolutivos do problema.

Os processos de cálculo, até então existentes, eram os empíricos ou analíticos que utilizavam hipóteses totalmente divorciadas da realidade.

Com o uso mais difundido do computador, foi possível utilizar outros processos de cálculo, os quais levam em consideração o comportamento conjunto solo-estrutura e os aspectos evolutivos do problema. Assim, o problema de cálculo de escoramento pode ser analisado por elementos finitos, vigas sobre apoios deformáveis, etc. Todos estes processos simulam o comportamento

solo-estrutura e os seus aspectos evolutivos. Entretanto, até o presente, não se dispõe de um processo definitivo de cálculo de escoramentos.

\ A medida que os valores provenientes de medições em obras forem sendo interpretados e relacionados com os diferentes processos de cálculo, estes últimos serão calibrados. Deste procedimento deverão surgir processos de cálculo mais confiáveis.

Como o projeto de uma parede-diafragma não se restringe somente ao seu cálculo, fornecer-se-á também, neste trabalho, elementos referentes a métodos construtivos, detalhes de armadura (disposição, espaçamento, etc.), concretagem, etc.

1.  
NOTAS PRELIMINARES SOBRE PAREDES-DIAFRAGMA

1.1  
Histórico

A utilização de lama bentonítica como suporte do terreno escavado iniciou-se por volta de 1845 com o engenheiro francês, M.Fauvelle, o qual aplicou este material para remoção do solo escavado e manutenção de estabilidade do furo; esta escavação era a de um poço de 170 metros, tendo os trabalhos durado 22 dias.

A primeira patente de utilização de lama como elemento de suporte, de escavação por circulação como também para retirada deste material, é atribuída a Powell, em 1926. O processo de Powell consistia na escavação de furos de dimensões avantajadas sob a proteção de lama com densidade elevada, que permitia a estabilidade das paredes da escavação sem desmoronamentos. Completada a escavação, a lama era bombeada e a concretagem realizada a seco. Na época, a principal vantagem apontada para o processo era a velocidade de escavação, velocidade esta maior que nos processos usuais.

Embora o processo de utilização de lama na escavação de poços fosse bastante antiga, somente por volta de 1945, nos EE.UU., começou a ser empregado na escavação de valas. Mesmo assim, até há pouco tempo, a construção de valas empregando lamas bentoníticas somente era utilizada para a execução de "paredes de impermeabilização" em solos, para diminuir a percolação sob barragens, no contorno de escavações abaixo do nível d'água, etc. Na Europa, as paredes construídas em valas escavadas, sob a proteção de lama, foram desenvolvidas também como paredes estruturais e pilares de fundação. Em 1934 foram edificadas as primeiras paredes formadas por estacas justapostas, estacas estas executadas sob a proteção de lama bentonítica. Como estas paredes não eram estanques, foi desenvolvida a técnica de estacas

secantes. Em 1948 e 1950 foram construídas, utilizando-se a técnica de lama bentonítica, respectivamente estacas de 1 metro de diâmetro e 65 m de comprimento (Nigéria) e 1,55 m de diâmetro e 30 m de comprimento (França).

As paredes estruturais moldadas no solo, conhecidas como paredes-diafragma, tiveram a sua origem nos anos de 1953 na Itália, através dos engenheiros Veder e Marconi.

A idéia básica desta técnica era a escavação de valas retangulares, sem escoramento das paredes escavadas; isto apenas era possível executando-se a escavação com a vala cheia de lama bentonítica de perfuração, já conhecida na execução de poços circulares. Apesar de, atualmente, este tipo de execução não ser excepcional, foi preciso muito tempo e arrojado para utilizá-la. Provavelmente, o sucesso obtido na perfuração de poços circulares era atribuído, quase que somente, à forma da escavação. Embora a forma circular seja bastante favorável à estabilidade, a utilização de lama na escavação de lamelas confere suporte ao solo adjacente às paredes de escavação, por algum mecanismo, até o presente, não muito bem definido.

Após a escavação executada sob a "proteção de lama", a vala era preenchida com concreto, por meio de tubos de concretagem (chutes), o que tornava possível o seu lançamento sob a lama bentonítica. Este novo processo permitiu a execução de cortinas de vedação contínuas em substituição ao processo de execução de estacas justapostas ou secantes. Atualmente, a não ser em casos excepcionais, as cortinas executadas com estacas justapostas ou secantes não são mais utilizadas.

Com relação à escavação, foram desenvolvidos, basicamente, dois processos:

- Escavação com "clamshell";
- Escavação através de máquinas, que utilizam circulação inversa.

Recentemente, no Japão, foram desenvolvidas técnicas que utilizam perfuradores rotativos e circulação de lama bentonítica.

Excluindo-se estas últimas máquinas, que vêm ganhando terreno paulatinamente, o método mais utilizado, na atualidade, é o de escavação com "clamshell", o qual permite velocidades consideráveis de execução. A velocidade de escavação além de influenciar no custo do processo, é, em boa parte dos casos, fator técnico de grande importância, pois certos tipos de problema de escavação são intimamente ligados ao tempo em que a vala permanece aberta.

A circulação inversa é reservada às execuções em terrenos mais difíceis e às valas de grande profundidade.

## 1.2

### Sequência de Execução de Paredes-Diafragma

Cada um dos métodos acima apontados tem as suas particularidades de execução. Entretanto, em linhas gerais, todos eles apresentam a sequência executiva que expor-se-á a seguir:

- Paredes-guia: antes do início da escavação da vala propriamente dita, são construídas paredes-guia, as quais têm a finalidade de "guiar" o início da escavação e servem também como conduto de alimentação de lama bentonítica. Vide figura 1.

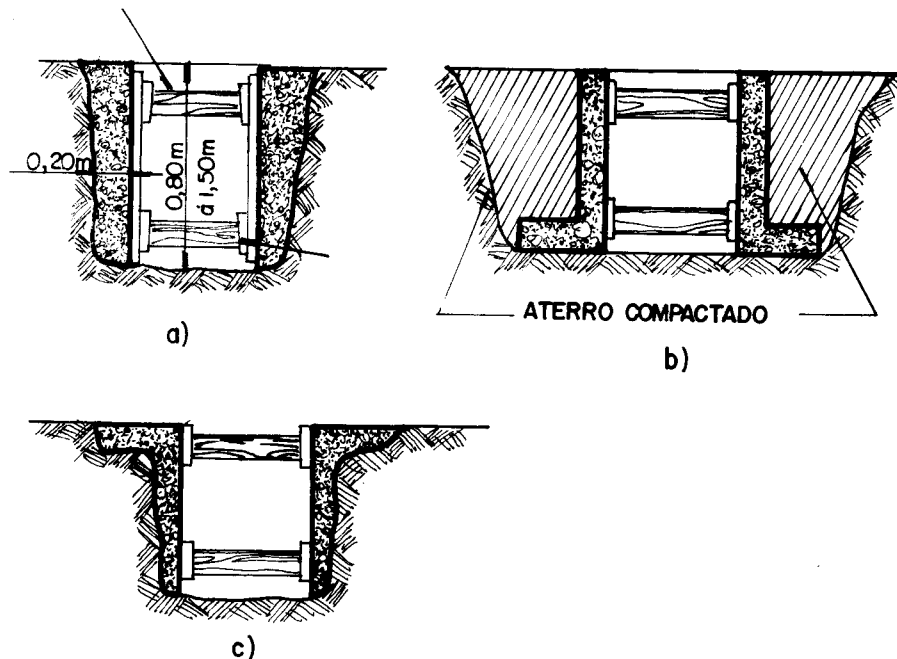


FIGURA 1

Em cada caso, dependendo das condições lindeiras, é estabelecido o comprimento de cada painel de escavação.

Uma vez pronta a escavação, colocam-se as gaiolas de armação, utilizando-se guinchos ou guindastes (no caso de paredes, cuja finalidade seja apenas de vedação - "cut-offs", não é usada armação). A seguir são colocadas nas extremidades do painel tubos-junta que têm por finalidade formar um encaixe para painel adjacente.

Para se efetuar o lançamento do concreto, são introduzidos na vala, tubos, os quais devem permanecer durante todo o tempo de execução, mergulhados dentro da massa de concreto para evitar falhas de concretagem. À medida que o lançamento é feito, a lama vai sendo expulsa da vala e é encaminhada para outra que está sendo escavada ou para um reservatório, se for o caso.



Após o início da pega do concreto, os tubos-guia começam a ser retirados, devendo esta operação estar terminada antes do seu endurecimento final.

Existem dois tipos de sequências de execução:

- Painéis sucessivos, onde cada painel é executado, um após o outro, em sequência. Neste tipo, é necessário apenas um tubo-junta a não ser evidentemente no primeiro painel (figura 2).
- Painéis alternados, onde são executados inicialmente lamelas primárias, utilizando-se dois tubos-junta e lamelas secundárias onde os mesmos não são utilizados. Aqui, como o próprio nome indica, os painéis são executados alternadamente.

A adoção de uma ou outra sequência de execução vai depender das condições do terreno, das sobrecargas nas proximidades da vala e das condições das edificações lindeiras.

A construção sequencial da parede é mais rápida e mais simples que a alternada, pois exige menos deslocamento da máquina e maior facilidade na utilização dos tubos-junta. Entretanto, quando houver combinação desfavorável dos elementos acima apontados (solo, sobrecargas, etc.), a execução sequencial pode ocasionar problemas de estabilidade da vala e conseqüentemente das estruturas vizinhas.

A escavação de uma lamela adjacente à outra, recém-concretada, estando esta última ainda com concreto fresco, pode determinar que o comprimento de painel proposto para escavação seja alterado, passando o seu valor para até o dobro do inicialmente estipulado (figura 2).

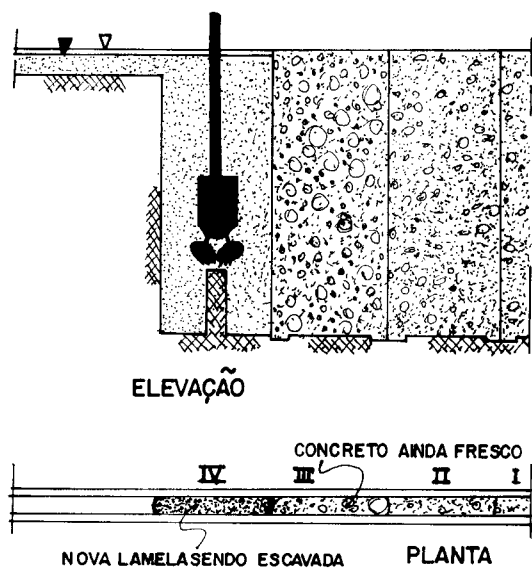


FIGURA 2

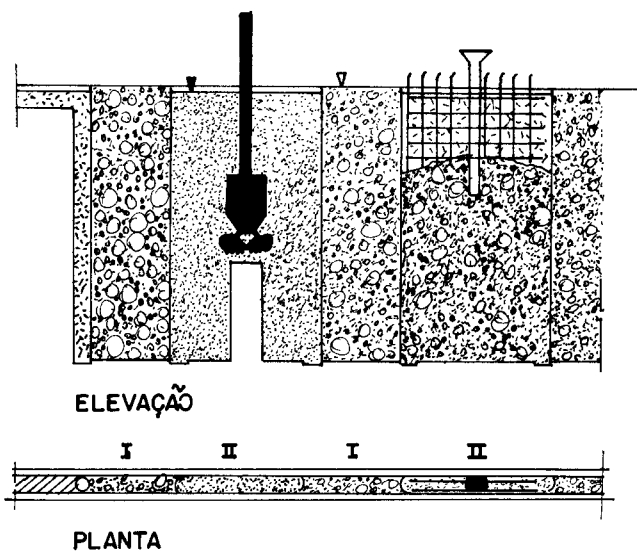


FIGURA 3

## 1.3

## A Lama Estabilizadora e seus Efeitos

A lama estabilizadora é obtida através de uma suspensão de água e uma argila montmorilonítica chamada bentonita. Estas argilas, encontradas inicialmente em Montmorillon, na França nos idos de 1874, são depósitos formados pela alteração de cinzas vulcânicas. O nome bentonita, dado a estas argilas, é derivado de Fort Benton no Wyoming, local onde foram registradas em 1896 várias jazidas deste material. Ele teve larga aplicação na perfuração de poços petrolíferos entre 1928 e 1932.

Esta suspensão de argila bentonítica tem várias propriedades sendo, a mais importante, a chamada tixotrópica, ou seja, quando ela está em repouso, adquire uma certa rigidez tornando-se fluida através da agitação. Uma outra propriedade que esta suspensão possui é a de formar uma película praticamente impermeável sobre a superfície porosa da parede da escavação.

A estabilidade da parede da vala é devida em grande parte à ação estabilizadora da lama bentonítica. Esta ação se deve à pressão hidrostática que a lama exerce sobre as paredes da vala. Para que esta pressão seja aplicada, é necessário que exista algum anteparo estanque para que a lama possa exercer alguma ação sobre o mesmo. Este anteparo estanque é obtido pela ação da própria lama, da seguinte maneira:

- Nos terrenos de granulação fina, por exemplo, os siltosos e argilosos, a lama seca ao contato com o terreno e forma uma camada chamada "cake". Esta camada, o "cake" trabalha como um anteparo impermeável que recebe o empuxo horizontal da lama bentonítica contra o terreno.
- Nos terrenos de granulação mais grosseira, por exemplo, os arenosos e pedregulhosos, a lama penetra até uma certa profundidade. Devido às suas propriedades tixotrópicas, este material tornar-se-á gelatiforme a partir de uma certa distância de penetração pois a lama não terá mais velocidade e ficará em repouso.

A zona em que a lama bentonítica penetrou e se tornou gelatinosa trabalhará como uma pequena faixa injetada de terreno. Sobre esta faixa atuará a pressão hidrostática exercida pela lama.

Nos solos arenosos, para que possa haver tanto a formação do "cake" como da zona injetada, é necessário que a pressão da lama bentonítica seja maior que aquela exercida pelas águas do lençol subterrâneo, se houver.

Apesar do que foi dito anteriormente, a ação estabilizadora da lama bentonítica ainda não está bem conhecida. Se utilizarmos as teorias correntes de cálculo de empuxos, veremos que os valores obtidos para os mesmos são, na maioria dos casos, superiores àqueles aplicados pela lama bentonítica. Provavelmente, essa ação confere ao solo uma estabilidade maior do que a obtida através de cálculos. Isto talvez deva-se ao fenômeno de arqueamento do solo, fenômeno este que teria como principal efeito o de transferir para o terreno, nas extremidades da vala, boa parte do empuxo. Outro fato que deve ser levado em conta, é que as teorias para cálculo de empuxo são baseadas em taludes e estruturas de contenção com dimensões não limitadas na direção normal ao plano onde agem as tensões.

Alguns autores Gouvenau, Schneebelli apresentaram estudos referentes ao assunto, mas não de modo conclusivo. O estudo desta estabilidade deveria ser dividido em duas zonas:

- A primeira, numa região próxima a borda da escavação, onde o terreno seria melhor simulado por modelos tradicionais de problemas de empuxo.
- A outra, nas regiões mais baixas, onde deve-se fazer sentir o efeito tridimensional, o arqueamento do solo, efeito de poço, etc.

O que se pode dizer no momento, é que o que comanda a determinação do comprimento das lamelas é a prática. É necessário

o desenvolvimento de modelos matemáticos e que estes sejam aferidos com os resultados obtidos no campo, para que possamos contar com algo mais do que a experiência dos empreiteiros.

#### 1.4 Canteiro

A chave do sucesso para um bom rendimento na execução e boa qualidade do produto final é um canteiro bem estudado.

Uma vez definido o plano de execução dos painéis ou seja: ordem de execução, definição de cotas, tipos de armadura, etc., deverá ser feito o plano de ataque da obra. Convém lembrar que este tipo de obra normalmente tende a ser bastante desordenado, devido à escavação e à lama bentonítica. Faz-se necessário, então, um canteiro bem planejado a fim de enfrentar-se estas adversidades, entre as quais podemos apontar: produção em série das gaiolas, concretagem, etc.

Deve-se dispensar muita atenção aos trabalhos preparatórios. Assim, gaiolas de armação, muretas-guia, etc., deverão ser executadas com uma certa antecedência.

Um pouco de dispêndio no estudo logístico e de canteiro poderá acarretar grandes economias e evitar dissabores na obra.

#### 1.5 Vantagens

A vantagem principal do método consiste em podermos executar paredes de contenção com um mínimo de descompressão do terreno. Outra vantagem, inerente ao método, é tornar possível a execução de parede que por outro processo seria praticamente inexecutável, por exemplo, paredes com estacas e pranchões em argilas orgânicas.

A possibilidade de atingir grandes profundidades nas cortinas (por exemplo em terrenos de índice de resistência à penetração da ordem de 30 a 50) é uma outra vantagem apresentada. A par disso a quase eliminação de abalos importantes e de ruídos exagerados torna o processo bastante atraente em zonas urbanas.

Como foi apontada no início deste item, a possibilidade de executarmos escavações, para paredes-diafragma, próximas às fundações de estruturas é uma das grandes ferramentas com que conta o engenheiro civil.

## 2. PROCESSOS DE ESCAVAÇÃO DE VALAS

Os métodos de escavação de valas vão se aprimorando com as necessidades e com a experiência adquirida ao longo dos tempos.

As primeiras máquinas utilizadas trabalhavam com circulação inversa de lama; a seguir, foram introduzidos dispositivos de escavação do tipo "clamshell" e mais recentemente, máquinas dotadas de perfuratrizes rotativas com retirada de material através da circulação da lama bentonítica.

### 2.1 Escavação com Máquinas que Utilizam a Circulação Inversa

Este tipo de máquina foi pioneiro na escavação de paredes-diafragma (figura 4). Foi utilizada pela primeira vez por Marconi no processo Rodio-Marconi.

Estas máquinas possuem um dispositivo de perfuração que escava o solo; este, misturado com a lama, é bombeado através de tubulações e conduzido para peneiras vibratórias, hidrociclones ou bacias de decantação para a extração do material escavado.

Existem diversas maneiras para provocar a circulação da lama. O processo mais utilizado na escavação de paredes-diafragma é aquele que utiliza bombas de dragagem. Estas bombas devem ter um porte tal que permita a passagem de elementos escavados com diâmetro pelo menos igual ao da tubulação de recalque.

Para iniciar-se o processo de escavação com esta máquina, deve-se escorvã-la do mesmo modo que as bombas de sucção. Isto é realizado com o auxílio de um pequeno grupo de bomba a vácuo acoplado à máquina escavadora.

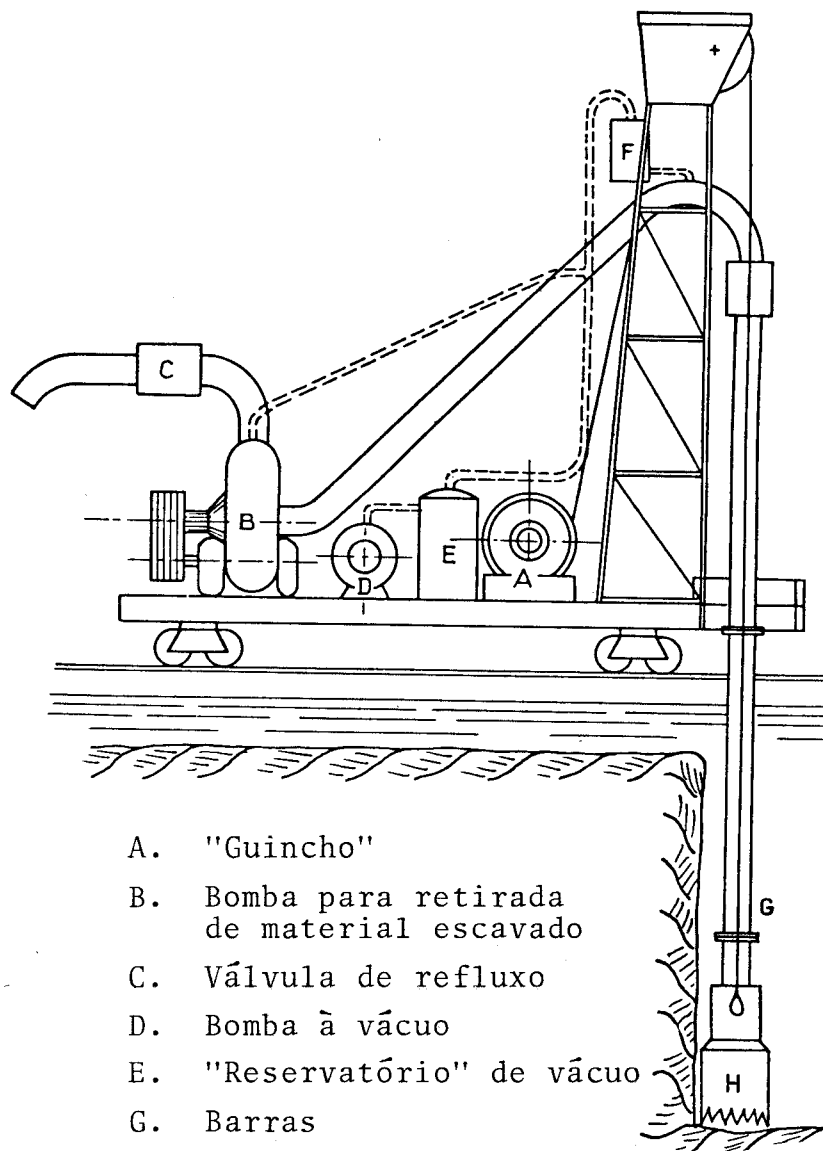
Com o intuito de permitir a rotação dos tubos, a tubulação é dotada de juntas articuladas estanques e que eventualmente permitam o deslizamento telescópico entre o conduto de aspiração e as bombas.

O deslocamento destas escavadoras geralmente é realizado sobre trilhos. Alguns tipos se deslocam sobre pistas de rolamento próprias.

Existem tipos de máquinas que trabalham com escavadores do tipo rotatório e aqueles que utilizam o sistema de roto-percussão. Dependendo do tipo de terreno a ser escavado, há uma escavadeira apropriada.

Na figura 4 mostra-se esquematicamente uma máquina de escavar do tipo circulação-inversa, que utiliza o processo de desmonte por escavadores rotativos.





- A. "Guincho"
- B. Bomba para retirada de material escavado
- C. Válvula de refluxo
- D. Bomba à vácuo
- E. "Reservatório" de vácuo
- G. Barras
- H. Broca de Perfuração

(Schneebeli, G. 1972)

FIGURA 4

Existem dois grandes problemas na escavação com máquinas do tipo circulação-inversa.

- A perda de vácuo na tubulação, por dificuldade de vedação.

- A quantidade de lama necessária e as vazões que devem ser produzidas para se ter um rendimento apropriado. Para possibilitar-se a subida do material escavado pelos tubos de sucção, deve-se ter uma velocidade mínima de escoamento através deles. Por exemplo, para um tubo de 200 mm contar-se-á com uma vazão de  $300 \text{ m}^3/\text{h}$ , devido à velocidade de escoamento mínima necessária.

Levar-se-á em consideração que esta lama deve ser peneirada ou decantada para retornar à vala de escavação; poder-se-á ter uma noção, a priori, da ordem de grandeza dos problemas que deverão ser enfrentados. Com estas máquinas existem dois tipos básicos de métodos de escavação: por "aplainamento" e por "furação".

#### Método por 'Aplainamento'

Neste método, a máquina é deslocada ao longo da largura da vala num movimento de vai-e-vem, escavando-se em camadas horizontais. Para utilizar este método, a máquina deve ser do tipo que permita deslocamentos fáceis.

#### Método por "Furação"

Neste método são executados furos verticais, até o fundo da vala, sendo que cada perfuração subsequente seria "secante" à anterior. Assim sendo, a escavação é facilitada em vista do alívio de terreno causado pelo furo anterior. No caso de escavações profundas, existe o perigo de desvios do tubo o que pode causar problemas de posicionamento das lamelas. Nos solos argilosos é comum ficarem rebarbas na escavação, as quais dificultam a introdução das armaduras.

Existe ainda um método especial de furação, o sistema Titânia, o qual utiliza tubos munidos de instrumentos de escarificação ao longo de toda a sua altura. Assim, feito o furo inicial, a

máquina pode se deslocar no sentido da largura da vala, escavando-a. Este método só pode ser utilizado, entretanto, para pequenas profundidades.

## 2.2

### Escavação com Máquinas do Tipo "Clamshell"

Concomitantemente ao desenvolvimento das máquinas do tipo anterior, surgiram as máquinas do tipo "clamshell".

Os primeiros tipos que apareceram foram utilizados pela ICOS. Esta empresa executava as suas escavações por intermédio de caçambas de mandíbula, manobradas por guinchos. Existe uma grande variação, na atualidade, dos tipos de "clamshell", quer quanto às suas dimensões, quer quanto ao seu peso.

Os tipos mais comuns de caçambas encontrados são os de bordos de ataque retangulares e os de bordos de ataque cilíndricos. Cada fabricante faz apologia do tipo que fabrica, mas, basicamente, não há vantagens significativas de um tipo em relação ao outro.

As "clamshells" podem ter dentes nos bordos; este é geralmente o caso dos tipos retangulares. Estes dentes facilitam a penetração nos terrenos bem como a sua desagregação. No caso de desgaste, estes dentes são facilmente trocados. O outro tipo de caçamba possui os bordos dentados.

O fechamento das caçambas permite uma certa estanqueidade, caso contrário todo o material escavado iria escorrer juntamente com a lama bentonítica. Por outro lado, as caçambas devem conter furos convenientemente posicionados com a finalidade de propiciar o escoamento de lama sem carrear consigo o material escavado.

Durante a escavação, as caçambas são induzidas a se desviar da direção. Devido ao movimento de rotação das caçambas, estas têm a tendência de descer em hélice.

Com a finalidade de guiar convenientemente a caçamba, durante a escavação, foram criados vários dispositivos. A maioria das "clamshells" são munidas de um dispositivo de guia, de largura sensivelmente igual à sua. A dimensão desta guia varia de um tipo para outro. O dispositivo-guia pode ter dimensões consideráveis, como no "clamshell" tipo GÁLIA, ou pode ter um tamanho reduzido, como naqueles do tipo BENOTO. Os dispositivos de direção fornecem ainda aos "clamshells" uma melhoria na capacidade de escavação, devido ao peso que adicionam a estes.

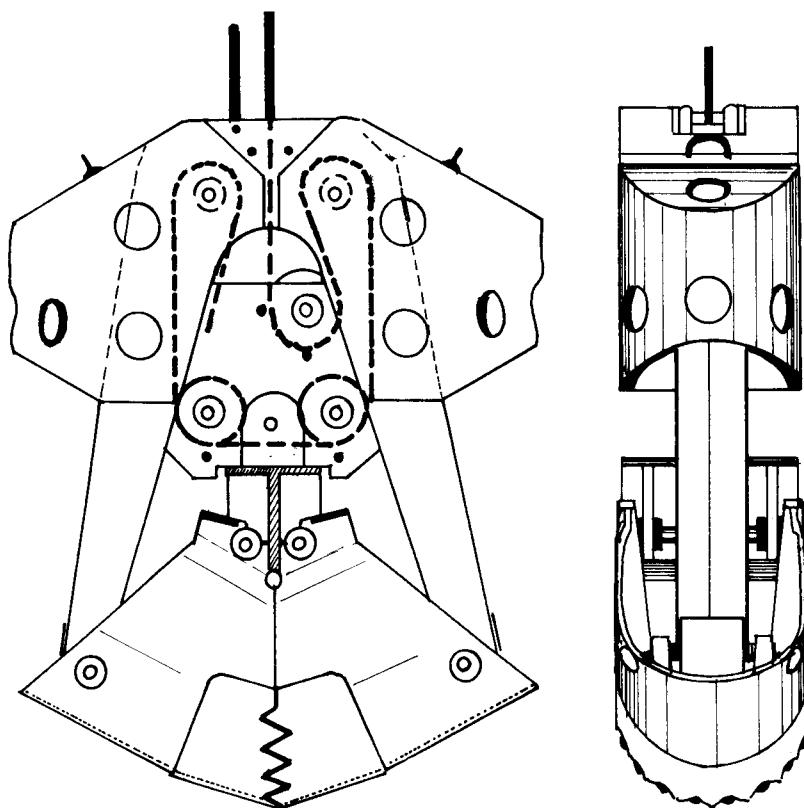


FIGURA 5  
"CLAMSHELL" TIPO GÁLIA

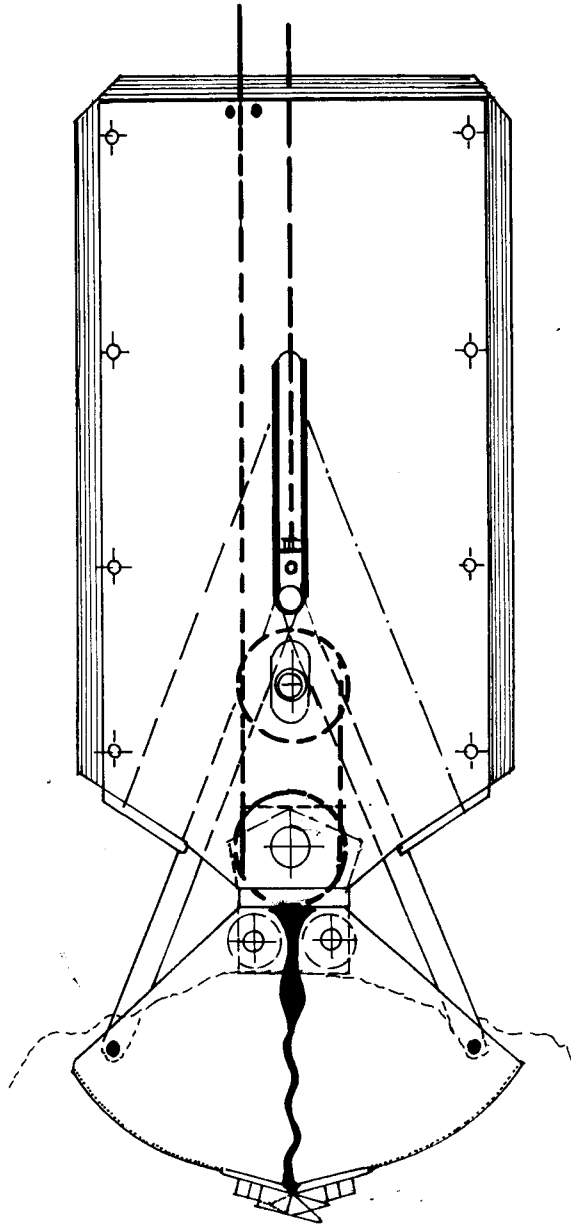


FIGURA 6  
"CLAMSHELL" TIPO BENOTTO

Nos Estados Unidos, o dispositivo mais utilizado com finalidade de guiar as "clamshells" é a barra Kelly. A barra Kelly nada mais é do que um perfil quadrado ou H de dimensões avantajadas, ao qual é fixada rigidamente a caçamba. Estas guias são ligadas às máquinas de levantamento e não permitem nem rotação nem desvios consideráveis da vertical das "clamshells". Este sistema permite uma boa orientação das "clamshells".

Os dispositivos do tipo "Kelly-bar", inclusive, facilitam as manobras, pois quando a caçamba é retirada da vala ela fica praticamente imobilizada, ao contrário daquelas suspensas por cabos. Por outro lado o peso da "Kelly-bar" agindo sobre a caçamba auxilia na escavação do terreno.

Os problemas que frequentemente aparecem nas máquinas do tipo "clamshell" são devidos aos desgastes dos cabos de suspensão e fechamento das caçambas. Nos casos de máquinas que utilizam as "Kelly-bar", o problema da troca dos cabos torna-se mais difícil, por estes passarem pelo interior da barra.

Alguns melhoramentos foram introduzidos nas máquinas com intuito de minorar os desgastes: rolamentos estanques, limpadores de resíduos no fundo das polias, etc.

A robustez das máquinas de escavar é uma das características essenciais de um bom aparelho. Durante a escavação, as máquinas estão sujeitas a choques ocasionados pela trepanação do terreno. Existem também "clamshells" com comandos hidráulicos. Estes últimos têm-se mostrado bastante eficientes, pois resistem mais ao trabalho sob a lama do que aqueles manobrados através dos cabos. Entretanto, também este tipo apresenta os seus problemas. Eles trabalham com tubos flexíveis submetidos à alta pressão; durante a operação, estes tubos são enrolados e desenrolados em polias, o que acelera o seu desgaste.

A "clamshell" hidráulica adapta-se muito bem às "Kelly-bar". Os tubos para a alimentação hidráulica podem passar através das hastes. Neste caso, os tambores enroladores podem ser eliminados utilizando-se tubos flexíveis a meia altura das hastes. Existe também "clamshell" do tipo hidro-elétrica. Estes tipos já são um pouco mais sofisticados e embora aparentemente simples, os mesmos criam certos problemas na sua utilização. O comando da "clamshell" consta basicamente de uma central oleodinâmica localizada sobre ela, e alimentada por cabos elétricos desde a superfície. Há a vantagem da eliminação dos longos cabos flexíveis mas, em contrapartida aparecem os problemas peculiares aos comandos elétricos. Por exemplo, a detecção de vazamento de óleo é imediata, ao passo que a localização de um curto-circuito já é problema mais difícil, o que pode exigir a presença de mão-de-obra mais qualificada no canteiro.

Uma grande vantagem das "clamshells" hidráulicas ou hidro-elétricas é a grande força de fechamento das mandíbulas que possuem, sem necessitar de grande peso para executar a escavação. A grande desvantagem, além das apontadas anteriormente, é que tais dispositivos são bastante frágeis em relação aos "clamshells" mecânicos. Os aparelhos usados para suporte e operação podem ser:

- Guinchos e escavadeiras, ou
- Máquinas específicas, especialmente projetadas para este fim.

As duas correntes têm os seus adeptos, mas a primeira opção é a mais vantajosa por imobilizar menor capital; quando não em uso, como escavadeiras de paredes-diafragma, estas máquinas estarão disponíveis para executar serviços de sua própria especialidade, como guincho, etc. Existem firmas especializadas que possuem somente os equipamentos de escavação, alugando os guindastes para operá-las.

Recentemente, nestes últimos 5 anos, foi introduzido um novo tipo de máquina de perfuração, pelos japoneses (figura 7). O sistema utiliza perfuratrizes rotativas e o material escavado é succionado por meio de tubulações ascendentes. O método tem sua base naquele de escavação por circulação-inversa mas vários melhoramentos foram introduzidos. A central das perfuratrizes está localizada desde logo acima destas. Sobre este corpo de perfuratrizes estão localizados também detectores de desvio de inclinação, uma espécie de "slope indicator", o qual transmite os sinais para um painel ao lado do operador. No mesmo corpo estão também localizados dispositivos de correção de verticalidade os quais podem ser acionados diretamente pelo operador.

Conforme já foi dito, a escavação é feita por perfuratrizes rotativas, cada grupo girando num sentido para minimizar o torque de desvio, e o material escavado é retirado por tubos ligados a uma bomba de sucção localizada fora da vala. A lama bombeada misturada com o material escavado, é passada através de peneiras para a retirada de material grosseiro; a seguir ela é conduzida através de hidrociclones para a retirada de materiais mais finos e finalmente depositadas em tanques de decantação. Destes tanques ela retorna novamente para a vala. Estes aparelhos de perfuração têm altura reduzida, o que permite o seu emprego em locais onde outros equipamentos não poderiam operar.

Este tipo de máquina de perfuração parece o ideal, para o momento. Entretanto, devem ser levados em conta alguns aspectos. No caso de existirem materiais de alta resistência a serem escavados, este tipo de equipamento não é eficiente. Por outro lado, o fato de ser um equipamento "auto-suficiente" acarreta uma operação mais cuidadosa, exigindo a presença de técnicos mais qualificados e manutenção mais refinada.



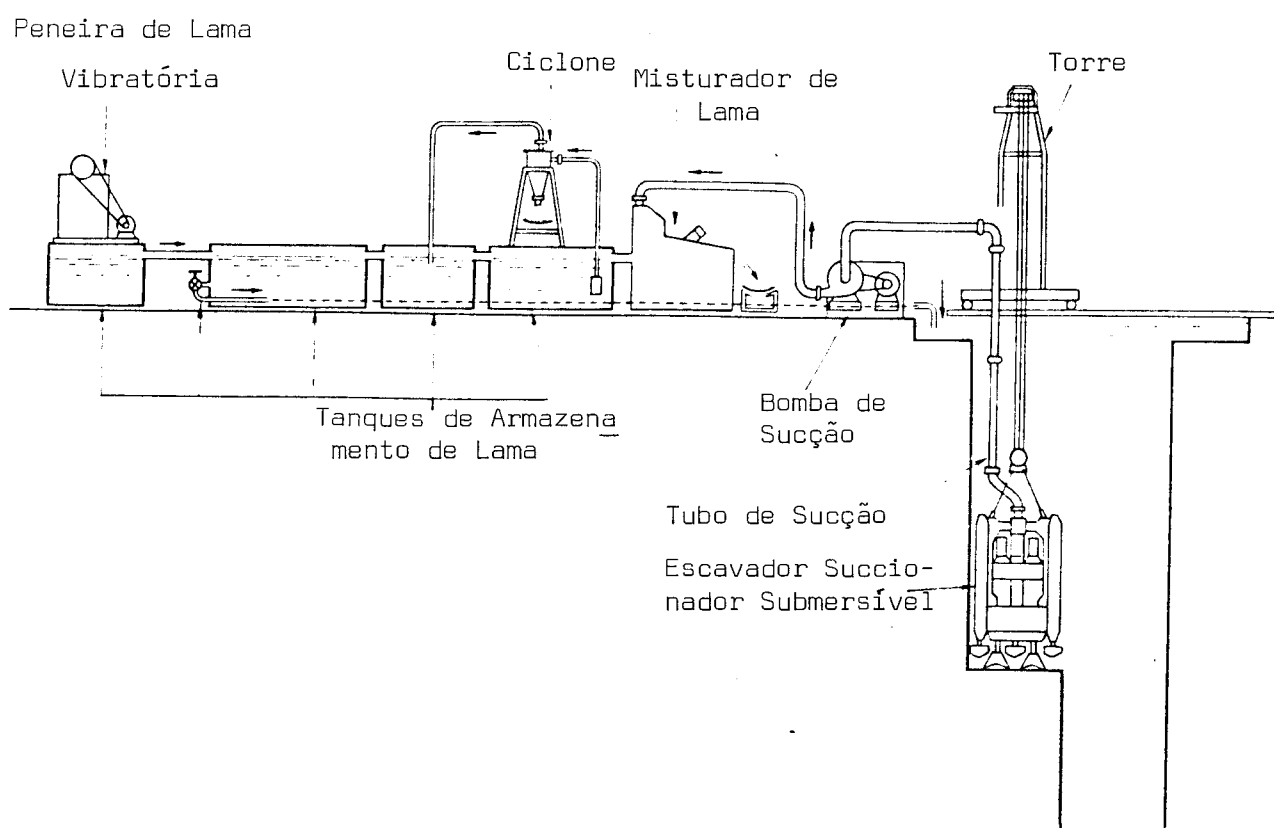


FIGURA 7

A grande vantagem deste equipamento, além das já apontadas, é o fato deles poderem operar causando um mínimo de transtorno ao tráfego.

Lama utilizada na Perfuração

A lama empregada é uma suspensão de bentonita (montmorilonita de sódio), que apresenta propriedades tixotrópicas, ou seja, tem um comportamento fluido quando agitada e é capaz de formar um gel quando em repouso, conforme foi dito anteriormente.

As bentonitas utilizadas nas perfurações geralmente recebem tratamentos químicos e mecânicos para acentuar certas propriedades. Estas podem ser assim enumeradas:

- Estabilidade da suspensão, mesmo por um período prolongado;
- A propriedade de formar uma película estanque, o "cake" a qual produz um anteparo sobre o qual agirá a pressão da lama;
- A tixotropia, conforme já explanado.

A suspensão de bentonita é comparada a um líquido Binghamiano, ou seja, um fluido dotado ao mesmo tempo de viscosidade e de coesão. Somente existirá escoamento a partir de uma certa tensão cisalhante. Acima deste limite a lama terá um comportamento de líquido viscoso.

Na realidade a lama bentonítica não se comporta como um líquido de Bingham perfeito pois sua rigidez ou viscosidade depende de seu estado de agitação. Quando em repouso, a lama atinge valores consideráveis, perdendo rapidamente esta rigidez com a agitação.

Uma boa mistura para a lama bentonítica é constituída de 2 a 6% de bentonita em peso, diluída em água. O produto obtido tem uma densidade de 0,95 a 1.1 g/cm<sup>3</sup>. Dependendo da composição do solo escavado e da água subterrânea encontrada dever-se-á adicionar agentes químicos à mistura.

Geralmente os cuidados especiais com a lama são tomados nas perfurações de poços de petróleo, os quais atingem grandes profundidades e altas temperaturas. Nas escavações de valas para a construção de paredes-diafragma, estes cuidados são menores sem se atingir todavia o nível da negligência.

Os controles mais comumente usados para determinar as características da lama no canteiro são:

- Peso específico, determinado com a balança de densidade de lama; esta densidade deve estar em torno de 1,1 t/m<sup>3</sup>;
- Viscosidade aparente, determinada com o cone Marsh; este valor de viscosidade deve estar localizado entre 30 a 90 s;
- Resistência ao cisalhamento (do gel de 10 minutos) realizado no "Shearometer"; este valor deve estar entre 1,4 a 10 N/m<sup>2</sup>;
- pH, determinado pelo papel indicador; seu valor deve se situar entre 9,5 e 12;
- Contaminação por partículas de solo em suspensão; este valor deve ser tal que a densidade da lama não ultrapasse 1,2 t/m<sup>3</sup>; o máximo conteúdo de areia permitido é em torno de 2%.

Algumas vezes são efetuados controles do "cake" secando-se uma amostra na prensa-filtro.

A preparação da lama geralmente é feita num misturador de alta turbulência funcionando em circuito fechado. A bentonita deve ficar bem dispersa na solução. A mistura obtida deve ser deixada em "descanso" para propiciar à suspensão um certo tempo de inchamento. Grandes reservatórios são necessários não somente para depósito de lama, como também para tanque de decantação.

À medida que se procede à escavação, a lama bentonítica vai sendo misturada com o material escavado. Quando a contaminação da lama atinge valores exagerados esta deverá passar por peneiras vibratórias, hidrociclones e tanques decantadores.

Dependendo da instalação, algumas destas fases podem não ser utilizadas.

Quando se trata de escavação com circulação-inversa, o problema de contaminação da lama fica muito mais agravado, pois o próprio método propicia uma mistura mais íntima da lama com o material escavado. No caso de escavação com "clamshell", a poluição é menor; mas quando se faz necessária a trepanação, o problema se agrava.

### 3. A CONCRETAGEM

#### 3.1 Lançamento do Concreto

Terminada a escavação, a fase seguinte é a de lançamento do concreto ou da argamassa-bentonita, conforme o caso.

No caso de parede estrutural, ao findar a escavação, a gaiola da armadura é introduzida na vala e a seguir o concreto é aí lançado.

O lançamento do concreto nas valas é feito através de "chutes" que são tubos com diâmetro variando entre 150 e 250 mm e comprimento de 1 a 4 m, encaixados entre si. Na parte superior desta tubulação é colocado um funil onde será depositado o concreto, geralmente fornecido pelos caminhões-betoneira.

A tubulação é colocada até o fundo da vala e, à medida que o concreto vai sendo lançado, a lama bentonítica vai subindo, devido à diferença de densidade. Com o prosseguimento do lançamento, a tubulação vai ficando embutida no concreto o que dificulta o prosseguimento da operação; neste momento a tubulação deve ser alçada devendo, porém, ficar embutida aproximadamente 2,0 m no concreto.

O concreto fresco é semelhante à bentonita, isto é, apresenta uma certa tixotropia. Este tipo de fenômeno confere ao concreto certas propriedades que determinam o seu comportamento durante a concretagem, diferente daquele suposto, simplesmente ascendente.

Apresentamos na figura 8 um esquema do comportamento do concreto durante o seu lançamento.

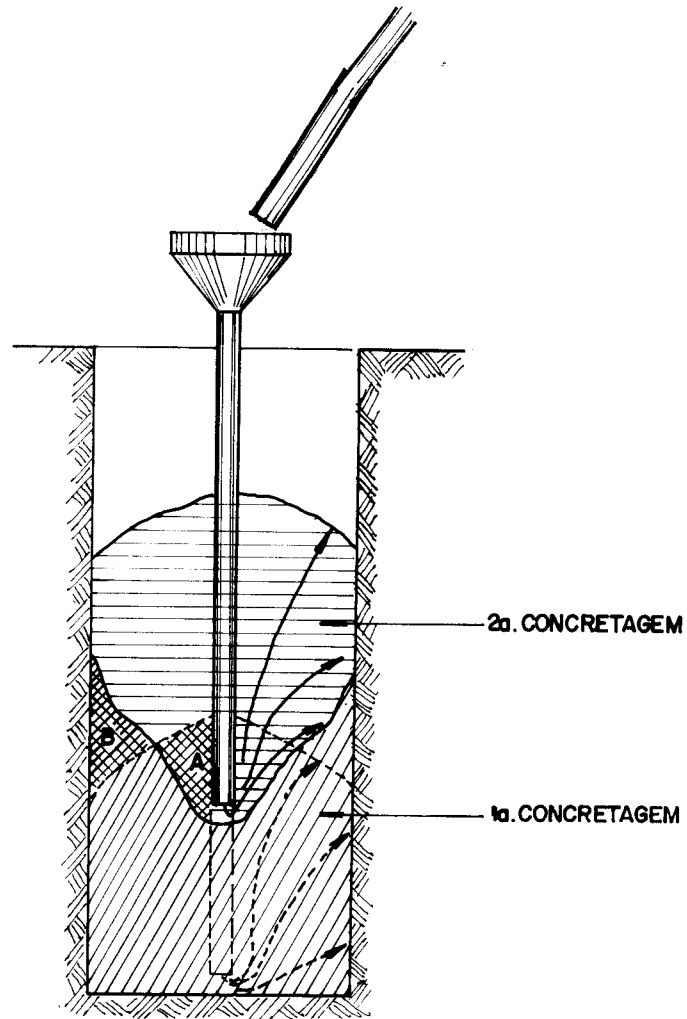


FIGURA 8

No início, o concreto preenche a vala segundo as trajetórias indicadas na figura 8. Na segunda etapa, ao se suspender pela primeira vez a tubulação de concretagem, o concreto lançado desloca para a zona B (situada nas bordas do painel) aquele localizado anteriormente na zona A.

Continuando o lançamento, o concreto seguirá as trajetórias mostradas em traço cheio no desenho. Isto vem contra a idéia "intuitiva" de que o concreto pior, aquele que fica mais em contato com a bentonita, será deslocado para a superfície no fim da concretagem.

Este concreto poluído, ao contrário, estará localizado também, nas juntas entre os painéis. Este fenômeno se dá em virtude de o concreto estar mais fluido na região dos tubos, devido aos movimentos que os operadores imprimem a este último; por outro lado, nas zonas afastadas do tubo, este concreto se encontra mais rígido.

A hipótese que se faz, de que todo o concreto poluído estará no topo do painel no final da concretagem, não é verdadeiro; pelo contrário, parte deste material de má qualidade estará localizado nas juntas entre painéis.

A concretagem dos painéis deve ser feita, sempre que possível, de uma maneira contínua. Devem ser tomadas precauções para que se evitem paralisações no lançamento do concreto. De um modo geral, a operação de concretagem não deveria ultrapassar o tempo de 4-6 horas. Interrupções prolongadas de concretagem podem ocasionar o endurecimento de material "concreto-bentonita" localizado nas interfaces de lançamentos, ocasionando zonas de baixa resistência, dentro da parede executada. Este tempo varia em função do tipo de concreto empregado mas, de um modo geral, não deve ultrapassar de 30 a 40 minutos.

As velocidades de lançamento de concreto, desejáveis, devem se situar em torno de 20 a 35 m<sup>3</sup>/h.

É medida salutar o controle do nível de concreto nos painéis, durante a operação de lançamento. O controle dos níveis de concretagem de cada painel fornece elementos importantes para análise de irregularidades que possam surgir, durante a execução.

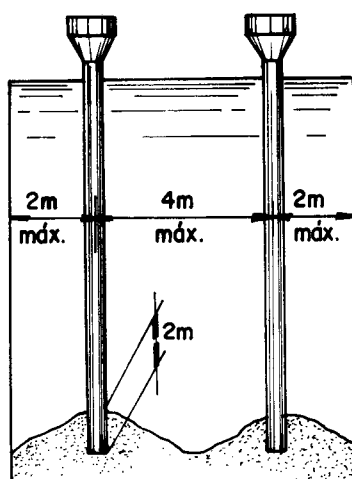
Ao contrário do que algumas especificações de execução tentam fixar em relação às tolerâncias quanto às dimensões, não se pode exigir valores extremamente rígidos quanto aos desvios; na realidade, a manutenção daqueles índices preconizados em algumas especificações não são possíveis de se executar; este fato, se não for cotejado por ocasião da elaboração do projeto, pode levar à situações de impasse durante a execução.

Quanto à lama, no momento do lançamento do concreto, não deve ter um conteúdo de areia superior a 2%. Na fase final de escavação, a lama deve ser testada, e "purificada", se for o caso. A agitação da lama deve ser assegurada durante a concretagem com a finalidade de torná-la fluida e não propiciar a sua aderência às armaduras.

A concretagem de uma vala de até 4,00 m de largura é efetuada com apenas um tubo. Para larguras superiores a este valor, devem ser utilizados dois tubos de concretagem. Entretanto, alguns construtores julgam muito severa esta restrição e permitem a concretagem com um tubo para valas com largura até 5,00 m. Devido ao fato de uma boa quantidade de concreto misturado com bentonita se localizar também nas partes superiores, é prática usual retirar-se de 30 a 50 cm de concreto a partir do topo das paredes.

A figura 9 dá uma idéia da disposição das distâncias desejáveis entre os tubos de lançamento, para uma vala com dois dutos, como também do embutimento destes na massa de concreto.





(b)

FIGURA 9

### 3.2

#### Características Exigidas para o Concreto

Um primeiro tipo de concreto utilizado em cortinas impermeabilizantes é aquele misturado com bentonita; nessas, a principal propriedade exigida é a de ser estanque. Por outro lado, quando utilizadas como cortinas impermeáveis dentro do núcleo de barragens de terra, o maior problema que surge é o de dosar um material para a cortina que tenha as mesmas características de deformabilidade do maciço, o que exige muita experiência no ramo.

Nos casos de parede de contenção, o essencial é a resistência e, não raras vezes, também a sua impermeabilidade.

A principal propriedade que se exige do concreto fresco é uma plasticidade adequada, sem a qual a concretagem tornar-se-á praticamente impossível.

A idéia frequentemente difundida, que um concreto muito plástico tem baixa resistência, não é inteiramente correta. Na realidade, cada concreto deve ser dosado para o fim a que ele se destina.

Ao se tentar executar uma parede-diafragma com concreto bastante seco, logicamente deparar-se-ia com enormes problemas, desde o seu lançamento. Posteriormente, caso tivesse sido possível executar a primeira fase, a mobilidade da mistura dentro da vala seria mínima, o que iria ocasionar falhas de execução, muitas vezes irreparáveis.

Diante do exposto, os concretos para paredes-diafragma devem ter uma plasticidade tal que apresentem, no ensaio com o cone de Abrams, um abatimento situado entre 14 e 18 cm.

A dosagem de concreto será feita para cada caso, em função dos materiais disponíveis.

Entretanto, a título de curiosidade, é fornecida uma dosagem indicativa do consumo de materiais:

- Cimento	400 kg
- Areia	900 kg
- Brita	900 kg
- Água	140 ℓ

As resistências dos corpos de prova retirados aos 7 e 28 dias deverão ser da ordem de  $200 \text{ kg/cm}^2$  e  $300 \text{ kg/cm}^2$  respectivamente.

São adicionados quase sempre plastificantes e retardadores de pega. O que se procura evitar é o início de pega prematuro do concreto, o que seria desastroso. Por outro

lado, os plastificantes conferem ao concreto maior capacidade impermeabilizante, o que também é desejável.

Quanto aos concretos utilizados para diafragmas plásticos, conforme dito anteriormente, o seu fabrico exige muita experiência em função do tipo de aplicação que será dado.

Em função do grau de impermeabilização desejado e da deformabilidade requerida, podem variar grandemente não só a granulometria como também a relação cimento-bentonita.

A título de curiosidade, forneceremos o consumo de cimento que vai de 30 a 150 kg/m<sup>3</sup>.

### 3.3 Armaduras

As armaduras são fabricadas nos canteiros de apoio. Estas são montadas em gaiolas, que possuem elementos enrijecedores para que não haja torção nem deslizamento das armaduras durante o seu manuseio. Normalmente estas armaduras são executadas em um só lance mas, não há nenhum problema se for necessário desmembrá-la em dois ou mais elementos. Este fato ocorre na execução de valas muito profundas, onde o comprimento das gaiolas torna o seu peso exagerado, para os guindastes normais de obra. Um bom dimensionamento deve conduzir à taxas de armadura em torno de 150 kg/m<sup>3</sup>. Dever-se-á preferir barras com bitolas entre 19 e 25 mm.

Uma pergunta que surge frequentemente é aquela referente à aderência das barras ao concreto em paredes-diafragma. Nos testes efetuados até o presente, foram constatadas pequenas ou nenhuma redução de aderência nas barras verticais, em painéis executados em valas com bentonita. Foram encontradas diminuições de aderência mais sensíveis nas barras de aço horizontais. Entretanto, não se conhecem, até o presente, exemplos de falhas oriundas da falta de aderência nas

barras de parede-diafragma.

As gaiolas são manobradas por guindastes e devido ao grande peso destas, cuidados especiais devem ser tomados no projeto e execução das armaduras. Estas devem levar como adicional, enrijecedores tanto horizontais como verticais, para possibilitar o manejo das gaiolas sem que estas se deformem consideravelmente. Na figura 10 tem-se um exemplo destes enrijecedores.

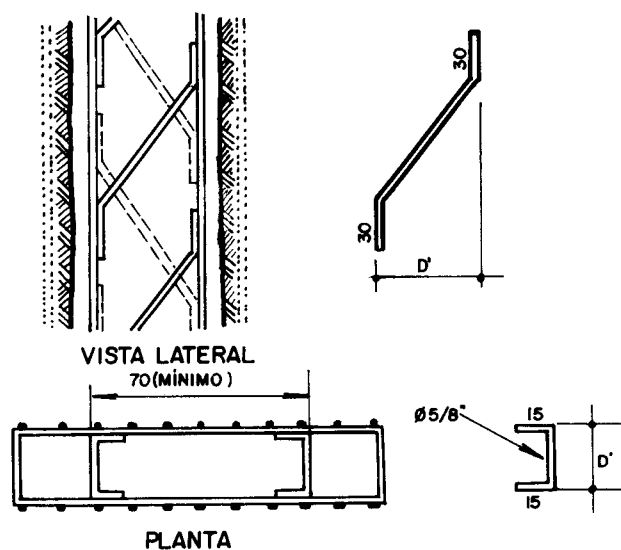


FIGURA 10

Quando a parede-diafragma for bastante profunda e a sua armadura for executada em tramos, cada parte a ser colocada fica suspensa nos muros-guia durante a sua ligação com o painel superior. Nestes casos de ligação devem-se tomar

cuidados especiais no projeto dos mesmos, fazendo-se as ancoragens rigorosamente de acordo com as normas de concreto armado.

O recobrimento mínimo exigido é de 5 cm, devido às irregularidades da escavação. Este recobrimento é obtido através de espaçadores do tipo de patim ou de rolo, de plástico ou de concreto. A figura 11 abaixo mostra um esquema de tais elementos.

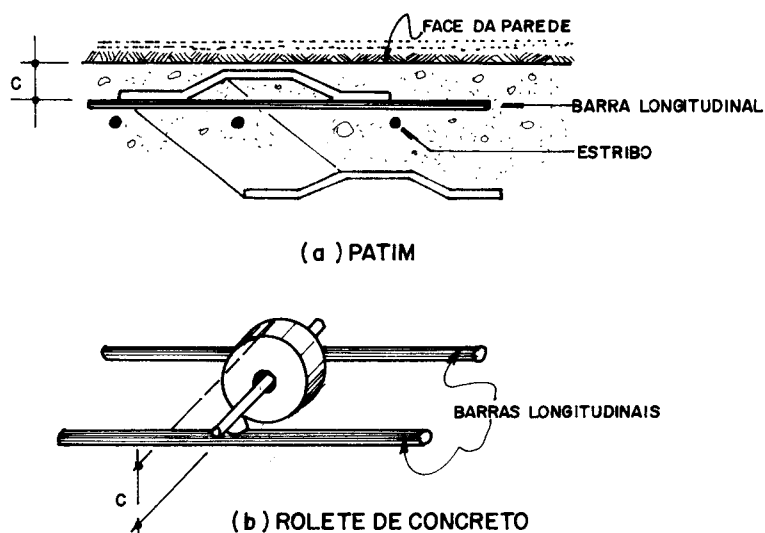


FIGURA 11

No projeto da armação devem ainda ser levados em conta passagens para os tubos de concretagem. Normalmente são deixados espaços livres mínimos, de dimensões em planta de 35 cm x 35 cm.

Nas extremidades superiores são projetados ganchos para a suspensão e colocação das armaduras nas valas. A figura 12 mostra estes detalhes.

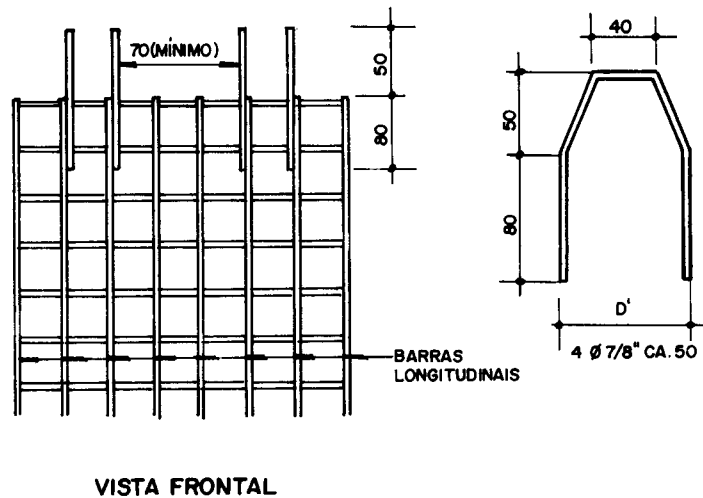


FIGURA 12

O espaçamento das armaduras deve ficar em torno de 15 a 30 cm, não devendo nunca ficar abaixo de 10 cm; mesmo assim, este limite inferior só é permitido em casos excepcionais onde deverão ser tomados cuidados especiais com a granulometria da dosagem e com a concretagem propriamente dita.

Quando os painéis são fabricados fora do canteiro de trabalho, deve ser dada atenção para os gabaritos de transporte permitidos, que neste caso, geralmente são os fatores condicionantes das dimensões.

Quando for necessário deixar-se locais para passagem de tirantes, encaixes com outras paredes, etc., podem ser

deixados insertos de isopor, os quais serão facilmente retirados posteriormente. Algumas vezes são utilizadas caixas de madeira e tubos de plástico cheios de areia.

### 3.4 Juntas

A junta é executada com a finalidade de tornar estanque a união entre um painel e outro. Diversos tipos de junta têm sido utilizados, sendo ainda mais preferido o circular. Normalmente é deixado um tubo-junta durante a concretagem e o mesmo é retirado assim que o concreto começa a enrijecer-se. Outros processos já foram utilizados e constantemente são testados novos tipos. Alguns utilizam estacas-prancha colocadas nas juntas; na retomada do painel subsequente outra estaca-prancha é colocada antes da concretagem. Outros deixam tubos de plástico nas juntas que posteriormente são injetados. Mata-juntas plásticos têm também os seus adeptos. A figura 13 esquematiza alguns tipos de junta utilizados.

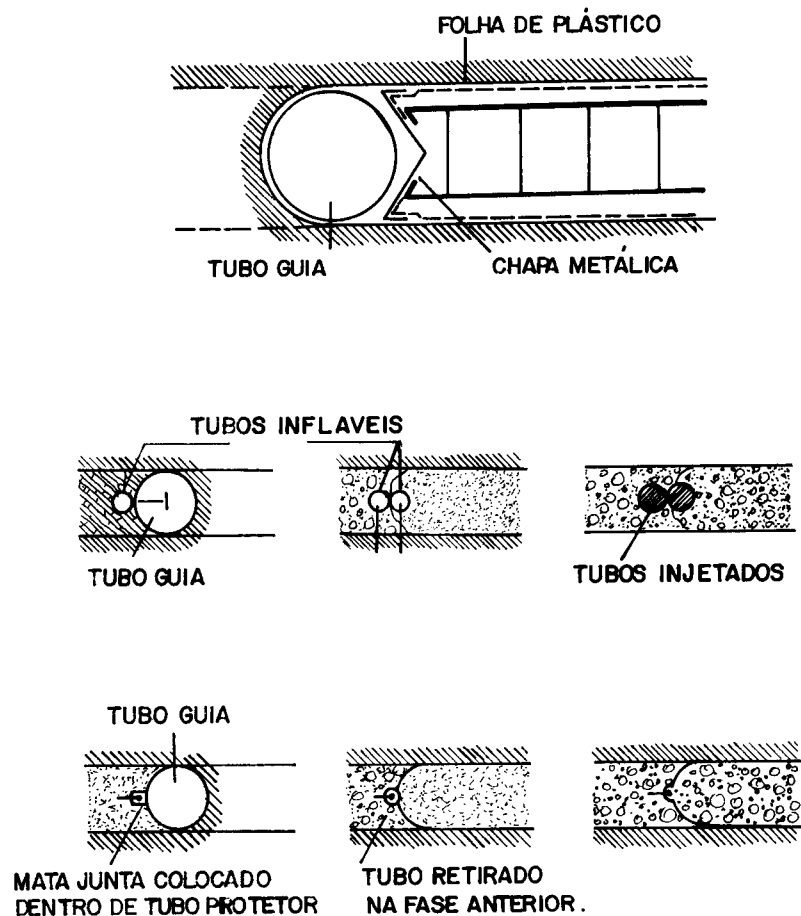


FIGURA 13

As juntas cilíndricas são as mais utilizadas. Antes da concretagem é introduzido na região da junta, um tubo cilíndrico de diâmetro sensivelmente igual à largura da vala. Estes tubos devem ser perfeitamente lisos para evitar transtornos na sua retirada. Como as valas geralmente são profundas, os tubos são constituídos de vários pedaços rosqueados entre si. Embora não seja recomendável, por poluir ainda mais o concreto desta região, os construtores em geral aplicam graxa nas paredes externas dos tubos, para facilitar o seu arrancamento.

Tendo o tubo uma pequena folga em relação à vala, existirá sempre a tendência do concreto de contornar o mesmo, envolvendo-o. Nos casos de escavação com "clamshells" de mandíbulas retangulares, esta tendência será maior.

Na execução da lamela adjacente, este concreto de envolvimento do tubo deverá ser escavado. Portanto, a escavação da próxima lamela não deve ser feita muito tempo após a conclusão desta primeira.

O concreto das juntas geralmente é misturado com bentonita. Assim, a escavação deste concreto excedente é até benéfica, pois retira material de má qualidade.

Os fabricantes de "clamshells" de bordos cilíndricos apontam como vantagem de seu produto o fato de proporcionar perfeita adaptação do tubo-junta à escavação. Tendo em vista o fenômeno apontado acima, esta boa adaptação do tubo à escavação não parece ser vantajosa.

Na figura 14 é mostrado esquematicamente este tipo de fenômeno, em valas com bordas retangulares e cilíndricas.



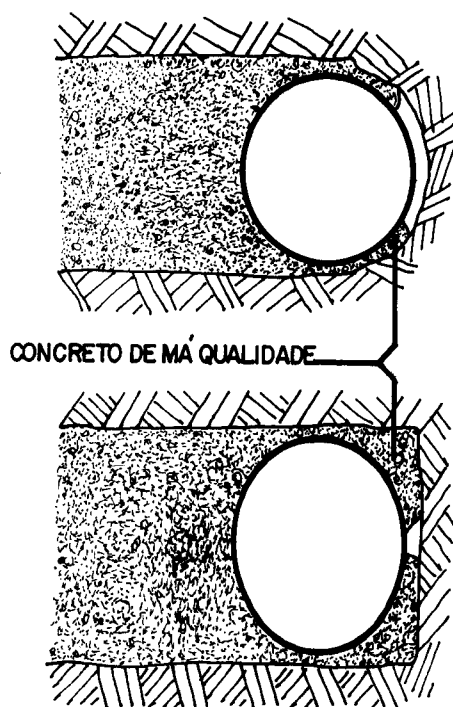


FIGURA 14

Após o início do endurecimento do concreto inicia-se o arrancamento do tubo-junta. Para a sua retirada são utilizados os guinchos de manobra. Após a "descolagem" os mesmos são retirados gradualmente. Para prevenir possíveis acidentes, são deixados no canteiro, macacos de grande capacidade de carga.

O controle do início do endurecimento do concreto deve ser feito com bastante cuidado, pois de um lado, se este tempo for além do necessário, existe o risco de aderência deste ao tubo; entretanto, se o tubo for retirado prematuramente, o concreto pode fluir dentro dele e dificultar grandemente a sua retirada. Durante a extração do tubo é realizado o controle do nível da lama dentro do mesmo para se saber se fluiu ou não o concreto.

Alguns dispositivos foram e ainda são utilizados para eliminar as juntas:

- Existe um processo americano o S.P.T.C. (Soldier Pile Tremie Concrete). Neste processo, ao invés de tubo-junta, é utilizado um perfil metálico; geralmente

não é utilizada outra armação além do perfil, e o seu espaçamento em planta é em torno de duas vezes a altura estrutural do perfil;

- Outros utilizam como junta um perfil pré-moldado de concreto o qual é deixado embutido nas lamelas.

Geralmente, nas juntas, existe uma camada de bentonita prensada, o "cake", conforme vimos nos métodos de execução. Entretanto, tal material não causa problema, porque o mesmo é bastante impermeável.

No Metrô de São Paulo foram algumas vezes utilizadas como juntas, estacas moldadas "in loco", as quais eram escavadas e concretadas antes da abertura da vala propriamente dita.

### 3.5

#### Paredes-diafragma Pré-moldadas

Frequentemente os acabamentos obtidos com paredes-diafragma moldadas "in loco" não são de boa qualidade. Quanto aos alinhamentos, também muito se deixa a desejar, principalmente em solos que não sejam argilosos.

Visando um melhor acabamento das paredes e a sua utilização, já como estrutura final, foi desenvolvida a técnica de parede-diafragma pré-moldada. Basicamente o método consiste na colocação de elementos pré-moldados em valas escavadas pelos processos já apontados. Além do elemento pré-moldado a outra novidade é que os vazios entre as peças são preenchidos e selados por uma argamassa que inicialmente serviu de lama de sustentação, em um dos processos.

O segredo básico do processo não é o elemento pré-moldado em si, mas a lama especial que irá servir de material selante das juntas. Esta lama-argamassa especial é uma mistura de lama

bentonítica mais alguns agentes químicos patenteados. Esta mistura deve apresentar-se fluida durante a escavação; quando for o caso, ter uma resistência inicial baixa, para permitir a escavação da lamela vizinha e finalmente ter uma resistência ao fim de um certo período, no mínimo igual ao solo adjacente.

A título de informação fornecer-se-ã dados de resistência aproximados da argamassa utilizada no processo da Soletanche; aos dois dias a argamassa ainda está fluida e apresenta uma resistência inicial de  $0,1 \text{ kg/cm}^2$ ; aos cinco dias esta resistência aumenta para cerca de  $0,2 \text{ kg/cm}^2$ ;  $1,0 \text{ kg/cm}^2$  aos dez dias e a resistência final pode atingir a  $40,0 \text{ kg/cm}^2$ .

Os dois fabricantes atuais de paredes-diafragma pré-moldadas são a Société Bachy e a Soletanche. A diferença entre os dois processos   que a primeira executa a escava o com lama bentonítica comum, preenchendo a vala com lama especial somente quando da coloca o dos elementos pré-moldados, ao passo que a segunda utiliza o mesmo tipo de lama tanto para a escava o quanto para o selo entre juntas.

Na figura 15 são apresentados esquematicamente as características tempo-resistência exigidas da lama especial.

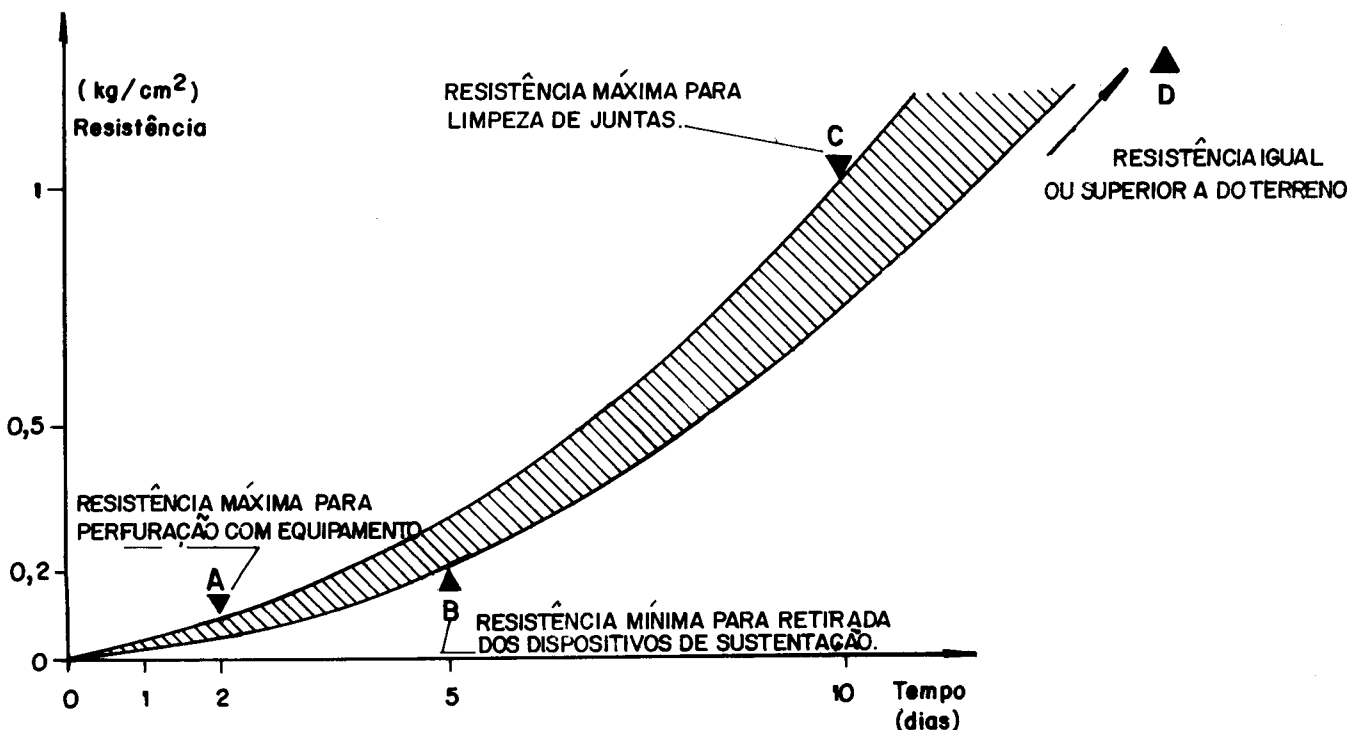


FIGURA 15

Os painéis, de um modo geral, são fabricados em concreto protendido, e suas dimensões dependem principalmente da capacidade de carga dos guindastes utilizados para a sua manobra.

Existem basicamente dois tipos de painéis:

- Painéis de seção retangular os quais são colocados um em seguida ao outro;
- Painéis compostos de vigas e lajes.

Os painéis de seção retangular (vide figura 16) são providos de um sistema de macho e fêmea, o qual permite um bom alinhamento entre eles. Estes tipos são recomendáveis onde o acabamento final é de grande importância, por exemplo, garagens, muros de arrimo em vias, etc.

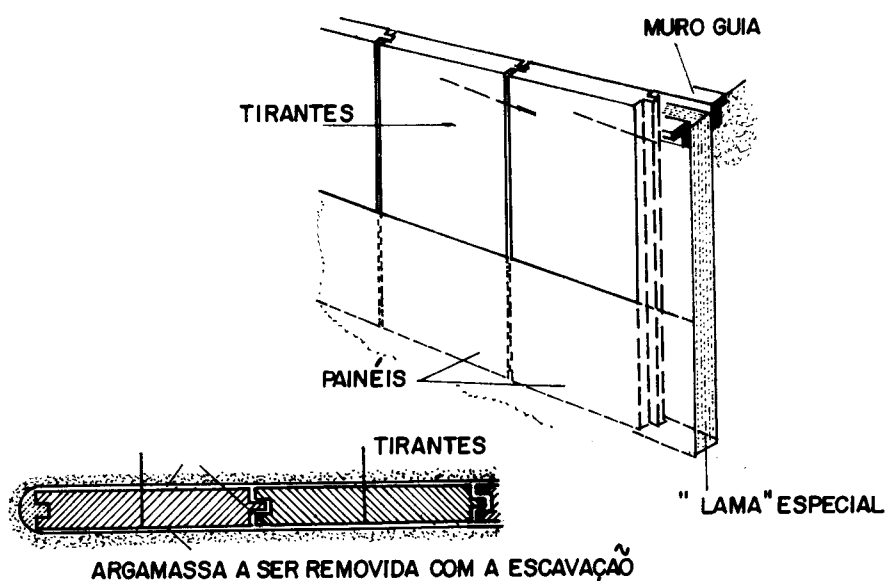


FIGURA 16

Os painéis compostos de vigas e lajes são semelhantes ao sistema de escoramento de valas que utiliza perfis metálicos e pranchões (vide figura 17).

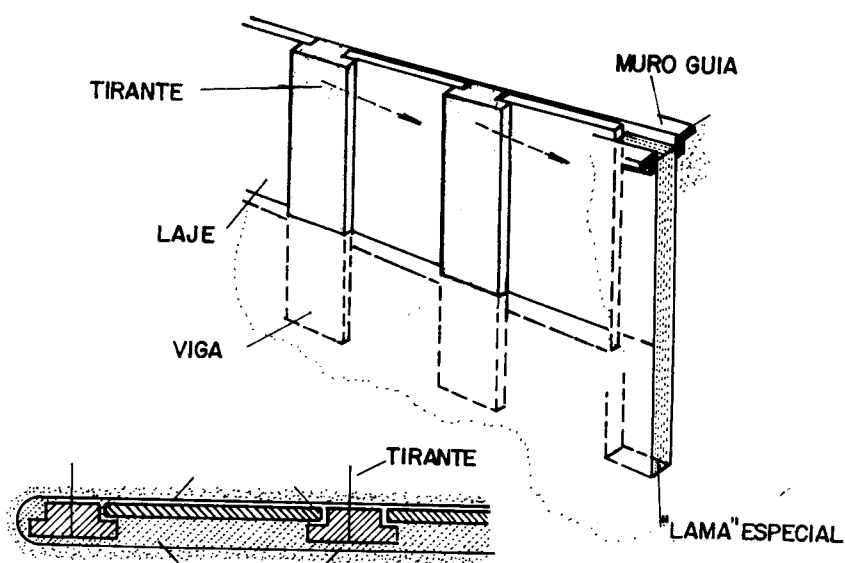


FIGURA 17

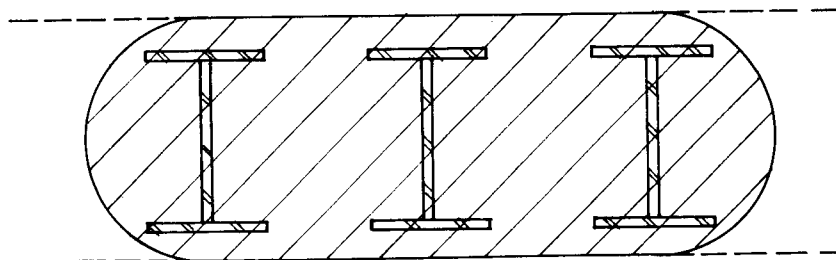
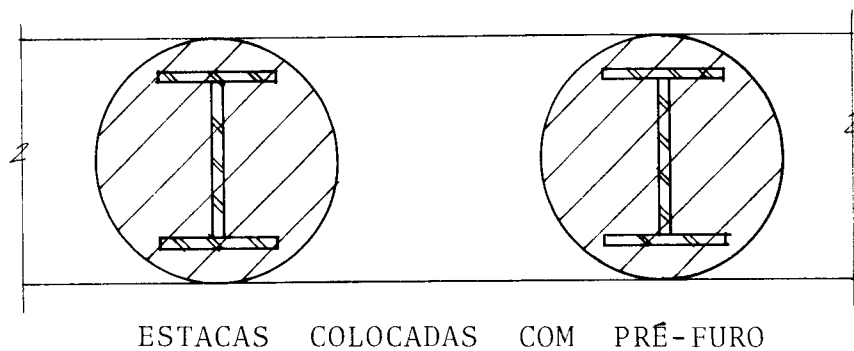
Geralmente as paredes-diafragma pré-moldadas são escoradas pela ficha e por uma linha de tirantes localizada na parte superior da parede (vide figura 17).

Os elementos pré-moldados são dotados, às vezes, de ganchos e pinos que não somente guiam a parede em relação à outra como também as mantêm intimamente ligadas durante a pega da argamassa. Os painéis são posicionados e sustentados sobre o muro guia até que a fase de pega da argamassa tenha sido ultrapassada.

Existem ainda paredes-diafragma "mistas". Estas são executadas da seguinte maneira (figura 18).

- Inicialmente são executados furos onde são colocados elementos pré-moldados de concreto ou aço; posteriormente, após a escavação, nestes elementos são colocados ou pranchões de concreto, como no caso de escoramento com perfis metálicos, ou são fundidas paredes "in loco" incorporando estes perfis, que podem ou não ter esperas para ancoragem.

As paredes executadas com elementos pré-moldados apresentam várias vantagens, como por exemplo bom acabamento das faces laterais, muito bom alinhamento entre os painéis, possibilidade de se dar um tratamento adequado às faces laterais, perfeita estanqueidade, etc. Elas têm contra si o fato de serem limitadas às pequenas profundidades em virtude da limitação de peso com que os guindastes podem operar.



ESCAVAÇÃO, COLOCAÇÃO DE ESTACA INTERMEDIÁRIA E CONCRETAGEM

#### 4. ESTADO ATUAL DOS PROCESSOS DE CÁLCULO

Na execução das valas de metrôs, frequentemente deparamos com situações onde se faz necessária a utilização de paredes-diafragma. O seu uso é praticamente imprescindível em locais onde existam construções lindeiras às valas e cujas estruturas não possam sofrer recalques diferenciais apreciáveis. Por outro lado, em locais onde o subsolo é constituído por argilas orgânicas moles, se não forem utilizados escoramentos do tipo estanque, muito dificilmente poder-se-á escavar valas com dimensões significativas. No caso de argilas moles, o emprego de estacas-prancha quase sempre resolve o problema. Não havendo estruturas lindeiras sensíveis a recalques, o emprego de paredes-diafragma ou de estacas-prancha no escoramento é meramente um problema econômico.

Normalmente as paredes-diafragma são classificadas como elementos rígidos de contenção, em contraposição a outros elementos classificados como flexíveis. Esta classificação, um tanto quanto imprecisa, é baseada no fato das primeiras sofrerem deslocamentos inferiores àquelas ditas flexíveis. Além da impropriedade de não se definir o que são pequenos e grandes deslocamentos, estes serão função não apenas do elemento de contenção em si mas também das distribuições de escoras e/ou tirantes.

Ainda com relação a esta classificação, Peck mostrou que a relação entre os produtos de rigidez  $EJ$  das paredes-diafragma mais rígidas em relação a de estacas-prancha, de grande rigidez, é de aproximadamente 24. Sendo as flechas proporcionais à quarta potência dos vãos (uma diminuição no vão pode corresponder a uma rigidez menor), Peck concluiu que paredes-diafragma com espaçamentos de estroncas de 22 pés terão os deslocamentos da mesma ordem de grandeza que estacas-prancha com espaçamentos de estroncas

de 10 pés. Assim a simples classificação de paredes de escoramento, em rígidas e flexíveis, não parece apropriada. Este trabalho tratará somente de contenção com paredes-diafragma.

O emprego de parede-diafragma é feito principalmente em escavação onde se deseja que o terreno circundante sofra o mínimo de desconfinamento durante as obras. Estas descompressões são funções diretas dos deslocamentos horizontais sofridos pela parede de contenção; estes são função da rigidez da parede, do tipo de solo, nível d'água, espaçamento entre tirantes e/ou escoras, etc. O espaçamento entre escoras tem fator preponderante sobre o valor destes deslocamentos. Mais do que a distância entre estes elementos de escoramentos, os deslocamentos horizontais são função do método construtivo, pois antes da instalação dos ditos elementos de apoio (estroncas), dever-se-á escavar a vala para a colocação dos mesmos. Nesta fase se dão os maiores deslocamentos. Embora os deslocamentos elásticos da estronca sejam pequenos, comparados com aqueles provocados pela escavação anterior à colocação destas, não raras vezes utiliza-se do artifício da pré-compressão das mesmas para compensar o efeito de deslocamento destas, devido à compressão.

Algumas vezes utilizam-se tirantes como elemento de escoramento. As principais vantagens apontadas são as de minimizar os deslocamentos horizontais assim como a de proporcionar uma vala com canteiro livre de obstruções. A primeira vantagem é indiscutível e é obtida devido ao fato destes tirantes serem protendidos. O segundo ponto apresentado como vantagem nem sempre é verdadeiro, uma vez que na vala sempre se necessita de certos elementos para auxiliar a construção, como por exemplo suporte para talhas, monovias, etc. Se o projeto destes pequenos elementos de apoio logístico ficar a cargo do pessoal da obra, há o risco de se ter uma praça de trabalho mais congestionada do que a que se teria com uma vala escorada com estroncas.



Em outros casos, o solo a ser escorado não permite a instalação de tirantes não oferecendo capacidade de retenção dos bulbos. Algumas vezes a própria conformação geométrica do terreno não permite a instalação de tirantes.

Nas valas de grandes dimensões em planta, o emprego de tirantes pode ser bastante vantajoso em relação ao escoramento feito através de estroncas. O efeito de temperatura nas estroncas pode ocasionar acréscimos de força, inadmissíveis no escoramento, provocando até a sua perda de estabilidade.

No presente estudo, tratar-se-á somente de escoramentos executados com paredes-diafragma escoradas por estroncas. Nas valas de pequenas dimensões o emprego de tirantes, a não ser em raros casos especiais, não é vantajosa economicamente pois os mesmos não podem ser reaproveitados, ao contrário das estroncas.

Basicamente os elementos constitutivos de um escoramento são: as paredes de contenção e as escoras. A figura 19 apresenta esquematicamente os elementos de contenção.

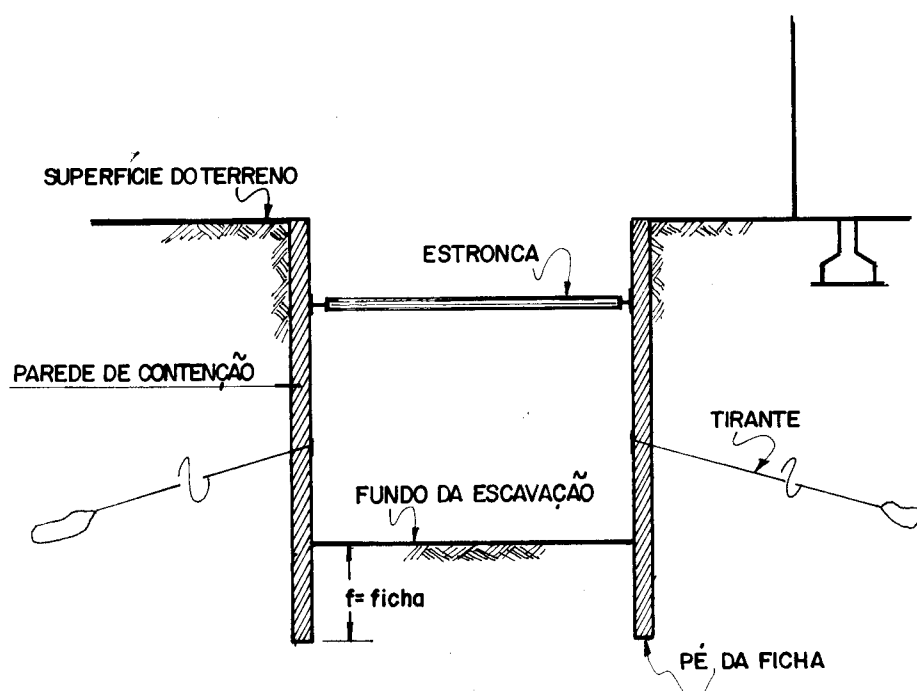


FIGURA 19

Definidos o método construtivo e o sistema de contenção, dimensionam-se os vários elementos constituintes e verifica-se a estabilidade do sistema.

Os cálculos de estabilidade normalmente efetuados são:

- Estabilidade geral;
- Estabilidade do fundo da vala.

A seguir são efetuados os dimensionamentos propriamente ditos:

- Dimensionamento das paredes;
- Dimensionamento das estroncas.

#### 4.1 Estabilidade Geral da Vala

O estudo da estabilidade geral da vala como uma estrutura única (solo-parede-estroncas ou tirantes), seria bastante complexo devido ao desconhecimento do comportamento solo-estrutura.

Dessa maneira o estudo global não é feito e os cálculos e verificações são realizados em alguns elementos componentes da estrutura, utilizando-se alguns mecanismos de ruptura viáveis.

Nos problemas de Mecânica dos Solos frequentemente são empregados os Métodos de Equilíbrio Limite, uma vez que são bastante difíceis de serem estimadas as distribuições de tensões reais que atuam no maciço. Como consequência, o método das Tensões Admissíveis muito dificilmente é utilizado.

O estudo de estabilidade geral de uma vala é efetuado analisando-se a estabilidade de mecanismos de ruptura associados à rotação de um corpo rígido em torno de centros de giro. As superfícies potenciais de ruptura analisadas são aquelas que passam abaixo da extremidade inferior da ficha.

Dada uma configuração a ser analisada, o fator de segurança contra a ruptura é definido como:

$$F.S. = \Sigma M \text{ resistente} / \Sigma M \text{ solicitante}$$

Os elementos intervenientes nesta análise estão mostrados na figura 18.

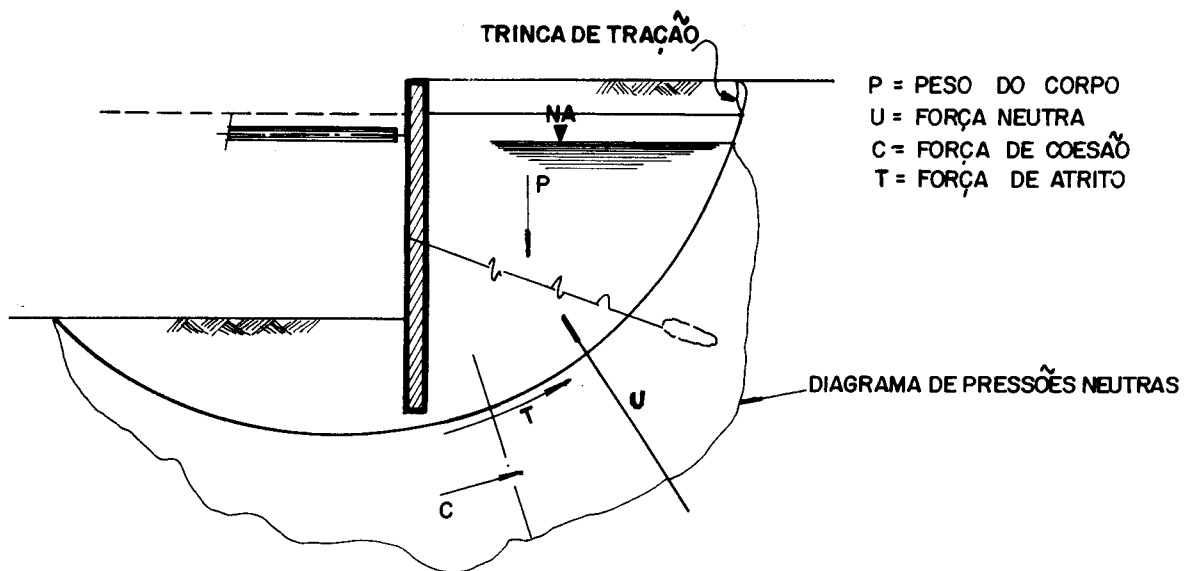


FIGURA 18

No caso específico de valas escoradas, podemos contar com o esforço, geralmente estabilizante, das estroncas. Assim nestas estruturas dificilmente ocorrerão problemas com a estabilidade geral da vala. Para que o efeito das estroncas deixassem de ser estabilizantes, todos os seus níveis deveriam estar acima da cota do centro de rotação da superfície de ruptura, o que é praticamente impossível.

## 4.2

## Estabilidade do Fundo da Vala

Um dos problemas que surgem no projeto do escoramento de uma vala é a estabilidade do fundo da mesma. Esta tem que ser verificada sempre. Dado um talude vertical de um maciço de solo com peso específico  $\gamma$  e com envoltória de resistência do Critério de Coulomb:

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

Este maciço estando sob a ação do peso próprio poderá vir a sofrer deformações durante a sua escavação (figura 20). Vários fenômenos poderão ocorrer como por exemplo: mobilização de empuxo ativo, agravados ou não pela presença de uma rede de percolação d'água, trincas de tração, etc. Um dos sérios problemas que pode vir a ocorrer é a perda de capacidade de suporte da base GC a qual deveria suportar a sobrecarga devida ao peso da terra sobre a mesma. Estes tipos de fenômenos estão apontados esquematicamente na figura 20.

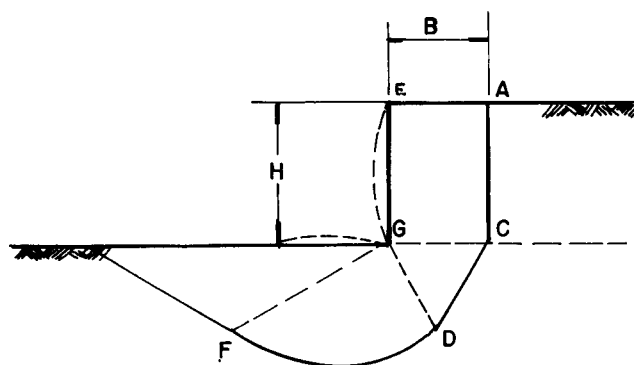


FIGURA 20

O solo situado diretamente sobre o plano de traço GC irá atuar como uma sobrecarga de valor  $\gamma H$  subtraído dos esforços de atrito solo-solo na face CA devido ao movimento descendente da massa EAGC. Se o valor resultante exceder à capacidade de suporte do terreno ocorrerá a ruptura do solo de um modo semelhante a de uma fundação tipo sapata rasa.

Vários autores têm estudado este assunto e no momento estas soluções parecem ter atingido um nível satisfatório, do ponto de vista teórico. Observações de campo devem ser programadas e realizadas a fim de se reavaliar as soluções teóricas frente à realidade.

O primeiro estudo de que se tem notícia é devido a Terzaghi que elaborou, para solos arenosos, as premissas e os cálculos atinentes à estabilidade de fundo de valas. Terzaghi admitiu que a capacidade de carga para uma faixa de largura B junto ao pé do talude, pode ser grosseiramente avaliada como equivalente à metade daquela de uma faixa de largura 2B. A Teoria Geral de Capacidade de Cargas, de Terzaghi, estabelece que a capacidade de carga de uma faixa de comprimento unitário e largura 2B é fornecida pela expressão:

$$Q = 2B (cN_c + \gamma D_f N_q + \gamma B N_\gamma)$$

onde  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores de cargas para fundações rasas e  $D_f$  é a profundidade de aplicação da carga. No caso estudado tem-se  $D_f = 0$ .

O critério, acima exposto, fornece os elementos necessários para se poder calcular a altura teórica crítica para que um determinado talude vertical em solo permaneça estável levando-se em conta apenas a capacidade de suporte do terreno da base.

No caso de escavações de vala, as paredes laterais são convenientemente escoradas, para se evitar a ruptura do maciço lateral.

Mesmo sendo esta contenção lateral convenientemente projetada, caso não exista ficha na parede de contenção, nada poder-se-á assegurar a respeito da estabilidade do fundo da vala.

Dado o tipo de mecanismo de ruptura no qual está baseada a teoria de Terzaghi, tudo leva a crer que para melhorar a capacidade do solo contra a ruptura do fundo da vala deve-se aumentar a capacidade de suporte do terreno, no lado interno da escavação. Este aumento de capacidade de suporte pode ser obtido através da utilização de fichas nas paredes de contenção. Assim, a sobrecarga de altura  $D_f$  seria diferente de zero o que acarretaria aumento da capacidade de carga.

Eis alguns dos processos mais correntes para cálculo e verificação da estabilidade do fundo de valas.

#### 4.2.1 Terzaghi

O modelo empregado por Terzaghi foi o mostrado na figura 21

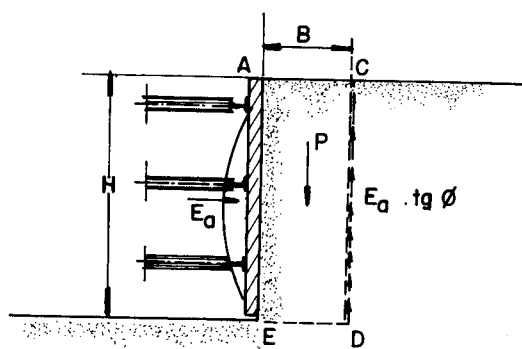


FIGURA 21

Esquema de uma vala com parede de contenção sem ficha em areia pura

Neste modelo o autor representou uma escavação escorada sem ficha. Desenvolveu estudos para dois tipos de solos ideais:

- Areia pura, considerando apenas ângulo de atrito  $\phi$ ;
- Argila pura, considerando apenas coesão.

### Areias

A tensão que atua na base da escavação é a diferença entre o peso de solo acima do plano de traço ED e a força de atrito atuante na face CD, dividida pela área da base.

Calculada a capacidade de carga do solo na base da escavação, o coeficiente de segurança contra a ruptura do fundo da vala será definido como a relação entre esta capacidade de carga e a carga aplicada pelo solo adjacente à escavação.

O fator de segurança contra a ruptura do fundo da vala para o caso de areias puras, obtido por Terzaghi, é igual a:

$$FS = 2 N_{\gamma} \text{tg}^2 (45 - \phi/2) \cdot \text{tg}\phi$$

Como se pode notar este coeficiente de segurança é independente da altura da vala.

### Argilas

No caso das argilas, foram estudados dois modelos por Terzaghi:

- Quando as camadas firmes são profundas;
- Quando as camadas firmes são rasas.

Estes dois modelos estão representados na figura 22.

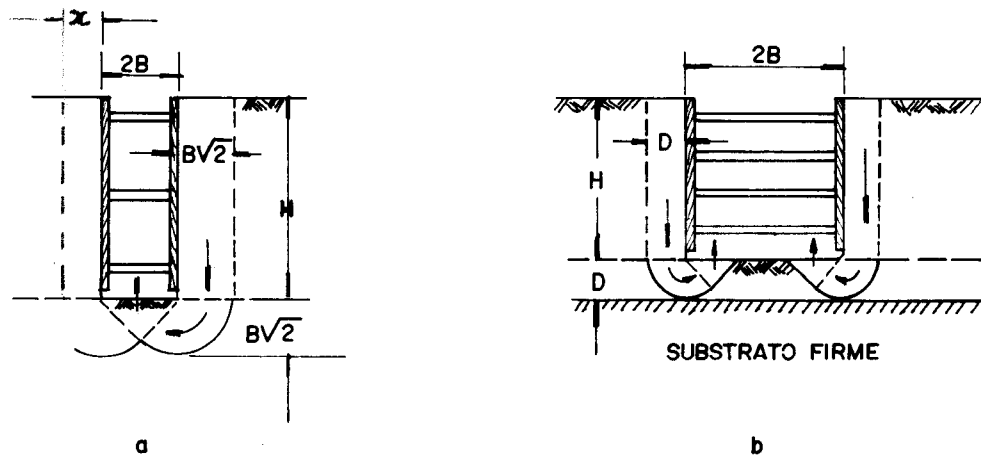


FIGURA 22

Nestes casos, o peso atuante será igual ao peso do prisma de solo de altura  $H$  menos o esforço devido à coesão, na face do prisma oposta à escavação. As larguras dos prismas serão iguais a  $B\sqrt{2}$  no caso de camada firme profunda e  $D$  (profundidade da camada firme abaixo do fundo da vala) no 2º; admitiu-se sempre profundidade unitária.

A partir da mesma definição do fator de segurança, anteriormente utilizada, Terzaghi chegou à seguinte expressão para o fator de segurança, nos casos de argila pura:

$$FS = \frac{1}{H} \cdot \frac{5,7 c}{\gamma - \frac{c}{B\sqrt{2}}}$$

#### 4.2.2 Peck

Peck conceituou a estabilidade do fundo da vala de maneira semelhante a de Terzaghi, afirmando no entanto que a ruptura de fundo da vala somente ocorre quando o solo abaixo da base da mesma tiver comportamento de material puramente coesivo, sob condições não drenadas.



A estabilidade de fundo da vala é feita com base em número adimensional definido como sendo  $N_b = \gamma H/c$ . Com valores de  $N_b$  próximo de  $\pi$  o solo junto aos cantos da vala começa a se plastificar. Com valores crescentes de  $N_b$  a zona plastificada começa a se ampliar até atingir um valor crítico para  $N_b = \pi + 2$  quando se dá a ruptura. Nos estudos de Peck não foram levados em conta nem a ficha, nem a parede de contenção.

#### 4.2.3 Tschebotarioff

Este autor estudou a estabilidade do fundo da vala para solos argilosos, levando-se em conta os dois casos propostos por Terzaghi. Tschebotarioff comenta a possibilidade da ficha colaborar como elemento que melhore as condições de estabilidade do fundo da vala mas nada diz a respeito de como utilizar este efeito.

#### 4.2.4 Teng

O problema de estabilidade do fundo da vala foi também apresentado por Teng, que estudou um problema semelhante ao proposto por Terzaghi. O autor supõe uma coluna de solo de altura  $H$  agindo sobre o fundo da vala que atua como uma sobrecarga de valor  $\gamma H$ , no lado externo, descontada das forças de coesão ao longo de toda a altura do prisma. Associa também a ruptura do fundo da vala ao estudo de capacidade de carga de uma sapata, porém utilizando a teoria de Skempton.

Desenvolvendo os seus estudos chegou à seguinte expressão para o coeficiente de segurança:

$$FS = \frac{cNc}{\gamma H + q}$$

Este autor nada diz sobre o estudo em solos arenosos, nem sobre o efeito da ficha na estabilidade.

#### 4.2.5 Sowers

George B. Sowers e George F. Sowers apresentaram também o estudo de estabilidade de fundo das valas para solos argilosos, utilizando hipóteses semelhantes às anteriormente citadas e chegaram à seguinte expressão para o fator de segurança:

$$FS = \frac{5c}{\gamma H - cH/0,7B} \quad c = \text{coesão do solo}$$

Estes autores mencionam que as valas em solos arenosos têm geralmente os seus fundos estáveis a não ser que problemas de percolação d'água a coloquem no limiar da ruptura. Citam também o fato de que a ficha melhora a estabilidade do fundo da vala, mas não dizem como levar em conta este efeito.

#### 4.2.6 Bowles

Bowles sugere que a ruptura de fundo da vala em argilas moles seja analisada pela teoria de Terzaghi ou através das considerações de Skempton para sapatas em argila.

Finalizando, nota-se que todas estas análises são feitas desprezando-se o efeito da ficha. Embora alguns autores apontem o efeito favorável da presença desta, nenhum indica meios de como levar em conta o seu efeito. Uma provável maneira de considerar-se o efeito das fichas seria talvez estudar a capacidade de carga de uma sapata de fundação não se considerando o termo do efeito de profundidade nulo, mas sim com um valor equivalente à ficha da parede. Neste caso ter-se-ia que considerar a ficha como elemento estrutural. Este é um bom tema para ser desenvolvido.

Com exceção de Terzaghi nenhum outro autor estudou a possibilidade de ruptura do fundo de valas para solos arenosos. O estudo mais refinado da ruptura do fundo das valas deve ser feito para cada caso, levando-se em conta as peculiaridades que cada problema apresenta.

## 5. MÉTODOS DE CÁLCULO DO ESCORAMENTO PROPRIAMENTE DITO

A análise estrutural de contenção é um problema bastante delicado devido à complexidade e incerteza dos vários fatores que influenciam o comportamento estrutural do maciço-elementos de contenção.

Basicamente os elementos que condicionam o dimensionamento de um escoramento são:

- Clima
- Método construtivo
- Geometria e características reológicas dos elementos estruturais propriamente ditos.
- Características reológicas do solo.

O primeiro destes itens se traduz no caso de acréscimo de temperatura, o qual pode originar problemas de estabilidade principalmente no escoramento. Felizmente, não nos atingem até o momento os problemas peculiares aos países de clima frio, como por exemplo, o congelamento do terreno ocasionando aumento do volume de solo, fato que pode originar esforços consideráveis sobre o escoramento.

Devem ser tomados cuidados especiais com os métodos construtivos, pois estes podem trazer alguns transtornos ao projeto do escoramento. Estes métodos devem ser elaborados concomitantemente com o estudo das estruturas definitivas, ao qual estão intimamente ligados, e devem principalmente ser adequados às condições locais. O estudo dos métodos construtivos, por si só, seria tema para um trabalho bastante extenso.

Com relação ao nível d'água, pode-se dizer que é grande o efeito do empuxo d'água sobre os elementos da estrutura de contenção.

A geometria e as características reológicas da estrutura de contenção propriamente dita são mais conhecidas que as do solo. Entretanto, ao contrário de muitos métodos, o estudo dos esforços que agem sobre a estrutura de contenção não podem ser conduzidos impondo-se o comportamento do solo independentemente daquele da estrutura de contenção.

Uma análise mais realista das estruturas de contenção deveria ser feita levando-se em conta o trabalho em conjunto solo-estrutura. A estrutura formada pelo dispositivo de contenção e pelo solo, agindo em conjunto, é bastante complexa e com alto grau de hiperstaticidade e totalmente dependente das suas características reológicas.

Os elementos constituintes da estrutura de contenção têm suas características estruturais melhor conhecidas do que aquelas do solo, pois já temos, com os mesmos, uma certa familiaridade de utilização.

Quanto ao solo, os problemas surgem já na busca de modelos e teorias que possam representar o seu modelo conceitual. Não bastasse isto, a própria amostragem do material é bastante complexa. Quanto aos ensaios, surgem outras dificuldades pois estes são realizados geralmente em condições muito diferentes daquelas a que o solo estará submetido. O fato de a Mecânica dos Solos ser uma disciplina bastante recente implica em não haver, até o presente, uma considerável série de ensaios e medições com os quais se pudessem aferir as teorias que os tenta explicar.

Eis que nos deparamos com outras dificuldades. Qual o modelo conceitual que deve ser proposto ? Viga ? Chapa ? Quais as condições de contorno e de vínculo ? E várias outras. O problema como se nota é bastante diverso do cálculo de um edifício onde a estrutura é geralmente bem definida e se conhecem as cargas com uma precisão bastante razoável.

A maioria dos métodos de cálculo de paredes-diafragma, que se tem ciência, são métodos que não levam em conta a interação solo-estrutura nem a deformabilidade das escoras ou tirantes nem o método evolutivo. Estes métodos supõem que cada uma das fases da escavação seja executada de uma só vez; isto é, supõem-se que as estroncas já estejam colocadas e que se escave de uma só vez até o nível considerado. Assim, as solicitações e deformações que ocorreram nas fases anteriores são ignoradas.

Maffei e André mostram, no seu trabalho, erros que se cometem nos métodos de cálculo que não levam em conta o histórico da escavação.

A grande vantagem dos métodos evolutivos parece estar no fato de simularem um comportamento solo-estrutura mais próximo da realidade física, pelo menos levando em conta as deformações que a estrutura de contenção propriamente dita e as estroncas vão sofrendo durante o processo de escavação.

Os autores supra-citados mencionam, como exemplo, o caso de um escoramento calculado para o MBTA de Boston. Neste cálculo procurou-se utilizar um modelo conceitual sofisticado simulando-se as reações do terreno através de molas. Entretanto, após ser simulado o estágio final de escavação, foi colocada uma última estronca, a quinta neste caso, e a estrutura foi novamente calculada como uma viga sobre cinco apoios, mantendo-se toda a sofisticação apontada acima. Ora, é evidente que neste caso, no modelo real, somente haveria uma nova redistribuição de cargas através de algum fenômeno semelhante à deformação lenta. A título de ilustração, são mostrados os vários estágios de escavação simulados. Vide figura 23.

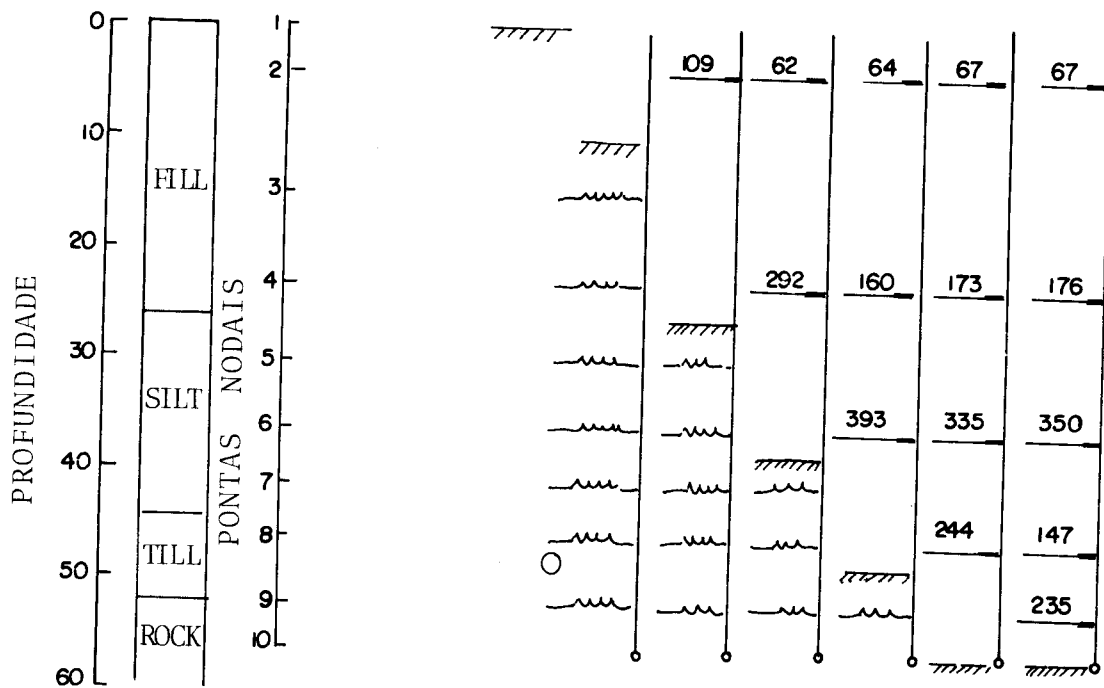


FIGURA 23

Os vários métodos de cálculo em uso foram classificados por Maffei e André em:

- Métodos empíricos
- Métodos semi-empíricos
- Métodos analíticos.

## 5.1 Métodos Empíricos

São métodos baseados em diversas medições efetuadas em várias obras.

Devido ao fato de ser mais fácil medirem-se forças ao invés de tensões determinam-se, através de medições, as cargas nas estroncas de uma dada seção, onde o terreno escorado foi perfeitamente caracterizado. Obtidos os valores distribuem-se as cargas numa área de influência de cada estronca, ou seja, aquela de altura correspondente à distância entre as metades dos vãos adjacentes e largura igual ao espaçamento entre estacas; esta distribuição é suposta uniforme. Finalmente unem-se os centros dos retângulos obtendo-se uma curva contínua que é considerada a envoltória aparente de tensões.

Este processo, como se pode depreender, é bastante conservativo pois o mesmo é obtido em certos casos particulares e depois extrapolado para casos gerais. Uma outra observação que deve ser feita é que, no caso de estroncas pré-comprimidas ou tirantes, geralmente as cargas finais pouco diferem daquela pré-aplicada.

Estes métodos fornecem elementos para o cálculo das cargas nas estroncas e os momentos fletores nas paredes.

Faremos uma breve apresentação dos vários diagramas propostos:

Terzaghi-Peck - são os mais conhecidos dos projetistas e as várias envoltórias aparentes estão apresentadas na figura 24 e contemplam três tipos de solo.

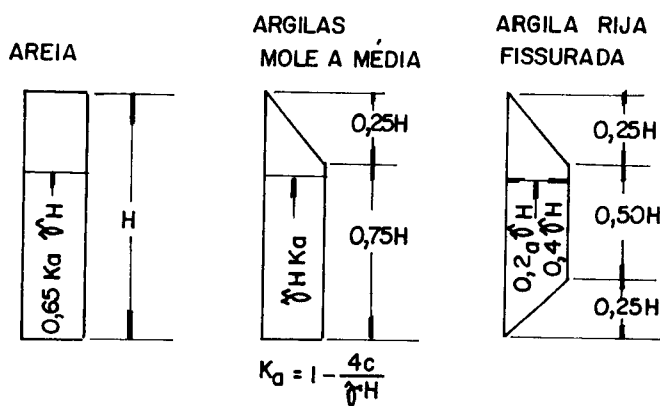


FIGURA 24

Armento apresentou também envoltórias de tensões baseadas em medidas realizadas em Oakland, para paredes com estacas metálicas e pranchões de madeira.

O manual NAVFAC - DM - 7 apresenta diagramas de tensões semelhantes aos de Terzaghi-Peck. Sugere ainda que sejam utilizadas como esquema estático, vigas articuladas nos apoios, excetuando-se o primeiro. De acordo com este manual, os escoramentos são calculados como vigas apoiadas nas estroncas, multiplicando-se os momentos obtidos nos vãos por 0,8, exceto no primeiro. Este método é bastante conservativo e a sua aplicação deve ser bem cuidadosa verificando-se se está sendo utilizada em condições semelhantes àquelas em que se originou.

## 5.2 Métodos Semi-Empíricos

Nestes métodos já se adota diagramas de empuxo baseados em alguma suposição de tensão-deslocamento. Embora estes métodos partam de uma suposição de deslocamentos, na realidade, os



mesmos não estão baseados em considerações quantitativas, mas apenas qualitativas.

São propostos certos diagramas de tensões horizontais aplicadas pelo terreno sobre a parede que é calculada como uma viga contínua sobre apoios indeslocáveis (estroncas ou tirantes). Normalmente, não são calculados os deslocamentos obtidos por este método, para verificar se são compatíveis com os diagramas de empuxos aplicados. Mesmo quando tais deslocamentos são calculados, seus valores não são confiáveis pois estes métodos não levam em conta o histórico da escavação e do escoramento. Normalmente são utilizados "coeficientes de segurança" um pouco elevados, e a estrutura projetada trabalhará de um modo bem diferente do concebido.

Não há estudos ou evidências que mostrem que este método seja mais vantajosos do que os empíricos. Aparentemente os mesmos somente têm uma "máscara" científica.

Dentre os métodos semi-empíricos para cálculo de escoramentos com paredes-diafragma o que mais se salienta, entre nós, é aquele apresentado tanto nas NC-03 - Norma de Projeto do Metrô de São Paulo, como na DC-02 - Norma de Projeto do Metrô do Rio de Janeiro.

Neste método é adotado um diagrama de tensões atuantes do tipo "repouso aliviado" conforme apresentado na figura 25.

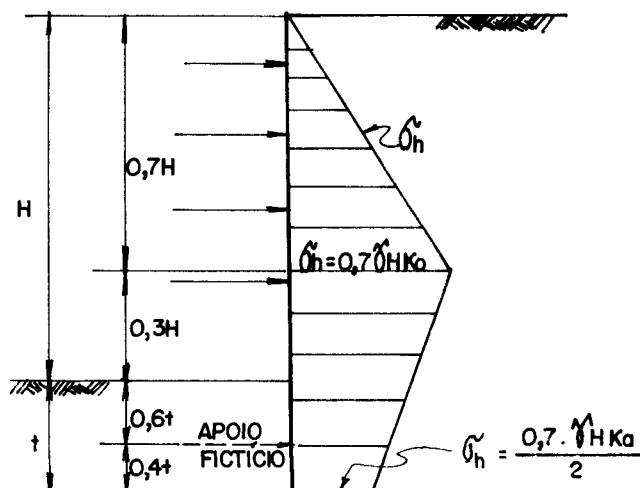


FIGURA 25

Para cada fase do cálculo admite-se que o diagrama de tensões atue até o fundo da vala.

Calculada a reação (suposta concentrada num ponto determinado empiricamente) no tramo da parede imersa no solo, esta é comparada ao empuxo passivo possível de ser fornecido pelo terreno. . Desta maneira, pode-se calcular o coeficiente de segurança da reação necessária com relação àquela que o solo pode oferecer.

Também neste método, a parede é considerada como uma viga de largura unitária suportada por apoios indeslocáveis, o que distancia o modelo conceitual da realidade.

Quando o empuxo passivo apresentado pelo solo não admite um coeficiente de segurança adequado, estas normas permitem que se calcule o tramo final, como sendo uma viga em balanço, carregada de um lado pelo diagrama de empuxos (anteriormente mostrado), e de outro, pelo empuxo passivo do solo (minorado pelo coeficiente de segurança). Com este esquema calculam-se os esforços solicitantes na parede e comparam-se com os admissíveis.

Concluindo, este método deixa muito a desejar no cálculo dos esforços sobre o escoramento. O fato de não se levar em conta a evolução dos esforços e deslocamentos e de se adotar, a priori, um diagrama de tensões atuantes, pode conduzir a situações completamente falaciosas.

Como se falou anteriormente, o diagrama de tensões atuantes é intimamente ligado com as deformações que a parede sofrerá e o fato de se adotar uma distribuição antes de se saber os deslocamentos, deveria ser seguido de uma rigorosa verificação da linha elástica da parede; de posse desta linha elástica e das características reológicas do solo o diagrama adotado poderia ser aferido.

Como nestes métodos são embutidos coeficientes de segurança elevados, na realidade, o comportamento do protótipo e do modelo conceitual estão muito distanciados e os problemas apontados acima não somente tem o seu risco diminuído como também não permitem qualquer análise teórica que possa conduzir a resultados interessantes.

### 5.2.1 Método de Blum

Este método - apresentado por Bowles, Teng e Houy - é aplicável às paredes em balanço "engastadas" no terreno. O autor do método supõe que a parede gire em torno de um ponto imerso no solo. Devido a esta rotação sob o efeito do empuxo do terreno, o solo localizado no lado externo e acima do fundo de escavação se plastifica, apresentando um estado ativo de tensões.

Abaixo da escavação e na frente da parede (lado interno) se desenvolve um estado passivo de tensões, enquanto atrás dela (lado externo) ainda existe um estado ativo; isto se passa acima do ponto de rotação. Abaixo deste ponto, estes estados se invertem.

Simplificando, Blum admite que as tensões localizadas abaixo do ponto de rotação atuem como uma força concentrada neste local. A figura 26 mostra esquematicamente este processo.

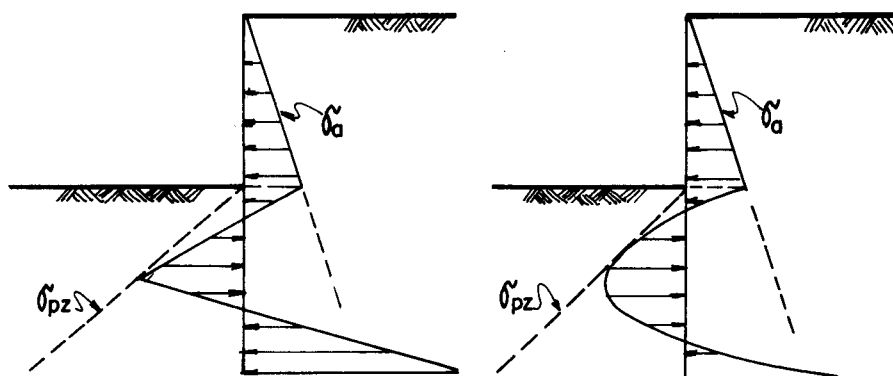


FIGURA 26

Os esforços são calculados, utilizando-se as leis da estática.

Calculada a ficha necessária, Blum recomenda que se aumente o comprimento desta de 20%, comprimento este que ele admitiu ser necessário para se desenvolver a parte de empuxos abaixo do ponto de rotação.

### 5.2.2 "Free-end-Method"

Este método citado por Bowles e Teng é aplicado para parede com um nível de escoramento e ficha mínima.

Para se colocar o primeiro nível de escoramento deve-se escavar até uma certa profundidade o que propicia à parede a possibilidade de se deslocar, devido ao fato desta ficar em balanço sob carga.

O método, como já se disse, é aplicável à parede com pequenas fichas e se baseia no fato desta se deslocar como corpo rígido, girando em torno do ponto de escoramento, ponto este que se admite sofrer apenas rotação.

O problema é resolvido aplicando-se as equações de equilíbrio da estática. A figura 27 mostra os elementos necessários para o cálculo estático da mesma.

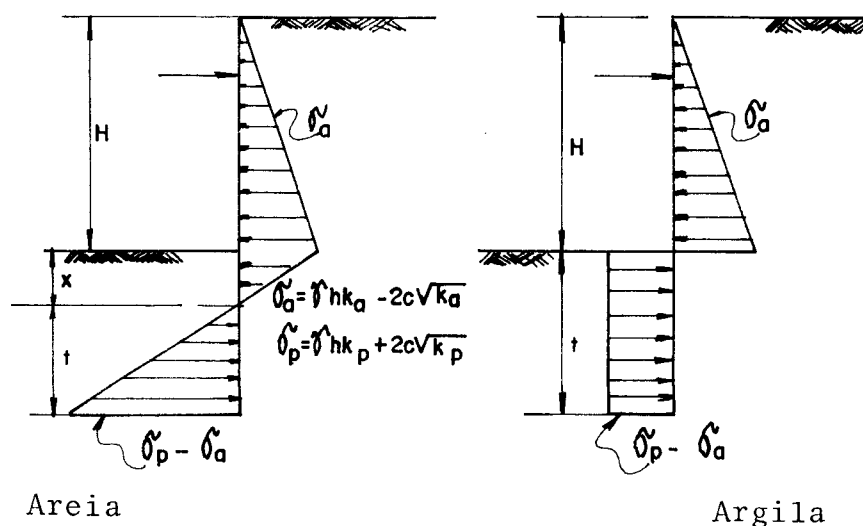


FIGURA 27

Devido ao fato da parede já sofrer deslocamentos durante a escavação necessária para se colocar o primeiro nível de escoramento, e como é pequena a ficha, certamente ela sofrerá deslocamentos na sua base.

Estes deslocamentos induzirão ao solo situado atrás da parede (lado externo) condições de apresentar um estado ativo de tensões.

### 5.2.3 "Fixed-end-Method"

Neste método, aplicável às paredes de escoramento com fichas grandes (maiores que a mínima), o elemento de contenção, admitido rígido, é suposto engastado no solo. São propostas tabelas e gráficos para o cálculo do ponto de inflexão da linha elástica da parede. Em seguida, a parede é calculada como duas vigas simplesmente apoiadas, tendo como ponto divisor dos vãos das vigas, aquele de inflexão da linha elástica.

A figura 28 mostra os elementos intervenientes neste método de cálculo.

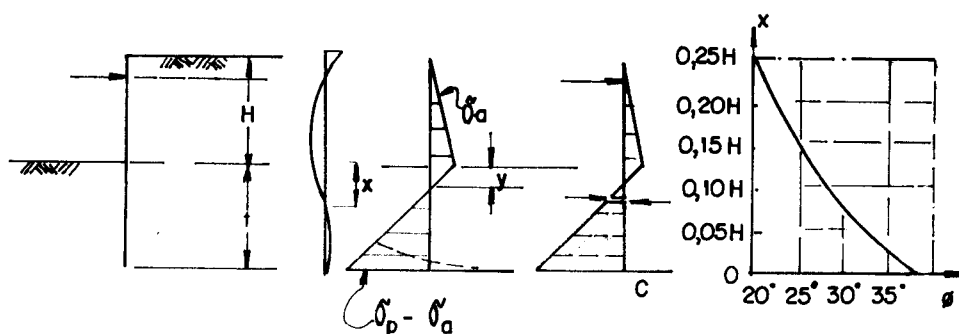


FIGURA 28

Neste último método, como já se pode visualizar, existem várias falhas referentes às hipóteses de cálculo.

Inicialmente um comentário é válido, tanto para o "Free-end-Method" como para o "Fixed-end-Method": o referente às pequenas e grandes fichas:

- Como estabelecê-las,
- Como estas influenciam nos deslocamentos das paredes.

Para estas determinações lançar-se-ia mão de métodos mais sofisticados, e sendo assim já ter-se-ia utilizado outros processos. Estudos deveriam ser feitos para se fixar um critério de pequenas e grandes fichas.

Outro comentário comum é que ambos os métodos somente calculam paredes engastadas elasticamente no solo e com um nível de escoramento. Mais comentários que se podem fazer relativos ao "Fixed-end-Method" é que com as hipóteses iniciais não será possível desenvolver um estado ativo de tensões atrás das paredes e sim um misto ativo-reposo de difícil determinação; os gráficos e tabelas fornecidos para o cálculo do ponto de inflexão são absolutamente teóricos e ainda não aferidos com a realidade, introduzindo mais uma incerteza no método.

Aqui mais uma vez nos deparamos com métodos que se utilizam de hipóteses que estabelecem, a priori, o diagrama de empuxos, o qual é função direta dos deslocamentos que a parede sofrerá. Geralmente estes métodos não fornecem uma ferramenta segura para a determinação dos deslocamentos, os quais deveriam ser comparados com aqueles que deram origem aos diagramas de empuxo.

### 5.3 Métodos Analíticos

Conforme já foi comentado nas páginas anteriores, os principais defeitos dos métodos empíricos e semi-empíricos são:

- A adoção prévia de um diagrama de tensões do solos;
- O cálculo não evolutivo, não levando em conta o histórico da escavação, principalmente no que tange às deformações e conseqüentemente, tensões.

Os métodos analíticos se propõem a sanar estas dificuldades e apresentar um modo mais realístico de analisar o comportamento das estruturas de contenção.

Estes métodos partem de modelos conceituais ou modelos derivados, dependendo da capacidade ou não de abranger todos os aspectos intervenientes no problema.

Na realidade, o modelo conceitual para o estudo de uma estrutura de contenção de valas seria o tridimensional, composto do solo (subestruturas maciças), paredes (subestruturas laminares) e escoras e/ou tirantes (subestruturas reticulares). Nos casos de valas mais comuns, onde a dimensão longitudinal é bem maior que as demais, pode-se analisar o problema estrutural, estudando apenas uma "fatia" bidimensional como modelo derivado. Neste caso, o modelo derivado a ser estudado será aquele de um estado plano de deformações.

Finalmente poderemos simplificar ainda mais o nosso modelo conceitual, desprezando-se, por exemplo, as deformações verticais e utilizando-se, portanto, de modelos unidimensionais.

Os modelos analíticos de estudo, partem de um estado geostático de tensões do terreno, acrescidos daquelas provenientes das sobrecargas.

Supõe-se (Corbett) que a construção da parede não afete o estado de tensões iniciais do maciço.

Instalada a parede, a fase seguinte é a da execução da escavação, em etapas. Nesta fase são levadas em conta:

- Escavação
- Deformações das estroncas ou tirantes, e parede
- Instalação de tirantes ou estroncas
- Variações do lençol freático
- Variações das sobrecargas
- Reaterro
- Retirada de estroncas ou tirantes, etc.

Em cada fase são determinados: deslocamentos, esforços nas estroncas ou tirantes, paredes, as envoltórias dos esforços bem como o diagrama de tensões no solo.

#### 5.3.1

##### Modelos tridimensionais

Poderiam ser simulados utilizando-se o método dos elementos finitos, hoje grandemente difundido nos meios técnicos. Surgem nestes estudos grandes dificuldades de escolha de modelos reológicos e determinação de parâmetros; outro problema ainda a ser cotejado seria o dos custos elevados de processamento, para modelos tridimensionais. Existem outros problemas que não serão comentados, pois no nosso caso em particular, de valas com a dimensão longitudinal bem superior às outras, o modelo bidimensional resolveria o problema com a precisão requerida.

#### 5.3.2

##### Modelos bidimensionais

Da mesma maneira que o anterior, utilizam a técnica dos elementos finitos para a solução do problema estrutural.



Neste modelo são feitas pouquíssimas simplificações, fato que demanda um melhor conhecimento dos parâmetros e modelos reológicos: as condições de contorno devem ser cuidadosamente definidas pois têm uma influência muito grande nos resultados.

O número de parâmetros necessários para o cálculo também é muito grande, em relação a outros métodos que se utilizam de hipóteses mais simplificadoras. A título de informação, mostramos uma relação dos parâmetros que seriam necessários para se efetuar o cálculo estático com um modelo bidimensional:

- Coesão e ângulo de atrito
- Módulo de deformabilidade
- Coeficiente de Poisson
- Caracterização da junta solo-parede, etc.

Para sermos mais precisos, teríamos que saber não somente o valor destes parâmetros, como também a sua função de variação.

Outro problema a ser analisado é referente ao modelo reológico a ser adotado: elástico linear, elástico não linear, elasto-plástico, visco-elasto-plástico, etc.

O maior problema reside na determinação dos parâmetros já na retirada de amostras; estas, quando colhidas, sofrem "influências" que alteram o seu estado inicial. Quando do ensaio destas amostras em laboratório para determinação dos parâmetros, é praticamente impossível, no estágio atual, a reprodução das mesmas condições a que estará sujeito o solo.

Sendo assim a aplicação dos modelos bidimensionais deve ser feita judiciosamente, pois, caso contrário, poderíamos obter resultados numéricos sem qualquer significado.

Os modelos bidimensionais servem como uma ótima ferramenta para estudos paramétricos, onde seriam estudadas as influências

dos diversos parâmetros intervenientes e suas variações. Fora disso julgamos um pouco prematura a sua utilização indiscriminada pois como se disse, sendo um método onde são feitas poucas hipóteses simplificadoras, há a necessidade de se utilizar mais parâmetros com determinações mais precisas, o que já vimos não ser possível, no momento.

Além das dificuldades comentadas, o custo do processamento, no estágio atual, é bastante elevado, tornando o seu emprego quase que proibitivo, considerando-se o problema que irá resolver.

### 5.3.3

#### Modelos unidimensionais

Os métodos de cálculo tradicionais, de um modo geral, utilizam modelos unidimensionais demasiadamente simplificados. As principais hipóteses geralmente adotadas nestes modelos são: níveis de escoramento considerados como apoios fixos, sendo desprezada a flexibilidade dos tirantes e estroncas; cada etapa de construção é executada instantaneamente, admitindo que os níveis de escoramento estejam instalados antes do início da escavação; cada fase de construção é considerada totalmente independente das outras; em cada fase é suposto que o solo aplique à parede uma envoltória de pressões estimada baseando-se em regras empíricas ou semi-empíricas.

Nestes métodos de cálculo, os esforços solicitantes na parede bem como as reações dos níveis de escoramento são determinados por meio de cálculos estáticos. Os resultados obtidos quase sempre apresentam sensíveis diferenças em relação ao comportamento real da estrutura, sendo geralmente demasiadamente conservativos. Isto se deve à precariedade dos modelos usuais que não reproduzem as condições reais da construção. Numa determinada fase são desprezados os deslocamentos ocorridos nas etapas anteriores, o comportamento irreversível do solo é ignorado, as pressões aplicadas pelo solo à parede são superestimadas e uma

série de outros fatores contribuem para pouca representatividade dos resultados obtidos por estes métodos de cálculo. Além do mais são trabalhosos e de demorada execução.

Em vista disso, era necessário que fosse desenvolvido um processo de cálculo que adotasse um modelo mais elaborado e que melhor representasse as condições reais. Era necessário também que este procedimento fosse de fácil utilização e pouco oneroso. Partindo deste princípio, foi desenvolvido o programa DEEP que procura atingir estes objetivos.

#### - O Programa DEEP

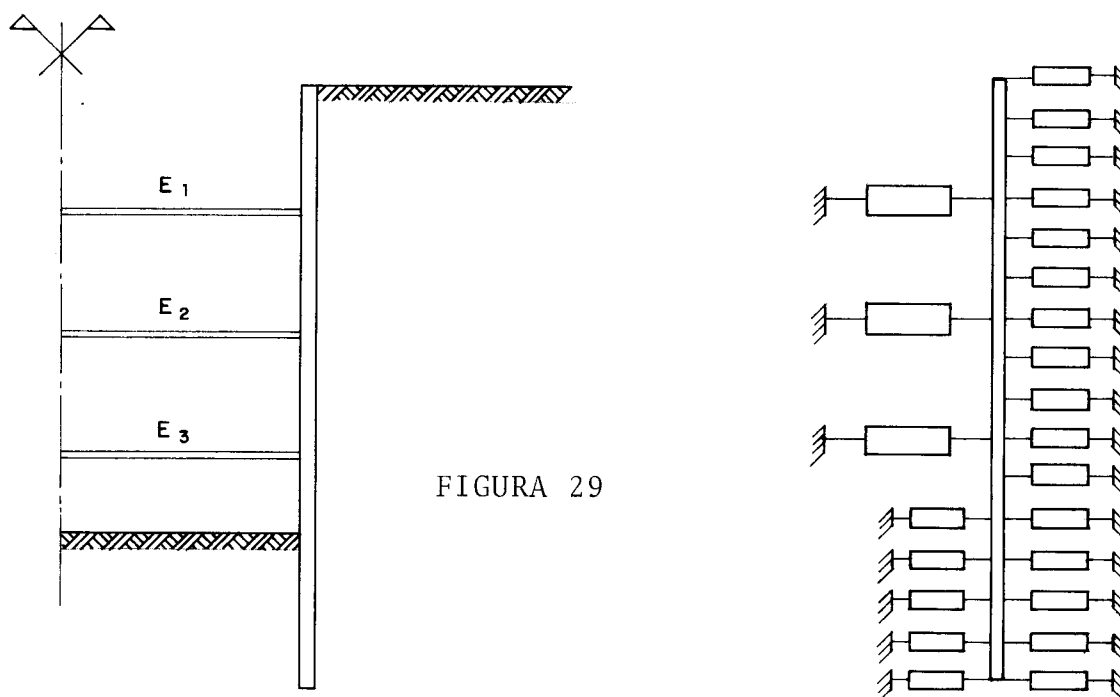
O programa DEEP (Determinação Evolutiva de Esforços em Paredes), que é um programa específico para análise de estruturas de contenção de valas, foi desenvolvido para ser utilizado em computadores de porte médio. O programa que está baseado num modelo estrutural relativamente simples, conduz a resultados plenamente satisfatórios para fins de projeto. Estes resultados não estão tão próximos da realidade como aqueles obtidos por processos que adotam modelos mais sofisticados tal como o Método dos Elementos Finitos, mas são bem mais verdadeiros e geralmente bem menos conservativos que aqueles obtidos pelos procedimentos usuais. Como já foi citado anteriormente, a grande vantagem do programa está na sua grande facilidade de utilização e o baixo custo de processamento.

#### - O Modelo Utilizado no Programa DEEP

O programa adota um modelo unidimensional, onde a ação do solo é desmembrada em dois componentes: o esqueleto sólido e a água. Para simular o esqueleto sólido é adotada a hipótese de Winkler, que é o mesmo que substituí-lo por uma infinidade de molas desacopladas, conectadas à parede. Estas molas se distribuem ao longo da parede em trechos definidos, onde seus coeficientes de reação elástica variam linearmente. Através de uma discretização não consistente desta distribuição linear

descontínua, obtém-se uma distribuição pontual equivalente, isto é, a parede que é assimilada a uma viga contínua é discretizada em um número finito de elementos e nós, e a estes nós são então associadas molas discretas que em conjunto devem se comportar como as infinitas molas originais. Como neste modelo, a hipótese de Winkler é associada ao critério de plastificação de Mohr-Coulomb, o termo "mola" é abandonado, preferindo-se adotar o termo "elemento simulador do solo".

As estroncas e tirantes são representados por elementos simuladores. Assim, fica definido o sistema estrutural esquematicamente representado abaixo. O sistema de referência adotado é o indicado na figura 30.



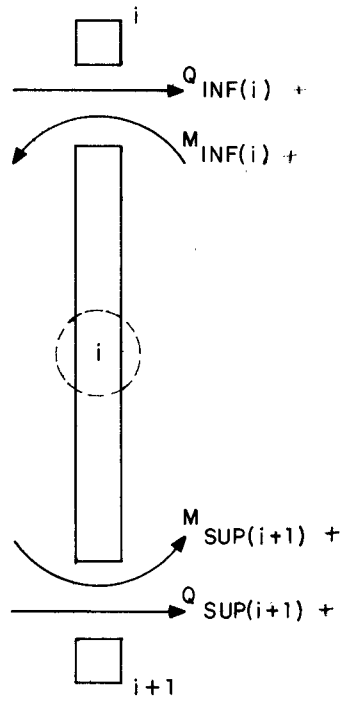
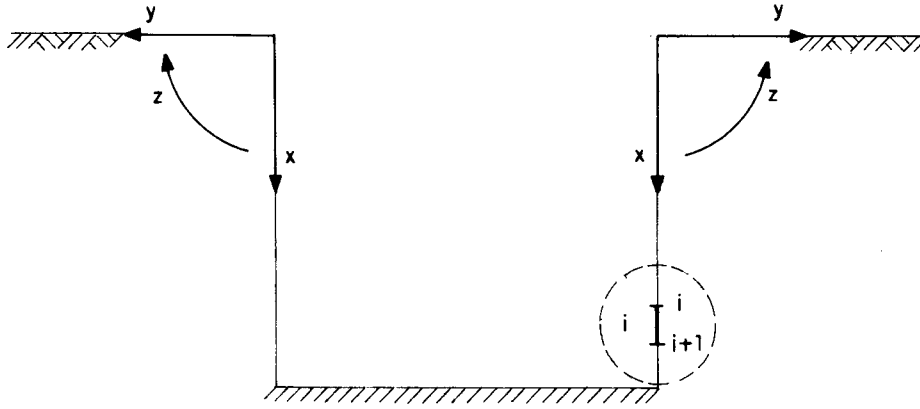
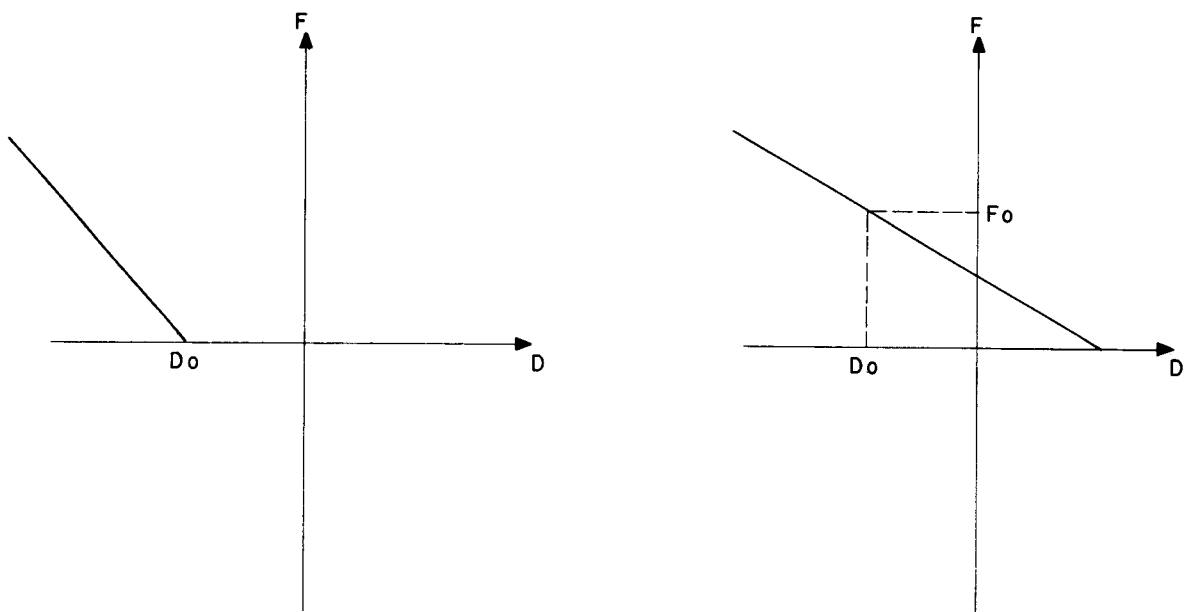


FIGURA 30

- Comportamento dos Elementos Simuladores das Estroncas e dos Tirantes

Assim como a parede, admite-se que tanto as estroncas como os tirantes trabalhem em regime elástico-linear. Estes últimos têm, porém, uma característica adicional. As estroncas não resistem à tração e os tirantes não resistem à compressão. O comportamento dos elementos simuladores das estroncas pode ser representado graficamente pelos esquemas abaixo:



Sem pré-compressão

Com pré-compressão

$F$  = Força no elemento ( $> 0$ , compressão)

$F_0$  = Força de pré-compressão

$D$  = Deslocamento do nó onde está conectado o elemento simulador

$D_0$  = Deslocamento do nó onde está conectado elemento simulador imediatamente antes da instalação do mesmo.

FIGURA 31

De um modo similar se comportam os elementos simuladores dos tirantes.

#### - Comportamento dos Elementos Simuladores do Solo

Admite-se que os elementos simuladores do solo tenham um comportamento elástico-linear entre seus limites plásticos nos estados ativo e passivo, respectivamente. As forças correspondentes a estes limites de plastificação são obtidas por meio de discretizações, análogos à descrita anteriormente, dos diagramas de empuxo ativo e passivo. A figura abaixo ilustra este comportamento.

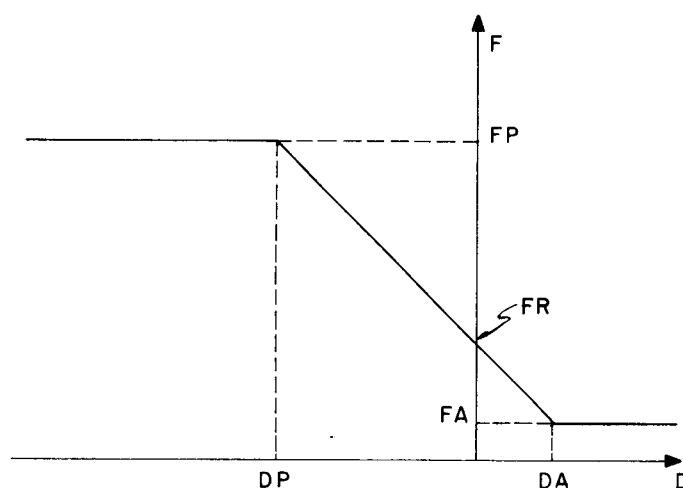


FIGURA 32

$$DA = (FR - FA)/C_{mol}$$

$$DP = (FR - FP)/C_{mol}$$

Onde: FA = força correspondente ao estado ativo  
 FP = força correspondente ao estado passivo

$C_{mol}$  = coeficiente de deformabilidade do elemento, obtido com a discretização da distribuição dos coeficientes de reação elástica do solo

DA = deslocamento correspondente à "ativação" do elemento

DP = deslocamento correspondente à "apassivação" do elemento.

A figura abaixo mostra a variação do comportamento de um elemento em função de sua profundidade.

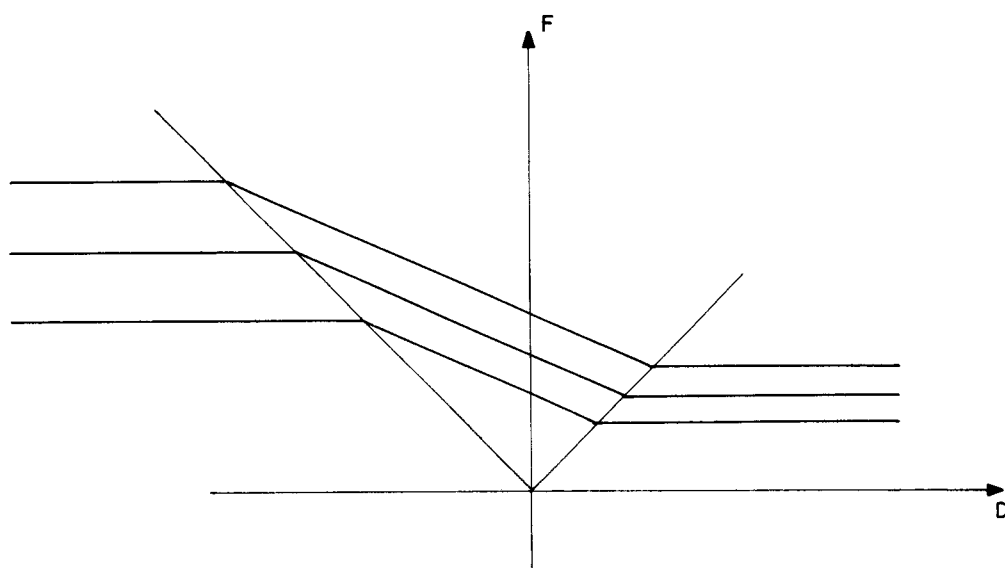


FIGURA 33



O comportamento irreversível do solo é caracterizado por ciclos de histerese conforme mostrado na figura abaixo.

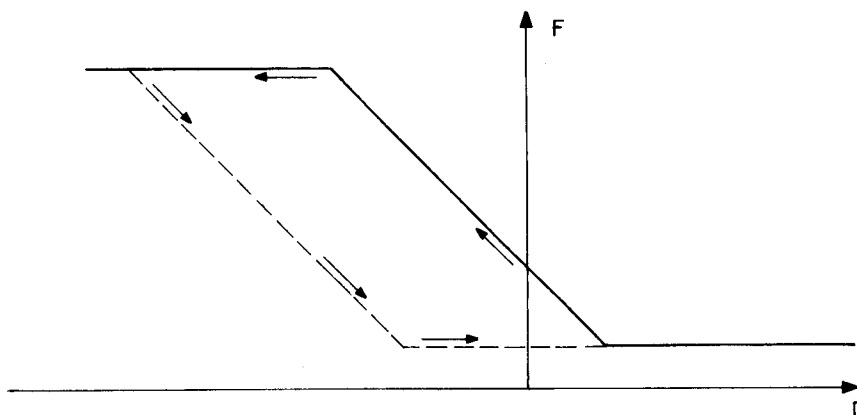


FIGURA 34

Devido à presença de um lençol freático, as pressões neutras aplicadas pelo solo à parede são alteradas. Do mesmo modo, os limites de plastificação e o coeficiente de reação elástica também se alteram com a presença de água, proporcionalmente à relação entre o peso específico submerso e o peso específico natural do solo.

#### - Matriz de Rigidez Estrutural

São definidos como pontos singulares os pontos ao longo da parede que caracterizam fatos notáveis, tais como: início e fim da parede; mudança de rigidez da parede; início e fim de uma camada de solo; ponto de instalação de um nível de estroncas ou tirantes; nível d'água, etc. Estes pontos devem ser inicialmente definidos pelo usuário através de suas cotas. Esta discretização inicial da parede é automaticamente refinada pelo programa, sendo criados novos pontos. Este refinamento é controlável pelo usuário que deve definir a máxima distância entre dois pontos consecutivos.

Realizada a discretização final, o programa monta a matriz de rigidez global da parede. Esta matriz é então compactada e armazenada em um arquivo "on line".

As 'rigidezes' dos elementos simuladores do solo atuantes são então adicionadas à matriz de rigidez da parede, obtendo-se a matriz de rigidez do sistema estrutural. Entende-se por elementos simuladores do solo atuantes, aqueles elementos que não tenham atingido um limite plástico ou não tenham sido escavados.

Analogamente, são adicionadas as 'rigidezes' dos elementos simuladores das estroncas e tirantes.

Desta forma, em qualquer iteração de uma fase de construção genérica é possível definir uma matriz de rigidez do sistema estrutural parede-estroncas-tirantes-solo.

#### - Carregamentos

Cada fase de execução da obra, quase sempre corresponde à alteração nas características físicas ou geométricas do sistema estrutural. Estas alterações, além de converterem-se em modificações na matriz de rigidez do sistema estrutural,

resultam também em carregamentos a serem aplicados à parede. Pode também haver casos em que cargas externas são aplicadas diretamente à parede.

A partir destes carregamentos, devidamente transformados em forças nodais equivalentes, pode-se montar o vetor carregamento correspondente à fase considerada.

#### - Resolução do Sistema de Equações

Chamando-se de  $|K|$  a matriz de rigidez do sistema estrutural em uma fase qualquer, e  $\{R\}$  o vetor carregamento correspondente, resolvendo-se o sistema de equações  $|K|\{D\} = \{R\}$  obtém-se o vetor  $\{D\}$  dos deslocamentos dos pontos da parede durante a fase considerada. A somatória destes vetores deslocamento, desde o início até a fase atual, resulta num vetor de deslocamentos acumulados.

Deve-se notar que o comportamento dos elementos simuladores é função dos deslocamentos acumulados e não apenas dos deslocamentos ocorridos na fase considerada. Nota-se também que em virtude da plasticidade do solo e em virtude das estroncas não resistirem à tração e os tirantes à compressão, é necessário que o sistema  $|K|\{D\} = \{R\}$  seja resolvido iterativamente.

Uma vez alcançados os deslocamentos, são obtidos os esforços na parede, estroncas e tirantes. Por um processo inverso à discretização são determinadas as pressões exercidas pelo solo na parede.

#### - Dados Requeridos pelo Programa DEEP

A seguir serão relacionados os dados requeridos pelo programa, porém, sem se preocupar com a ordem de entrada dos mesmos.

a) Título

O título fornecido aparece impresso no início de cada processamento. É conveniente que seja feita uma descrição resumida do problema a ser resolvido.

b) Pontos singulares

Neste conjunto de cartões são fornecidas as descrições dos pontos singulares e as respectivas cotas.

c) Características físicas e geométricas da parede

Para cada trecho de parede de rigidez diferente são fornecidos o módulo de elasticidade e o momento de inércia da seção transversal. O início e o fim de cada trecho são definidos através dos respectivos pontos singulares, previamente definidos.

Neste conjunto de cartões, também é fornecida a máxima distância entre os pontos a serem criados durante a discretização da parede.

d) Características físicas e geométricas do maciço  
Carregamentos iniciais

Para o maciço nas suas condições iniciais, isto é, antes da execução da vala, são fornecidos quatro conjuntos de informações: características das camadas de solo, coeficientes de reação elástica do solo, pressões neutras existentes no maciço e sobrecargas iniciais.

O início e o término de cada camada de solo são indicados pelos respectivos pontos singulares. Para cada camada são fornecidos: peso específico, coesão, ângulo de atrito interno,

coeficiente de empuxo ativo, coeficiente de empuxo em repouso e coeficiente de empuxo passivo.

Os coeficientes de reação elástica do solo são fornecidos por trechos. Admite-se que estes coeficientes possam variar linearmente em cada trecho. São fornecidos os pontos singulares correspondentes ao início e fim de cada trecho e os respectivos valores dos coeficientes de reação elástica.

No caso da presença de pressões neutras, também admite-se que estas variem linearmente em trechos. Fornecem-se os pontos singulares e os valores da pressão neutra correspondentes ao início e término de cada trecho.

O programa permite que sejam aplicados em planos horizontais cargas verticais uniformemente distribuídas e em forma de faixas. Portanto, deve-se fornecer a largura da faixa, a distância entre o eixo da parede e o início da faixa, o valor da carga e o ponto singular correspondente à cota do plano onde está sendo aplicada a carga.

e) Características físicas e geométricas das estroncas e tirantes

Dentro do conjunto de dados iniciais deve-se fornecer a tabela de todas as estroncas e tirantes envolvidos que serão utilizados durante a execução da obra. Nesta tabela, para cada estronca ou tirante, é feita uma descrição sumária de suas características, e são fornecidos o módulo de elasticidade, a área da seção transversal, o comprimento, a força de protensão ou pré-compressão e o ponto singular correspondente à cota de instalação.

Posteriormente, as estroncas e tirantes serão referidos por meio do seu número de ordem de entrada na tabela.

f) Fases de execução

Cada fase de execução da obra pode ser convenientemente simulada através da aplicação de carregamentos no conjunto estrutural e alteração de suas características. Portanto, a cada fase corresponde um conjunto de dados onde são fornecidos a descrição sumária da fase, redefinição das características do maciço do lado interno da vala, redefinição das características do maciço do lado externo da vala, redefinição das pressões neutras, redefinição dos coeficientes de reação elástica horizontal e definição das sobrecargas aplicadas na fase. Deve-se também relacionar as estroncas e tirantes instalados ou retirados na fase em questão.

Os carregamentos correspondentes à escavação, reaterro, retirada ou instalação de estroncas ou tirantes são determinados automaticamente pelo programa. Assim, no caso de escavação ou reaterro, é suficiente definir a nova cota da superfície do terreno. No caso das estroncas e tirantes basta relacionar aqueles que estão sendo instalados e os que estão sendo retirados.

Resultados Obtidos:

Para cada fase ou etapa de construção, o programa fornece:

- a) Deslocamentos ocorridos durante a fase de construção e os deslocamentos acumulados até esta fase.
- b) Esforços solicitantes na parede, bem como a envoltória destes esforços até a fase considerada.
- c) Esforços solicitantes nas estroncas e tirantes ativos na fase.
- d) Pressões aplicadas pelo solo à parede e a indicação do estado reológico do solo ao longo da parede.

f) Coeficiente de segurança da ficha e estimativa do recalque diferencial no exterior da vala.

Além disso, são também listados outros dados úteis à análise, tais como vetor carregamento aplicado na fase, características dos elementos simuladores da interação solo-estrutura, etc.

## 6. ESTUDO ANALÍTICO DE PAREDES DE CONTENÇÃO DE VALAS

### 6.1 Objetivo

Neste capítulo serão analisadas algumas estruturas de contenção e procurar-se-á torná-las as mais típicas possíveis.

Com os resultados destas análises numéricas serão elaboradas tabelas, as quais, juntamente com as disposições construtivas apresentadas anteriormente, darão subsídios para o ante-projeto de paredes-diafragma, ou até o seu projeto definitivo, em alguns casos.

### 6.2 Quando Utilizar Paredes-Diafragma ?

Na execução de valas onde as estruturas circundantes não podem sofrer recalques apreciáveis, o uso de parede-diafragma é o mais indicado. Em virtude de sua grande rigidez, é reduzida ao mínimo a descompressão do terreno do lado externo da vala escavada, propiciando assim pequenos recalques das estruturas lindeiras.

Nos terrenos onde existe impossibilidade de rebaixamento do nível d'água, o uso de paredes-diafragma é quase imprescindível. A estanqueidade da parede, permite que se trabalhe dentro da vala a seco o que seria quase impossível, técnica e economicamente, com outros métodos. A utilização de paredes como elemento de contenção evita também o carregamento de solo, de fora para dentro da vala, o que ocasionaria sérios problemas nos terrenos e estruturas adjacentes à vala.

Em terrenos compostos de solos orgânicos, a escavação somente é possível, se a vala for contida com estacas-prancha ou paredes-diafragma.



## 6. ESTUDO ANALÍTICO DE PAREDES DE CONTENÇÃO DE VALAS

### 6.1 Objetivo

Neste capítulo serão analisadas algumas estruturas de contenção e procurar-se-á torná-las as mais típicas possíveis.

Com os resultados destas análises numéricas serão elaboradas tabelas, as quais, juntamente com as disposições construtivas apresentadas anteriormente, darão subsídios para o ante-projeto de paredes-diafragma, ou até o seu projeto definitivo, em alguns casos.

### 6.2 Quando Utilizar Paredes-Diafragma ?

Na execução de valas onde as estruturas circundantes não podem sofrer recalques apreciáveis, o uso de parede-diafragma é o mais indicado. Em virtude de sua grande rigidez, é reduzida ao mínimo a descompressão do terreno do lado externo da vala escavada, propiciando assim pequenos recalques das estruturas lindeiras.

Nos terrenos onde existe impossibilidade de rebaixamento do nível d'água, o uso de paredes-diafragma é quase imprescindível. A estanqueidade da parede, permite que se trabalhe dentro da vala a seco o que seria quase impossível, técnica e economicamente, com outros métodos. A utilização de paredes como elemento de contenção evita também o carreamento de solo, de fora para dentro da vala, o que ocasionaria sérios problemas nos terrenos e estruturas adjacentes à vala.

Em terrenos compostos de solos orgânicos, a escavação somente é possível, se a vala for contida com estacas-prancha ou paredes-diafragma.

### 6.3 Ficha

Conforme foi vista, chama-se de ficha o trecho da parede embutida no solo abaixo do fundo da vala.

Várias são as finalidades da ficha, algumas já expostas anteriormente, por exemplo, manter a estabilidade do fundo da vala e alcançar camadas com maior capacidade de suporte.

Outras finalidades também importantes que se pode enumerar é a de minimizar o momento dimensionante (que normalmente ocorre na última fase da escavação) e a de aumentar o caminho do fluxo de percolação de água.

Nos casos normais, onde não existam camadas muito moles, podemos adotar, para determinação do comprimento da ficha, um critério empiricamente definido, baseado em paredes-diafragma já executadas:

$$\begin{aligned} \text{sendo } h &= \text{altura escavada} \\ e \quad t &= \text{comprimento da ficha} \\ t &= (0,20 \text{ a } 0,30) \times h. \end{aligned}$$

Nas análises que se seguem foram ensaiadas várias fichas, até ser obtido coeficiente de segurança próximo de 1 (um), para o empuxo passivo.

### 6.4 Razão de Utilização de Estroncas

O escoramento das paredes é feito normalmente por meio de estroncas ou tirantes.

A não ser em casos especiais, por exemplo, valas de grandes vãos, o uso de estroncas é preferível em relação aos tirantes. Assim, em valas de pequena largura (~ 10 m), o escoramento feito com

estroncas é mais típico, mais barato - possibilidade de reaproveitamento - e mais útil pois permite o seu uso como apoio de equipamentos de construção,

Será estudado apenas o escoramento com estroncas.

#### 6.5 Níveis de Escoramento

Os vários níveis de escoramento são definidos em função de:

- Características do solo
- profundidade de escavação
- método construtivo
- recalques admissíveis
- momentos
- finalidade da obra, no caso Metrô.

De uma maneira geral os níveis de escoramentos são definidos em função das profundidades de valas e métodos construtivos, sendo adaptados quando existirem outras condicionantes.

7.  
PROPOSTA A SER ANALISADA

7.1  
Generalidades

Serão analisadas apenas valas de contenção de Metrôs, suportadas por paredes-diafragma de concreto armado, escoradas com estroncas metálicas.

7.2  
Profundidades de Valas

Serão adotadas, para efeito de análise, profundidades de valas de 8 m (oito metros) a 20 m (vinte metros) de profundidade com variações de 3 m (três metros).

Assim serão estudadas analiticamente valores de 8 m, 11 m, 14 m, 17 e 20 m.

O limite inferior corresponde a um dos menores níveis possíveis (~ 6 m de estrutura do túnel mais 2 m de cobrimento) e o limite superior a uma das maiores profundidades encontradas correntemente.

7.3  
Tipos de Solo

Seria praticamente impossível analisar todos os tipos de solo que podem ser encontrados nas escavações.

Considerando-se que seriam aumentados enormemente os processamentos e conseqüentemente os seus custos foram selecionados apenas quatro tipos de solos, que cobrem uma certa faixa de utilização.

Assim, foram escolhidos:

$$\begin{array}{l} \text{Solos não coesivos:} \quad c = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \emptyset = 35^{\circ} \\ \emptyset = 30^{\circ} \end{array} \right. \\ \text{Solos coesivos} \quad : \quad c = 1 \text{ t/m}^2 \left\{ \begin{array}{l} \emptyset = 25^{\circ} \\ \emptyset = 20^{\circ} \end{array} \right. \end{array}$$

## 7.4

## Variações de Espessura de Paredes-Diafragma

As paredes-diafragma mais comumente encontradas têm a sua espessura variando de 60 cm a 120 cm com variações de 20 em 20 cm.

Para cada caso será analisada a espessura de parede mais conveniente.

## 7.4.1

## Consumo de aço

Analisando os vários projetos de paredes-diafragma já executadas podemos fornecer dados empíricos para o máximo consumo de aço.

Desta maneira teremos:

Onde  $h$  = espessura da parede-diafragma

$C$  = consumo de aço em kg/volume de concreto ( $m^3$ )

$h$ (cm)	(kg/ $m^3$ )	
60	180	
80	160	
100	140	(7.1)
120	120	

Outro dado empírico importante é relativo às armaduras de distribuição e de montagem que correspondem a cerca de 30% da armadura longitudinal.

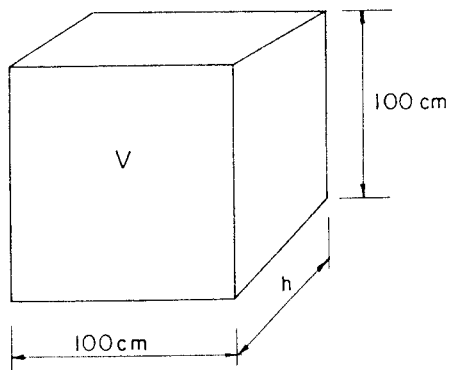
Então teremos:  $V_{f, \ell}$  = volume de armadura longitudinal

$V_{f, t, m}$  = volume de armadura transversal e de montagem

$$V_{f, t, m} = 0,30 \cdot V_{f, \ell}$$

Será feita a hipótese de armadura simétrica e constante ao longo de toda a altura da parede.

Assim a porcentagem de consumo de aço por  $m^3$  de parede será:



$\rho_1$  = porcentagem de armadura longitudinal

$A_1$  = área de armadura longitudinal

$V_C$  = volume de concreto

$V_f$  = volume de aço total

$P$  = peso de aço no volume  $V_C$

$V_1$  = volume de aço longitudinal

$P = C \cdot h \cdot 1 \cdot 1$ .

$P$  = em kg     $C$  em  $kg/m^3$

$h$  em cm

$$V_f = \frac{C \cdot h}{\gamma_f} \quad \gamma_f = 7,85 \text{ t/m}^3$$

$$V_1 = \frac{V_f}{1,30}$$

$$A_1 = \frac{P}{\gamma_f \cdot 1,3} = \frac{C \cdot h}{\gamma_f \cdot 1,3}$$

$$\rho_1 = \frac{A_1}{h} \times 100 = \frac{C \cdot 100}{7850 \times 1,3} = \frac{C}{102,05} \%$$

Com  $\rho$  em %  
e  $C$  em  $kg/m^3$ .

Então para os máximos consumos estabelecidos em 7.1 teremos:

$h$ (cm)	$C_{\text{máx}}$ $kg/m^3$	$\rho_{\text{max}}$ %
60	180	1,8
80	160	1,6
100	140	1,4
120	120	1,2

(.7.2)

## 7.4.2

## Faixas de momentos admissíveis

Neste item, serão calculadas faixas de momentos admissíveis para cada espessura de parede e limites de densidade de aço. Estas faixas mostrarão ao projetista um campo de opções para o projeto.

O concreto utilizado será aquele com  $f_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2$  e o aço com  $f_{yk} = 5.000 \text{ kg/cm}^2$ . Cobrimento de 5 cm.

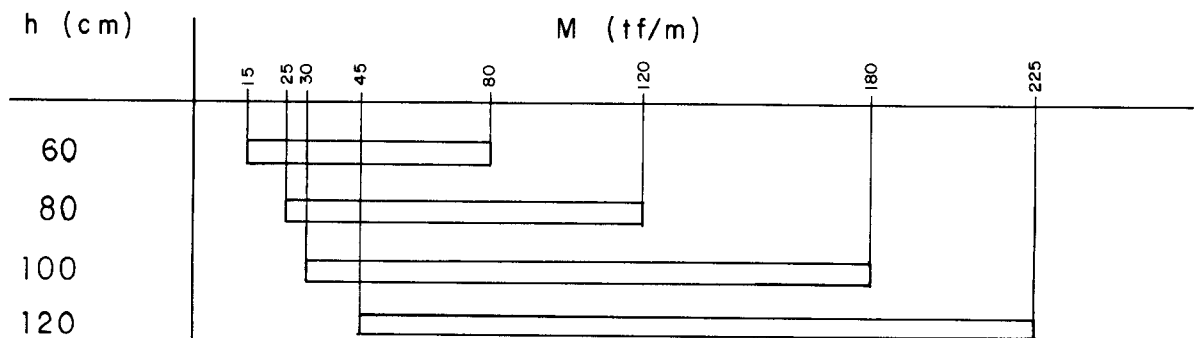
Com os coeficientes de segurança da NB-1/78 ou seja:  $\gamma_s = 1,15$   
 $\gamma_c = 1,40$  e  $\gamma_f = 1,40$ ,

$$\rho_{\min} = 0,15\% \text{ para } h \leq 80 \text{ cm}$$

$$\rho_{\min} = 0,12\% \text{ para } h > 80 \text{ cm}$$

e as  $\rho_{\max}$  fornecidas por 7.2 serão dimensionadas as faixas de momento considerando-se

PAREDES-DIAFRAGMA										
Flexão normal simples				Armadura simétrica		$f_{ck} = 150 \text{ kgf/cm}^2$		Aço CA-50A		
h (cm)	d (cm)	$\beta_h = \frac{h}{d}$	$\rho_h = \frac{A_s}{bh}$ por face (%)	$A_s$ por face (cm <sup>2</sup> )	$\rho = \frac{A_s}{bd}$ por face (%)	$\bar{\rho} = \frac{\rho}{1,50}$	u	$M_k$ (tfm)		
								Teórico	Adotado	Médio
60	54	1,10	0,15 0,90	9,0 54,0	0,167 1,00	1,113 6,667	0,075 0,432	14,23 81,95	15 80	50
80	70	1,15	0,15 0,80	12,0 64,0	0,171 0,914	1,140 6,093	0,077 0,381	24,54 121,44	25 120	70
100	90	1,10	0,12 0,70	12,0 70,0	0,133 0,778	0,887 5,187	0,060 0,338	31,61 178,10	30 180	105
120	110	1,10	0,12 0,60	14,4 72,0	0,131 0,655	0,873 4,367	0,059 0,285	46,44 224,33	45 225	135



A finalidade principal destas faixas é apenas a de posicionamento do projetista em relação aos limites de consumo de aço para uma determinada espessura.

Utilizando os valores próximos da média, o projetista estará elaborando um projeto equilibrado, sob o ponto de vista de concreto armado.

Uma regra mnemônica que se pode tirar do exposto é que o momento admissível (em tm) de uma parede-diafragma é numericamente igual à espessura (em cm) desta.

### 7.5

#### Níveis de Escoramento

Os níveis de escoramento variarão, basicamente, com a profundidade da vala e com o método construtivo.

Recomenda-se não exceder a -2,00, a cota de instalação da primeira estronca - o nível do terreno considerado como 0,00. Na primeira fase da escavação a parede-diafragma estará em balanço e é aí que ela sofre os maiores deslocamentos. É evidente que estes deslocamentos serão tão maiores quanto maior for o balanço.

Nota-se também que estas deformações são praticamente irreversíveis.



Para a instalação da estronca e da viga de distribuição, quando houver, faz-se necessária a escavação de mais 70 cm, aproximadamente.

De uma maneira geral o espaçamento das estroncas, na vertical, deve ficar entre os limites de 3,0 a 6,0 m e na horizontal entre 2,0 a 3,0 m. A cada 15,0 m a 20,0 m de vala, deixa-se um espaçamento duplo, entre as estroncas na horizontal, que serve para formar o "poço de trabalho".

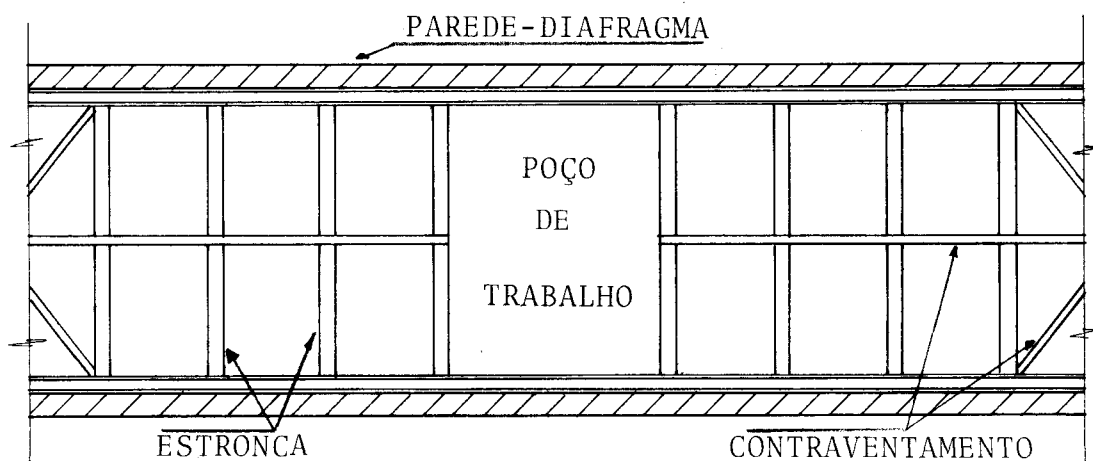


FIGURA 35

Para possibilitar escavação mecânica (p.ex. com D4) do fundo da vala deve-se deixar um espaço entre este fundo e a última estronca de 3,0 m.

O vão existente entre a primeira e a última estronca deve ser dividido em partes iguais ou de outra forma conveniente caso haja uma ou mais condicionantes especiais.

Na análise utilizou-se a divisão em espaços iguais; o espaçamento horizontal admitido foi de 2,0 m. Adotou-se também um comprimento de estroncas de 8,0 m.

#### 7.6 Níveis de Água

Os diversos casos de nível d'água analisados foram:

- $A_0$  : Nível d'água abaixo do pé da ficha
- $A_1$  : Nível d'água na cota média da escavação ou no 2º nível de estroncas dependendo da profundidade
- $A_2$  : Nível d'água na cota do 1º nível de estroncas.

De acordo com os resultados dos níveis extremos, aquele intermediário, em alguns casos, foi eliminado.

#### 7.7 Sobrecargas

Foram considerados dois tipos de sobrecarga:

- de um veículo na borda da vala - carga de  $6 \text{ t/m}^2$  atuando numa largura de 1,5 m a partir da borda da vala e em toda a extensão da mesma.
- de edifícios adjacentes às valas.

Neste último caso foram utilizadas as seguintes sobrecargas:

- $Q_1$  Edificações de 1 pavimento -  $1,2 \text{ t/m}^2$
- $Q_2$  Edificações de 2 pavimentos -  $2,4 \text{ t/m}^2$
- $Q_3$  Edificações de 5 pavimentos -  $5,0 \text{ t/m}^2$

todas estas sobrecargas localizadas a partir de 1,5 m da borda da vala até uma distância desta que não causasse mais influência na parede, estudada caso a caso.

A estas cargas ainda foi aplicado o coeficiente de majoração de carga igual a 2,0, conforme recomendação das normas do Metrô de São Paulo e do Rio de Janeiro.

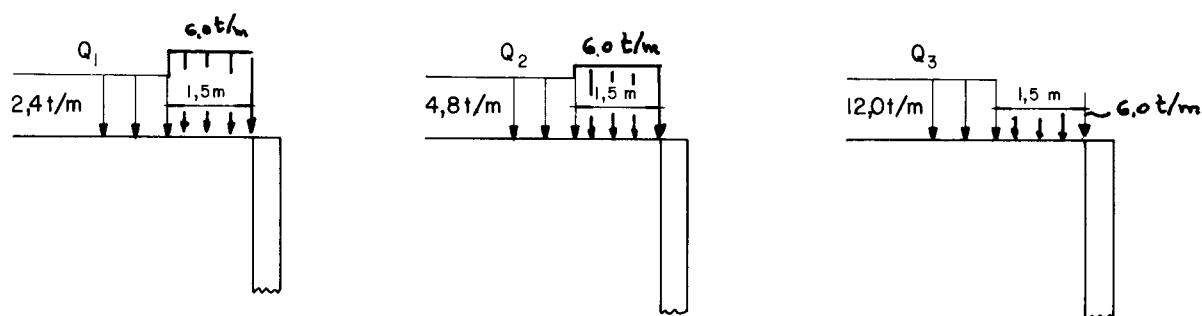


FIGURA 36

## 7.8

## Processo de Cálculo Utilizado nas Análises

Para os vários casos de análise utilizou-se o processo de cálculo DEEP.

Conforme exposto anteriormente não existe até a presente data um processo seguro de cálculo de paredes-diafragma.

A escolha sobre o DEEP foi baseada no fato de ser o processo que mais de perto reproduz o comportamento solo-estrutura. Atualmente estão sendo desenvolvidos estudos de aferição do cálculo com este processo e medições efetuadas no canteiro, com resultados que podem ser considerados muito bons.

O prosseguimento destas análises certamente fornecerá elementos para enriquecer este processo de cálculo.

8.  
METODOLOGIA PARA ELABORAÇÃO DAS TABELAS

8.1  
Generalidades

Neste capítulo serão apresentadas tabelas de esforços oriundas das análises pelo processo DEEP, esforços admissíveis em estroncas e propriedades dos solos.

Estes esforços juntamente com as recomendações construtivas apresentadas propiciarão ao projetista elaborar o ante-projeto da maioria dos casos de escoramento com paredes-diafragma.

Com este procedimento, os cálculos repetitivos e fastidiosos serão eliminados e haverá maior possibilidade para os estudos de concepção da obra como um todo, fato que acarretará maior economia.

8.2  
Simbologia Utilizada

Com a finalidade de facilitar os processamentos e o tabelamento foi utilizada a seguinte codificação:

A	A	A	A	A	A	A	A
identifica o solo	identifica a estrutura	identifica o nível d'água	identifica a sobrecarga				

## 8.2.1

Identificação do solo

$$c = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi = 35^{\circ} \\ \phi = 30^{\circ} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{SD} \\ \text{SL} \end{array}$$

$$c = 1 \text{ kg/cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi = 25^{\circ} \\ \phi = 20^{\circ} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{CH} \\ \text{CL} \end{array}$$

## 8.2.2

Identificação da estrutura

Far-se-á pela altura da vala que suporta, p.ex. 20, 17, etc.

## 8.2.3

Identificação do nível d'água

Nível d'água abaixo do pé da ficha -  $A_0$   
 Nível d'água no 2º nível de estroncas ou na  
 cota média de escavação -  $A_1$   
 Nível d'água no 1º nível de estroncas -  $A_2$

## 8.2.4

Identificação da sobrecarga

Edificação de 1 pavimento -  $Q_1$   
 Edificação de 2 pavimentos -  $Q_2$   
 Edificação de 5 pavimentos -  $Q_3$

Assim p.ex. SD20A1Q3 representa um solo não coesivo com  $\phi = 35^{\circ}$ , vala de 20 m de profundidade, nível d'água na meia altura da vala e sobrecarga de  $6 \text{ t/m}^2$  (multiplicada por um coeficiente 2).

CH17A0Q1 representa um solo coesivo com  $\phi = 25^{\circ}$ , vala de 17 m de profundidade, nível d'água abaixo do pé da ficha e sobrecarga de  $1,2 \text{ t/m}^2$  (x 2).

## 8.3

## Tabela de Índices e Coeficientes do Solo

Para os processamentos utilizaram-se os seguintes dados referentes ao solo.

TABELA 8.1

DESCRIÇÃO	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat.}$ (t/m <sup>3</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (o)	$\delta$ (o)	$K_A$	$K_O$	$K_P$	$K_S$ (t/m <sup>3</sup> )
ARENOSO 1 - SD	1.90	2.00	0.	35 <sup>o</sup>	23.33 <sup>o</sup>	.23	.43	9.21	5.000.
ARENOSO 2 - SL	1.80	2.00	0.	30 <sup>o</sup>	20 <sup>o</sup>	.28	.50	5.75	2.500.
ARGILOSO 1 - CH	2.00	2.00	1.	25 <sup>o</sup>	16.66 <sup>o</sup>	.34	.50	3.94	1.600.
ARGILOSO 2 - CS	1.70	1.70	1.	20 <sup>o</sup>	13.33	.43	.50	2.82	800

Onde:  $\gamma$  = peso específico natural

$\gamma_{sat.}$  = peso específico saturado

c = coesão

$\phi$  = ângulo de atrito

$\delta$  = inclinação do empuxo com relação a normal à parede

$K_A$  = coeficiente de empuxo ativo

$K_O$  = coeficiente de empuxo em repouso

$K_P$  = coeficiente de empuxo passivo

$K_S$  = coeficiente de reação elástica horizontal

#### 8.4 Estroncas

As estroncas mais utilizadas, suas características e respectivas cargas admissíveis são fornecidas nas tabelas 8.2 e 8.3.

Foram adotados vãos de 8,0 m e 12 m. O comprimento  $l_y$  é reduzido à metade do vão em virtude de haver contraventamento intermediário.

TABELA 8.2  
CARACTERÍSTICAS DOS PERFIS

PERFIL	S (cm <sup>2</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>x</sub> (cm)	r <sub>y</sub> (cm)	t (mm)	tf (mm)	d (mm)	bf (mm)	b' (mm)
CS 350 x 119	151.7	1977.7	15.10	8.68	12.5	16.0	350	350	53.00
CS 400 x 155	197.2	3007.4	17.46	10.14	12.5	19.0	400	400	60.33
CS 500 x 221	280.9	5506.2	22.14	12.89	12.5	22.4	500	500	75.87

S = Seção do perfil

W = Modelo de resistência

r = raio de giração

TABELA 8.3

PERFIL	l <sub>bx</sub> (cm)	l <sub>by</sub> (cm)	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	r	r <sub>r</sub> (cm)	r'
CS 350 x 119	800	400	52.98	46.08	52.98	9.55	41.86
	1200	600	79.47	69.12	79.47		62.79
CS 400 x 155	800	400	45.82	39.45	45.82	11.01	36.32
	1200	600	68.73	59.17	68.73		54.48
CS 500 x 221	800	400	36.13	31.03	36.13	13.86	28.86
	1200	600	54.20	46.55	54.20		43.29

$$b' = (d - 2t_f) / 6$$

$$r_x = l_{bx} / r_x$$

$$r_y = l_{by} / y$$

$$r = \max(r_x, r_y)$$

$$r_r = \left[ \frac{(t_f b_f^3 + b' t^3)}{(t_f b_f + b' t) \cdot 12} \right]^{1/2}$$

$$r' = l_{by} / r_r$$

$$b' = \frac{(d - 2t_f)}{6}$$

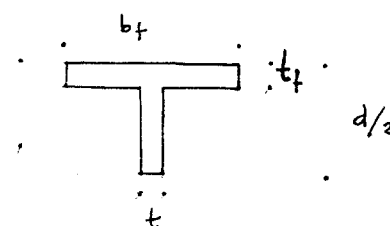


TABELA 8.3

CARGAS ADMISSÍVEIS NAS ESTRONCAS (POR METRO DE PAREDE)

PERFIL	C1	C2	C3	C4	F1	F2	Nm <sub>max</sub> (tf)	Rm <sub>max</sub> (tf)
CS 350 x 119	.50224	.60	1.47783	.03501	.96105	1.12998	184.5	92.3
	.42798	.57390	.65681	.07878	.72488	1.03527	139.2	69.6
CS 400 x 155	.51968	.60	1.97578	.02678	1.00822	1.14644	261.6	125.8
	.45989	.59683	.87812	.06025	.83160	1.07886	207.5	103.8
CS 500 x 221	.54136	.60	3.17770	.01840	1.06278	1.16320	377.8	189.
	.49916	.60	1.41205	.04140	.94652	1.11720	336.5	168.

CÁLCULO EFETUADO DO ACORDO COM A AISC

$$p/\lambda < 126 \quad C1 = (2-z^2)/(-.25z^3 + .75z + 10/3), \quad z = \lambda/126.$$

$$p/\lambda' < 53 \quad C2 = .60$$

$$53 \leq \lambda \leq 119 \quad C2 = .6667 - \lambda^2/42500. \leq .60$$

$$C3 = (64.4057/\lambda_x)^2$$

$$C4 = (p \cdot l_{bx})/(8F_y W_x)$$

$$F1 = C1 + C3 - [(C1-C3)^2 + 2 C1C3C4/C2]^{1/2}$$

$$F2 = 1.2 - 1.2 C4/C2$$

$$Nm_{\max} = \min \{ F1, F2 \} \cdot F_y \cdot S/2$$

$$Rm_{\max} = Nm_{\max}/2$$

Rm<sub>max</sub> = Carga admissível nas estroncas, por metro de parede no sentido longitudinal



### 8.5

#### Apresentação de dados e comentários sobre as tabelas

Para cada caso, altura de vala, sobrecarga, nível d'água e tipo, de solo, são apresentados dois tipos de tabelas: a primeira, relativa aos esforços solicitantes, -  $M_{\text{máx}}$  e  $Q_{\text{máx}}$  - deslocamentos que a parede sofre para o interior ou exterior da vala, e as cotas onde tais fenômenos se produzem. São fornecidos também a espessura da parede e o valor da ficha na fase final.

A segunda apresenta os valores de esforços nas estroncas em cada fase de escavação e os valores máximos, somatória das forças internas (estroncas mais empuxo passivo), forças externas (empuxos), o fator de segurança do empuxo passivo disponível e a reação necessária. Fornecem-se também o valor da espessura da parede considerada no processamento.

Os esforços calculados são válidos para uma faixa de 1,0 m de parede, no sentido longitudinal.

As unidades para os esforços são:

momento fletor em tonelada x metro	tm
esforços cortante em tonelada	t.
força na estronca em tonelada	t.

Para os deslocamentos, a unidade é o centímetro, e as cotas são fornecidas em metros.

Convencionam-se como positivos:

- os momentos que tracionam as fibras da parede internas à vala;
- os esforços cortantes que tendem a girar no sentido horário um elemento da parede situado à esquerda da vala (no sentido de quem olha para a figura);

- as forças de compressão nas estroncas.
- os deslocamentos quando dirigidos do exterior para o interior da vala.

Os elementos fornecidos estão apresentados em tabelas do tipo:

TABELAS PARA ANÁLISE DOS MOMENTOS, CORTANTES, DESLOCAMENTOS.

(1)	(2)	(3)								
(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)

- (1) TITULO DO PROCESSAMENTO  
 (2) espessura da diafragma  
 (3) ficha da última fase  
 (4) n° da fase  
 (5) D<sub>max</sub>  
 (6) Cota de D<sub>max</sub>  
 (7) Q<sub>max</sub><sup>+</sup>/m  
 (8) Cota de Q<sub>max</sub><sup>-</sup>/m  
 (9) Q<sub>min</sub><sup>-</sup>/m  
 (10) Cota de Q<sub>min</sub><sup>-</sup>/m  
 (11) M<sub>max</sub><sup>+</sup>/m  
 (12) Cota do M<sub>max</sub><sup>+</sup>/m  
 (13) M<sub>min</sub><sup>-</sup>/m  
 (14) Cota do M<sub>min</sub><sup>-</sup>/m

Sendo

D = deslocamento

M = momento fletor

Q = esforço cortante

## TABELAS PARA ANÁLISE DAS REAÇÕES DAS ESTRONCAS

(1)		(2)							
(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)

(1)	TÍTULO DO PROCESSAMENTO
(2)	espessura da parede diafragma
(3)	nº da fase
(4)	fator de segurança do passivo na fase
(5)	$\Sigma$ Fint na fase
(6)	$\Sigma$ Fext na fase
(7) a (11)	Reações/m das estroncas nas fases
(12)	Reação máxima na fase

Foram processados também vários casos que não foram aqui apresentados, como por exemplo:

- variações de fichas onde se encontraram grandes coeficientes de segurança.
- espessuras de parede que se mostraram ou insuficientes ou inconvenientes.
- casos de sobrecargas ou níveis d'água que não tinham influência prática sobre os esforços.

Para o primeiro caso analisaram-se várias profundidades de ficha até se obter um coeficiente de segurança do empuxo disponível/reação necessária próximo de um.

No segundo, quando os esforços obtidos eram de tal ordem que ocasionariam um projeto com armadura muito densa, optou-se por um aumento na espessura da parede. Para algumas profundidades de vala e determinados tipos de solo, por exemplo 17 m, 20 m e solos CH e CS, este artifício não conduzia também a projetos razoáveis. Foi necessário alterar a disposição de estroncas introduzindo-se mais um nível.

Quanto ao caso das sobrecargas, apenas para as profundidades de 8 m e 11 m, valas menores, foram processadas com Q1, Q2 e Q3; para os outros, apenas Q1 e Q3 foram estudadas, podendo-se adotar valores interpolados para Q2, sem grande perda de precisão.

Com relação ao nível d'água, deu-se o contrário; não havia significado prático para o caso A1, por não apresentar diferenças sensíveis com aquele do nível A2, para as profundidades de 8 m e 11 m. Sendo assim foram estudados também o carregamento A1 apenas nas profundidades de 14 m, 17 m e 20 m.

Aqui cabe um comentário final sobre o uso das tabelas. Os casos A1 e A2 somente foram processadas com as sobrecargas Q3. Em se desejando obter esforços com outras sobrecargas Q1 e Q2-esta última somente nos casos que tem influência - obtêm-se os valores correspondentes a A1 ou A2 mais Q3. Deste valor subtrai-se a diferença de solicitação, correspondente à sobrecarga que se pretende estudar (Q1 ou Q2) e àquela relativa a Q3, ambas calculadas no caso A0.

Se o problema de determinação de esforços fosse linear, este procedimento seria perfeitamente correto. Entretanto, no caso presente, pode ser adotado, em virtude das diferenças encontradas serem negligenciáveis do ponto de vista prático.

## " T A B E L A S "

SD - $\emptyset = 35^{\circ}$	}	c = 0
SL - $\emptyset = 30^{\circ}$		
CH - $\emptyset = 25^{\circ}$	}	c = 1 t/m <sup>2</sup>
CS - $\emptyset = 20^{\circ}$		

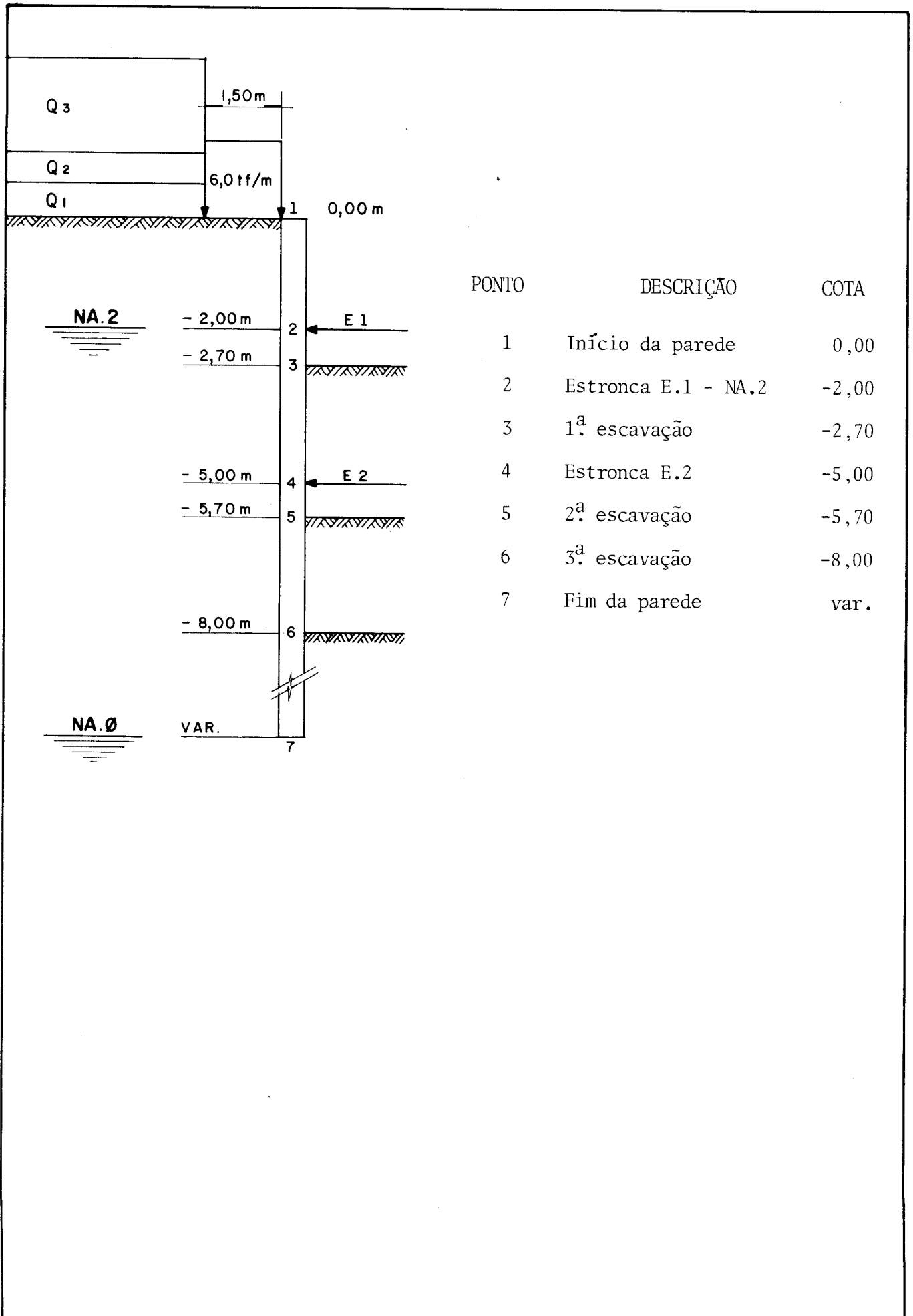
Níveis d'água  $A_0$ ,  $A_1$  e  $A_2$  pg. 95

Sobrecargas  $Q_1$ ,  $Q_2$  e  $Q_3$  pg. 95

H = 8 m

.107.

SD, SL, CH, CS



DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AAØ8AØQi

	$D_{max}$	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
SDØ8AØQ1		60	2,00							
1	<u>0,25</u>	0,00	2,88	-3,16	-1,78	-5,70	0,00	-	-5,50	-4,08
2	0,21	0,00	3,29	-6,16	-4,45	-2,35	2,90	-4,54	<u>-5,50</u>	-4,08
3	0,21	0,00	3,29	-6,16	-4,84	-5,70	5,15	-7,08	-5,50	-4,08
SDØ8AØQ2		60	2,00							
1	0,26	0,00	3,03	-3,16	-1,79	-5,70	0,00	-	-5,71	-4,08
2	0,22	0,00	3,54	-6,16	-4,75	-2,35	3,16	-4,54	-5,71	-4,08
3	0,21	0,00	3,54	-6,16	-6,09	-5,35	5,48	-7,08	-5,71	-4,08
SDØ8AØQ3		60	2,00							
1	<u>0,29</u>	0,00	3,48	-3,16	-2,00	-6,16	0,00	-	-6,35	-4,08
2	0,25	0,00	4,27	-6,16	-5,62	-2,35	5,95	-4,54	-6,35	-4,08
3	0,23	0,00	4,59	-8,50	-7,01	-5,35	6,46	-7,08	-6,35	-4,08
SLØ8AØQ1		60	2,50							
1	<u>0,47</u>	0,00	3,77	-3,16	-2,12	-6,62	0,00	-	-7,64	-4,54
2	0,38	0,00	3,77	-3,16	-5,68	-2,35	4,34	-4,54	-7,64	-4,54
3	0,37	0,00	3,90	-2,00	-7,55	-5,35	6,68	-7,08	-7,64	-4,54
SLØ8AØQ2		60	2,50							
1	<u>0,50</u>	0,00	3,96	-3,16	-2,24	-6,62	0,00	-	-8,06	-4,54
2	0,41	0,00	3,96	-3,16	-6,09	-2,35	4,76	-4,54	-8,06	-4,54
3	0,39	0,00	4,11	-2,00	-8,02	-5,35	7,17	-7,08	-8,06	-4,54
SLØ8AØQ3		60	2,50							
1	<u>0,58</u>	0,00	4,50	-3,16	-2,58	-6,62	0,00	-	-9,33	-4,54
2	0,47	0,00	4,69	-6,16	-7,33	-2,85	6,16	-4,54	-9,33	-4,54
3	0,45	0,00	4,89	-9,00	-9,33	-5,35	8,71	-7,08	-9,33	-4,54
CHØ8AØQ1		60	3,00							
1	0,24	0,00	1,49	-2,70	-0,50	-6,62	0,00	-	-2,10	-4,08
2	0,27	-5,35	2,81	-6,16	-4,51	-2,35	5,44	-4,54	-2,10	-4,08
3	<u>0,37</u>	-7,54	3,83	-8,50	-7,00	-5,35	7,37	-7,08	-2,10	-4,08
CHØ8AØQ2		60	3,00							
1	0,25	0,00	1,64	-2,70	-0,57	-6,62	0,00	-	-2,37	-4,08
2	0,28	-5,00	3,13	-6,16	-4,99	-2,35	5,84	-4,54	-2,37	-4,08
3	0,38	-7,54	4,14	-8,50	-7,51	-5,35	7,94	-7,08	-2,37	-4,08

DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AAØ8AØQi

.109.

	$D_{max}$	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota	
CHØ8AØQ3 60			3,00								
1	0,30	0,00	2,11	-2,70	-0,85	-6,62	-	-	-3,44	-4,54	
2	0,31	-5,00	2,98	-6,16	-6,54	-2,35	7,82	-4,54	-3,44	-4,54	
3	0,43	-7,54	4,88	-8,50	-9,23	-5,35	9,78	-7,08	-3,44	-4,54	
CSØ8AØQ1 60			3,50								
1	0,45	0,00	1,85	-2,70	-0,80	-7,54	-	-	-3,52	-5,00	
2	0,49	-5,70	2,61	-6,16	-5,84	-2,35	7,83	-5,00	-3,52	-5,00	
3	0,74	-11,50	3,51	-5,00	-8,87	-5,35	8,04	-7,54	-4,00	-5,00	
CSØ8AØQ2 60			3,50								
1	0,51	0,00	2,05	-2,70	-0,96	-8,00	0,00	-	-4,13	-5,00	
2	0,53	-5,35	3,01	-6,16	-6,46	-8,35	8,57	-5,00	-4,13	-5,00	
3	0,77	-10,00	3,82	-5,00	-9,63	-5,35	8,90	-7,54	-4,15	-5,00	
CSØ8AØQ3 60			3,50								
1	0,72	0,00	2,70	-3,16	-1,35	-8,50	-	-	-5,61	-5,00	
2	0,68	-5,00	4,05	-6,16	-8,49	-2,35	11,12	-5,00	-5,61	-5,00	
3	0,92	-8,50	4,88	-9,00	-12,06	-5,35	11,73	-7,54	-5,61	-5,00	



DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AAØ8A2Q3

	$D_{\max}$	cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
SDØ8A2Q3 60 2,00										
1	0,37	0,00	3,80	-3,16	-2,30	-6,16	-	-	-7,47	-4,08
2	0,31	0,00	4,11	-6,16	-6,10	-2,35	4,46	-4,54	-7,47	-4,08
3	0,30	0,00	4,40	-9,00	-7,82	-5,35	7,15	-7,08	-7,47	-4,08
SLØ8A2Q3 60 2,50										
1	0,89	0,00	4,97	-3,62	-3,57	-7,54	-	-	-12,57	-5,00
2	0,73	0,00	5,09	-2,00	-8,50	-2,35	7,97	-5,00	-12,57	-5,00
3	0,81	-10,50	6,66	-5,00	-12,85	-5,35	7,97	-5,00	-15,06	-5,00
CHØ8A2Q3 60 3,00										
1	0,31	0,00	2,11	-2,70	-0,91	-6,62	-	-	-3,66	-4,54
2	0,33	-5,00	3,92	-6,16	-6,73	-2,35	8,04	-4,54	-3,66	-4,54
3	0,46	-7,54	4,56	-9,00	-9,74	-5,35	10,03	-7,08	-3,66	-4,54
CSØ8A2Q3 60 3,50										
1	0,77	0,00	2,78	-3,16	-1,22	-8,50	-	-	-5,63	-5,00
2	0,76	-5,35	3,98	-7,08	-9,00	-2,35	12,40	-5,00	-5,63	-5,00
3	2,09	-11,50	11,13	-5,00	-16,49	-5,35	12,40	-5,00	-24,10	-5,00

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AAØ8AØQi

SDØ8AØQ1 60						
1	13,10	35,60	35,60	-	-	-
2	7,35	22,00	29,80	7,81	-	7,81
3	2,94	11,90	27,84	7,21	8,74	8,74
SDØ8AØQ2 60						
1	12,64	36,86	36,86	-	-	-
2	7,05	22,93	31,18	8,24	-	8,24
3	2,81	12,44	29,28	7,62	9,22	9,22
SDØ8AØQ3 60						
1	11,45	40,71	40,71	-	-	-
2	6,26	25,81	35,37	9,56	-	9,56
3	2,48	14,09	33,60	8,84	10,66	10,66
SLØ8AØQ1 60						
1	7,20	43,71	43,72	-	-	-
2	4,31	27,61	37,43	9,81	-	9,81
3	2,05	15,73	35,30	8,23	11,33	11,33
SLØ8AØQ2 60						
1	6,94	45,34	45,34	-	-	-
2	4,14	28,78	39,26	10,47	-	10,47
3	1,96	16,44	37,20	8,75	12,00	12,00
SLØ8AØQ3 60						
1	6,26	50,24	50,24	-	-	-
2	3,67	32,42	44,65	12,23	-	12,23
3	1,74	18,59	42,84	10,18	14,06	14,06
CHØ8AØQ1 60						
1	5,24	58,06	58,06	-	-	-
2	3,48	37,78	44,08	6,30	-	6,30
3	2,11	22,43	37,71	4,71	10,56	10,56

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
 AAØ8AØQi

CHØ8AØQ2 60

1	5,08	59,90	59,90	-	-	-
2	3,36	39,13	46,20	7,06	-	7,06
3	2,03	23,31	40,03	5,38	11,33	11,33

CHØ8AØQ3 60

1	5,35	56,90	56,90	-	-	-
2	3,39	38,79	48,03	9,23	0,00	9,23
3	1,87	25,25	46,23	6,92	14,05	14,05

CSØ8AØQ1 60

1	4,46	48,23	48,24	-	-	-
2	2,84	35,25	43,51	8,24	0,00	8,24
3	1,61	25,46	43,80	4,69	13,63	13,63

CSØ8AØQ2 60

1	4,27	50,31	50,32	-	-	-
2	2,66	37,56	46,71	9,12	-	9,12
3	1,53	26,86	47,05	5,33	14,84	14,84

CSØ8AØQ3 60

1	3,75	57,24	57,26	-	-	-
2	2,25	44,38	56,34	11,92	-	11,92
3	1,32	30,94	56,75	7,19	18,58	18,58

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AAØ8A2Q3

SDØ8A2Q3 60

1	7,94	30,88	30,88	-	-	-
2	3,80	22,40	32,76	10,38	-	10,51
3	1,41	13,06	33,70	9,35	11,28	11,56

SLØ8A2Q3 60

1	4,49	38,88	38,89	-	-	-
2	2,37	27,87	41,56	13,68	-	14,49
3	1,07	16,68	43,05	10,76	15,60	8,74

CHØ8A2Q3 60

1	4,24	39,76	39,76	-	-	-
2	2,36	32,29	41,85	9,55	-	9,55
3	1,27	23,19	44,90	6,92	14,78	14,78

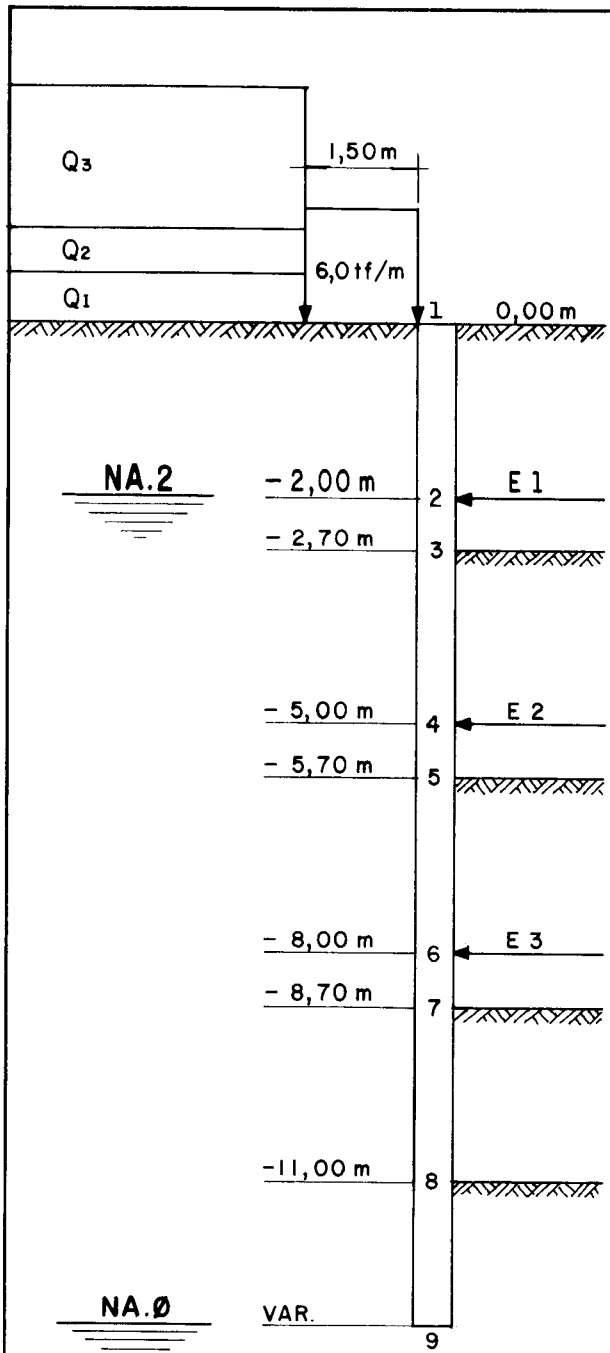
CSØ8A2Q3 60

1	2,73	38,77	38,81	-	-	-
2	1,43	36,60	49,34	12,68	-	12,68
3	1,00	23,85	55,06	1,74	29,41	29,41

H = 11 m

.114.

SD, SL, CH, CS



PONTO	DESCRIÇÃO	COTA
1	Início da parede	0,00
2	E1-NA.2	-2,00
3	1 <sup>a</sup> escavação	-2,70
4	E2	-5,00
5	2 <sup>a</sup> escavação	-5,70
6	E3	-8,00
7	3 <sup>a</sup> escavação	-8,70
8	4 <sup>a</sup> escavação	-11,00
9	Fim - NA.0	var.

DESLOCAMENTOS, MOMENTO E ESFORÇOS CORTANTES  
AA11AØQi

	$D_{\max}$	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
SD11AØQ1			60	2,00						
1	<u>0,25</u>	0,00	2,88	-3,16	-1,74	-6,16	0,17	-10,08	-5,50	-4,08
2	<u>0,21</u>	0,00	3,28	-6,16	-4,49	-2,35	2,55	-4,54	-5,50	-4,08
3	0,21	0,00	4,81	-9,16	-7,54	-5,35	6,09	-7,54	-5,50	-4,08
4	0,21	0,00	5,33	-11,50	-7,54	-5,35	7,93	-10,08	-5,50	-4,08
SD11AØQ2			60	2,00						
1	<u>0,26</u>	0,00	3,03	-3,16	-1,81	-6,16	0,18	-10,08	-5,71	-4,08
2	<u>0,22</u>	0,00	3,53	-6,16	-4,78	-2,35	2,79	-4,54	-5,71	-4,08
3	0,21	0,00	5,11	-9,16	-7,95	-5,35	6,45	-7,54	-5,71	-4,08
4	0,22	-9,16	5,11	-9,16	-8,40	-8,35	8,32	-10,08	-5,71	-4,08
SD11AØQ3			60	2,00						
1	<u>0,29</u>	0,00	3,49	-3,16	-2,01	-6,16	0,19	-10,08	-6,36	-4,08
2	<u>0,24</u>	0,00	4,29	-6,16	-5,67	-2,35	3,52	-4,54	-6,36	-4,08
3	0,23	0,00	5,84	-9,16	-9,33	-5,35	7,74	-7,54	-6,36	-4,08
4	0,25	-9,62	6,18	-11,50	-9,54	-8,35	9,64	-10,08	-6,36	-4,08
SL11AØQ1			60	2,50						
1	<u>0,47</u>	0,00	3,77	-3,16	-2,07	-6,62	0,10	-11,50	-7,65	-4,54
2	<u>0,38</u>	0,00	3,87	-6,16	-5,52	-2,35	3,68	-4,54	-7,65	-4,54
3	0,37	0,00	4,77	-9,62	-10,02	-5,35	8,39	-8,00	-7,65	-4,54
4	0,40	-10,08	5,85	-12,00	-10,50	-8,35	10,52	-10,08	-8,23	-5,00
SL11AØQ2			60	2,50						
1	<u>0,50</u>	0,00	3,96	-3,16	-2,18	-6,62	0,10	-11,50	-8,08	-4,54
2	<u>0,40</u>	0,00	4,13	-6,16	-5,96	-2,35	4,06	-4,54	-8,08	-4,54
3	0,39	0,00	5,15	-9,62	-10,62	-5,35	8,96	-8,00	-8,08	-4,54
4	0,43	-10,08	6,16	-12,00	-11,04	-8,35	11,08	-10,08	-8,59	-5,00
SL11AØQ3			60	2,50						
1	<u>0,58</u>	0,00	4,51	-3,16	-2,50	-6,62	0,10	-11,50	-9,36	-4,54
2	<u>0,46</u>	0,00	4,96	-6,16	-7,13	-2,35	5,32	-4,54	-9,36	-4,54
3	0,45	0,00	6,24	-9,62	-12,45	-5,35	10,76	-8,00	-9,36	-4,54
4	0,49	-10,08	7,01	-12,00	-12,75	-8,35	12,80	-10,08	-9,67	-5,00

DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AA11AØQi

	D <sub>max</sub>	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
CH11AØQ1 60			3,50							
1	0,22	0,00	1,49	-2,70	-0,49	-6,62	0,01	-12,50	-2,13	-4,08
2	0,24	-5,00	2,75	-6,16	-4,58	-2,35	5,31	-4,54	-2,13	-4,08
3	0,40	-8,35	4,53	-9,16	-9,98	-5,35	9,81	-8,00	-5,93	-5,00
4	0,54	-10,54	5,42	-11,50	-11,46	-8,35	12,28	-10,08	-6,71	-5,00
CH11AØQ2 60			3,50							
1	0,23	0,00	1,64	-2,70	-0,55	-6,62	0,02	-12,50	-2,38	-4,08
2	0,25	-5,00	3,05	-6,16	-5,09	-2,35	5,81	-4,54	-2,38	-4,08
3	0,42	-8,35	4,90	-9,16	-10,67	-5,35	10,51	-8,00	-6,22	-5,00
4	0,56	-10,54	5,69	-11,50	-12,15	-8,35	13,03	-10,08	-7,04	-5,00
CH11AØQ3 60			3,50							
1	0,30	0,00	2,12	-2,70	-0,83	-6,62	0,03	-13,00	-3,46	-4,54
2	0,30	-5,00	4,08	-6,16	-6,54	-2,35	7,48	-4,54	-3,46	-4,54
3	0,48	-8,00	5,79	-9,16	-12,97	-5,35	12,89	-8,00	-7,45	-5,00
4	0,64	-10,54	6,76	-12,00	-13,97	-8,35	15,44	-10,08	-8,36	-5,00
CS11AØQ1 60			4,00							
1	0,45	0,00	1,85	-2,70	-0,70	-7,54	-	-	-3,57	-5,00
2	0,48	-5,70	2,65	-6,16	-5,83	-2,35	7,67	-5,00	-3,57	-5,00
3	0,78	-9,62	5,36	-5,00	-12,45	-5,35	12,53	-8,00	-9,41	-5,00
4	1,10	-12,50	5,64	-5,00	-14,26	-8,35	14,64	-10,54	-9,94	-5,00
CS11AØQ2 60			4,00							
1	0,51	0,00	2,04	-2,70	-0,83	-7,54	-	-	-4,20	-5,00
2	0,52	-5,70	3,04	-6,16	-6,49	-2,35	8,40	-5,00	-4,20	-5,00
3	0,83	-9,16	5,79	-5,00	-13,46	-5,35	13,63	-8,00	-9,95	-5,00
4	1,15	-12,50	6,09	-5,00	-15,30	-8,35	15,83	-10,54	-10,51	-5,00
CS11AØQ3 60			4,00							
1	0,71	0,00	2,70	-3,16	-1,10	-8,70	-	-	-5,76	-5,35
2	0,67	-5,00	4,15	-6,16	-8,52	-2,35	10,84	-5,00	-5,76	-5,35
3	1,00	-8,70	7,22	-5,00	-16,80	-5,35	17,41	-8,00	-11,99	-5,00
4	1,37	-12,00	7,55	-5,00	-18,48	-8,35	19,74	-10,54	-12,58	-5,00

DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AA11A2Q3

	$D_{\max}$	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota	
SD11A2Q3 60			2,00								
1	0,37	0,00	3,80	-3,16	-2,29	-6,62	0,20	-10,54	-7,48	-4,08	
2	0,31	0,00	4,24	-6,16	-6,04	-2,35	3,75	-4,54	-7,48	-4,08	
3	0,30	0,00	5,72	-9,62	-10,31	-5,35	8,83	-8,00	-7,48	-4,08	
4	0,33	-10,08	6,10	-12,00	-10,91	-8,35	10,37	-10,08	-7,48	-4,08	
SL11A2Q3 60			2,50								
1	0,88	0,00	4,98	-3,62	-3,24	-7,54	0,04	-12,50	-12,64	-5,00	
2	0,73	0,00	5,48	-7,08	-7,98	-2,35	5,98	-5,00	-12,64	-5,00	
3	0,72	0,00	6,12	-10,08	-14,77	-5,35	13,95	-8,35	-12,80	-5,00	
4	2,04	-13,50	15,76	-8,00	-21,08	-8,35	13,95	-8,35	-38,32	-8,00	
CH11A2Q3 60			3,50								
1	0,31	0,00	2,11	-2,70	-0,88	-6,62	0,03	-12,50	-3,68	-4,54	
2	0,31	-5,00	4,06	-6,16	-6,67	-2,35	7,63	-4,54	-3,68	-4,54	
3	0,52	-8,35	5,64	-5,00	-13,68	-5,35	13,92	-8,00	-8,61	-5,00	
4	0,73	-11,00	6,55	-12,50	-15,45	-8,35	16,84	-10,54	-9,40	-5,00	
CS11A2Q3 60			4,00								
1	0,76	0,00	2,79	-3,16	-0,94	-8,35	-	-	-5,77	-5,00	
2	0,74	-5,35	4,17	-7,08	-8,99	-2,35	12,01	-5,00	-5,77	-5,00	
3	1,22	-9,16	8,74	-5,00	-19,30	-5,35	21,16	-8,35	-16,73	-5,00	
4	5,50	-15,00	26,09	-8,00	-30,34	-8,35	21,16	-8,35	-68,45	-8,00	



## REAÇÕES DAS ESTRONCAS

AA11AØQi

CH11AØQ1 60

1	6,52	91,30	91,31	-	-	-	-
2	4,92	69,01	75,64	6,62	-	-	6,62
3	3,22	48,28	66,82	3,39	15,13	-	15,13
4	1,89	32,83	64,98	3,11	11,98	17,04	17,04

CH11AØQ2 60

1	6,34	93,80	93,81	-	-	-	-
2	4,78	71,14	78,59	7,43	-	-	7,43
3	3,10	50,06	70,24	3,96	16,19	-	16,19
4	1,82	34,03	68,63	3,67	12,84	18,06	18,06

CH11AØQ3 60

1	5,87	101,35	101,35	-	-	-	-
2	4,36	77,88	87,34	9,44	-	-	9,44
3	2,81	55,33	80,34	5,14	19,84	-	19,84
4	1,64	37,72	79,27	4,81	15,88	20,83	20,83

CS11AØQ1 60

1	4,76	84,83	84,85	-	-	-	-
2	3,53	67,52	75,90	8,35	-	-	8,35
3	2,18	53,22	75,36	3,00	19,09	-	19,09
4	1,34	38,61	75,52	2,79	13,71	20,38	20,38

CS11AØQ2 60

1	4,60	87,74	87,75	-	-	-	-
2	3,36	70,89	80,22	9,30	-	-	9,30
3	2,08	55,82	80,07	3,56	20,66	-	20,66
4	1,29	40,13	80,30	3,33	14,87	21,93	21,93

CS11AØQ3 60

1	4,15	97,16	97,19	-	-	-	-
2	2,92	81,52	93,75	12,18	-	-	12,18
3	1,83	63,29	94,08	4,95	25,78	-	25,78
4	1,16	44,52	94,34	4,70	18,42	26,64	26,64

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
A11AØQi

## SD11AØQ1 60

1	15,12	61,38	61,38	-	-	-	-
2	10,63	43,86	52,02	8,15	-	-	8,15
3	5,71	28,33	46,36	6,53	11,48	-	11,48
4	2,20	15,84	44,64	6,31	10,06	12,42	12,42

## SD11AØQ2 60

1	14,67	63,26	63,26	-	-	-	-
2	10,27	45,38	54,00	8,62	-	-	8,62
3	5,50	29,40	48,46	6,92	12,13	-	12,13
4	2,13	16,37	46,77	6,68	10,61	13,10	13,10

## SD11AØQ3 60

1	13,47	68,91	68,91	-	-	-	-
2	9,33	49,97	60,01	10,03	-	-	10,03
3	4,99	32,41	54,74	8,01	14,31	-	14,31
4	1,94	18,01	53,13	7,74	14,90	14,90	14,90

## SL11AØQ1 60

1	8,21	78,52	73,52	-	-	-	-
2	5,91	53,22	63,16	9,91	-	-	9,91
3	3,45	34,53	56,82	6,88	15,37	-	15,37
4	1,56	20,62	55,27	6,64	12,54	15,42	15,42

## SL11AØQ2 60

1	7,95	75,84	75,85	-	-	-	-
2	5,71	55,10	65,71	10,59	-	-	10,59
3	3,32	35,84	59,52	7,38	16,29	-	16,29
4	1,51	21,33	58,05	7,13	13,28	16,29	16,29

## SL11AØQ3 60

1	7,28	82,86	82,86	-	-	-	-
2	5,17	60,81	73,18	12,35	-	-	12,35
3	3,00	39,71	67,42	8,51	19,18	-	19,18
4	1,38	23,41	66,11	8,22	15,49	18,96	18,96

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA11A2Q3

SD11A2Q3 60

1	9,99	48,86	48,87	-	-	-	-
2	6,15	39,90	50,67	10,75	-	-	10,75
3	2,96	28,69	52,35	8,33	15,31	-	15,31
4	1,10	16,61	53,55	8,10	12,83	15,98	15,98

SL11A2Q3 60

1	5,56	60,28	60,29	-	-	-	-
2	3,56	49,09	62,70	13,59	-	-	14,59
3	1,91	34,60	64,63	8,90	21,10	-	21,10
4	1,00	17,97	67,68	8,82	11,17	29,69	29,69

CH11A2Q3 60

1	4,82	66,62	66,63	-	-	-	-
2	3,17	59,13	68,89	9,75	-	-	9,75
3	1,87	47,64	73,60	5,03	20,89	-	20,89
4	1,11	34,19	77,52	4,73	15,94	22,63	22,63

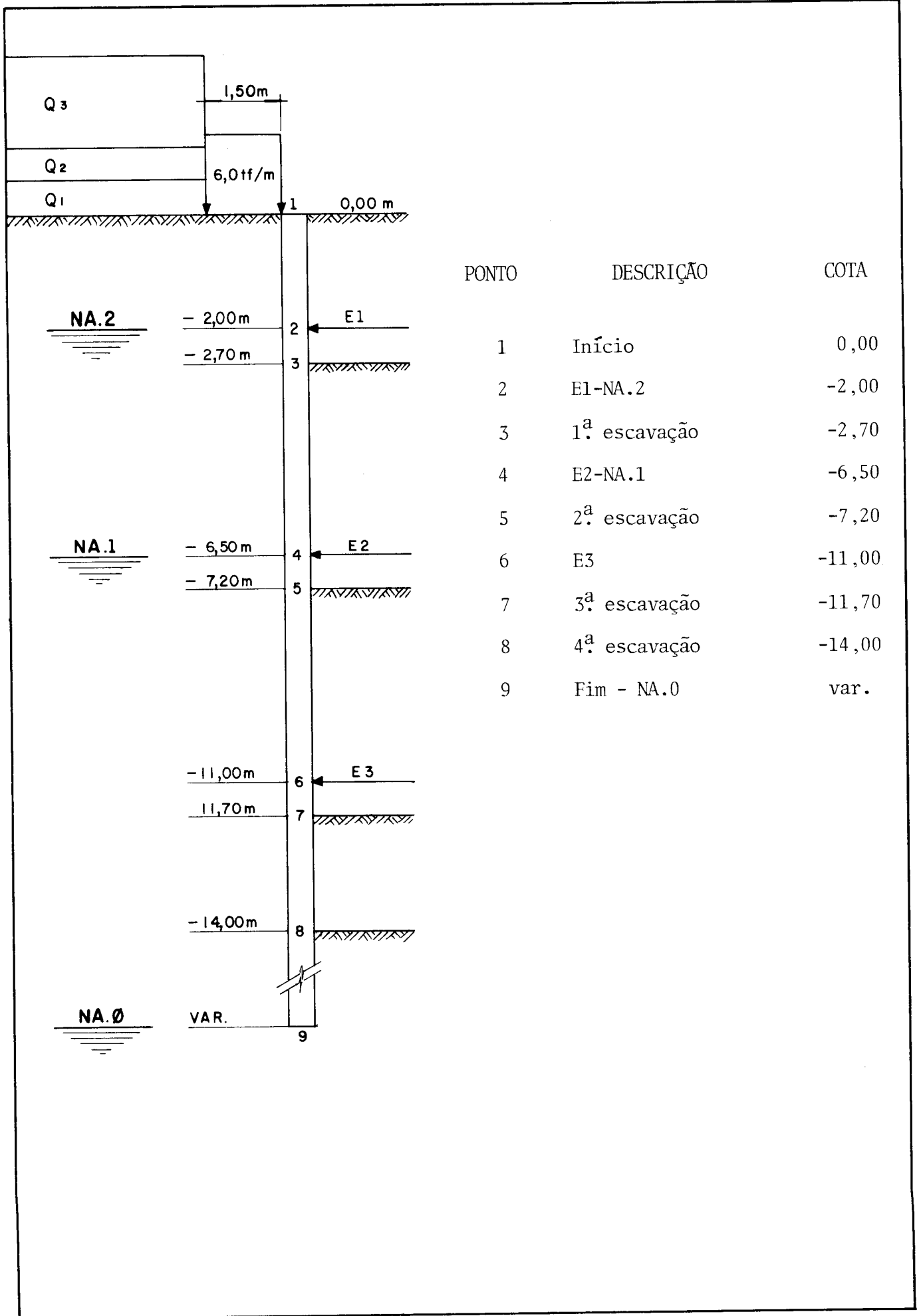
CS11A2Q3 60

1	3,15	60,34	60,37	-	-	-	-
2	1,86	62,43	75,36	12,88	-	-	12,88
3	1,15	52,18	85,99	3,87	29,87	-	29,87
4	1,06	29,23	92,99	4,53	0,09	59,05	59,05

H = 14 m

.121.

SD, SL, CH, CS



## DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES

AA14AØQi

	D <sub>max</sub>	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
SD14AØQ1 60			2,00							
1	0,25	0,00	2,86	-3,17	-1,76	-6,03	0,21	-10,53	-5,49	-4,13
2	0,21	-5,08	-5,91	-7,68	-6,80	-2,35	7,10	-5,55	-6,04	-2,00
3	0,37	-9,58	9,24	-12,16	-13,31	-6,85	13,98	-9,58	-11,43	-6,50
4	0,39	-11,70	9,24	-12,16	-13,31	-6,85	13,98	-9,58	-11,43	-6,50
SD14AØQ3 60			2,00							
1	0,29	0,00	3,47	-3,17	-2,03	-6,03	0,25	-10,53	-6,36	-4,13
2	0,26	-5,08	7,43	-7,68	-8,66	-2,35	9,38	-5,55	-7,46	-2,00
3	0,44	-9,58	10,89	-12,16	-15,91	-6,85	17,30	-10,05	-13,24	-6,50
4	0,46	-11,35	10,89	-12,16	-15,91	-6,85	17,30	-10,05	-13,24	-6,50
SL14AØQ1 60			3,00							
1	0,47	0,00	3,77	-3,17	-2,06	-6,50	0,29	-12,16	-7,60	-4,60
2	0,40	-5,08	6,70	-7,68	-8,48	-2,35	10,44	-5,55	-7,60	-4,60
3	0,67	-10,05	10,25	-12,62	-17,03	-6,85	19,80	-10,53	-15,77	-6,50
4	0,73	-12,16	10,25	-12,62	-17,03	-6,85	19,80	-10,53	-15,77	-6,50
SL14AØQ3 60			3,00							
1	0,58	0,00	4,51	-3,17	-2,50	-6,85	0,36	-12,16	-9,35	-4,60
2	0,50	-5,08	8,56	-8,15	-10,91	-2,35	13,69	-5,55	-9,35	-4,60
3	0,82	-10,53	12,11	-12,62	-20,87	-6,85	24,52	-10,53	-19,20	-6,50
4	0,88	-12,16	12,11	-12,62	-20,87	-6,85	24,52	-10,53	-19,20	-6,50
CH14AØQ1 60			3,50							
1	0,22	0,00	1,49	-2,70	-0,49	-6,50	0,05	-13,08	-2,13	-4,13
2	0,41	-6,03	5,98	-7,68	-7,27	-2,35	11,92	-5,55	-3,63	-2,00
3	0,86	-10,53	9,85	-12,16	-18,77	-6,85	23,22	-10,53	-16,99	-6,50
4	1,08	-12,16	9,85	-12,16	-18,77	-6,85	23,22	-10,53	-16,99	-6,50
CH14AØQ3 60			3,50							
1	0,30	0,00	2,11	-2,70	-0,82	-6,50	0,10	-13,08	-3,45	-4,13
2	0,53	-6,03	8,09	-7,68	-10,20	-2,35	16,43	-5,55	-5,40	-11,00
3	1,07	-10,53	12,37	-6,50	-23,45	-6,85	29,40	-10,53	-20,83	-6,50
4	1,20	-12,62	12,37	-6,50	-23,45	-6,85	29,40	-10,53	-20,83	-6,50
CS14AØQ1 60			4,50							
1	0,45	0,00	1,84	-2,70	-0,70	-7,68	0,07	-15,00	-3,54	-5,08
2	0,79	-6,85	5,96	-7,68	-8,94	-2,35	16,47	-6,03	-3,93	-2,00
3	1,61	-11,35	11,43	-6,50	-23,21	-6,85	31,07	-10,53	-23,67	-6,50
4	1,93	-13,54	11,43	-6,50	-23,21	-6,85	31,07	-10,53	-23,67	-6,50

DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AA14A00Qi

	$D_{\max}$	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
	CS14A00Q3	60	4,50							
1	0,72	0,00	2,69	-3,17	-1,10	-8,63	0,09	-15,50	-5,75	-5,08
2	1,10	-6,50	8,64	-8,15	-13,03	-2,35	23,72	-6,03	-5,81	-2,00
3	2,14	-11,35	15,43	-6,50	-30,29	-6,85	41,93	-11,00	-30,71	-6,50
4	2,60	-13,54	15,43	-6,50	-30,29	-6,85	41,93	-11,00	-30,71	-6,50

## DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES

AA14A1Q3

	$D_{\max}$	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
SD14A1Q3 60			2,00							
1	0,29	0,00	3,47	-3,17	-2,03	-6,03	0,25	-10,53	-6,36	-4,13
2	0,29	-5,08	7,21	-8,15	-9,21	-2,35	10,61	-5,55	-6,36	-4,13
3	0,55	-10,05	10,63	-12,62	-17,43	-6,85	20,41	-10,05	-15,51	-6,50
4	<u>0,79</u>	-16,00	12,05	-11,00	-17,43	-6,85	20,41	-10,05	-15,51	-6,50
SL14A1Q3 60			3,00							
1	0,58	0,00	4,51	-3,17	-2,50	-6,85	0,36	-12,16	-9,35	-4,60
2	0,57	-5,55	8,75	-8,15	-11,89	-2,35	16,02	-6,03	-9,35	-4,60
3	1,07	-10,53	12,79	-6,50	-23,41	-6,85	30,68	-10,53	-23,34	-6,50
4	2,27	-17,00	12,79	-6,50	-23,41	-6,85	30,68	-10,53	-25,61	-6,50
CH14A1Q3 60			3,50							
1	0,30	0,00	2,12	-2,70	-0,82	-6,50	0,10	-13,08	-3,45	-4,13
2	0,57	-6,03	7,75	-7,68	-10,67	-2,35	17,54	-5,55	-5,68	-2,00
3	1,30	-11,00	13,79	-6,50	-25,98	-6,85	34,41	-10,53	-26,05	-6,50
4	<u>2,71</u>	-17,50	17,31	-11,00	-25,98	-6,85	34,41	-10,53	-26,05	-6,50
CS14A1Q3 80			6,00							
1	0,55	0,00	2,70	-3,17	-1,04	-10,05	0,01	-19,00	-6,77	-6,03
2	0,98	-7,68	8,11	-9,10	-15,00	-2,35	33,06	-6,03	-6,77	-6,03
3	2,13	-13,08	18,11	-6,50	-37,30	-6,85	60,43	-11,70	-45,26	-6,50
4	<u>7,79</u>	-20,00	34,25	-11,00	-43,93	-11,35	60,43	-11,70	-109,39	-11,00
CS14A1Q3 80			8,00							
1	0,55	0,00	2,70	-3,17	-1,04	-10,05	0,08	-19,00	-6,76	-6,03
2	0,98	-7,68	8,21	-9,10	-15,03	-2,35	32,90	-6,03	-6,76	-6,03
3	2,13	-12,62	18,28	-6,50	-37,43	-6,85	60,58	-11,70	-45,79	-6,50
4	<u>3,80</u>	-22,00	18,28	-6,50	-37,43	-6,85	60,58	-11,70	-45,79	-6,50

DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AA14A2Q3

$D_{max}$  Cota Q + Cota Q - Cota M + Cota M - Cota

SD14A2Q3 60 2,00

1	0,37	0,00	3,81	-3,17	-2,31	-6,50	0,29	-11,00	-7,52	-4,13
2	0,32	-5,08	7,35	-8,15	-9,32	-2,35	10,40	-5,55	-8,75	-2,00
3	0,57	-10,05	10,44	-12,62	-17,84	-6,85	20,92	-10,53	-16,60	-6,50
4	1,15	-16,00	14,72	-11,00	-17,84	-6,85	20,92	-10,53	-18,20	-11,00

SL14A2Q3 60 3,00

1	0,88	0,00	4,98	-3,65	-3,26	-7,68	0,46	-12,62	-12,66	-5,08
2	0,71	-6,03	9,06	-8,63	-12,32	-2,35	16,37	-6,03	-12,66	-5,08
3	1,27	-10,53	13,83	-6,50	-25,14	-6,85	33,83	-11,00	-27,79	-6,50
4	3,95	-17,00	25,00	-11,00	-27,52	-11,35	33,83	-11,00	-51,53	-11,00

CH14A2Q3 60 3,50

1	0,31	0,00	2,11	-2,70	-0,87	-6,85	0,11	-13,08	-3,66	-4,60
2	0,57	-6,03	7,76	-7,68	-10,67	-2,35	17,47	-5,55	-5,72	-2,00
3	1,30	-11,00	13,80	-6,50	-25,96	-6,85	34,35	-10,53	-26,15	-6,50
4	2,70	-17,50	17,28	-11,00	-25,96	-6,85	34,35	-10,53	-26,15	-6,50

CS14A2Q3 80 8,00

1	0,58	0,00	2,78	-3,17	-0,81	-10,05	0,02	-20,00	-6,52	-6,03
2	0,98	-7,68	8,24	-9,10	-14,99	-2,35	32,60	-6,03	-6,52	-6,03
3	2,11	-12,62	18,17	-6,50	-37,14	-6,85	59,59	-11,70	-45,13	-6,50
4	3,36	-18,50	18,17	-6,50	-37,14	-6,85	59,59	-11,70	-45,13	-6,50



REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA14AØQi

SD14AØQ1 60							
1	16,38	94,48	94,48	-	-	-	-
2	10,35	65,46	77,38	11,92	-	-	11,92
3	4,20	38,44	69,80	9,31	22,04	-	22,04
4	1,74	20,10	68,35	9,45	20,04	18,75	20,04
SD14AØQ3 60							
1	14,80	104,53	104,54	-	-	-	-
2	9,21	73,53	88,46	14,92	-	-	14,92
3	3,71	43,53	81,87	11,72	26,61	-	26,61
4	1,55	22,46	80,51	11,89	24,29	21,85	24,29
SL14AØQ1 60							
1	8,93	118,48	118,49	-	-	-	-
2	5,92	83,91	98,43	14,48	-	-	14,48
3	2,83	51,32	88,97	9,91	27,70	-	27,70
4	1,52	30,47	87,28	10,22	24,08	22,46	24,08
SL14AØQ3 60							
1	8,06	131,25	131,26	-	-	-	-
2	5,26	94,39	112,86	18,44	-	-	18,44
3	2,51	57,79	104,88	12,76	34,27	-	34,27
4	1,36	34,07	103,67	13,15	30,07	26,32	30,07
CH14AØQ1 60							
1	6,76	136,26	136,27	-	-	-	-
2	4,64	98,79	109,34	10,54	-	-	10,54
3	2,42	64,16	99,23	5,16	29,90	-	29,90
4	1,47	42,18	98,76	5,56	25,50	25,51	25,51
CH14AØQ3 60							
1	6,17	149,27	149,28	-	-	-	-
2	4,14	110,71	125,53	14,81	-	-	14,81
3	2,15	72,28	118,05	7,88	37,86	-	37,86
4	1,32	47,08	118,22	8,40	32,41	30,30	32,41

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA14A/Qi

CS14A/Q1 60

1	4,94	131,82	131,83	-	-	-	-
2	3,29	104,37	117,04	12,65	-	-	12,65
3	1,73	77,15	117,89	4,41	36,27	-	36,27
4	1,16	54,84	118,52	5,19	28,77	29,65	29,65

CS14A/Q3 60

1	4,41	147,66	147,68	-	-	-	-
2	2,79	123,18	141,70	18,48	-	-	18,48
3	1,51	88,22	143,59	7,27	48,01	-	48,01
4	1,03	61,26	144,69	8,37	37,76	37,22	37,76

## REAÇÕES DAS ESTRONCAS

## AA14A1Q3

## SD14A1Q3 60

1	13,48	87,07	87,09	-	-	-	-
2	6,07	58,72	74,66	15,93	-	-	15,93
3	2,17	39,15	80,31	12,22	28,93	-	28,93
4	1,00	18,42	84,89	12,96	24,17	29,60	29,60

## SL14A1Q3 60

1	7,36	109,20	109,21	-	-	-	-
2	3,66	75,35	95,57	20,19	-	-	20,19
3	1,59	50,62	102,02	13,23	38,10	-	38,10
4	1,00	25,88	109,39	14,58	26,35	42,52	42,52

## CH14A1Q3 60

1	5,74	119,02	119,03	-	-	-	-
2	2,93	85,20	100,87	15,66	-	-	15,66
3	1,41	63,09	112,38	7,44	41,82	-	41,82
4	1,00	38,03	82,47	9,01	28,26	45,17	45,17

## CS14A1Q3 80

1	4,16	148,47	148,46	-	-	-	-
2	2,05	129,42	148,83	19,33	-	-	19,33
3	1,22	113,43	174,72	3,09	58,03	-	58,03
4	1,00	90,04	185,93	4,24	37,80	53,53	53,53

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA14A2Q3

SD14A2Q3 60

1	11,51	70,77	70,77	-	-	-	-
2	6,06	58,78	74,99	16,19	-	-	16,19
3	2,17	39,10	80,58	12,47	29,00	-	29,00
4	1,00	18,42	85,11	12,94	24,27	29,48	29,48

SL14A2Q3 60

1	6,45	91,11	91,13	-	-	-	-
2	3,65	75,55	96,01	21,63	-	-	21,63
3	1,59	50,54	102,40	13,78	40,88	-	40,88
4	1,00	25,88	109,66	15,91	22,99	55,33	55,33

CH14A2Q3 60

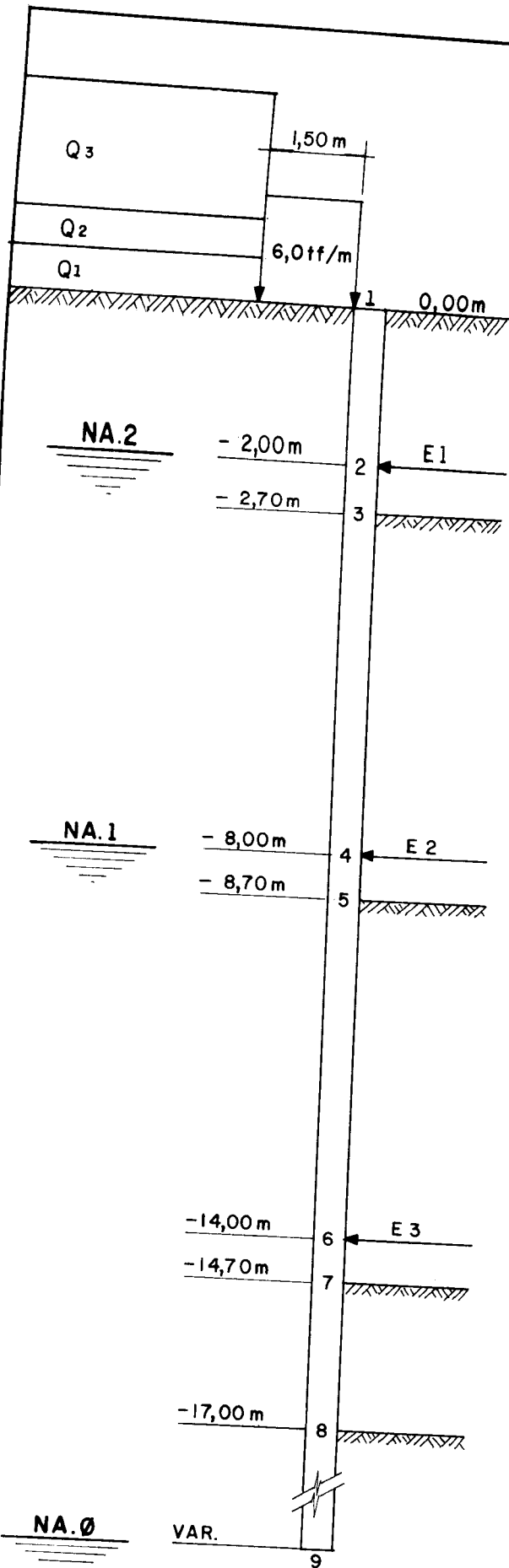
1	5,18	94,59	94,60	-	-	-	-
2	2,93	85,21	100,90	15,68	-	-	15,68
3	1,41	63,08	112,41	7,46	41,84	-	41,84
4	1,00	38,03	120,53	9,02	28,30	45,15	45,15

CS14A2Q3 80

1	3,73	115,79	115,79	-	-	-	-
2	2,07	128,12	147,42	19,20	-	-	19,20
3	1,23	112,46	173,28	3,16	57,48	-	57,48
4	1,00	90,04	184,21	4,14	39,25	50,47	50,47

H = 17 m  
SD, SL

.130.

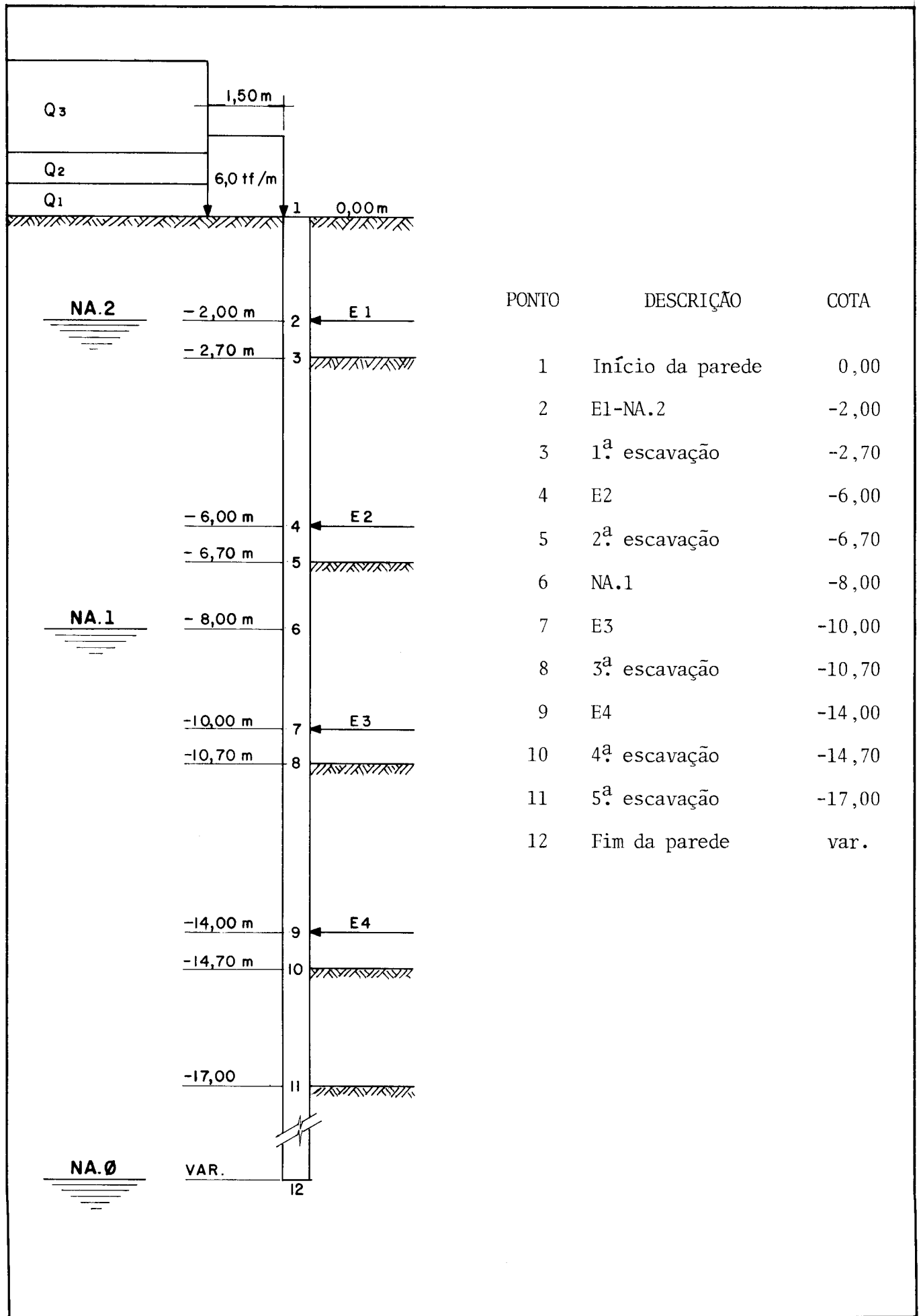


PONTO	DESCRIÇÃO	COTA
1	Início da parede	0,00
2	E1-NA.2	-2,00
3	1ª escavação	-2,70
4	E2 - NA.1	-8,00
5	2ª escavação	-8,70
6	E3	-14,00
7	3ª escavação	-14,70
8	4ª escavação	-17,00
9	Fim da parede	var.

H = 17 m

CH, CS

.131.



## DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES

AA17AØQi

	D <sub>max</sub>	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
SD17AØQ1		60	2,00							
1	0,25	0,00	2,84	-3,18	-1,75	-6,07	0,21	-10,63	-5,49	-4,15
2	0,38	-6,07	6,98	-2,00	-9,38	-2,35	13,35	-6,07	-9,65	-2,00
3	<u>0,78</u>	-12,07	<u>15,37</u>	-8,00	<u>-20,93</u>	-8,35	26,39	-12,55	<u>-25,28</u>	-8,00
4	0,78	-12,55	15,37	-8,00	-20,93	-8,35	26,39	-12,55	-25,28	-8,00
SD17AØQ3			2,00							
1	0,29	0,00	3,46	-3,18	-2,02	-6,07	0,25	-10,63	-6,36	-4,15
2	0,47	-6,07	11,41	-9,18	-11,86	-2,35	17,06	-6,07	-11,98	-2,00
3	<u>0,93</u>	-12,07	<u>18,70</u>	-8,00	-24,61	-8,35	<u>30,94</u>	-12,55	-29,58	-8,00
4	0,92	-12,55	18,70	-8,00	-24,61	-8,35	30,94	-12,55	-29,58	-8,00
SL17AØQ1		60								
1	0,54	0,00	3,89	-3,16	-2,02	-7,02	0,35	-12,07	-8,30	-4,60
2	0,76	-6,02	11,48	-9,50	-11,51	-2,35	21,92	-6,32	-11,22	-11,06
3	1,51	-11,96	20,35	-7,87	-27,36	-8,35	39,92	-12,80	-36,07	-7,50
4	1,49	-12,02	20,35	-7,82	-27,36	-8,35	39,92	-12,80	-36,07	-7,50
SL17AØQ3		60	3,00							
1	0,58	0,00	4,52	-3,18	-2,49	-7,04	0,37	-12,07	-9,35	-4,63
2	0,86	-6,55	13,44	-9,66	-14,79	-2,35	24,97	-6,55	-13,51	-12,07
3	<u>1,71</u>	-12,55	<u>23,36</u>	-8,00	<u>-31,93</u>	-8,35	<u>44,77</u>	-13,04	-40,73	-8,00
4	1,70	-13,52	23,36	-8,00	-31,93	-8,35	44,77	-13,04	-40,73	-8,00
CH17AØQ1		60								
1	0,20	0,00	2,01	-2,70	-0,50	-7,56	0,05	-15,62	-3,01	-4,31
2	0,31	-5,86	5,99	-7,12	-8,98	-2,15	13,42	-5,50	-3,04	-4,32
3	0,59	-9,98	9,64	-11,62	-19,72	-6,22	22,15	-9,12	-10,37	-5,82
4	0,96	-14,02	13,30	-15,60	-30,01	-10,01	40,31	-13,64	-14,95	-10,05
5	1,17	-16,01	13,48	-18,49	-30,01	-10,01	40,51	-13,64	-20,16	-10,07

DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AA17AØQi

	D <sub>max</sub>	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
CH17AØQ3 80			4,00							
1	0,22	0,00	2,11	-2,70	-0,71	-7,57	0,09	-15,62	-3,76	-4,59
2	0,34	-6,00	6,25	-7,13	-9,22	-2,35	15,78	-5,53	-3,76	-4,59
3	0,61	-10,00	9,78	-11,64	-19,75	-6,35	26,15	-9,50	-12,38	-6,00
4	1,00	-14,00	13,36	-15,62	-30,22	-10,35	42,36	-13,53	-17,88	-10,00
5	1,18	-16,08	13,49	-18,50	-30,22	-10,35	42,36	-13,53	-20,17	-10,00

CS17AØQ1 80			5,00							
1	0,35	0,00	1,87	-2,70	-0,62	-9,00	0,05	-17,50	-3,95	-5,53
2	0,55	-7,57	4,00	-7,13	-8,61	-2,35	16,55	-5,53	-3,95	-5,53
3	1,00	-11,64	8,73	-6,00	-19,93	-6,35	27,15	-10,00	-17,47	-6,00
4	1,67	-15,16	11,66	-16,54	-31,75	-10,35	46,28	-14,00	-24,25	-10,00
5	2,11	-18,50	12,17	-19,00	-31,75	-10,35	46,28	-14,00	-25,72	-10,00

CS17AØQ3 80			5,00							
1	0,55	0,00	2,70	-3,17	-1,07	-10,00	0,09	-18,50	-6,80	-6,00
2	0,74	-6,70	6,31	-7,57	-12,18	-2,35	22,99	-5,53	-6,80	-6,00
3	1,26	-11,17	11,56	-6,00	-25,86	-6,35	36,17	-10,00	-21,05	-6,00
4	2,05	-15,16	14,41	-17,00	-38,89	-10,35	58,90	-14,00	-29,61	-10,00
5	2,74	-19,50	15,39	-10,00	-36,24	-10,70	58,90	-14,00	-30,58	-10,00



## DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES

AA17A1Q3

	$D_{\max}$	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
SD17A1Q3 60 2,00										
1	0,29	0,00	3,46	-3,18	-2,02	-6,07	0,25	-10,63	-6,36	-4,15
2	0,53	-6,07	11,30	-9,66	-12,60	-2,35	18,98	-6,55	-13,32	-2,00
3	1,23	-12,55	21,28	-8,00	-27,50	-8,35	37,93	-13,04	-35,94	-8,00
4	1,92	-19,00	25,74	-14,00	-27,50	-8,35	37,93	-13,04	-35,94	-8,00
SL17A1Q3 60 3,00										
1	0,58	0,00	1,51	-3,18	-2,49	-7,04	0,37	-12,07	-9,35	-4,63
2	1,06	-6,55	13,57	-10,15	-16,12	-2,35	29,33	-6,55	-15,83	-12,55
3	2,42	-13,04	27,26	-8,00	-36,55	-8,35	57,74	-13,52	-51,30	-8,00
4	5,18	-20,00	35,32	-14,00	-36,55	-8,35	57,74	-13,52	-51,30	-8,00
CH17A1Q3 80 4,00										
1	0,22	0,00	2,12	-2,70	-0,71	-7,57	0,09	-16,08	-3,75	-4,59
2	0,34	-6,35	6,23	-7,13	-9,37	-2,35	15,88	-5,53	-3,79	-12,11
3	0,66	-10,35	9,44	-6,00	-21,25	-6,35	28,10	-9,50	-15,92	-6,00
4	1,19	-14,35	13,07	-16,54	-33,74	-10,35	49,44	-14,00	-24,07	-10,00
5	3,01	-21,00	23,24	-14,00	-34,78	-14,35	49,44	-14,00	-48,92	-14,00
CS17A1Q3 100 10,00										
1	0,46	0,00	2,92	-3,17	-1,11	-10,70	0,17	-21,50	-7,98	-7,13
2	0,66	-8,00	5,62	-7,57	-12,91	-2,35	26,22	-6,00	-7,98	-7,13
3	1,26	-12,59	14,08	-6,00	-31,33	-6,35	48,71	-10,70	-30,92	-6,00
4	2,35	-17,00	18,03	-6,00	-51,20	-10,35	90,34	-15,16	-53,18	-10,00
5	4,00	-25,00	19,75	-10,00	-51,20	-10,35	90,34	-15,16	-66,83	-10,00

DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AA17A2Q3

	D <sub>max</sub>	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
SD17A2Q3 60 2,00										
1	0,37	0,00	3,81	-3,18	-2,31	-6,55	0,29	-11,11	-7,53	-4,15
2	0,57	-6,07	11,35	-9,66	-12,82	-2,35	19,12	-6,55	-14,12	-2,00
3	1,23	-12,55	21,82	-8,00	-28,11	-8,35	39,49	-13,04	-36,23	-8,00
4	1,92	-19,00	25,68	-14,00	-28,11	-8,35	39,49	-13,04	-37,67	-8,00
SL17A2Q3 60 3,00										
1	0,88	0,00	4,97	-3,66	-3,26	-7,52	0,49	-13,04	-12,67	-5,11
2	1,28	-6,55	13,71	-10,15	-16,80	-2,35	31,05	-7,04	-18,33	-13,04
3	2,90	-13,52	29,45	-8,00	-38,83	-8,35	63,83	-13,52	-58,20	-8,00
4	7,40	-20,00	43,38	-14,00	-38,83	-8,35	63,83	-13,52	-78,75	-14,00
CH17A2Q3 80 4,00										
1	0,23	0,00	2,11	-2,70	-0,77	-7,57	0,11	-15,62	-4,01	-5,06
2	0,36	-6,35	6,10	-7,13	-9,57	-2,35	16,57	-5,53	-4,04	-12,59
3	0,67	-10,35	9,57	-12,11	-21,14	-6,35	28,41	-9,50	-15,10	-6,00
4	1,20	-14,35	13,04	-16,54	-33,60	-10,35	49,45	-14,00	-24,05	-10,00
5	3,00	-21,00	23,19	-14,00	-34,96	-14,35	49,45	-14,00	-48,91	-14,00
CS17A2Q3 100 10,00										
1	0,50	0,00	2,77	-3,17	-0,81	-12,59	0,06	-23,50	-7,49	-6,70
2	0,71	-8,00	6,01	-8,50	-13,61	-2,35	28,64	-6,00	-7,49	-6,70
3	1,28	-12,59	13,32	-6,00	-30,29	-6,35	49,28	-10,70	-28,02	-6,00
4	2,34	-16,54	17,64	-6,00	-49,95	-10,35	89,30	-15,16	-51,48	-10,00
5	3,59	-22,00	19,52	-10,00	-49,95	-10,35	89,30	-15,16	-64,30	-10,00

## REAÇÕES DAS ESTRONCAS

AA17AØQi

SD17AØQ1 60

1	17,23	134,92	134,92	-	-	-	-	-
2	10,11	91,80	108,80	16,97	-	-	-	16,97
3	3,20	50,51	103,30	14,89	37,88	-	-	37,88
4	1,43	24,38	102,47	14,98	36,36	26,74	-	36,36

SD17AØQ3 60

1	15,75	147,55	147,55	-	-	-	-	-
2	9,08	102,12	123,33	21,20	-	-	-	21,20
3	2,87	56,19	120,27	18,79	45,28	-	-	45,28
4	1,31	26,64	119,90	18,89	43,55	30,80	-	43,55

SL17AØQ1 60

1	7,47	172,30	172,30	-	-	-	-	-
2	4,12	122,15	140,55	21,40	-	-	-	21,40
3	1,51	67,32	134,98	16,03	51,63	-	-	51,63
4	1,12	38,31	133,48	16,37	47,38	31,42	-	47,38

SL17AØQ3 60

1	8,53	181,57	181,57	-	-	-	-	-
2	5,15	128,17	153,68	25,50	-	-	-	25,50
3	2,00	72,43	150,17	20,09	57,58	-	-	57,58
4	1,15	40,46	150,77	20,42	53,82	35,99	-	53,82

CH17AØQ1 60

1	7,46	210,36	210,32	-	-	-	-	-
2	5,84	164,38	174,69	10,31	-	-	-	10,31
3	4,32	125,62	158,33	4,21	28,40	-	-	4,21
4	2,01	87,44	151,87	4,82	18,31	41,30	-	4,82
5	1,26	60,32	151,39	4,83	18,01	37,12	31,11	4,83

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA17AØQi

CH17AØQ3 80

1	6,43	216,49	216,51	-	-	-	-	-
2	4,97	173,37	185,60	12,17	-	-	-	12,17
3	3,48	131,82	168,31	6,26	30,12	-	-	30,12
4	2,00	90,30	163,12	5,69	21,63	45,33	-	45,33
5	1,26	62,64	163,79	5,95	20,68	39,56	34,77	39,56

CS17AØQ1 80

1	5,06	189,02	189,10	-	-	-	-	-
2	3,91	156,40	167,60	11,05	-	-	-	11,05
3	2,61	131,43	165,06	3,16	30,25	-	-	30,25
4	1,54	98,38	165,73	2,75	18,82	45,50	-	45,50
5	1,07	71,17	166,30	3,14	17,76	36,38	37,59	37,59

CS17AØQ3 80

1	4,59	208,39	208,46	-	-	-	-	-
2	3,40	179,78	195,63	15,69	-	-	-	15,69
3	2,28	150,57	195,88	5,51	39,53	-	-	39,53
4	1,38	109,77	196,81	5,04	24,85	56,78	-	56,78
5	1,00	76,72	197,83	5,61	23,56	42,69	48,86	48,86

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA17A1Q3

SD17A1Q3 60

1	14,68	124,14	124,14	-	-	-	-	-
2	5,97	81,83	104,69	22,87	-	-	-	22,87
3	1,70	50,00	120,75	20,04	50,69	-	-	50,69
4	1,00	18,42	135,61	20,31	46,66	50,19	-	50,19

SL17A1Q3 60

1	7,97	152,77	152,77	-	-	-	-	-
2	3,57	102,83	131,05	28,19	-	-	-	28,19
3	1,30	62,11	149,63	21,45	65,96	-	-	65,96
4	1,00	25,88	172,10	22,70	53,41	70,00	-	70,00

CH17A1Q3 80

1	6,07	174,24	174,26	-	-	-	-	-
2	4,02	131,61	143,90	12,24	-	-	-	12,24
3	2,33	107,11	145,33	5,52	32,58	-	-	32,58
4	1,29	79,94	156,74	5,02	22,00	49,59	-	49,59
5	1,00	47,40	164,56	5,77	20,93	28,17	62,07	62,07

CS17A1Q3 100

1	4,42	223,22	223,18	-	-	-	-	-
2	2,79	195,50	211,59	15,87	-	-	-	15,87
3	1,73	182,77	233,09	2,78	47,23	-	-	47,23
4	1,19	160,00	259,50	-	30,17	69,01	-	69,01
5	1,00	132,29	271,80	0,58	25,00	48,23	65,45	65,45

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA17A2Q3

SD17A2Q3 60

1	12,66	96,61	96,61	-	-	-	-	-
2	5,96	81,85	104,99	23,14	-	-	-	23,14
3	1,70	49,98	120,99	20,31	50,69	-	-	50,69
4	1,00	18,42	135,85	20,58	46,68	50,15	-	50,15

SL17A2Q3 60

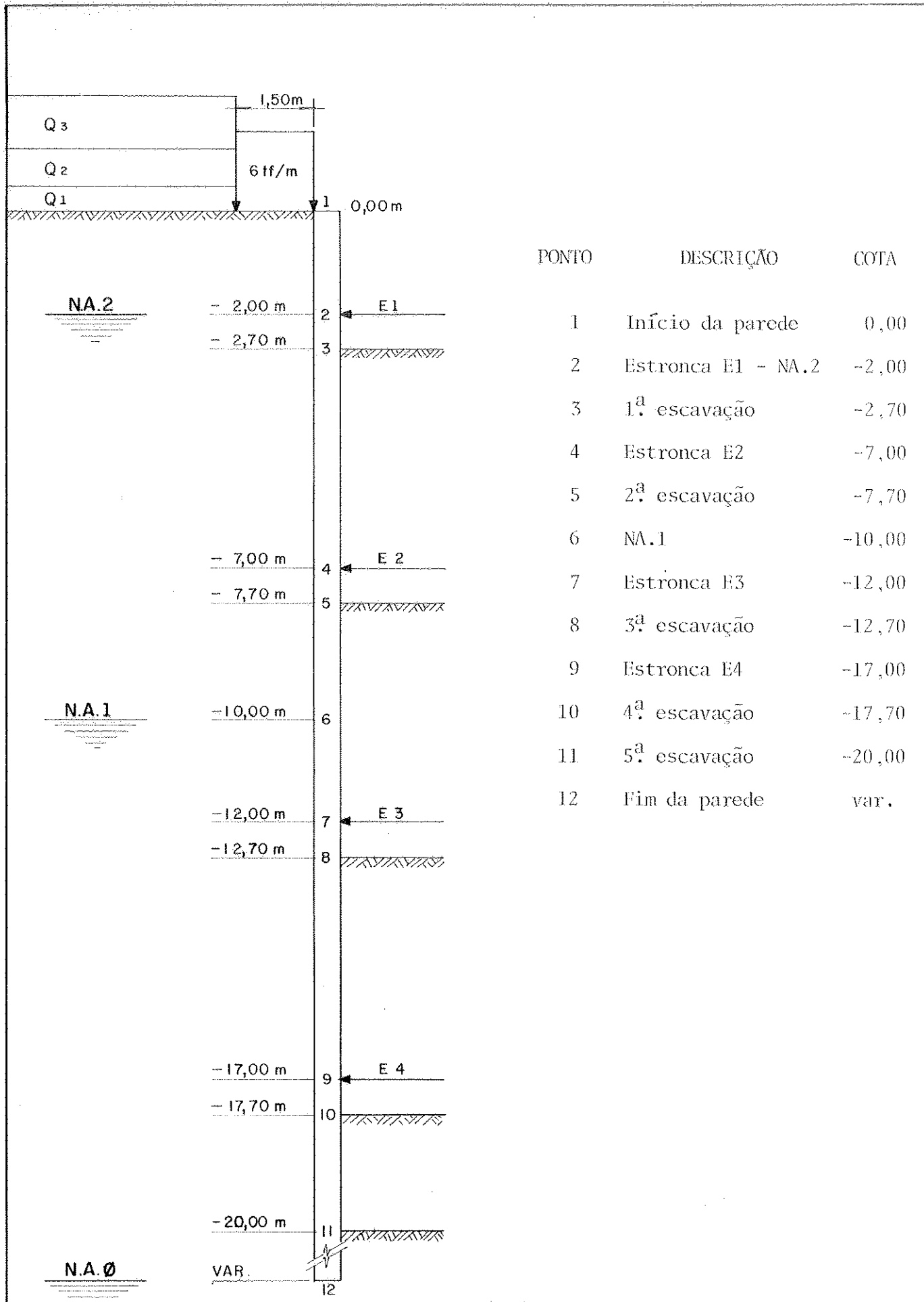
1	7,02	122,47	122,48	-	-	-	-	-
2	3,56	102,94	131,40	28,51	-	-	-	28,51
3	1,30	62,06	150,00	21,76	66,09	-	-	66,09
4	1,00	25,88	172,47	23,00	53,57	69,91	-	69,91

CH17A2Q3 80

1	5,51	132,80	132,82	-	-	-	-	-
2	3,72	123,30	135,92	12,56	-	-	-	12,56
3	2,32	107,29	145,45	5,85	32,20	-	-	32,20
4	1,29	79,94	156,84	5,35	21,57	49,78	-	49,78
5	1,00	47,40	164,66	6,10	20,49	28,37	62,07	62,07

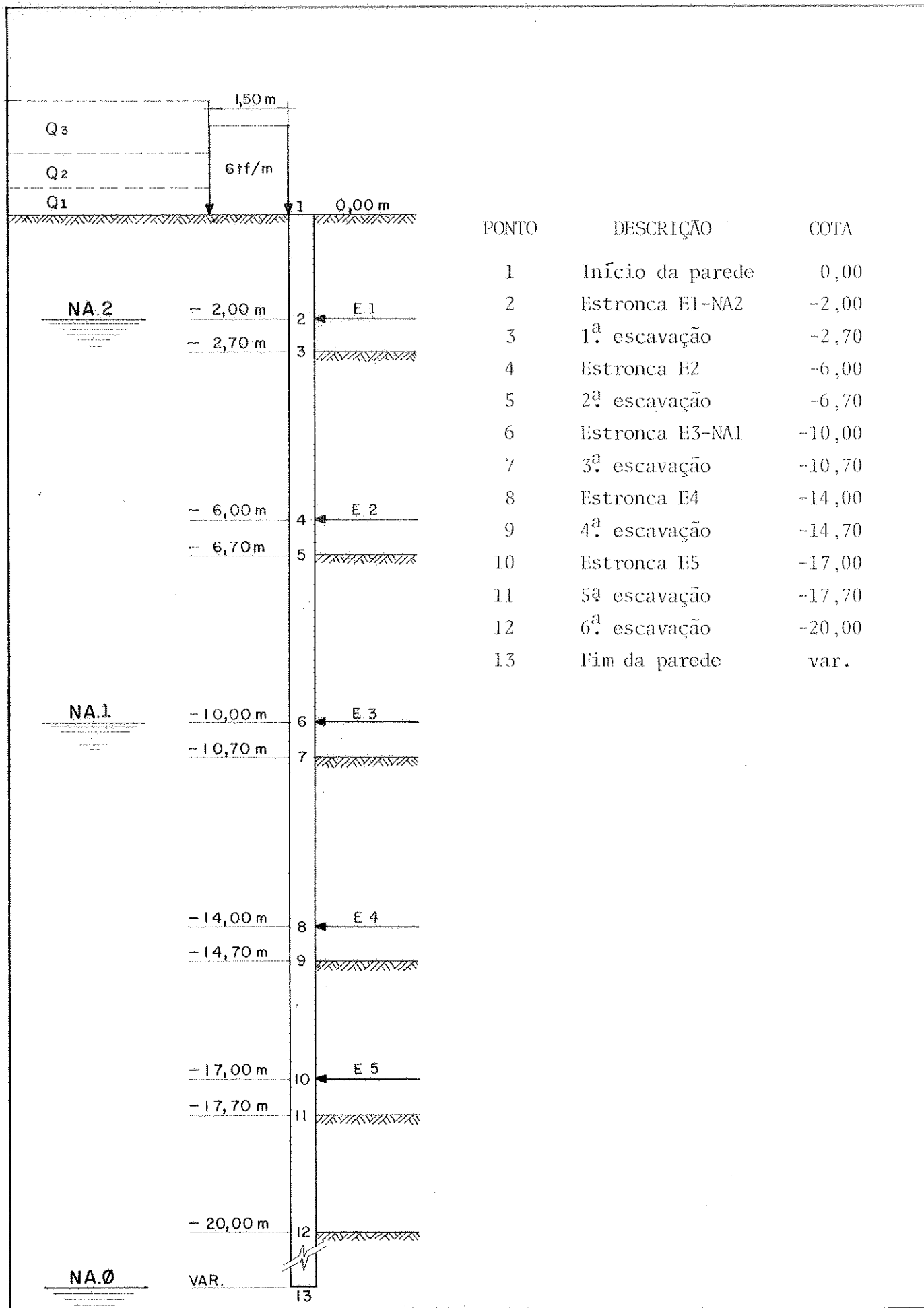
CS17A2Q3 100

1	3,99	166,18	166,15	-	-	-	-	-
2	2,61	181,81	198,64	16,60	-	-	-	16,60
3	1,74	181,27	231,12	3,60	45,92	-	-	45,92
4	1,20	158,74	257,03	0,01	29,71	68,29	-	68,29
5	1,00	132,29	269,59	1,25	24,35	50,43	61,03	61,03



H = 20 m

CS CH





DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AA200Qi

	D <sub>max</sub>	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
SD200Q1 60 2,00										
1	0,25	0	2,85	-3,18	-1,75	-6,04	0,21	-10,00	-5,49	-4,13
2	0,25	-5,09	6,88	-8,16	-7,72	-2,35	8,90	-5,57	-7,50	-2,00
3	0,44	-10,50	11,43	-13,18	-15,23	-7,35	16,65	-10,50	-14,68	-7,00
4	0,77	-15,57	16,62	-12,00	-23,87	-12,35	27,18	-16,04	-23,09	-12,00
5	0,76	-16,52	16,62	-12,00	-23,87	-12,35	27,18	-16,04	-23,09	-12,00
SD200Q3 60 2,00										
1	0,29	0	3,46	-3,18	-2,02	-6,04	0,25	-10,50	-6,36	-4,13
2	0,31	-5,57	8,58	-8,16	-9,85	-2,35	11,70	-5,57	-9,34	-2,00
3	0,53	-10,50	13,44	-13,18	-18,15	-7,35	19,89	-10,50	-17,06	-7,00
4	0,88	-15,57	19,53	-12,00	-27,29	-12,35	31,07	-16,04	-26,65	-12,00
5	0,87	-16,52	19,53	-12,00	-27,29	-12,35	31,07	-16,04	-26,65	-12,00
SL200Q1 60 3,50										
1	0,47	0	3,77	-3,18	-2,06	-6,52	0,29	-12,00	-7,59	-4,61
2	0,46	-5,57	7,82	-8,16	-9,53	-2,35	12,89	-6,04	-8,18	-2,00
3	0,79	-11,00	12,94	-13,66	-19,32	-7,35	23,31	-11,00	-19,64	-7,00
4	1,40	-16,04	19,66	-12,00	-30,45	-12,35	38,36	-16,04	-31,17	-12,00
5	1,43	-17,70	19,66	-12,00	-30,45	-12,35	38,36	-16,04	-31,17	-12,00
SL200Q3 60 3,50										
1	0,58	0	4,51	-3,18	-2,50	-7,00	0,37	-12,00	-9,35	-4,61
2	0,59	-5,57	10,04	-8,62	-12,36	-2,35	17,06	-6,04	-10,54	-2,00
3	0,98	-11,00	15,32	-13,66	-23,46	-7,35	28,62	-11,00	-23,54	-7,00
4	1,67	-16,04	23,24	-12,00	-35,33	-12,35	44,89	-16,04	-36,25	-12,00
5	1,70	-17,70	23,24	-12,00	-35,33	-12,35	44,89	-16,04	-36,25	-12,00
CH200Q1 80 4,50										
1	0,18	0	1,49	-2,70	-0,45	-7,64	0,04	-16,08	-2,45	-4,59
2	0,28	-6,35	4,44	-7,17	-6,68	-2,35	11,48	-5,53	-2,45	-4,59
3	0,51	-10,35	7,72	-11,17	-15,78	-6,35	20,67	-9,53	-10,50	-6,00
4	0,84	-14,00	12,29	-15,62	-24,70	-10,35	33,61	-13,53	-14,39	-10,00
5	1,10	-17,00	12,96	-19,08	-26,22	-14,35	39,05	-17,00	-17,17	-10,00
6	1,28	-19,08	13,74	-21,50	-26,22	-14,35	39,88	-19,54	-17,17	-10,00

DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AA2000Qi

	Dmax	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
CH2000Q3 80 4,50										
1	0,22	0	2,12	-2,70	-0,71	-7,64	0,10	-15,62	-3,76	-4,59
2	0,34	-6,00	6,27	-7,17	-9,32	-2,35	15,82	-5,53	-3,87	-11,64
3	0,60	-10,00	9,92	-11,64	-19,70	-6,35	26,22	-9,53	-12,21	-6,00
4	0,98	-14,00	14,47	-16,08	-29,41	-10,35	40,42	-13,53	-16,71	-10,00
5	1,26	-17,00	14,97	-19,08	-30,28	-14,35	46,20	-17,00	-19,78	-10,00
6	1,46	-19,08	15,54	-21,50	-30,28	-14,35	46,50	-19,54	-19,78	-10,00
CS2000Q1 80 6,00										
1	0,35	0	1,83	-2,70	-0,62	-9,06	0,10	-18,16	-3,95	-5,53
2	0,55	-7,64	4,05	-7,17	-8,54	-2,35	16,57	-5,53	-3,95	-5,53
3	1,00	-11,64	8,70	-6,00	-19,88	-6,35	27,06	-10,00	-17,25	-6,00
4	1,66	-15,16	11,90	-16,54	-31,41	-10,35	45,62	-14,00	-23,93	-10,00
5	2,20	-18,16	13,72	-20,00	-34,24	-14,35	55,75	-17,35	-26,08	-10,00
6	2,67	-20,50	15,03	-23,00	-34,41	-17,35	57,42	-20,00	-26,08	-10,00
CS2000Q3 80 6,00										
1	0,50	0	2,71	-3,17	-1,07	-10,00	0,21	-19,08	-6,80	-6,35
2	0,74	-6,70	6,30	-7,64	-12,14	-2,35	22,99	-5,53	-6,80	-6,35
3	1,25	-11,17	11,47	-6,00	-25,70	-6,35	36,02	-10,00	-20,79	-6,00
4	2,04	-15,16	15,09	-17,00	-38,81	-10,35	57,79	-14,00	-29,39	-10,00
5	2,67	-18,16	16,54	-20,50	-40,78	-14,35	69,64	-17,35	-31,63	-10,00
6	3,30	-21,00	17,15	-23,00	-41,28	-17,35	69,64	-17,35	-31,63	-10,00



DESLOCAMENTOS, MOMENTOS E ESFORÇOS CORTANTES  
AA2ØA2Q3

	D <sub>max</sub>	Cota	Q +	Cota	Q -	Cota	M +	Cota	M -	Cota
SD2ØA2Q3 60			2,00							
1	0,36	0,00	3,81	-3,18	-2,31	-6,52	0,29	-11,00	-7,53	-4,13
2	0,37	-5,57	8,60	-8,62	-10,53	-2,35	12,83	-6,04	-10,85	-2,00
3	0,67	-10,50	13,48	-13,66	-19,49	-7,35	22,72	-11,00	-19,58	-7,00
4	1,19	-16,04	22,43	-12,00	-30,78	-12,35	38,77	-16,52	-32,95	-12,00
5	2,62	-22,00	31,33	-17,00	-30,78	-12,35	38,77	-16,52	-43,20	-17,00
SL2ØA2Q3 80			4,50							
1	0,47	0,00	4,98	-3,66	-2,75	-8,16	0,51	-15,09	-12,98	-5,57
2	0,49	-5,57	10,72	-9,08	-13,67	-2,35	24,35	-6,04	-12,98	-5,57
3	0,80	-11,00	15,27	-14,61	-27,29	-7,35	37,30	-11,50	-25,39	-7,00
4	1,42	-16,52	22,76	-12,00	-40,16	-12,35	62,66	-17,00	-41,38	-12,00
5	1,57	-19,08	21,26	-12,00	-40,16	-12,35	62,66	-17,00	-41,38	-12,00
CH2ØA2Q3 80			4,50							
1	0,24	0,00	2,10	-2,70	-0,77	-7,64	0,11	-15,62	-4,02	-5,06
2	0,36	-6,35	6,11	-7,17	-9,63	-2,35	16,63	-5,53	-4,06	-12,59
3	0,67	-10,35	9,71	-12,11	-21,14	-6,35	28,50	-9,53	-14,76	-6,00
4	1,18	-14,35	14,11	-16,54	-32,94	-10,35	47,09	-14,00	-23,07	-10,00
5	1,61	-17,35	14,69	-20,50	-35,72	-14,35	58,21	-17,35	-25,60	-10,00
6	4,44	-24,50	33,56	-17,00	-46,39	-17,35	58,21	-17,35	-79,56	-17,00
CS2ØA2Q3 100			12,00							
1	0,50	0,00	2,82	-3,17	-0,77	-13,53	0,18	-24,50	-7,44	-6,70
2	0,71	-8,11	6,01	-8,59	-13,74	-2,35	28,88	-6,00	-7,44	-6,70
3	1,28	-12,59	13,17	-6,00	-30,49	-6,35	49,55	-10,35	-27,77	-6,00
4	2,37	-17,00	17,68	-6,00	-50,29	-10,35	88,31	-15,16	-52,88	-10,00
5	3,48	-20,00	20,56	-10,00	-56,73	-14,35	119,41	-19,08	-68,09	-10,00
6	4,90	-24,00	20,56	-10,00	-63,82	-17,35	131,61	-22,50	-68,09	-10,00

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA20A0Qi

## SD20A0Q1 60

1	17,84	183.2	183.5	0	0	0	0	-	-
2	12,88	139.1	153.8	13,94	0	0	0	-	13,94
3	7,80	97.3	135.1	11,24	26,42	0	0	-	26,42
4	2,90	56.4	132.7	11,74	21,34	42,85	0	-	42,85
5	1,27	28.2	132.6	11,71	21,66	39,67	30,79	-	39,67

## SD20A0Q3 60

1	16,46	198.2	198.3	0	0	0	0	-	0
2	11,77	152.7	170.2	17,52	0	0	0	-	17,52
3	7,10	107.6	153.4	14,33	31,92	0	0	-	31,92
4	2,66	61.5	151.9	14,91	26,06	49,61	0	-	49,61
5	1,17	30.1	151.7	14,87	26,49	45,34	33,93	-	45,34

## SL20A0Q1 60

1	9,69	231.2	231.7	0	0	0	0	-	0
2	7,21	179.2	196.8	16,57	0	0	0	-	16,57
3	4,69	129.1	173.4	11,82	32,79	0	0	-	32,79
4	2,19	79.5	168.3	12,97	23,07	52,81	0	-	52,81
5	1,34	47.3	167.8	12,89	23,86	46,86	35,91	-	46,86

## SL20A0Q3 60

1	8,94	251.4	251.9	0	0	0	0	-	0
2	6,60	196.3	217.7	21,29	0	0	0	-	21,29
3	4,28	141.2	197.5	15,35	40,22	0	0	-	40,22
4	2,01	87.2	194.7	16,73	28,61	61,74	0	-	61,74
5	1,23	51.5	193.4	16,63	29,52	55,00	40,50	-	55,00

## CH20A0Q1 80

1	7,10	276.1	276.1	0	0	0	0	-	0
2	5,81	227.2	236.3	8,77	0	0	0	-	8,77
3	4,45	181.5	209.1	4,14	23,74	0	0	-	23,74
4	3,03	138.3	195.5	3,66	17,02	36,83	0	-	36,83
5	2,05	102.2	192.8	3,96	15,91	30,57	39,80	-	39,80
6	1,34	73.7	193.9	4,00	16,22	28,20	34,89	36,53	36,53

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA2000Q1

CH2000Q3 80

1	6,62	296.6	296.4	-	-	-	-	-	-
2	5,36	246.1	258.5	12,19	-	-	-	-	12,19
3	4,08	197.3	234.4	6,31	30,08	-	-	-	30,08
4	2,77	151.2	223.4	5,75	21,81	44,28	-	-	44,28
5	1,88	111.1	221.4	6,10	20,54	36,71	46,00	-	46,00
6	1,24	79.3	222.7	6,14	20,91	34,02	39,97	41,48	41,48

CS2000Q1 80

1	5,16	267.1	267.1	-	-	-	-	-	-
2	4,20	227.3	239.8	11,06	-	-	-	-	11,06
3	3,08	198.2	232.7	3,21	30,12	-	-	-	30,12
4	2,08	166.5	233.8	2,79	18,80	45,26	-	-	45,26
5	1,48	130.1	234.8	3,27	17,41	34,43	47,82	-	47,82
6	1,09	98.4	234.9	3,33	17,96	30,97	37,56	46,38	46,38

CS2000Q3 80

1	4,74	291.2	291.5	-	-	-	-	-	-
2	3,75	256.1	272.7	15,75	-	-	-	-	15,75
3	2,73	225.2	270.3	5,63	39,38	-	-	-	39,38
4	1,87	184.5	271.7	5,16	24,79	56,61	-	-	56,61
5	1,36	142.3	272.2	5,75	23,18	42,87	57,33	-	57,33
6	1,01	105.3	273.6	5,82	23,93	38,56	42,93	56,44	56,44

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA2ØA1Q3

SD2ØA1Q3 60

1	15,65	170,09	170,09	-	-	-	-	-	-
2	9,60	124,21	141,75	17,53	-	-	-	-	17,53
3	4,45	89,44	138,09	13,95	34,69	-	-	-	34,69
4	1,57	53,97	151,37	14,68	27,58	55,11	-	-	55,11
5	1,00	18,42	169,10	14,54	28,92	44,40	62,80	-	62,80

SL2ØA1Q3 60

1	8,54	222,10	222,10	-	-	-	-	-	-
2	5,55	166,52	187,85	21,31	-	-	-	-	21,31
3	2,97	123,29	182,89	14,42	45,17	-	-	-	45,17
4	1,38	82,25	198,97	16,22	30,43	70,01	-	-	70,01
5	1,00	46,00	211,67	15,93	32,93	53,36	63,44	-	63,44

CH2ØA1Q3 80

1	6,34	243,56	243,56	-	-	-	-	-	-
2	4,67	193,45	205,70	12,19	-	-	-	-	12,19
3	2,83	151,53	189,75	5,50	32,58	-	-	-	32,58
4	1,78	128,14	204,25	5,01	22,21	48,65	-	-	48,65
5	1,21	97,58	213,68	5,45	20,93	38,23	51,22	-	51,22
6	1,00	57,76	222,90	5,50	22,39	31,98	20,29	84,55	84,55

CS2ØA1Q3 100

1	4,62	318,95	318,95	-	-	-	-	-	-
2	3,32	282,15	298,13	15,89	-	-	-	-	15,89
3	2,03	255,30	305,65	2,68	47,46	-	-	-	47,46
4	1,46	241,92	340,65	-	30,75	67,76	-	-	67,76
5	1,16	214,08	362,12	0,39	25,39	49,74	72,28	-	72,28
6	1,00	182,43	377,22	1,09	25,79	37,86	50,98	78,91	78,91

REAÇÕES DAS ESTRONCAS  
AA2ØA2Q3

SD2ØA2Q3 60

1	13,59	126,34	126,34	-	-	-	-	-	-
2	8,35	112,73	131,75	19,02	-	-	-	-	19,02
3	4,43	89,75	139,38	15,41	34,19	-	-	-	34,19
4	1,57	53,95	152,65	16,15	27,05	55,47	-	-	55,47
5	1,00	18,42	170,28	16,01	28,38	44,77	62,67	-	62,67

SL2ØA2Q3 80

1	7,69	177,51	177,52	-	-	-	-	-	-
2	5,11	158,74	179,01	20,23	-	-	-	-	20,23
3	3,09	129,18	183,51	12,49	41,74	-	-	-	41,74
4	1,52	87,47	193,15	13,84	26,77	64,83	-	-	64,83
5	1,00	58,22	197,25	13,83	27,62	55,21	42,10	-	55,21

CH2ØA2Q3 80

1	5,76	177,34	177,35	-	-	-	-	-	-
2	4,14	167,84	180,50	12,59	-	-	-	-	12,59
3	2,83	151,76	189,90	5,93	32,06	-	-	-	32,06
4	1,77	126,82	203,55	5,45	21,35	49,67	-	-	49,67
5	1,20	97,70	213,83	5,88	20,09	39,33	50,54	-	50,54
6	1,00	57,76	223,03	5,93	21,56	33,05	19,44	84,86	84,86

CS2ØA2Q3 100

1	4,19	225,45	225,43	-	-	-	-	-	-
2	2,92	245,38	262,19	16,65	-	-	-	-	16,65
3	2,05	253,36	303,27	3,65	45,99	-	-	-	45,99
4	1,43	237,30	335,95	0,03	29,42	68,94	-	-	68,94
5	1,17	212,79	359,71	1,24	23,56	51,82	70,06	-	70,06
6	1,00	182,43	374,55	1,88	23,85	41,12	51,96	73,14	73,14





## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As várias recomendações para detalhes executivos e tabelas apresentadas, propiciam ao projetista elementos para o anteprojetado e projeto de paredes-diafragma executadas em vários tipos de solo.

A continuidade na elaboração destas tabelas fornecerão mais elementos que cobrirão uma gama maior de utilização.

Não existem, até o presente, processos de cálculo estático definitivos de paredes-diafragma.

Dos três grandes grupos de processos apresentados: empíricos, semi-empíricos e analíticos, somente os primeiros - para o caso específico para o qual foram concebidos - e o terceiro, conduzem a valores que possam se aproximar da realidade.

Os processos analíticos, por simularem melhor a realidade, devem ser mais explorados, visando obter melhor adequação à realidade.

No presente, o melhor com que se pode contar, em termos práticos, são os processos que utilizam estruturas unidimensionais e que levam em conta os aspectos evolutivos do problema.

A auscultação de estruturas executadas e em execução e a comparação dos dados com aqueles obtidos pelos os vários processos, devem ser incentivados visando a "calibração" destes últimos.

Uma vez que as primeiras "calibrações" do programa DEEP forneceram resultados satisfatórios, dever-se-ia intensificar este procedimento.

Qualquer novo processo que venha a ser criado, deverá ser comparado a um processo de cálculo, já "calibrado", com intuito de verificar se tem validade ou não.

Caso esta sistemática não seja adotada, a criação de novos processos de cálculo estático não acrescentará quase nada do ponto de vista prático, visto não existir ainda um procedimento que simule bem a realidade e seja de fácil utilização.

BIBLIOGRAFIA

"A Review of Diaphragm-Walls"

Institution of Civil Engineers, London, 1977

Armento, W.J. (1972)

"Criteria for Lateral Pressures for Braced Cuts"

Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue University, Vol. I, Part II.

Boyes, R.E.H. (1975)

"Structural and Cut-Off Diaphragm Walls"

Applied Science Publishers, 1975

Bowles, J.E. (1977)

"Foundations Analysis and Design"

McGraw Hill, Inc., USA, 1977

Cedergren, H.R. (1967)

"Seepage, Drainage and Flow Nets"

John Wiley & Sons, Inc., USA, 1967

Beaufait, Rowan, Hoadley, Hackeh

"Computer Methods of Structural Analysis"

"DC-02 - Diretriz de Coordenação"

Companhia do Metropolitano do Rio de Janeiro, Metrô

"Construção Pesada", fevereiro, 1979

"Diaphragm Walls & Anchorages"

Proceedings of the Conference organized by the Institution of Civil Engineers, London, September 18-20, 1974

Esquível, E.R. (1975)

"A Importância do Cálculo Evolutivo no Projeto de Escoramento de Valas"

Seminário apresentado no Departamento de Estruturas e Fundações da EPUSP, 1975

Esquível E.R. (1978)

"Análise de Estruturas de Contenção de Valas: A Importância dos Modelos Bidimensionais"

Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Vol.II, Rio de Janeiro, 1978

Esquível E.R. e Oliveira, R.A. (1977)

"Programa para Análise de Estruturas que são utilizadas em Escoramento de Valas"

I Simpósio sobre Sistemas Computacionais para Engenharia, COPPE, Rio de Janeiro, 1977

Fages, R. e Bouyat, C. (1971-a)

"Calcul de Rideaux de Parois Moulées ou de Paleplanches"

Travaux, Outubro e Dezembro, 1971

Ferrari, Oladivir Antonio

"Avaliação da Segurança para Escoramento Provisório em Solos com Predominância de Argila Porosa"

Companhia do Metropolitano de São Paulo, Metrô

Gere, Weaver

"Estruturas Reticulares"

Companhia Editorial Continental S.A. - México, 1970

Gouvenau, D.

"Stabilité des Tranchées Forées à la Boue"

Travaux, 1973

Hachich, W. C. (1975)

"Estudo Comparativo dos Processos de Análise de Estabilidade em Geotecnia"

Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da EPUSP, Publicação nº 504, 1975

Hetény, M. (1971)

"Beams on Elastic Foundation"

University of Michigan, 1971

Houy, André (1970)

"Calcul des Ouvrages em Paleplanches Métalliques"

Editê para Wendel-Sidelor, Metz, 1970

Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969)

"Soil Mechanics"

John Wiley & Sons, Inc., USA, 1969

Lambe, T.W. (1970)

"Braced Excavations"

Specialty Conference of Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth - Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, N.Y., June, 1970

Maffei, C.E.M. e André, J.C. (1974)

"Cálculo de Escoramento"

Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, São Paulo, 1974

Maffei, C.E.M.; André, J.C. e Cifu, S. (1977)

"Methods for Calculating Braced Excavation"

International Symposium on Soil-Structure Interaction, University of Roorkee, Roorkee, India, January, 1977

Maffei, C.E.M.; Esquível, E.R. e Oliveira, R.A. (1977)  
"A Model for Calculating Earth Retaining Structures"

International Symposium of Soil-Structure Interaction,  
University of Roorkee, Roorkee, India, January, 1977

"Manual do DEEP"

Promon Engenharia S.A., 1979

Marzionna, J.D. (1977)

"Determinação da Ficha de Paredes-Diafragma"

Seminário apresentado pelo Departamento de Estruturas e  
Fundações da EPUSP, 1977

Marzionna, J.D. (1978)

"Sobre a Análise Estática de Valas e a Determinação da  
Ficha de Paredes de Contenção"

Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e  
Engenharia de Fundações, Vol. II, Rio de Janeiro, 1978

Marzionna, J.D. (1979)

"Sobre o Cálculo Estático de Valas"

Dissertação de Mestrado, 1979

Mello, V.F.B. de (1975-a)

"Mecânica dos Solos"

Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações,  
EPUSP, Maio, 1975

Mello, V.F.B. de (1975-b)

"Fundações e Elementos Estruturais Enterrados"

Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações,  
EPUSP, Maio, 1975

Mello, V.F.B. de (1975-c)

"Maciços e Obras de Terra"

Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações,  
EPUSP, Agosto, 1975

Meyerhof, G.G. (1951)

"The Ultimate Bearing Capacity of Foundations"

Geotechnique, Vol. II, 1951

Navfac, DM-7 (1971)

"Design Manual: Soil Mechanics, Foundations and Earth  
Structures"

Department of the Navy, Naval Facilities Engineering  
Command, March, 1971

"NC-03 - Norma de Coordenação"

Companhia do Metropolitano de São Paulo, Metrô, 1968

Peck, R.B. (1969)

"Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground"

State of the Art Report, Proceedings of the Seventh  
ICSMFE, México, 1969

Santos, Lauro M. (1976)

"Tabelas para o Dimensionamento de Concreto Armado"

Promon Engenharia S.A., 1976

Schneebeli, G. (1972)

"Les Parois Moulées dans le Sol: Techniques de  
Réalisation, Méthodes de Calcul"

Eyrolles, Paris, 1972

Scott, R.F. (1963)

"Principles of Soil Mechanics"

Addison - Wesley Publishing Company, Inc., USA, 1963



- Sowers, George B.; Sowers, George F. (1970)  
"Introductory Soil Mechanics and Foundations"  
Collier-MacMillan International Editions, 1970
- Specialty Conference (1970)  
"Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth  
Retaining Structures"  
Cornell University, Ithaca, N.Y., June, 1970
- Taylor, D. (1948)  
"Fundamentals of Soil Mechanics"  
John Wiley & Sons, USA, 1948
- Teng, W.C. (1962)  
"Foundation Design"  
Prentice - Hall, Inc., USA, 1962
- Terzaghi, D. (1943)  
"Theoretical Soil Mechanics"  
John Wiley & Sons, USA, 1943
- Terzaghi, K. (1955)  
"Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction"  
Geotechnique, Volume V, nº 4, December, 1955
- Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1975)  
"Mecánica de Suelos en la Ingenieria Practica"  
Editorial "El Ateneo S.A.", Buenos Aires, 1975
- "Bulletin nº bW 101 D"  
Tone Boring Co. Ltd.

Tschebotarioff, G.P. (1973)

"Foundations, Retaining and Earth Structures"

MacGraw Hill, Inc., USA, 1973

Xanthakos, Petros R.

"Underground Construction in Fluid Trenches"

University of Illinois, Chicago, 1974

Zagottis, D.L. de (1975)

"Notas de Aula da Disciplina PEF-751 - Fundamentos  
da Mecânica das Estruturas"

EPUSP, 1975

Zagottis, D.L. de (1974)

"Introdução da Segurança no Projeto Estrutural"

Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico,  
São Paulo, 1974