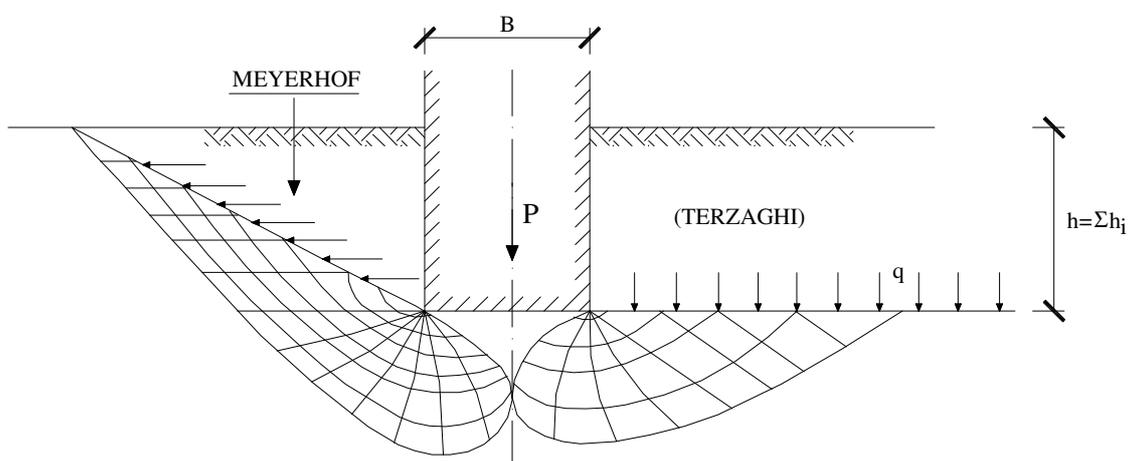




UNIVERSIDADE DO MINHO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL



FUNDAÇÕES

por

J. BARREIROS MARTINS

3ª Edição UM, Braga 2002

3ª Edição UM, Guimarães 2002

PREÂMBULO

Esta é a 3ª edição dos textos de “Fundações”. A 1ª edição de, 1979, destinou-se aos alunos de “Estruturas Especiais” do 5º ano da FEUP. A 2ª edição, de 1991, não teve grandes alterações em relação à primeira e já se destinou aos alunos de “Fundações” do 4º ano do curso de Engenharia Civil da U. M. (2º semestre).

Esta nova edição já contém grandes alterações em relação à de 1991 e, em princípio, destinar-se-à a uma disciplina anual..

Introduziram-se em geral alterações que contemplam os eurocódigos, em vias de implementação, principalmente o EC 7 relativo ao projecto geotécnico. Praticamente todos os eurocódigos se encontram ainda em fase de actualização e só as pré-normas respectivas estão a ser aplicadas. Nomeadamente o EC 2 (Betão Armado) e o EC 7 não têm ainda versão definitiva. Por outro lado o RSA (Regulamento de Segurança e Acções) e o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado), ainda não foram revogados, o que torna a situação algo indefinida, podendo o dimensionamento dos órgãos de fundação em Betão Armado fazer-se pelo RSA + REBAP ou pelo EC1 (Segurança e acções) + EC2. A situação de indefinição levou a que na disciplina de Betão Armado e Pré-esforçado da U.M. se estejam a aplicar as normas espanholas respectivas (1991) (EH.91).

Além de frequentes referências ao EC7, nos diferentes capítulos refere-se também o tratado de Joseph Bowles, 5ª edição (1996) “Foundations Analysis and Design”. Enquanto que no EC7 o dimensionamento é sempre feito por coeficientes parciais de segurança, Bowles usa sistematicamente o dimensionamento por tensões de segurança e portanto adopta um coeficiente global de segurança. Por isso resolvemos no texto, a par desta forma clássica de tratar a segurança, usar paralelamente coeficientes parciais de segurança.

Guimarães, Julho de 2002

Agradecimento

Dactilografaram os textos a Paula Nunes e a Cristina Ribeiro. O David Francisco elaborou os desenhos em Autucad e Scanning.

ÍNDICE

		Pág.
Capítulo 1		
Características de resistência e de deformação dos terrenos		
1.1	Parâmetros de projecto. Ensaios de campo; ensaios laboratoriais	I-1
1.2	Correlações	I-2
Capítulo 2		
Introdução ao Eurocódigo 7. Dimensionamento Geotécnico		
2.1	Objectivo	II-1
2.2	Categorias geotécnicas	II-1
2.3	Segurança. F_{sg} Global. F_s Parciais	II-3
Capítulo 3		
Capacidade de carga de fundações. Revisão do formulário.		
Fundações c/ base inclinada; em talude; em solo estratificado		
3.1	Fórmula geral	III-2
3.2	Valores dos factores	III-2
3.3	Aplicações	III-8
3.4	Solos estratificados com duas camadas	III-14
Capítulo 4		
Assentamentos de Fundações		
4.1	Transmissão de tensões em profundidade. (Elasticidade linear, Boussinesq)	IV-1
4.2	Assentamento de sapatas à superfície (meio elástico)	IV-5
4.3	Assentamento de uma sapata à profundidade D em meio elástico	IV-7
4.4	Valores limites de assentamento	IV-16
Capítulo 5		
Fundações Superficiais (sapatas e blocos de fundação)		
5.1	Elementos de betão armado para dimensionamento de fundações	V-1
5.2	Considerações gerais sobre o tipo de fundação directa mais apropriada: blocos, sapatas isoladas, sapatas contínuas, sapatas com vigas de equilíbrio. Ensoleiramentos gerais	V-8
5.3	Fundações directas e sapatas. Seu dimensionamento	V-13
5.4	Sapatas de fundação. Disposições construtivas relativas a ferros	V-31

5.5	Sapatas contínuas (“corridas”)	V-32
5.6	Sapatas com vigas de equilíbrio	V-40
5.7	Fundações por sapatas de forma irregular e recebendo vários pilares	V-42
5.8	Ensoleiramento geral	V-48
5.9	Utilização de métodos numéricos no cálculo de esforços em vigas sobre fundação elástica (hipótese de Winkler)	V-52

Capítulo 6

Muros de suporte

6.1	Soluções construtivas e dimensões	VI-1
6.2	Forças solicitantes	VI-5
6.3	Avaliação das forças solicitantes	VI-6
6.4	Pressão lateral devida a cargas concentradas no terrapleno, obtida pela teoria da elasticidade	VI-6
6.5	Projecto de muros de suporte	VI-9

Capítulo 7

Estacas-Pranchas

7.1	Tipos construtivos e considerações gerais	VII-1
7.2	Cortinas de estacas-pranchas. Seu dimensionamento	VII-9
7.3	Cortinas de estacas-pranchas ancoradas	VII-18
7.4	Exemplos	VII-23
7.5	Comentários sobre a distribuição de pressões das terras sobre a cortina	VII-32
7.6	Cortinas com mais de uma fila de ancoragens	VII-33
7.7	Ancoragens baseadas na resistência passiva dos solos	VII-36
7.8	Pormenores construtivos de ancoragens. Cálculo gráfico de ancoragens	VII-40
7.9	Escavações entivadas por escoramento ou ancoragem	VII-46

Capítulo 8

Estacas. Maciços de estacas

8.1	Tipos de estacas. Uso de cada tipo	VIII-1
8.2	Capacidade de carga ou capacidade resistente de estacas para cargas verticais	VIII-9

8.3	Assentamento de estacas e de grupos de estacas	VIII-35
8.4	Estacas submetidas a forças horizontais	VIII-46
8.5	Disposição das estacas num maciço. Concepção de maciços de estacas	VIII-57
8.6	Cálculo dos esforços nas estacas de um maciço. (simplificação quando só há estacas verticais)	VIII-60
8.7	Cálculo dos esforços em estacas com inclinação qualquer num maciço	VIII-67
8.8	Armadura de estacas em betão armado. Disposições construtivas. Momentos flectores	VIII-77
8.9	Dimensionamento de maciços de encabeçamento de grupos de estacas de betão armado	VIII-81

Capítulo 9

Estabilidade de taludes

9.1	Considerações gerais	IX-1
9.2	Métodos de avaliação da estabilidade	IX-2
9.3	Método das fatias. Método Sueco	IX-3
9.4	Método de Bishop	IX-6
9.5	Crítica dos métodos das fatias com superfícies de directriz circular (Bishop e Sueco). Generalização para a existência de forças externas	IX-10
9.6	Análise com superfícies de directriz não circular	IX-14
9.7	Método de Morgenstern e Price	IX-16
9.8	Crítica dos métodos relativos às superfícies de deslizamento não circulares	IX-19
9.9	Um novo método	IX-20
9.10	Exemplos	IX-23

Capítulo 1

CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA E DA DEFORMAÇÃO DOS TERRENOS.

1.1. Parâmetros de Projecto. Ensaios de campo; ensaios laboratoriais.

De um modo geral, o primeiro problema com o qual um projectista se debate é o da escolha de parâmetros a adoptar no projecto da fundação. Esses parâmetros designados no Eurocódigo por “valores derivados” (derived values) por serem obtidos a partir de ensaios de campo e / ou laboratoriais.

Os parâmetros de resistência e de deformação não são designados por parâmetros “característicos” porque isso implicaria um tratamento estatístico rigoroso (quartil de 5%) dos resultados dos ensaios, o que poucas vezes é possível.

Os ensaios de campo mais usuais encontram-se descritos no EC7 (pr ENV-1997-geotechnical design assisted by field tests) e são os seguintes:

- SPT “Standard penetration test” ou ensaio de Terzaghi;
- CPT (u) Cone penetrómetro estático ou cone holandês;
- DP Cones penetrómetros dinâmicos: leve DPL, médio, DPM, pesado DPH, super pesado DPSH;
- Ensaios pressiométricos (tipo Menard e outros);
- WST “Weight sounding test” ou ensaio com peso;
- FVT “Field vane test” ou ensaios com molinete de campo;
- DMT “Dilatómetro (Marchetti)” em solo
- Ensaios com dilatómetro em rocha (ensaio com macacos planos)
- PLT Ensaio de placa (“Plate load test”).

Os ensaios de laboratório mais usuais são:

- Granulometrias e limites de Atterberg;
- Ensaios de compressão simples;
- Ensaios de compressão triaxial;
- Ensaios na caixa de corte;
- Ensaios edométricos;

Estes ensaios também se encontram descritos no EC7 (pr. ENV. 1997 geotechnical design assisted by laboratory tests).

1.2 Correlações

Os ensaios de laboratório são muito morosos e exigem a colheita prévia de amostras inalteradas em sondagens. Os ensaios de campo dão resultados imediatos quanto às características de resistência e deformabilidade dos terrenos, mas os resultados têm de ser correlacionados entre si e com os dos ensaios laboratoriais.

Em grandes obras, como barragens, grandes pontes e túneis fazem-se geralmente vários tipos de ensaios de campo, mas não todos os acima referidos. Nas obras de pequeno e médio porte faz-se em geral apenas um tipo de ensaio, por ventura o SPT ou o CPT ou ainda os ensaios de penetração dinâmica, DPL, DPH ou DPSH. Os ensaios de penetração dinâmica ligeira, DPL, muitas vezes não atingem o “bed-rock” e por isso o seu emprego é limitado. Nos ensaios penetrométricos e no CPT não se colhe amostra. No SPT é colhida uma amostra que, embora alterada por ser o amostrador de paredes espessas, permite examinar a estrutura do solo e fazer a sua classificação qualitativa.

Como se disse, os parâmetros de projecto são obtidos a partir da correlação dos resultados dos ensaios de campo com os de laboratórios e dos ensaios de campo entre si. Para solos arenosos e ensaios SPT a correlação faz-se entre o número de pancadas normalizado $(N_1)_{60}$ e a densidade relativa $D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$, ou o “índice de densidade”

I_D que dão o grau de compactidade de uma areia, entre os estados mais solto e mais compacto obtidos em laboratório.

EC7 (Parte 3, ensaios de campo pag. 114) citando Skempton (1986) dá a correlação do Quadro 1.2.1

Quadro 1.2.1

	Muito solta	Solta	Compactidade média	Densa	Muito densa
I_D	0 – 15%	15- 35	35 - 65	65 - 85	85 – 100%
$(N_1)_{60}$	0 - 3	3 - 8	8 -25	25 - 42	42 - 58

Este quadro corresponde a $(N_1)_{60} / I_D^2 = 60$. $(N_1)_{60}$ é o número de pancadas no ensaio SPT, quando a energia de penetração é de 60% da energia total de queda do pilão, corrigido dos efeitos de profundidade.

Para areias finas os valores de N devem ser reduzidos pelo factor 55/60 e para areias grossas aumentados de 65/60.

Para areias finas Skempton considera ainda um efeito de idade de modo que em aterros recentes (menos de 10 anos de idade) haverá a relação $(N_1)_{60} / I_D^2 = 40$.

Por outro lado o mesmo EC7, citando um trabalho de U.S. Army Corpes of Engineers publicado pela ASCE (1993) apresenta a correlação entre I_D e o ângulo de atrito (Quadro 1.2.2)

Quadro 1.2.2

Ângulos de atrito em função do índice de densidade

Índice de densidade I_D	Areia fina		Areia média		Areia grossa	
	uniforme	Bem graduada	uniforme	Bem graduada	uniforme	Bem graduada
40%	34	36	36	38	38	41
60	36	38	38	41	41	43
80	39	41	41	43	43	44
100%	42	43	43	44	44	46

Bowles (1970) dá ainda a correlação (Quadro 1.2.3):

Quadro 1.2.3

	Classif. Unif.	Solta D_R 15 - 35	Densa 65 - 85%
Areia bem graduada	SW	$\phi = 33^\circ$	$\phi = 45^\circ$
Areia de grão uniforme	SP	27,5	34°
Areia siltosa	SM	27 - 33	30 - 34
Silte	M	27 - 30	30 - 35
Seixo + areia	GS	35	45

O ângulo de atrito e o módulo de “elasticidade” para areias também se pode obter a partir das resistências de ponta do cone penetrômetro estático, CPT. O mesmo EC7 (parte 3, Field tests) pag. 105, citando Bergdahl et al. (1993) apresenta o Quadro 1.2.4

Quadro 1.2.4

Densidade relativa	q_c MP _a Ensaio CPT	1) Ângulo de atrito ϕ'	2) Módulo de elasticidade drenado E_m MPa
Areia muito solta	0.0 – 2.5	29 – 32°	< 10
Areia solta	2.5 – 5.0	32 – 35	10 – 20
Areia de compactidade média	5.0 – 10.0	35 – 37	20 – 30
Areia de alta densidade	10.0 – 20.0	37 – 40	30 – 60
Areia de muito alta sensibilidade	> 20.0	40 – 42	60 - 90

- 1) Para solos siltsos o ângulo de atrito deve ser reduzido de 3° e para solos grossos o ângulo de atrito deve ser aumentado do 2°.
- 2) Os valores de E_m devem ser reduzidos em 50% para solos siltsos e aumentados em 50% para solos grossos. Em solos consolidados os valores poderão ser mais elevados.

O ângulo de atrito pode ainda ser obtido a partir de ensaios com o penetrômetro dinâmico pesado (DPH). O EC7, (Field tests), pag. 119, citando a norma DIN 4094 (Dez. 1990) dá valores para o índice de densidade I_D em função do número de pancadas para 10 cm de penetração (N_{10}), para $3 \leq N_{10} \leq 50$:

a) areia de grão uniforme ($U \leq 3$) acima do nível freático

$$I_D = 0.10 + 0.435 \log N_{10} \text{ (DPH)} \quad (1.2.1)$$

b) areia de grão uniforme ($U \leq 3$) abaixo do nível freático

$$I_D = 0.23 + 0.380 \log N_{10} \text{ (DPH)} \quad (1.2.2)$$

c) areia média a grossa bem graduada ($U \geq 6$)

$$I_D = - 0.14 + 0.550 \log N_{10} \text{ (DPH)} \quad (1.2.3)$$

O mesmo EC7, pag. 120, faz depois a correlação entre o índice de densidade I_D e o ângulo de atrito.

Quadro 1.2.5

Tipo de solo	Graduação	I_D %	Ângulo de atrito ϕ
Areia fina	Grão uniforme $U < 6$	15-35 (solta)	30°
Areia média		35-65 (densidade média)	32,5°
Areia média a grossa		>65 (densa)	35°
Areia média	Bem graduada $6 \leq U \leq 15$	15-35 (solta)	30°
Areia grossa e seixo		35-65 (densidade média)	34°
		>65 (densa)	36°

Quanto ao módulo de deformabilidade E das areias, ele pode obter-se a partir do número de pancadas N do SPT, ou através da resistência de ponta R_p do ensaio CPT. Silvério Coelho (1996). “Tecnologia das Fundações”, pag. 20.10 indica as correlações:

Japonesa

$$E = 6.78 N \quad (1.2.4)$$

E Sul Africana:

$$E = 5.73 N \quad (E \text{ em daN/cm}^2 = \text{kgf/cm}^2) \quad (1.2.5)$$

O mesmo autor indica na pág. 20.4 a correlação:

$$E = \alpha R_p \quad (1.2.6)$$

Com $1,5 < \alpha < 3,0$, mais próximo de 3 do que de 1,5, onde $R_p = q$ em $\text{daN/cm}^2 = \text{kgf/cm}^2$ é a resistência da ponta do ensaio CPT. O EC7 citando Schmertmann (1970) dá $\alpha = 2,5$ para sapatas quadradas ou circulares e $\alpha = 3,5$ para sapatas compridas.

Já antes tínhamos visto (Quadro 1.2.4) uma correlação entre E e q_c para areias com várias compacidades por onde se pode constatar que aí o valor de α seria aproximadamente igual a 4.

Esse autor referindo um artigo de Folque na Geotecnia (1970) e outro de Ivan K. Nixon no ESOPT II (1982, European Symposium on Penetration Testing) apresenta uma correlação entre R_p (CPT) em daN/cm^2 ou kgf/cm^2 e N (SPT).

$$R_p = \beta \cdot N \quad (1.2.7)$$

$\beta =$

Argila siltosa ou arenosa	2
Silte arenoso	3
Areia fina	4
Areia fina a média	5
Areia média a grossa	8
Areia grossa	10
Areia com seixo	8-18
Seixo com areia	12-18

No local da Torre de Pisa encontrou-se para as areias argilosas e siltosas inferiores (sobre consolidadas) $\alpha = 2$ (Jamiolkoski, M., Geotecnia, 85, Março 1999, pág. 14)

De um modo geral pode dizer-se (Bowles, 1970 pág. 51) que o módulo de deformabilidade para areias varia entre 50 daN/cm² para areias muito soltas e 1 000 daN/cm² = Kgf/cm² = 100 MPa para areias muito densas.

Para usar os resultados dos penetrómetros dinâmicos há que calcular para eles a resistência dinâmica de ponta R_{pd} :

$$R_{pd} = \frac{P}{P + P'} \times rd \quad 1.2.8$$

e

$$r_d = \frac{P.h}{A.e} \quad 1.2.9$$

Onde

P é o peso do pilão;

P' é o peso das varas e do batente;

h é a altura de queda do pilão;

A é a área da secção recta da base do cone de penetração;

e é o valor médio da penetração por cada pancada.

De forma aproximada poder-se-á considerar $R_{pd} = R_p$ do CPT e então deduzir dos valores de R_{pd} quer o ângulo de atrito ϕ quer o módulo de deformação E das areias, pelas relações atrás estabelecidas.

Quanto ao coeficiente de Poisson para areias varia entre 0.15 e 0.40 podendo ser dado pela fórmula de Vesic

$$v = \frac{1 - \text{sen}1.2\phi}{1 + (1 - \text{sen}1.2\phi)} \quad 1.2.10$$

O coeficiente de impulso de terras em repouso para solos normalmente consolidados será dado pelas fórmulas de

$$\text{Jaky} \quad K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad 1.2.11$$

e

$$\text{Vesic} \quad K_o = 1 - \text{sen } 1.2 \phi \quad 1.2.12$$

As características de tensão deformação vêm em Bowls (1970) pág. 51.

Es	areias	argilas
	5-100 Mpa	0.3 a 110 MPa

Para solos argilosos a característica de resistência fundamental é a coesão não drenada c_u ou tensão de rotura à compressão $q_u = 2 c_u$.

Embora o EC7 não refira o ensaio SPT como base para obter as características de resistência das argilas, Bowles (1996) pág. 165, apresenta com várias precauções a correlação.

$$q_u = kN \quad 1.2.13$$

Sendo k dependente do local, mas usualmente com o valor 12 para q_u em $kN/m^2 = kPa$.
Nestas condições obter-se-ia o Quadro 1.2.6

Quadro 1.2.6

	SPT N	$q_u = 2 c_u \text{ kN/M}^2$
Argilas muito moles	0-2	< 25
Argilas moles	3-5	25 a 50
Argilas pouco compactas	6-9	50 a 100
Argilas compactas (sobreconsolidadas)	10-16	100 a 200
Argilas muito compactas (sobreconsolidadas)	17-30	200 a 400
Argilas duras (sobreconsolidadas)	> 30	> 400

Naturalmente que o ensaio de campo mais recomendado para obter a coesão em argilas é o ensaio de molinete FVT (Field Van Test). Dele se obtém directamente a coesão.

$$c_{fv} = \frac{6M_{\max}}{7\pi D^3} \quad 1.2.14$$

Onde M_{\max} é o momento máximo aplicado ao molinete e D o diâmetro deste quando $D/h = 1/2$ (h a altura do molinete).

O EC7 (parte 3) pág. 1245 indica para c_{fv} um factor de correcção função do limite líquido para argilas normalmente consolidadas e outro para argilas sobreconsolidadas, função do índice de plasticidade.

A coesão c_u pode também obter-se a partir de ensaios de cone penetrómetro estático (CPT ou CPTu). O EC apresenta a fórmula:

$$c_u = (q_c - \sigma_{vo}) / N_R \quad 1.2.15$$

Onde q_c é a resistência de ponta, σ_{vo} a tensão vertical ao nível da ponteira devida ao peso das camadas superiores e N_R um factor dependente da experiência local.

Também o módulo de deformabilidade das argilas E_{edom} (edométrico) se pode obter a partir da fórmula

$$E_{edom} = \alpha q_c \quad 1.2.16$$

O EC 7, citando Sanglerat (1972), indica para α os seguintes valores:

CL argila de baixa plasticidade

$q_c < 0.7 \text{ MP}_a$	$3 < \alpha < 8$
$0.7 < q_c < 2 \text{ MP}_a$	$2 < \alpha < 5$
$q_c > 2 \text{ MP}_a$	$1 < \alpha < 2.5$

ML Silte de baixa plasticidade

$q_c < 2 \text{ MP}_a$	$3 < \alpha < 6$
$q_c > 2 \text{ MP}_a$	$1 < \alpha < 2$

CH argila de alta plasticidade ou

MH silte de alta plasticidade

$q_c < 2 \text{ MP}_a$	$2 < \alpha < 6$
$q_c > 2 \text{ MP}_a$	$1 < \alpha < 2$

OL silte orgânico

$q_c < 1.2 \text{ MP}_a$	$2 < \alpha < 8$
--------------------------	------------------

T – OH turfa ou argila orgânica

$q_c < 0.7 \text{ MP}_a$	
$50 < w < 100$	$1.5 < \alpha < 4$
$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1.5$
$w > 300$	$\alpha < 0.4$

Cré (“chalk”)

$$2 < q_c < 3 \text{ MP}_a$$

$$2 < \alpha < 4$$

$$q_c > 3 \text{ MP}_a$$

$$1.5 < \alpha < 3$$

além destas relações, Silvério Coelho (1996) pág. 20.16 apresenta a relação sul africana para areias argilosas:

$$E = (5/3)(q_c + 16) \quad daN / cm^2 = Kgf / cm^2 \quad 1.2.17$$

De um modo geral as argilas apresentam módulos de deformabilidade, muito variáveis com a sua compacidade ($E_s = 3$ a 1100 daN/cm^2), Bowles (1970) pág. 51 e coeficiente de Poisson $\gamma = 0.1$ a 0.5 , sendo o último valor relativo a argilas saturadas e ensaios não drenados.

Para argilas normalmente consolidadas o coeficiente de impulso de terras será:

$$K_0 = 0.5 \text{ (Nooramy and Seed (1965)) ou } K_0 = 0.6 \pm 0.1 \quad 1.2.18$$

Marcelo da C. Morão “Estruturas de Fundação, pág. 142, Mac Graw Hill (1975) indica:

$$E_{edom} = \frac{1}{m_v} = \alpha R_p \quad 1.2.19$$

Onde m_v é o coeficiente de compressibilidade volumétrica da teoria da consolidação:

$$m_v = \frac{-dV/V}{d\sigma'} \quad 1.2.20$$

Onde dv é a variação de volume provocada pelo aumento $d\sigma'$ de tensão efectiva vertical.

No caso do ensaio edométrico no qual a amostra não sofre deformações horizontais, se o solo for considerado um sólido poroso elástico, teremos

$$E_{\text{dom}} = \frac{1}{m_v} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad 1.2.21$$

Onde E é o módulo de “elasticidade” e ν o coeficiente de Poisson.

O autor apresenta para α os seguintes quadros de valores:

$\alpha = 1.5$ para areias densas	$(R_p > 45 \text{ daN / cm}^2 = 4,5 \text{ Mpa})$
$1.5 < \alpha < 2$ para areias de capacidade média	$(30 < R_p < 45 \text{ daN / cm}^2)$
$2 < \alpha < 5$ para areias argilosas ou argila dura	$(15 < R_p < 30 \text{ daN / cm}^2)$
$5 < \alpha < 10$ para argila branda	$(R_p < 10 \text{ daN / cm}^2)$
$1.5 < \alpha < 2.6$ para turfa ou argila muito mole	$(R_p < 5 \text{ daN / cm}^2)$

Coeficiente de reacção do solo (coeficiente de “mola”)

É obtido a partir do ensaio da placa pela relação

$$k_s = \frac{q}{\delta} \quad 1.2.22$$

Onde

q = pressão média sob a placa = $\frac{Q}{S}$ (Q força vertical aplicada; S = área da placa)

δ = deslocamento vertical

k_s depende da menor dimensão B do órgão de fundação e da profundidade de apoio.

Dada a variação de k_s com B, Bowles (1996, p. 502) considera antes

$$k_s' = k_s \cdot B \quad 1.2.23$$

Bowles, citando Vesic' (1961 a e 1961 b) indica “para todos os fins práticos”:

$$k_s' = \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad 1.2.24$$

Onde E_s é o módulo de deformabilidade (“elasticidade”) do solo e ν o coeficiente de Poisson.

O valor de k_s varia com a profundidade Z . Para ter isso em conta Bowles (1996) relaciona-o com q_{ult} , supondo que q_{ult} corresponderia a um assentamento $\Delta H = 0.0254$ m:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = 40 q_{ult} \text{ kN / m}^3 \quad 1.2.25$$

$$\text{onde } q_{ult} = cN_c \alpha_c + \gamma z N_q \cdot \alpha_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

onde os coeficientes α_i traduzem os efeitos de forma e profundidade.

Capítulo 2

INTRODUÇÃO AO EUROCÓDIGO 7. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO.

2.1 Objectivo

O Eurocódigo 7 (EC 7) tem três partes. Na parte 1 apresenta as regras gerais para o projecto (dimensionamento) geotécnico. Na parte 2 apresenta regras relativas a ensaios laboratoriais e na parte 3 as regras relativas aos ensaios de campo.

Da parte 1 existe uma pré-norma em vigor (ENV 1997-1:1994) já com versão portuguesa publicada pelo IPQ (Instituto Português da Qualidade). A pré-norma está actualmente a ser revista. O último documento desta revisão tem o nº 339 e data de 2001.02.02.

A pré-norma é completada pelo Eurocódigo 8 (parte 5) que tem as “disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes”.

A aplicação do EC7 tem ainda de relacionar-se com o EC1 (bases de projecto e acções em estruturas).

O EC7 trata dos requisitos de resistência, estabilidade, condições de serviço e durabilidade das “estruturas” geotécnicas. Os requisitos de isolamento térmico e acústico não estão incluídos.

Naturalmente que as Fundações tratam não só do equilíbrio e deformação dos maciços terrosos e rochosos, mas também da estabilidade e deslocamentos dos órgãos estruturais de fundação e por isso a interacção solo-estrutura tem de ser considerada.

2.2 Categorias Geotécnicas

Para efeitos de projecto as obras geotécnicas são divididas em três categorias:

A categoria 1 engloba apenas estruturas pequenas e relativamente simples:

- para as quais se pode assegurar que são satisfeitos os requisitos fundamentais apenas com base na experiência e em estudos de caracterização geotécnica qualitativa;
- com riscos desprezíveis para bens e vidas.

Só são suficientes os procedimentos relativos à categoria 1 se existir experiência comparável que comprove que as condições do terreno são suficientemente simples para que seja possível usar métodos de rotina no projecto e na construção da estrutura geotécnica.

É o caso de não haver escavações abaixo do nível freático ou se a experiência local mostrar que essa escavação é uma operação simples.

São exemplos de estruturas que se enquadram na categoria geotécnica 1 os seguintes:

- edificações simples de 1 ou 2 andares e edifícios agrícolas em uma carga máxima de cálculo de 250 kN nos pilares e 100 kN/m nas paredes e nos quais são usados os tipos habituais de sapatas ou estacas;
- muros de suporte ou estruturas de suporte de escavações nos quais a diferença de níveis do terreno não exceda 2 m;
- pequenas escavações para trabalhos de drenagem, instalação de tubagens, etc..

A categoria 2 abrange os tipos convencionais de estruturas e fundações que não envolvem riscos fora do comum ou condições do terreno e de carregamento invulgares ou particularmente difíceis. As estruturas da categoria 2 requerem a quantificação e análise de dados geotécnicos e uma análise quantitativa que assegurem que são satisfeitos os requisitos fundamentais, podendo, no entanto, ser usados procedimentos de rotina nos ensaios de campo e de laboratório bem como na elaboração do projecto e na execução.

São exemplos de estruturas ou parte delas que se enquadram na categoria 2 os tipos convencionais de:

- fundações superficiais;
- ensoleiramentos gerais;
- fundações em estacas;
- muros e outras estruturas de contenção ou suporte de terreno ou água;
- escavações;
- pilares e encontros de pontes;
- aterros e movimentos de terras;
- ancoragem no terreno e outros sistemas de ancoragem;

- túneis em rocha resistente não fracturada e sem requisitos especiais de impermeabilização ou outros.

Na categoria 3 estão incluídas todas as estruturas ou partes de estrutura não abrangidas nas categorias 1 e 2.

A categoria 3 diz respeito a obras de grande dimensão ou pouco comuns, a estruturas que envolvam riscos fora do comum ou condições do terreno e de carregamento invulgares em áreas de provável instabilidade local ou movimentos persistentes do terreno que requeiram uma investigação separada ou medidas especiais.

2.3 Segurança. F_{sg} Global. F_s Parciais.

Tradicionalmente usa-se em geotecnia um coeficiente global de segurança f_{sg} que reduz a capacidade resistente das fundações correspondente ao estado último de equilíbrio calculado a partir dos valores “característicos” dos parâmetros de resistência dos terrenos, de modo a que seja, por um lado, obtida uma margem de segurança em relação à rotura, e por outro, que não haja assentamento excessivo em relação ao funcionamento das superestruturas (estados limites de utilização) aplicando F_{sg} à tensão limite q_{ult} obteríamos a tensão admissível.

O EC7 considera agora em Geotecnia como em Estruturas, o princípio dos coeficientes parciais de segurança, afectando os valores característicos das acções F_k de um coeficiente de majoração γ_F e os valores característicos das propriedades resistentes dos materiais de um coeficiente de redução γ_M .

Na pré-norma ainda em vigor considera-se em relação ao estado limite último de equilíbrio os três casos A,B,C que constam do Quadro 2.3.1:

Quadro 2.3.1

Caso	Acções			Propriedades do terreno			
	Permanentes		Variáveis	$tg\phi'$	c'	c_u	q_u
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis				
A	1.00	0.95	1.50	1.1	1.3	1.2	1.2
B	1.35	1.00	1.50	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.00	1.00	1.30	1.25	1.6	1.4	1.4

Na versão do EC7 (2000) que está em discussão, considera-se não só o estado limite último correspondente à perda de equilíbrio (EQU), mas ainda os estados limites últimos (STR) correspondentes a rotura interna ou deformação excessiva de elementos estruturais incluindo sapatas, estacas, muros etc., nos quais a resistência dos materiais estruturais contribui significativamente para a resistência do conjunto terreno-fundação e a rotura ou deformação excessiva do terreno, na qual a resistência do solo ou da rocha é dominante quanto á resistência do conjunto (GEO).

Considera-se ainda como estado último a perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devida a levantamento por pressão da água – “up lift” (UPL) e a rotura hidráulica devida a gradiente hidráulico excessivo na percolação (HYD). No caso do estado limite último de equilíbrio (EQU), os coeficientes parciais de segurança são os seguintes:

Para acções (γ_F)

Acção	Símbolo	Valor
Permanente		
Desfavorável	γ_G	1.10
Favorável		0.90
Variável (sobrecarga)		
Desfavorável	γ_Q	1.50
Favorável		0.

Para materiais

Propriedades do material	Símbolo	Valor
Resistência ao corte ($\tan \phi$)	γ_{ϕ}	1.25
Coesão efectiva	$\gamma_{c'}$	1.25
Coesão não drenada	γ_{cu}	1.40
Compressão simples	γ_{qu}	1.40
Peso específico	γ_{σ}	1.00

No caso dos estados limites STR e GEO os coeficientes parciais de segurança passam a depender também do tipo de projecto e do tipo de fundação: sapatas, estacas (cravadas, moldadas, de trado), ancoragens e estruturas de retenção. Sobre esta questão ainda não há acordo definitivo.

Os coeficientes de redução das propriedades dos materiais γ_M seriam iguais aos acima mencionados havendo apenas que acrescentar:

Resistência de estacas à tracção, $\gamma_M = 1.40$

Ancoragens $\gamma_M = 1.40$

Para o estado limite UPL os coeficientes seriam:

Ação	Símbolo	Valor
Permanente		
Desestabilizadora	γ_G	1.00
Estabilizadora		0.90
Variável	γ_Q	
Desestabilizadora		1.00

Para o caso da rotura por gradiente hidráulico (HYD), seria:

$$\gamma_{dst} = 1.35 \text{ no caso de acção desestabilizadora}$$

e

$$\gamma_{stb} = 0.90 \text{ no caso de acção estabilizadora.}$$

Em relação às acções acidentais ou sismos os coeficientes parciais de segurança são sempre 1.

Além da segurança em relação a estados limites últimos para os quais é preciso usar os coeficientes de segurança acima referidos, há que considerar o estado limite de utilização. Para isso há que considerar os valores de cálculo das acções contidas no EC1, calcular com eles os deslocamentos da fundação, nomeadamente os assentamentos diferenciais e a rotação relativa máxima e compará-los com os valores aceitáveis. Estes valores são fixados de forma a que não haja avarias sensíveis nas construções como seja fendilhação visível ou encravamento de portas, etc. O valor limite dos deslocamentos das fundações podem também ser acordados com o projectista das estruturas.

Além de limitar os assentamentos diferenciais ou rotação relativa máxima, há que verificar que o assentamento ou deslocamento máximo não prejudica o funcionamento de serviços existentes na estrutura: elevadores, canalizações, etc.

Valores característicos das propriedades dos solos ou rochas

Os valores característicos a escolher para as propriedades dos solos e das rochas obtêm-se a partir dos resultados de ensaios de campo e de laboratório. Se o número de resultados for suficientemente grande poderá aplicar-se um tratamento estatístico, caso em que o valor característico corresponderá ao quartil de 5%, isto é, o valor da resistência que corresponde uma probabilidade de 5% de obter um valor inferior.

Porém em geral, os resultados dos ensaios não são em número suficiente para um tratamento estatístico. Além disso os ensaios são pontuais, não abrangendo toda a zona correspondente às fundações. Por isso se escolhem para valores característicos valores médios, afectados, por ventura, dum factor que os torna representativos das condições reais nos terrenos de fundação.

Além do dimensionamento através do cálculo o EC7 admite o dimensionamento através de medidas prescritivas, baseadas na experiência local, acompanhadas do controlo dos materiais e mão de obra. Essas medidas, em geral conservativas, podem ser necessárias por razões de durabilidade, face à acção do gelo e ao ataque químico e biológico.

O dimensionamento de fundações pode ainda ser baseado em ensaios de carga ou ensaios em modelos experimentais. Nesse caso há que considerar os seguintes aspectos:

- as diferenças entre as condições do terreno no ensaio e na obra;
- os efeitos do tempo, especialmente se a duração do ensaio for muito inferior à duração do carregamento na obra;
- os efeitos de escala e de dimensão das partículas se forem utilizados modelos de dimensões reduzidas.

Na adaptação do projecto à obra pode ainda usar-se o chamado “método observacional”, que, face às dificuldades de previsão do comportamento geotécnico permite alterações significativas do projecto face às condições reais encontradas em obra.

O uso do método observacional implica a satisfação dos requisitos seguintes antes do início da construção:

- estabelecimento dos limites do comportamento aceitável;
- demonstração de que existe probabilidade razoável de que o comportamento real se situa dentro dos limites da gama de comportamentos possíveis e aceitáveis;
- elaboração de um plano de observações que permita verificar se o comportamento real se situa dentro dos limites admissíveis. A resposta dos equipamentos e a análise dos resultados devem ser suficientemente rápidos em relação à evolução da obra, de forma a que se torne possível a adopção atempada de medidas correctivas;
- existir um plano de actuação para ser adoptado no caso da observação revelar um comportamento fora dos limites aceitáveis.

Capítulo 3

CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES. REVISÃO DO FORMULÁRIO. FUNDAÇÕES COM BASE INCLINADA, EM TALUDE, EM SOLO ESTRATIFICADO.

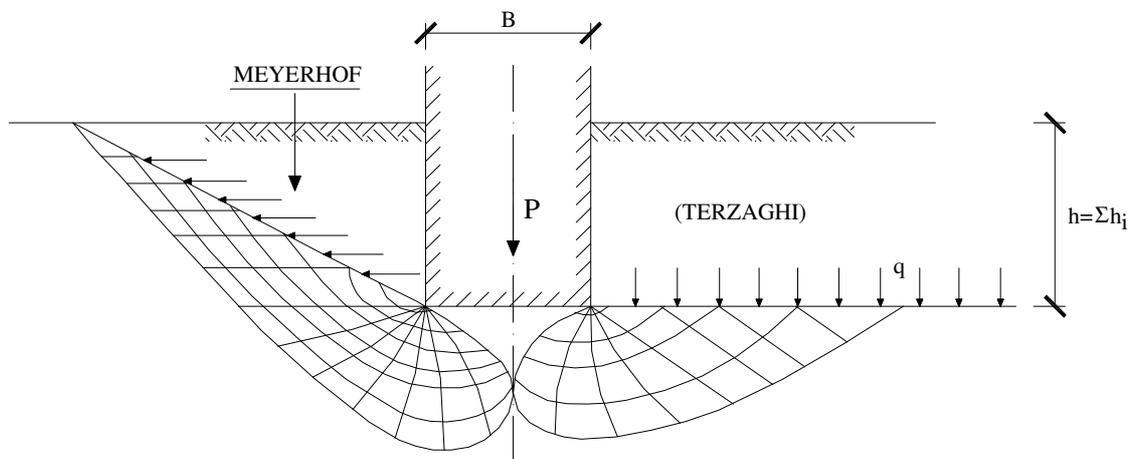


Fig.3.1.1

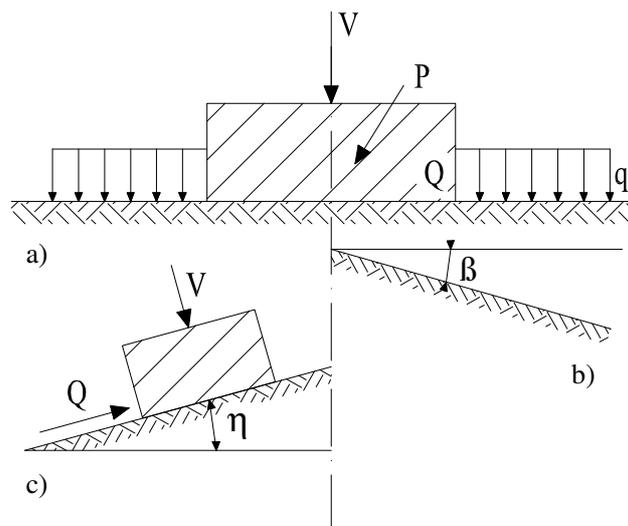


Fig.3.1.2.

3.1 - Fórmula Geral (J.E. Bowles, 1977, p. 120)

$$q_{ult} = cN_c s_c i_c d_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + (B/2)N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (3.1.1)$$

onde c = coesão.

N_c = factor de capacidade de carga dependente do ângulo de atrito ϕ .

N_q = factor de capacidade de carga dependente do ângulo de atrito, ϕ relacionado com a pressão vertical das terras ao nível da base da fundação.

N_γ = factor de capacidade de carga dependente do ângulo de atrito ϕ , relacionado com o volume do solo deslocado.

γ = peso específico efectivo do solo abaixo da base da fundação.

B = menor dimensão da base da fundação.

s = factor de forma da base da fundação.

i = factor de inclinação da carga.

g = factor relacionado com a inclinação β do terreno.

b = factor relacionado com a inclinação da base de apoio da fundação.

A capacidade resistente será q_{ult} se os valores de c_u , c' e ϕ' forem valores “característicos”. Para valores dessas características de resistência minorados do factor de segurança γ_M , em vez de q_{ult} viria q_d (capacidade resistente de projecto-EC7). Na versão 2001 do EC7 $\gamma_M=1,4$ para c_u e $\gamma_M=1,25$ para c' e ϕ' .

Haveria ainda que considerar a rugosidade da base da fundação, o efeito da compressibilidade do solo (Vesic $\hat{\gamma}$) e um factor de escala: as fundações com bases mais largas têm - verifica-se - proporcionalmente menor capacidade de carga.

3.2 - Valores dos Factores

$$N_q = K_p \exp(\pi \tan \phi') \quad \tilde{\phi}'=0 \Rightarrow N_q=K_p=1 \quad 3.2.1$$

$$K_p = \text{coeficiente de impulso passivo} = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \quad \tilde{\phi}'=0 \Rightarrow K_p=1 \quad 3.2.2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi' \quad (\text{regra de l'Hopital}) \quad \phi' = \tilde{0} \Rightarrow N_c = 2 + \pi \quad 3.2.3$$

$$N_\gamma = 1,50 (N_q - 1) \tg \phi' \Rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_\gamma = 2,0 (N_q + 1) \tg \phi' \Rightarrow \text{Vesic' (1975)}$$

$$N_\gamma = 2,0 (N_q - 1) \tg \phi' \Rightarrow \text{EC7 (Doc. 329 de 2001) quando } \delta \geq \phi'/2 \text{ (base rugosa)}$$

O EC7 considera para:

Condições não drenadas:

$$q_{ult} = \frac{R}{A'} = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q \quad (\text{a})$$

Sendo os valores dos coeficientes dados por:

Coeficiente de forma

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'} \text{ para a forma rectangular;} \quad (\text{b})$$

$$s_c = 1 + 0,2 \text{ para forma quadrada ou circular} \quad (\text{c})$$

Coeficiente de inclinação da carga

$$i_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \quad (\text{d})$$

Condições drenadas

Em todos os casos $s_c = 1 + 0,2 B'/L'$ ($\phi' = 0$)

EC7	Hansen	Vesic'	
$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi'$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	(3.2.4)

$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{sen} \phi'$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi'$	(3.2.5)
-----------------------------------	--------------------------------------------------	-----------------------------------------------	---------

$$s_{\gamma} = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \quad s_{\gamma} = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} \quad s_{\gamma} = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \geq 0,6 \quad (3.2.6)$$

L = comprimento da base da fundação; B = largura da base da fundação.

L' = comprimento reduzido; B' = largura reduzida (solo plastificado sob a base).

Hansen

Vesic

$$d_c = 1 + 0.4 \quad \text{para } \phi' = 0, D \leq B \quad d_c = 1 + 0.4 \quad \text{para } \phi' = 0, D \leq B \quad (3.2.7)$$

$$d_c = 1 + 0.4 \arctg D/B \quad D > B \quad d_c = 1 + 0.4 \arctg D/B \quad D > B \quad (3.2.8)$$

(radianos)

Hansen

Vesic

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \operatorname{sen} \phi')^2 \frac{D}{B} \quad \text{para } D \leq B \quad (3.2.9)$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \operatorname{sen} \phi')^2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{D}{B} \quad \text{para } D \geq B \quad (3.2.10)$$

$$d_{\gamma} = 1 \quad \text{Fórmulas iguais às de Hansen} \quad (3.2.11)$$

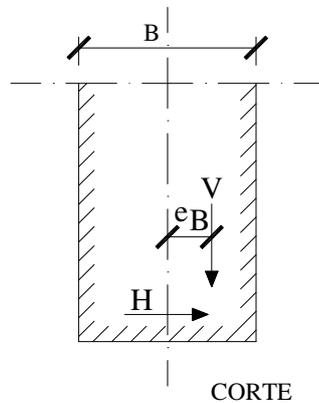


Fig.3.2.1

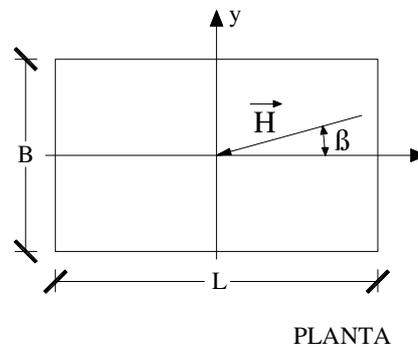
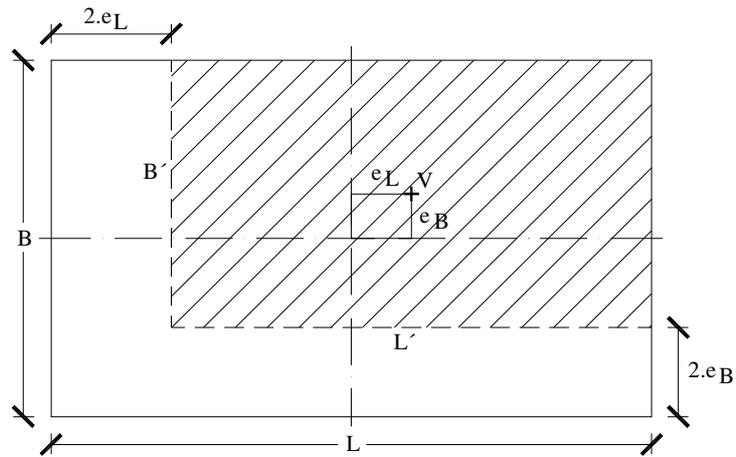


Fig.3.2.2



$B' \times L' = \text{ÁREA EFECTIVA DE APOIO DA SAPATA PARA CARGA EXCÊNTRICA}$

Fig.3.2.3

Hansen

EC7 = Vesic'

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'c}} \text{ para } \tilde{\varphi}' = 0$$

$$i_c = 1 - \frac{mH}{B'L'cN_c} \text{ para } \varphi' = \tilde{0} \quad (3.2.12)$$

$$B' = B - 2e_B ; L' = L - 2e_L$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \text{ para } \varphi' > \tilde{0}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi} \text{ para } \varphi' > \tilde{0} \quad (3.2.13)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A'c' \cot g \phi'} \right)^{\alpha_1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot g \phi'} \right)^m \quad (3.2.14)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - n^\circ/450^\circ)H}{V + A'c' \cot g \phi'} \right)^{\alpha_1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot g \phi'} \right)^{m+1} \quad (3.2.15)$$

η = inclinação da base de apoio com a horizontal.

$$m = m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} \text{ quando H tem} \quad (3.2.16)$$

a direcção de B'

$$2 \ll \alpha_1 \ll 5 \text{ (Bowles, 1996)}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'} \text{ quando H tem} \quad (3.2.17)$$

a direcção de L'

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad (3.2.18)$$

onde θ é o ângulo que a linha de acção da carga faz com a direcção L.

$$A' = B' \times L' = \text{area de apoio na fase de plastificação do solo} \quad (3.2.19)$$

V = componente vertical da força que actua na fundação (base).

H = componente horizontal da força que actua na fundação (base).

Factor de Inclinação do Talude (β)

(O EC7 / 2001 diz que deve ser considerado mas não apresenta fórmulas).

	Hansen	Vesic	
		$g'_c = 1 - \frac{\beta}{5.14}$	$\phi' = 0$
			(3.2.20)
	$g'_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \quad \phi' = 0$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{5.14 \text{tg} \phi'}$	$\phi' > 0$
			(3.2.20')
	$g_q = (1 - 0.5 \text{tg} \beta)^5 = g_\gamma \quad \beta < \phi'$ (β em graus)	$g_q = g_\gamma = (1 - \text{tg} \beta)^2$	$\beta < \phi'$
			(3.2.21)

Factor de inclinação η da base de apoio em relação à horizontal

EC7	Hansen	Vesic
	$b'_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi' = 0)$	$b'_c = 1 - \frac{\eta}{5.14} \quad (\phi' = 0)$
		(3.2.25)
	$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \text{tg} \phi')^2$ (η em graus)	$b_c = 1 - \frac{2\eta}{5.14 \tan \phi'}$
		(3.2.26)
	$b_q = \exp(-2\eta \text{tg} \phi) \quad (3.2.23)$	$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \text{tg} \phi')^2$
		(3.2.27)
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \text{tg} \phi) \quad (3.2.24)$ (η em radianos)	 (η em radianos)

Observações:

1. Usando em 3.1.1 e nas fórmulas seguintes coeficientes parciais de segurança em relação a c_u , c' e ϕ' (EC7) em vez de q_{ult} vem $q_d = \frac{R_d}{A'}$ (tensão de projecto). Os coeficientes parciais

de segurança previstos no EC7 versão 2001, são $\gamma_{cu} = 1,40$ e $\gamma_{\phi} = \gamma_{c'} = 1,25$. Isto é, $c_{ud} = c_u/1,40$, $c'_d = c'/1,25$ e $tg\phi'_d = tg\phi'/1,25$

c_u é a coesão não drenada de uma argila. c' é a coesão drenada. ϕ' o ângulo de atrito drenado ou efectivo de um solo arenoso ou areno-argiloso (valores “característicos” ou “representativos”, medidos em laboratório ou deduzidos de ensaios de campo.

2. Os factores devidos à profundidade são tomados em conta na teoria de Meyerhof e só são de considerar quando as camadas acima da base de fundação são resistentes. Assim, no caso da Fig. 3.2.4, não seria de considerar o efeito da profundidade ($d_q = 1$) e se se usar a teoria de Meyerhof (gráficos ou ábacos do autor) deve tomar-se nela a profundidade como nula, embora tomando o efeito da carga lateral devida aos terrenos sobrejacentes: $q = \sigma_v = \gamma'D \Rightarrow = 0,9 \times D \text{ kN/m}^2$, no caso da fig. 3.2.4.

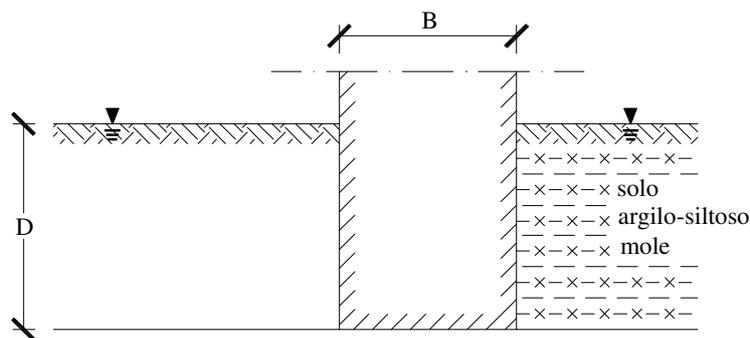


Fig.3.2.4

3. Para fundações por estacas só as 1^{as}. e 2^{as}. parcelas em (3.1.1) contribuem significativamente para a capacidade de carga. A contribuição da 3^a parcela, devido ao peso próximo dos solos plastificados nas vizinhanças da base da fundação é pequena, porque a menor dimensão transversal é, por hipótese, pequena quando comparada com a profundidade D . Assim, também essa 3^a parcela é pequena quando comparada com as outras. Isto é, nas

fundações profundas por estacas, os solos nas vizinhanças da ponteira comportam-se como sem peso, porém, com atrito e sujeitos ao peso das terras sobrejacentes.

3.3. Aplicações:

Exemplo 1 - Fundação com nível freático acima do seu plano de base

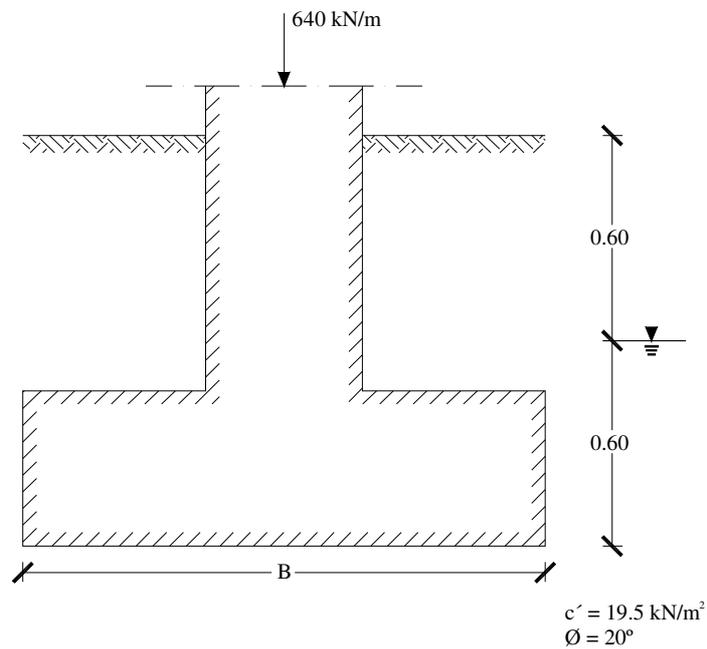


Fig. 3.3.1

Qual a largura B para se ter um coeficiente global de segurança em relação à rotura

$$F_{\text{seg}} = 3 = \frac{q_{\text{ult}}}{q_{\text{admissível}}} ? \quad 3.3.1$$

Resposta:

$$q_{\text{ult}} = cN_c d_c + qN_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad 3.3.2$$

Presumindo-se, em princípio, que $D < B$, de (3.2.10) tiramos

$$d_q = 1 + 2 \tan 20^\circ (1 - \sin 20^\circ)^2 \frac{D}{B} = 1 + 0,31515 \frac{D}{B}$$

$$d_c = 1 + 0,4 D/B$$

Por outro lado

$$q = 0,60 \times 17,63 + 0,60 \times 7,63 = 15,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi = 45^\circ + \phi'/2 = 55^\circ \Rightarrow \text{tg}^2 \psi = 2,04$$

$$N_q = 2,04 \exp(\square \text{tg} 20^\circ) = 6,40; N_c = (6,40 - 1) \cot 20^\circ = 14,80$$

$$N_\gamma = 1,80 (6,40 - 1) \text{tg} 20^\circ = 3,54$$

$$q_{ult} = 19,5 \text{ kN/m}^2 \times 14,8 (1 + 0,4 \times 1,20/B) +$$

$$+ 15,2 \text{ kN/m}^2 \times 6,4 \times \left(B + 0,31515 \times \frac{1,20}{B} \right) + \frac{1}{2} \times 7,63 \times B \times 3,54$$

Como

$$\frac{q_{ult}}{3} \times B = 640 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow q_{ult} \times B = 3 \times 640 = 1920 \text{ kN/m},$$

vem

$$q_{ult} \times B = 19,5 \times 14,8 (B + 0,35 \times 1,20) + 15,2 \times 6,4 (B + 0,31515 \times 1,20) + \frac{1}{2} \times 7,63 \times 3,54 \times B^2 = 1920$$

$$\Rightarrow B \cong 4,0 \text{ m}$$

Exemplo 2 - Problema igual ao anterior mas com o nível freático 0,30 metros abaixo do plano de base da fundação.

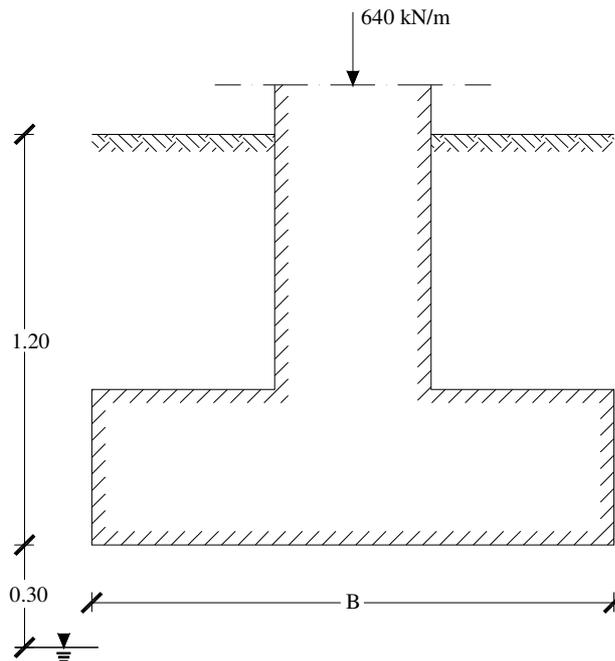


Fig.3.3.2

$$q_{ult} \times B = 19,5 \times 14,8(B + 0,35 \times 1,20) + 17,63 \times 1,20 \times 6,40 \times (B + 0,315 \times 1,20) + \frac{1}{2} \left(\gamma \frac{0,30}{B} + \gamma' \frac{B - 0,30}{B} \right) B^2 \times 3,54 = 1920 \text{ kN/m} \quad (a)$$

$$\gamma = 17,63 \text{ kN/m}^3, \gamma' = 7,63 \text{ kN/m}^3 \quad (b)$$

Resolvendo a equação (a) com os valores de γ e γ' de (b), vem

$$B \cong 3,4 \text{ m}$$

Exemplo 3 - Fundações sobre ou próximas de taludes

Considere-se o caso anterior mas com um bordo da sapata a 1,00 metros de um talude com $\beta = 15^\circ$. Admita-se $B = 3,4 \text{ m}$.

Qual será agora a capacidade da carga da sapata?

Haverá que aplicar factores de correcção g_c , g_q e g_γ . Porém, esses factores em rigor só seriam aplicáveis se a construção estivesse sobre o talude. Todavia, parece razoável admitir o talude AB como prolongando-se além de B até B'', intercepção com o órgão da fundação.

Com esta hipótese poderemos calcular segundo Hansen e segundo Vesic' os factores g_c , g_q e g_γ :

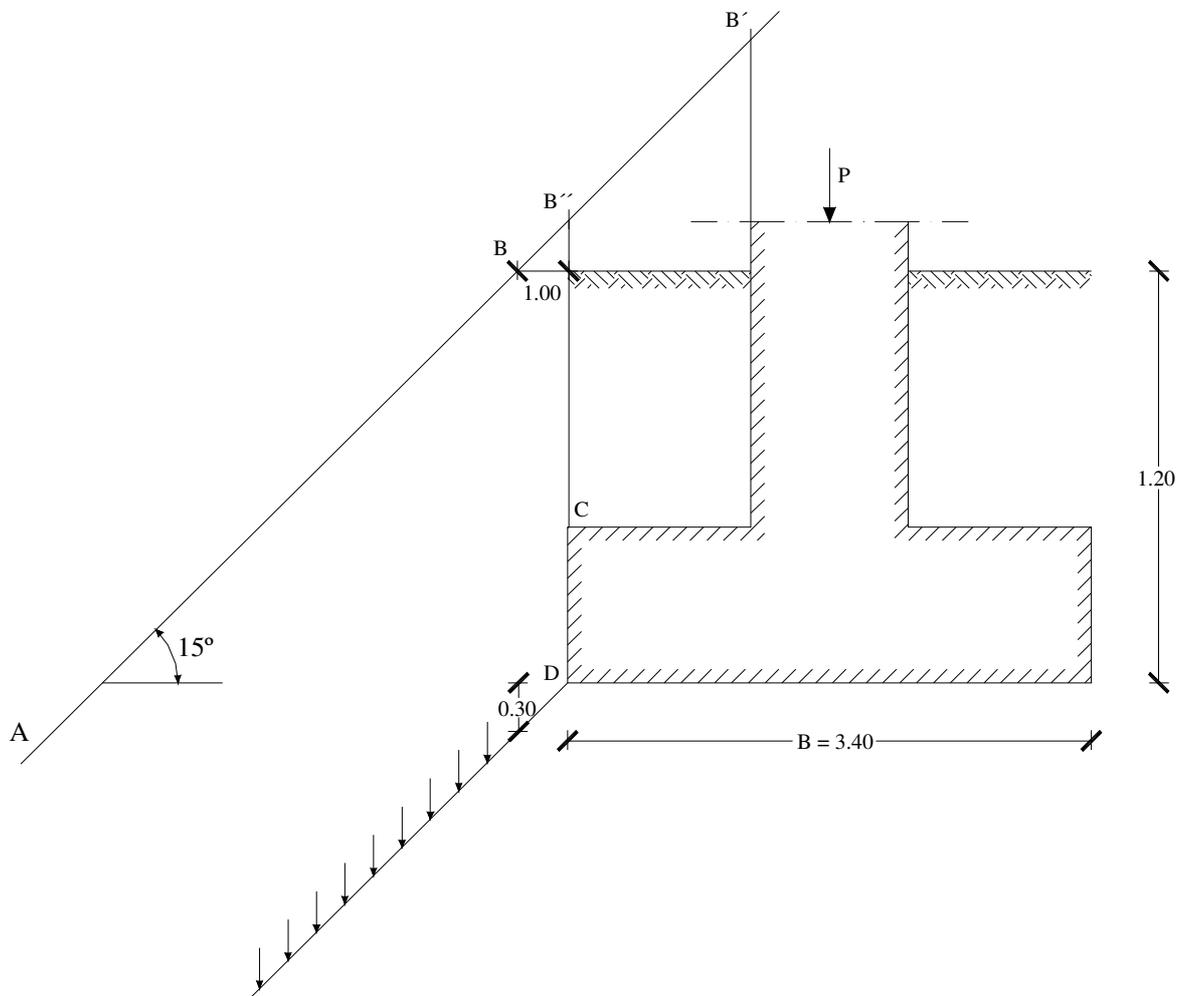


Fig.3.3.3

Hansen

Vesic

$$g_q = (1 - 0,5 \operatorname{tg} 15^\circ) = 0,4871$$

$$g_q = (1 - \operatorname{tg}\beta)^2 = 0,536$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ} = 0,8980$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{5,14 \operatorname{tg}\phi} = 0,536 - \frac{1 - 0,536}{5,14 \operatorname{tg} 20^\circ} = 0,2880$$

$$g_\gamma = 0,4871$$

$$g_\gamma = 0,536$$

Os factores d_q e d_c seriam neste caso maiores que os anteriores porque a vertical do bordo CD está recuada em relação à aresta B do talude. Assim, tudo se passa como se a base da fundação estivesse à profundidade de $1,20 + 1,00 \operatorname{tg} \beta = 1,468 \text{ m}$.

Então

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 \frac{1,468 \text{ m}}{3,4 \text{ m}} = 1,136$$

$$d_c = 1 + 0,35 \frac{1,468 \text{ m}}{3,4 \text{ m}} = 1,15 \quad d_\gamma = 1$$

Substituindo temos:

Hansen

$$q_{ult} = 19,5 \times 14,8 \times 1,151 \times 0,898 + 17,63 \times 6,40 \times 1,136 \times 0,4871 + \\ + \frac{1}{2} \left(17,63 \times \frac{0,30}{3,40} + 7,63 \frac{3,40 - 0,30}{3,40} \right) 3,40 \times 3,54 \times 0,4871 = 380,2 \text{ kN/m}^2$$

Feitos os cálculos análogos segundo Vesic verificar-se-ia $q_{ult} = 200 \text{ kN/m}^2$, dado que o factor g_c seria apreciavelmente mais baixo que o de Hansen.

Em qualquer dos casos a capacidade da carga viria bastante mais baixa devido à presença do talude:

$$q_{ult} \times B = 380,2 \times 3,40 = 1290 \text{ kN/m} \quad (\text{Hansen})$$

ou

$$q_{ult} \times B = 200 \times 3,40 = 680 \text{ kN/m} \quad (\text{Vesic})$$

contra as 1920 kN/m anteriores.

Comentários: Estes factores de correcção ignoram a posição da base da fundação em relação à base do talude. Assim, no caso da Fig. 3.3.4, se o talude for suficientemente estável em si próprio, a sua presença não afecta a capacidade de carga da fundação no plano A B, a não ser na medida em que a profundidade efectiva não é D mas sim algum valor entre D e D'.

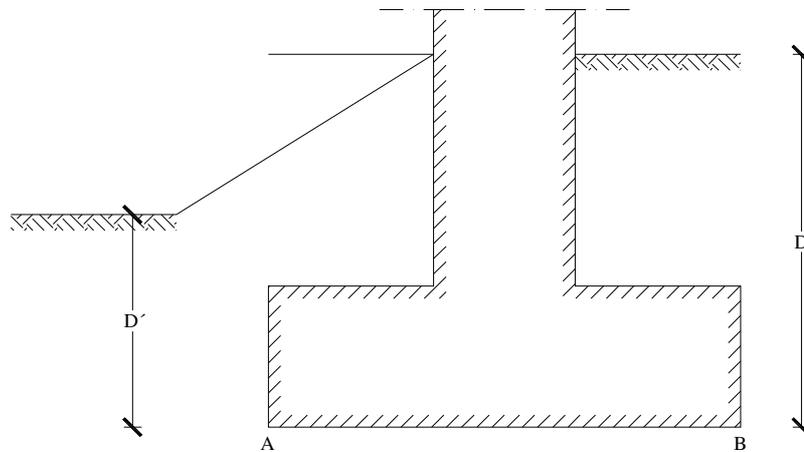


Fig.3.3.4

Por outro lado no caso de um talude de comprimento "infinito", suficientemente estável, a capacidade de carga de uma fundação "profunda", como na Fig. 3.3.5, não seria substancialmente afectada pela presença do talude.

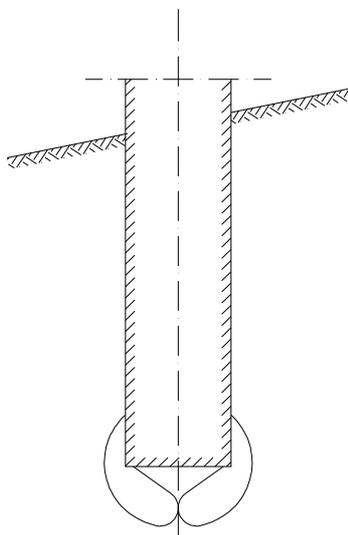


Fig.3.3.5

Por último refira-se que em 1953, vários anos antes de Hansen e Vesic, Meyerhof apresentou ábacos para cálculo da capacidade de carga de sapatas inclinadas e em talude.

3.4. Solos estratificados. Solos com duas camadas

3.4.1 - Solos argilosos em ambas as camadas (Bowles, 1996 p.252)

Dois casos extremos:

No primeiro a camada superior é mole e a inferior é dura. Nesse caso a rotura dá-se por "escoamento" da argila mole entre o topo da camada inferior (dura) e a base da fundação suposta rígida.

No segundo caso supõe-se o contrário: a camada superior é dura e existe por baixo uma camada de argila mole. A rotura dá-se então por "punçoamento" da camada dura, se a mesma não tiver grande espessura.

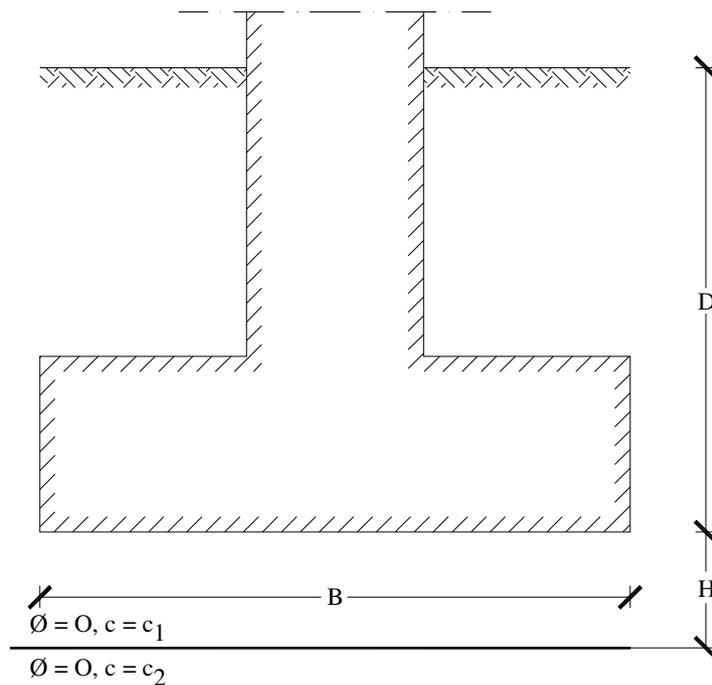


Fig.3.4.1.1

Admite-se que a 1ª camada tem a coesão c_1 e a 2ª camada a coesão c_2 . Se a razão $C_R = c_2 / c_1$ for >1 teremos uma camada de argila branda sobre uma camada de argila mais dura. Se $C_a < 1$ acontecerá o contrário para $C_R < 1$ Bowles dá os seguintes valores:

$$N_{cs} = \frac{1,5H}{B} + 5,14C_R \quad \text{para sapatas longas} \quad (3.4.1.1)$$

$$N_{cr} = \frac{3,0H}{B} + 6,05C_R \quad \text{para sapatas circulares ou quadradas} \quad (3.4.1.2)$$

Quando $C_R > 0,7$ estes valores devem ser reduzidos de 10%

Para $C_R > 1$, calcular

$$N_{1,s} = 4,14 + \frac{0,5B}{H} \quad (3.4.1.3)$$

e

$$N_{2,s} = 4,14 + \frac{1,1B}{H} \quad (3.4.1.4)$$

(Sapatas longas)

ou

$$N_{1,s} = 5,05 + \frac{0,33B}{H} \quad (3.4.1.5)$$

e

$$N_{2,s} = 5,05 + \frac{0,66B}{H} \quad (3.4.1.6)$$

(Sapatas circulares ou quadradas)

Em ambos os casos para obter o factor N_c há que fazer a média:

$$N_{ci} = \frac{N_{1,i} N_{2,i}}{(N_{1,i} + N_{2,i})/2} \quad (3.4.1.7)$$

Se a camada superior for de argila muito mole deverá tomar-se

$$q_{ult} \leq 4c_{ul} + \bar{q} \quad (3.4.1.8)$$

\bar{q} a tensão vertical ao nível da base da fundação devida às terras superiores.

3.4.2. Solos areno-argilosos (c' , ϕ')

Neste caso, haverá, antes de mais, que verificar se a rotura do solo abrange também a camada inferior (2) ou só a camada superior (1).

Calculando $H' = 0,5 \operatorname{tg}(45^\circ + \phi'_1/2)$, verificamos se é $H' > H_1$, caso em que a rotura abrange também o solo inferior. Podemos então adoptar para ângulo global de atrito o valor médio.

$$\phi' = \frac{H\phi'_1 + (H' - H)\phi'_2}{H'} \quad (3.4.2.1)$$

e adoptar um procedimento igual para obter um valor médio para c' :

$$c' = (H.c' + (H' - H)c'_2)/H'$$

Com c' e ϕ' calcula-se depois o q_{ult} pelas formulas (3.1.1).

Os casos vulgares de uma camada de areia estar sobre uma camada de argila ou vice-versa, uma camada de argila estar sobre uma camada de areia, podem tratar-se da seguinte forma (Bowles, 1996):

1. Verificar se a rotura abange também a camada inferior ($H' > H$).
2. Calcular o valor de q_{ult} supondo um solo único com as características da camada superior.
3. Calcular o valor de q''_{ult} supondo um solo único com as características da camada inferior.
4. Calcular um valor $q'_{ult} = q''_{ult} +$ resistência ao corte por punçoamento da camada superior.

Será:

$$q'_{ult} = q''_{ult} + \frac{sP_v K_s \operatorname{tg}\phi'}{A_f} + \frac{s.H.c}{A_f} \quad (3.4.2.2)$$

Onde

s = perímetro de corte (= $2(L+B)$ para sapatas retangulares).

$P_v = \bar{q} \cdot H + \gamma H^2/2$ (3.4.2.3) = força vertical transmitida pela base da sapata ao solo inferior onde $\bar{q} = \gamma D$ é a pressão das terras superiores à base da sapata.

K_s = coeficiente de pressão lateral de terras. Pode tomar-se $K_s = K_0 = 1 - \sin \phi'$.

$\tan \phi'$ = atrito entre $P_v K_s$ e a parede de corte periférica.

$s \cdot H \cdot c$ = força de coesão periférica (só existe se a camada superior tiver coesão).

A_f = área de apoio da sapata (para converter as forças de corte em tensões)

Comparando q'_{ult} com q_{ult} toma-se a menor camada como capacidade resistente da sapata. Em geral, $q'_{ult} < q_{ult}$.

Bowles (1996, p.255) apresenta os dois exemplos seguintes:

1. Uma sapata com $B = 3\text{m}$ e $L = 6\text{m}$ está fundada num depósito de argila com duas camadas (Fig. 3.4.2.1).

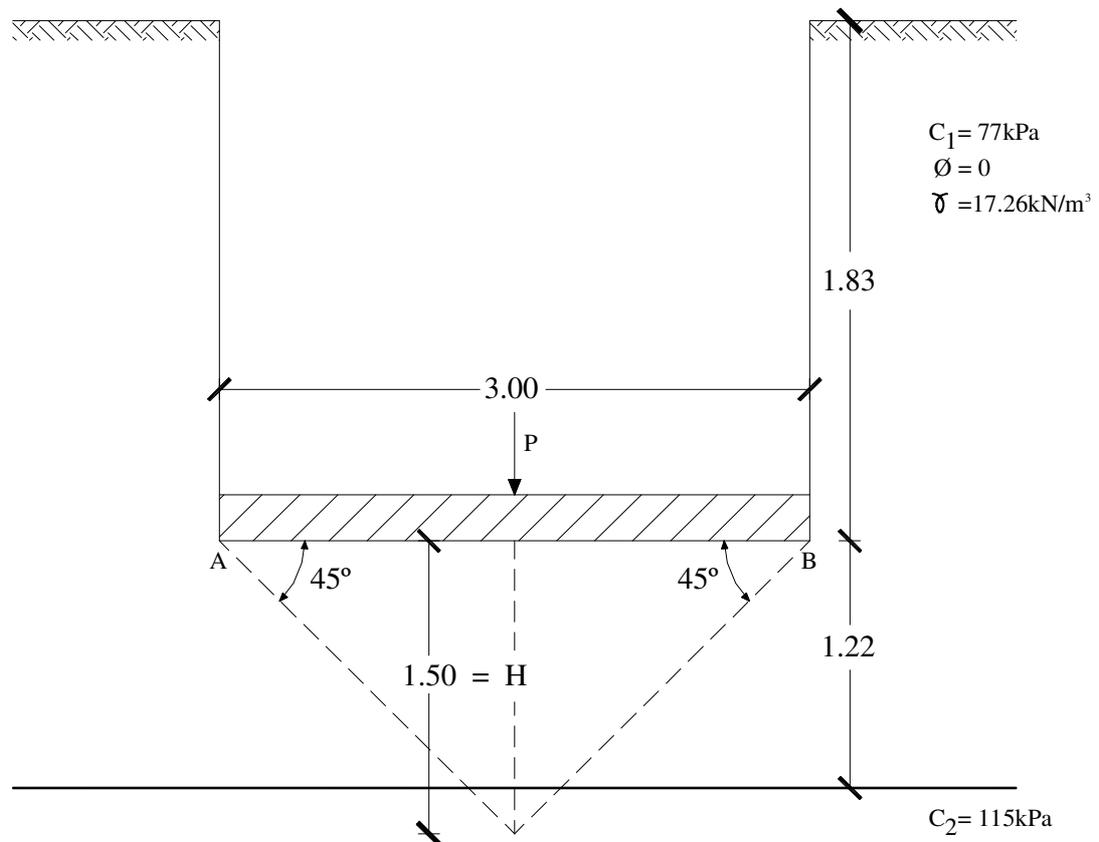


Fig. 3.4.2.1

Obter a capacidade resistente da sapata.

A profundidade da rotura do solo será:

$$H' = 0,5 B \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi'/2) = 0,5 (3) \tan 45^\circ = 1,50 \text{ ou } > 1,22 \text{ m}$$

Por tanto a 2ª camada é atingida.

$$C_R = c_2 / c_1 = \frac{115}{77} = 1,5 > 1,0$$

De 3.4.1.3 e 3.4.1.4 teremos:

$$N_{1,s} = 5,37 \quad \text{e} \quad N_{2,s} = 6,85 \quad \text{e por} \quad 3.4.1.7 \quad N_c = 6,02$$

N_c é algo superior a 5,14 que se aplica quando há uma só camada.

Também teríamos:

$$s'_c = 1 + \frac{0,2B}{L} = 1 + 0,2 \left(\frac{3}{6} \right) = 1,10$$

$$d'_c = 1 + \frac{0,4D}{B} = 1 + 0,4 \left(\frac{1,83}{3} \right) = 1,24$$

Segundo Hansen viria:

$$q_{ult} = cN_c \cdot s'_c \cdot d'_c + qN_q s_q d_q$$

$$= 77(6,02) (1,10) (1,24) + 1,83(17,26) (1) (1) (1) = 655 \text{ kPa}$$

2º. Dada a sapata e os solos da Fig.3.4.2.2, calcular a capacidade resistente da sapata.

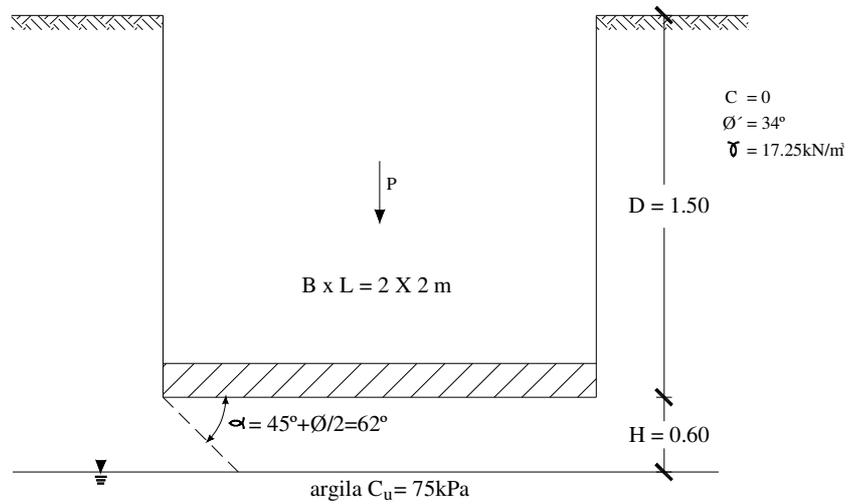


Fig.3.4.2.2

Usando o método de Hansen, obtem-se para a areia:

$$N_q = 29,4 \qquad N_\gamma = 28,7$$

$$S_q = 1 + \operatorname{tg} 34^\circ = 1,64 \qquad s_\gamma = 0,6$$

$$d_q = 1 + 0,262 \left(\frac{1,5}{2,0} \right) = 1,2 \qquad d_\gamma = 1$$

Arredondando os valores de N e substituindo na fórmula geral temos:

$$q_{ult} = 1,5(17,25) ((29) (1,67) (1,2) + 0,5 (17,25) (2) (29) (0,6) (1) = 1804 \text{ kPa}$$

para a argila

$$N_c = 5,14$$

$$s'_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B}{L} \right) = 1 + 0,2(2/2) = 1,2, \qquad s_q = d_q = 1$$

$$d'_c = 1 + 0.4 \arctg \frac{D}{5} = 1 + 0.4 \arctg \left(\frac{2,1}{2} \right) = 1,32$$

$$q''_{ult} = 5,14 (75) (1,2) (1,32) + 2,1 (17,25) (1) (1) = 622 \text{ kPa}$$

Há agora que somar a contribuição do punçoamento para obter:

$$q'_{ult} = q''_{ult} + \frac{sP_v K_s \text{tg}34^\circ}{Af} + 0.$$

onde $P_v = \bar{q} \cdot H + \gamma \frac{H^2}{2}$ é a força de punçoamento.

$\bar{q} = \gamma D$. Portanto:

$$P_v = 17,25(1,50)(0,60) + 17,25 \cdot \frac{0,60^2}{2} = 18,6 \text{ kN/m}$$

s é o perímetro = 2 (2+2) = 8 m

$$K_s = \text{impulso lateral} = K_o = 1 - \text{sen}\varphi' = 1 - \text{sen}34^\circ = 0,44$$

Então

$$q'_{ult} = 622 + \frac{8(18,6)(0,44)\text{tg}34^\circ}{2 \times 2} = 633 \text{ kPa} < q_{ult}$$

a capacidade resistente da fundação é, pois, “controlada” pela capacidade resistente da argila adicionada da resistência ao punçoamento da camada arenosa.

Com um coeficiente global de segurança de 3 a tensão “admissível” na base da sapata seria

$$q_a = \frac{633}{3} = 211 \text{ kPa}$$

Se quizémos obter a tensão de projecto (EC7-2001) σ_{Rd} , teríamos de usar coeficientes parciais de segurança para φ' : $\text{tg}\varphi'_d = \text{tg}\varphi'/1,25 = \text{tg}34^\circ/1,25 = \varphi'_d = 28^\circ,35$ e $c_{ud} = c_u/1,40 = 75/1,4 = 53,57 \text{ kPa}$.

Com estes valores repetíamos os cálculos acima indicados e em vez de q_{ult} obtínhamos $q_d < q_{ult}$ e também $q'_d < q''_{ult}$ e $q'_d < q'_{ult}$.

A comparação entre q'_d e q_d seria feita de igual forma e certamente que a capacidade resistente da fundação continuaria a ser “controlada” pela capacidade resistente da argila adicionada da resistência ao punçoamento da camada arenosa:

$$q'_d = 5,14 (53,57) (1,2) (1,32) + 2,1 (17,25) (1) (1) = 473 \text{ kPa}$$

$$q'_d = 473 + \frac{8(18,6)(1 - \sin 28^\circ,25)\text{tg} 34^\circ}{2 \times 2} = 484 \text{ kPa} = \sigma_{Rd}$$

Capítulo 4

ASSENTAMENTOS DE FUNDAÇÕES

4.1 Transmissão de tensões em profundidade (Elasticidade linear, Boussinesq)

Soluções clássicas para o cálculo de tensões ($\sigma_{ij} = \sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{zx}, \sigma_{xy}, \sigma_{yx}$) nos vários pontos do maciço

Boussinesq (carga concentrada à superfície do maciço, hemiespaço elástico linear, homogéneo e isotrópico)

Por integração da solução de Boussinesq obtêm-se os valores das tensões σ_{ij} transmitidas aos vários pontos do maciço, provocadas por cargas uniformemente distribuídas à superfície por bases de apoio circulares flexíveis.

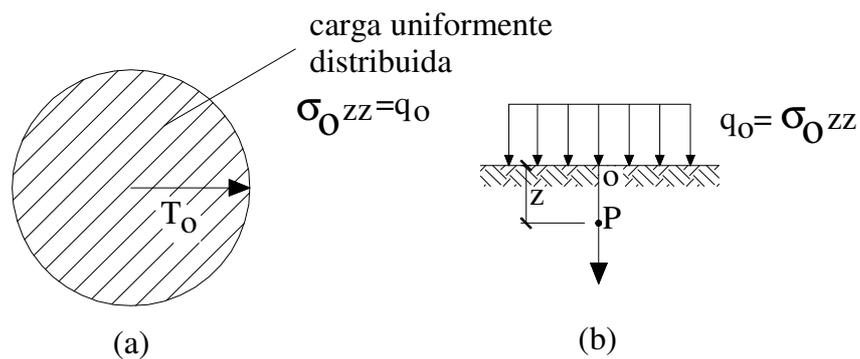


Fig. 4.1.1

A tensão $q = \sigma_{zz}$ transmitida ao ponto P à profundidade z pela carga $q_o = \sigma_{ij}^{(o)}$ distribuída à superfície num círculo de raio r e centro na vertical de P, (Fig. 4.1.1 (a) e (b)), é:

$$q = q_o \left\{ 1.0 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{3/2}} \right\} \quad (4.1.1)$$

Podemos a partir de (4.1.1) calcular o raio r do círculo que a certa profundidade z produz uma dada tensão q tal que q/q_o tenha valores de 0,1; 0,2; 0,3; etc.; 0,9. Claro que só carregando todo o plano horizontal teríamos $q/q_o = 1$.

Resolvendo (4.1.1) em ordem a r/z e tomando a raiz positiva vem:

$$\frac{r}{z} = \left[\left(1 - \frac{q}{q_o} \right)^{-2/3} - 1 \right]^{1/2} \quad (4.1.2)$$

tomando $(q/q_o) = 0,1, 0,2, \text{etc.}$ obtêm-se os correspondentes valores de $\frac{r}{z}$. Por exemplo:

$$(q/q_o) = 0,1 \Rightarrow (r/z) = 0,2698$$

$$(q/q_o) = 0,2 \Rightarrow (r/z) = 0,4005$$

$$\dots \Rightarrow (r/z) = \dots$$

$$(q/q_o) = 0,9 \Rightarrow (r/z) = 1,9082 \cong 1,91$$

com os 9+1 (\rightarrow resto do plano) = 10 círculos divididos em 20 sectores, temos uma rede de 200 elementos curvos de área ΔA . Cada elemento ΔA carregado com

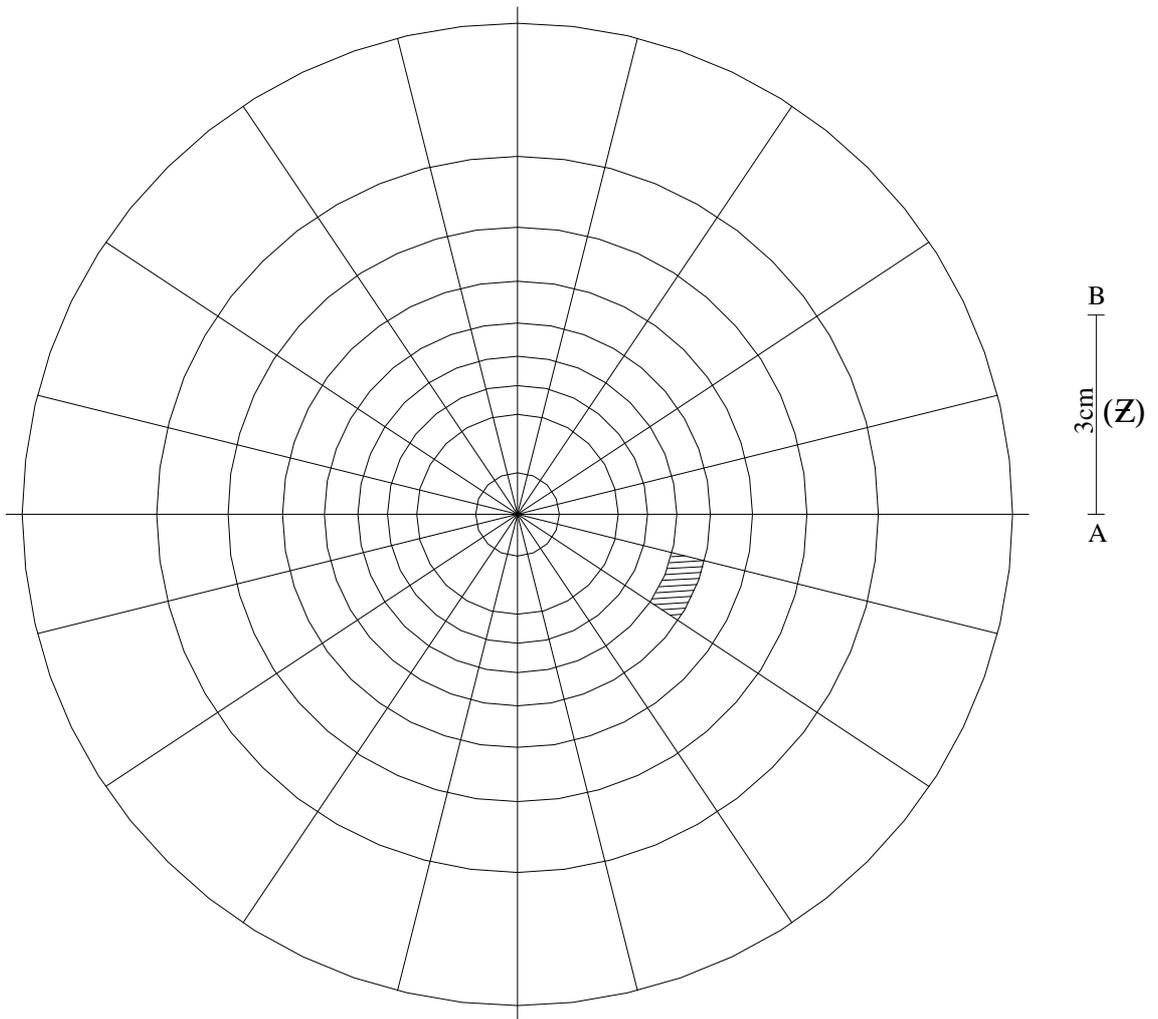


Fig.4.1.2

a carga uniforme q dá à profundidade z na vertical de 0 uma tensão vertical

$$\Delta\sigma_{zz} = \Delta q = q_o \frac{\Delta A}{200\Delta A} = \frac{q_o}{200} \quad (4.1.3)$$

(área total)

Desenhe-se a base de uma fundação a escala tal que $z = AB$ (Fig.4.1.2). Colocando no ponto 0 o ponto dela, sob cuja vertical se quer calcular a tensão q , e contando o número n de elementos da área coberta pela planta da fundação temos:

$$q = \frac{n}{200} q_o \quad (4.1.4)$$

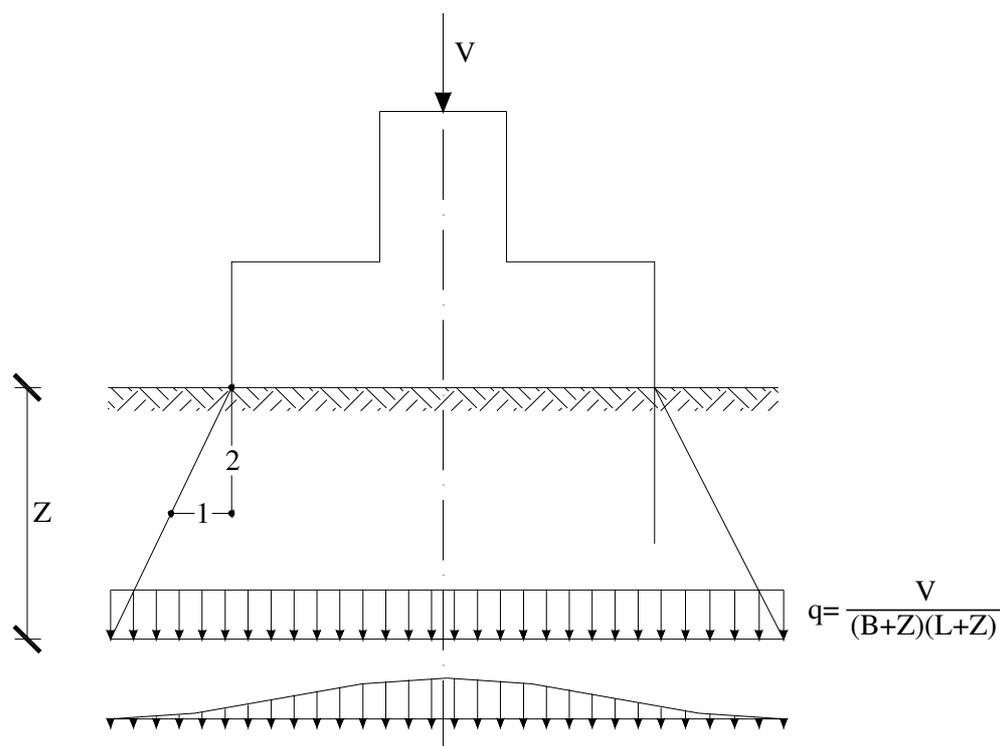


Fig.4.1.3

Embora a fórmula (4.1.1) seja de manejo fácil para obter a distribuição de tensões a certa profundidade gerada pela carga q_0 suposta uniforme à superfície, ainda hoje se usa para a “difusão” da carga em profundidade a regra de 1:2, admitindo-se uma distribuição de tensões também uniforme em profundidade, o que é uma aproximação grosseira. Com essas hipóteses grosseiras obtém-se a tensão vertical à profundidade z para uma sapata retangular:

$$q = \frac{V}{(B+z)(L+z)} \quad (4.1.5)$$

onde V é a força vertical na fundação, B a largura e L o comprimento da base de apoio.

Para muitos outros casos de interesse prático encontram-se tabelas nos 3 volumes da obra de J.P. Giroud, "Tables pour le Calcul des Fondations". Dunod, 1973. Essas tabelas, porém, não consideram nenhum caso de ser a carga aplicada a certa profundidade como acontece na realidade. Tabelas mais completas e fórmulas encontram-se em Poulos, H.G. and Davis, E.H., "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley & Sons, N.Y., 1974. Aí se encontra o caso de uma carga uniformemente distribuída ser aplicada a certa profundidade,

num maciço terroso linearmente elástico, homogéneo e isotrópico de profundidade infinita. Muitos são os casos em que o "firme" ou "bed-rock" se encontra não muito abaixo da base da fundação. Este último caso foi tratado por outros autores (Bowles, 1974), mas em relação a assentamentos.

Para terminar recordemos que, quando vários órgãos da fundação estão próximos uns dos outros, no cálculo das tensões transmitidas a um ponto $P(z)$ situado em linhas verticais entre elas há que ter em conta as várias parcelas relativas a cada uma das fundações tributárias (Fig. 4.1.4). Se fosse para o ponto $Q(z)$ por exemplo já a influência da fundação (2) poderia ser desprezível.

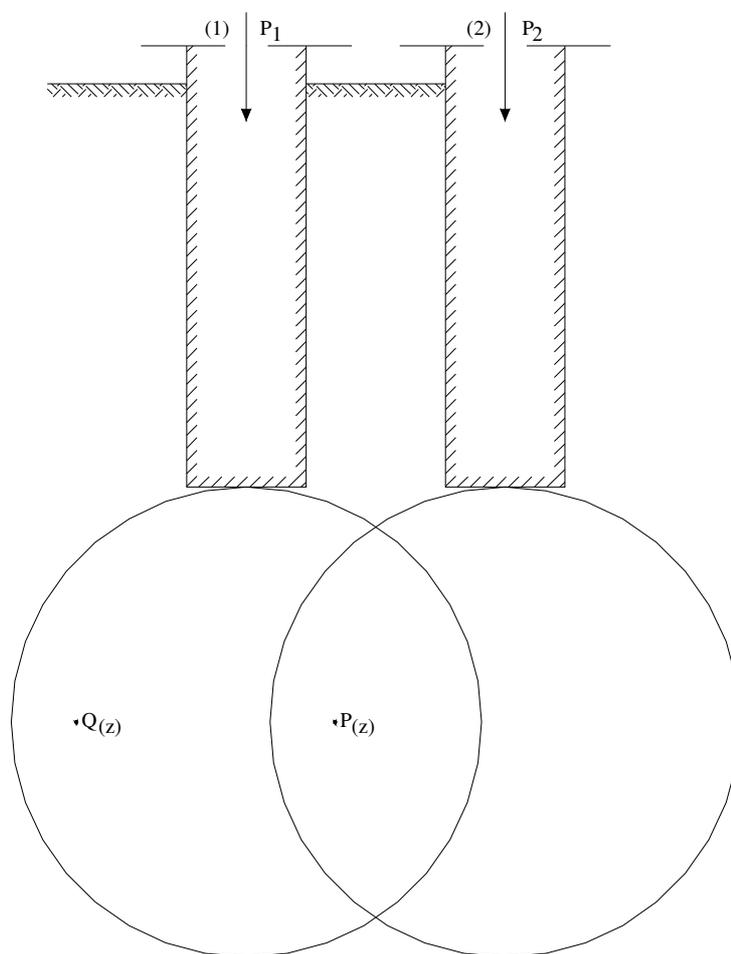


Fig.4.1.4

4.2 Assentamento de sapatas à superfície (meio elástico)

Para sapatas flexíveis de forma rectangular à superfície num hemiespaço elástico e para um canto Terzaghi dá:

$$S_s = qB \left(\frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \right) I_\omega \quad (4.2.1)$$

com

$$I_\omega = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} \log_n \left(\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right) + \log_n \left[\frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B} \right)^2 + 1} \right] \right\} \quad (4.2.2)$$

Para o centro da sapata haveria que se somar os valores dos 4 cantos com $b=B/2$, para a largura B e $l=L/2$ para o comprimento L.

Para o centro de um círculo teríamos:

$$S = q\sqrt{A} \left(\frac{1 - \sqrt{2}}{E_s} \right) 0.885 \quad (4.2.3)$$

$$\sqrt{A} = \sqrt{\pi \frac{d^2}{4}} \cong d \sqrt{\frac{\pi}{4}} \cong B \times 0.886 \quad (4.2.4)$$

Portanto

$$S = qB \times 0.785 \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \quad (4.2.5)$$

Para o caso da rotação de sapatas, consideradas rígidas, teríamos

$$\text{tg}\theta = \frac{M}{BL^2} \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) I_\theta \quad (4.2.6)$$

onde I_θ é um factor dado por Bowles (1996) pág.311. Para sapatas rígidas

$$I_\theta = 16 / [\pi(1 + 0.22B/L)] \quad (4.2.7)$$

Taylor (1967, pág. 227)

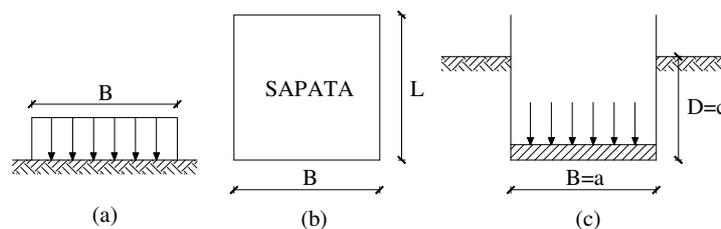


Fig.4.2.1

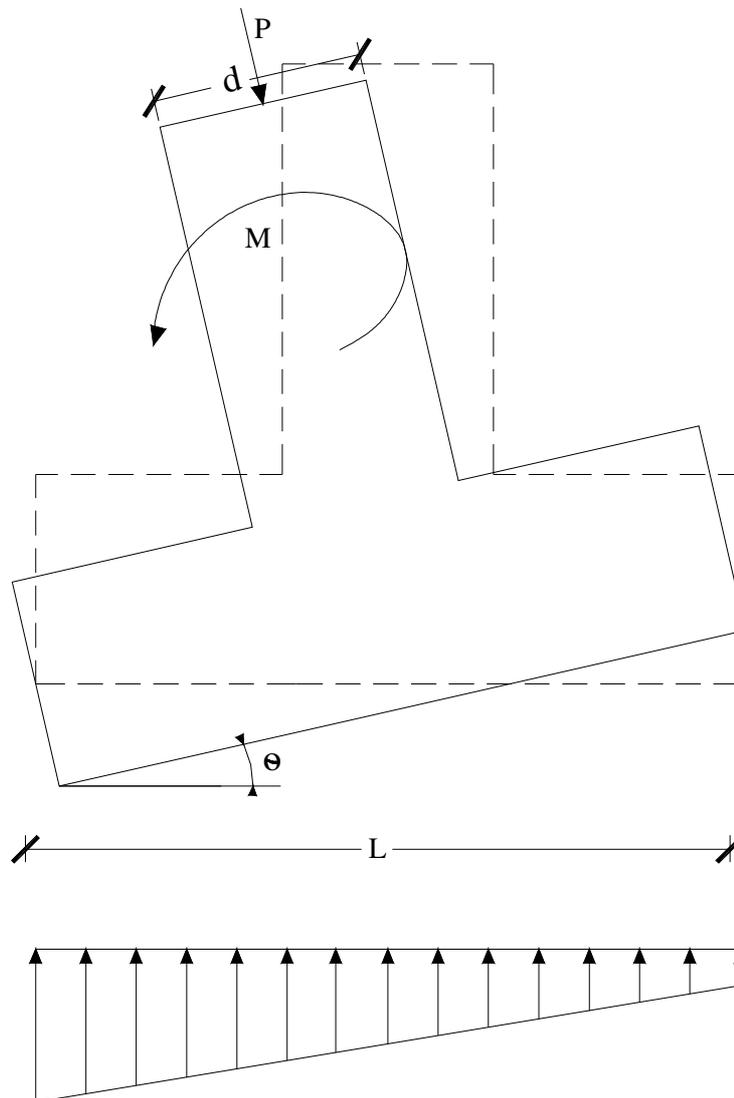


Fig.4.2.2

4.3. Assentamento de uma sapata à profundidade $D = c$ em meio elástico

Segundo Bowles(1977), p.159, o assentamento à profundidade $D=c$ será:

$$S = S_s I_D \quad (4.3.1)$$

Sendo I_D dado em gráficos tirados de Fox(1948) Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. F. Engr. Vol 1, pp. 129-132. Fox dá expressões analíticas para I_D .

Fox dá as expressões para I_D

$$I_D = \frac{\varpi_o}{\varpi_c} = \frac{\sum_{s=1}^5 \beta_s Y_s}{(\beta_1 + \beta_2) Y_1} \quad (4.3.2)$$

(profundidade $D = c$)

D = notação de Bowles; c = notação de Fox

Fox dá as expressões de $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_5$:

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= 3 - 4v \\ \beta_2 &= 1 - 12v + 8v^2 \\ \beta_3 &= -4v(1 - 2v) \\ \beta_4 &= -1 + 4v - 8v^2 \\ \beta_5 &= -4(1 - 2v)^2 \end{aligned} \right\} \quad (4.3.3)$$

e de Y_s ($s=1, 2, \dots, 5$)

$$Y_1 = a 1_n \frac{r_4 + b}{a} + b 1_n \frac{r_4 + a}{a} - \left\{ \frac{r_4^3 - a^3 - b^3}{3ab} \right\} \quad (4.3.4)$$

$$Y_2 = a 1_n \frac{r_3 + b}{r_1} + b 1_n \frac{r_4 + a}{b} - \left\{ \frac{r_3^3 - r_2^3 - r_1^3 + r^3}{3ab} \right\} \quad (4.3.5)$$

$$Y_3 = \frac{r^2}{a} 1_n \left\{ \frac{(b + r_2)r_1}{(b + r_3)r} \right\} + \frac{r^2}{b} 1_n \left\{ \frac{(a + r_1)r_2}{(a + r_3)r} \right\} \quad (4.3.6)$$

$$Y_4 = \frac{r^2(r_1 + r_2 - r_3 - r)}{ab} \quad (4.3.7)$$

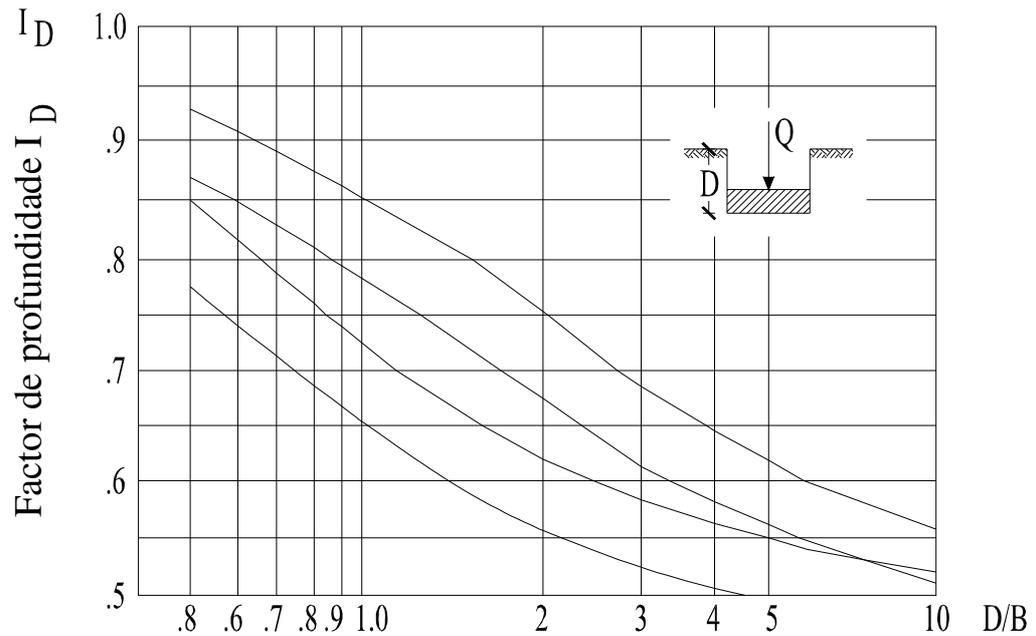
$$Y_5 = r \tan^{-1} \left(\frac{ab}{rr_3} \right) \quad (4.3.8)$$

$a = L$ e $b = B$

$$r = 2c; r_1^2 = a^2 + r^2; r_2^2 = b^2 + r^2; r_3^2 = a^2 + b^2 + r^2; r_4^2 = a^2 + b^2 \quad (4.3.9)$$

ν = coeficiente de Poisson

I_D = graficamente está representado na Fig. 4.3.1.



Factor de influência para sapata à profundidade D .
 $S_1 = S_2 \quad I_D \quad S_S$ (à superfície)

Fig.4.3.1

Referências básicas:

Fox, E.N. "The mean elastic settlement of uniformly loaded area at a depth below the ground surface". Proc. 2nd. Int. Conf. S.M.F.E., vol 1, 1948, pp. 129 - 132. S. Timoshenko, "Theory of Elasticity", Mc Graw-Hill, N.Y., 1934, p. 338.

Steinbrenner, W., (1934) "Tafeln zur Setzungsberechnung", Die Strasse, vol. 6, oct., pp. 121-124.

Se além de considerarmos as cargas aplicadas a certa profundidade $D = c$, acontecer que a profundidade H apareça uma camada rígida, haverá que deduzir ao assentamento S' obtido considerando $H = \infty$, o assentamento S'' como se a profundidade da sapata fosse H .

Steimbrenner, fez dessa maneira o cálculo e apresentou expressões analíticas (Bowles, 1996, p. 302; Timoshenko e Goodier, 1951):

$$S = S' - S'' = qB \frac{1 - \sqrt{2}}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} I_2 \right) I_D \quad (4.3.10)$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ell_n \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1} \sqrt{M^2 + N^2})}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ell_n \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \quad (4.3.11)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (\tan^{-1} \text{ em radianos}) \quad (4.3.12)$$

$$M = \frac{L}{B}, N = \frac{H}{B}$$

q = pressão de contacto correspondente ao estado limite de utilização

Para o assentamento médio de uma sapata flexível à profundidade D , existem ainda outras formas de cálculo:

Janbu, N., Bjerrum, L. and Kjaernsli, B., (1956), Norwegian Geotechnical Inst. Publ., nº 16,

apresentaram curvas para μ_1 e μ_0 em $S_D = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E}$ (4.3.13)

$\mu_0 = f(D/B, L/B, \tilde{A})$, efeito da profundidade.

$\mu_1 = f_1(H/B, L/B, \tilde{A})$, efeito da posição H do "bed rock"

(R.F. Craig, (1987) "Soil Mechanics", p. 170, van Nostrand Reinhold)

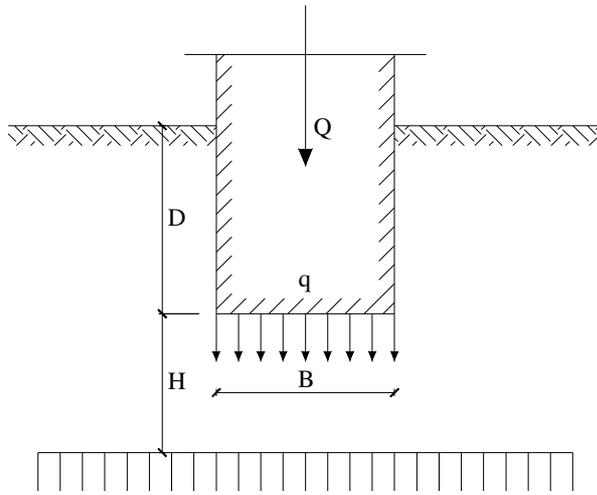


Fig.4.3.2

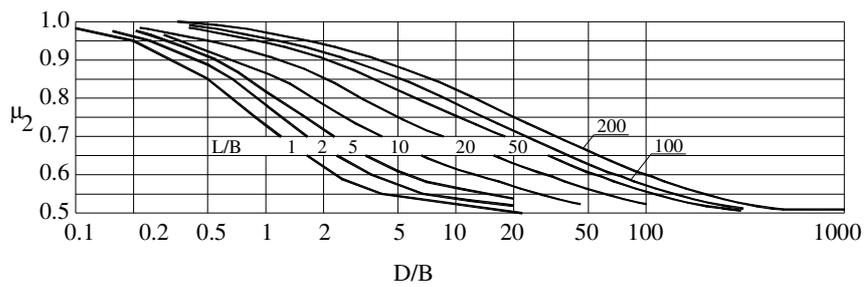
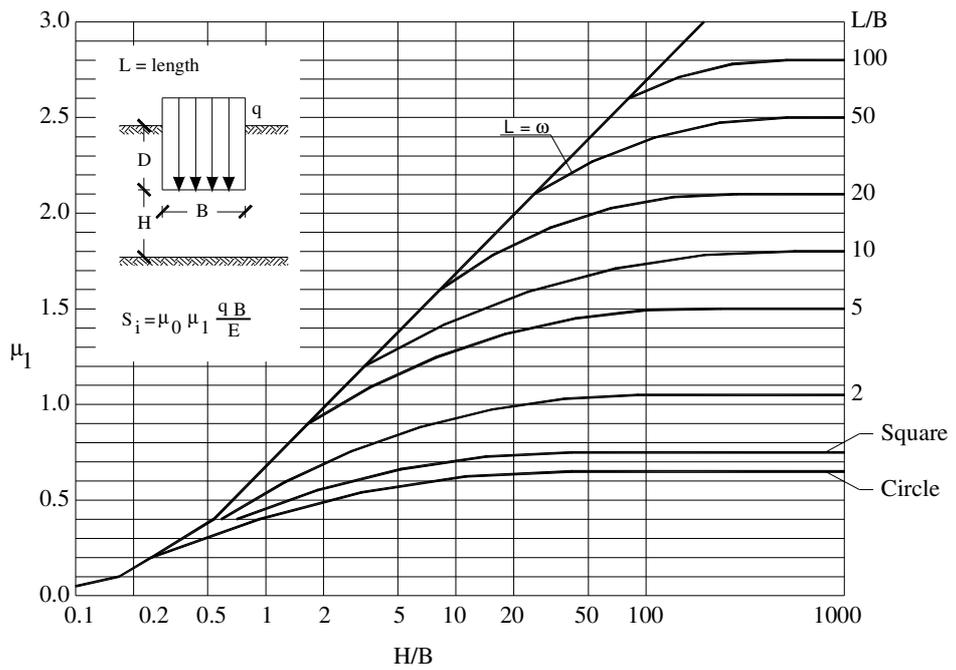


Fig.4.3.3

Fig. 4.3.3- Coeficientes de deslocamento vertical (4.3.13)

Além de (4.3.2) e seguintes, uma forma geral de calcular os assentamentos seria pelo integral

$$S = \int_D^{\infty} \epsilon_{vv} dz \tag{4.3.14}$$

onde ϵ_{vv} seria a componente vertical do tensor das extensões ou deformações unitárias e D a cota, ou melhor, profundidade do plano de apoio da fundação.

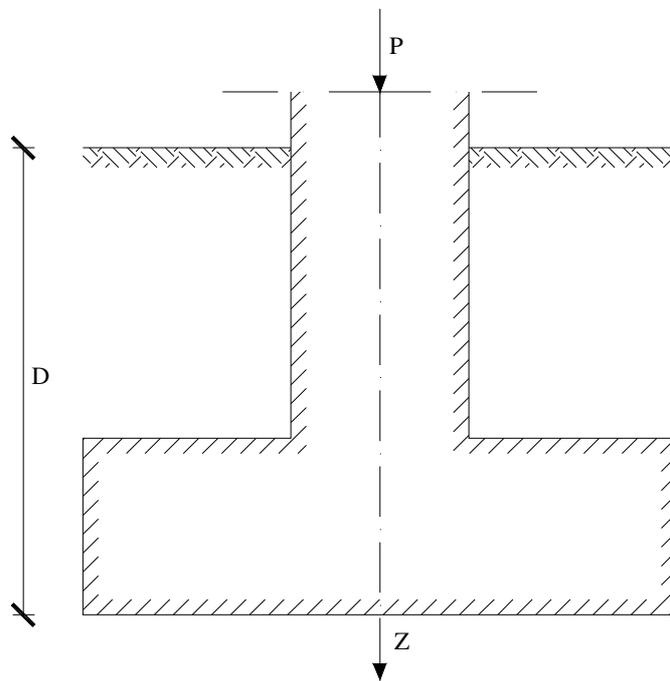


Fig.4.3.4

A dificuldade estará em avaliar os ϵ_{vv} . Eles são dados por:

$$\epsilon_{vv} = \frac{\Delta\sigma_{vv}}{E_s} - \frac{\nu}{E_s} 2\Delta\sigma_{hh} \tag{4.3.15}$$

onde $\Delta\sigma_{vv}$ e $\Delta\sigma_{hh}$ são as componentes vertical e horizontal (respectivamente) do acréscimo no tensor das tensões induzido pelas cargas P aplicadas à fundação à profundidade z. Já vimos que há fórmulas para calcular essas tensões transmitidas admitindo o solo como sólido linearmente elástico e eventualmente homogêneo e isotrópico. Por outro lado, a própria expressão (4.3.15) pressupõe válida a lei d'Hooke.

Porém, dadas as incertezas na própria fixação ou avaliação do módulo de deformação E_s (e coeficiente de Poisson ν), não se justificam grandes refinamentos no cálculo. Assim,

poderemos por exemplo admitir $\Delta\sigma_{hh}=K_o\Delta\sigma_{vv}$ (4.3.16) onde K_o seria o coeficiente de impulso das terras em repouso cuja expressão em função do ângulo de atrito é $K_o = 1-\text{sen}\phi$. Note-se todavia que essas expressões só são válidas para solos arenosos e normalmente consolidados ou adensados. Se as formações terrosas tiverem sido pré-adensadas por movimentos geológicos, secagem, et., K_o é em geral muito superior acima indicado. Todavia, nesses casos é possível e têm melhor lugar as teorias antes citadas (Boussinesq, Westergaard e outros) para o cálculo da transmissão de tensões em profundidade.

Na fórmula (4.3.14) não se torna necessário fazer o cálculo considerando z variável até ao ∞ .

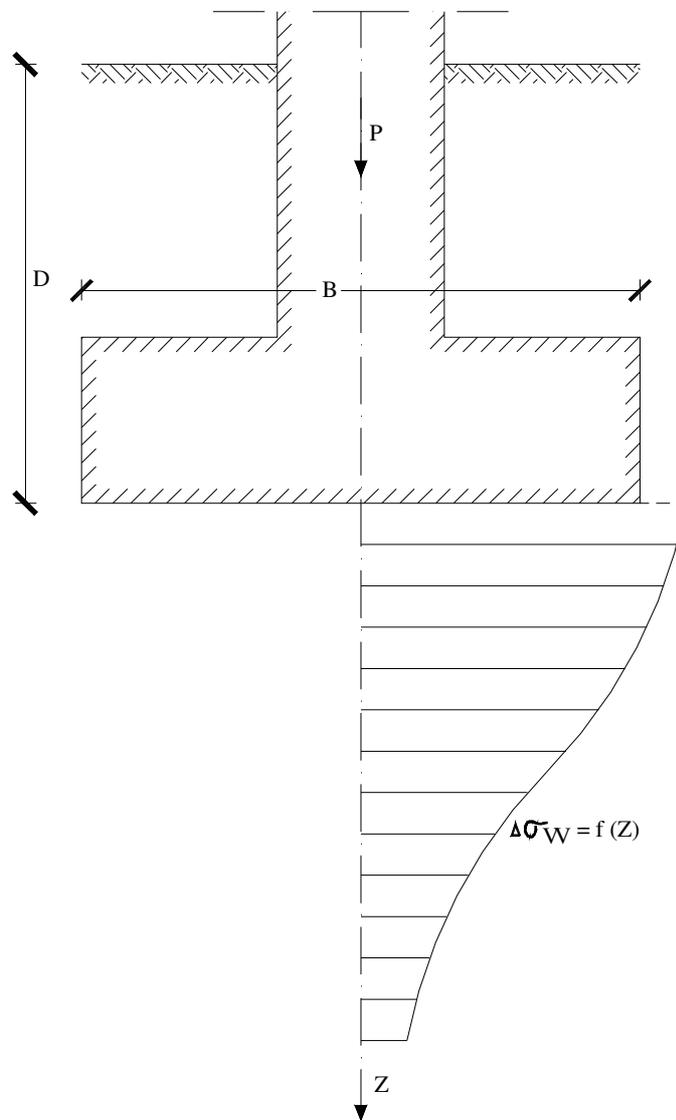


Fig.4.3.5

Qualquer das fórmulas das teorias acima referido mostram que a partir de uma profundidade

$$z' = 4B \tag{4.3.17}$$

onde $z' = z - D$ é a profundidade abaixo do plano da base da fundação, os incrementos no tensor das tensões induzidas pelas cargas aplicadas à fundação são praticamente desprezíveis.

Recorde-se que a expressão (4.3.15) é semelhante à que é usual no cálculo do assentamento devido a consolidação do solo. Assim, na Teoria de Terzaghi este é dado por:

$$S = \int_{z_1}^{z_2} m_v \Delta \sigma_{vv} dz \tag{4.3.18}$$

onde m_v coeficiente de compressibilidade volumétrica obtido no ensaio edométrico de consolidação.

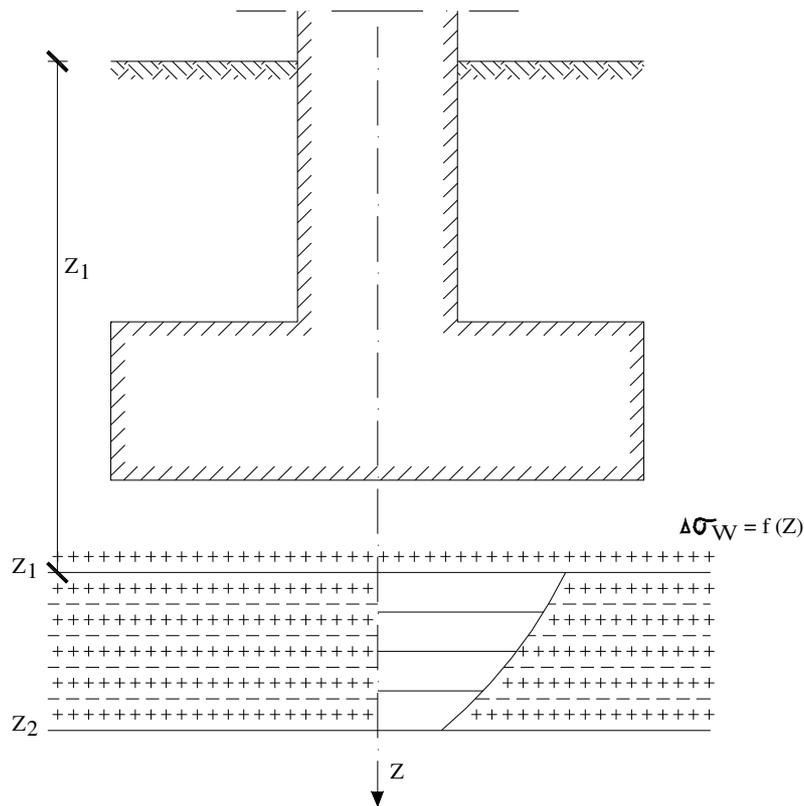


Fig.4.3.6

Se um sólido linearmente elástico fosse submetido ao edómetro, isto é, comprimido sob tensão vertical (principal) σ_1 e sem deformações horizontais $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$, m_v seria dado por

$$m_v = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E_s(1 - \nu)} \tag{4.3.20}$$

O assentamento dado pela fórmula (4.3.18) corresponde à consolidação primária do solo. Para considerar o acréscimo de assentamento devido à consolidação secundária usar-se-ia a fórmula:

$$\Delta S = (z_1 - z_2) C_\alpha \log(t_2/t_1) \quad (4.3.19)$$

onde

$z_1 - z_2$ é a espessura da camada em consolidação;

C_α é um coeficiente que se obtém do ensaio edométrico, da curva assentamento-log t, que tem um trecho final rectilíneo correspondente à consolidação secundária. C_α é o coeficiente angular da recta respectiva.

Para o tempo t_1 poder-se-á tomar o t_{90} calculado para 90% da consolidação primária.

Para $t_2 = t_1 + \Delta t$ tomar-se-á o tempo que se entenda acima de t_1 .

O EuroCode 7 (EC7) pág. 145 da versão portuguesa (1994) para avaliação dos assentamentos considera os casos da fórmula (4.3.14), a que chama método da tensão-deformação e da fórmula (4.3.10) que designa por método da elasticidade ajustada. Também apresenta na pré-norma prENV 1997-3, 1996 (“geot. design assisted by field tests” pág. 117), uma fórmula empírica para calcular directamente o assentamento de uma sapata em areia a partir da sua largura B e do número N' médio de pancadas no SPT, na zona de influência abaixo da base da sapata.

Citando Burland and Burbidge (1985) o EC7 dá o assentamento imediato S_i (mm) de uma sapata quadrada com a largura B (m):

$$S_i = \sigma'_{vo} B^{0.7} (I_c / 3) + (q' - \sigma'_{vo}) B^{0.7} \cdot I_c - (q' - 2\sigma'_{vo} / 3) B^{0.7} \cdot I_c \quad (4.3.20)$$

onde

σ'_{vo} = pressão máxima das terras sobrejacentes (kPa);

q' = pressão média na base da fundação (kPa);

$$I_c = 1.71 / (N')^{1.4}$$

onde

N' = é o valor do número de pancadas do SPT na zona de influência da sapata dentro da qual toma lugar 75% do assentamento. Esta zona é definida por $Z_1 = B^{0.75}$, (B em m) quando o

número da pancada N é crescente ou constante. Se o número N for decrescente com a profundidade toma-se $Z_1 = 2 B$ ou a distância à base da camada branda, qual dos valores seja o menor.

No caso de areias com seixo ou seixos com areia, o valor de N' deve ser afectado do factor 1,25. A fórmula (4.3.20) deverá ser afectada de um factor de forma f_s para sapatas rectangulares.

$$f_s = \left(\frac{1,25L/B}{L/B + 0,25} \right)^2 \quad (4.3.21)$$

Para $D/B < 3$ não há lugar a factor de profundidade (D).

Há, porém que aplicar também um factor de correcção f_t para ter em conta o tempo, visto que os assentamentos da sapata em terrenos arenosos variam com o tempo:

$$f_t = (1 + R_3 + R_t \log_{10} t/3) \quad (4.3.22)$$

onde f_t é um factor de correcção para $t > 3$ anos, R_3 é uma parcela para ter em conta o assentamento até 3 anos e R_t tem em conta o assentamento em cada ciclo de tempo além de 3 anos.

Para cargas estáticas o autor sugere $R_3 = 0.3$ e $R_t = 0.2$, o que dará para um período de 30 anos $f_t = 1.5$

Para cargas flutuantes, como é o caso das sobrecargas em pontes, silos, chaminés etc, indicam $R_3 = 0.7$ e $R_t = 0.8$, o que para 30 anos daria $f_t = 2.5$

4.4. Valores limites de assentamento

Coefficiente de Segurança

A filosofia da segurança e da sua determinação é hoje ponto muito discutido e ainda estamos longe da unanimidade de pontos de vista. Vamos no entanto, considerar pelo que diz respeito a fundações, os dois métodos mais em uso:

- a) Método dos coeficientes globais de segurança.
- b) Método dos coeficientes parciais de segurança.

No caso dos coeficientes globais de segurança aplica-se, em geral, á tensão de rotura q_{ult} calculada pela fórmula (3.1) um coeficiente de redução F_s , dito de segurança, em geral com o valor 3.

Obteríamos dessa forma

$$q_{admissível} = \frac{q_{ult}}{F_s} \quad (4.4.1)$$

$q_{admissível}$ ($= q_a$) seria uma tensão a não ser excedida em ponto algum do terreno da fundação para a combinação mais desfavorável de cargas de serviço, ou seja a combinação mais desfavorável de acções definidas no R.S.A. (D.L. nº 235/83 de 31 de Maio) sem coeficientes de majoração.

O critério implícito em (4.4.1) pode levar a excesso ou a insuficiência de segurança. Pode levar a excesso pois se aplicarmos por exemplo o coeficiente 3 a um solo arenoso onde o ângulo de atrito adoptado não nos oferece dúvidas e a estrutura pode aceitar grandes assentamentos, como é o caso dos muros de suporte, o facto de ser excedida a tensão admissível q_a , calculada com $F_s = 3$, não tem consequências. Portanto, poderemos tomar para F_s um valor menor, mas nunca inferior a 1,5. Se por outro lado, se trata de uma estrutura e condições em que os assentamentos diferenciais têm de ser bastante reduzidos (adiante indicaremos recomendações a esse respeito), o valor de F_s teria de ser bem maior (4 ou 5). Nesses casos haverá que calcular os assentamentos "imediatos" e a longo prazo (devido à consolidação das formações argilosas saturadas inferiores, quando existam). Para esses casos é preciso dispor dos valores das características da deformabilidade E_s e v_s . Porém, mesmo quando existem esses valores são muito dispersos, muito variáveis e os resultados podem não oferecer confiança pelo que diz respeito ao cálculo dos assentamentos. Daí a razão de que, para o caso de estruturas e condições "sensíveis" a assentamentos, se deva escolher os valores mais altos para F_s , se se usa um coeficiente global de segurança.

O método dos coeficientes parciais de segurança é uma tentativa levada a efeito por Brinch Hansen (1965) e desenvolvida agora no EUROCOD7 (EC7) para aplicar à estabilidade do sistema fundação-solo os conceitos de segurança existentes para as estruturas. Assim, ele aplica um coeficiente de "minoração" às características de resistência dos solos e um coeficiente de "majoração" às acções aplicadas à estrutura e que se traduzem por acções nos órgãos de fundação.

Os coeficientes acima referidos dizem respeito aos estados últimos de equilíbrio. Porém há que considerar também os estados limites de utilização para os quais se usam nas acções coeficientes parciais de segurança com valor 1. Os valores calculados para os assentamentos nestas condições devem ser comparados com valores aceitáveis. Estes são valores que preservam a funcionalidade das superestruturas (não causam fissuras excessivas, encravamento de portas, dificuldades de funcionamento de elevadores etc.)

É de referir que o método dos coeficientes parciais de segurança é o único admitido pelo EC7 na versão agora em revisão (2001). Todavia nos E.U.A. ainda se usa o método dos coeficientes de segurança o qual é sistematicamente aplicado nos exemplos referidos por Bowles (1996).

Assentamentos totais, assentamentos diferenciais e "distorções" angulares admissíveis

Chama-se "distorção angular", δ/l ou rotação relativa, ao quociente entre o assentamento diferencial δ entre dois órgãos de apoio contíguos da estrutura e o vão l entre eles.

As distorções ou os assentamentos diferenciais podem ser limitados por muitas razões ligadas com o funcionamento das estruturas ou dos equipamentos que elas vão suportar. Assim, muita maquinaria (veios de máquinas, etc.) se mostra sensível às distorções da estrutura onde apoia. Além disso, quando os assentamentos diferenciais ultrapassam certos valores o fendilhamento de edifícios torna-se inaceitável, as pontes rolantes podem começar a ter dificuldades de rolamento. Há pois que limitar os assentamentos diferenciais ou as distorções para esses casos.

Na Fig. 4.4.1 apresentam-se valores limites para δ/l segundo Bjerrum (1955). Valores semelhantes são também referidos no EC7 (1994 e 2001).

Quanto a assentamentos totais também têm de ser limitados pelo menos por razões de drenagem e outras. Com efeito, por exemplo, os assentamentos totais de um edifício sendo exagerados (isto é, da ordem de duas ou três dezenas de cm), mesmo que sejam uniformes os esforços na estrutura, conduzirão a roturas nas canalizações nas zonas de ligação ao exterior. Por esse motivo quando se prevêem assentamentos totais importantes, embora se anteveja que os assentamentos diferenciais serão pequenos, de forma a não afectarem a estrutura, é de boa prática fazer as ligações de água e esgotos definitivas apenas após a conclusão dos "toscos".

O EUROCODE 7 (versão 2001, anexo H p.141) admite assentamentos totais de 50 mm em sapatas isoladas e valores eventualmente maiores se não causarem avarias em canalizações ou outros serviços (elevadores, etc.).

Quanto a rotações relativas, provenientes de assentamentos diferenciais entre órgãos de fundação contíguos, admite valores entre 1/200 e 1/300, dizendo que um valor de 1/500 é aceitável para a maioria das estruturas e que 1/150 já causa provavelmente um estado limite último de fendilhamento excessivo ou perda de equilíbrio.

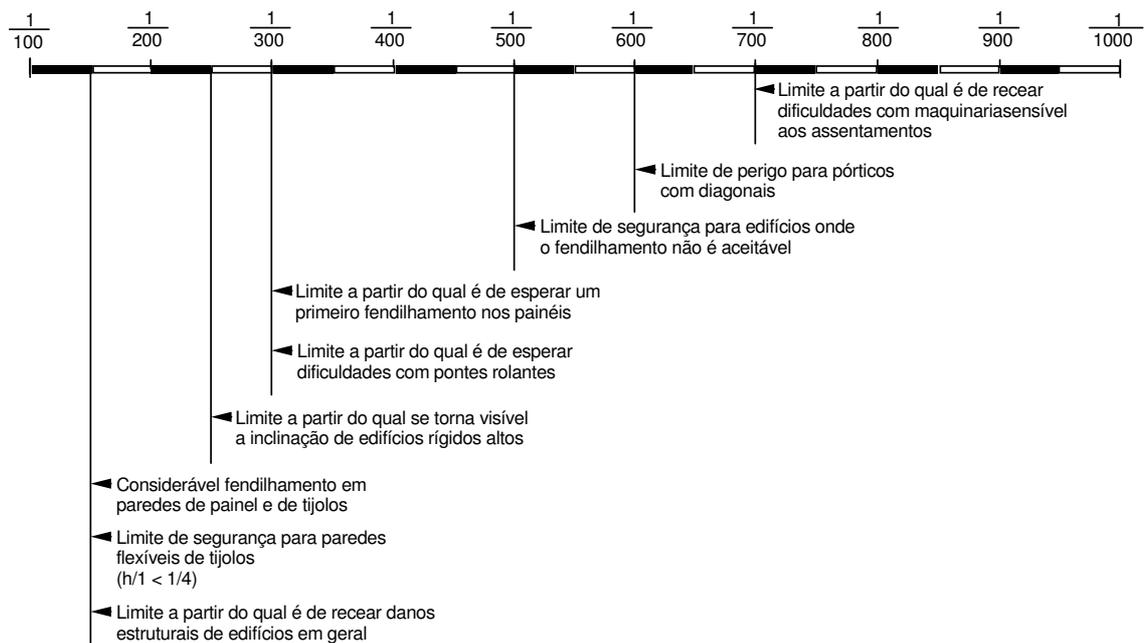


Fig.4.4.1

Capítulo 5

FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

(SAPATAS E BLOCOS DE FUNDAÇÃO. SAPATAS CONTÍNUAS E VIGAS DE EQUILÍBRIO. ENSOLEIRAMENTOS GERAIS)

5.1 - Elementos de Betão Armado para Dimensionamento de Fundações

Indicámos em 2.3.2 formas de obter segurança em fundações e fizemos referência ao EC 7. Também o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.), posto em vigor pelo D.L. 235/83 de 31 de Maio, trata do assunto e ainda está em vigor. No entanto hoje está a usar-se o Eurocódigo 1 (EC1) que no essencial não difere muito do RSA.

Os valores característicos das acções desfavoráveis definem-se como aquelas que têm uma probabilidade de ocorrência inferior a 5% no intervalo de referência que é igual ao tempo de vida da estrutura para os estados limites últimos.

Como já se viu a combinação de acções faz-se considerando uma acção de base, por exemplo a sobrecarga, pelo seu valor característico afectado do coeficiente de segurança γ , e adicionando-lhe os valores característicos das outras acções (vento, neve, etc.) afectados dos factores de redução ψ_0 , para ter em conta a pouca probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos das várias acções, por exemplo, a pouca probabilidade de ocorrerem sobrecargas máximas e vento ciclónico. Assim, somando a $\gamma_q S_{Q1k}$ o valor γ_q

$\psi_0 S_{wk}$ estamos a considerar em vez do vento ciclónico S_{wk} um vento "habitual" $\psi_0 S_{wk}$ de menor intensidade ("habitual" era a designação no antigo regulamento). Assim, se vê como é constituído o somatório

$$\sum_{j=2}^n \psi_0 S_{Qjk}$$

Na prática, em termos de cálculo elástico, o que se faz é calcular separadamente os esforços devidos às várias acções (sobrecarga, vento, neve, variações de temperatura, sismos, etc.) e fazer depois várias combinações, considerando ou como acção de base a sobrecarga com valores que vêm no Regulamento (valores característicos) e as outras com valores reduzidos, ou o vento ou o sismo como acções de base e a sobrecarga com valor reduzido.

Os esforços são calculados ao nível dos órgãos de fundação. Em geral, a combinação mais desfavorável é aquela que tem como acção de base a sobrecarga e as outras acções com valores reduzidos.

Materials

Como já se disse, além de considerar os factores γ de majoração dos esforços, há que considerar os factores γ_M de redução das resistências características dos materiais. Os valores destas são os que têm uma probabilidade de ocorrência superior a 95%. Para os betões e para os acções o REBAPE (D.L. 349 C/83 de 30 de Julho e D.L. 357/85 de 2 de Setembro) dá os valores já reduzidos ou valores de cálculo. Hoje está a usar-se para o projecto e obras de betão armado e pre-esforçado o Eurocódigo 2 (EC2) que, todavia, só irá concluir a sua revisão em 2002. Os betões são aí designados por C12/15 para o B15; C16/20 para o B20; C20/25 para o B25; C25/30 para o B30; etc..

Os valores de cálculo ou de dimensionamento das tensões dos betões à compressão e à tracção são:

Quadro Q1 MPa (Megapascals)

Classe de Betão	B 15 (12)	B 20 (16)	B 25 (20)	B 30 (25)	B 35 (30)	B 40 (35)	B 45 (40)	B 50 (45)	B 55 (50)
f_{cd}	8,0	10,7	13,3	16,7	20,0	23,3	26,7	30,0	33,3
f_{ctd}	0,80	0,93	1,07	1,20	1,33	1,47	1,60	1,73	1,87
$0,85 f_{cd}$	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3

Os valores do quadro foram obtidos dos valores característicos dos ensaios em provetes cilíndricos afectados do coeficiente de redução $\gamma_M = 1,5$. No quadro indicam-se entre parêntesis os valores das tensões de rotura em provetes cilíndricos correspondentes aos obtidos em provetes cúbicos.

Os valores a considerar nos cálculos para as tensões de dimensionamento à compressão são ainda reduzidos pelo factor 0,85 ($0,85 f_{cd}$) para ter em conta a diminuição da tensão de rotura devido à permanência de tensões elevadas durante muito tempo.

Punçoamento

Para o dimensionamento de sapatas e maciços de encabeçamento de estacas é fundamental o valor da tensão de corte por punçoamento do betão. O artigo 54.1 do REBAPE dá a seguinte fórmula para os esforços resistentes do punçoamento:

$$V_{rd} = v_{rd} u \quad (5.1.1)$$

$$\text{onde } v_{rd} = \eta \tau_1 d \quad (5.1.2)$$

η = coeficiente dado por $1,6-d$, com d expresso em metros e que não deve ser tomado inferior à unidade. (Isto é, se a laje for delgada ($d < 0,60m$) $\eta \geq 1$; se a laje for espessa ($d > 0,60$) $\eta = 1$).

sendo

v_{rd} - valor do cálculo do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento;

u - perímetro do contorno crítico de punçoamento definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada a uma distância não inferior a $d/2$ e cujo perímetro é mínimo;

τ_1 - tensão cujo valor é indicado no quadro Q2.

(d - é a espessura útil da laje)

Quadro Q2

Esforço transverso. Valores da tensão τ_1

MPa (Megapascais)

Classe de Betão	B 15	B 20	B 25	B 30	B 35	B 40	B 45	B 50	B 55
□ ₁	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,15

Observa-se que o Regulamento considera que, em rigor, as fórmulas (5.1.1) e (5.1.2) só são aplicáveis quando a área carregada dista pelo menos $5d$ de um bordo livre o que deixaria de fora os pilares de canto e de aresta carregando uma laje de fundação em ensoleiramento geral e também a maior parte dos casos de maciços de encabeçamento de estacas. Admite-se que para estes casos se tenha de consultar literatura especializada, nomeadamente o eurocódigo EC2 e o MC90). Porém, pensa-se que (5.1.1) e (5.1.2) podem continuar a ser adoptadas desde que o perímetro crítico seja judiciosamente escolhido. Adiante apresentar-se-ão exemplos.

Também se considera que para o caso de "punçoamento excêntrico", isto é, de a resultante actuar excentricamente em relação ao baricentro da área carregada, há que aumentar o esforço de punçoamento actuante por unidade de comprimento pela forma seguinte:

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u} \left(1 + \frac{2e}{d_0} \right) \quad (5.1.3)$$

para área carregada circular (ou assimilável);

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u} \left(1 + 1,5 \frac{|e_x| + |e_y|}{\sqrt{b_x b_y}} \right) \quad (5.1.4)$$

para área carregada rectangular.

Nestas expressões:

- e - excentricidade de V_{sd} (e_x e e_y são as componentes segundo as direcções x e y);
- d_0 - diâmetro do contorno crítico (soma da altura útil com o diâmetro da área carregada);
- b_x e b_y - dimensões do contorno crítico medidas segundo as direcções x e y paralelas dos lados da área carregada.

Observa-se ainda que o Regulamento não considera como caso especial o chamado "corte em viga larga", isto é, o corte ao longo da superfície C'B' (Fig. 5.1.1). Supôr-se-á que neste caso se aplicam as considerações gerais relativas ao esforço transversal que constam do Artº. 53.1, no que diz respeito ao esforço transversal "absorvido" pelo betão:

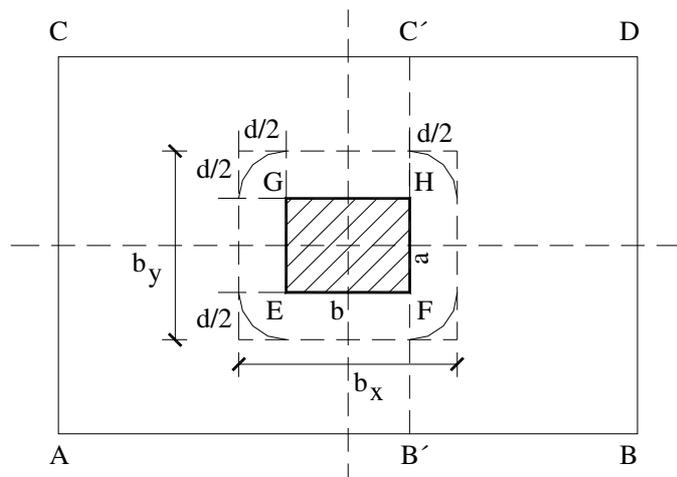


Fig. 5.1.1

$$V_{sd} = \tau_1 b_w d \quad (5.1.5)$$

onde τ_1 é a tensão de corte dada no quadro Q2.

$b_w = C' B'$ é a largura de corte = "largura da alma da secção"

d = à altura útil da secção (espessura útil da laje).

Considerando a Fig. 5.1.1 e supondo o pilar submetido ao esforço axial $N=N_{sd}$ (já majorado) a tensão de punçoamento seria

$$\tau_{sd} = \tau_p = \frac{N_{sd}}{(a + d + b + d)d} \quad (5.1.6)$$

esta tensão teria que ser menor que τ_1 (supondo à partida $\eta=1$) correspondente à classe de betão escolhida.

$$\tau_{sd} < \tau_{rd} \text{ com } \tau_{rd} = \eta \cdot \tau_1,$$

$$\eta = (1,6-d) > 1 \text{ (d em metros)}$$

τ_{sd} = acção de projecto; τ_{rd} = resistência de projecto

De

$$\frac{N_{sd}}{(a+d+b+d)d} < \tau_{rd}, \text{ obter-se-ia a espessura útil } \underline{d} \text{ para a laje.}$$

Observa-se que em rigor o perímetro crítico é $u = 2(a+b) + 2\pi \cdot d$ (5.1.7)

se considerarmos que as linhas críticas em torno dos vértices do pilar E,F,G,H, são arcos de círculo de raio d igual à espessura da laje. Neste caso a área de punçoamento será

$$A_u = (a+d)(b+d) - \left(\frac{4-\pi}{4}\right)d^2 \quad (5.1.8) \text{ e}$$

não $(a+d+b+d) d$ em (5.6.1).

As diferenças porém, não são significativas.

Por outro lado a força de corte por punçoamento em rigor não será N_{sd} , havendo que descontar

a resultante da pressão sob a sapata: $\Delta V_{sd} = \sigma_{s,d} A_u$ (5.1.9)

$$V_{sdred} = N_{sd} - \Delta V_{sd}$$

(ver Vila Pouca e Delfim (2000), “Concepção e dimensionamento de fundações – Dimensionamento estrutural de elementos de fundação”, FEUP, Porto).

Na mesma obra se poderá ver (p.1.1 a 1.28) o cálculo de B.A de sapatas e outros órgãos usando não só o REBAP, mas também o Eurocódigo EC 2 (Betão) e as normas CEB – FIP Model Code 1990 (MC90).

Aços

O Regulamento de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAPE) considera a qualidades do aço, A 235 NL, A 235 NR, A 400 ER, A 400 EL, A 500 NR, A 500 ER, A 500 EL. A indicação N quer dizer da dureza natural laminado a quente; a indicação E quer dizer

endurecido a frio por torção; a indicação L quer dizer de superfície lisa e a indicação R quer dizer de superfície rugosa.

As tensões de cedência, f_{syk} , as de rotura, f_{suk} , e as de cálculo, f_{syd} , são as seguintes:

Aço	f_{syk} (cedência) (MPa)	f_{suk} (rotura) (MPa)	f_{syd} (cálculo) (MPa)	Observações
A 235 NL A 235 NR	235	360	204	À compressão consideram-se valores $f_{scyd} = - f_{syd}$
A 400 NR A 400 ER A 400 EL	400	460	348	
A 500 NR A 500 ER A 500 EL	500	550	435	

5.2 - Considerações gerais sobre o tipo de fundação directa mais apropriada: Blocos, Sapatas isoladas, Sapatas "contínuas", sapatas com Vigas de Equilíbrio e Ensoleiramento ou Sapatas gerais

Os blocos de fundação são corpos prismáticos com altura maior que a menor dimensão da base ($h > B$). São em geral não armados, uma vez que a tensão máxima de tracção não ultrapassa a correspondente tensão admissível para o betão. Sendo a área de contacto com o terreno de fundação relativamente pequena, a capacidade resistente desse terreno tem de ser grande. Isto é, só se podem usar blocos em bons terrenos de fundação, com tensões "admissíveis" da ordem de 1 a vários MPa (MN/m^2). Para tensões admissíveis mais

baixas já terão de ser usadas sapatas (Fig. 5.2.1 e 5.2.2). Estas dizem-se flexíveis se $\frac{B-a}{2} >$

$2h$ e rígidas se $\frac{B-a}{2} < 2h$.

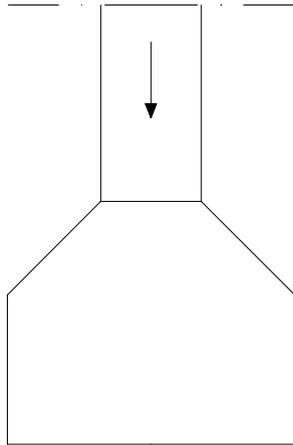


Fig. 5.2.1

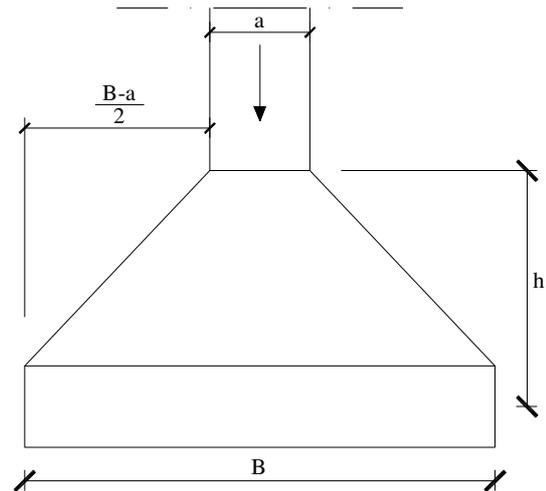


Fig. 5.2.2

Quando o terreno for relativamente fraco, impondo por isso sapatas isoladas de grandes dimensões, se os vãos entre pilares forem pequenos, muitas vezes acontece que as sapatas ficariam com os bordos interiores muito próximos (Fig. 5.2.3). É então preferível fazer uma sapata comum a 2, 3 ou mais pilares, em geral, comum a todos os pilares duma mesma fila. De modo semelhante, se se tratar de fundar uma parede ou um muro teremos de construir uma sapata "contínua", ou "corrida"

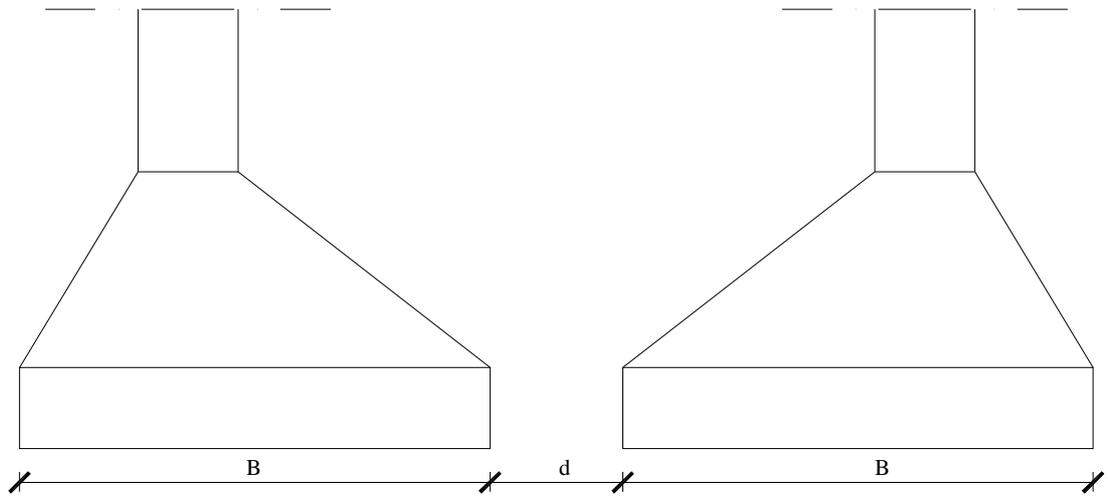


Fig. 5.2.3

As sapatas contínuas têm por outro lado várias vantagens: absorvem facilmente os momentos flectores dos pilares; reduzem os assentamentos diferenciais e com isso podem evitar danos à superestrutura. Se o pilar a fundar está junto à extrema da propriedade onde se situa o edifício teríamos de usar uma sapata excêntrica. Se a carga é axial e a distribuição de tensões no terreno é linear, a dimensão transversal da sapata só poderia ser $1,5 \times a$, sendo a a dimensão transversal do pilar. Pode então acontecer que para ter uma dimensão perpendicular ao plano da Fig. 5.2.4, proporcionada, venha uma tensão no terreno demasiado alta.

É então necessário ligar o pilar em causa com o pilar contíguo o que, em geral se faz por uma "viga de equilíbrio" ou por uma sapata gemelada trapezoidal.

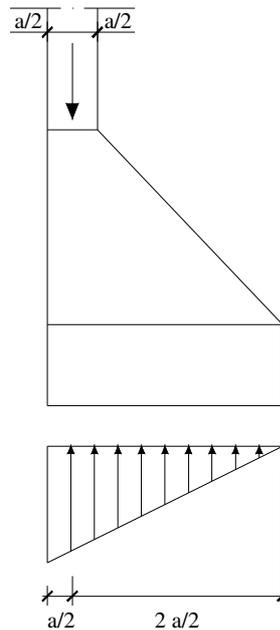


Fig. 5.2.4

Quando o terreno de fundação é fraco e há filas de pilares em duas direcções muito próximas de tal modo que a área coberta por sapatas isoladas seria superior a uns 60% da área correspondente ao perímetro envolvente dos pilares exteriores é em geral preferível fazer uma sapata geral. No caso de haver uma cave e o nível freático está a pequena profundidade, torna-se necessário fazer uma sapata geral com paredes ou muros de suporte estanques. Note-se que em teoria seria possível fazer uma escavação de tal modo que o peso de terras retirado fosse igual ao peso do edifício e da fundação de tal modo que resultasse nulo o acréscimo de pressão no terreno de fundação. Este princípio de compensação de cargas foi muito usado antes das actuais facilidades de fundação por estacaria. Os ensoleiramentos gerais têm em geral grandes assentamentos totais, mas os assentamentos diferenciais são pequenos de modo que a estrutura não sofre com esses assentamentos. Um prédio de 20 pisos com sapata geral de fundação pode assentar 20 cm ou mesmo algo mais sem dano para a estrutura. Haverá todavia que ter em atenção as ligações das canalizações de esgoto ao exterior.

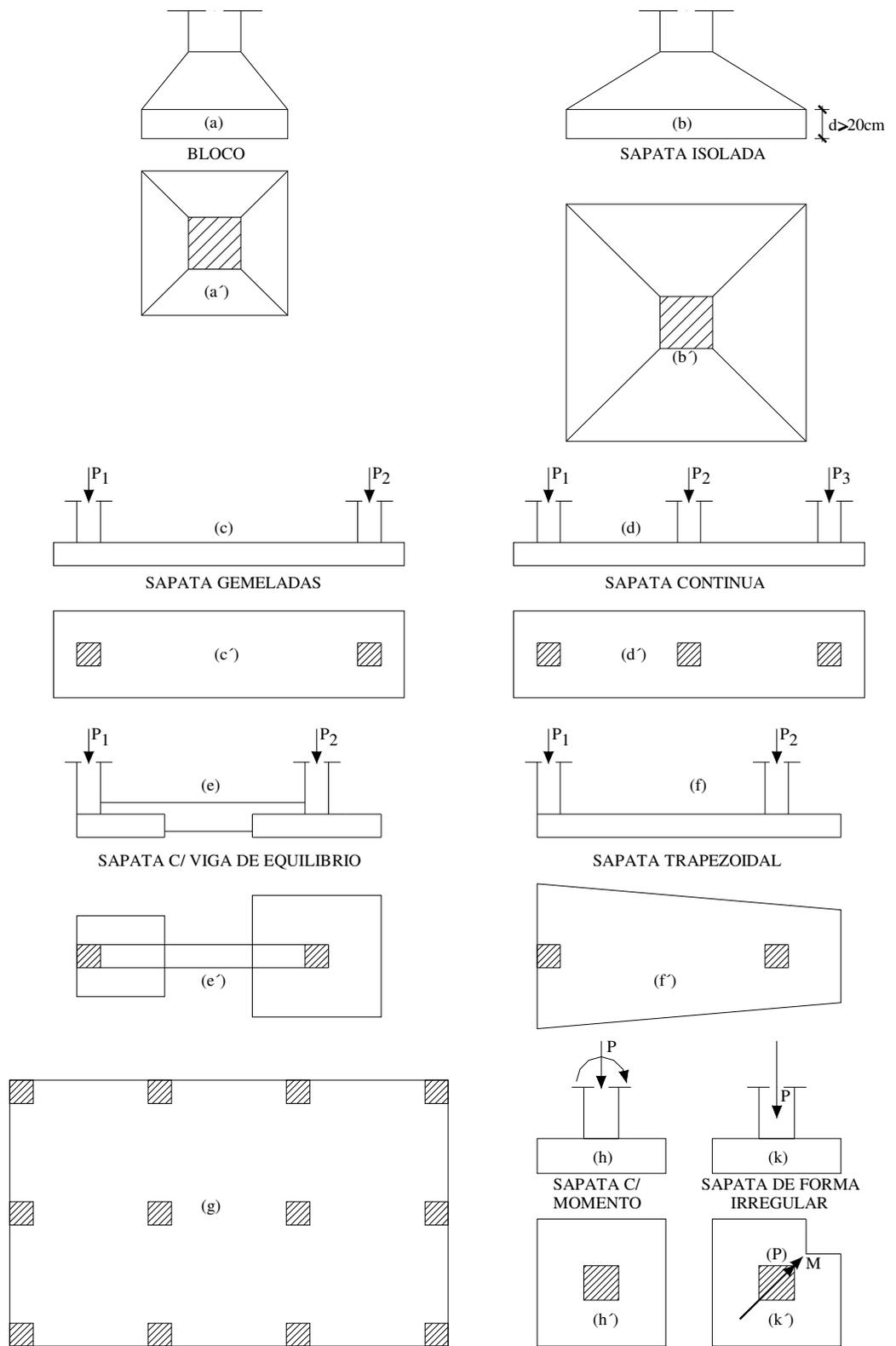


Fig. 5.2.5

5.3 - Fundações Directas e Sapatas. Seu Dimensionamento

Ao pretender dimensionar um bloco ou sapata, o primeiro acto é determinar as dimensões em planta o que pode fazer-se pelos processos indicados em 3.1 e 3.2. Acontece, porém, que em muitos casos no local da edificação já é conhecida a chamada tensão "admissível" no terreno e que é q_{ult} dividida por um coeficiente global de segurança (3, em geral). Alternativamente e seguindo o EC 7 poder-se-á calcular em vez de q_{ult} um q_d (tensão de projecto) usando em vez de $tg\phi'$ e c' $t_g\phi'_d = \frac{tg\phi'}{\gamma_\phi}$ e $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$ onde γ_ϕ e γ_c são os coeficientes parciais de segurança (γ_ϕ e $\gamma_c = 1.25$, no caso drenado (cálculo em termos de tensões efectivas). No caso não drenado (solos argilosos e cálculo em termos de tensões totais) $\gamma_{cu} = 1.40$).

Dada que seja a carga no pilar P e a tensão no terreno $q_{admissível}$, arbitrando numa primeira tentativa $0,1P$ para peso da sapata, descontando o peso do terreno que ela desloca, teríamos para dimensão, supondo-a quadrada:

$$B = \left(\frac{1.1P}{q_{adm}} \right)^{1/2} \quad (5.3.1)$$

Para dimensionar a espessura da sapata começa-se por obter uma dimensão h a partir de considerações de punçoamento:

$$4 \times (a+d) \times d \times \tau_1 > 1,5P \quad (5.3.2)$$

De (5.3.2) tira-se o valor mínimo de d.

Há no entanto, que fazer uma segunda verificação que é, por vezes, mais desfavorável, segundo as indicações de Bowles, 1974 (ACI). *f* a verificação do corte em "viga larga", isto é, segundo G'E' (Fig.5.3.1b). Terá, pois de ser satisfeita a condição:

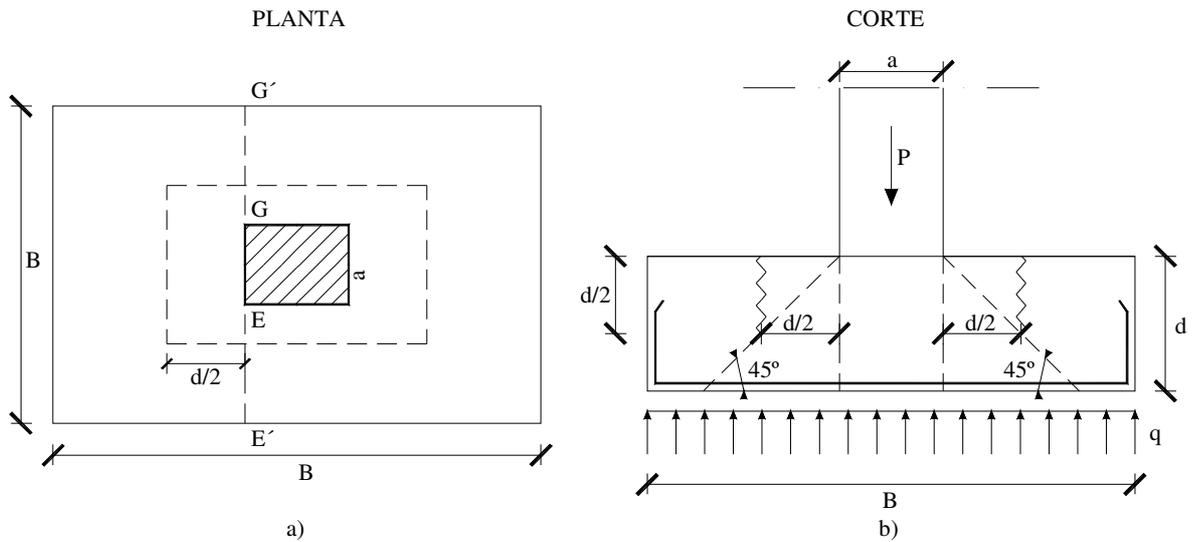


Fig. 5.3.1

$$B \times d \times \tau_1 > 1.5 \left(q_{adm} \times B \times \frac{B-a}{2} \right) \quad (5.3.2)$$

Alternativamente, se usarmos coeficientes parciais de segurança e, portanto, a carga $P=P_{sd}$ já majorada, teríamos em vez de (5.3.2)

$$4(a+d) \times d \times \tau_1 > P_{sd} \quad (5.3.2')$$

e

$$B \times d \times \tau_1 > q_{sd} \times B \times \frac{B-a}{2} \quad (5.3.3)$$

Observa-se que também neste caso seria preferível em vez de τ_1 usar $\tau_{rd} = \eta \cdot \tau_1$, com $\eta = (1,6-d) > 1$ (d em metros) e usar um perímetro crítico $u = 2(a+a) + 2\pi d$ (5.1.7) e uma área reduzida $A_u = (a+d)(a+d) - \left(\frac{4-\pi}{4}\right)d^2$.

Obtida a altura útil d , que satisfaz as inequações ou no mínimo as equações (5.3.2) e (5.3.3) há que verificar se as tracções nas "fibras" mais traccionadas, que são as da base, são inferiores à tensão de tracção "admissível".

A distribuição de tensões num plano vertical (devida à flexão) quando a sapata é "contínua" faz-se em geral pela Teoria da Elasticidade (Telémaco Van Langendonck, "Concreto Armado", Vol. II, pp. 331/338).

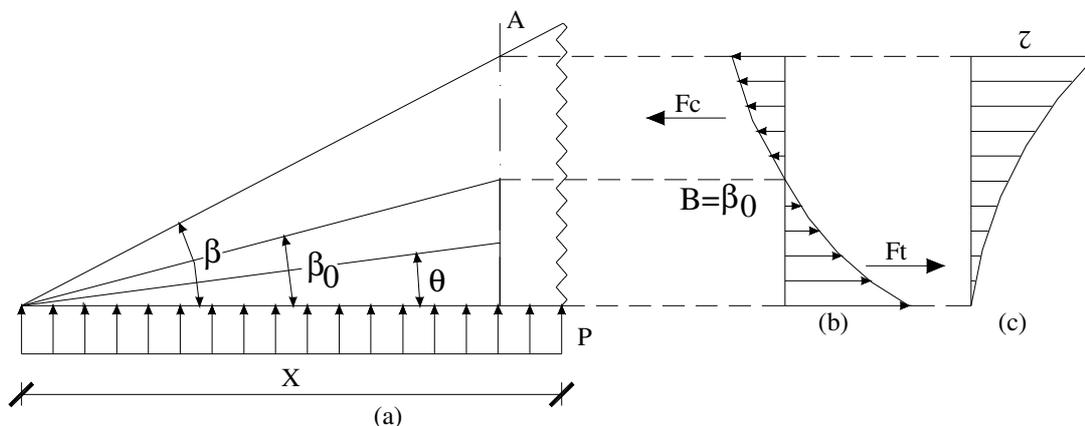


Fig. 5.3.2

As tensões principais são dadas por:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{1}{2} \frac{p}{\text{tg}\beta} \left[2\beta - \text{tg}\beta - 2\theta \pm \sqrt{2 - 2 \times \frac{\cos(2\theta - \beta)}{\cos\beta}} \right] \quad (5.3.4)$$

Os valores máximo de (tração na base) e mínimo (compressão na fila superior) obtêm-se para $\theta = 0$ e $\theta = \beta$

$$\sigma_{t_{\max}} = p / \left(\frac{\text{tg}\beta}{\beta} - 1 \right) \quad (5.3.5)$$

(5.3.6)

$$\sigma_{c\max} = p / \left(\frac{\beta}{\operatorname{tg}\beta} - 1 \right)$$

No caso de blocos ou sapatas com dimensões na base semelhantes nas duas direcções não há solução conhecida porque o problema é tridimensional. A adopção de fórmulas anteriores parece, todavia, estar do lado da segurança.

Se o valor de $\sigma_{t\max} = \sigma_{t\max} \times 1,5$ dado por (5.3.2) for superior à tensão de tracção no betão f_{ctd} dada no REBAP (Artº. 19º), quadro Q1 dado em 5.1.1, há que absorver o "excesso" por armaduras, colocadas na zona da base. Nesse caso tem de se calcular F_t por integração da distribuição da Fig. 5.3.2 o que daria (T. Van Langendonck, p. 335)

$$F_t = \frac{p \times}{\operatorname{tg}\beta - \beta} \operatorname{sen}^2 \beta_o \quad (5.3.7)$$

com β_o dado pela equação

$$2\beta_o + \operatorname{sen}^2 \beta_o = 2\beta \quad (5.3.8)$$

Este autor mostra que os valores dados por (5.3.7) pouco se afastam dos que são dados pela fórmula da flexão:

$$F_t = \frac{M}{z} \approx \frac{3}{2} \frac{M}{d} \quad (5.3.9)$$

com

$$M = \frac{p \times^2}{2} \quad (5.3.10)$$

Há, porém, outro método (das brielas ou de Labelle) que dá a força a ser "absorvida" pelas armaduras:

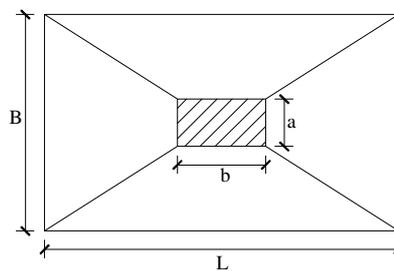


Fig. 5.3.3

$$F_t = \frac{P(B - a)}{8d} \quad (5.3.11)$$

na direcção B, e

$$F_t = \frac{P(B - b)}{8d} \quad (5.3.12)$$

na direcção perpendicular se, porventura, a sapata for rectangular e "homotética", (Fig. 5.3.3).

Observa-se que se se trata de um bloco, o qual satisfaz as condições

$$h \geq B \quad e \quad \beta' < 45^\circ \quad (5.3.13)$$

tendo paredes verticais como mostra a Fig 5.3.4, não deverá ser calculado (dimensionado) pelas fórmulas anteriores (5.3.5), (5.3.7), (5.3.10) ou (5.3.11), mas pela fórmula de Van Langendonck para blocos de paredes verticais:

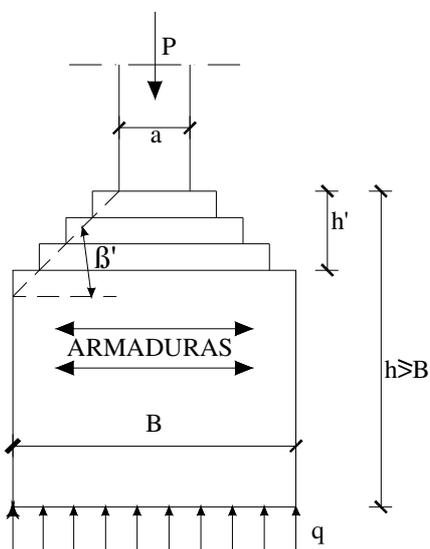


Fig. 5.3.4

$$\sigma_{t_{\max}} \approx \sigma_0 = 0,40q \frac{B-a}{B} \quad (5.3.14)$$

ou pelos diagramas de Guyon (Béton Précontraint, Vol. I).

Esses diagramas, todavia, não dão valores muito diferentes dos da expressão (5.3.14).

Como exemplo consideraremos o seguinte:

Dimensionar a fundação directa de um pilar sujeito a uma carga axial de serviço de 1500 kN, num terreno com uma tensão "admissível" de 1 MPa (10kgf/cm²), supondo que se usa B 25 e um A 235. O pilar tem secção quadrada de 0,50x0,50 m.

1º - Consideramos um bloco ou sapata de forma quadrada em planta. o lado do quadrado será B, tal que:

$$B^2 = \frac{1500 \times 1.1}{1000 \text{ kN/m}^2} \Rightarrow B = 1,28 \Rightarrow B = 1,30 \text{ m}$$

$\tau_1 = 0,65 \text{ MPa}$ ($= 6,5 \text{ kgf/cm}^2$) \Rightarrow a altura da sapata terá de satisfazer a

$$4(0,50 + d) d \times 650 \text{ kN/m}^2 > 1500 \text{ kN} \times 1,5$$

$$d^2 + 0,50 d - \frac{1500 \times 1,5}{650 \times 4} \geq 0$$

$$\Rightarrow d^2 - 0,50 d - 0,86573 = 0$$

$$\Rightarrow d = \frac{-0,5 \pm \sqrt{0,25 + 4 \times 0,8657}}{2}$$

$$\Rightarrow d = 0,71 \text{ m}$$

Temos ainda de verificar o corte em "viga larga" com

$$p = \frac{1500 \times \text{kN}}{1,30^2} = 887,6 \text{ kN/m}^2 *$$

*(Este valor não é rigoroso: deveríamos entrar com o peso próprio da sapata e descontar o peso de solo removido).

e daí

$$1,5 \times p \times 0,40 \times 1,30 \leq d \times 1,30 \times 650 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow d \geq 0,90 \text{ m}$$

Vamos, pois, adoptar $d=0,90\text{m}$

Vejamos agora as tensões nas "fibras" mais traccionadas dadas por (5.3.5)

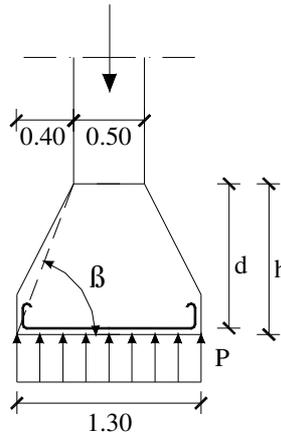


Fig. 5.3.5

$$\sigma_{t_{\max}} = \frac{887,6}{[(0,90 : 0,40) : \arctg(0,90 : 0,40) - 1]} = 932 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{t_{\max}}^* = 932 \times 1,5 = 1398 \text{ kN} / \text{m}^2 \approx 1,398 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 1,07 \text{ MPa} \quad \text{do Quadro Q1 (REBAP)}$$

A diferença entre a tensão resistente $f_{ctk} = 1,07 \text{ MPa}$ e a tensão calculada $\sigma_{t_{\max}}^* = 1,398 \text{ MPa}$ é relativamente pequena de modo que se justificaria aumentar um pouco a altura útil d da secção de forma a evitar armadura. Bastaria calcular β tal que:

$$1,5 \times \frac{887,6 \text{ kN} / \text{m}^2}{\frac{\text{tg}\beta}{\beta} - 1} \leq 1070 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow \frac{\text{tg}\beta}{\beta} \geq 1,2443 + 1 \Rightarrow \beta \approx 1,225 \text{ rad.}$$

$$\Rightarrow \text{tg}\beta = 2,747 = \frac{d}{0,40} \cdot d \approx 1,10 \text{ m}$$

Se quizéssemos manter a altura de 0,90 m teríamos de armar. O cálculo feito pela teoria da distribuição contínua de bielas (Labelle) daria:

$$F_t = \frac{1500\text{kN} \times (1,30 - 0,50)}{8 \times 0,90} = 166,7\text{kN} \Rightarrow F_{td} = 1,5 \times 166,7 = 250\text{kN}$$

Usando A 235 teríamos:

$$A = \frac{250\text{kN}}{204 \times 103\text{kN/m}^2} = 0,001225\text{m}^2 = 0,001225\text{m}^2 \Rightarrow \phi 16a18 = 7\phi 16 + 7\phi 16$$

(em direcções ortogonais)

ou duas camadas de ferro: 2 camadas x 6 $\phi 12$ + 2 camadas x 6 $\phi 12$

Hoje será preferível resolver este exemplo usando coeficientes parciais de segurança. Nesse caso em vez da carga P de serviço teríamos uma carga N_{sd} de projecto, correspondente à combinação de acções mais desfavorável. Teríamos, por ventura, $N_{sd} = 2.250\text{kN}$. Por outro lado em vez da tensão “admissível” na base da sapata teríamos uma tensão de projecto q_{sd} , obtida a partir das fórmulas 3.1.1 e seguintes em função das características de resistência c' e ϕ' , minoradas dos coeficientes de segurança previstos no EC7 (1.25 para c' e $\text{tg } \phi'$). Supondo que estas características eram tais que $q_{sd} = 1,5 \text{ MPa}$, obteríamos um dimensionamento exactamente igual ao anterior.

Observa-se que para obter q_{sd} pelas referidas fórmulas teríamos de conhecer as dimensões da sapata em planta e à partida não as conhecemos. Todavia, o problema poderá resolver-se interactivamente : arbitrando inicialmente as dimensões da sapata e calculando um primeiro valor para q_{sd} . Com esse valor e N_{sd} obtinha-se o valor de B para uma segunda interacção, e assim sucessivamente, até que a diferença em B para as duas últimas interacções fosse desprezível.

Um exemplo de aplicação que além de carga axial envolve momento flector no pilar é apresentado por Vila Pouca e C. Delfim, em “Concepção e dimensionamento de fundações – dimensionamento estrutural de elementos de fundação” (FEUP 2002), pág. 1.20.

Esse exemplo é resolvido com o uso do EC2 (Eurocódigo 2), mas poderia ser também resolvido usando o REBAP.

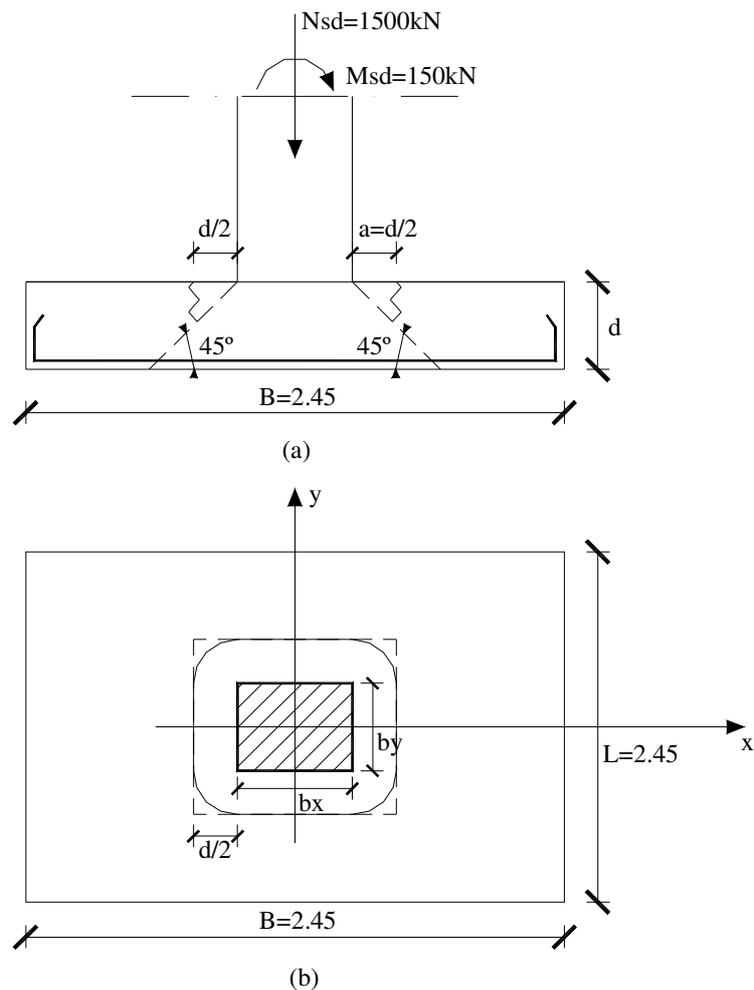


Fig. 5.3.6

Trata-se de um pilar de $b_x = b_y = 0.40\text{m}$ sujeito a uma carga axial de cálculo $N_{sd} = 1.500\text{kN}$ e a um momento $M_{sd} = 150\text{kNm}$. Admite-se betão B25 e aço A500. Supõe-se a sapata rígida e o solo elástico linear. Por isso as tensões no terreno serão:

$$\sigma_{sd1,2} = \frac{1500}{2.45^2} \pm \frac{6 \times 150}{2.45^3}$$

$$\sigma_{sd,1} = 311\text{kPa} \quad \text{e} \quad \sigma_{sd,2} = 189\text{kPa}$$

Para fins de cálculo de momentos etc. podemos admitir uma tensão da “referência”, algo superior à média: $\sigma_{3/4} = (3 \cdot \sigma_{sd,1} + \sigma_{sd,2}) / 4 = 280 \text{ kPa}$

Admitindo a linha de rotura indicada na Fig. 5.3.6 b, o perímetro crítico será:

$$u = 2(b_x + b_y) + \pi d = 2(0.40 + 0.40) + \pi d \quad (\text{a})$$

e a área de punçoamento seria

$$A_u = (b_x + d)(b_y + d) - \left(\frac{4 - \pi}{4}\right) d^2 = (0.40 + d)^2 - \left(\frac{4 - \pi}{4}\right) d^2 \quad (\text{b})$$

A condição para obter a espessura da sapata é (na área de corte):

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sdef}}{u \cdot d} \leq \tau_{rd} = \tau_1 \quad (\text{c})$$

sendo

$$V_{sd,ef} = V_{sd,red} \left(1 + 1.5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b'_x \cdot b'_y}} \right) \quad (\text{d})$$

com

$V_{sd,ef}$ = força de corte efectiva

e

$$V_{sd,red} = \text{força de corte reduzida} = N_{sd} \cdot \Delta V_{sd} \quad (\text{e})$$

com

$$\Delta V_{sd} = \sigma_{sd,0} \cdot A_u \quad (\text{f})$$

e_x e e_y são as excentricidades de N_{sd} ; $b'_x = b_x + d$; $b'_y = b_y + d$, e $\sigma_{sd,0}$ será uma tensão “média” de contacto no interior do perímetro crítico a qual se costuma tomar igual a uma tensão “de serviço” no solo:

$$\sigma_{sd,0} = \sigma_{sd,médio} / 1,5$$

Pelas expressões anteriores vê-se que a espessura útil d da sapata só se pode obter iterativamente. Tomemos, pois como 1ª aproximação

$$V_{sd,ef}=N_{sd}=1500 \text{ kN}$$

Então, por (c) vem

$$\frac{1.500kN}{(2x(0.40 + 0.40) + \pi d)d} \leq 650kPa \quad \text{ou seja}$$

$$1.60d + \pi d^2 \geq 1500/650 \Rightarrow \pi d^2 + 1.60d - 2.31 \geq 0$$

ou seja

$$d \geq \frac{0.80 + \sqrt{0.80^2 + \pi \times 2.31}}{\pi} \Rightarrow d \geq 1.15m$$

com estes valores poderemos fazer uma segunda interacção:

$$\sigma_{sd,o} = \frac{1500}{2.45^2} : 1.5 = 166kPa$$

$$\Delta V_{sd} = 166 \times A_u \quad .\text{Com } A_u = (0.40 + 1.15)^2 - \left(\frac{4 - \pi}{4}\right) 1.15^2 = 2.12m^2$$

$$V_{sd,red} = 1500 - 166 \times 2.12 = 1148kN$$

$$e_x = 150/1500 = 0.10m \quad . \quad e_y = 0 \quad . \quad b'_x = b'_y = 0.40 + 1.15 = 1.55m$$

$$V_{sd,ef} = 1.148 \left(1 + 1.5 \times \frac{0.10}{\sqrt{1.55^2}} \right) = 1.259kN$$

$$\frac{1259}{(1.60 + \pi d)d} \leq 650 \Rightarrow \pi d^2 + 1.6.d - 1259/650 \geq 0$$

$$d \geq 1.08$$

Com $d=1.08$ poderíamos fazer uma 3ª interacção, mas é evidente que a altura útil para a sapata nunca será muito inferior a, digamos, 1,05m, o que com o recobrimento de 0,05 m daria $h=1.10m$.

Segundo os autores acima referidos o EC2 admite um maior perímetro para a linha crítica de rotura ($a=d$). Então o perímetro crítico seria

$$u=2(b_x+b_y)+2\pi d, \quad (g)$$

sendo a area interior a esse perímetro:

$$A_u=(b_x+2d)(b_y+2d)-(4-\pi)d^2 \quad (h)$$

Fazendo a aproximação $V_{sd,ef}=1.249\text{kN}$, viria, para este caso, por (c)

$$2\pi d^2 + 1.60d - 1249/650 \geq 0 \Rightarrow \frac{0.80 + (0.80^2 + 2.\pi \times 1937)^{1/2}}{2\pi} = 0,70\text{m}$$

Os autores acima referidos usando o EC 2, com as várias correções que lhe estão associadas encontram $d = 0.60\text{ m}$. Este valor deriva de um perímetro crítico ainda maior: $a = 1,5 \times d$. No caso do MC 90 toma-se um perímetro crítico de punçoamento com a variável até $a = 2.d$, escolhendo o valor que dá a diferença $\tau_{rd}-\tau_{sd}$ mínima.

O MC 90 introduz várias correções para obter $V_{sd,ef}$ e o cálculo é relativamente complexo.

As espessuras da sapata são em geral menores que as calculadas pelo REBAP e EC2.

Nenhum dos códigos prevê o “corte em viga larga” usado por Bowles (1996) (U.S.) e que algumas vezes dá sapatas mais espessas que o punçoamento.

Neste caso teríamos uma força de corte.

$$N'_{sd} \approx \sigma_{3/4} \cdot B \times (B/2 - b_x/2) = 280 \times 2.45 \left(\frac{2.45 - 0.40}{2} \right) = 703\text{kN}$$

$$\tau'_{sd} = N'_{sd} / (d \times 2.45) = 703 / (d \times 2.45)$$

$$\tau_{rd} = \tau_1 = 650\text{kPa} \geq 703 / (d \times 2.45) \Rightarrow d \geq \frac{703}{650} \times \frac{1}{2.45} = 0,44\text{m}$$

Vê-se, pois, que neste caso o punçoamento seria a situação mais desfavorável.

As armaduras poderão obter-se calculando o momento flector da laje em consola sendo o vão térico

$$l = \frac{B - b_x}{2} + 0.15 \times b_x = \frac{2.45 - 0.40}{2} + 0.15 \times 0.40 = 1.085 \text{ m}$$

$$M = 280 \times 2.45 \times \frac{1.085^2}{2} = 404 \text{ kN.m}$$

No caso da altura útil = 1.05 m e A500 (tabelas LNEC)

$$\frac{M_{rd}}{bd^2} = \frac{404 \text{ kN.m}}{2.45 \times 1.05^2} = 149,57 \text{ kN/m}^2 = 0.150 \text{ MPa}, B25 \Rightarrow \rho = 0.035\%$$

Esta percentagem de armadura é muito baixa, inferior aos mínimos referidos nalguns regulamentos para sapatas sujeitas a punçoamento. Para isso concorrem a grande espessura da sapata e o aço ser de alta resistência, o que não será aconselhável em fundações. A norma espanhola de BA (1996) no Artº. 58.8.2 refere o valor de $\rho = 0,14\%$

Os autores acima indicados sugerem $\rho = 0.15$ a 0.20% . Se usássemos $\rho = 0,14\%$ teríamos

$$A_{sx} = A_{sy} = 0.14 \times 245 \times \frac{105}{100} = 36 \text{ cm}^2 \approx 18\phi 16, \text{ valor que ainda parece elevado, o que é}$$

devido à grande espessura d obtida para a sapata. Para $d = 0,70 \text{ m}$ correspondente, como vimos, a um perímetro crítico maior, obteríamos uma armadura mínima menor, como acontece com os autores que obtiveram $12\Phi 16$.

Nte-se que se fôsse usada a altura $d = 1.05 \text{ m}$ dever-se-ia colocar uma armadura suplementar mínima a meia altura da espessura da sapata (REBAP). É mesmo recomendável que o espaçamento de ferros em altura da sapata não seja superior a $0,30 \text{ m}$ e que nenhum ferro tenha diâmetro inferior a 12 mm (Norma espanhola de BA, EH-91 e disposições contrutivas do REPBAP).

Resolução do problema da sapata do curso de B.A. (B.P.E) da UM, pelo REBAP (Fig.5.3.7)

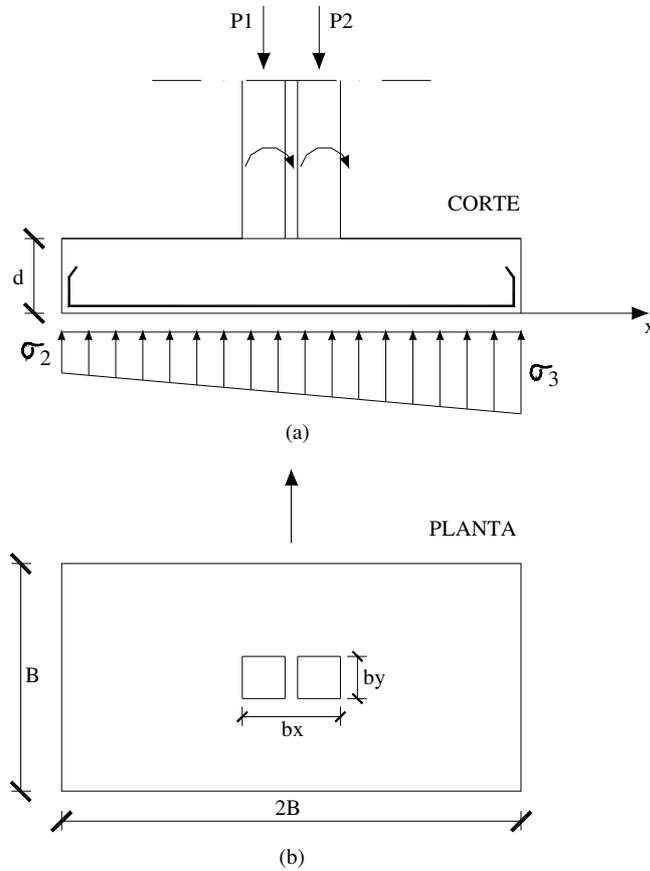


Fig. 5.3.7

$$P_1 = P_2 = 0.40 \times 0.40 \text{ m}$$

Para o pilar P_1

$$N_{sd} = 1500 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 75 \text{ kN.m}$$

E para o pilar P_2

$$N_{sd} = 1200$$

$$M_{sd} = 100 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{rd \text{ solo}} = 450 \text{ kPa, Materiais B25, A4}$$

$$N_{sd} = 1500 + 1200 + 0.1 (1500 + 1200) = 2.970 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 75 + 100 = 175 \text{ kN.m}$$

As dimensões em planta da sapata, arbitrando $L = 2 B$, obtêm-se da condição de

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{rd} \quad (a)$$

$$\text{área} = L \times B = 2 B \cdot B = 2 B^2$$

$$I = \frac{B \times (2B)^3}{12} = \frac{8B^4}{12} = \frac{2}{3} B^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{I} v = \frac{290}{2B^2} + \frac{175}{2B^4} \times 3 \times B = \frac{1485}{B^2} + \frac{262,5}{B^3} \quad (b)$$

$$\sigma_2 = \frac{1485}{B^2} - \frac{262,5}{B^3}. \quad (c)$$

A condição (a) dá:

$$\left(\frac{4455}{B^2} + \frac{787,5}{B^3} + \frac{1485}{B^2} - \frac{262,5}{B^3} \right) / 4 \leq 450$$

$$\Rightarrow B \geq 1,86 \Rightarrow B = 1,90m; L = 3,80m$$

$$\sigma_1 = \frac{1485}{1,9^2} + \frac{262,5}{1,9^3} = 449,6kPa$$

$$\sigma_2 = \frac{1485}{1,9^2} - \frac{262,5}{1,9^3} = 373,1kPa$$

$$\sigma_{ref} \approx (3 \times 449,6 + 373,1) / 4 = 430,5kPa$$

$$\text{Perímetro de punçoamento: } u = 2(b_x + b_y) + \pi d \quad (d)$$

$$\text{área de punçoamento } A_u = (b_x + d)(b_y + d) \cdot (1 - \pi/4) d^2 \quad (e)$$

A condição para obter a espessura da sapata é

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sdef}}{ud} \leq \tau_{rd} = \tau_1 (1,6 - d) \geq \tau_1 \quad (f)$$

sendo

$$V_{sd,ef} = V_{sd,red} \left(1 + 1,5 \frac{e_x + e_y}{(b'_x b'_y)^{1/2}} \right) \quad (g)$$

com

$V_{sd,ef}$ = força de corte efectiva

$$V_{sd,red} = \text{força de corte reduzida} = N_{sd} - \Delta V_{sd} \quad (h)$$

$$\Delta V_{sd} = \sigma_{sd,o} \cdot A_u = (\sigma_{dmédio}/1,5) \cdot A_u \quad (i)$$

Vê-se que a espessura útil d da sapata só se pode obter interactivamente.

Como 1ª iteração toma-se:

$$V_{sd,ef} = N_{sd} = 2970 \text{ kN}$$

Então de (f) tira-se

$$\frac{2970 \text{ kN}}{(2(0,40 + 0,80) + \pi d)d} \leq 650 \Rightarrow 2,40d + \pi d^2 - 2970/650 \geq 0$$

$$d \geq \frac{1,20 + \sqrt{(1,20)^2 + \pi \cdot 4,57}}{\pi} = 1,65 \text{ m}$$

Com este valor poderemos fazer a 2ª iteração:

$$\sigma_{sd,0} = \frac{2970}{1,90 \times 3,80} : 1,5 = 274 \text{ kPa}, \quad \Delta V_{sd} = 274 \cdot A_u$$

$$\text{com } A_u = (0,40 + 1,65) (0,80 + 1,65) - (1 - \pi/4) 1,65^2 = 4,44 \text{ m}^2$$

$$V_{sd,red} = 2970 - 274 \times 4,44 = 1753 \text{ kN}$$

$$e_x = 175/2970 = 0,059$$

$$e_y = 0,$$

$$b'_x = 0,80 + 1,65 = 2,45;$$

$$b'_y = 0,40 + 1,65 = 2,05$$

$$V_{sd,ef} = 1753 \left(1 + 1,5 \cdot \frac{0,059}{(2,45 \times 2,05)^{1/2}} \right) \approx 1826 \text{ kN}$$

$$\frac{1826}{(2,40 + \pi d)d} \leq 650 \text{ kN/m}^2$$

$$\pi d^2 + 2,4d - 1826/650 \geq 0 \Rightarrow d \geq \frac{1,20 + \sqrt{1,20^2 + \pi \cdot 2,81}}{\pi}$$

$$d \geq 1.40$$

Poderíamos fazer uma 3ª interacção que daria, digamos, $d = 1,25 \text{ m}$.

Este valor já estará próximo do valor “real”. No curso de BA da UM, obteve-se $d = 0,95 \text{ m}$ usando a norma espanhola de BA. EH-91.

A armadura na direcção x poderia obter-se calculando o momento flector no encastramento da laje no pilar, devido ao bloco de tensões inferior que de forma aproximada podemos tomar como $\sigma_{\text{ref}} = 430.5 \text{ kPa}$.

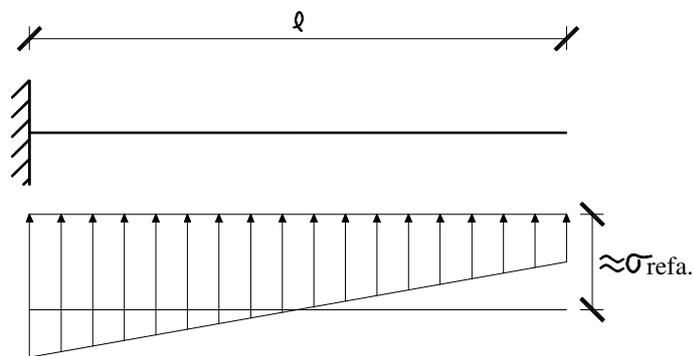


Fig. 5.3.8

O vão seria $l = (1,90 - 0,40) + 0,15 \times 0,80 = 1,62$

$$M_{\text{sd}} = 430,5 \times 1,90 \times 1,62^2/2 = 1073 \text{ kN.m,}$$

muito próximo do valor 1080 kNm referido no exº. da disciplina de B. A. Da U.M., que usa a norma espanhola.

A armadura neste caso viria um pouco menor, porque em vez da altura útil da laje de $0,95 \text{ m}$ temos $1,25 \text{ m}$.

5.4 - Sapatas de Fundação. Disposições construtivas relativas a ferros.

Em rigor, a fundação no exemplo anterior é uma sapata e não um bloco, uma vez que o dimensionamento ao corte não impõe $h > B$. No entanto, esta condição é convencional e na prática blocos e sapatas de fundação não se distinguem a não ser em situações como o caso da Fig. 5.3.4 em que não faria muito sentido falar de "sapata".

Apenas haverá a dizer que as sapatas flexíveis $\left(h < \frac{B-a}{4}\right)$ exigem armaduras de grandes secções que podem de forma aproximada ser calculadas pelas fórmulas da flexão.

Quer nos blocos quer nas sapatas há que ter em conta as disposições construtivas do REBAP em particular o comprimento de amarração dos varões. O REBAP não distingue a amarração dos varões à tracção da dos varões à compressão, fixando-a em condições de boa aderência entre 35ϕ e 25ϕ para o B 20, 30ϕ e 20ϕ para o B 25 e B 30 e entre 25ϕ e 15ϕ para o B 35.

Os comprimentos de amarração, l_{bnet} , são no REBAP (Art.º 81º) definidos pela expressão:

$$l_{bnet} = l_b \frac{A_s \cdot cal}{A_s \cdot ef} \alpha_1 \quad (5.3.15)$$

onde

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{syd}}{f_{bd}} \quad (5.3.16)$$

onde ϕ é o diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do grupo

f_{syd} é a tensão de cedência de cálculo do aço

f_{bd} é a tensão de aderência do varão. Ela é dada por:

$$f_{bd} = 0,3 \sqrt{f_{cd}} \quad (f_{cd} \text{ em MPa}) \text{ no caso de varões de aderência normal;}$$

$f_{bd} = 2,25 \times f_{ctd}$ no caso de varões de alta aderência;

f_{cd} = tensão de cálculo do betão à compressão;

f_{ctd} = tensão de cálculo do betão à tracção;

$A_{s,cal}$ = área de aço calculada;

$A_{s,ef}$ = área de aço efectivamente usada;

α_1 = um coeficiente igual a 0,7 no caso de amarrações curvas em tracção e igual á unidade nos outros casos.

5.5 - Sapatas contínuas (“corridas”)

i) - Com dois pilares (Fig. 5.5.1)

Quando as cargas P_1 e P_2 são desiguais, é dada a distância c de uma das extremidades ao eixo de um dos pilares e se deseja carga uniforme p no terreno, haverá que calcular a distância X da outra extremidade ao eixo do outro pilar.

Em primeiro lugar haverá que localizar a resultante $R = P_1 + P_2$, por exemplo, em relação ao eixo do pilar P_1 , o que se faz pela distância x .

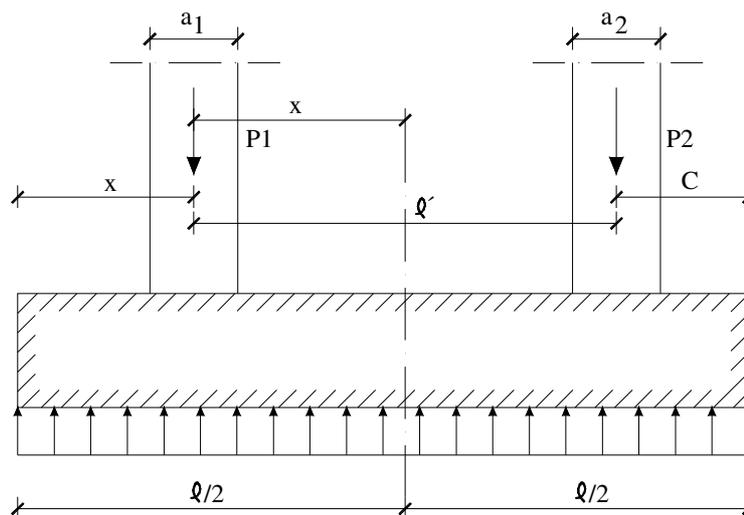


Fig. 5.5.1

Teremos:

$$P_2 \times l' = (P_1 + P_2) \cdot x \Rightarrow x = \frac{P_2 l'}{P_1 + P_2} \quad (5.5.1)$$

Depois há que obter X pela condição de uniformidade da carga e constância na largura da sapata.

Assim:

$$X + x = l/2; \quad \text{ou seja } X = (l/2) - x \quad (5.5.2)$$

$$l = X + l' + c \quad (5.5.3)$$

e daí e de (5.5.3)

$$X = l' + c - 2x \quad (5.5.4)$$

Naturalmente que para termos $X \geq 0$, com $c = 0$ teremos de ter $P_1 \geq P_2$.

Obtido X e daí l, poderemos obter a largura B desde que seja dada a pressão admissível no terreno:

$$B = \frac{1,1(P_1 + P_2)}{P_{adm} \cdot x l} \quad (5.5.5)$$

Conhecido B poderemos com o diagrama de pressões obter imediatamente os diagramas de esforços transversos e momentos flectores (Fig. 5.5.2). A altura d da sapata obtem-se, como antes, a partir das condições de segurança ao punçoamento e segurança ao corte em "viga larga".

Sendo em geral baixa a pressão no terreno a segurança ao punçoamento virá a ser a condicionante.

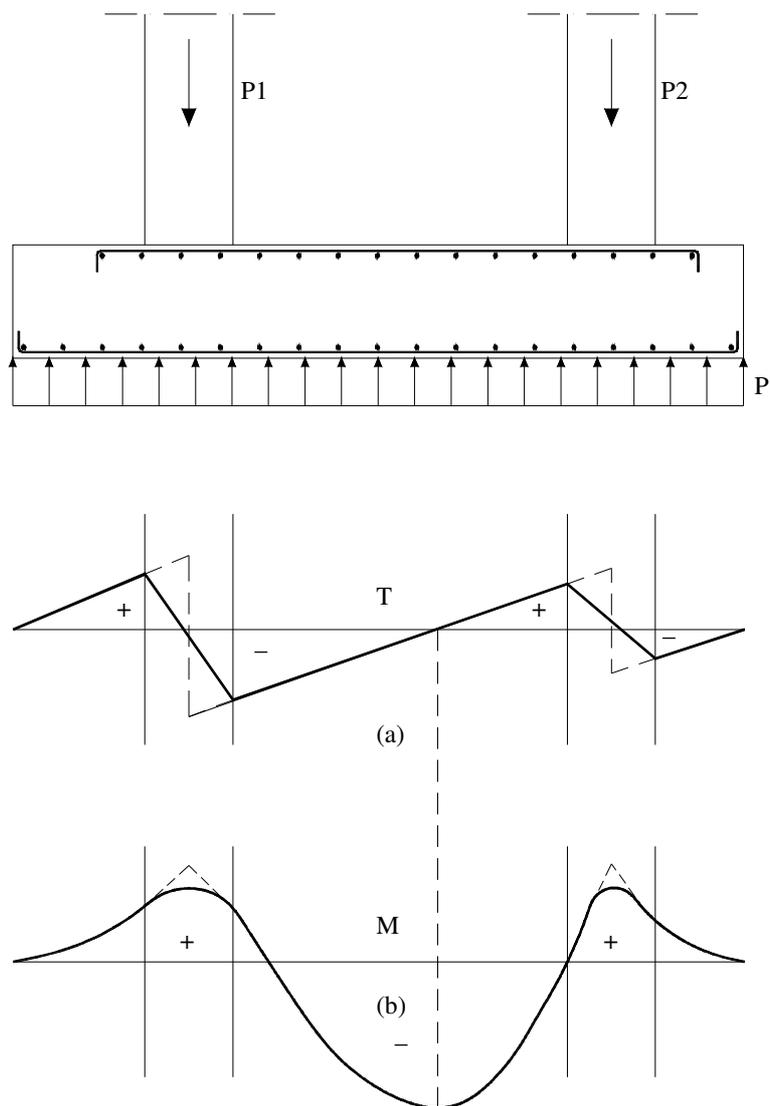


Fig.5.5.2

Conhecido o diagrama dos momentos flectores poderemos obter imediatamente a armadura longitudinal pelas regras do B.A. que damos aqui por reproduzidas. A armadura transversal obter-se-á como se obteria para uma sapata isolada flexível.

Como se disse anteriormente os esforços transversos são absorvidos inteiramente pelo betão, sendo essa uma condicionante para obter a altura d (Fig. 5.5.3)

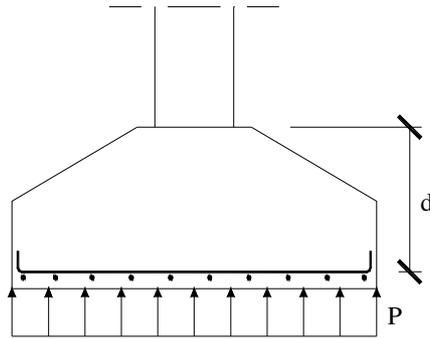


Fig. 5.5.3

Observe-se que se a distância ao bordo é pequena ($x' < d/2$) a fórmula relativa ao punçamento terá de ser modificada. Bowles admite que a área de corte seja (Fig. 5.5.4):

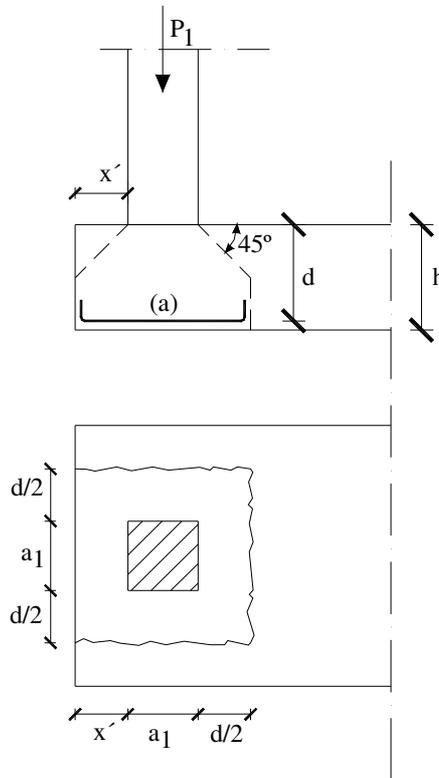


Fig. 5.5.4

$$A_p = [2(x' + a_1 + d/2) + (a_1 + d)]d \quad (5.5.6)$$

a condição de segurança seria:

$$\tau_1 \geq \frac{P_1 \times 1,5}{A_p} \quad (5.5.7)$$

(Artº. 54º do REBAP)

Exercício (Fig. 5.5.5):

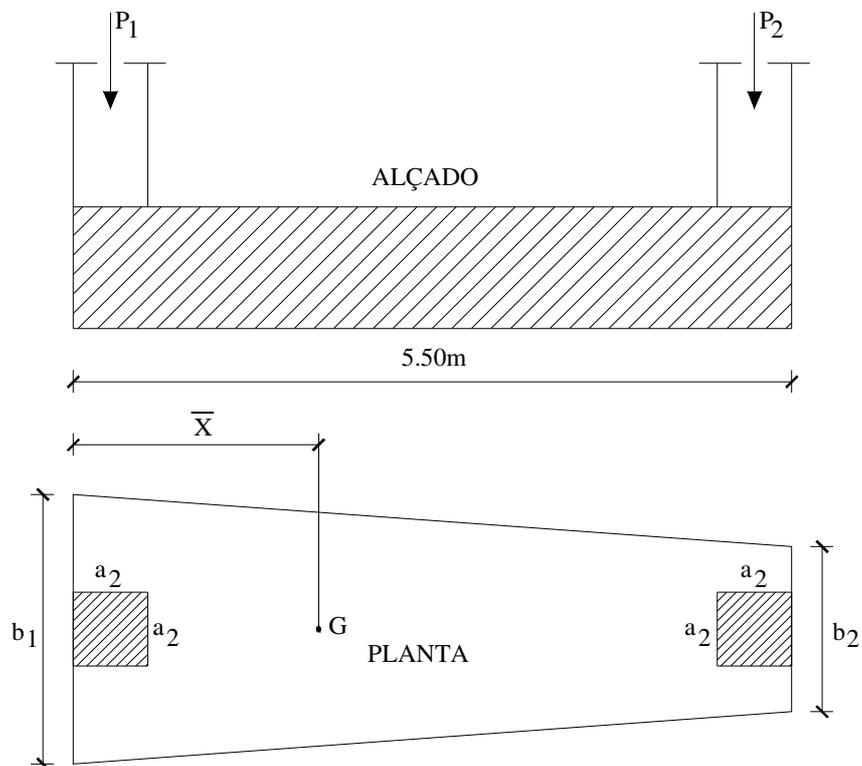


Fig. 5.5.5

Dimensionar uma sapata trapezoidal comum para os pilares P_1 e P_2 com as cargas $P_1 = 1050 \text{ kN}$ e $P_2 = 830 \text{ kN}$. A pressão no solo deve ser uniforme e não exceder $q_{adm} = 400 \text{ kPa}$ (kN/m^2). Considerar um B 25 e um A 400T.

Os pilares têm ambos secção quadrada com $a_1 = a_2 = 46 \text{ cm}$.

Orientação: a geometria dos trapézios dá:

$$\text{Área} = \frac{b_1 + b_2}{2} l \quad (5.5.8)$$

e

$$\bar{X} = \frac{l}{3} \frac{2b_2 + b_1}{b_2 + b_1} \quad (5.5.9)$$

onde b_1 e b_2 são as dimensões das bases, l o comprimento e X = a distância do centro de gravidade à base maior.

Como X se obtém da posição da resultante das cargas P_1 e P_2 e a área se calcula como quociente do valor da resultante, eventualmente multiplicada pelo factor 1,1, pelo valor de q_{adm} , temos em (5.5.8) e (5.5.9) duas equações e duas incógnitas, b_1 e b_2 .

i) - Sapatas Contínuas com Três (ou mais) Pilares (Fig. 5.5.6)

Para obter uma pressão "uniforme" no terreno há que determinar a distância x de tal modo que o centro de gravidade das cargas fique na vertical do centro geométrico da sapata.

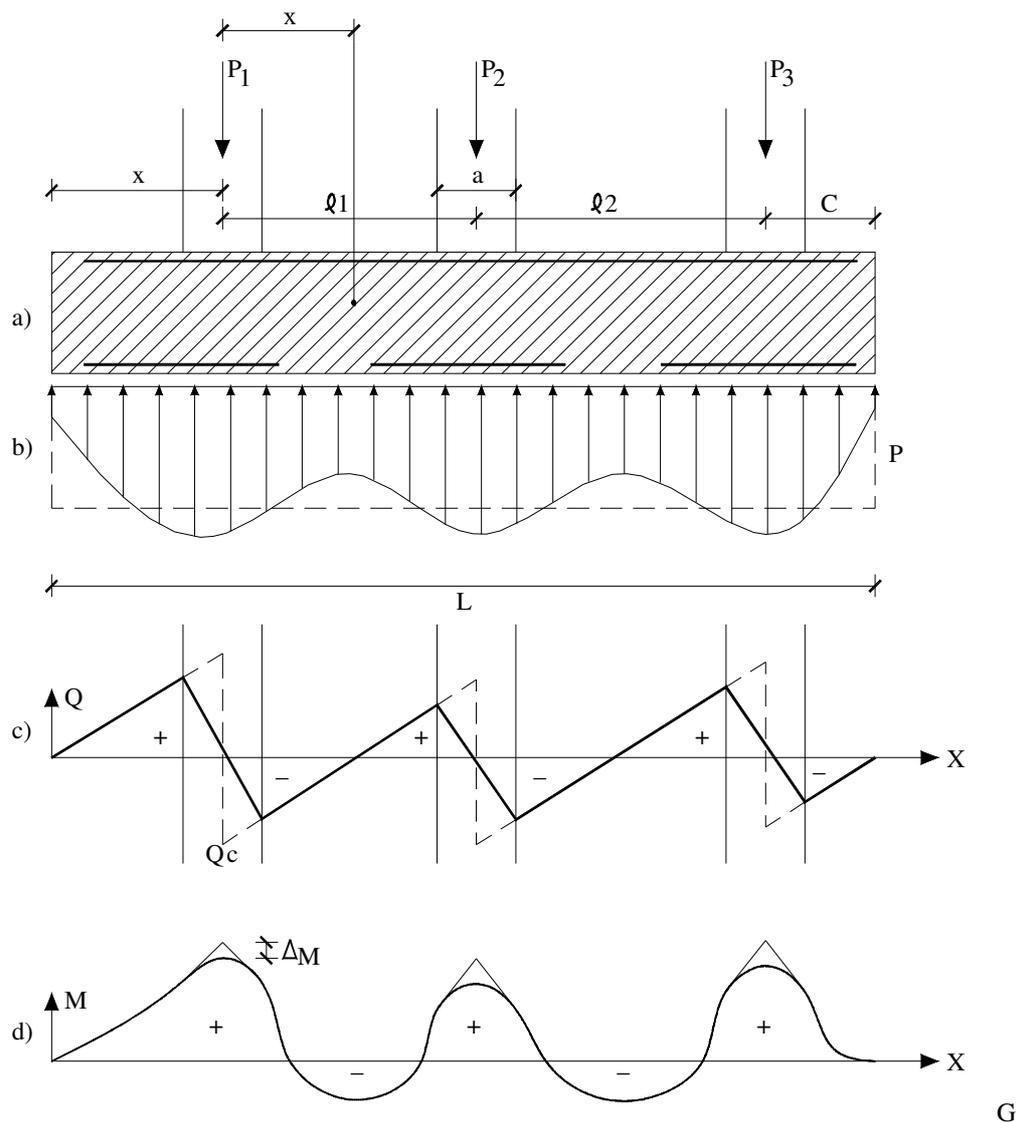


Fig. 5.5.6

Tomando momentos em relação a um ponto da linha de acção de P_1 temos:

$$(P_1 + P_2 + P_3) x = P_2 l_1 + P_3 (l_1 + l_2) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow x = \frac{P_2 l_1 + P_3 (l_1 + l_2)}{P_1 + P_2 + P_3} \quad (5.5.10)$$

e também

$$X + x = l/2 \Rightarrow X + x = l_1 + l_2 + c - x \Rightarrow$$

$$\Rightarrow X = l_1 + l_2 + c - 2x \quad (5.5.11)$$

Conhecendo o q_{adm} no solo, que tomamos para valor médio, podemos calcular a largura B da sapata pela relação

$$q_{adm} \times B \times (l_1 + l_2 + c + X) = 1,1(P_1 + P_2 + P_3) \quad (5.5.12)$$

com o valor $q_{adm} \times B = p$, poderemos traçar os diagramas de esforços transversos Q, Fig.5.5.6 c), e dos momentos flectores M, Fig. 5.5.6 d).

As inequações de estabilidade ao punçoamento e de corte em "viga larga", dos tipos (5.3.2) e (5.3.3) respectivamente, determinariam a altura útil d e com os momentos flectores máximos e mínimos obter-se-iam as armaduras.

Note-se, todavia, que quando há mais de dois pilares na mesma sapata os assentamentos diferenciais podem induzir momentos flectores que podem inverter o sentido do diagramas da Fig. 5.5.6 d).

Com efeito se, por exemplo, o pilar P_2 se "afundar" em relação aos vizinhos poderão desaparecer do diagrama todos os momentos negativos; onde havia momentos negativos aparecem momentos positivos porventura maiores em módulo.

Por outro lado se, por exemplo, o pilar P_3 se "afundar" em relação aos restantes, os momentos flectores negativos entre esse pilar e P_2 irão agravar-se sensivelmente..

Será portanto avisado supor um assentamento diferencial dos apoios de 0,0011 a 0,0021 (por exemplo) e verificar para todas as hipóteses os momentos resultantes que se sobreporiam aos representados na Fig. 5.5.6 d).

Para cálculo do decréscimo do momento ΔM , Fig. 5.5.6 d), devido à dimensão finita dos pilares, poderíamos por exemplo aceitar o valor dado pelo CEB (B 87):

$$\Delta M = Q_e \frac{a}{2} - p \frac{a^2}{8} \quad (5.5.13)$$

Q_e é o esforço transverso; a = dimensão transversal do pilar; p = reacção do solo

De qualquer forma, prevenindo assentamentos diferenciais, as armaduras longitudinais devem ser simétricas (iguais nas duas faces da laje de fundação).

5.6 - Sapatas com Vigas de Equilíbrio

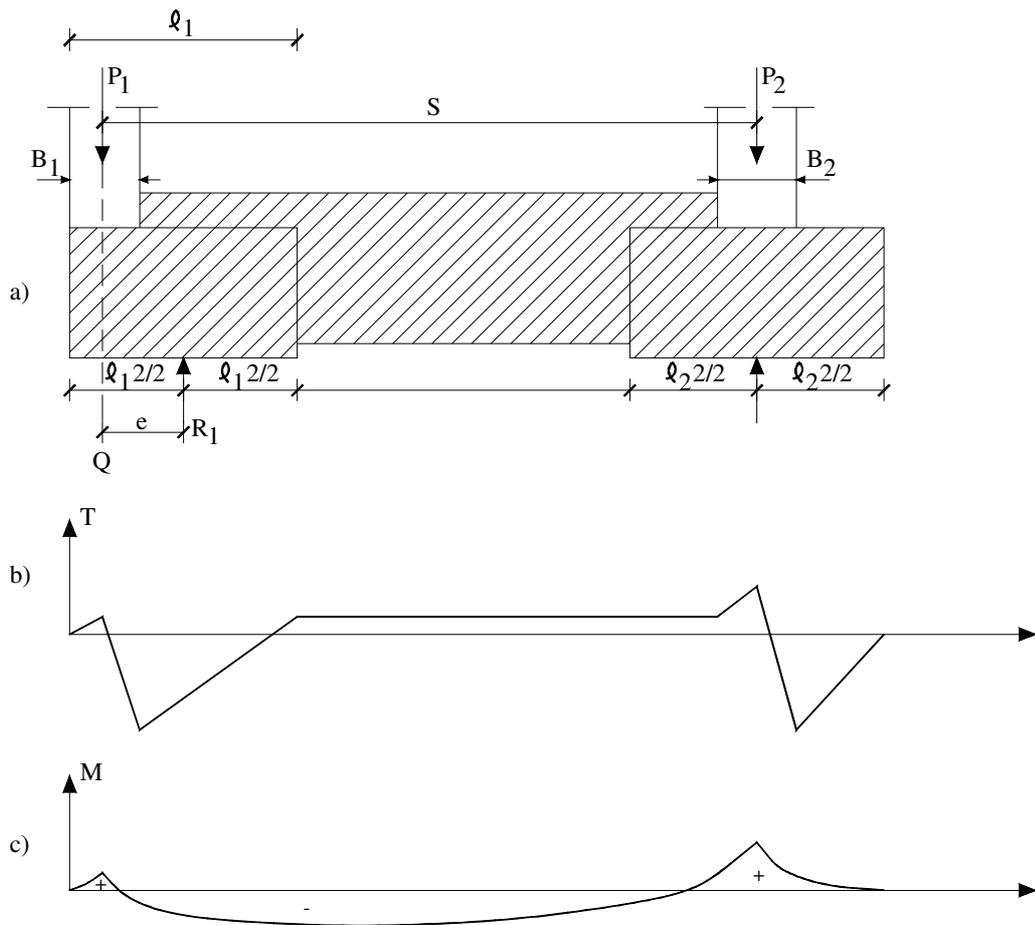


Fig. 5.6.1

Este tipo de sapatas usa-se, em geral, quando um dos pilares (P_1 , na Fig.5.5.6 a) fica encostado à propriedade do vizinho e, quando uma sapata trapezoidal ficaria com o lado menor (P_2) muito pequeno. Por outro lado, por essa ou por outras razões, podem os momentos flectores a transmitir serem importantes e se tornar necessário dar rigidez ao conjunto.

As sapatas extremas, de dimensões $B_1 \times l_1$ e $B_2 \times l_2$ são dimensionadas de forma a darem uma pressão uniforme no terreno de fundação.

Tomando momentos em relação a qualquer ponto da linha de acção de P_2 , temos:

$$R_1 = P_1 \frac{s}{s - e} \quad (5.6.1)$$

Também

$$\sum F_i = 0 \Rightarrow R_2 = P_1 + P_2 - R_1; \quad (5.6.2)$$

e ainda

$$l_1 = 2 \left(e + \frac{b_1}{2} \right) \quad (5.6.3)$$

e

$$\frac{R_1}{B_1 l_1} = q_{adm} \quad (5.6.4)$$

e

$$\frac{R_2}{B_2 l_2} = q_{adm} \quad (5.6.4')$$

Temos ao todo 5 equações independentes e 7 incógnitas, e , l_1 , l_2 , R_1 , R_2 , B_1 e B_2 .

Poderemos, porém, considerar as sapatas quadradas e então:

$$B_1 = l_1 \text{ e } B_2 = l_2 .$$

Ficaríamos então com tantas equações quantas as incógnitas. A solução do sistema costuma obter-se por tentativas, porque as equações podem-se resolver sucessivamente desde que se arbitre e : de (5.6.3) obtem-se R_1 ; de (5.6.2) obtem-se R_2 ; de (5.6.4) obtem-se l_1 ; com

l_1 , R_1 e q_{adm} da equação (5.6.4) obteríamos B_1 . Com R_2 e q_{adm} , fazendo $B_2 = l_2$ (sapata quadrada) em (5.6.4'), obteríamos B_2 .

Obtidas as características geométricas das sapatas e, sabida a pressão no terreno, calculam-se os esforços transversos Q e os momentos flectores M e com eles se traçam os respectivos diagramas.

As armaduras calculam-se pelas regras usuais do B.A..

Observa-se que o dimensionamento em termos de coeficientes parciais de segurança para os casos de sapatas contínuas (“corridas”) ou trapezoidais ou com vigor de equilíbrio se faria de forma análoga as sapatas isoladas. Nesse caso as cargas nos pilares seriam cargas P_{id} majoradas, para a combinação de acções mais desfavorável, e a tensão no terreno q_d teria sido obtida pela fórmula (3.1.1) usando ϕ'_d e c'_d de cálculo obtidos dos correspondentes valores de $\text{tg } \phi'$ e c' divididos pelos correspondentes coeficientes de segurança $\gamma_f = 1,25$, no caso de condições drenadas.

Observa-se ainda que estes cálculos são relativos a estados últimos de equilíbrio para o estado último de utilização haveria que calcular os assentamentos da sapata e verificar que eles não seriam excessivos.

5.7. Fundação por sapatas de forma irregular e reconhecendo vários pilares

Os casos atrás referidos relativos a sapatas “corridas” com 2 ou mais pilares e as sapatas com viga de equilíbrio sujeitas a cargas verticais são susceptíveis de ser generalizados, considerando uma sapata rígida de forma “irregular” que receba vários pilares sujeitos a momentos flectores. Supõe-se que a sapata assente em solo elástico linear. É claro que neste caso a pressão no terreno só será uniforme se a resultante das cargas dos pilares, tendo em conta também os momentos, passar pelo centro de gravidade da área de apoio.

Se houver excentricidade dessa resultante as tensões na base da sapata não serão uniformes, mas será fácil calcular a tensão máxima $\sigma_{m\acute{a}x}$ e a partir dela verificar se não excede a tensão de projecto permitida para o terreno sob a sapata.

Para fixar ideias consideramos o seguinte exemplo (Fig. 5.7.1)

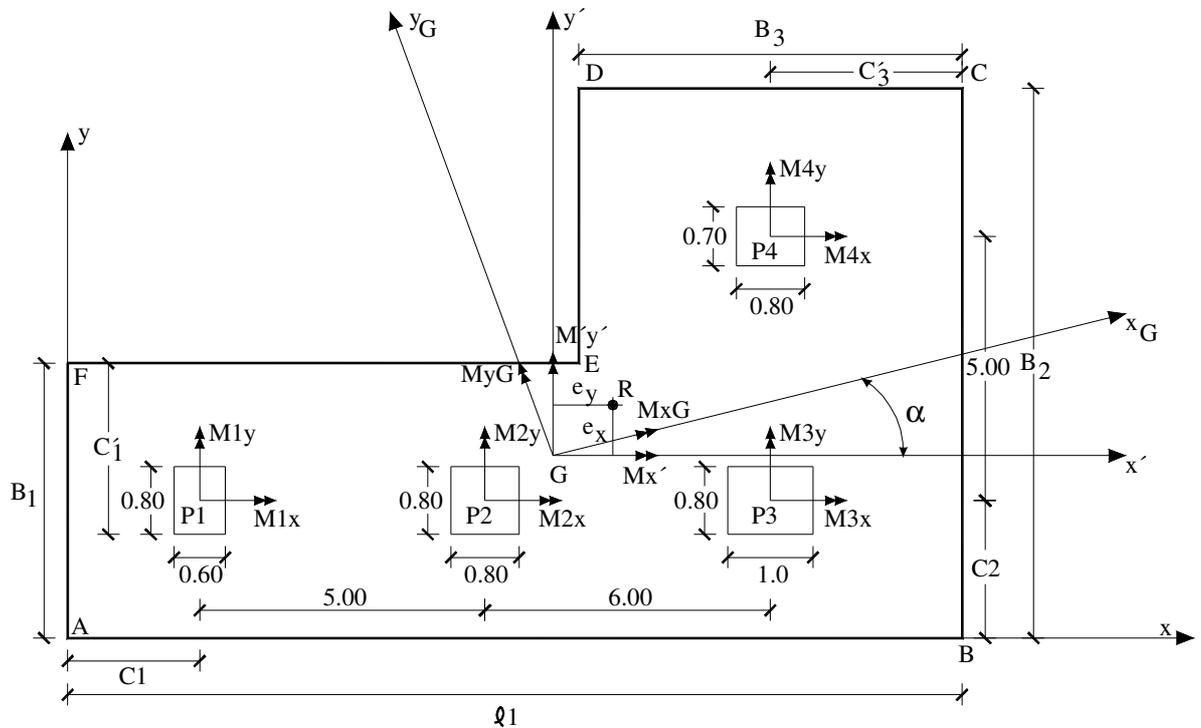


Fig.5.7.1

Cargas “majoradas” (combinação de cargas mais desfavorável, segundo o EC1)

$$P_1 \begin{cases} N_{1d} = 700\text{kN} \\ M_{1y_d} = 200\text{kNm} \end{cases}$$

$$P_2 \begin{cases} N_{2d} = 1000\text{kN} \\ M_{2y_d} = 300\text{kNm} \end{cases}$$

$$P_3 \begin{cases} N_{2d} = 1200\text{kN} \\ M_{2x_d} = 400\text{kNm} \\ M_{2y_d} = 250\text{kNm} \end{cases}$$

$$P_4 \begin{cases} N_{1d} = 800\text{kN} \\ M_{1x_d} = 250\text{kNm} \end{cases}$$

Para $(q_d)_{\text{máx.}} = 300\text{kN/m}^2 = \text{kPa}$ do terreno, dimensionar as sapatas, incluindo dimensão em planta, espessura e ferros. B25, A 400.

Teremos de começar por arbitrar as dimensões da sapata tendo em conta as posições dos pilares. Depois faremos o cálculo da tensão sob a aresta carregada. Calculando a posição de c.g. da área carregada e a posição da resultante, poderíamos desde logo rever as dimensões da sapata de forma a procurar reduzir a excentricidade das cargas ao mínimo.

Marcha de cálculo da tensão máxima no terreno

1º Determinar a posição do centro da gravidade G da área de apoio da sapata (x_g, y_g) .

2º Determinar os eixos principais centrais de inércia dessa área de apoio, X_g e Y_g . (Poderá começar-se por obter os momentos da inércia $I_{x'x'}$, $I_{y'y'}$ e $I_{x'y'}$ em relação a um par de eixos x' , y' paralelos aos eixos x, y dados ou escolhidos e depois rodar os eixos de forma a que se obtenham os eixos principais de inércia I_{x_g} e I_{y_g} para os quais $I_{x_g y_g} = 0$ (ver “Resistência dos Materiais”) ou “Mecânica das Estruturas e dos Materiais”).

3º Obter a posição da resultante R de todas as cargas verticais dos pilares da sapata e as respectivas excentricidades e_x e e_y , em relação aos eixos x' , y' que passam em G e são paralelos aos eixos dados.

4º Calcular os momentos resultantes totais em relação aos eixos auxiliares x' , y' . Esses momentos resultantes são apenas a soma dos momentos respectivos nos pilares, mais os momentos que resultam da excentricidade da resultante. Assim no caso dado

$$M_{x'} = M_{1x} + M_{2x} + M_{3x} + M_{4x} - R \cdot e_x \quad ; \quad M_{y'} = M_{1y} + M_{2y} + M_{3y} + M_{4y} - R \cdot e_y \quad (5.7.1)$$

Estes momentos terão de ser depois projectados nos eixos x_g e y_g inclinados de forma a obter os momentos M_{x_g} e M_{y_g} finais, segundo os eixos principais da inércia.

5º Só depois se pode aplicar a fórmula da flexão composta para obter as tensões no terreno sob a sapata. No caso da Fig. 5.7.1 vê-se logo pela posição da resultante que a tensão máx. se obtêm sob a aresta c da sapata

$$\sigma_{\text{máx}} \equiv \sigma_c = \frac{R}{A} - \frac{M_{xg} \cdot y_c}{I_{xgxg}} + \frac{M_{yg} \cdot x_c}{I_{ygyg}} \quad (5.7.2)$$

sendo

$R = \Sigma P_i$, $A =$ área de apoio da sapata.

Fixando dimensões em planta para a sapata de forma a que a excentricidade seja mínima a tensão máxima no terreno não estará muito acima da tensão média, que é dada por

$$\sigma_{\text{méd}} = \frac{R}{A}$$

onde $R = \Sigma P_i$, é a resultante e A a área de apoio.

Com $\sigma_{\text{méd}}$, e considerando o corte em “viga larga” nas secções da sapata que pareçam mais desfavoráveis, poderemos obter a espessura d . Considerando também o punçoamento para o pilar mais carregado, calcular-se-á outra espessura d' . Como se fez antes, escolher-se-á a de maior valor.

Também com $\sigma_{\text{méd}}$ poderemos calcular os momentos flectores e esforços transversos em várias secções, calculando desse modo as armaduras necessárias.

5.7.1 - Sapatas Excêntricas. Sapatas isoladas de Forma Irregular (Fig. 5.7.1.1)

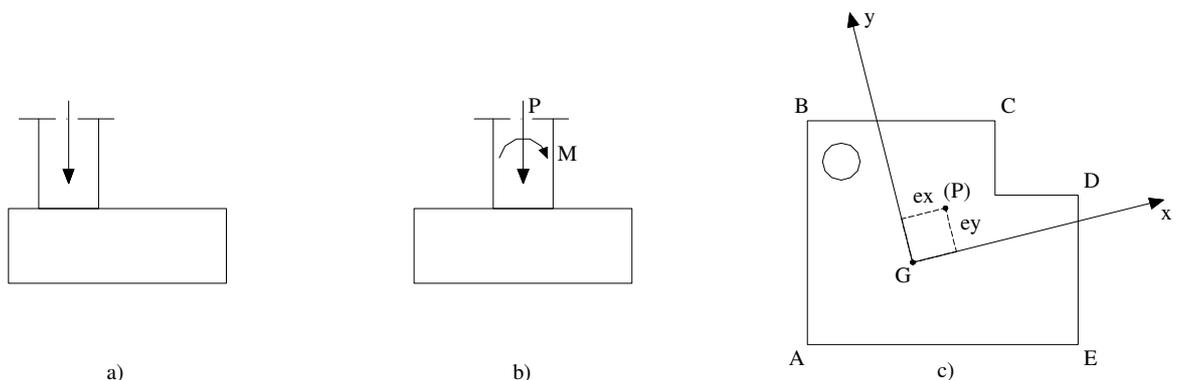


Fig. 5.7.1.1

Se admitirmos a sapata apoiada num terreno que reage, como se fosse um sistema

de molas elásticas (elasticidade linear), sendo a sapata rígida, as tensões de contacto calculam-se pela fórmula da flexão composta, desde que a força resultante na base da sapata caia dentro do núcleo central, como no caso anterior de uma sapata irregular com vários pilares. Teremos, todavia, nesse caso de determinar a posição dos eixos principais centrais de inércia da base da sapata e conhecer em relação a eles as excentricidades e_x e e_y do ponto de aplicação da carga P. Uma vez obtidas as excentricidades e_x e e_y a tensão de compressão máxima que no caso da Fig.5.7.1.1 c) se verifica no ponto c é dada por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_x}{I_{xx} : y_c} + \frac{Pe_y}{I_{yy} : x_c} \quad 5.7.1.1$$

Se a tensão calculada exceder a tensão admissível no terreno, as dimensões da sapata terão de ser aumentadas.

Se a resultante P das acções sobre a fundação ao nível do plano de base cair fora do núcleo central da sapata, parte da sapata não apoiará no terreno e portanto só a outra parte será activa.

A posição da linha neutra nesse caso, se a sapata tiver forma irregular no plano de apoio, só poderá fazer-se por tentativas, conforme as regras da "Resistência de Materiais", (flexão composta de materiais não resistentes à tracção).

Se a sapata tiver forma rectangular, por exemplo, já o cálculo se poderá fazer sistematicamente, calculando o volume da "cunha" de pressões que se geram no contacto da sapata com o terreno e a posição do seu centro de gravidade.

Exemplo:

Dada a sapata da Fig. 5.7.1.2 sujeita a uma força concêntrica $P = 270$ kN e a momentos flectores no pilar de valores $M_x = M_y = 166$ kN.m, determinar a tensão σ_{max} no terreno.

Sugestão:

Trata-se de uma sapata com redução da secção. Localizar *a priori* o ponto de compressão máxima (1). Mudar para ele a localização da origem dos eixos coordenados e determinar por integração associada às equações de equilíbrio de forças e momentos a tensão máxima σ_{\max} e bem assim as dimensões da "cunha" de pressões na sua base (1A B1).

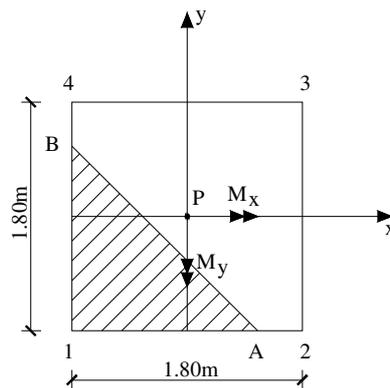


Fig.5.7.1.2a

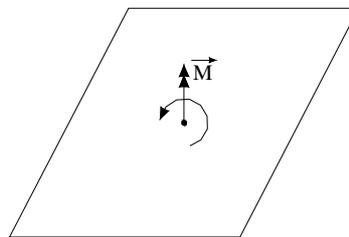


Fig.5.7.1.2b

5.8 - Ensoleiramento Geral (Fig. 5.8.1)

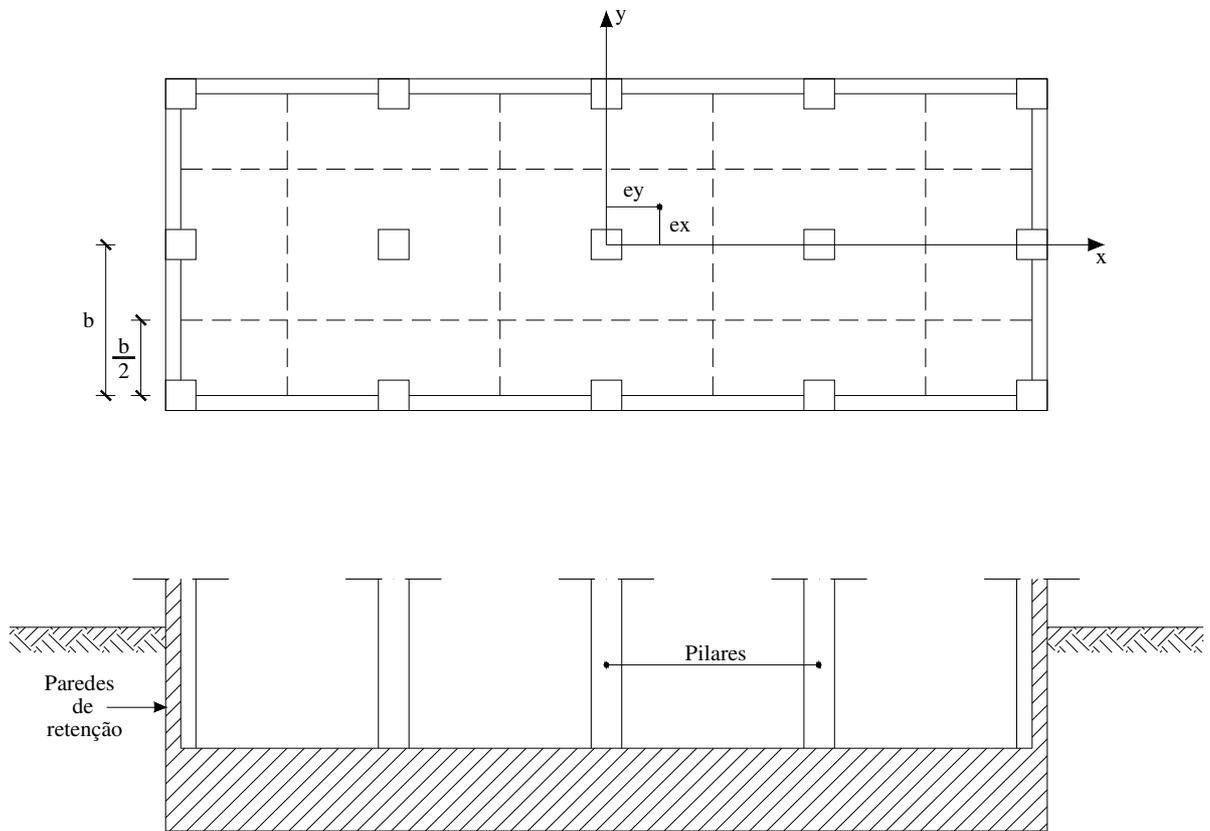


Fig.5.8.1

Já se disse que se usa o ensoleiramento geral quando o terreno tem baixa capacidade de carga de tal modo que os bordos das sapatas isoladas ficariam bastante próximos ou haveria mesmo sobreposição parcial das áreas de apoio. Há quem sugira que quando a área de apoio é maior que 60% da área total envolvente do conjunto dos pilares se justifica um ensoleiramento geral. Outra razão que pode levar a uma tal solução será a necessidade de obter uma cave e também a de evitar assentamentos diferenciais. Poderia até conceber-se um ensoleiramento geral com o plano de apoio no terreno a uma cota tal que o volume de terras retirado tivesse um peso igual ao da construção e nesse caso, em teoria, não haveria lugar a quaisquer assentamentos. Note-se no entanto que eles sempre existem devido à heterogeneidade dos terrenos de fundação e desequilíbrios de cargas, bem como ao "inchamento" do terreno quando se retiram as terras.

De qualquer modo, a experiência mostra que com um ensoleiramento geral a estrutura

sofre menos assentamentos diferenciais do que com sapatas isoladas, podendo contudo o assentamento total médio ser relativamente grande (mais de 20 cm), caso em que as ligações definitivas das canalizações só se devem fazer depois de concluídos os "toscos" da construção. Além disso, poderá haver uma pequena inclinação global da construção de significado estrutural desprezível, mas que em casos excepcionais poderá traduzir-se na estética se o edifício for de grande altura.

Para obter a tensão máxima no solo de fundação o ensoleiramento ou sapata geral considera-se "rígido" (no cálculo convencional) e o solo como um sistema de molas com elasticidade linear (Winkler). Uma vez obtidas as excentricidades da resultante de todas as forças dos pilares e das paredes, e o peso próprio da sapata geral, descontado o peso próprio do solo escavado (húmido ou saturado), calcula-se a tensão máxima pela fórmula da flexão composta como no caso da sapata excêntrica. É o que se chama obtenção da tensão de compressão máxima do terreno por "condições estáticas de equilíbrio exterior". Para determinação da espessura da laje usar-se-à, como nos casos anteriores a condição de estabilidade ao "punçoamento" sob o pilar mais carregado, ou noutra (pilar de bordo ou de canto) que reunir as condições mais desfavoráveis pelo que toca a "punçoamento" (haverá também que fazer verificações de "corte em viga larga").

Para o cálculo das armaduras poderá dividir-se artificialmente a sapata geral em "vigas contínuas" longitudinais e outras transversais e calcular os respectivos esforços (esforços transversos e momentos flectores) separadamente. Na Fig. 5.8.1a) indicam-se 3 "vigas" longitudinais de larguras b e $b/2$; e 5 "vigas" transversais. Se, porém, há paredes laterais de betão armado ligadas monoliticamente à sapata geral, esta deve ser calculada como laje "cogumelo" invertida para a qual há formulário vário no ACI e noutros códigos (CEB, por exemplo).

Em muitos casos justifica-se o uso de vigas de rigidez ligando os pilares e formando no conjunto uma grelha, que como tal deve ser calculada. Quando há paredes laterais de retenção, apoiadas nos pilares dos extremos, o encastramento da laje ou das vigas de rigidez nessas paredes não deve ser tomado como perfeito, uma vez que elas são, em geral, de

pequena espessura.

Bowles (1974), p. 213/15 sugere no cálculo da laje, dividida em faixas como se indicou, que se use a fórmula $q l^2/10$ para os momentos nos vãos das faixas com 3 ou mais vãos e $q l^2/8$ para as faixas com dois vãos. (q será uma pressão “média” no terreno) Essa simplificação é a que geralmente se faz no cálculo de "vigas contínuas" (com mais de dois apoios). Note-se, porém, que aqui e mais uma vez, há que ter em conta assentamentos diferenciais, ainda que relativamente pequenos e por isso há que prever armaduras nas duas faces da laje. Por outro lado, a continuidade "inter-faixas" é favorável à redução de momentos flectores. Observa-se que o cálculo de lajes em fundação elástica pode hoje fazer-se mais rigorosamente por métodos de diferenças finitas ou elementos finitos. Porém na prática, esse maior rigor em relação aos métodos simplificados que apresentamos, não se traduz em diferenças sensíveis nas dimensões e armaduras.

A distribuição de tensões no terreno sob a sapata calculada pelas fórmulas da flexão composta 5.7.1.1 ou 5.7.2, tem variação linear, mas, como as excentricidades da resultante nunca são grandes relativamente à dimensão transversal da sapata, as tensões máxima e mínima não diferem muito da tensão média. A laje pode, pois, calcular-se como sujeita a uma carga uniforme $q = \sigma_{\text{médio}} = R/S$ (R = resultante das cargas aplicadas e S a área da sapata)

Bowles (1996), p.548 além deste método aproximado apresenta a possibilidade de usar programas para computador relativos ao cálculo de lajes por diferenças finitas e elementos finitos. Além desses apresenta um programa de simulação por grelhas.

Exemplo: Fig. 5.8.2

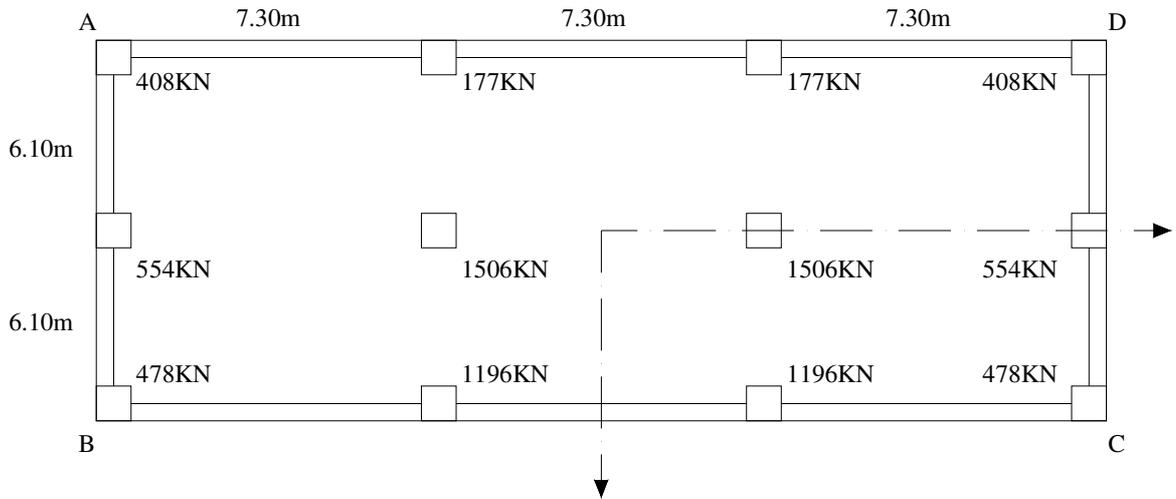


Fig.5.8.2.a

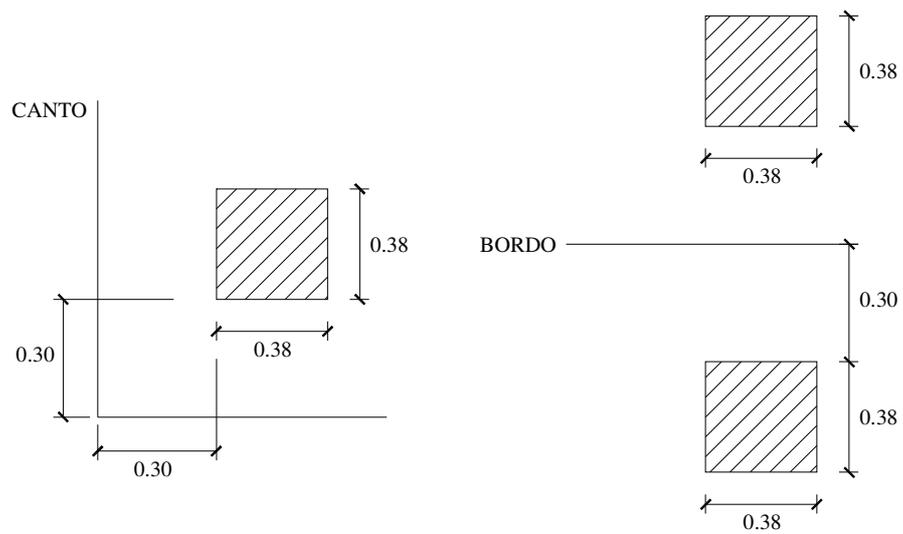


Fig.5.8.2.b

$$\sigma_{\text{admiss' vel}} = 57.14 \text{ kN/m}^2$$

Resultados:

$$e_x = 0,25\text{m} \quad , \quad e_y = 0,41\text{m} \quad , \quad R = 8638 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 49,81\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 31,43\text{kN/m}^2$$

Bowles para cálculo das cargas nas faixas toma o valor médio da pressão no terreno $\sigma = 32,33 \text{ kN/m}^2$ que se supõe uniforme.

5.9 - Utilização de Métodos Numéricos no cálculo de Esforços em vigas sobre fundação elástica (Hipótese de Winkler)

Até aqui considerámos sempre as sapatas "corridas" ou vigas de fundação com grande rigidez e por isso a distribuição de tensões de contacto com o solo de fundação era linear. No caso da hipótese de Winkler assemelha-se o solo a um sistema de molas linearmente elásticas. A viga acompanha as deformações das molas. Neste parágrafo vamos manter essa hipótese mas vamos considerar a deformação da viga o que tornará a distribuição de tensões sob a viga não linear.

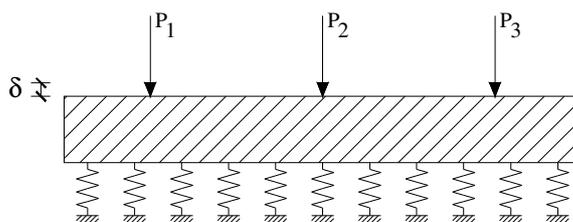


Fig.5.9.a

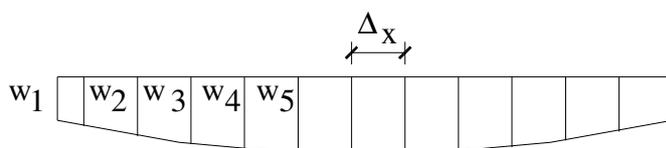


Fig.5.9.b

Adoptaremos um certo coeficiente de reacção ou "de mola" k_s , para o solo que se define como a tensão normal no solo necessária para produzir um assentamento vertical unitário. Já vimos no capítulo 1 como se obtém esse coeficiente e no método numérico que vamos adoptar podemos considerá-lo variável de ponto para ponto, se o desejarmos.

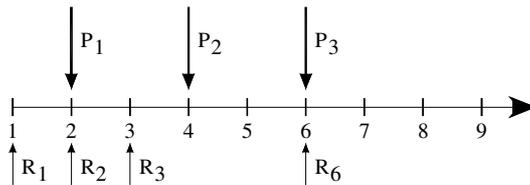


Fig.5.9.c

Os métodos numéricos para ataque deste problema são dois: as diferenças finitas e os elementos finitos. Vamos considerar o método das diferenças finitas que é o mais fácil de aplicar.

Não referimos métodos "analíticos" porque só se aplicam em casos simples e são complicados, enquanto que o método das diferenças finitas é simples e com ele se podem tratar casos de carga quaisquer.

Consideremos então uma viga com fundação elástica de rigidez EI que supomos constante, à qual aplicamos cargas, por exemplo P1, P2, P3. Por comodidade admitiremos também que o coeficiente de "mola" ou de reacção do solo k_s é constante e que a largura da viga também o é (B). Dividimos a viga num certo número de partes, por exemplo 8 segmentos do mesmo comprimento $\Delta x = l/8$ onde l é o comprimento da viga.

A equação diferencial que rege a deformação da viga é

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \quad \text{onde M é o momento flector e w o deslocamento} \quad (5.9.1)$$

vertical no ponto considerado.

A equação (5.9.1) escrita em termos de diferenças finitas no ponto i do eixo da viga dá:

$$\left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right) \approx \frac{w_{i-1} + w_{i+1} - 2w_i}{\Delta x^2} = -M_i : EI. \quad (5.9.2)$$

Sendo k_s o coeficiente de reacção do solo e B a largura da viga de apoio no solo, a reacção do solo no ponto i será:

$$R_i = k_s \cdot B \cdot \Delta x \cdot w_i \tag{5.9.3}$$

As equações (5.9.2) só se podem escrever, como se vê, para os pontos interiores. No caso concreto da Fig. 5.9 temos:

$$\frac{w_1 + w_3 - 2w_2}{\Delta x^2} = -\frac{M_2}{EI} \Rightarrow \frac{w_1 + w_3 - 2w_2}{\Delta x^2} = -\frac{R_1 \cdot \Delta x}{EI}$$

Para R1 teremos $k_s \cdot B \cdot \frac{\Delta x}{2} \cdot w_1$

$$\frac{w_2 + w_4 - 2w_3}{\Delta x^2} = -\frac{M_3}{EI} \Rightarrow \frac{w_2 + w_4 - 2w_3}{\Delta x^2} = -\frac{-R_1(2\Delta x) - R_2\Delta x + P_1\Delta x}{EI} \tag{5.9.4}$$

Para R2 teremos $k_s \cdot B \cdot \Delta x \cdot w_2$.

$$\frac{w_3 + w_5 - 2w_4}{\Delta x^2} = -\frac{M_4}{EI} \Rightarrow \frac{w_3 + w_5 - 2w_4}{\Delta x^2} = \frac{-R_1 3\Delta x - R_2\Delta x - R_3\Delta x + P_1 2\Delta x}{EI}$$

Para R3 teremos $k_s \cdot B \cdot \Delta x \cdot w_3$

.....

(5.9.5)

$$\frac{w_7 + w_9 - 2w_8}{\Delta x} = -\frac{M_8}{EI} \Rightarrow \frac{w_7 + w_9 - 2w_8}{\Delta x} = -\frac{R_9 \cdot \Delta x}{EI}$$

Para R_9 teremos $k_s \cdot B \cdot \frac{\Delta x}{2} w_9$

Temos assim 7 equações a 9 incógnitas: w_1, w_2, \dots, w_9 .

Uma vez que os momentos, no caso figurado, são nulos nas extremidades 1 e 9, as condições que faltam exprimem-se pelas duas equações de equilíbrio global.

$$\sum_{i=1}^9 R_i = P_1 + P_2 + P_3 \quad (5.9.6)$$

$$\sum M_i = 0 \quad (\text{soma dos momentos das forças } R_i \text{ e } P_1, P_2 \text{ e } P_3 \quad (5.9.7) \\ \text{em relação a qualquer ponto do espaço.})$$

Como P_1, P_2 e P_3 são dadas e M_i se exprimem em função dos R_i e estas em função dos deslocamentos w_i , as equações (5.9.6) e (5.9.7) associadas às anteriores (5.9.5) definem um sistema de 9 equações a 9 incógnitas (os w_i) que, uma vez obtidos nos permitem a determinação dos momentos flectores M_j em qualquer secção j e também os esforços que derivam do conhecimento dos R_j .

A existência de computadores PC e de máquinas de calcular avançadas (de bolso) que permitem o cálculo directo de 9 equações a 9 incógnitas torna possível a resolução deste tipo de problemas em qualquer situação.

5.10. Sapatas sujeitas a cargas inclinadas

Até agora referimos apenas sapatas sujeitas a cargas verticais, por ventura excêntricas, se houver momentos nos pilares respectivos. Porém, se as cargas forem inclinadas haverá que “absorver” a respectiva componente horizontal H_d .

Essa componente horizontal é “absorvida” por uma resistência ao deslizamento horizontal devida, por um lado a atrito e/ou aderência na base da sapata (R_d) e por outro à pressão lateral

dos solos sobre o corpo da sapata (R_{pd}):

$$H_d < R_d + R_{pd} \quad (5.10.1)$$

Para R_d podemos tomar:

$$R_d = V_d \cdot \text{tg} \delta \quad (5.10.2)$$

Onde V_d é a componente vertical da carga na sapata e δ o ângulo de atrito na base da sapata.

$$2 \varphi'_d / 3 \leq \delta \leq \varphi'_d \quad (5.10.3)$$

Tomar-se-á $\delta = \varphi'_d$ quando a sapata é betonada contra o terreno da fundação e $\delta = 2 \varphi'_d / 3$ se a sapata for pré-fabricada.

O EC7 recomenda que se despreze a coesão c' do terreno, se existir.

Todavia, se a fundação for em argila de coesão c_u tomar-se-á

$$R_d = A_c c_u < 0,4 V_d \quad (5.10.4)$$

Onde A_c é a área de apoio da sapata.

A componente da resistência devida ao impulso lateral das terras, R_{pd} , poderia, teoricamente, calcular-se considerando o impulso passivo de um lado e impulso activo do lado oposto ao da sapata. Porém, tomar um impulso passivo implicaria supor grandes deslocamentos laterais da sapata sob a acção da força H_d para poder mobilizar esse tipo de impulso. Portanto, é mais realista tomar como coeficiente de impulso, por ex.

$$K_s = K_o = 1 - \text{sen} \varphi' = 0,5 \text{ a } 0,6$$

Observa-se que só se pode considerar a contribuição de R_{pd} para a resistência lateral se durante a vida da estrutura o solo em frente da sapata não for removido por erosão ou actividade humana (abertura de valas para colocação de canalizações, etc.)

5.11. Sapatas fundadas em rocha

Se a rocha é sã (dura) e muito pouco fracturada os pilares podem encastrar directamente nela sem precisarem de sapatas. Se, porém, a rocha é fraca e/ou fracturada há que avaliar a sua carga admissível. O EC7 (2001) apresenta o seguinte quadro de valores:

Sapatas fundadas em rocha

Resistência de projecto ou de cálculo à compressão simples em rochas (EC/, 2001, p. 139) em MPa = MN/m² (admite-se que a estrutura pode suportar assentamentos de 0,5% da largura da sapata)

Grupo	Descrição	Muito fraca	Fraca	Moderadamente fraca	Moderadamente dura	dura
1	Calcários puros e dolomites grês calcáreo de baixa porosidade	0.5 a 1.0	1.0 a 1.5	1.5 a 5	5 a 10	-
2	Rochas ígneas Calcários oolíticos Grês bem cimentados Rochas metamórficas incluindo xistos e ardósias (foliação plana)	0.5 a 1.0	1 a 2.5	2.5 a 5	5 a 10	-
3	Calcários muito margosos, grês mal cimentados, xistos e ardósias (clivagem irregular)	0.25 a 0.5	0.5 a 2.5	2.5 a 5	5 a 10	-
4	Grês argilosos não cimentados e xistos muito fracturados	0.1 a 0.25	0.25 a 0.5	0.5 a 2.5	2.5 a 5	-

(Para rochas fracas e muito fracturadas devem usar-se valores mais reduzidos).

Capítulo 6

MUROS DE SUPORTE

Definição

Um muro de suporte é em geral uma obra de retenção de terras. Um encontro de uma ponte é também uma obra de retenção de terras. Uma barragem é uma obra de retenção de água.

4.1 - Soluções Construtivas e Dimensões (Fig. 6.1)

Um muro de suporte pode resistir ao impulso das terras pelo seu próprio peso (muro de gravidade, (Fig.6.1.a)) ou "mobilizando" um certo peso de terras que funcionará solidário com o seu próprio peso (muro de betão armado L, (Fig.6.1.b)). Para grandes alturas a laje vertical ("alma") do muro L viria com grande espessura e por isso se costuma optar por um muro com nervuras transversais ou contrafortes convenientemente espaçados, (Fig.6.1.c). Neste caso a laje vertical de retenção, (a "alma") apoia, "continuamente" nos contrafortes. Para garantir a aderência ao terreno, os muros L (e os contrafortes) têm algumas vezes um "tacão" (Fig. (Fig.6.1.b)) que garante a mobilização de todo o atrito terras-terras na base do muro.

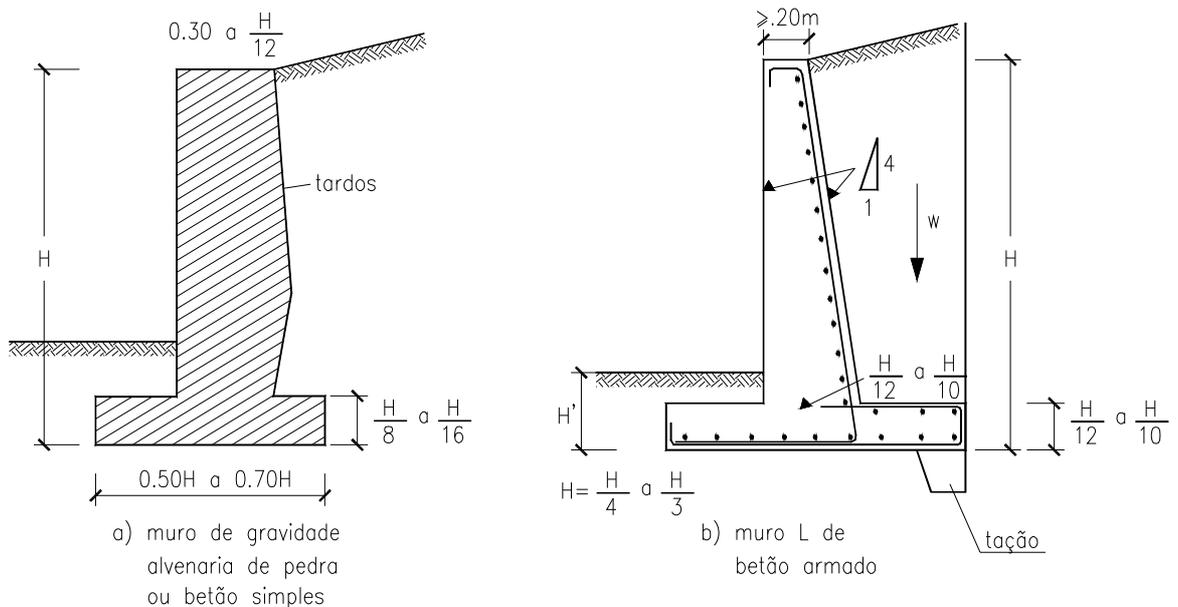
Uma solução construtiva de muito interesse é o muro celular, constituído com peças soltas que podem ser pré-fabricadas em série (Fig.6.1.d).

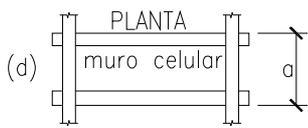
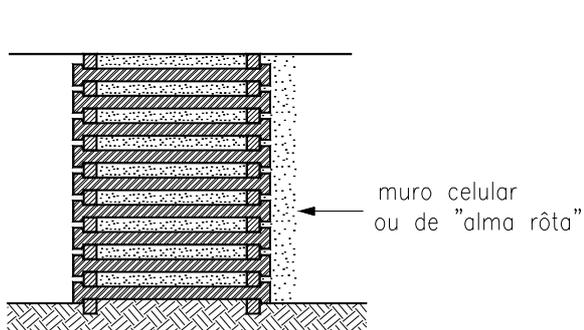
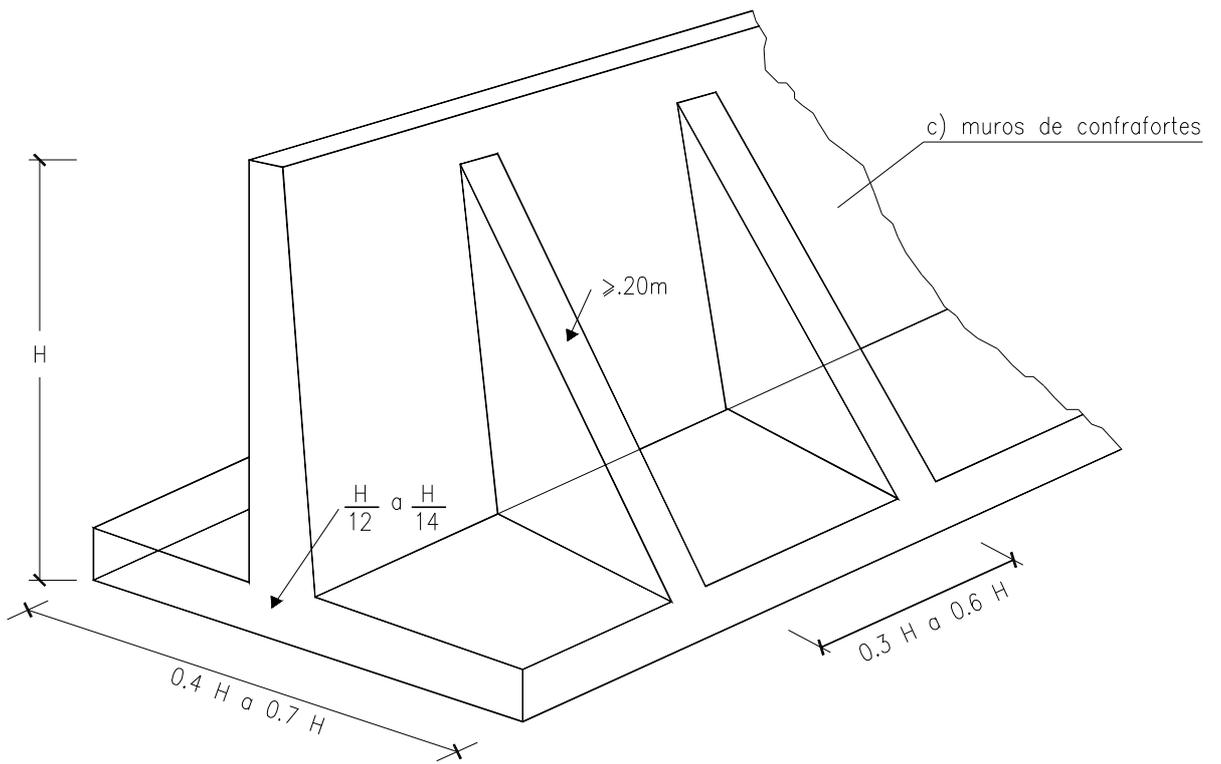
Quando o muro de suporte é um muro-cais ou está em área permanentemente submersa não são de admitir ou não são, pelo menos, recomendáveis obras de retenção de betão armado dada a possibilidade da rápida oxidação das armaduras. Por isso se usam

sempre que possível muros de blocos de betão simples que são justapostos e formam um muro de gravidade.

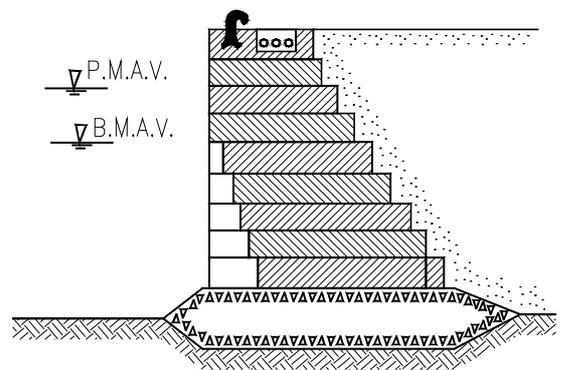
Outro tipo de obra de retenção de terras são os encontros de ponte. Estes podem ser simples muros de betão armado (ou de alvenaria) com uma mesa de apoio para receber as vigas que constituem a estrutura principal da ponte, ou encontros do tipo "cofre" que como o nome indica são "caixas" com quatro muros de retenção: o da frente ou muro de "testa" que recebe os apoios das vigas principais; o muro de "tardós" que recebe os impulsos das terras do aterro; e os muros de "ala" que retêm os cones laterais de aterro.

Há ainda que referir os muros de gabiões (Fig.6.1.i e i') que são muros constituídos por pedras ou brita grossa "ensacada" em "sacos" ou "caixas" rectangulares de arame zincado cheias com as pedras e colocadas umas sobre as outras. O arame forma uma rede com furos de diâmetro inferior ao das pedras menores. Em ambientes agressivos como margens de rios, etc. além da zincagem o arame tem um revestimento de plástico o que é fácil de fazer imergindo a rede em plástico fundente.

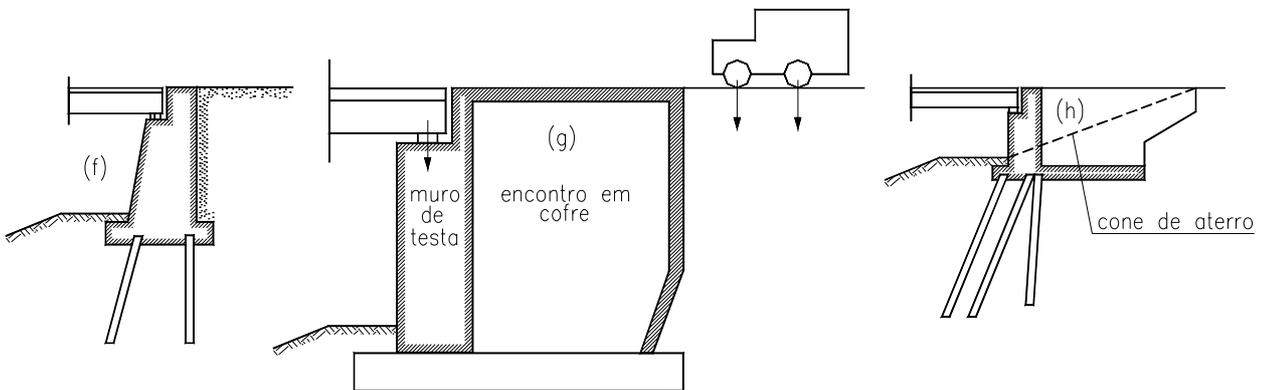




(cheio de areia ou pedra)



(e) muro-cais de blocos



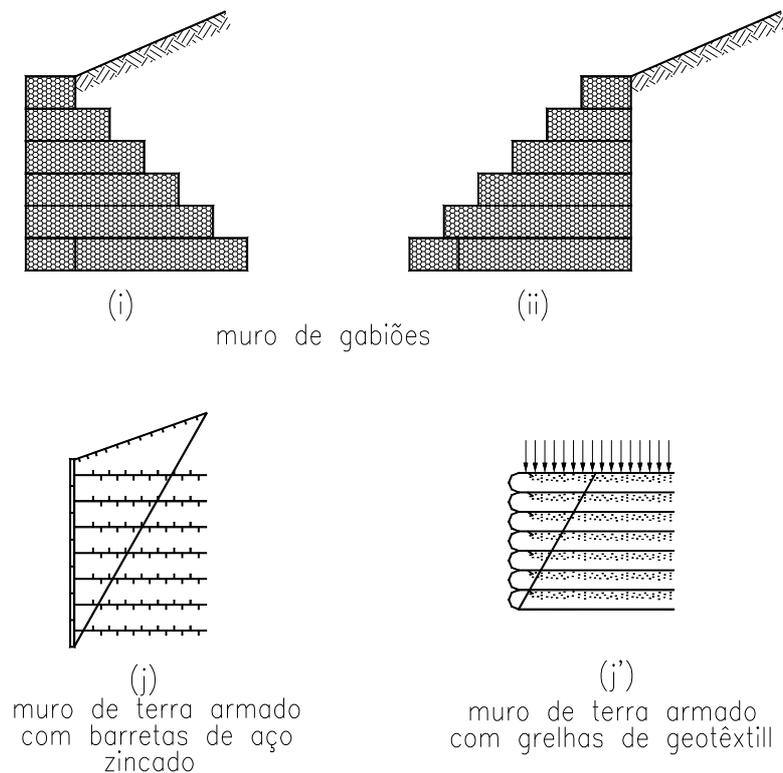


Fig. 6.1

Por último há que referir os “muros” de “terra-armada” (Fig.6.1.j e j’).

A “armadura” pode ser constituída por barretas de aço zincado espaçadas de 0,80 a 1,5 m na horizontal e 0,20 a 1,5 m na vertical. As barretas são fixadas à face (vertical) do muro constituída por lajetas de betão armado pré-fabricadas, e recortadas para encaixarem umas nas outras de forma a que não haja juntas contínuas quer vertical quer horizontalmente. As barretas têm de ter um comprimento suficiente para garantirem ancoragem na parte fixa do aterro que será necessariamente de solo com bom ângulo de atrito.

Para mobilizar esse atrito as barretas têm saliências transversais.

Em vez de uma armadura em aço, pode usar-se grelhas de geotêxtil, mas nesse caso o aterro fica muito mais deformável. Com a armadura de aço o aterro fica praticamente rígido na zona armada. As armaduras são calculadas de forma aproximada, avaliando os impulsos das terras, que as mesmas têm de “absorver” (Bowles, 1966 pág. 670)

As dimensões de um muro são obtidas de início a partir de obras já existentes estáveis. Seguidamente são feitos cálculos de estabilidade "exterior" ou "global" e "interior" ou "local" para confirmação e avaliação de armaduras no caso dos muros de betão armado.

6.2 - Forças Solicitantes (Fig. 6.2)

As forças solicitantes são essencialmente constituídas pelos impulsos do aterro no tardós do muro.

No caso de haver tráfego há que considerar cargas concentradas das rodas dos veículos no topo do terraplino, as quais algumas vezes são substituídas por cargas distribuídas "estaticamente equivalentes".

Havendo a hipótese de o terraplino ser inundado e não havendo saída imediata das águas através de "barbacãs" B (Fig.6.2), há que tomar em conta o impulso hidrostático devido às águas retidas.

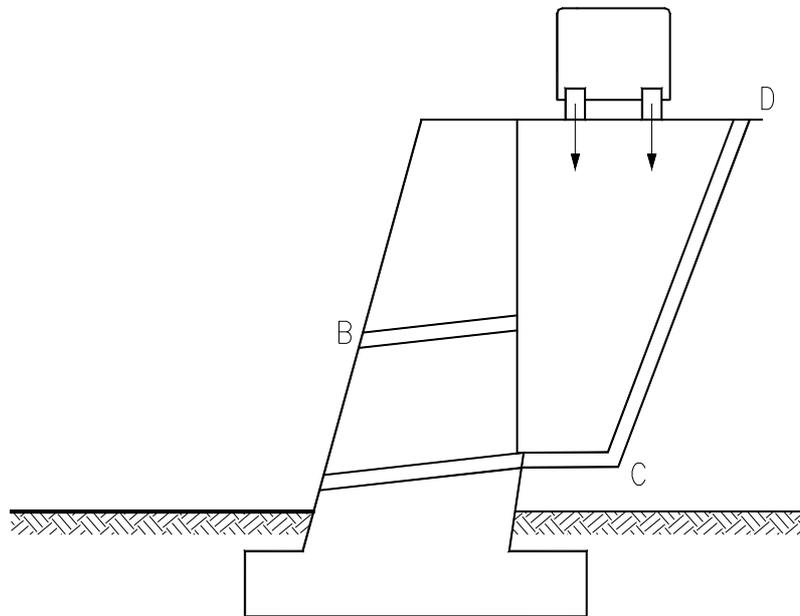


Fig. 6.2

Como esse impulso é fortemente desfavorável à estabilidade, colocam-se muitas vezes drenos ($\bar{C}\bar{D}$) de forma a garantir a drenagem. Porém, esses drenos terão de ter granulometria

apropriada, isto é, têm de satisfazer as "condições de filtro" (*ver um livro de Mecânica dos Solos), pois de outro modo serão obstruídos.

Por outro lado, nos muros-cais há que contar sempre com uma diferença de níveis de água dentro e fora do aterro, devida ao efeito da maré. Para eles há ainda que contar com os esforços de tracção das amarras dos navios nos cabeços de amarração que são da ordem de 1000 a 2000 kN por cabeço ou de 400 kN/m corrente de muro-cais. Por outro lado desde que haja circulação de água dentro do aterro haverá forças de percolação que são forças de massa proporcionais ao gradiente hidráulico. Essas forças, são em geral apenas estimadas.

No caso dos encontros de ponte há que contar com todas essas forças e ainda com as reacções dos aparelhos de apoio que além de forças normais (verticais) têm forças horizontais: frenagem, lacete e forças do vento no tabuleiro e no combóio.

6.3 - Avaliação das Forças Solicitantes

Para o caso dos impulsos de terras damos aqui por reproduzidos os capítulos correspondentes da disciplina de "Geotecnia" ou "Mecânica dos Solos". Quanto às forças transmitidas pelos apoios damos também aqui por reproduzidas todas as considerações feitas numa disciplina de Pontes e que constam do Regulamento de Segurança e Acções em Edifícios e Pontes (RSA). Os interessados poderão ler esse regulamento e nos casos omissos (pontes-cais, etc.) consultarem regulamentos estrangeiros.

Consultar também o EC7 (pré-norma, versão portuguesa, 1994 p. 107 e seguintes). As cargas a considerar são os impulsos do aterro com as sobrecargas, impulsos da água, forças de ondas e acções dos apoios (pontes etc.).

6.4 - Pressão lateral devida a cargas concentradas no terrapleno, obtida pela Teoria da Elasticidade (Bowles, 1968, pp. 355/359)

(Vidé também Poulos (1974, p.16)

Tensões no hemi-espaço elástico (da teoria da elasticidade):

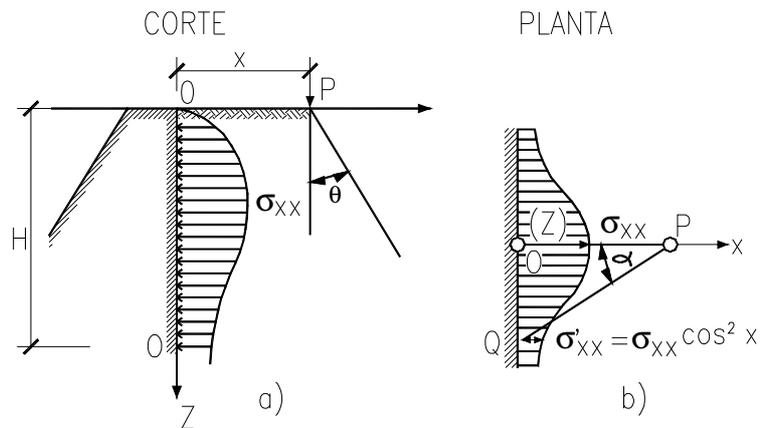


Fig.6.4.1

$$\sigma_{xx} = \frac{P}{2\pi z^2} \left(3\text{sen}^2\theta \cos^3\theta - \frac{(1-2\nu)\cos^2\theta}{1+\cos\theta} \right) \quad (6.4.1)$$

admitindo que o muro não provoca perturbações no estado de tensão do maciço.

Para $\nu = 0,5$ (coeficiente de Poisson) e $x = mH$; $z = nH$

temos

$$\sigma_{xx} = \frac{3Pm^2n^2}{H^2 2\pi(m^2 + n^2)^{5/2}} \quad (6.4.2)$$

para pontos no plano POO'. fazendo ajustes a valores medidos, Sprangler (1936) encontrou:

Para $m > 0,4$

$$\sigma_{xx} = \frac{1,77 P m^2 x n^2}{H^2 (m^2 + n^2)^3} \quad (6.4.3)$$

Valores "práticos" ajustados a valores medidos (Bowles, 1968, pp. dito).

Para $m < 0,4$ toma-se $\sigma_{xx} = (\sigma_{xx})_{m=0,4}$

ou seja

$$\sigma_{xx} = \frac{P \times 0,28 n^2}{H^2 (0,16 + n^2)^3} \quad (6.4.4)$$

Para pontos fora do plano vertical POO', definidos pelo ângulo α (e pela cota z) temos:

$$\sigma'_{xx} = \sigma_{xx} \cos^2 \alpha \quad (6.4.5)$$

Para o caso de uma carga linear (kN/m) teríamos teoricamente: (Poulos 1974, pp. 26):

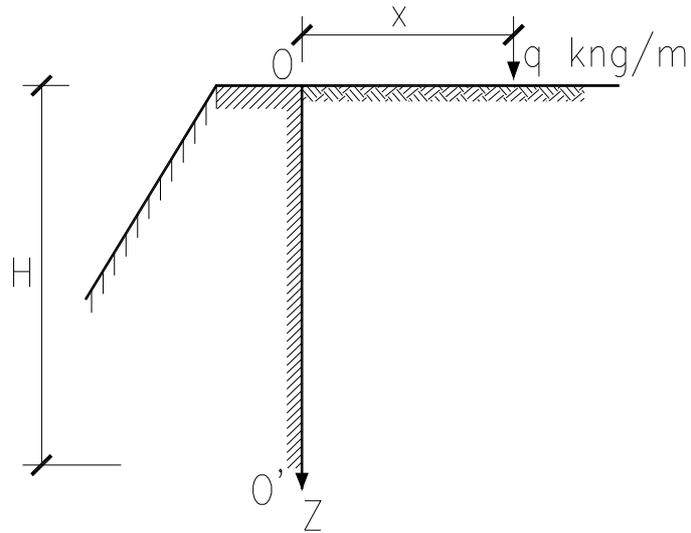


Fig. 6.4.2

$$\sigma_{xx} = \frac{2q}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad \text{para pontos no plano } qOO' \text{ (Fig. 6.4.2)}. \quad (6.4.6)$$

Esta fórmula ajustada para valores medidos (Bowles, 1977) daria para $m > 0,4$, segundo Terzaghi:

$$\sigma_{xx} = \frac{2q}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (6.4.7)$$

Para $m < 0,4$, teríamos

$$\sigma_{xx} = \frac{q}{H} \frac{0,203 n}{(0,16 + n^2)^2} \quad (6.4.8)$$

isto é

$$\sigma_{xx} = (\sigma_{xx})_{m=0,4}$$

Para cargas uniformemente distribuídas (de comprimento infinito, perpendicularmente à Fig. 6.4.3)

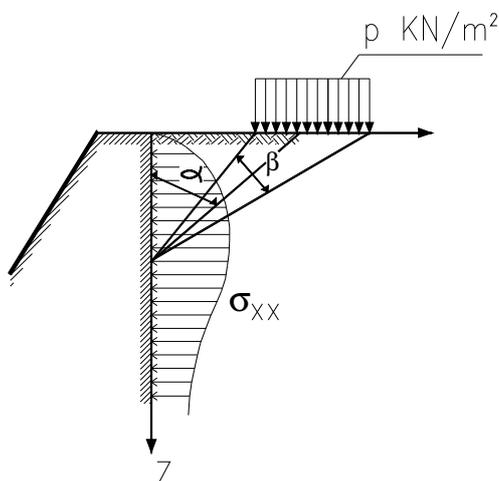


Fig. 6.4.3)

Terzaghi apresenta (admitindo o paramento rígido) o seguinte valor

$$\sigma_{xx} = \frac{2p(\beta + \text{sen}\beta \text{sen}^2\alpha - \text{sen}\beta \cos^2\alpha)}{\pi} \equiv \frac{2p(\beta - \text{sen}\beta \cos^2\alpha)}{\pi} \quad (6.4.9)$$

que é o dobro do que é apresentado por Poulos, (pp. 36 "infinite strip" no hemiespaço elástico). Não se sabendo qual dos valores é o mais rigoroso poder-se-à tomar a média dos dois.

Para cargas em áreas de forma irregular usam-se gráficos semelhantes aos de Newmark (Fig. 4.1.2), mas para tensões horizontais σ_{xx} (Poulos, 1974).

6.5 - Projecto de Muros de Suporte

6.5.1 - Estabilidade Exterior (Fig. 6.5.1)

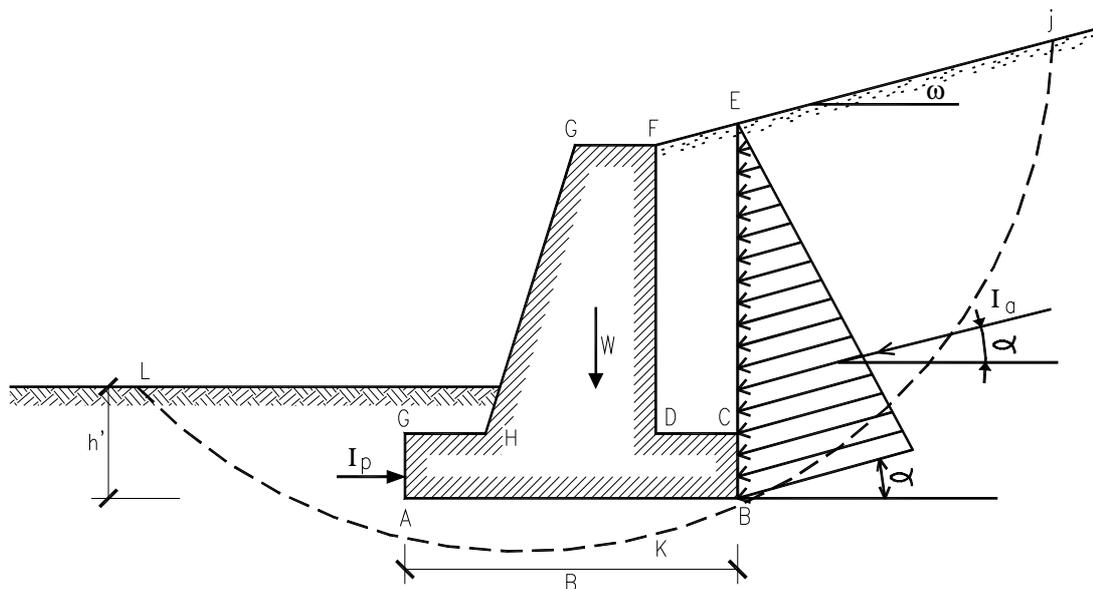


Fig. 6.5.1

Designa-se por estabilidade "exterior" a estabilidade do muro como um todo. No âmbito da estabilidade exterior uma das verificações a realizar refere-se à segurança contra o "derrubamento" ou rotação em torno da aresta A (Fig. 6.5.1). Admitindo que as terras não resistem à tracção, o momento de peso próprio W do muro mais as terras aderentes (prisma DCFE) terá de ser maior que o momento devido à força de impulso activo I_a , momentos esses calculados em relação à aresta A.

Há ainda um impulso I_p oposto ao primeiro devido ao facto de que o muro tem, em geral, a sua base enterrada a certa profundidade h' . Não é, porém, recomendável contar com esse impulso uma vez que por via de regra essas terras na frente do muro podem ser removidas por exemplo para instalação de canalizações ou logo aquando da construção do muro ter sido feito o aterro no tardós do muro antes de se aterrar na frente como seria de boa regra construtiva.

Os momentos devidos ao peso próprio e terras aderentes (M_e) dizem-se "estabilizadores" e os momentos devidos ao impulso activo, ao impulso da água no tardós e gradientes hidráulicos, dizem-se "derrubadores".

O coeficiente F_{sd} de segurança ao derrubamento define-se pelo coeficiente:

$$F_{sd} = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_d} \quad (6.5.1)$$

onde

ΣM_e é a soma dos momentos estabilizadores e

ΣM_d a soma dos momentos derrubadores (em relação à aresta A).

Em geral para haver estabilidade ao derrubamento exige-se que

$$F_{sd} > 1,5$$

Note-se que nos valores dos M_d tem particular importância não só a largura da base B, mas também o ângulo α de inclinação do impulso I_a em relação à horizontal que não é, necessariamente, igual ao ângulo de talude ω , como prevê a teoria de Rankine. Pode até acontecer que o muro, sobretudo se for do tipo de gravidade e o solo de fundação for compressível, desça em relação ao aterro no seu tardós, caso em que α seria negativo e os M_d seriam substancialmente agravados.

Outra verificação a realizar é a de segurança ao "deslizamento" na base do muro (Fig. 6.5.2)

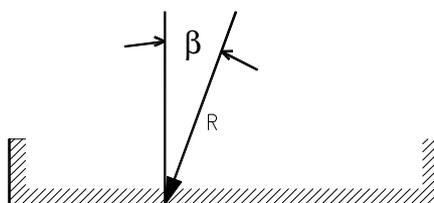


Fig. 6.5.2

Assim, o ângulo β , que a resultante do impulso e do peso próprio do muro (mais as terras retidas ou "aderentes" se as houver) faz com a normal à base, não possa ser superior ao ângulo de atrito entre as terras e a base do muro, devendo haver um coeficiente de segurança F_{se} , tal que

$$F_{se} \times \text{tg } \beta < \text{tg } \delta \quad (6.5.2)$$

onde $\delta < \phi'$ (em geral toma-se $\delta = \frac{2}{3} \phi'$) é o

ângulo de atrito entre a base do muro (betão, alvenaria, etc.) e os solos de contacto.

$$F_{se} = \text{coeficiente de segurança ao "deslizamento"} > 1,5.$$

No caso de existir "tacão" na base do muro a superfície de corte na base será entre terras-terras e portanto $\delta = \phi' =$ ângulo de atrito do solo.

Se o solo da fundação tiver coesão e se for admissível contar com aderência entre a base e o solo ou se existir tacão, o coeficiente de segurança

$$F_{se} = \frac{\int_0^B \tau'_s ds}{R \text{ sen}\beta} = \frac{\int_0^B (c' + \sigma \text{tg}\delta) ds}{R \text{ sen}\beta} \quad (6.5.3)$$

onde $R \text{ sen } \beta$ é a componente horizontal das forças de acção, $\int_0^B (c' + \sigma \text{tg}\delta) ds$ é a força resistente horizontal, c' é a coesão ou aderência, σ é a tensão normal no contacto solo-base do muro, δ é o coeficiente de atrito base-solo e ds o elemento de segmento na base.

Além destas duas verificações de segurança é necessário verificar a segurança em relação a deslizamento geral ao longo do arco JKL (Fig. 6.5.1) ou de outro que dê menor coeficiente de segurança. Para esse cálculo usa-se o método das fatias (Fellenius, Bishop ou outro).

Além destas verificações, se o solo na base do muro for mau (ângulo de atrito menor que 27° e coesão menor ou igual a 0,01 Mpa), convirá também fazer uma verificação da capacidade de carga pela fórmula:

$$q_{ult} = c N_c k_c + p N_q k_q + (B/2) \gamma N_\gamma k_\gamma \quad (6.5.4)$$

onde, como sabemos, $p = \gamma h'$ e os k são produtos de factores para ter em conta a forma s , a inclinação da carga i , a profundidade da base, a inclinação do terreno e a inclinação da base de apoio no solo da fundação. neste caso, $s = 1$ e os outros factores são também iguais a 1 excepto o da inclinação e excentricidade de carga e eventualmente o que é devido à profundidade, o qual, todavia, não será nunca muito maior que a unidade.

Para este caso q_{ult} deverá ser superior à tensão normal máxima σ , na aresta mais comprida, calculada a partir do peso próprio do muro e terras aderentes e dos impulsos I_a e, eventualmente, I_p .

Em relação com a estabilidade “exterior” dos muros de suporte o EC 7 (2001) considera coeficiente parciais de segurança e, portanto, para o cálculo dos impulsos activo e passivo seriam usados ângulos de atrito e coesão de projecto $tg\phi'_d = tg\phi'/1,25$ e $c'_d = c'/1,25$. Nestas condições o impulso activo, viria automaticamente majorado e o passivo reduzido. Também o peso próprio do muro e terras aderentes que é favorável à estabilidade deveria ser reduzido pelo factor 0,9 enquanto que alguma possível sobrecarga no terraplano deveria ser majorada do factor 1,50.

É claro que nestas condições os coeficientes de segurança (6.5.1) e (6.5.2) já poderiam tomar o valor 1,0, como mínimo.

Usando esses mesmos ângulos de atrito e coesão de projecto ϕ'_d e c'_d em (6.5.3) obteríamos um valor q_d em vez de q_{ult} , o qual seria comparado com a tensão média na base da fundação proveniente pelo próprio e terras aderentes e dos impulsos I_a .

O EC7 chama a atenção para o facto de em vez de um impulso activo podermos ter um impulso de terras em repouso que, é superior ao activo, se o muro não puder ter deslocamentos horizontais significativos para aliviar a pressão de terras no seu tardós. O coeciente de impulso, todavia, não ultrapassará K_0 , (impulso de terras em repouso).

Quanto à estabilidade ao deslizamento geral o EC7 considera além das superfícies circulares, outras não circulares de deslizamento. Embora com algumas dificuldades, há métodos das fatias que se podem aplicar a estas superfícies de deslizamento como se verá no capítulo relativo à estabilidade de taludes (Morgensten and price, 1965 a 1967, Spencer, 1973, Janbu, 1955, Martins, 1979).

Acções Sísmicas

A forma mais simples de considerar as acções sísmicas são os chamados métodos “pseudo-estáticos” que supõem aplicadas ao muro e terras aderentes as forças de inércia. Essas forças são obtidas multiplicando o peso do muro e terras aderentes W , por factores adimensionais designados por coeficientes sísmicos, os quais representam a razão da componente respectiva de aceleração sísmica pela aceleração da gravidade. Por ex., um coeficiente sísmico

horizontal $k_h = 0,2$ significa que a acção do sismo dá origem a uma força de inércia horizontal de $0,2 W$, aplicada no centro de gravidade da massa em causa.

De modo análogo se considera a componente vertical da acção sísmica à qual corresponde um coeficiente sísmico vertical k_v .

É claro que as acções sísmicas mudam de sentido muitas vezes durante o sismo. A componente horizontal de aceleração sísmica só é desfavorável à estabilidade quando actua no sentido do tardós para a frente do muro. Quanto à componente vertical $k_v W$, pelo que diz respeito a momentos derrubadores e à estabilidade ao deslizamento horizontal, ela é desfavorável quando actua para cima, aliviando o peso do muro.

Um método de cálculo vulgar, que surge associado à teoria de Coulomb para impulso de terras, é o de Mononobe-Okabe. Esse método para ter em conta a acção sísmica roda o sistema muro-terras de um ângulo $\theta = \arctan k_h / (1 + k_v)$.

Porém este artifício de cálculo não trás vantagens quando se usa a teoria da Rankine de impulso de terras e as forças $k_v W$ e $k_v W$ que actuam junto com o peso próprio podem ser consideradas directamente nos cálculos de estabilidade exterior e interior do muro.

6.5.2 - Estabilidade Interior

A estabilidade interior diz respeito às armaduras (e dimensões mínimas nas espessuras) se o muro é de betão armado. Se o muro é de alvenaria diz respeito às tensões nas alvenarias que, em geral, terão de ter de compressão, podendo em condições excepcionais, admitir-se redução na secção desde que a tensão na aresta mais comprida continue suficientemente baixa.

Vejamos o caso do muro L de betão armado da Fig. 6.5.2.1. A laje vertical trabalha encastrada na base e sujeita ao impulso das terras que tem, como sabemos, distribuição triangular ou trapezoidal. Os momentos flectores são determinantes quer das armaduras quer das espessuras. Em particular M_{\max} determinará a espessura máxima d .

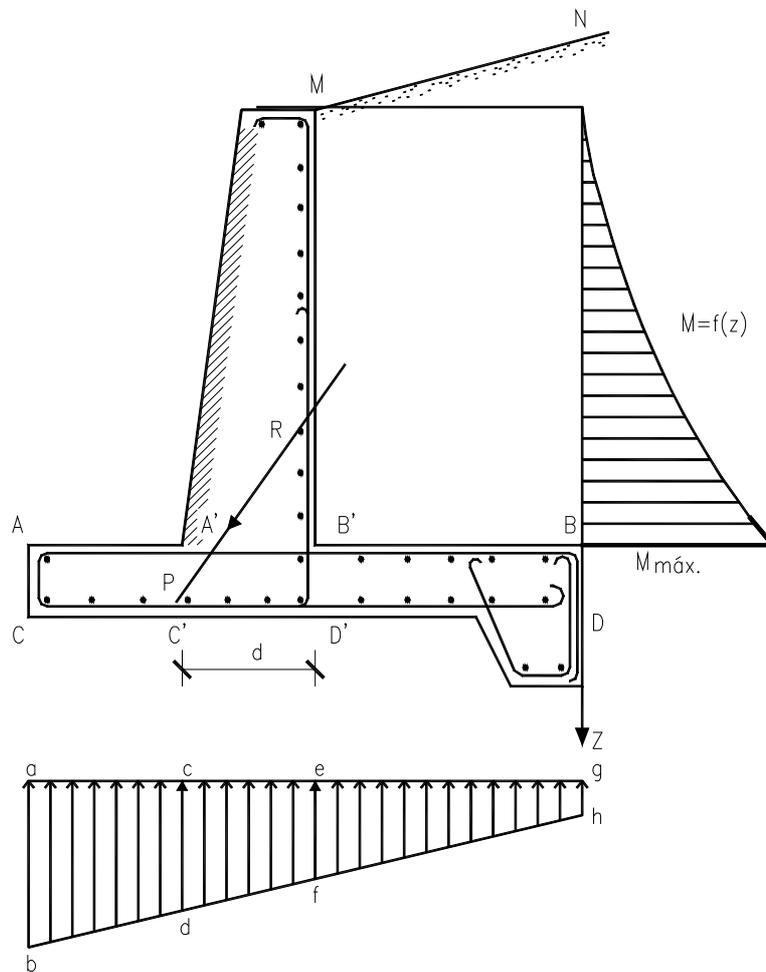


Fig. 6.5.2.1

Como os momentos crescem rapidamente (com o cubo de z) em profundidade, por razões de economia convirá interromper ferros a $1/2$ ou $1/3$ e $2/3$ da altura.

O trecho CC' da base calcula-se encastrado em $A'C'$ e sujeito ao diagrama de pressões no terreno (a b c d, Fig. 6.5.2.1). Esse diagrama resulta da componente normal N da resultante R , cujo ponto P de intercepção com a base se conhece, e pela hipótese de linearidade da distribuição de tensões que advém da elasticidade linear admitida para o solo e da rigidez infinita admitida para a base do muro. Poder-se-ia deduzir do diagrama de pressões abcd o peso das terras por cima de AA' ; como antes dissemos essas terras podem vir a ser removidas e portanto é melhor não contar com elas.

O trecho B'B da laje na base do muro calcula-se encastrado em B'D' e com um diagrama de cargas que é a diferença entre o peso do prisma de terras sobrejacentes à laje BB' (prisma BB' MN) e o diagrama de pressões de contacto na face inferior, previamente determinado pelo valor, inclinação e ponto de aplicação P da resultante R (Fig. 6.5.2.2). Vê-se assim que enquanto na frente do muro as armaduras principais em AA' devem andar por baixo (CC'), na parte de tardós da laje da base as armaduras principais devem andar por cima (BB'). Porém, dadas as irregularidades que sempre existem no terreno de fundação colocam-se sempre armaduras “corridas” nas faces inferior e superior e as armaduras de distribuição (longitudinais) devem ter valores algo superiores aos mínimos regulamentares. É que devido também a heterogeneidades inevitáveis, há sempre momentos flectores no plano vertical, funcionando o muro como uma grande viga T (invertida).

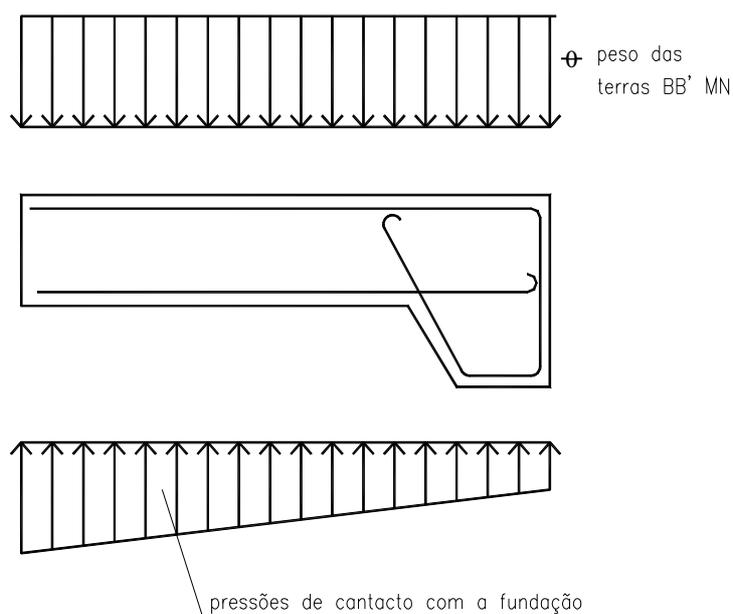


Fig. 6.5.2.2

No caso de um muro de gravidade (de blocos, por exemplo) a verificação da estabilidade "interior" traduz-se pelo cálculo do coeficiente de segurança ao deslizamento (e derrubamento) a vários níveis, uma vez que os blocos se apoiam simplesmente uns sobre os outros e, se o muro for de alvenaria esta, em geral, supõe-se não resistente à tracção.

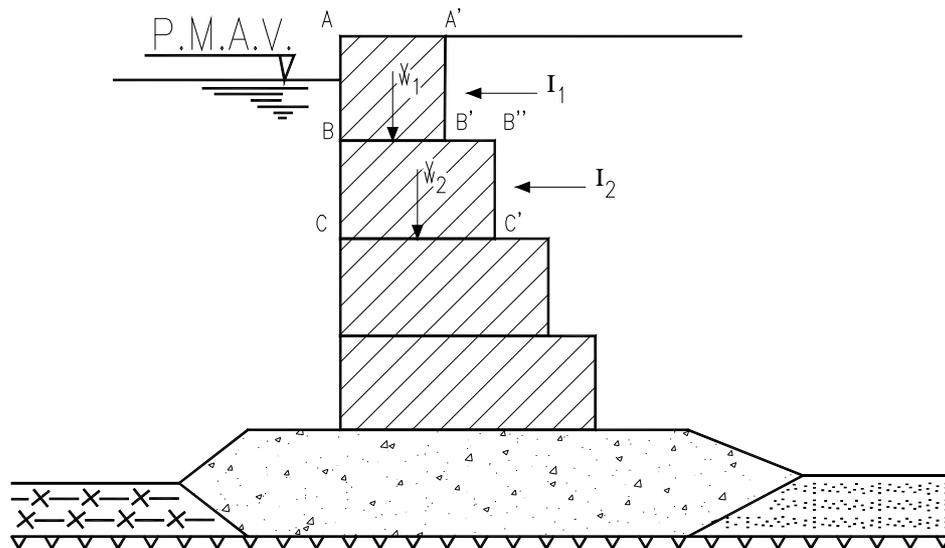


Fig. 6.5.2.3

6.5.3 Muros com gigantes ou contrafortes (Fig. 6.5.3.1)

O cálculo da estabilidade "exterior" é igual ao dos muros tratados anteriormente só que agora não será feito por metro "corrente" de muro mas sim para um comprimento de muro correspondente ao espaçamento 1 entre contrafortes, incluindo-se o peso próprio do respectivo contraforte.

A laje vertical supõe-se, em geral, como continuamente apoiada nos contrafortes e, bem assim, a laje da base. Esta supõe-se encastrada também na laje vertical e vice-versa. Os contrafortes consideram-se como "vigas" em balanço com espaçamento l e vão H encastradas na base, sujeitas ao impulso de terras.

Os diagramas de momentos flectores na laje vertical são complexos, porque essa laje está sujeita a uma carga distribuída triangular ou trapezoidal.

Bowles (1968) pp. 324/326 tem tabelas para o cálculo de esforços (momentos flectores) em lajes encastradas em três lados e livres no quarto lado, que seria o caso da laje da base e da laje vertical.

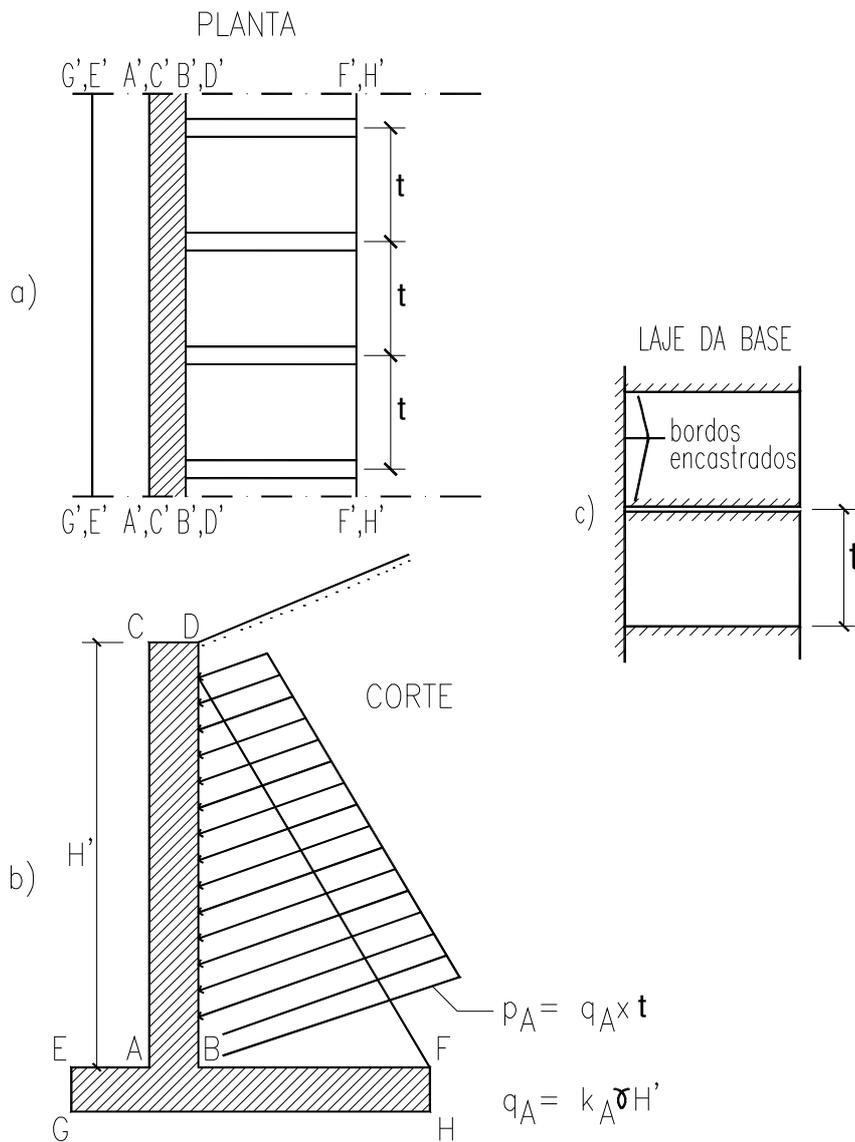


Fig. 6.5.3.1

Exemplo: Verificar a estabilidade exterior do muro de contrafortes da Fig. (6.5.3.2) e dimensionar as armaduras. Peso específico do solo de aterro 19 kN/m^3 , ângulo de atrito $\phi = 36^\circ$. (O solo é uma areia). Betão B 25, aço A 400ER. O solo da fundação do muro tem as características indicadas no perfil.

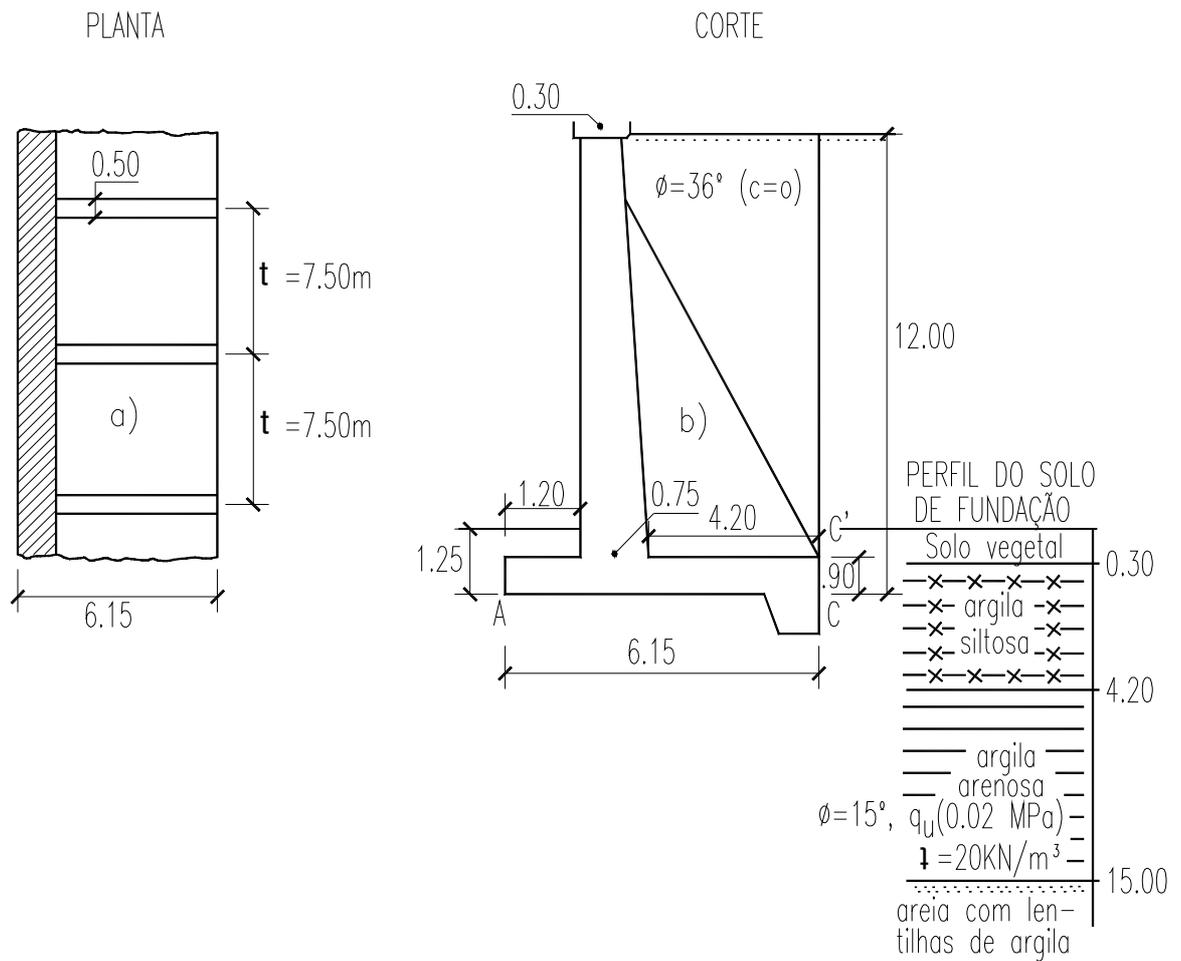


Fig. 6.5.3.2

Verificação da estabilidade exterior:

a) Estabilidade ao derrubamento

$$K_A = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{36}{2} \right) = 0,26 \quad (\text{Rankine})$$

$$P_A = I = \frac{1}{2} \times 19 \times 12^2 \times 0,26 = 356 \text{ kN/m}$$

Momento derrubador (em relação a A) $M_d = 355,7 \times \frac{12}{3} = 1423 \text{ kN/m}$

Forças estabilizadoras: terras retidas, pp. da laje vertical, pp. da laje da base.

Cálculo dos momentos estabilizadores:

	Força/m	braço (m)	momento (kN m/m)
laje vertical V ₁	72,9	1,60	116,6
solo retido V ₂	909,9	4,05	3685,0
laje da base V ₃	138,4	6,15/2	425,5
	$\Sigma V_i = 1121 \text{ kN/m}$		$\Sigma M_e = 4227 \text{ kN m/m}$
	$F_{sd} = \frac{4227}{1423} = 2,97$	O.K.	

(Despreza-se o impulso “passivo” na frente do muro por se admitir que durante a vida da estrutura as terras poderão alguma vez ser retiradas).

b) Estabilidade ao escorregamento na base

Vamos admitir que a aderência do betão ao solo é 0,5 da coesão:

$$c' = 0,5 \times c = 0,5 \times \frac{q_u}{2} = 0,05 \text{ kgf/cm}^2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

Para atrito entre o betão e o solo tomamos $\phi' = 2/3 \phi = (2/3) 15^\circ = 10^\circ$

Então, se não houver "tacão" no muro, a resistência ao escorregamento será:

$$F_H = V \operatorname{tg} \phi' + c' B = 1121 \operatorname{tg} 10^\circ + 5 \text{ kN/m}^2 \times 6,15 \text{ m} = 228 \text{ kN/m}$$

Esta resistência é insuficiente uma vez que a componente horizontal da resultante, neste caso igual ao impulso do aterro, é igual a 353 kN/m.

Torna-se pois, necessário construir o "tacão" e nesse caso $\phi' = \phi = 15^\circ$ e $c' = c = \frac{q_u}{2} = 10 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Então } F_H = 1121 \times \operatorname{tg} 15^\circ + 10 \times 6,15 = 362 \text{ kN/m}$$

Esta resistência não era ainda tranquilizadora e talvez houvesse que garantir por meios construtivos que as terras na frente do muro não seriam retiradas, nem o aterro no tardós executado antes da cobertura da fundação na frente do muro. Também o solo sob a base do muro deveria ser substituído por solo com bom ângulo de atrito.

Note-se no entanto, que o próprio tacão ou dente, tendo uma certa profundidade abaixo do plano da base do muro, garante sempre a mobilização de impulso "passivo" na sua frente. Além disso, nos cálculos ignorou-se o pp. dos contrafortes tomando-se em seu lugar o peso de

um volume igual de terras, uma vez que o cálculo foi feito por metro corrente. A diferença porém, é pequena, mas podemos calculá-la:

$$\Delta V = \frac{4,20}{2} \frac{(12,00 - 0,90 - 1,50) \times 0,50 \times (24 - 19) \text{ kN/m}^3}{1} = 6,72 \text{ kN/m}$$

(desprezável)

Também poderíamos calcular o impulso "passivo" mobilizável na frente do muro, se as terras ali forem mantidas. Teríamos:

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0,26} = 3,846 \Rightarrow I_p = \frac{1}{2} \times 19 \times (1,20 \text{ m})^2 \times 3,846 = 52,6 \text{ kN/m}$$

Este impulso se de facto fosse mobilizável já daria um factor de segurança ao escorregamento na base:

$$F_{se} = \frac{362 + 526}{353} = 1,2$$

Este factor aumentaria ainda se na frente e por baixo do muro o solo inicial, que é mau, fosse substituído por areia ou material granular qualquer (por exemplo escórias, restos de construção, "tout venant" de pedreiras, etc.). Era uma medida "construtiva" que se devia tomar neste caso, além, naturalmente da construção do dente ou tacão.

Observa-se que se usarmos os coeficientes parciais de segurança do EC7 (2001) teremos de obter o ângulo de cálculo ϕ'_d tal que $\text{tg } \phi'_d = (\text{tg } \phi')/1,25$, $\phi'_d = \arctg(\text{tg} 36^\circ/1,25) = 30^\circ.2$, ou seja

$$K_{Ad} = (1 - \text{sen } \phi_d)/(1 + \text{sen } \phi_d) = 0,331 \text{ o que implica } P_{Ad} = I_d = \frac{1}{2} \cdot 19,12^2 \times 0,331 = 453 \text{ kN/m.}$$

Então o momento derrubador do projecto será:

$$M_{dd} = 453 \times \frac{12}{3} = 1877 \text{ kNm/m. Por outro lado os pesos próprios, que são favoráveis à}$$

estabilidade, devem ser reduzidos pelo factor 0,9, o que dará um momento estabilizador de cálculo:

$$M_{ed} = 4227 \times 0,9 = 3,804 \text{ kN m/m.}$$

Portanto, o factor de segurança será:

$$F_{sd} = \frac{3804}{1877} = 2,03 > 1$$

Quanto ao escorregamento na base, mesmo com tacão teríamos $\text{tg}\phi'_d = \text{tg}15^\circ/1,25 = \phi'_d = 12^\circ,1$.
Então a força resistente na base seria:

$$R_b = 1121 \times 0,9 \times \text{tg} 12^\circ,1 \times (10\text{kN/m}^2/1,25) \times 6,15 = 266 \text{ kN/m}.$$

Este valor é bastante inferior a $I_d = 453 \text{ Kn/m}$ acima calculado e por isso o muro não seria estável ao escorregamento na base. Vejamos o que se passa se contarmos com o impulso passivo das terras na frente do muro e do tacão. Para isso, como se disse, o terreno argiloso teria de ser substituído por solo granular de boa qualidade. Teríamos então:

$$K_{pd} = \frac{1}{0,331} = 3,021 \Rightarrow I_{pd} = \frac{1}{2} \times 19 \times (1,20)^2 \times 3,020 = 41,3\text{kN/m}.$$

Mesmo somando este valor com o atrito e coesão na base viria:

$$R'_{bd} = 266 + 41 = 307 \text{ kN/m} \text{ que ainda seria inferior ao impulso calculado: } I_d = 453 \text{ kN}.$$

Vemos, pois, que o cálculo com coeficientes parciais de segurança é mais favorável e que, em qualquer caso, para garantir a estabilidade do muro os solos argilosos da base à frente teriam de ser substituídos por solos granulares de boa qualidade.

c) Estabilidade em relação à rotura dos solos na base (afundamento)

$$q_{ult} = c N_c s_c i_c d_c + p N_q s_q i_q d_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Usamos Versic = EC 7 (2001)

$$N_q = K_p \exp(\pi \text{tg} 15^\circ) \quad K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + 15^\circ/2) \quad N_q = 3,94$$

$$s_c = 1, \quad i_q = \left(1 - \frac{353}{1121 + 6,15 \times 1 \times 10 \text{ kN/m}^2 \cotg 15^\circ} \right)^2 = 0,74$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi = 10,972, \quad i_c = 0,74 - \frac{1 - 0,74}{3,94 - 1} = 0,652$$

$$s_q = 1, \quad d_c = 1 + 0,4 \frac{1,20}{6,15} = 1,087, \quad d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 \frac{1,20}{6,15} = 1,057$$

$$p = 19 \times 1,20 = 22,8 \text{ kN/m}^2$$

$$s_\gamma = 1, \quad i_\gamma = (i_q)^{3/2} = 0,74^{3/2} = 0,6367, \quad d_\gamma = 1$$

$$q_{ult} = 10 \text{ kN/m}^2 \times 10,972 \times 1 \times 0,652 \times 1,078 + 22,8 \times 3,94 \times 1 \times 0,74 \times 1,057 + \frac{6,15}{2} \times 19 \text{ kN/m}^3 \times 2 (3,94 + 1) \operatorname{tg} 15^\circ \times 1 \times 0,6367 \times 1 = 245,86 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ult} = 245,86 \times 6,15 = 1511,9$$

$$F_s = \frac{1511,9}{1121} = 1,35$$

Este coeficiente de segurança é baixo e mostra que é indispensável fazer um cálculo de estabilidade em relação ao deslizamento geral, admitindo, como em geral se admite, uma superfície cilíndrica de deslizamento de directriz circular e geratrizes paralelas ao "eixo" (comprimento) do muro. Relegamos esse cálculo para o capítulo de "Estabilidade de Taludes".

O uso de coeficientes parciais de segurança (EC7) também daria um coeficiente de segurança ao "afundamento" muito baixo:

$$c'_d = \frac{10}{1,25} = 8 \text{ kN/m}^2 \quad \phi'_d = 12,1^\circ$$

$$N_q = K_p \exp(\pi \operatorname{tg} 12,1) \quad K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + 12,1/2) \Rightarrow N_q = 3,00$$

$$s_c = 1, \quad i_q = \left(1 - \frac{356}{1121 + 6,15 \times 1 \times 8 \text{ kN/m}^2 \cot g 12^\circ,1} \right)^2 = 0,542$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot g\phi' = 9,329, \quad i_c = 0,542 - \frac{1 - 0,542}{3,00 - 1} = 0,313$$

$$s_q = 1 \quad d_c = 1 + 0,4 \frac{1,20}{6,15} = 1,087$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} 12^\circ, 1 (1 - \operatorname{sen} 12, 1)^2 \times \frac{1,20}{6,15} = 1,052$$

$$s_r = 1, \quad i_\gamma = (i_q)^{3/2} = 0,399, \quad d_\gamma = 1$$

$$q_d = 8 \text{ kN/m}^2 \times 9,329 \times 1 \times 1,087 \times$$

$$0,313 + 22,8 \times 3,00 \times 1 \times 1,052 \times 0,542 + 6,15 \times 0,5 \times 19 \times 2(3,0 + 1) \operatorname{tg} 12^\circ, 1 \times 1 \times 0,399 \times 1 = 104,37 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_d = 104,37 \times 6,15 = 641,9 \Rightarrow F_s = \frac{641,9}{1121} = 0,57 \Rightarrow \text{falta de segurança ao "afundamento"}$$

requerendo, mais uma vez, que os solos abaixo da base do muro sejam substituídos ou o muro seja fundado em estacaria.

Dimensionamento de Armaduras (Estabilidade interior)

Localização da Resultante

O ponto de intercepção com a base fica a uma distância \bar{x} , do ponto A tal que:

$$\bar{x} = \frac{\Sigma \text{Mom. em rel. A}}{\Sigma V_i} = \frac{4227 - 1423}{1121} = 2,51 \text{ m}$$

Excentricidade em relação ao c.g. da base:

$$e = \frac{6,15}{2} - 2,51 = 0,565 \text{ m}$$

como $\frac{B}{6} = \frac{6,15}{6} = 1,03 > 0,565$, não há problemas de redução da secção de apoio na base (a resultante passa dentro do terço central). Então:

$$(\sigma_v)_A = \frac{V}{B \times 1} + \frac{M_0}{1 \times \frac{B^2}{6}} = \frac{1121}{6,15} + \frac{1121 \times 0,565}{6,15^2 / 6} = 283 \text{ kN/m}^2$$

(Observe-se que neste caso em rigor não poderíamos aplicar a fórmula da flexão composta porque o terreno plastificaria na aresta mais comprida A. Porém, pelo que diz respeito ao cálculo das armaduras em que estamos agora empenhados, a diferença não seria significativa).

$$(\sigma_v)_C = \frac{V}{B} - \frac{M_0}{B^2/6} = 182,3 - 100,5 = 61,8 \text{ kN/m}^2$$

Pressões das terras sobre a laje da base:

Na frente do muro desprezam-se a favor da segurança.

No tardós:

$$p'_{DC} = 19 \text{ kN/m}^3 \times (12,00 - 0,90) = 210,9 \text{ kN/m}^2$$

pp. da laje

$$p' = 2,4 \text{ kN/m}^3 \times 0,90 = 21,6 \text{ kN/m}^2$$

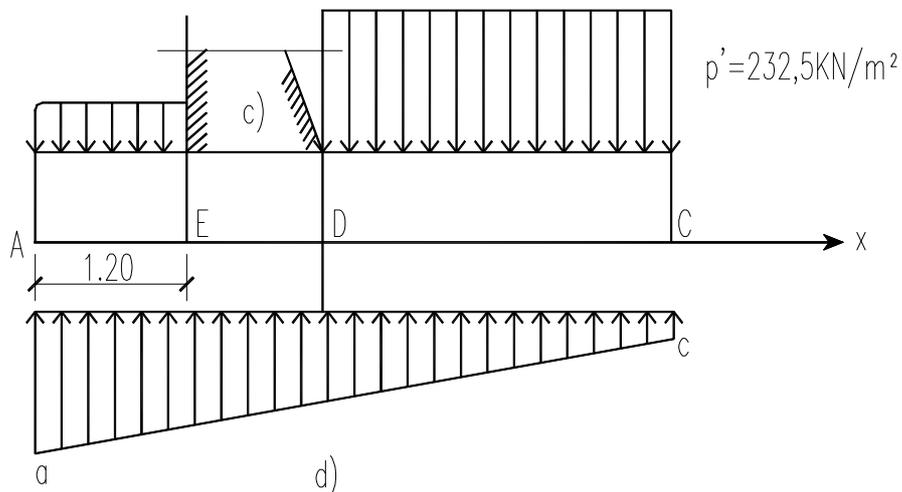


Fig. 6.5.3.3

portanto,

$$p_{DC} = 210,9 + 21,6 = 232,5 \text{ kN/m}^2$$

Inclinação da recta \bar{ac} que dá o diagrama da reacção do solo na base (Fig. 6.5.3.3 d):

$$\frac{283 - 81,8}{6,15} = 32,72$$

O diagrama da pressão σ_v será:

$$\sigma_v = (283 - 32,72) - 32,72 x = 250,3 - 32,72 x$$

Cálculo de esforços transversos T e momentos flectores M:

Trecho AE

$$T = 250,3 x - 32,72 \frac{x^2}{2}$$

$$M = 250,3 \frac{x^2}{2} - 32,72 \frac{x^3}{6}$$

No ponto E, onde $x = 1,20$ temos $T = 277$ kN/m e $M = 171$ kN/m

Considerando aço A 400ER e betão B 25, temos pelas tabelas B.A do L.N.E.C., para $d = 90 - 6 = 84$ cm:

$$\mu = \frac{1,5 \times 171 \times 10^{-3}}{1 \times 0,842} = 0,30 = \rho = 0,10 = \text{armadura mínima}$$

$$A = \frac{0,15 \times 100 \times 84}{100} = 12,6 \text{ cm}^2/\text{m};$$

portanto

$$\phi 12 \text{ a } 9 \text{ ou } \phi 16 \text{ a } 16$$

$$\text{armadura longitudinal (de "distribuição")} \rho = 0,06 = A_1 = \frac{0,06 \times 100 \times 84}{100} = 5,04 \text{ cm}^2/\text{m};$$

portanto

$$\phi 12 \text{ a } 20$$

Trecho DC

Trata-se de uma laje encastrada na laje vertical z "continuamente" encastrada (apoiada) nos contrafortes, sujeita a uma carga trapezoidal.

Descontando à carga vertical de cima para baixo devida ao peso das terras retidas ($232,5 \text{ kN/m}^2$), as tensões devidas à reacção do solo, temos para carga solicitante da laje (Fig. 6.5.3.4):

$$\sigma_v = 232,5 - (81,8 + 32,72x')$$

ou seja

$$\sigma_v = 150,7 - 32,72x'$$

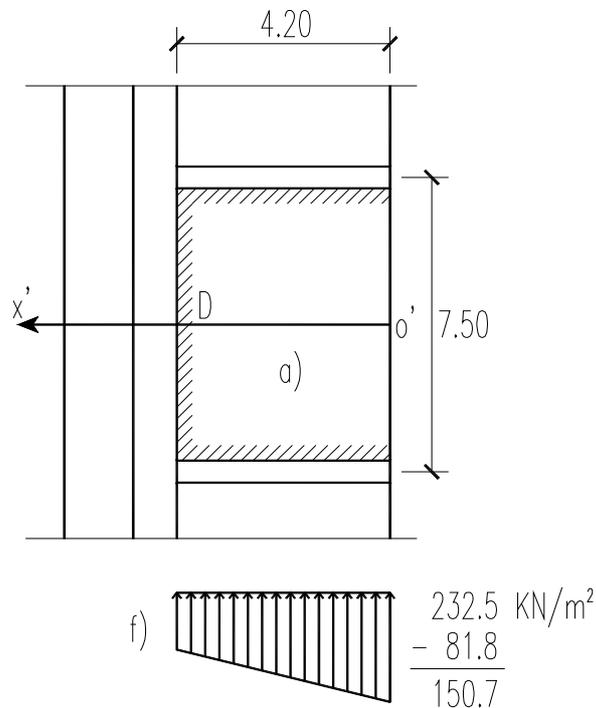


Fig. 6.5.3.4

Haverá que utilizar os resultados das Tabelas Técnicas Portuguesas para cargas uniformes em lajes encastradas em 3 lados e livres no quarto ou, melhor, as tabelas de Bowles (1968) para a carga trapezoidal.

É porém, visível que o maior momento negativo em módulo se obtém em t na direcção M_1 (Fig. 6.5.3.5). E que o maior momento positivo se obtém em r, ambos no bordo livre. Esta conclusão resulta não só de ser nesse bordo que se verifica a maior carga, mas também da circunstância de o bordo ser livre. Com efeito na direcção M_1 o bordo livre comporta-se aproximadamente como uma "viga" biencastada em t e t'.

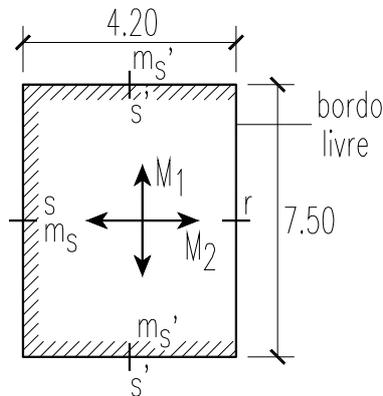


Fig. 6.5.3.5

Por razões construtivas que têm a ver com a impossibilidade prática de variar de ponto para ponto o espaçamento dos ferros, bastará considerar esses momentos máximos em módulo.

Utilizando as referidas tabelas teríamos no caso presente:

(Se não tivéssemos tabelas poderíamos usar a forma de cálculo acima referida, com a certeza de estarmos do lado da segurança.)

$$M_{(t)} = 444,7 \text{ kNm/m}, \quad M_{(r)} = 187,9, \quad M_{(s)} = - 254,4 \text{ kNm/m}$$

Direcção M_1 Direcção M_2

É $M_{(t)}$ que condiciona a espessura da laje e a armadura principal.

Com as Tabelas B.A. do L.N.E.C. encontramos para $d = 90 - 6 = 84 \text{ cm}$ e

$$\mu = \frac{1,5 \times 444,7 \times 10^{-3}}{1 \times 0,84^2} = 0,945 = A \ 400ER \text{ e } B \ 25 = T.B.A. = \rho = 0,28$$

$$A = \frac{0,28 \times 100 \times 84}{100} = 23,52 \text{ cm}^2 = \phi 20 \text{ a } 14 \text{ ou } (\phi 16 \text{ a } 19)$$

Para $M_{(r)}$ teríamos:

$$\mu = \frac{1,5 \times 187,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,84^2} = 0,399 = \text{armad. mínima} =$$

$$= A. = \frac{0,28 \times 100 \times 84}{100} = 12,6 \text{ cm}^2 = \phi 12 \text{ a } 9 \text{ ou } (\phi 16 \text{ a } 16)$$

$$\text{Para } M_{(s)} = \mu = \frac{1,5 \times 254,4 \times 10^{-3}}{1 \times 0,84^2} = 0,54 = \rho = 0,161 =$$

$$= A_s = \frac{0,161 \times 100 \times 84}{100} = 13,5 \text{ cm}^2 = \phi 12 \text{ a } 9 \text{ ou } (\phi 16 \text{ a } 16)$$

Com estes valores poder-se-ia imediatamente projectar as armaduras da laje da base (Fig. 6.5.3.6)

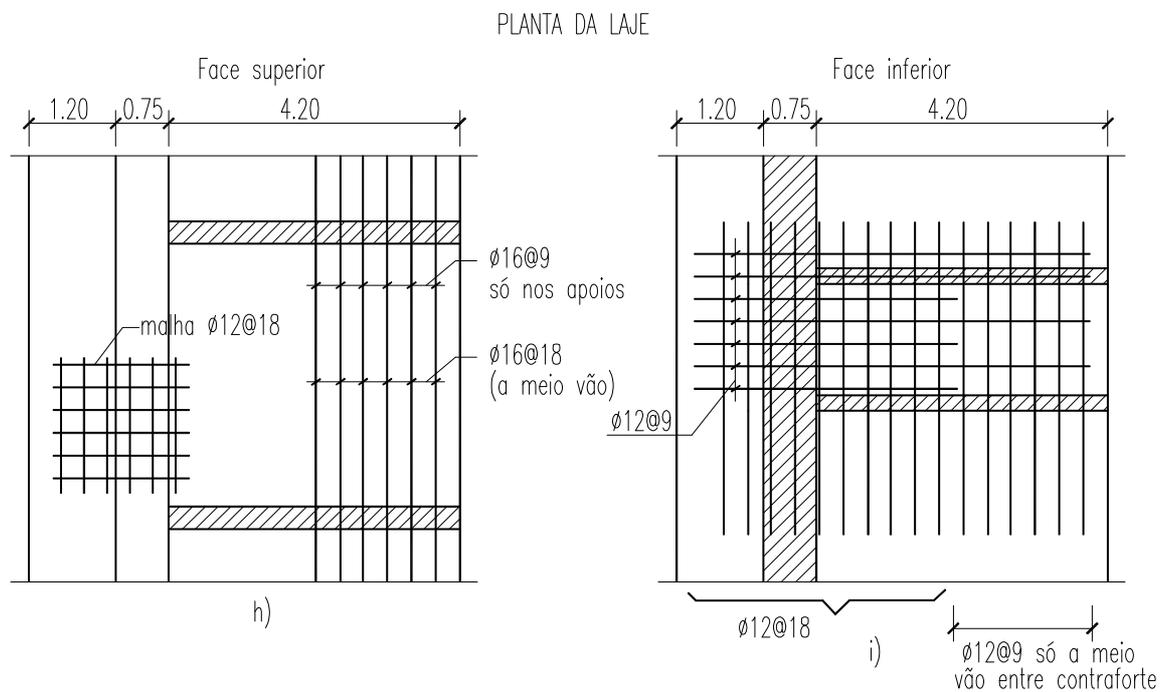


Fig. 6.5.3.6

Esforço transversal

Em geral, nas lajes não há problemas de esforço transversal. Porém, podemos fazer uma verificação com qualquer hipótese a favor da segurança, por exemplo, desprezando a continuidade lateral no último m de faixa junto ao bordo livre. Teríamos assim uma faixa ("viga") de 1m de largura e 0,90m de altura encastrada nas extremidades sujeita a carga "uniforme" de 169 kN/m.

Então

$$V_{sd} = \frac{1,5 \times 150,7 \times (7,50 - 2 \times 0,84)}{2} = 657,8 \text{ kN}, \quad \tau_{sd} = \frac{657,8}{1 \times 0,84} = 783 \text{ kN/m}^2 = 0,78 \text{ MPa}$$

O REBAP (artº 53) admite que o betão (B 25) absorverá uma tensão de corte $\tau_1 = 0,65$ (MPa), devendo a diferença ser absorvida pelo aço.

Neste caso como a diferença entre 0,78 e 0,65 é pequena tendo em conta a continuidade lateral não seria em princípio necessário armar ao corte.

Laje Vertical. Vista Frontal (Fig. 6.5.3.7)

Corte Transversal (Fig. 6.5.3.7)

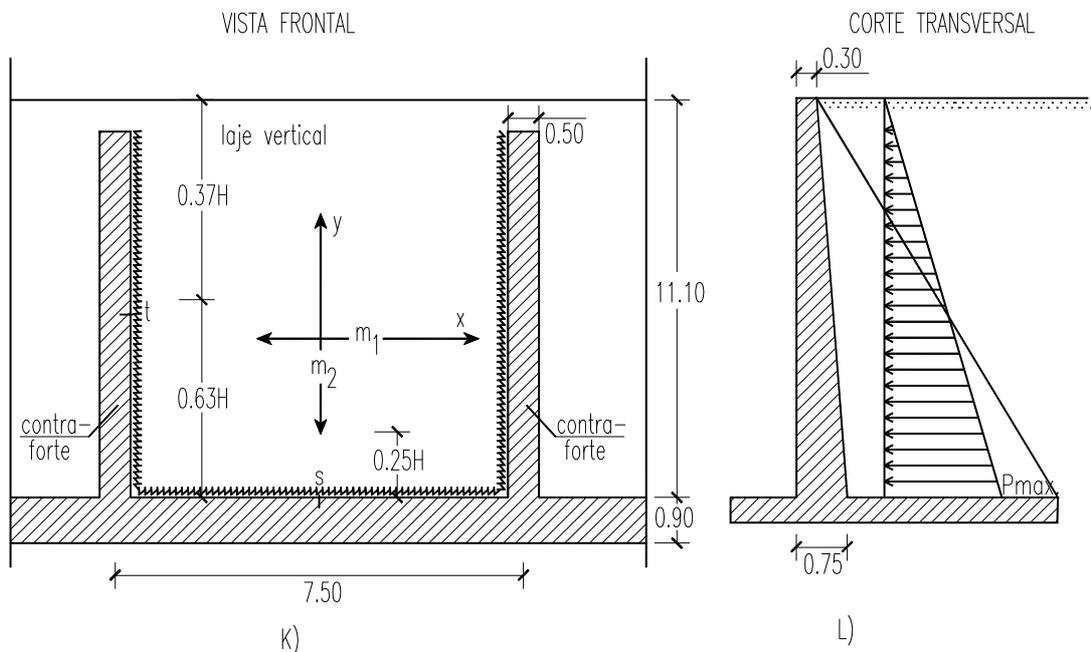


Fig. 6.5.3.7

$$l_1 = 7,50 \quad l_2 = 11,50$$

$$\frac{l_1}{l_2} = 0,6757$$

Há tabelas (Montoya) que servem para o cálculo de momentos flectores e esforços transversos em lajes, nas direcções x e y, submetidas a uma distribuição de cargas triangular, como a da figura, e com os três bordos indicados encastrados e um livre.

Por essas tabelas se verificam momentos negativos máximos (em módulo) nos pontos t a 0,63 H de altura com o valor

$$m_t = 0,015 \times 19 \text{ kN/m}^3 \times 11,1^3 = 389,9 \text{ kNm/m}$$

Um momento negativo em s (na direcção y, como é óbvio) com o valor "médio"

$$m_s = 0,013 \times \gamma H^3 = 337,8 \text{ kNm/m}$$

Um momento positivo máximo m_1 , aproximadamente a meia altura no (centro e direcção xx)

$$m_1 = 0,08 \times \gamma H^3 = 207,9 \text{ kNm/m}$$

Um momento positivo máximo m_2 aproximadamente a 0,25H a contar da base:

$$m_2 = 0,05 \times \gamma H^3 = 129,9 \text{ kNm/m}$$

E um esforço transversal máximo em módulo, em toda a placa, (na direcção xx)

$$T = 0,19 \times \gamma H^2 = 444,8 \text{ kN/m} \quad \text{la cerca de } 0,4H$$

Cálculo das Armaduras

Direcção xx: Pontos t: espessura da laje $d = 0,30 + (0,75 - 0,30) \times 0,37 = 0,4665$

(face do lado do aterro)

$$\mu = \frac{389,8 \times 1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,466^2} = 2,686 \left\{ \begin{array}{l} \text{B 25} \\ \text{A 400ER} \end{array} \right\} \text{T.B.A.} \quad \rho = 0,90 \quad A = \frac{0,90 \times 46,6 \times 100}{100} = 41,94 \text{ cm}^2$$

$\phi 20$ a 7,5 _ interrompe metade dos ferros a 1/6 do vão

_ $\phi 20$ a 15 e levanta a 1/3 do vão passando a $\phi 20$ a 30

Direcção xx: Pontos m_1 : a meio vão, espessura $d = \frac{0,30 + 0,75}{2} = 0,525$

(face de fora)

$$\mu = \frac{207,9 \times 1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,52^2} = 1,153 \left\{ \begin{array}{l} \text{B 25} \\ \text{A 400ER} \end{array} \right\} \text{T.B.A.} \quad \rho = 0,353 \quad A = \frac{0,353 \times 52 \times 100}{100} = 18,36$$

cm^2

$\phi 20$ a 15 _ ferros levantados da zona de momentos

negativos + $\phi 20$ a 30 de reforço, corridos lado a lado.

Direcção yy: Pontos s: espessura $d = 0,75 - 0,04 = 0,71$

(face do lado do aterro)

$$\mu = \frac{337,8 \times 1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,71^2} = 1,005 \left\{ \begin{array}{l} \text{B 25} \\ \text{A 400ER} \end{array} \right\} \text{T.B.A.} \quad \rho = 0,3056 \quad A = \frac{0,3056 \times 71 \times 100}{100} = 21,70 \text{ cm}^2$$

Ø16 a 7,5 _ interrompe metade dos ferros a 1/6 do vão e levanta de novo a 1/3, ficando Ø16 a 30 corridos.

Esforços transversos: Máximo T = 444,8 kN/m, espessura = 0,30 + (0,75 - 0,30) × 0,6 = 0,57

$$\tau_{sd} = \frac{444,8 \times 1,5}{1 \text{ m} \times 0,57} = 1170,5 \text{ kN/m}^2 \quad 1,17 \text{ MPa}$$

Para B 25 o REBAP que o betão apenas absorve $\tau_1 = 0,65 \text{ MPa}$. Este valor pode ser ampliado, considerando redução de esforço transversal junto aos apoios e reduzido na proporção de 0,6 (1,6-d), com d = 0,57 m (espessura útil da laje). A diferença de tensões de corte teria de ser absorvida por aço. Uma alternativa seria aumentar a espessura da laje.

Dimensionamento dos Contrafortes

Os contrafortes comportam-se como consolas gigantes encastradas na base e recebendo os impulsos das terras correspondentes ao vão da laje vertical entre contrafortes que é de 7,50. Então a carga máxima distribuída na base de cada contraforte será (Fig. 6.5.3.8.).

$q_{\text{max}} = K_A \gamma H L = 54,6 \text{ kN/m}^2 \times 7,50 = 407,5 \text{ kN/m}$ o momento de encastramento na base será:

$$M = 407,5 \times \frac{11,10}{2} \times \frac{1}{3} \times 11,10 = 8368 \text{ kNm}$$

Atendendo à laje vertical a secção que vai "absorver" este momento é um T com alma de 0,50m x 4,20m e banzo de 0,75 e comprimento 7,50m; temos (Tabelas de B.A. do LNEC)

$$h = 4,20 + 0,75 - 0,11 = 4,84 \text{ m} = 484 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{b_0} = \frac{7,50}{0,50} = 15, \quad \frac{h_0}{h} = \frac{0,75}{4,84} = 0,155$$

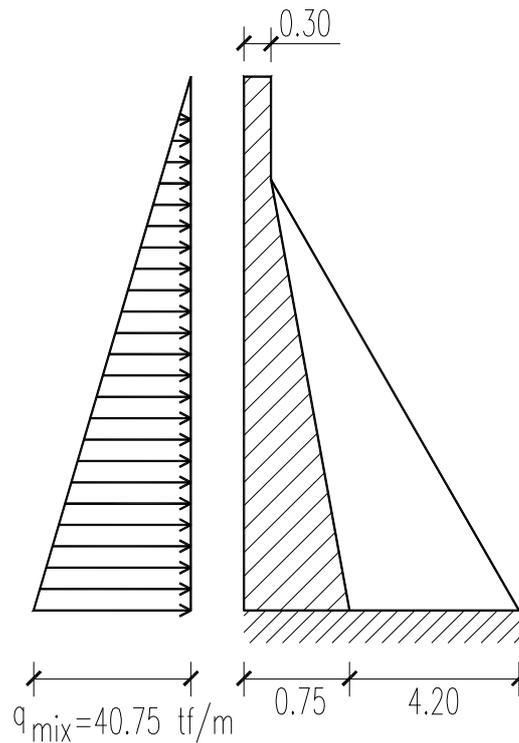


Fig. 6.5.3.8

$$\mu = \frac{8368 \times 1,5 \times 10^{-3}}{7,50 \times 4,84^2 \times 13,3} = 0,0054 \left\{ \begin{array}{l} \text{B25} \\ \text{A400ER} \end{array} \right\} \text{T.B.A.} \Rightarrow \omega = 0,0054 = \frac{A_s}{bd} \times \frac{f_{syd}}{f_{od}}$$

$$\Rightarrow A_s = 0,0054 \times 750 \times 484 \times \frac{13,3}{348} = 74,9 \text{ cm}^2$$

15 Φ 25 em duas camadas espaçadas de 7,5cm

Haveria ainda que dispôr uma armadura de montagem nas duas faces dos contrafortes formando no sentido horizontal "estribos". O dimensionamento destes far-se-à a partir de esforço transverso:

$$V_{sd} = 1,5 \times 407,5 \times \frac{11,1}{2} = 3392,4 \text{ kN}$$

$$\tau_{sd} = \frac{3392,4 \times 10^{-3}}{0,50 \times 4,84} = 1,40 \text{ Mpa}$$

$\tau_1 = 0,65 \text{ MPa}$, parte "absorvida" pelo betão B 25

$$V_{rd} = 0,65 \times 0,50 \times 4,84 \times 10^3 = 1573 \text{ kN}$$

$V_{wd} = 3392,4 - 1573 = 1819,4 \text{ kN}$, a absorber pelos estribos \Rightarrow REBAP, Artº 53.3, estribos horizontais nas duas faces verticais ($\phi 16$ a 0,30)

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} f_{syd} (1 + \cotg \alpha) \sen \alpha$$

$$\alpha = 90^\circ, s = 0,30, d = 4,84, f_{syd} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A_{sw} = \frac{1819,4 \times 10^{-3}}{348} \times \frac{0,30}{0,9 \times 4,84} = 0,00036$$

$$m^2 = 3,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 16 = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ (1 ferro 16 em cada face).}$$

(os varões verticais formando malha com os estribos poderiam ser $\phi 12$ a 0,30)

O cálculo estrutural que acabamos de fazer é um cálculo “clássico”. Se minorarmos a $tg \phi'$ e c' pelo coeficiente de segurança 1,25 (EC7), o impulso activo viria automaticamente aumentado e bem assim as pressões na base e no tardós do muro. Os momentos flectores e esforços transversos que se obteriam com essas pressões já seriam momentos flectores e esforços transversos de cálculo, não precisando, portanto, do factor de majoração de 1,50.

Capítulo 7

ESTACAS - PRANCHAS

7.1 - Tipos Construtivos e Considerações Gerais

As estacas pranchas são elementos estruturais laminares que se cravam verticalmente no solo. São, em geral, de aço com tratamento especial para evitar a corrosão (aço cupro-níquel) uma vez que, em regra, as cortinas de estacas-pranchas se usam em ambientes agressivos (em obras marítimas ou fluviais).

Nas Figs. 7.1.1. e 7.1.2 apresentam-se alguns tipos de estacas-pranchas metálicas. Nas Figs. 7.1.3 e 7.1.4 apresentam-se fotografias de obras com estacas-pranchas metálicas. Nas Figs. 7.1.5 e 7.1.6 tabelas com características de alguns perfis e em 7.1.7 e 7.1.8 ligações de estacas a ancoragens.

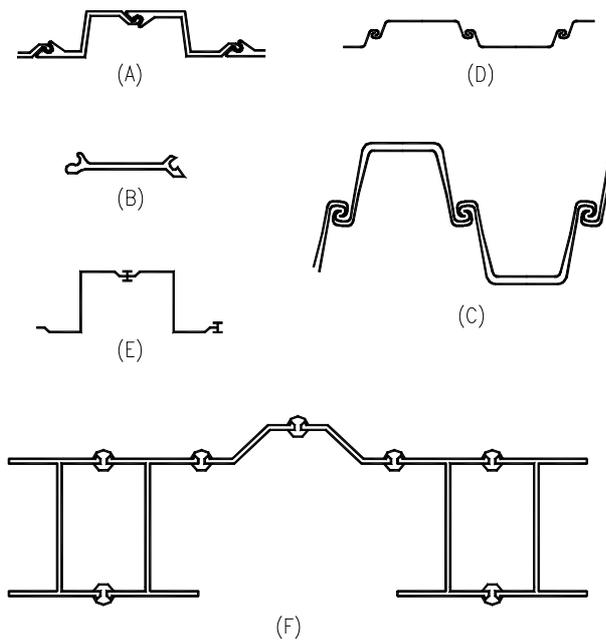


Fig. 7.1.1 - Estacas-pranchas de aço (A), (B) e (D) sem grande resistência a momentos flectores; (C) e (F) com grande resistência a momentos flectores.

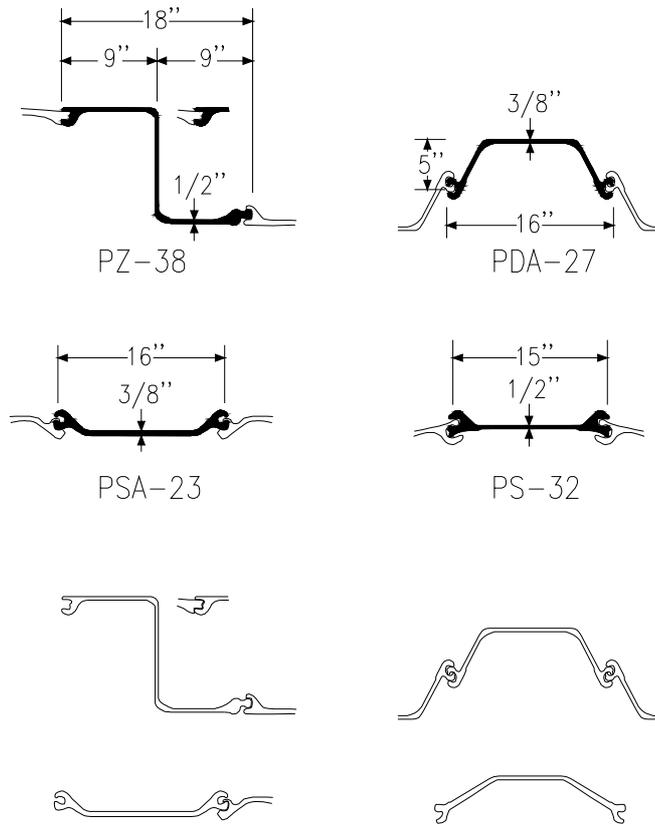


Fig. 7.1.2 - Estacas-pranchas de aço. Perfis vários conforme as várias marcas.

As estacas-pranchas ainda podem ser de betão armado ou mesmo de madeira se se trata de obras muito provisórias. Pode ainda por razões de economia ou outras usar-se outros tipos de perfil (carris, ferros I, tubos metálicos ou de betão, etc.).

As estacas pranchas usam-se em cortinas de retenção que podem ter desenvolvimento rectilíneo ou formarem células circulares de grande diâmetro cheias de material granular formando-se com elas ensecadeiras de grandes dimensões (construções celulares de estacas-pranchas).



Fig. 7.1.3

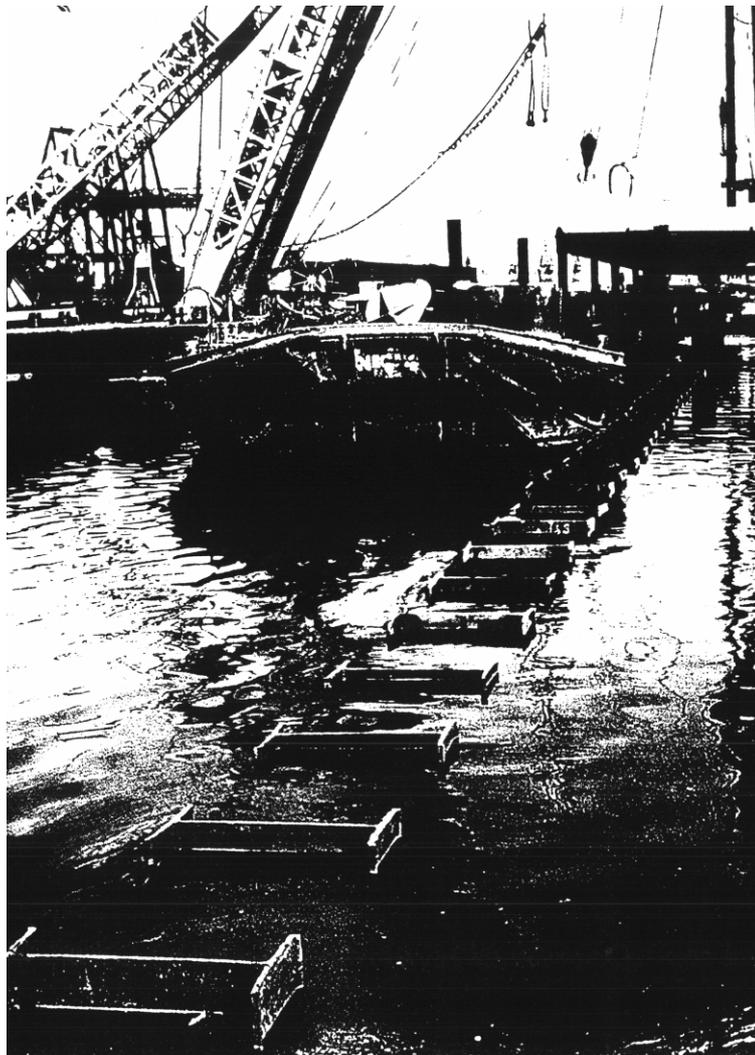
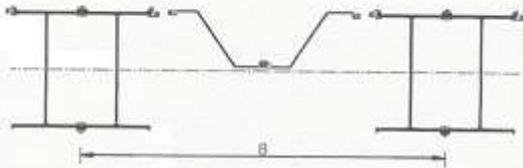


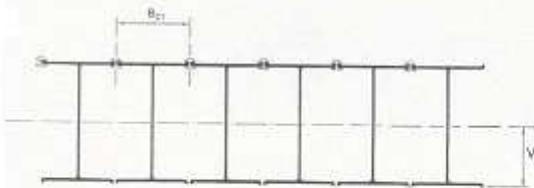
Fig. 7.1.4

Combinaison HZ.....-24 / AZ 18



Profil	B mm	Section cm ² /m	Masse kg/m ² Longueur AZ 18		Moment d'inertie cm ⁴ /m	Module de résistance cm ³ /m
			60 %	100 %		
HZ 575 A	2 270	296,7	207	233	159 360	5 105
HZ 575 B	2 270	312,9	219	246	173 150	5 540
HZ 575 C	2 270	334,4	236	262	188 650	6 035
HZ 575 D	2 270	356,8	254	280	207 600	6 595
HZ 775 A	2 270	347,3	246	273	318 780	7 700
HZ 775 B	2 270	363,6	259	285	343 470	8 285
HZ 775 C	2 270	396,3	285	311	382 830	9 195
HZ 775 D	2 270	412,6	298	324	408 160	9 785
HZ 975 A	2 270	381,8	273	300	523 170	10 115
HZ 975 B	2 270	398,1	286	312	562 110	10 860
HZ 975 C	2 270	437,6	317	343	629 860	12 130
HZ 975 D	2 270	453,9	330	356	669 730	12 880

Combinaison C1



Profil	B _{C1} mm	V' cm	Section cm ² /m	Masse kg/m ²	Moment d'inertie cm ⁴ /m	Module de résistance cm ³ /m
HZ 575 A	475	31,44	465,0	365	298 240	9 485
HZ 575 B	475	31,44	503,8	395	330 950	10 530
HZ 575 C	475	31,40	555,4	436	368 140	11 725
HZ 575 D	478	31,93	601,3	472	406 780	12 740
HZ 775 A	475	41,60	585,9	460	650 080	15 625
HZ 775 B	475	41,62	624,6	490	708 940	17 030
HZ 775 C	478	42,13	695,2	546	793 550	18 840
HZ 775 D	478	42,17	733,9	576	851 380	20 190
HZ 975 A	475	51,89	668,2	525	1 099 810	21 195
HZ 975 B	475	51,92	707,0	555	1 192 760	22 975
HZ 975 C	478	52,43	793,7	623	1 336 450	25 490
HZ 975 D	478	52,48	832,4	653	1 431 130	27 270

Fig. 7.1.5, Fig. 7.1.6

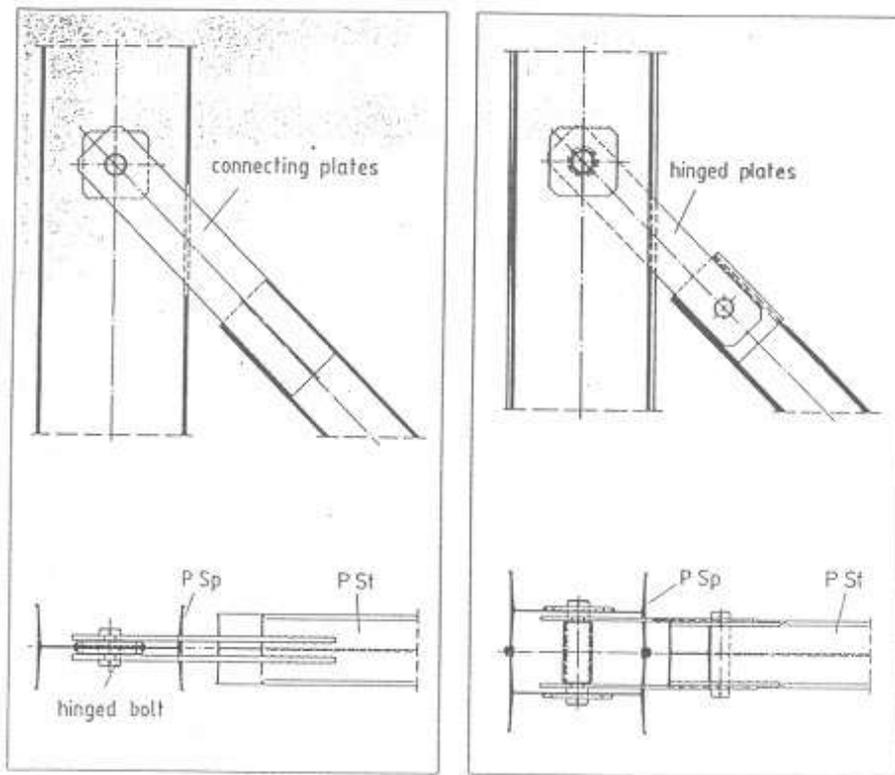
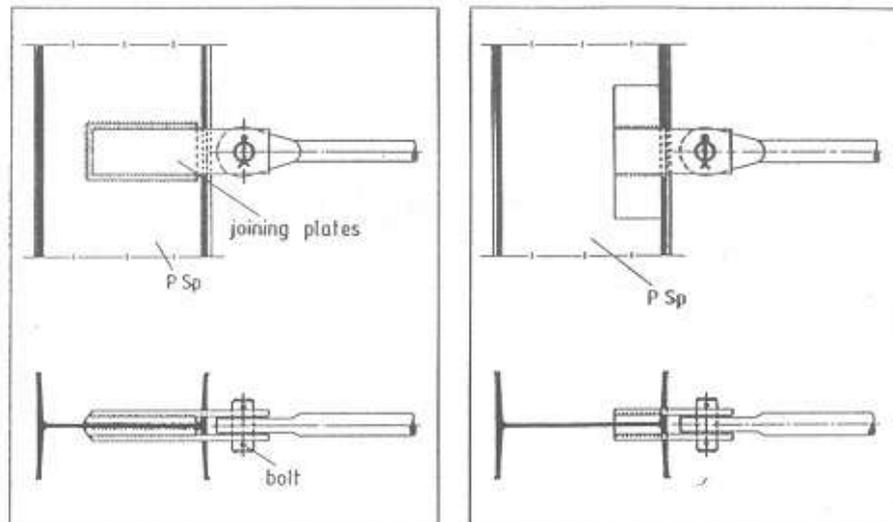


Fig. 7.1.7



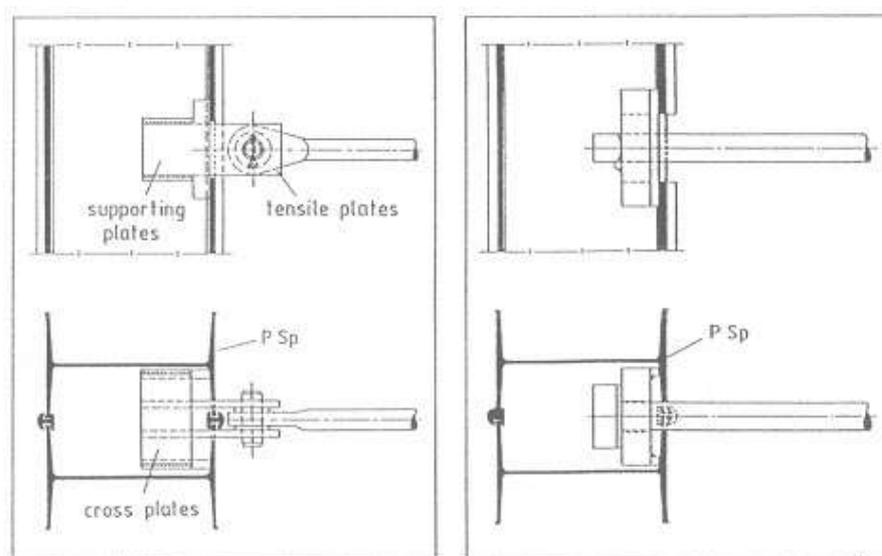


Fig. 7.1.8

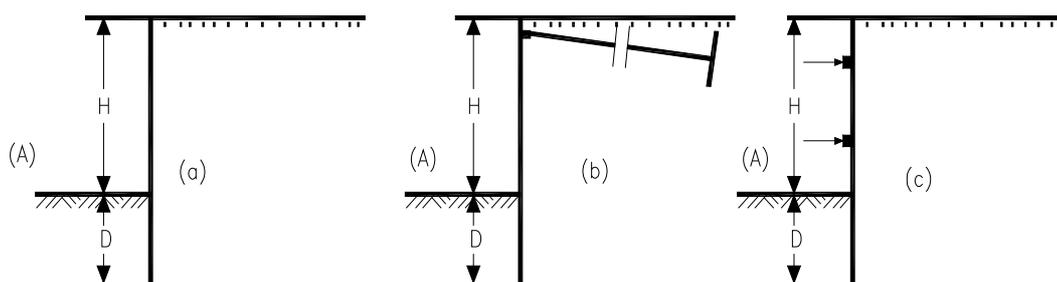


Fig. 7.1.9 (a) Estacas-pranchas em "balanço"

Fig. 7.1.9 (b) Estacas-pranchas ancoradas

Fig. 7.1.9 (c) Estacas-pranchas escoradas

As estacas-pranchas podem funcionar em "balanço", simplesmente encastradas no terreno de fundação, ou, quando a altura H for muito grande ou a penetração D não possa ser suficiente, usam-se estacas ancoradas (por vezes a vários níveis) ou escoras (Figs. 7.1.9 (a), 7.1.9 (b) e 7.1.9 (c)). Algumas vezes as estacas-pranchas destinam-se não à retenção de terras, mas de água, para se poder pôr a seco certo espaço (A).

Nesse caso, a penetração D terá de atingir as camadas de terreno impermeável inferiores (Fig. 7.1.10)

Como no caso dos muros de suporte haverá que dimensionar as cortinas de estacas-pranchas com segurança, isto é, com estabilidade exterior e estabilidade interior. A primeira diz

respeito à estabilidade geral do sistema no seu equilíbrio global. (segurança ao derrubamento e segurança ao deslizamento geral).

A segunda diz respeito à segurança do material constitutivo das estacas, tensões de tracção nos aços e de compressão nos betões, etc., não excessivas.

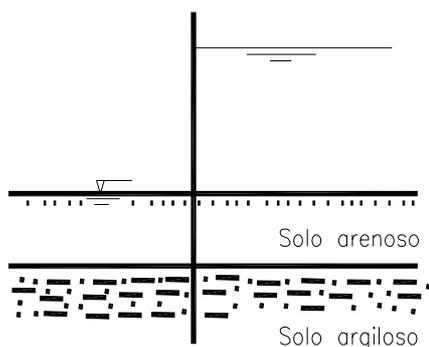


Fig. 7.1.10

Antes de terminar este número convirá ainda referir as cortinas de betão armado moldadas "in situ". Trata-se de paredes verticais construídas por escavação prévia do solo até à profundidade desejada, mantendo-se as paredes laterais da escavação sem abatimento devido à circulação de lamas bentoníticas na escavação que vai sendo aberta (furação com lamas).

Há máquinas escavadoras e equipamento especial para este tipo de operação. Depois de aberta a escavação laminar vertical é feita a betonagem em ambiente submerso depois de descidas as armaduras previamente fabricadas (Fig. 7.1.11).

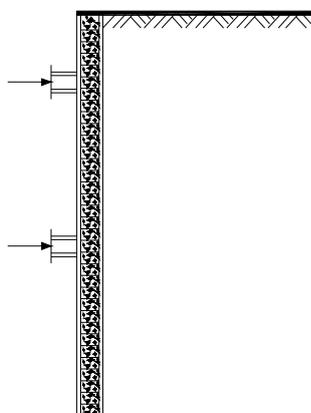


Fig. 7.1.11

Propriedades essenciais de algumas estacas-pranchas Bethlehem

PERFIL Nº	Área	Largura	Peso	Módulo Resistente	Resistência das Ligações
	cm ²	cm	kg/m ²	cm ³ /m	kg/cm
PZ 38	108.2	45.7	186	2 510	1 425
PZ 32	100.2	53.3	156	2 290	1 425
PZ 27	77.0	45.7	132	1 620	1 425
PDA 27	68.4	40.6	132	585	1 425
PMA 22	68.4	49.8	107	290	1 425
PSA 23	58.0	40.6	112	128	2 140
PSA 28	70.8	40.6	136	134	2 140
PS 28	66.4	38.1	136	128	2 850
PS 32	75.9	38.1	156	128	2 850
PSX 35	84.5	38.8	171	145	4 810

Tabela 7.1.1

7.2 - Cortinas de Estacas-Pranchas seu dimensionamento

7.2.1 - Estacas-pranchas em balanço em solos arenosos (Fig.7.2.1.1).

Como hipótese de funcionamento admite-se que entre A e B o terrapleno produz pressões activas no tardós da cortina. De B a O continuam as pressões activas do lado do terrapleno, mas geram-se pressões passivas do lado da "escavação". Em O as duas pressões compensam-se e, portanto, a pressão resultante é nula. De O a C continua a situação anterior, mas as pressões passivas (do lado da escavação) dominam. De C a E, invertem-se as situações e passa a haver pressão passiva do lado do terrapleno e pressão activa do lado oposto.

Com estas hipóteses e fazendo o equilíbrio das forças que actuam sobre a estaca, determinam-se a "ficha", penetração $D = a + Y$ da estaca, isto é, a profundidade que tem de atingir a sua ponteira para ter segurança ao derrubamento, e a posição z do ponto c de rotação.

Sendo dados o peso específico γ , o ângulo de atrito ϕ do solo do terrapleno e bem assim a profundidade h_1 do nível freático, calculam-se desde logo os coeficientes de impulso activo K_a e o de impulso passivo K_p usando a teoria de Rankine que dá valores a favor da segurança.

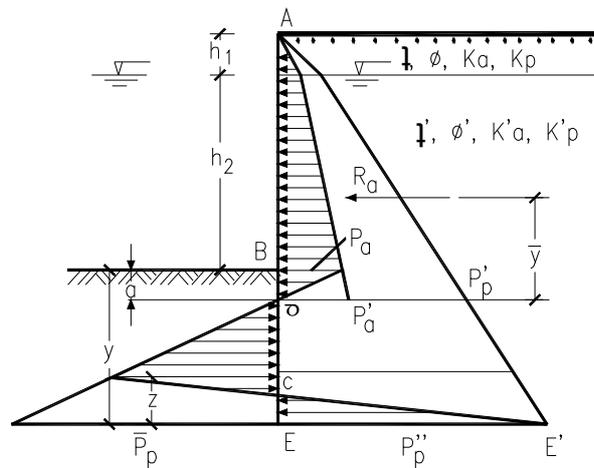


Fig. 7.2.1.1

Poderíamos também usar a teoria de Coulomb ou outra. Para a parte submersa do aterro logo se poderão calcular os correspondentes coeficientes K'_a e K'_b , na medida em que seja dado o ângulo de atrito ϕ' do solo submerso que costuma ser um ou dois graus inferior ao ângulo de atrito ϕ do mesmo solo não saturado.

Poderão calcular-se a pressão P_a (activa) ao nível B e a partir dela a profundidade à qual essa pressão é reduzida a zero devido à contrapressão gerada do lado interior de B até O, contrapressão essa que é passiva. Assim,

$$p_a + K'_a \gamma' a = K'_p \gamma' a; \quad \text{donde}$$

$$a = \frac{P_a}{\gamma'(K'_p - K'_a)} \tag{7.2.1.1}$$

Por outro lado ao nível de O temos uma pressão "fictícia" passiva $p'_p = OP'_p$, que serve para mais tarde calcular p''_p ao nível E, do lado do aterro, dada por

$$p'_p = \gamma h_1 K_p + (h_2 + a) \gamma' K'_p - \gamma' a K'_a \tag{7.2.1.2}$$

Se for Y a distância OE temos na extremidade inferior (ao nível E):

$$p''_p = p'_p + \gamma'(K'_p - K'_a)Y \tag{7.2.1.3}$$

Por outro lado, a pressão passiva "fictícia" do lado interior criada entre O e E será dada por

$$\bar{p}_p = \gamma'(K'_p - K'_a)Y \quad (7.2.1.4)$$

Essa pressão ajuda ao cálculo das forças resultantes dos diagramas representados na Fig. 7.2.1.2. Assim, façamos em escala ampliada o diagrama da Fig. 7.2.1.2 que representa o da Fig. 7.2.1.1 abaixo de O. Se pudermos provar que as áreas dos quadriláteros CC''E'E'' e C'E''EC'' são iguais, poderemos calcular as áreas tracejadas através de dois triângulos: o

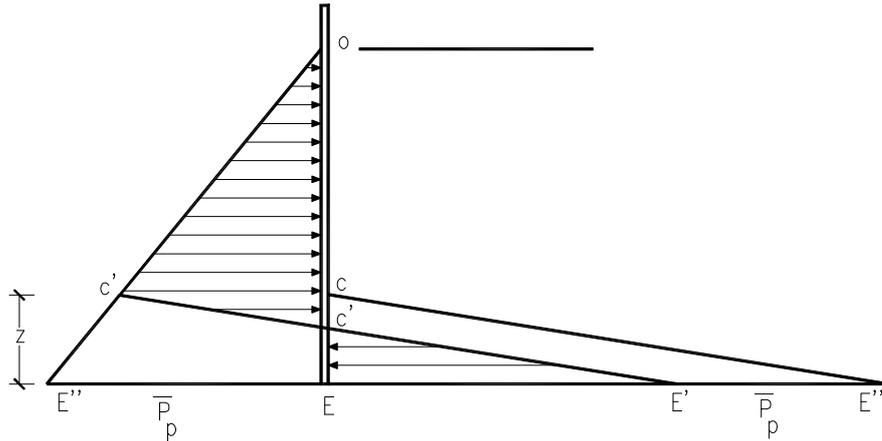


Fig. 7.2.1.2

triângulo OEE'' para os impulsos do lado interior e o triângulo CEE'', para os impulsos do lado das terras.

Ora, de facto os quadriláteros em causa compensam-se porque têm áreas iguais o que se vê somando a cada um a área do triângulo C''C'C. Desse modo, ficamos com dois trapézios, um E''ECC' com altura Z e bases \bar{p}_p e C'C e outro com bases E'E'' = \bar{p}_p (por construção) e também a mesma altura. Portanto, os dois trapézios, e daí os quadriláteros, são iguais. Podemos então escrever com facilidade as equações de equilíbrio da cortina:

$$\sum F_H = 0 \Rightarrow R_a + \left(\bar{p}_p + p''\right) \frac{Z}{2} - \bar{p}_p \frac{Y}{2} = 0 \quad (7.2.1.5)$$

donde

$$Z = \frac{\bar{p}_p Y - 2R_a}{p_p + p''} \quad (7.2.16)$$

e também tomando momentos e relação a E

$$\sum M_E = 0 \Rightarrow R_a(Y + \bar{Y}) + \frac{Z}{3}(\bar{p}_p + p_p'')\frac{Z}{2} - p_p\left(\frac{Y}{2}\right)\left(\frac{Y}{3}\right) = 0 \quad (7.2.1.7)$$

Substituindo 7.2.1.4 em 7.2.1.6 e esta em 7.2.1.7 temos, depois de simplificar,

$$Y^4 + \left(\frac{p_p'}{\gamma' K'}\right)Y^3 - \left(\frac{8R_a}{\gamma' K'}\right)Y^2 - \left[\frac{6R_a}{(\gamma' K')^2}(2\bar{Y}\gamma' K' - p_p')\right]Y - \frac{6R_a\bar{Y}p_p' + 4R_a^2}{(\gamma' K')^2} = 0 \quad (7.2.1.8)$$

Onde

$$K' = K'_p - K'_a \quad (7.2.1.9)$$

A expressão (7.2.1.8) é uma equação algébrica de 4º grau em Y que uma vez resolvida nos dá o valor da "ficha", pois já conhecemos a profundidade a. Assim, essa "ficha" (comprimento de estaca-prancha a cravar será: $D = Y + a$. Naturalmente que entre as raízes de (7.2.1.8) há que escolher a positiva e esta, se o problema tiver dados com sentido, há-de existir.

Por outro lado, para haver segurança, a "ficha" D terá de ser aumentada. Bowles (1977, p. 375) sugere um aumento de 20 a 40%. Pode, todavia, usar-se um critério mais razoável que é o dos coeficientes parciais de segurança. Assim, se em vez do ângulo de atrito ϕ usarmos um ângulo ϕ_d tal que:

$$\operatorname{tg} \phi_d = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{F_s}, \quad F_s = 1,25$$

já obteremos "automaticamente" uma "ficha" D com valor definitivo uma vez que os impulsos activos aumentam e os impulsos passivos diminuem.

Note-se que, em geral, o nível freático dentro e fora da cortina não é o mesmo. Nesse caso, há que acrescentar aos diagramas de pressão da Fig. 7.2.1.1 os diagramas da pressão hidráulica sobre as estacas. Esses diagramas estão representados na Fig. 7.2.1.3. Eles correspondem a pressões hidrostáticas quando, na realidade, as pressões resultam da percolação da água do solo em régimen permanente. Os valores das pressões sobre a cortina são, portanto, menores que os indicados.

Esse diagrama é o usado no cálculo convencional. Um cálculo mais rigoroso envolveria a necessidade de traçar a rede de fluxo de percolação sob a cortina, Fig. 7.2.1.4. O diagrama de

pressões obter-se-ia então a partir das cotas piezométricas nos pontos A, B, C, D, E, F, G, H da intercepção das equipotenciais com a cortina.

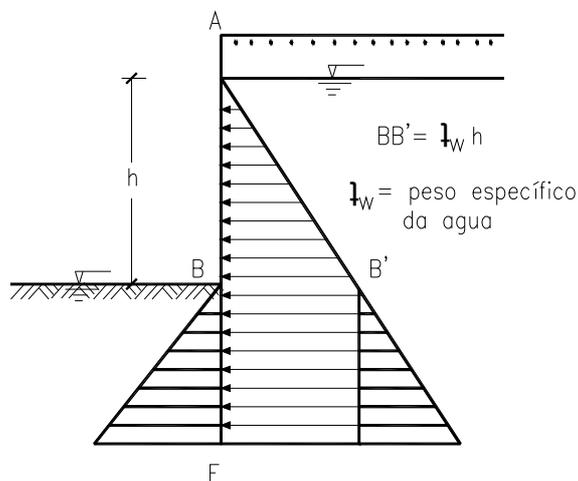


Fig. 7.2.1.3

No caso desta forma de cálculo haveria ainda que contar com os efeitos das componentes horizontais do gradiente hidráulico i_h que criam na massa de solo uma sollicitação de massa (equivalente a um peso específico actuando horizontalmente) com o valor

$$\gamma_h = i_h \gamma_w \quad (7.2.1.10)$$

onde γ_w é o peso específico da água = 10KN/m^3 e i_h é a componente horizontal, $\sin \alpha$ do gradiente hidráulico, o qual se pode calcular em cada ponto uma vez conhecida a rede de

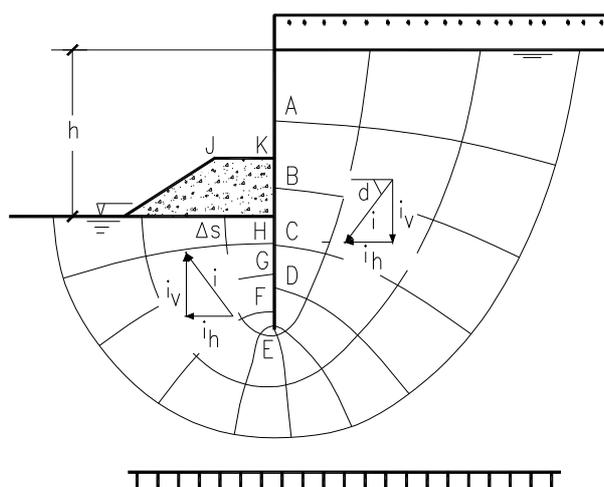


Fig. 7.2.1.4

fluxo. Como esse gradiente varia de ponto para ponto poderíamos obter um valor médio e direcção "média" quer de um lado quer do outro da cortina e multiplicá-lo pelo volume de solo envolvido.

Do lado interior o gradiente hidráulico sendo ascendente poderá criar uma situação de "levitação" (rotura hidráulica) do solo se for igual ou superior ao valor crítico que como sabemos é

$$i_{crítico} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (7.2.1.11)$$

onde γ' é o peso específico submerso do solo.

Nesse caso teríamos de colocar do lado interior da cortina uma banquetta estabilizadora de material granular que, além de ter dimensões apropriadas deverá satisfazer as condições de "filtro" em termos de granulometria. Não desenvolvemos esse importante aspecto da estabilidade das cortinas de estacas-pranchas por ser objecto da "Geotecnia".

O E.C.7 (2001) exige que $i \leq i_{crítico}/1,35$. (i = gradiente de saída = $\Delta h/\Delta s$)

Δh é a diferença de carga hidráulica entre duas equipotenciais sucessivas;

Δs é o trecho de linha de corrente entre as duas últimas equipotenciais (Fig. 7.2.1.4).

7.2.2 - Cortinas em "balanço" com "ficha" em solo argiloso (Fig. 7.2.2.1)

Neste caso admite-se que o terrapleno é arenoso (como é sempre o caso) e que a fundação é argilosa com $\phi = 0$ e $c \neq 0$

Continuamos a admitir que a cortina roda em torno de certo ponto B à distância Z da ponteira da estaca. Assim, de C até A o aterro gera impulsos activos nas estacas e de A até B

existem impulsos passivos do lado interior e activos do lado do aterro resultando um impulso do lado interior.

Calculemos esses impulsos:

Se γ_i e h_i forem respectivamente os pesos específicos e as espessuras das diferentes camadas de solo de aterro temos para pressão vertical ao nível da fundação (ponto A) do lado do aterro:

$$p_v = \sum \gamma_i h_i \quad (7.2.2.1)$$

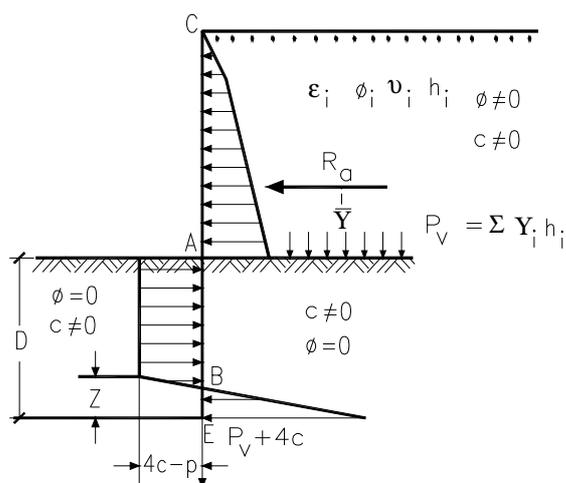


Fig.7.2.2.1

Os impulsos activos acima de A terão uma resultante R_a fácil de calcular logo que sejam conhecidos os ângulos de atrito dos solos de aterro.

Pela teoria de Rankine em solos com atrito e coesão, temos para tensão horizontal no ponto A do lado do aterro:

$$\sigma_a = p_v \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \phi/2 \right) - 2c \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \phi/2 \right) \quad (7.2.2.2)$$

ou seja

$$\sigma_a = p_v K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (7.2.2.3)$$

Do lado oposto teríamos um impulso passivo, assim

$$\sigma_p = p_v \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \phi/2 \right) - 2c \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \phi/2 \right) \quad (7.2.2.4)$$

Porém, em A (e abaixo desse ponto) o atrito é nulo ($\phi=0$) e do lado interior a pressão vertical é nula. Assim:

$$(\sigma_a)_A = p_v - 2c \quad \text{e} \quad (\sigma_a)_A = 2c \quad (7.2.2.5)$$

a diferença dará a ordenada do diagrama rectangular.

$$\sigma_h = 2c - (p_v - 2c) = 4c - p_v \quad (7.2.2.6)$$

Por outro lado, em sentido oposto e em E teríamos a pressão

$$\sigma_p = p_v + \gamma D + 2c \quad K_p = K_a = 1 \quad (7.2.2.7)$$

e uma "contra-pressão" activa

$$\sigma_a = \gamma D - 2c \quad (7.2.2.8)$$

Resultando uma pressão

$$(\sigma_h)_E = p_v + 4c \quad (7.2.2.9)$$

Entre B e E admite-se uma variação linear.

Como anteriormente, o diagrama B'BE'E é substituído pelo triângulo BE''EB e o rectângulo B'BE'''E em sentido contrário, uma vez que a área do rectângulo é igual à área do paralelogramo de bases E'E'' e B'B (Fig. 7.2.2.2).

Estabelecendo a equação de equilíbrio horizontal de forças, temos

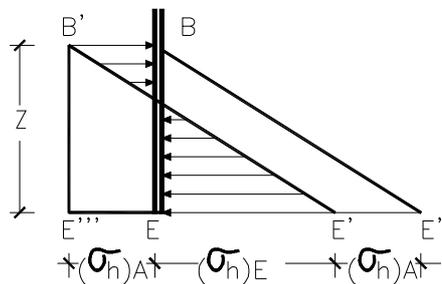


Fig. 7.2.2.2

$$R_a + \frac{Z}{2} [4c + p_v + (4c - p_v)] - D(4c - p_v) = 0 \quad (7.2.2.10)$$

ou seja

$$Z = \frac{D(4c - p_v) - R_a}{4c} \quad (7.2.2.11)$$

Note-se que esta equação só tem sentido se $D(4c - p_v) - R_a > 0$ e ainda se $4c > p_v$.

Se esta última condição se não verificar a pressão do lado interior seria negativa (ou nula) o que não é possível. Quer dizer que se a coesão da argila for tão baixa que $4c \leq p_v$, então não há estabilidade possível.

Por exemplo, uma argila com $c = (0,02 \text{ MPa} = 20 \text{ kN/m}^2)$ não poderá suportar um terrapleno com o peso específico de 18 kN/m^3 e a altura H igual ou superior a:

$$p_v = 18 \text{ kN/m}^3 \times H = 4 \times 20 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow H = 80/18 = 4,4 \text{ m}$$

Por outro lado poderá acontecer que Z tenha o seu mínimo valor que é 0 (zero).

Daí se deduz a "ficha" mínima de

$$D_{\min} = \frac{R_a}{4c - p_v} \quad (7.2.2.12)$$

Desta igualdade se vê que quando a pressão p_v vertical do terrapleno na sua base se aproxima de $4c$, a "ficha" tende a ter um comprimento teoricamente infinito.

Mas voltemos à equação 7.2.2.11 onde D é uma incógnita. Temos de juntar mais uma equação que é a equação de momentos que por comodidade tomamos em relação a E . Virá

$$R_a(\bar{Y} + D) - \frac{D^2}{2}(4c - p_v) + \frac{Z^2}{3}(4c) = 0 \quad (7.2.2.13)$$

Substituindo Z , dado por (7.2.2.11) em (7.2.2.13) e simplificando os termos semelhantes temos:

$$D^2(2c + p_v) - 2DR_a - \frac{R_a(12c\bar{Y} + R_a)}{4c - p_v} = 0 \quad (7.2.2.14)$$

A resolução de (7.2.2.14) dará a "ficha" D .

Há, porém, que aumentar D para haver margem de segurança. O melhor será afectar as características de resistência dos solos reduzindo por um lado a tangente do ângulo de atrito dos solos do aterro o que implica aumento do impulso do aterro e reduzindo a coesão medida para as argilas de fundação. Como anteriormente poderemos pôr:

$$\operatorname{tg} \phi_d = \frac{\operatorname{tg} \phi}{F_s} \quad \text{e} \quad c_d = \frac{c}{F_s'} \quad \text{para a argila da fundação}$$

↑

$$\phi_d = \text{ângulo de cálculo, } 1,2 \leq F_s \leq 1,5, \quad 1,5 \leq F_s' \leq 2,0$$

O EC7 (2001) indica $F_s=1,25$ e $F_s'=1,40$

Se houver diferença de nível "freático", entre o lado de fora e o lado de dentro da cortina, há que considerar o correspondente diagrama de pressões como se fez anteriormente (Fig. 7.2.1.3).

Por outro lado, a consideração das pressões de poro desenvolvidas nos solos argilosos da fundação por virtude do peso do aterro seria de bem mais difícil consideração. Todavia, o facto de a coesão do solo da fundação ser determinada em ensaio não drenado já tomará automaticamente esse facto em consideração.

7.3 - Cortinas de Estacas-Pranchas Ancoradas

Há vários métodos para obter o impulso de terras em cortinas de estacas-pranchas flexíveis ancoradas. Porém, vamos apenas considerar o método que usa os impulsos limites (ativos e passivos).

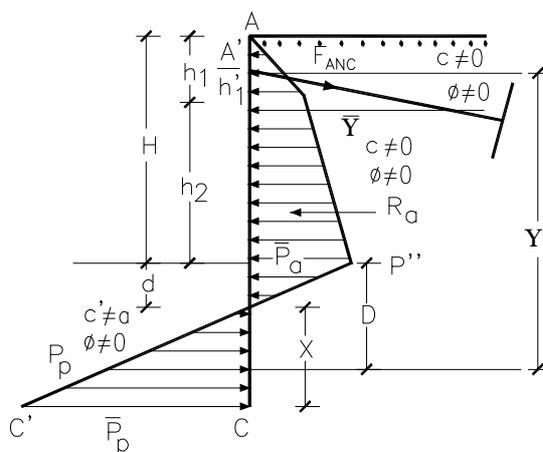


Fig. 7.3.1

Solos arenosos na fundação

Vamos considerar em primeiro lugar o caso de a fundação e as camadas de aterro serem solos arenosos. Seja h_1 a altura (possança) da 1ª camada de aterro, com características: γ peso específico, $\phi \neq 0$ o ângulo de atrito; ($c = 0$, coesão nula). Seja ϕ' o ângulo de atrito das camadas inferiores e γ' (peso específico submerso) das mesmas camadas ($c' = 0$). Supunhamos que a cortina está ancorada (atirantada) em A'. Vamos admitir que do topo A da cortina até ao nível B interior há impulsos activos e que abaixo de B até à extremidade C da cortina há impulsos passivos do lado interior e impulsos activos do lado do aterro. Com estas premissas ficam definidos os diagramas de pressão que actuam nas estacas (há a acrescentar o diagrama das pressões hidráulicas se houver diferença entre o nível freático no interior e no exterior da cortina como fizemos na Fig. 7.2.1.3).

O equilíbrio da cortina nestas condições será o equilíbrio de um sistema isostático em que as incógnitas são o valor da componente horizontal do esforço nos tirantes de amarração e a profundidade de encastramento ou "ficha" D.

A profundidade a do ponto B' onde se anulam as pressões calcula-se como anteriormente a partir da pressão horizontal activa ao nível B:

$$a\gamma' K_p = p_a + a\gamma' K_a$$

Donde

$$a = \frac{p_a}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (7.3.1)$$

Por outro lado, de modo análogo, a pressão passiva ao nível C das ponteiros das estacas é dada por;

$$p_p = \gamma'(K_p - K_a)X \quad (7.3.2)$$

A resultante das pressões "passivas" será então

$$R_p = \gamma'(K_p - K_a) \frac{X^2}{2} \quad (7.3.3)$$

Essa resultante dista do ponto A' de ancoragem o comprimento

$$Y' = h_2 + h_1' + a + \frac{2}{3}X \quad (7.3.4)$$

Por outro lado, a resultante R_a das pressões "activas" acima de B', R_a , situa-se à distância \bar{Y} do mesmo ponto A'.

Tomando momentos das duas resultantes em relação a A', temos

$$R_p Y' = R_a \bar{Y} \quad (7.3.5)$$

Substituindo (7.3.3) em (7.3.5) e reordenando, vem

$$X^3 \left[\frac{\gamma'(K_p - K_a)}{3} \right] + X^2 \left[\gamma' \frac{(K_p - K_a)}{2} \right] (h_2 + h_1 + a) - R_a \bar{Y} = 0 \quad (7.3.6)$$

Resolvendo esta equação cúbica que terá necessariamente pelo menos uma raiz positiva, substituímos o valor de X obtido em (7.3.2) e definimos desse modo o diagrama de pressões.

Além disso, obtemos a profundidade do encastramento das estacas ("ficha").

$$D = X + a$$

Para obter o esforço (ou melhor a componente horizontal do esforço) na ancoragem, substituímos o valor de X em (7.3.3) e obtemos R_p e daí

$$F_{ANC} = R_a - R_p$$

Ficamos pois em condições de traçar os diagramas dos esforços transversos nas estacas e o dos momentos flectores e daí dimensionar as estacas como adiante veremos com mais pormenor.

Vejamos agora o caso dos solos de fundação serem somente coesivos sendo os de aterro arenosos.

Solos coesivos na fundação

Como no caso correspondente das cortinas não ancoradas, o trecho \overline{BC} do diagrama de pressões é rectangular e representa a diferença entre as pressões passivas no ponto B do lado interior

$$(\sigma_p)_B = 2 \cdot c$$

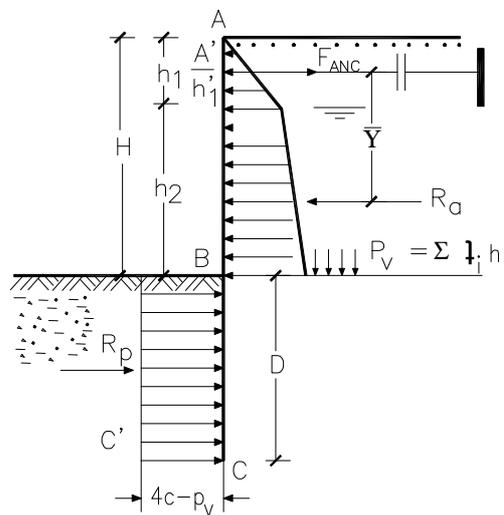


Fig.7.3.2

e as pressões activas do lado do aterro e que são

$$(\sigma_a)_B = p_v - 2c$$

Tomando momentos em relação a A', o ponto de amarração da ancoragem, temos

$$R_a \bar{Y} - D(4c - p_v)(h_2 + h_1' + \frac{D}{2}) = 0 \quad (7.3.7)$$

Reordenando temos

$$D^2 + 2D(h_2 + h_1') - \frac{2\bar{Y}R_a}{4c - p_v} = 0 \quad (7.3.8)$$

Resolvendo esta equação temos a "ficha" D para as estacas e daí, podemos calcular os diagramas de esforços transversos e, momentos flectores e dimensioná-las.

Tem lugar o comentário que antes fizemos quanto ao mínimo valor da coesão do solo de fundação:

$$c > \frac{p_v}{4} \quad (7.3.9)$$

Se o solo de aterro for homogéneo, de peso específico γ' , a condição (7.3.9) implica que a altura H do aterro terá de ser menor que certa altura ("crítica") dada por

$$H_{crit} = \frac{4c}{\gamma'} \quad (7.3.10)$$

Qualquer aterro com $H > H_{crit}$ será instável.

O coeficiente de segurança quer em relação à profundidade de encastramento D, quer em relação a H_{crit} , pode obter-se, reduzindo como de costume a tangente do ângulo de atrito dos solos do aterro e a coesão dos solos de fundação através do coeficiente de "minoração" apropriados.

Poderemos depois traçar o diagrama de momentos flectores. Os momentos obtidos dessa forma serão momentos de "cálculo", uma vez que os impulsos nas estacas já vêm "majorados" devido à redução nas características de resistência dos solos.

Método de Andersosn ou da Viga Equivalente para o Cálculo de Cortinas de Estacas-Pranchas Acoradas

O fundamento do método encontra-se em admitir que à profundidade a definida por (7.3.1) há um ponto de inflexão.

Havendo um ponto de inflexão B' podemos separar a parte superior, supondo desse modo somente uma reacção mútua R_b' entre as partes superior e inferior, uma vez que o momento é nulo.

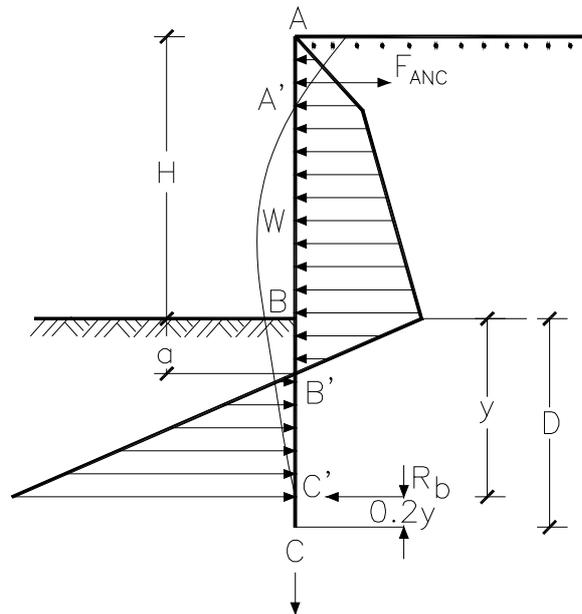


Fig.7.3.3

Com efeito:

$$\frac{d^2w}{dx^2} = -\left(\frac{M}{EI}\right)_{B'} = 0 \quad (7.3.11)$$

Tomando momentos em relação a C' temos

$$\frac{1}{2}(Y-a)(Y-a)(\gamma'K'_p - \gamma'K'_a)\frac{Y-a}{3} = R'_b(Y-a) \quad (7.3.12)$$

Donde

$$Y = a + \left(\frac{6R'_b}{\gamma'(K'_p - K'_a)}\right)^{1/2} \quad (7.3.12)$$

Sendo $D = 1,2 Y$

R'_b determina-se considerando-se o equilíbrio da viga "equivalente" superior. Do equilíbrio de momentos em relação a A' temos

$$R_a \bar{Y} = R'_b (H + a); R'_b = \frac{R_a \cdot \bar{Y}}{H + a} \quad (7.3.13)$$

A equação de equilíbrio de forças na viga equivalente dá a força de ancoragem FANC.

Por outro lado, o equilíbrio de forças horizontais dá R_b

$$R_b = \frac{1}{2}(Y - a)(Y - a)(\gamma' K_p - \gamma' K_a) - R'_b \quad (7.3.14)$$

Comprimento e localização das ancoragens (Fig. 7.3.4)

As ancoragens têm de ter um comprimento e localização tais que, por um lado evitem interacção com a zona activa junto à cortina e por outro com a cunha de impulso passivo.

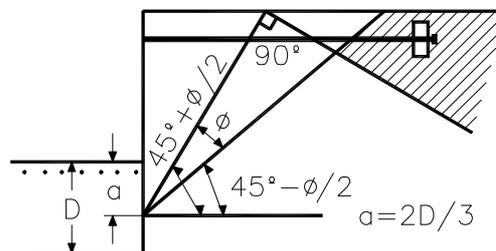


Fig.7.3.4

Bowles (1996, pag. 779) indica a construção da Fig.7.3.4 como forma de garantir que a ancoragem satisfaz essas duas condições.

7.4 - Exemplos

1º Exemplo

Dada a cortina de estacas-pranchas da Fig. (7.4.1) e os solos indicados, determinar:

- A "ficha" ou profundidade de encastramento D.
- Os diagramas de esforços transversos e momentos flectores.
- Dimensionar a cortina escolhendo estacas de aço de perfis correntes

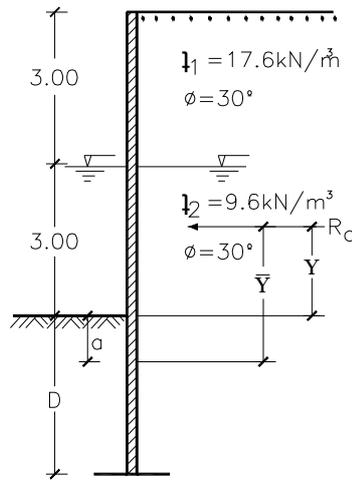


Fig. 7.4.1

Aplicando a teoria anterior temos sucessivamente:

$$\text{Fazendo } \text{tg} \phi' = \text{tg} \phi / 1,5 \Rightarrow \phi' = \text{arc} \text{tg} \left[\frac{\text{tg} 30^\circ}{1,5} \right] = 21,05^\circ \Rightarrow$$

$$K'_a = \text{tg}^2 \left(\frac{45 - 21,05^\circ}{2} \right) = 0,4714723$$

$$R_a = K'_a \left(17,6 \times \frac{3,00^2}{2} \right) + K'_a \left[17,6 \times 3,00 (6,00 - 3,00) + 9,6 \times \frac{(6,00 - 3,00)^2}{2} \right] =$$

$$R_a = 132,38 \text{ kN/m}$$

$$p_a = K'_a (17,6 \times 3,00 + 0,96 \times 3,00) = 38,47 \text{ kN/m}^2$$

$$K'_p = \text{tg}^2 (45^\circ + 21,05^\circ/2) = \frac{1}{K'_a} = 2,12$$

$$a = \frac{p_a}{\gamma'(K'_p - K'_a)} = \frac{38,47}{9,6(2,1212 - 0,4714727)} = 2,429 \text{ m}$$

$$p'_p = 17,6 \times 3,00 \cdot 2,1210 + (3,00 + 2,42946) 9,6 \times 2,1210 - 9,6 \times 2,42909 \times K'_a =$$

$$= 211,56 \text{ kN/m}^2$$

$$K' = K'_p - K'_a = 1,6497 \quad K' \gamma' = 15,24 \text{ kN/m}^2$$

$$Y^4 + Y^3 \left(\frac{p'_p}{\gamma' K'} \right) - Y^2 \left(\frac{8R_a}{\gamma' K'} \right) - Y \left[\frac{6R_a}{(\gamma' K')^2} (2\gamma' \bar{Y}' K' + p'_p) \right] - \frac{6R_a \bar{Y}' p'_p + 4R_a^2}{(\gamma' K')^2} = 0$$

$$R_a Y' = K'_a \times 17,6 \times 3,00 \left(6,00 - \frac{2}{3} \times 3,00 \right) + K'_a \times 17,6 \times 3,00 \times \frac{3,00}{2} + K'_a 9,6 \times 3,00 \times$$

$$x \frac{1}{2} 3,00 \times \frac{3,00}{3} = 231,96$$

$$Y' = \frac{231,96}{132,38} = 1,752$$

$$\bar{Y} = 1,752 + 2,429 = 4,181 \text{ m}$$

$$Y^4 + Y^3 13,358 - Y^2 66,871 - 1089,386 Y - 3080,70 = 0$$

Resolvendo a equação por tentativas obteríamos $Y = 9,45 \text{ m}$.

O encastramento seria então $D = 9,45 + a \approx 11,90 \text{ m}$, valor algo elevado porque o ângulo de atrito do solo é baixo e usamos o critério de o reduzir exageradamente para obter um coeficiente de segurança $F_s = 1,5$ (segundo o EC 7 (2001) poderemos tomar $F_s = 1,25$

Poderemos agora obter os diagramas de esforços transversos a partir dos diagramas de pressões (Fig.7.4.2).

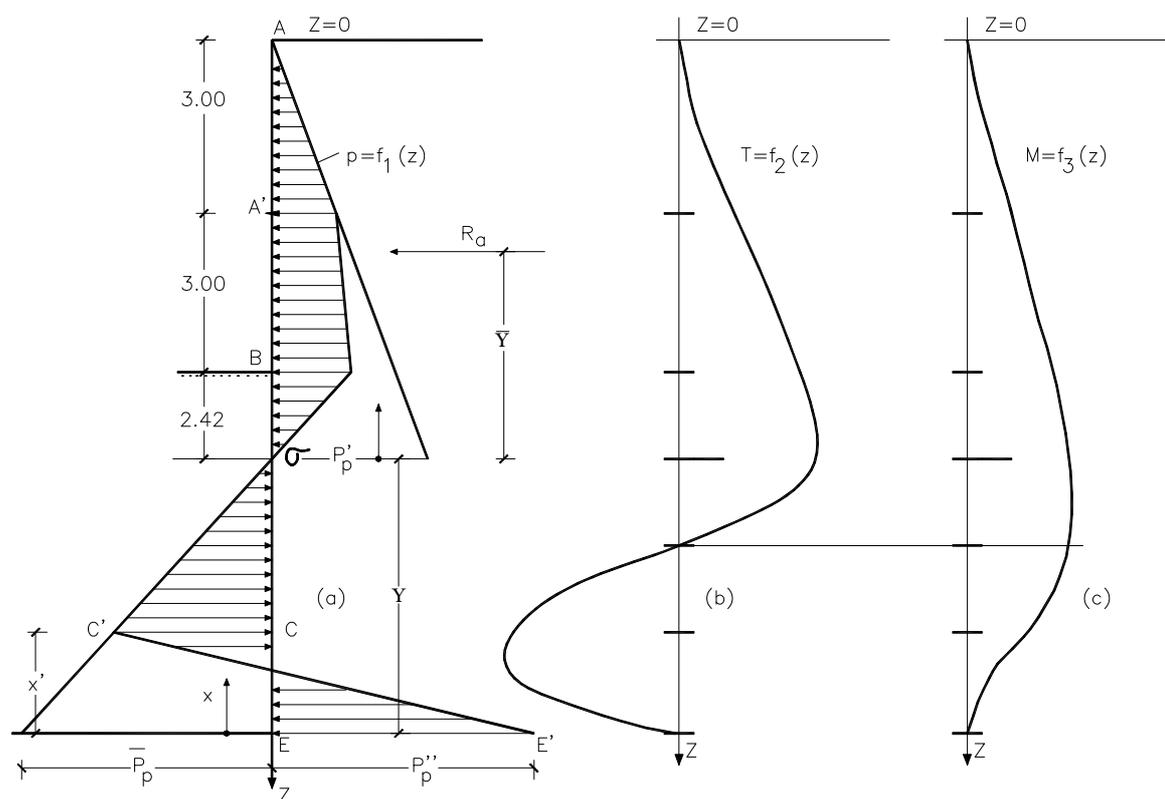


Fig.7.4.2

$$x' = \frac{p_p Y - 2R_a}{p_p + p''_p} \quad (a), \quad \bar{p}_p = \gamma'(K'_p - K'_a)Y \quad (b), \quad p''_p = p'_p + \gamma'(K'_p - K'_a)Y \quad (c)$$

Diagramas de Esforços Transversos:

$$T = \int -p \, dz + C^{te} \quad (d)$$

$$p = K'_a \times 17,6 \times z \Rightarrow T = -K'_a \times 17,6 \times \frac{z^2}{2} \quad \text{(e) trecho } \overline{AA'} \quad 0 \leq z \leq 3,00$$

$$p = K'_a \times 17,6 \times 3,00 + K'_a \times 9,6 \times (z - 3,00) \quad \text{trecho } \overline{A'B}$$

$$T = K'_a \times 17,6 \times 3,00 \times (z - 3) - K'_a \times 9,6 \times \frac{(z - 3)^2}{2} + T_O \quad \text{(f) } 3,00 \leq z \leq 6,00$$

$$\left(T_O = K'_a \times 17,6 \times \frac{3,00^2}{2} = K'_a \times 79,2 \right)$$

e

$$p = p_B \left(1 - \frac{z'}{2,42} \right), \text{ com } z' = z - 6,00 \quad \text{trechos}$$

$$p_B = K'_a \times 17,6 \times 3,00 + K'_a \times 9,6 \times (6,00 - 3,00) \quad \overline{BO} + \overline{OC}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = p_B \left(z' - \frac{z'^2}{2 \times 2,43} \right) + T'_o, \text{ com } T'_o = T_B \quad \text{(g)} \\ p_c = p_B \left(1 - \frac{z'}{2,43} \right) = p_B \left(1 - \frac{2,43 + Y - x'}{24,3} \right) \text{ com } x' = \frac{\overline{p_p} Y - 2R_a}{p_p + p''_p} \\ z' = 2,43 + Y - x' \end{array} \right.$$

O trecho final (\overline{CE}) poderá estudar-se de baixo para cima a partir da recta $\overline{E'C'}$ cuja equação $p = bx + p_c''$ com $b = \frac{p''_p - p_c}{x'}$, ou seja

$$p = \frac{p''_p - p_c}{x'} x + p''_p \Rightarrow T = \int -p dx = - \frac{p''_p - p_c}{x'} \frac{x^2}{2} + p''_p x \quad \text{(h)}$$

Diagrama dos Momentos Flectores

Seguir-se-ia o cálculo dos momentos flectores em cada trecho por integração dos diagramas de esforços transversos T. O momento máximo verificar-se-ia no ponto em que $T=0$, isto é, algures no trecho \overline{OC} . Esse ponto tira-se da expressão (g) pondo

$$0 = p_B \left(z' - \frac{z'^2}{2 \times 2,43} \right) + T_B;$$

ou seja

$$z'^2 \cdot z'^2 \frac{P_B}{2 \times 2,43} - p_B z' - T_B = 0 \text{ com } p_B \text{ dado pela expressão (f) e } T_B \text{ obtido de (f) fazendo}$$

aí $z = 6,00 \text{ m}$.

Obtido o momento máximo na cortina dimensionavam-se as estacas-pranchas pela forma que se desenvolverá no problema do 2º Exemplo.

2º Exemplo

Dada a cortina da Fig. 7.4.3 com as características geométricas e os solos indicados, determinar, 1) sem carga; 2) com carga no terrapleno (fica como exercício):

- A ficha D.
- A força de ancoragem.
- Os diagramas de esforços transversos e momentos flectores.
- Dimensionar a cortina supondo as estacas de aço de perfilados correntes.

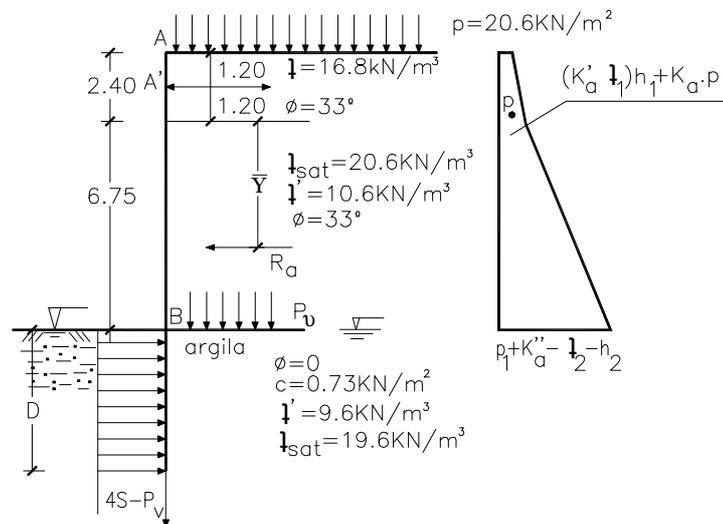


Fig.7.4.3

1º Caso: Sem carga no terrapleno.

$$p_V = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 16,8 \times 2,40 + 6,75 \times 20,6 = 179,37 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Se usar o coeficiente de redução $F_s = 1,5$ aplicado a $\text{tg } \phi$ e à coesão c teremos:

$$\phi' = \arctan \left(\frac{\text{tg } 33^\circ}{1,5} \right) = 23^\circ.41 \quad \text{e} \quad \text{daí} \quad K_a' = K_a'' = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{23^\circ.41}{2} \right) = 0,43133 \quad \text{e}$$

$$c' = 73 \div 1,5 = 48,666 \text{ kN/m}^2$$

(como já se disse o EC 7 (2001) indica um coeficiente de redução de 1,25 para $+g\phi'$ e c')

Força total de impulso da areia:

$$R_a = K'_a \gamma_1 \frac{h_1^2}{2} + K'_a \gamma_1 h_1 h_2 + K''_a \gamma_2 \left(\frac{h_2^2}{2} \right) = 340,68 \text{ kN/m}$$

Momento em relação ao ponto de ancoragem A':

$$\begin{aligned} \bar{Y} \cdot R_a = & K'_a \gamma_1 \frac{h_1^2}{2} \left(\frac{2}{3} h_1 - 1,20 \right) + K'_a \gamma_1 h_1 h_2 \left(h_1 + \frac{h_2}{2} - 1,20 \right) + \\ & + K''_a \gamma_2 \frac{h_2^2}{2} \left(\frac{2}{3} h_2 + h_1 - 1,20 \right) = 716,36 \text{ kN/m.} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \bar{Y} = 716,36/340,68 = 2,10 \text{ m.}$$

$$h_3 = h_1 + h_2 - 1,20 = 7,95 \text{ m, } p_v = \gamma_2 h_1 + \gamma_2 h_2 = 179,37 \text{ kN/m}^2$$

$$D^2 + 2 D h - \frac{2 \bar{Y} R_a}{4c' - p_v} = 0 \Rightarrow D^2 + 2 \times 7,95 D - 93,665 = 0$$

$$\Rightarrow D = -7,95 \pm \sqrt{7,95^2 + 93,665} = 4,57 \text{ m.}$$

Tomemos $D = 4,60 \text{ m}$

A tracção no cabo seria $F_{AC} = R_a - (4c' - p_v) \times 4,60 = 270,3 \text{ kN/m.}$

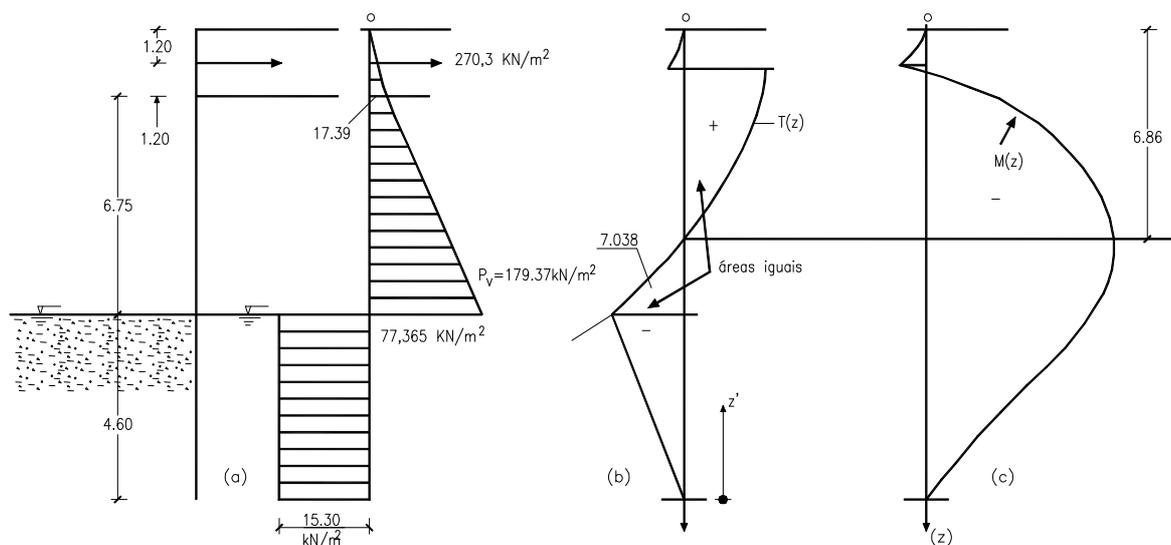


Fig. 7.4.4

Os esforços transversos calculam-se por integração do diagrama das pressões (Fig. 7.4.4).

Assim:

$$p = K'_a \cdot 16,8 \cdot z \quad \text{no intervalo} \quad 0 \leq z \leq 2,40$$

$$p = K'_a \cdot 16,8 \times 2,40 + K_a \cdot 20,6 \times (z - 2,40) \quad \text{no intervalo} \quad 2,40 \leq z \leq (6,75 + 2,40).$$

$$p = \text{cte} = 15,3 \text{ kN/m} \quad \text{no intervalo} \quad 0 \leq z' < 4,60, \quad z' = 2,4 + 6,75 + 4,60 - z.$$

Então os esforços transversos serão dados por:

$$T = -K'_a \cdot 16,8 \cdot \frac{z^2}{2} \quad \text{no trecho} \quad 0 \leq z < 1,20$$

$$T = -K'_a \cdot 16,8 \cdot \frac{z^2}{2} + 270,3 \text{ kN/m} \quad \text{no trecho} \quad 1,20 \leq z < 2,40 \text{ m}$$

$$T = -K'_a \cdot 16,8 \cdot x \cdot \frac{(2,40)^2}{2} + 270,3 \text{ kN/m} - K'_a \cdot 16,8 \cdot x \cdot 2,40 \cdot x$$

$$x(z - 2,40) - K''_a \cdot 20,6 \cdot \frac{(z - 2,40)^2}{2} \quad \text{no trecho} \quad 2,40 \leq z \leq 2,40 + 6,75$$

$$T = 15,3 \cdot x \cdot z', \quad \text{com } z' = (2,40 + 6,75 + 4,60) - z, \quad \text{no trecho} \quad 0 \leq z' < 4,60$$

O esforço transversal máximo existe à cota $z = 1,20$ e é igual a

$$T = 270,3 - 16,8 \cdot x \cdot 1,2 \cdot x \cdot \frac{1,2}{2} = 258,2 \text{ KN/m}$$

Por outro lado o diagrama dos momentos flectores obtinha-se por integração do diagrama dos esforços T (Fig. 7.4.4). O máximo verificar-se-ia no trecho $2,40 < z < 2,40 + 6,75$ e para o ponto $T = 0$, isto é, para z tal que

$$0 = -K'_a \cdot 16,8 \cdot x \cdot \frac{(2,40)^2}{2} + 270,3 - K'_a \cdot 16,8 \cdot x \cdot 2,40 \cdot x(z - 2,40) - K''_a \cdot 20,6 \cdot \frac{(z - 2,40)^2}{2}$$

$$0 = 270,3 - 16,8 \cdot x \cdot \frac{(2,40)^2}{2} - 16,8 \cdot x \cdot 2,40 \cdot (z - 2,40) - 20,6 \cdot \frac{(z - 2,40)^2}{2}$$

$$578,3 - 40,32(z - 2,40) - 10,3(z - 2,40)^2 = 0 \Rightarrow 57,83 + 4,032 \cdot x \cdot 2,40 - 4,032 \cdot z - 1,03 \cdot x \cdot z^2 + 1,03 \cdot x \cdot 2 \cdot x \cdot 2,40 \cdot x \cdot z - 1,03 \cdot x \cdot (2,40)^2 = 0$$

$$1,03 \cdot z^2 + (4,032 - 1,03 \cdot x \cdot 2 \cdot x \cdot 2,40) \cdot z - 57,83 - 4,032 \cdot x \cdot 2,40 + 1,03 \cdot x \cdot 2,40^2 = 0$$

$$1,03 z - 0,912 z - 61,574 = 0 \Rightarrow z = \frac{+0,912 \pm \sqrt{(0,912)^2 + 4 \times 1,03 \times 61,574}}{2 \times 1,03} = 8,187 \text{ m}$$

Os valores de M_d calculam-se integrando T no intervalo em causa:

$$\text{Para o intervalo } 1,20 \leq z < 2,40 \text{ vem } M_d = -K'_a 16,8 \frac{z^3}{2 \times 3} + 270,3 \times z + M_0$$

Para $2,40 \leq z < 2,40 + 6,75$:

$$M_d = \left(-K'_a 16,8 \times \frac{(2,40)^2}{2} + 270,3 \right) \times (z - 2,40) - K'_a 16,8 \times 2,40 \frac{(z - 2,40)^2}{2} - K''_a 20,6 \frac{(z - 2,40)^3}{2 \times 3} + M_0$$

onde M_0 é o valor de M para $z = 2,40$ m, ou seja, para $1,20 \leq z < 2,40$

$$M_0 = -K'_a 16,8 \times \frac{(2,40)^3}{2 \times 3} + 270,3 (2,40 - 1,20) = 307,66 \text{ kNm/m.}$$

Calculando M no ponto $z = 8,187$ m (onde é máximo), temos:

$$M_d = (-K'_a 16,8 \times \frac{(2,4)^2}{2} + 270,3 \times (8,187 - 2,40) - K'_a 16,8 + 2,4 \times \frac{(8,187 - 2,40)^2}{2} - K''_a 20,6 \frac{(8,187 - 2,4)^3}{2 \times 3} + 307,66$$

$$M_d = 1172,9 \text{ kNm/m}$$

Com este valor poder-se-á calcular o perfil a usar para as estacas-pranchas a instalar. Se usar-mos, por exemplo, estacas de aço A400 com tensão característica de rotura de 400 MPa ao qual corresponderia uma tensão de "projecto".

$$\sigma_d = 400/1,5 = 266,66 \text{ MPa} \cong 2666,666 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{M_d}{Z}, \text{ onde } Z = \frac{I_{xx}}{v} \text{ é a capacidade resistente da secção. (v = distância à fibra mais afastada).}$$

ou seja

$$266,666 \times 10^3 \times 10^{-4} \text{ kN/cm}^2 \geq \frac{1172,9 \text{ kNm/m} \times 10^2 \text{ kNcm/m}}{Z \text{ cm}^3 / \text{m}} \Rightarrow Z \geq 4398 \text{ cm}^3 / \text{m.}$$

Procurando numa tabela de estacas-pranchas (por exemplo nas tabelas técnicas) vê-se que a estaca Larsen VI seria suficiente:

$$Z = 4170 \text{ cm}^3 / \text{m} \approx 4398 \text{ cm}^3 / \text{m.}$$

Observa-se que de acordo com Rowe (1956) o momento máximo vem neste caso exagerado porque o diagrama de pressão de terras não é triangular. No caso presente a redução seria de cerca de 20% (Matos Fernandes 1990, p. 311).

Comentário: a utilização de coeficientes parciais de segurança em $\tan \phi$ e na coesão c , com um valor usual $F_s = 1,5$ leva a valores de encastramento D por vezes exagerados sobretudo quando $4c - p_v$ se aproxima de zero. Bowles (1974, pg. 318) admite que nesse caso F_s se possa reduzir a 1,2. Também o EC7 (2001) indica $F_s = 1,25$. Porém, é possível que então a estabilidade ao deslizamento geral, que sempre se deve calcular e que adiante trataremos, não seja suficiente. Nesse caso, a cortina de estacas-pranchas terá mesmo de ser encastrada a grande profundidade ou ser escolhido outro tipo de obra, como por exemplo uma ponte-cais apoiada em estacaria fundada a grande profundidade. Razões técnico-económicas ditarão então, como sempre, a solução mais conveniente.

Dimensionamento de Estacas-Pranchas

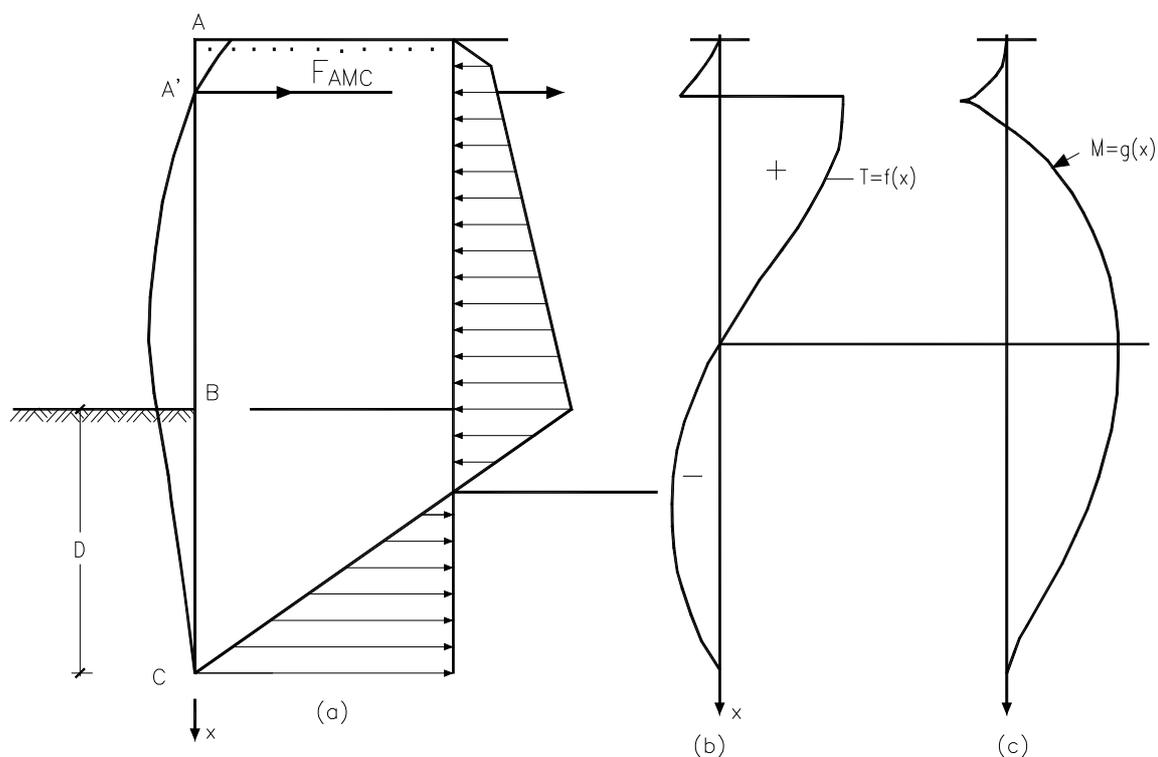


Fig. 7.4.5

Quando os diagramas de pressão na cortina e as forças de ancoragem (quando existem) forem conhecidos, os diagramas de esforços transversos e momentos flectores obtêm-se por

simples cálculo estático e daí o dimensionamento das secções das estacas uma vez que seja escolhido o tipo de material. Nos exemplos práticos tratados e noutros a dar nas aulas práticas haverá oportunidade para o dimensionamento quer de estacas metálicas quer de estacas-pranchas de betão armado.

7.5 - Comentários sobre a distribuição de pressões das terras sobre a cortina

As distribuições das pressões nas cortinas podem ser substancialmente diferentes das que acima referimos, mormente no caso das cortinas ancoradas. No entanto, podemos a "sentimento" ver em que sentido se dão as variações: assim, não é de crer que na parte superior de uma cortina ancorada (atirantada) seja "mobilizada" a pressão activa das terras porque o tirante, embora "elástico", não permitirá, em geral, um deslocamento suficiente para se atingir o estado activo. Nessa zona, portanto, reinará o estado de tensão entre o activo e o de "repouso", isto é:

$$p_a < p_h < \sum K_o \gamma_i h_i \quad (7.5.1)$$

onde:

K_o é o coeficiente de pressão das terras em repouso;

p_a é a pressão activa igual $\sum K_a \gamma_i h_i$;

p_h é a pressão horizontal real;

γ_i é o peso específico do solo i , e h_i é a "possança" respectiva.

Por outro lado, a cortina tende para o "encastramento" na extremidade inferior, dependendo o grau de encastramento das características do solo onde se cravam as estacas, do comprimento de cravação ("ficha" D) e da própria forma de cravar as estacas. Daí que tenham surgido vários métodos para obter a distribuição "real" de pressões e os consequentes diagramas de esforços transversos e momentos flectores (Tschebotarioff, B. Hansen, etc.). No método apresentado por P.W. Rowe ("Anchored Sheet Pile Retaining Walls, Proc. Instn. C.E. London, 1952, pp. 27-70) faz-se uma redução nos momentos flectores quando a fundação é de argila. Esses cálculos no entanto, são baseados em comparações com resultados experimentais, válidos nas condições próprias dos ensaios realizados e para cortinas com certa rigidez.

Modernamente, Bowles (1996), pag. 728, tem-se procurado, por intermédio do cálculo numérico (diferenças finitas ou elementos finitos), tratar o conjunto de cortina-solo-tirantes, supondo esses elementos elásticos lineares ou não lineares. Adiante veremos o caso de se admitir elasticidade linear e válida a teoria de Winkler, como fizemos no cálculo de vigas em fundação elástica pelo método das diferenças finitas (5.9). Bowles (1996) apresenta disquetes com programas de elementos finitos. A estaca-prancha é dividida em elementos que são tomados como barras submetidas à flexão e ao corte. A matriz de rigidez da estrutura é calculada a partir das matrizes de rigidez de cada “barra”. Essa matriz de rigidez é alterada para ter em conta os efeitos de “mola” dos tirantes e do terreno na parte da cortina encastrada nele, através do coeficiente da reacção do solo.

7.6 - Cortinas Ancoradas com mais de uma fila de ancoragens

Se se trata de estacas cravadas em geral metálicas e se o "bed-rock" é rochoso a penetração será, por razões construtivas, pequena (Fig. 7.6.1). Terá, todavia de ser o suficiente para haver um ponto de apoio, a não ser que o tipo de solo entre B e C' e a distância de penetração $\overline{BC'}$, já satisfaçam as condições citadas em (7.3)

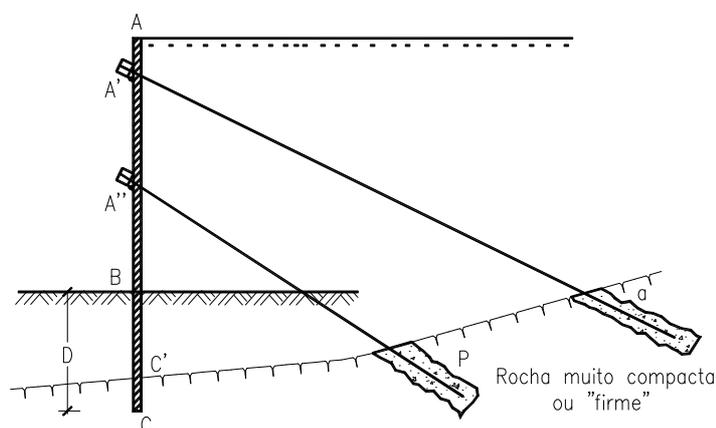


Fig. 7.6.1

Em qualquer dos casos a existência de dois tirantes tornaria o sistema hiperestático. A indeterminação porém, poderá levantar-se, utilizando, por exemplo, o método das diferenças finitas. É, porém, necessário nesse caso ter prédimensionado a cortina e os tirantes. Esse

prédimensionamento poderá fazer-se, considerando apenas um tirante, inicialmente e realizando depois iterações se o perfil escolhido for insuficiente ou demasiado conservativo.

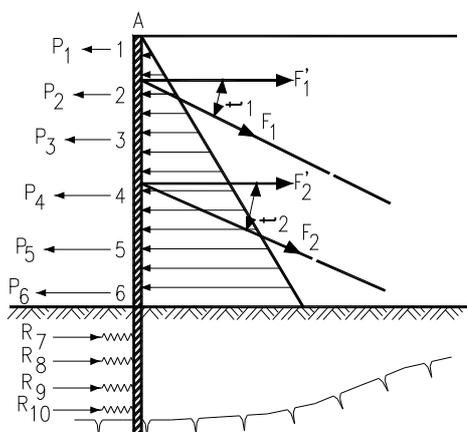


Fig. 7.6.2

Se usarmos o método das diferenças finitas uma vez dimensionada a cortina e tirantes, aplicaremos o método como já foi definido apenas com os ajustes necessários a este caso e que são os seguintes:

Supondo que as ancoragens dos tirantes não cedem, as flechas nos pontos 2 e 4 (Fig. 7.6.2) são inversamente proporcionais respectivamente à rigidez dos tirantes F_1 e F_2 , à tracção. Assim, os esforços F_1 e F_2 nos tirantes teriam por expressão:

$$F_1 = \frac{EA_1}{l_1} \Delta \ell_1 \quad \text{e} \quad F_2 = \frac{EA_2}{l_2} \Delta \ell_2$$

Projectando na horizontal teríamos

$$F_1 = EA_1 \Delta \ell_1 / l_1 \cos \alpha_1 = \frac{EA_1}{l_1} \omega_2 \cos^2 \alpha_1 \quad (7.6.1)$$

e

$$F_2 = \frac{EA_2}{l_2} \omega_4 \cos^2 \alpha_2 \quad (7.6.2)$$

onde ω_2 e ω_4 são os deslocamentos horizontais dos pontos 2 e 4 respectivamente.

(Admite-se que as componentes verticais são "absorvidas" pela cortina sem problemas de encurvadura ou outros. O EC7 manda fazer a verificação da estaca à compressão admitindo que também possa haver atrito negativo se o aterro assenta).

Assim, os factores $\frac{EA_1}{l_1} \cos^2 \alpha_1$ e $\frac{EA_2}{l_1} \cos^2 \alpha_2$ funcionarão como coeficientes de reacção k .

As cargas P_1 e P_2, \dots, P_6 admitem-se conhecidas através de um diagrama de pressões "activas" ou outro que se julgue mais apropriado (por exemplo um diagrama resultante de uma média entre K_a e K_o).

Na parte cravada das estacas admite-se um coeficiente de reacção do solo k'_s , sendo de considerar um outro bem maior para a parte "encastrada" na rocha, quer haja "encastramento" real ou simples apoio. Como demonstrámos ao tratar das vigas em fundação elástica, o problema é determinado e obtemos desse modo os esforços nos tirantes e as reacções do solo na parte cravada da cortina o que nos permite traçar os diagramas de esforços transversos e momentos flectores e daí verificar a estabilidade interna da cortina.

O estudo pode fazer-se por metro "corrente" de cortina (normal ao plano da figura) mas os tirantes terão um certo espaçamento, digamos 1,50m a 3,00m, o que se escolherá de forma a que as vigas horizontais que correm em A' e A'' (Fig. 7.6.1) e solidarizam as estacas pranchas e dão apoio aos tirantes, não venham com grandes dimensões. Essas vigas, podem considerar-se como vigas "contínuas" sobre os tirantes. Estes são, em geral, constituídos por varões de aço devidamente protegidos. Os diâmetros normais dos varões limitam também o valor do espaçamento.

As amarrações à fundação rochosa, P e Q (Fig. 7.6.1) são feitas em geral perfurando o maciço rochoso (ou o solo duro do "firme") e betonando uma certa extensão ℓ do furo de forma a que o esforço de tracção F no tirante possa ser equilibrado pelas forças de atrito e aderência na superfície cilíndrica de contacto entre o betão e o "bed rock".

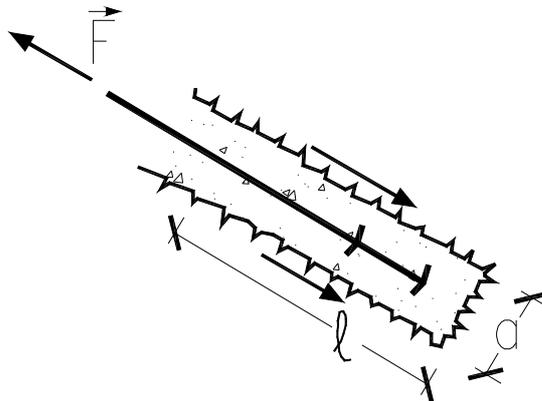


Fig. 7.6.3

Para esse efeito teremos (Fig. 7.6.3)

$$|F| = \pi \cdot a \cdot \ell \cdot f$$

onde f é a aderência e atrito.

Wu (Foundations Engineering Handbook) dá a seguinte tabela para f :

"Bedrock"

<u>Argila dura</u>	50 kN/m^2 ou $\frac{q_u}{4}$ (q_u = tensão de rotura à compressão simples)
<u>Areia densa</u>	100 kN/m^2
<u>Rocha sã</u>	150 kN/m^2

Mais à frente apresentam-se figuras com aplicações de ancoragens à estabilização de encostas com solos de rochas fracturadas.

7.7 - Ancoragens Baseadas na Resistência Passiva dos Solos"

Se se trata de um aterro e não de uma escavação onde é necessário ancorar a cortina de retenção e se não há "bedrock" acessível onde haveria interesse em ancorar os cabos ou tirantes, poderão ser utilizadas placas de ancoragem (Fig. 7.7.1) de betão armado embebidas no aterro em zona suficientemente afastada da parte do maciço terroso sujeita a deslizamento (Fig. 7.3.4).

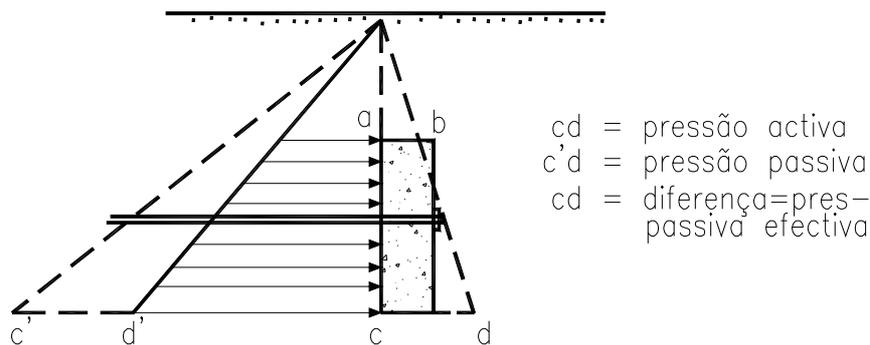


Fig. 7.7.1

Nessas condições a placa recebe na sua frente uma reacção passiva das terras e no tardós uma acção activa. A diferença das duas será $\overline{cd'} = \overline{p_p}$ a pressão passiva útil. Conhecida a profundidade do ponto central da placa, em geral na horizontal do ponto de amarração do tirante à cortina, é fácil calcular o diagrama das pressões $\overline{p_p}$ e dele deduzir as dimensões mínimas necessárias para a placa. Para termos adequada segurança começá-riamos segundo Wu por multiplicar por dois a carga para o tirante calculada em função do seu espaçamento.

É claro que essa majoração da carga nos tirantes só será de considerar se as pressões activas e passivas na cortina não estiverem já de si majoradas devido ao facto de se ter reduzido $\text{tg } \phi$ por um factor de segurança, e a coesão se a houver.

Suponhamos que desejamos dimensionar uma placa de ancoragem que por metro "corrente" de cortina possa receber um tirante com a carga de "serviço" de 66,5 kN/m. A carga de dimensionamento da placa para um coeficiente de segurança de 2 será $F_d = 133$ kN/m. Suponha-se que temos um solo com um peso específico de $18,5 \text{ kN/m}^3$ e que o centro da placa de ancoragem se situa a 1,85m de profundidade. Suponha-se ainda $\phi = 35^\circ$, o ângulo de atrito do solo e admita-se, a favor da segurança, que o ângulo de atrito entre a placa e o solo seja nulo ($\delta = 0^\circ$). Então $K_a = 0,27$ e $K_p = 3,7$ à profundidade de 1,85m temos a pressão no ponto médio da placa:

$$p_p = K_p \times 1,85 \gamma' = 78,7 \text{ kN/m}^2$$

$$p_a = K_a \times 1,85 \gamma' = 9,2 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \overline{p_p} = 69,5 \text{ kN/m}^2$$

Como a distribuição de pressões sobre a placa é linear, a pressão no ponto médio é igual à pressão média. Então, a área da placa necessária será

$$A = \frac{133 \text{ kN/m}}{69,5 \text{ kN/m}^2} = 1,914 \text{ m}^2/\text{m}$$

É claro que se o espaçamento entre tirantes for por exemplo de 2 metros, o que seria o mínimo para evitar a interferência dos "cones de pressão" devidos à presença das placas, teríamos

$$\text{Área/placa} = 2A = 3,828 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{placas de } 1,96 \times 1,96 \Rightarrow 2\text{m} \times 2\text{m}$$

Todavia, segundo Wu, uma tal placa (de 2m x 2m), devido a "espalhamento" (Este "espalhamento" é devido a uma "difusão" de pressões na direcção longitudinal da cortina, "difusão" essa que não existirá se a placa for continuamente apoiada sobre os tirantes. Isto não quer dizer que não seja extremamente útil à estabilidade global haver um elemento (viga) de ligação entre placas na direcção longitudinal da cortina.) da pressão na direcção do comprimento da cortina poderia receber tirantes de $1,6 \times 133 \text{ kN/m} \times 2\text{m} = 426 \text{ kN}$ espaçados de 3,20m ($1,6 \times 2\text{m}$), a que corresponderia a carga de serviço de 213kN.

A determinação da espessura da placa de betão armado e o cálculo e disposição das armaduras fazem-se como se de uma sapata se tratasse, sujeita a uma carga axial aplicada no seu centro geométrico, mas que em teoria (e às vezes na prática) se aplica no centro de gravidade das pressões das terras cuja distribuição se admite, como vimos, trapezoidal.

Assim, a espessura é obtida a partir da equação de estabilidade ao corte por punçoamento (ou em viga larga, sobretudo no caso de uma placa contínua sobre os tirantes).

As armaduras são obtidas a partir dos diagramas de momentos flectores.

Para garantir a amarração dos tirantes à placa, devem ser soldados convenientemente nas suas extremidades E (Fig.7.7.2) varões EB, EA, EC e ED, abrindo em leque de forma a garantirem a necessária aderência.

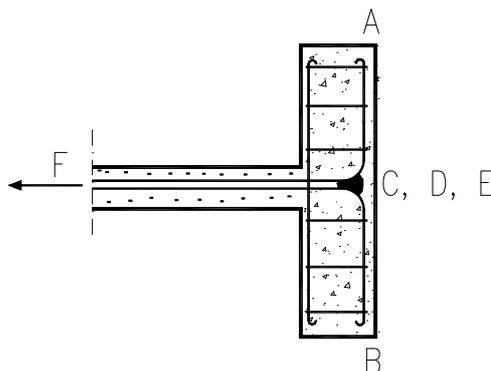


Fig. 7.7.2

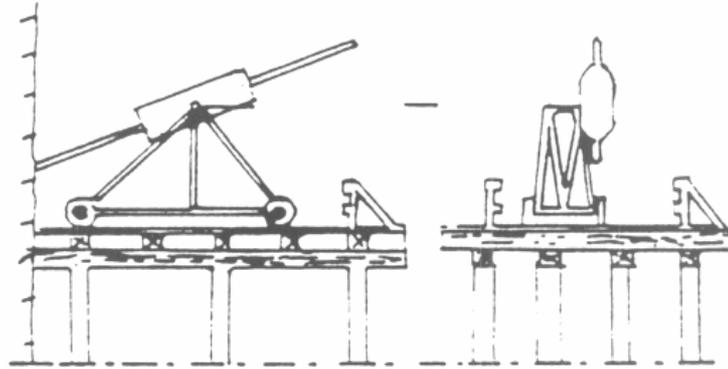
Quando as placas são contínuas sobre os tirantes têm lugar aqui as observações que fizemos nas sapatas contínuas relativamente à redistribuição de momentos provenientes de deslocamentos diferenciais dos apoios. As disposições construtivas serão as mesmas: armaduras duplas nas duas faces na direcção longitudinal.

7.8 - Elementos sobre ancoragens

7.8.1 - Pormenores Construtivos de Ancoragens. Cálculo Gráfico da ancoragem



a)



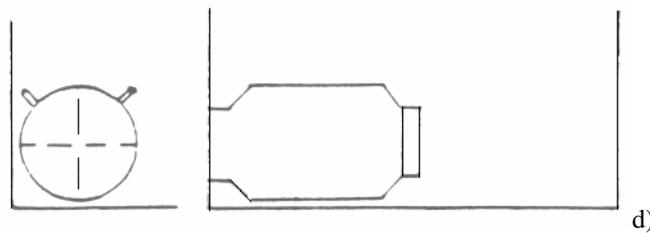
b)

Equipamento de Sondagem



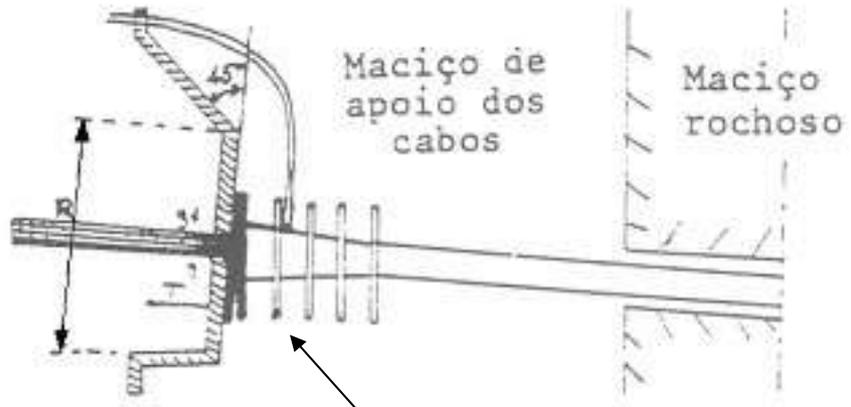
c)

Ancoragem em aluviões



d)

Macaco de esticamento dos cabos



R) Nicho para ancoragem quando de a betonagem maciço de apoio se faz depois do furo de sondagem e de colocação dos cabos em posição

hélice de cintagem da zona de concentração de tensão

e)

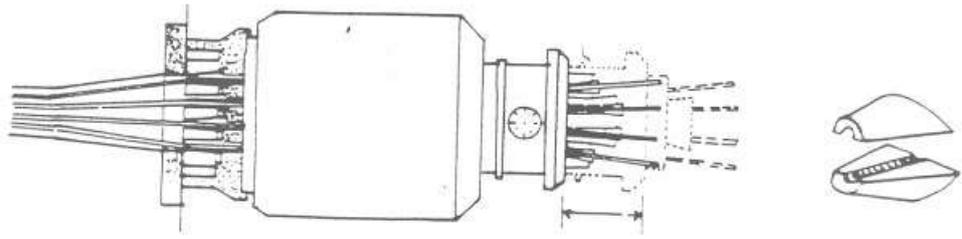
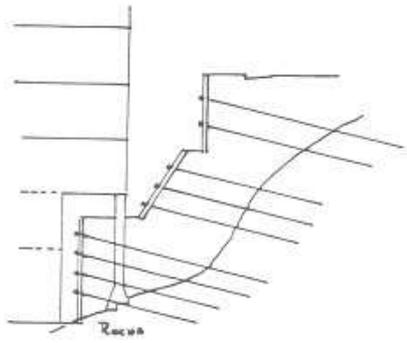
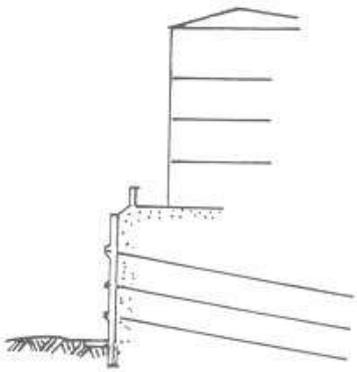


Fig. 7.8.1.1

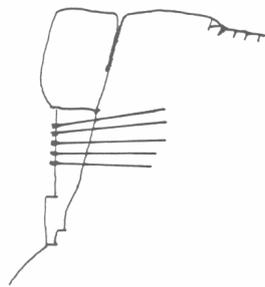
Aplicação de Ancoragens



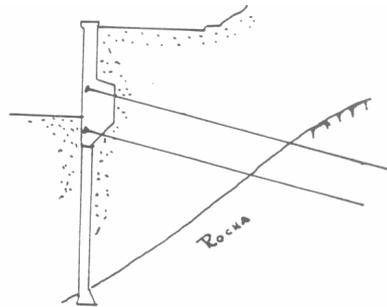
a)



b)



c)



d)

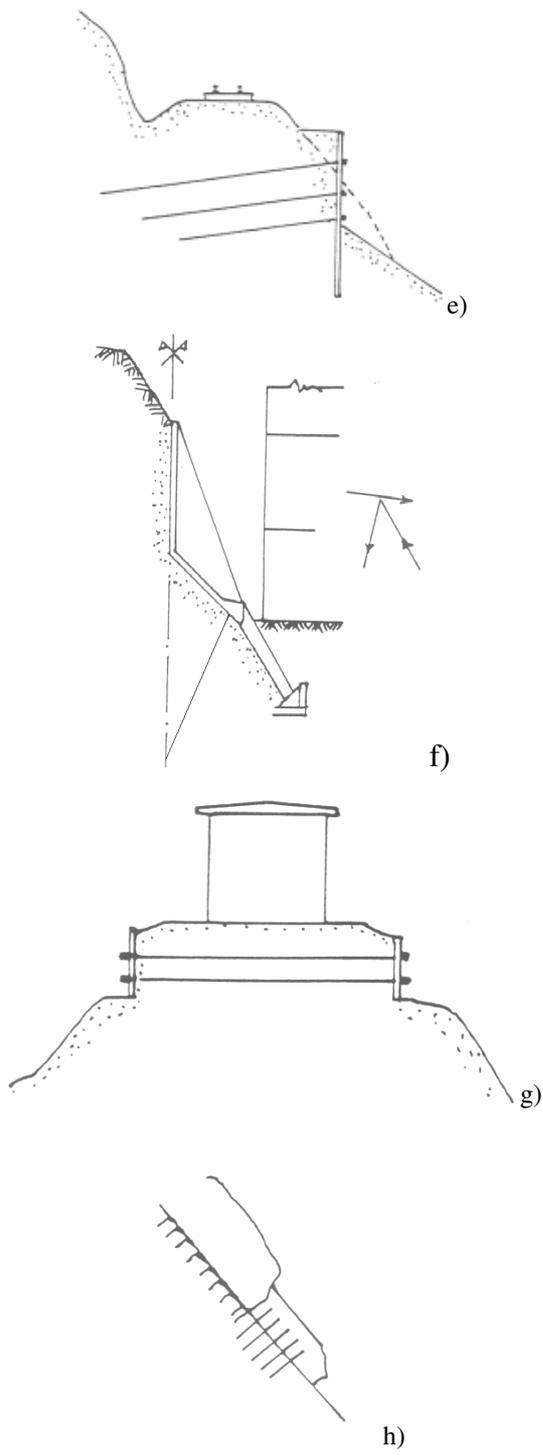
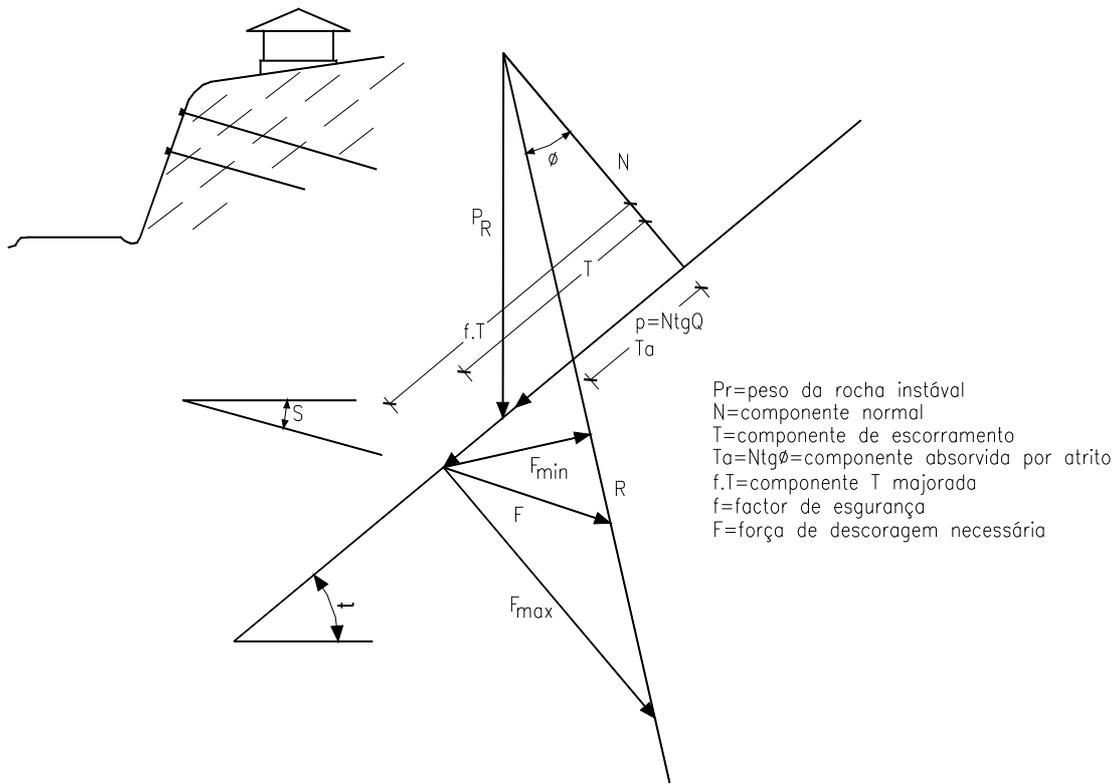
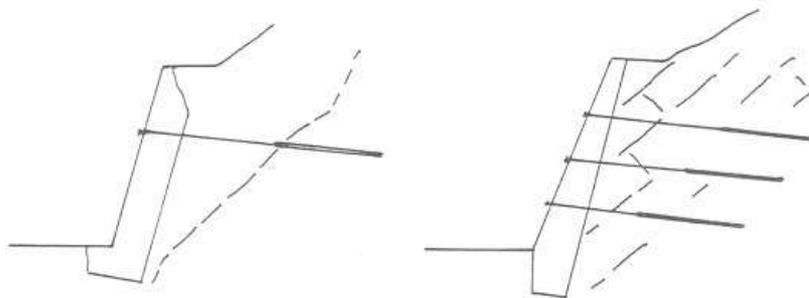


Fig. 7.8.1.2

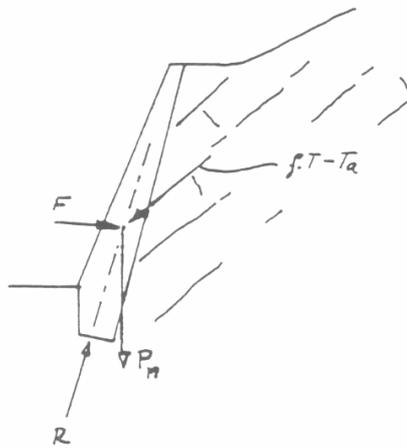


a)

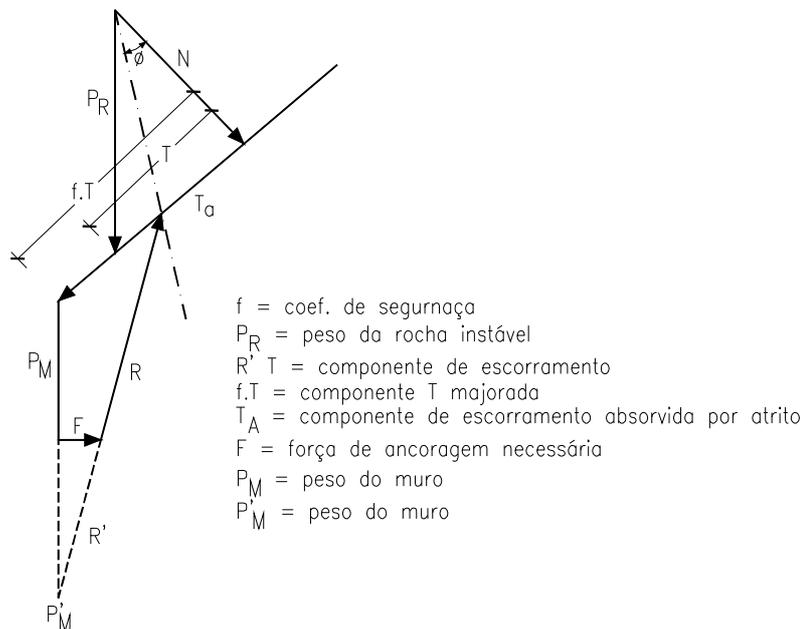
Metodo gráfico caso I



b)



c)



d)

Fig. 7.8.1.3

7.8.2- Considerações Construtivas sobre Ancoragens

Os pontos fundamentais das ancoragens são as amarrações que se traduzem em fixar convenientemente o comprimento l da parte "chumbada" no "bedrock" e nos cuidados a ter para garantir que a calda de cimento ou de cimento e areia envolva convenientemente os fios do cabo e as paredes do furo de forma a tornar monolíticos o cabo com o "bedrock". No caso dos terrenos móveis (areias) esse monolitismo é traduzido por uma "bolsa" de areia transformada em betão por injeção da calda de cimento a qual ficará aderente aos fios da extremidade do cabo e a um apêndice que é um varão grosso de aço macio ao qual são por vezes soldadas as extremidades dos fios. Estas operações são por vezes melindrosas e requerem pessoal especializado para a sua execução. (Por isso grande parte dos sistemas de ancoragem são objecto de patentes). Por esse motivo a maioria das ancoragens devem ser ensaiadas depois de executadas e para isso na sua ligação à cortina devem ser previstas disposições construtivas para instalação dos macacos de ensaio.

Outro ponto fundamental é a protecção do cabo contra a corrosão. Mesmo os cabos de pré-esforçado devidamente isolados de fábrica desde que o isolamento seja "ferido" nalgum

ponto serão rapidamente destruídos porque se cria uma diferença de potencial eléctrico entre o aço dos fios e o terreno húmido circundante.

Mostra a experiência a esse respeito que o betão ainda é a melhor protecção desde que em espessura conveniente (nunca menos de 5cm de revestimento no caso dos tirantes com varões de aço de endurecimento natural sendo conveniente dispor mesmo de uma armadura de "pele" com estribos ou malha" para evitar que por assentamentos diferenciais o revestimento do tirante se parta. Pinturas à base de resinas tipo "epoxy" parecem ser também eficientes sobretudo para reparação de "ferimentos" no isolamento de cabos de pré-esforçado.

As cabeças dos tirantes que ficam, em geral, do lado de fora da cortina, depois de ela "entrar em carga" e terem sido feitos os necessários esticamentos e ajustes nos tirantes para que todos "trabalhem" igualmente, têm de ser protegidas eficazmente, criando nessas cabeças um maciço de betão de envolvimento.

BIBLIOGRAFIA

- "ANCORAGENS", Seminário nº 217, LNEC, Março 1979.
CAMBEFORT, H., "Les Ouvrages Ancrés au Sol", Travaux, Mai, 1966.
GRAUX, D. "Resistance des Pieux à la Traction", Annales de l'I.T.B.T.P., nº 276, Dec. 1970, Série Théories et Met. et Calcule, Paris.
LOSINGER, S.A., (Catálogo) Berne/Suisse.
STUP (Catálogo) Boulogne (Seine)
Centro de Produção da U.E.G. (Brasil), Curso de Actualização em Fundações, 1973.

7.9 - Escavações Entivadas por Escoramento ou Ancoragem

7.9.1 - Considerações gerais e soluções construtivas

As escavações escoradas podem ter larguras muito variáveis de alguns metros até duas ou três dezenas de metros. Para larguras maiores aparecerão problemas devido a encurvadura das escoras, devendo então recorrer-se à instalação de tirantes ancorados para dar apoio à cortina.

A constituição da cortina também pode ter duas formas fundamentais: ser constituída por estacas pranchas de aço (Fig. 7.9.1.1) ou de betão cravadas ou por paredes moldadas de betão armado. Noutra solução, usada para pequenas profundidades de escavação, podem cravar-se estacas metálicas, em geral perfis I de aba larga, devidamente apoiados em escoras a vários níveis, tendo pranchas horizontais de madeira apoiando nas abas dos perfis I como cortina de retenção (Fig. 7.9.1.2). Quando a escavação é pouco profunda, mas muito larga, as escoras

podem não ir de cortina a cortina (ou parede vertical): as escoras podem então colocar-se inclinadas e apoiar no fundo da escavação. Ficará assim, um espaço central sem qualquer obstáculo, o que é uma grande vantagem (Fig. 7.9.1.1 c).

7.9.2 - Pressões Exercidas pelas Terras sobre a Cortina

No caso das escavações escoradas a distribuição de pressões das terras não se calcula pelas teorias de impulso de terras. Experiências realizadas por Terzaghi, Peck e Tschobotarioff mostram que em vez de diagramas triangulares temos diagramas trapezoidais. Não há coincidência perfeita entre esses autores acerca do traçado desses diagramas, mas as diferenças não são muito significativas. No caso das escoras inclinadas são aceites deslocamentos apreciáveis, o que permite "mobilizar" as pressões a toda a altura; portanto, para esse caso deve usar-se um diagrama triangular (diagrama (j) da Fig. 7.9.2.1. Nessa figura resumem-se os diagramas segundo os diversos autores.

O método de Terzaghi e Peck aplica-se a escavações com profundidades superiores a 6 metros. Usa um diagrama artificial de pressão para as terras para calcular os esforços nas escoras. Admite-se que o nível freático está abaixo do fundo da escavação. A resistência ao corte da argila é tomada em ensaios não drenados. As pressões de poro não são por isso consideradas.

Foi criada a seguinte expressão para indicar o grau de segurança traduzida por movimentos do solo no fundo da escavação:

$$N_c = \frac{\gamma H}{c_u} \quad (7.9.2.1)$$

A expressão (7.9.2.1) deriva da aplicação da teoria da capacidade de carga $p_v = \gamma H$. Assim, esses movimentos tornam-se significativos para $N_c \geq 3$ ou 4 e haverá muito provavelmente rotura para $N_c \geq 6$.

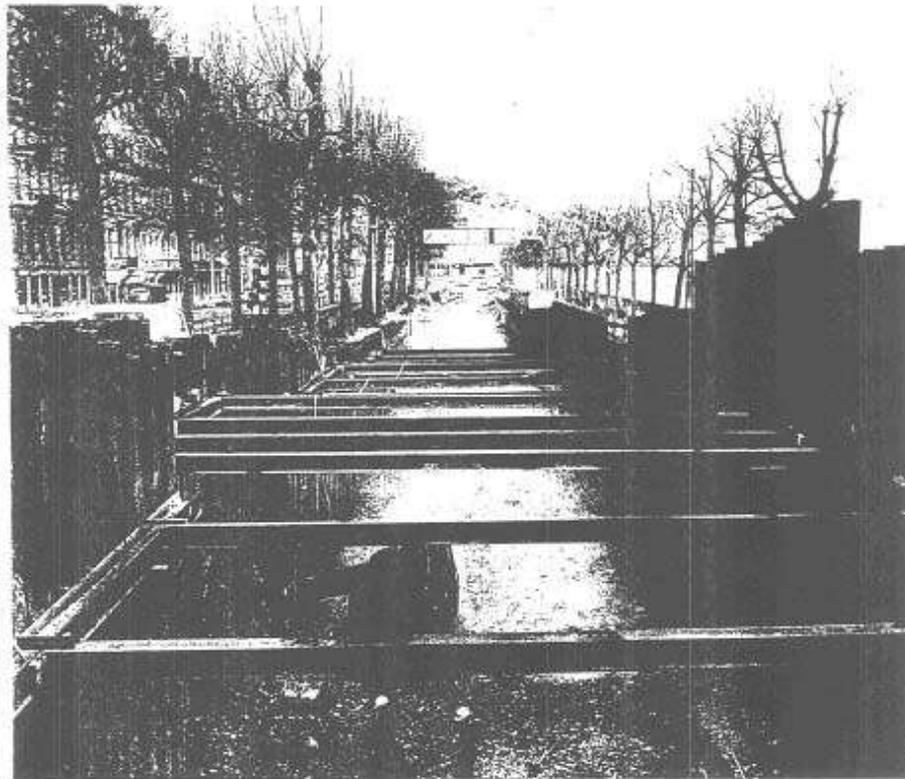


Fig. 7.9.1 – Escavação “entivada” com cortinas de estacas-pranchas escoradas

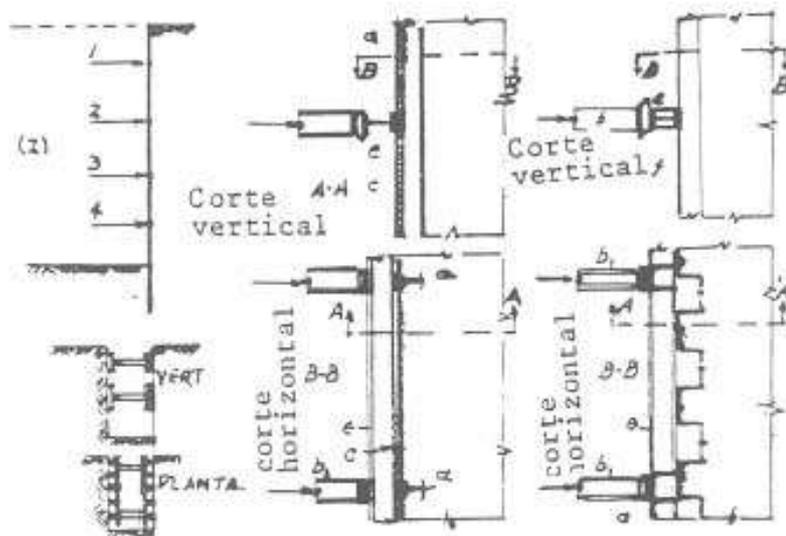
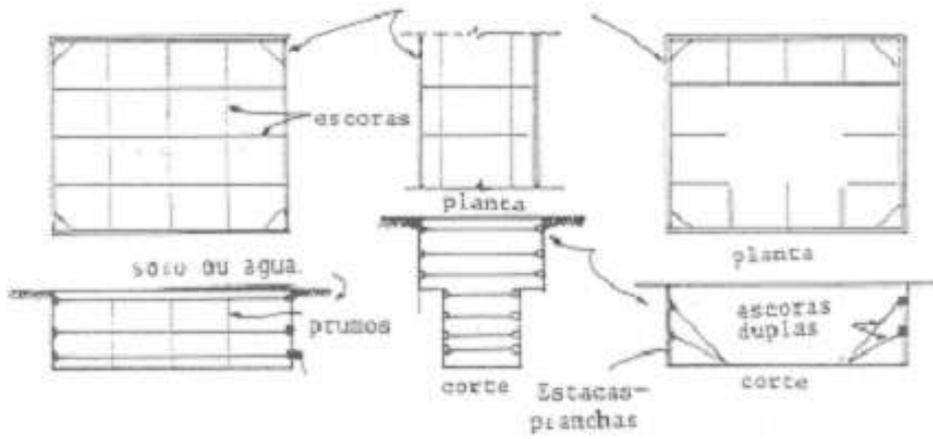


Fig. 7.9.1.2 – Tipos de entivação em escavações

Escavação entivadas

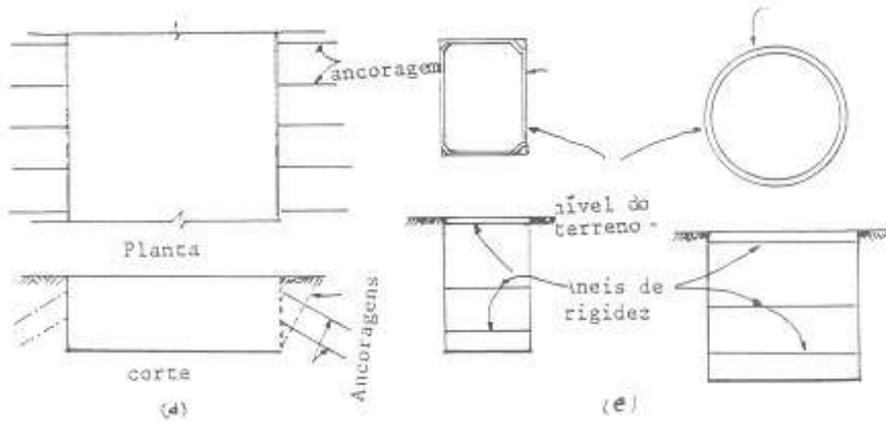
Estacas pranchas



a)

b)

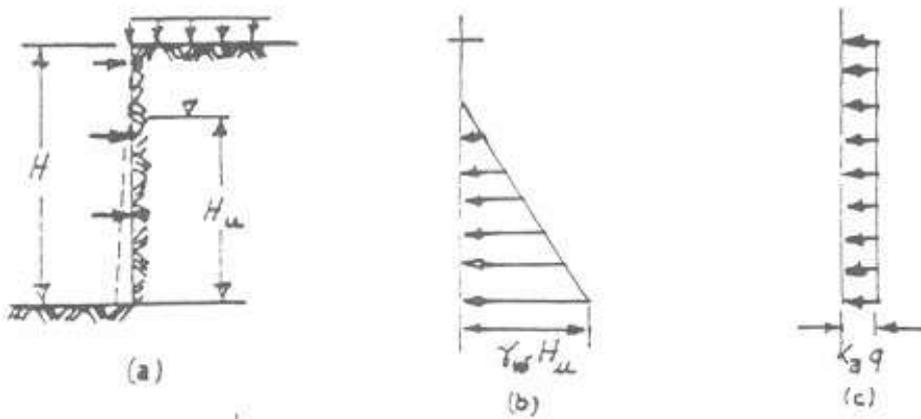
c)



(d)

(e)

Fig. 7.9.1.1 - Configurações típicas, (a) escoradas em cruz; (b) escoradas em vala; (c) escoradas do fundo; (d) ancoradas; (e) cortina em anel circular

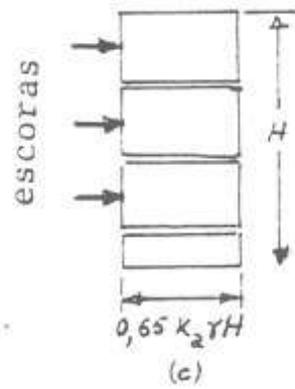
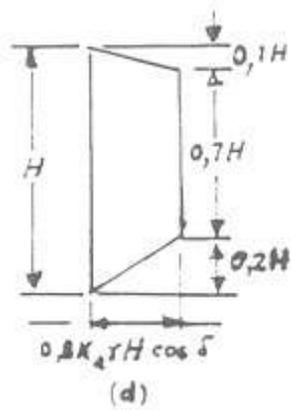


(a)

(b)

(c)

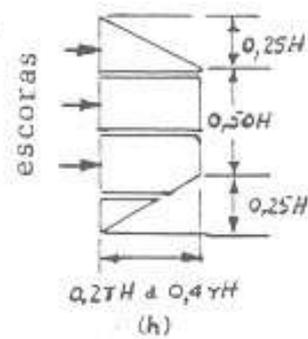
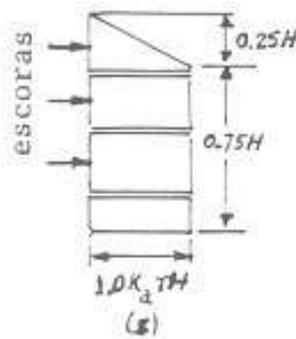
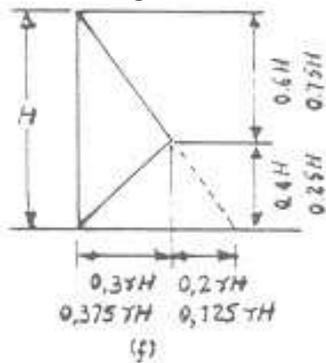
Água + sobrecarga uniforme



Areia

$$K_a = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$$

Argila dura
Argila média



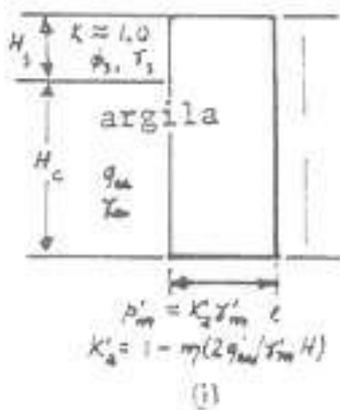
Argilas

$$K_a = 1 - m(2q/\gamma H)$$

elástico ou plástico do maciço argiloso

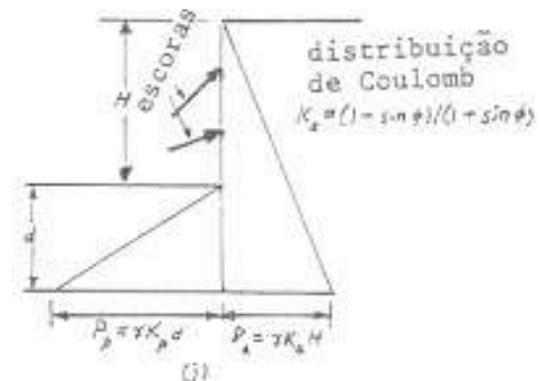
$m = 1$ se $N_e > 3$ ou 4 (plástico)

$m < 1$ se $M_e < 3$ (elástico)



$$q'_u = 1/H[\gamma_s H_s^2 K_s \tan\phi + (H - H_s)\eta q_u]$$

q = Razão entre resistência de campo e valores laboratoriais



7.9.2.1 - Pressões laterais. (a) corte; (b) sobrecarga; (d) Tschebotarioff, 1951; (e) Peck 1969; (f) Tschebotarioff; (g) argila mole; (h) argila dura (Terzaghi e Peck, 1967).

Para areias, Terzaghi e Peck supõem a pressão uniforme e igual a

$$p = 0,65 K_a \gamma H, \text{ onde } K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2). \quad (7.9.2.2)$$

Tschebotarioff dá para a pressão unitária das areias

$$p = 0,8 K_a \gamma H \cos \delta, \quad (7.9.2.3)$$

onde K_a é igual ao anterior e δ é o ângulo de atrito entre a cortina e as terras.

Em geral $\delta \approx \left(\frac{2}{3}\right) \phi$.

Terzaghi e Peck dão para a pressão lateral de solos argilosos moles ou de compacidade média

$$p = 1,0 K_a \gamma H \cos \delta, \quad (7.9.2.4)$$

$$K_a = 1 - m \frac{2q_u}{\gamma H},$$

m é um factor de redução dependendo do valor de N_c definido por (7.9.2.1). m será igual a 1,0 se $N_c > 3$ ou 4 significando que o maciço argiloso está na base da escavação próximo da rotura ($N_c = 2 + \pi$ na rotura); $m < 1,0$ para $N_c < 3$ ou 4 (funcionamento "elástico").

q_u = tensão axial de rotura da argila no ensaio de compressão simples:

$$q_u = 2 c_u$$

Para argilas duras fissuradas os mesmos autores referem para a pressão lateral máxima

$$p = 0,2 \gamma H \text{ a } 0,4 \gamma H \quad (7.9.2.5)$$

Para argila dura Tschebotarioff dá

$$p = 0,3 \gamma H \quad (7.9.2.6)$$

e

$$p = 0,375 \gamma H \quad (7.9.2.7)$$

para argila média.

Para solos com duas camadas tendo areia sobre argila, Peck sugere a seguinte pressão nas cortinas ancoradas:

$$p'_m = K'_a \gamma H \quad (7.9.2.8)$$

$$K'_a = 1 - \frac{2q'_u}{\gamma'H} \quad (7.9.2.9)$$

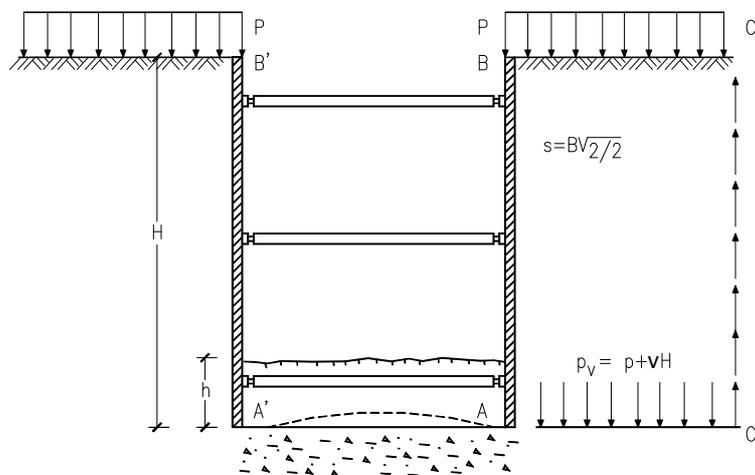
$$q_u' = \frac{1}{H} [\gamma_a H_a^2 K_a \operatorname{tg} \phi + (H - H_a) n q_u] \quad (7.9.2.10)$$

$$\gamma' = \frac{1}{H} [\gamma_a H_a + \gamma_c H_c] \quad (7.9.2.11)$$

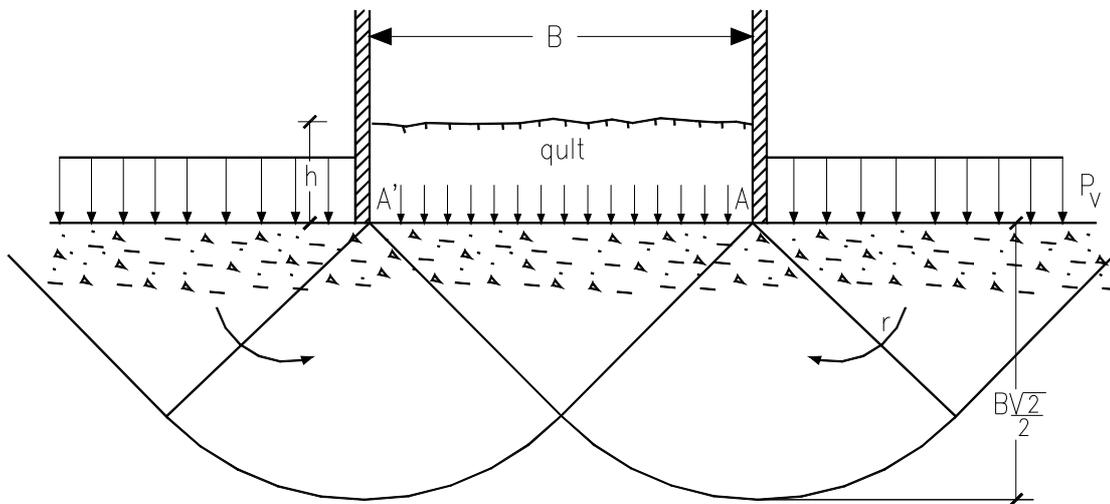
onde γ_a , H_a e K_a são, respectivamente, o peso específico, a possança e o coeficiente de impulso activo para a areia; ϕ é o ângulo de atrito; γ_c , H_c e q_u são o peso específico, a possança e a resistência à compressão simples para a argila não drenada no laboratório; n é a razão entre essa resistência no campo e os valores no laboratório; H é a profundidade total da escavação.

7.9.3 - Instabilidade devida a "inchamento" do fundo ou a erosão interna.

Uma fonte de instabilidade frequente nas escavações com fundo em argila é, como já referimos a descompressão e "inchamento" do fundo seguida de escorregamento localizado do fundo para o interior da escavação com desmoronamento da entivação (Fig. 7.9.3.1).



a)



b)

Fig. 7.9.3.1

Para calcular a segurança em relação a esse fenômeno notemos que se pode, em princípio, substituir o solo lateralmente ao nível do fundo da escavação por uma carga

$$p_v = p + \gamma H - \frac{F_f}{r} \quad (7.9.3.1)$$

$$\text{onde } F_f = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \tan \phi + c_a H \quad (7.9.3.2)$$

c_a = fracção da coesão

ϕ = ângulo de atrito

$$r = B\sqrt{2}/2$$

K_a = coeficiente de pressão das terras

Se $\phi = 0$ virá $c_a = c_u$ = coesão não drenada da argila.

A força F_f seria o resultante do atrito e aderência lateral que surge no bloco descendente $ABCC'$.

Tratar-se-ia então do funcionamento de uma “sapata” fictícia ao contrário; isto é, o solo entre $A'A$ romperia, não por ter nessa área aplicada uma carga excessiva como seria no caso de

uma sapata com essa largura, mas porque teria aí falta de carga e a carga lateral p_v faria o solo refluir para dentro da escavação. De qualquer forma, o fenómeno seria o mesmo e os cálculos também os mesmos. Podemos, por isso, usar para esse caso a teoria de capacidade de carga de sapatas (Cap. 3) devidamente adaptada ao caso em questão ($\phi = 0$, coeficiente de forma e outros apropriados).

Assim teríamos um coeficiente de “segurança”

$$F_s = \frac{q_{ult}}{p_v} \quad (7.9.3.3)$$

$$\text{sendo } q_{ult} = cN_c s_c d_c + \gamma h N_q s_q d_q \quad (7.9.3.4)$$

onde N_c , s_c , d_c , N_q , s_q e d_q são os factores de capacidade resistente apresentados no parágrafo 3.1. h é a altura de terras dentro da escavação acima das ponteiras das estacas-pranchas. Para terreno só argiloso a 2ª parcela em (7.9.3.4) seria só γh , $c = c_u$ e $N_c = 5,14$.

Como alternativa a (7.9.3.3) poderíamos usar coeficientes parciais de segurança usando ϕ_d e c_d em (7.9.3.4) e (7.9.3.2), tais que $tg \phi_d = tg \phi / F_\phi$ e $c_d = c / F_c$ sendo pelo EC7 (2001) $F_\phi = F_c = 1,25$.

É claro que nesse caso teríamos q_d em vez de q_{ult} e p_{vd} em vez de p_v . Para haver segurança deverá verificar-se $q_d \geq p_{vd}$.

Quanto à cortina é cravada em areia aquífera com nível freático elevado poderá haver instabilidade por efeito de "piping" ou levantamento hidráulico do fundo. O assunto pode ser estudado pelos métodos usuais que dão os gradientes hidráulicos na rede de fluxo e a verificação da segurança em relação a gradiente crítico. Assim, se o gradiente hidráulico máximo ascendente nas vizinhanças do fundo da escavação for i_M , e se o peso específico submerso do solo for γ' e o da água γ_w , teríamos como factor de segurança

$$FS. = \frac{i_{crit}}{i_M} \quad \text{Fig. 7.9.3.6}$$

com $i_{crit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$ como sabemos.

O valor de $i_M = \frac{\Delta h_{tot}}{n \Delta \ell_M}$ onde Δh_{total} é a perda de carga total e $\Delta \ell_M$ é o lado menor do quadrado da rede de fluxo na zona de saída e n é o número total de quedas de potencial.

Este factor de segurança diz respeito ao “piping”. Quanto à segurança em relação “levantamento” hidráulico Terzaghi (1922) indica que o mesmo tem lugar numa faixa junto á cortina com uma largura $d/2$, sendo d a altura enterrada da cortina. Admitindo-se que o bloco de solo com a largura $d/2$ e altura d (Fig. 7.9.3.2) possa sofrer um levantamento para o interior da

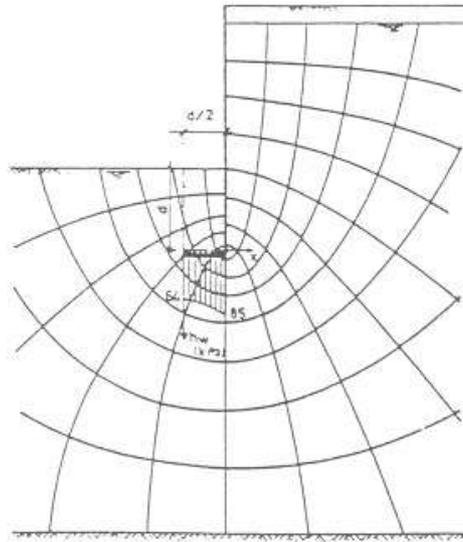


Fig. 7.9.3.2 – Rede de fluxo para o cálculo da segurança relativamente ao “piping” e ao levantamento hidráulico

escavação se o seu peso for superado pela pressão que a água exerce na sua base. O coeficiente de segurança seria então (Matos Fernandes, 1990, p.414):

$$F = \frac{\gamma_{sat} d^2 / 2}{\int_w^{d/2} p_w(x) dx} \quad \text{Fig. 7.9.3.7}$$

onde p_w é a pressão da água na base do bloco.

Craig (1987, p. 92) faz cálculos um pouco diferentes para este caso chegando à conclusão que o coeficiente da segurança seria

$$F = \frac{i_{crit}}{i_m} \quad \text{Fig. 7.9.3.8}$$

onde $i_m = h_m/d$, sendo h_m a altura piezométrica média na base do bloco.

Cortinas cravadas em aquíferos com pressões artesianas

Quando abaixo do nível de escavação existe uma camada argilosa ou argilo-siltosa que repousa sobre uma camada arenosa é natural que haja um efeito de pressões artesianas, pelo menos devido ao rebaixamento do nível freático no interior da escavação (Fig. 7.9.3.3). Neste

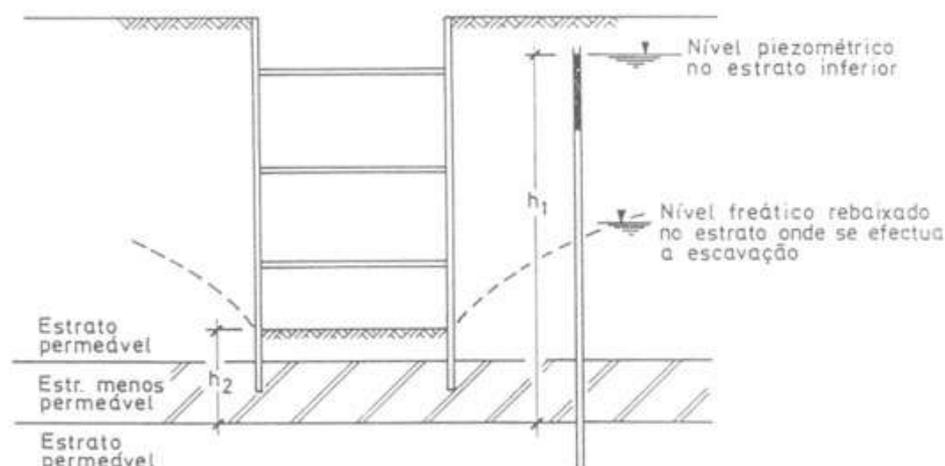


Fig. 7.9.3.3- Escavação com pressões artesianas

caso ter-se-ão de fazer medidas piezométricas para determinar a razão do peso total do solo situado entre a base da escavação e o plano inferior do estrato argiloso e a resultante das pressões que a água exerce no mesmo plano:

$$F = \frac{\gamma h_2}{\gamma_w h_1} \quad \text{Fig. 7.9.3.9}$$

onde h_1 é a altura piezométrica na base do estrato argiloso fora da escavação e h_2 a espessura de solo entre o fundo da escavação e a base do estrato argiloso.

O EC7 (2001, p. 123) admite $F = 1$. Matos Fernandes (1990, p. 4.14) exige 2,0 a 2,5.

Como a aderência dos solos à cortina na parte enterrada será a favor da segurança, pensa-se que $F = 1,25$ seria suficiente (Bowles, 1996, p. 816).

Capítulo 8

ESTACAS E MACIÇOS DE ESTACAS

8.1 - Tipos de Estacas. Uso de Cada Tipo

As estacas podem ser de madeira, aço, de betão armado ou de betão pré-esforçado. Podem ser maciças ou tubulares, de secção recta circular ou quadrada (com arestas quebradas) ou octagonal. Sendo de aço, podem ter secção em H ou em outro perfil com os dois momentos principais centrais de inércia aproximadamente iguais.

Quanto à forma da sua "instalação" podem ser pré-moldadas e cravadas ou moldadas "in situ", podendo estas últimas serem ainda de tubo cravado, de tubo descido com extracção de solo ou de furo sem revestimento (furação directa ou por lamas). Um outro tipo de estacas muito usadas presentemente são estacas de furação contínua com trado oco até à profundidade desejada ou possível.

As estacas de aço ou de madeira usam-se muito em obras provisórias; para obras definitivas a madeira teria de ser protegida e manter-se submersa para não ser atacada pelo "taredo" (molúsculo) e a "chelua" ou por "fungos". Mesmo assim não é de recomendar. As de aço terão de ter uma protecção catódica e/ou terem na liga uma percentagem de cobre. As pré-moldadas e cravadas têm de ter armadura reforçada na cabeça e na ponteira, além de terem um protector na cabeça durante a cravação. As moldadas "in situ" poderão ter a base alargada. As estacas pré-moldadas nunca têm grande diâmetro (até 0,60m) devido a dificuldades de cravação. Elas utilizam-se quando o solo é mole seguindo-se-lhe uma camada compacta, não, necessariamente o "bed rock". Pode até ser inconveniente a existência de uma camada de rocha, pois na cravação poderá a estaca ser danificada, além de que nunca poderá encastrar-se na "rocha" como conviria para aproveitamento da sua "total" capacidade e se houver estratos pouco espessos de "burgaus" ou "seixos" grossos também a estaca cravada poderá ter inconvenientes por não conseguir ultrapassar tais camadas e se nelas ficar a ponteira a sua capacidade será reduzida em face da pequena espessura da camada. Por outro lado, em solos arenosos pouco compactos ela é muito vantajosa porque pode aumentar substancialmente a densidade de tais solos. Como é evidente nas estacas cravadas há

deslocamento do terreno. O mesmo acontece com estacas de tubo obturado na ponta e cravado. A estaca executa-se procedendo após a cravação do tubo à colocação da armadura e enchimento com betão ao menor tempo que se retira o tubo.

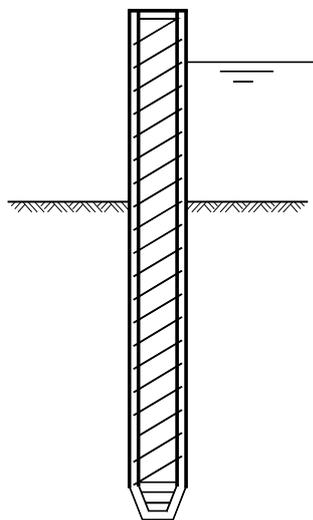


Fig. 8.1.1 – Estaca Cravada

Por outro lado, a estaca moldada "in situ" com extracção do terreno, recomenda-se quando são necessários grandes diâmetros e há uma boa camada ("firme") para o seu encastramento. Obstáculos que surjam para atingir tal camada podem ser removidos durante a furação, podendo inclusive ser destruídos a trépano. Muitas vezes surgem em formações marinhas sedimentares relativamente recentes inclusões gresosas com "cimento" calcário e de pequena espessura com pouca capacidade de carga por terem por baixo solos argilosos. Aí torna-se muito conveniente o uso de estacas moldadas "in situ" para atingir as camadas firmes inferiores. Porém, nos casos em que haja "tirante" de água e/ou solo muito mole, pode não ser recomendável o uso de estacas moldadas "in situ". Aliás, se houver "tirante" de água onde a estaca tenha de permanecer, nessa parte terá de ser sempre "entubada" ou "encamisada". A estaca moldada "in situ" requer cuidados especiais para a sua execução. Assim, por exemplo, ao realizar a betonagem terão de existir sempre alguns metros de betão fresco sem presa dentro do tubo para compensar a pressão hidrostática e a de solos moles que porventura existam no perfil geotécnico. O volume de betão consumido tem de ser controlado e sempre superior ao volume teórico da estaca. Além disso, antes da betonagem o fundo do furo tem de limpar-se cuidadosamente, o que não é sempre fácil, sobretudo no caso de furação com lamas e existência de solos moles (Figs. 8.1.2 a 8.1.4 de Silva Cardoso, FEUP, 1990)

Nas estacas com furação com trado oco o trado é roscado até a profundidade necessária e de seguida é metido o betão pelo furo central à medida que se vai retirando o trado. A armadura é depois cravada no betão fresco da estaca. Estas estacas não podem ser encastradas no “bed-rock” porque o trado não pode ser roscado em terreno duro. Além disso a armadura tem de ser cravada no betão ainda sem presa. Se a estaca levar muito tempo a betonar por ser muito comprida ou por outro motivo o betão começar a ganhar presa, já não se conseguirá cravar a armadura depois da betonagem e a estaca ficará inutilizada.

A execução requer ainda outros cuidados como, seja uma boa sintonia entre a introdução do betão e o retirar do trado, devendo manter-se no furo uma certa altura de betão acima da ponteira do trado, para que não haja descontinuidades na estaca por afluência do solo lateral ao furo. Isto é particularmente importante nos solos moles. Estes mesmos cuidados se tem de ter em todos os tipos de estacas moldadas.

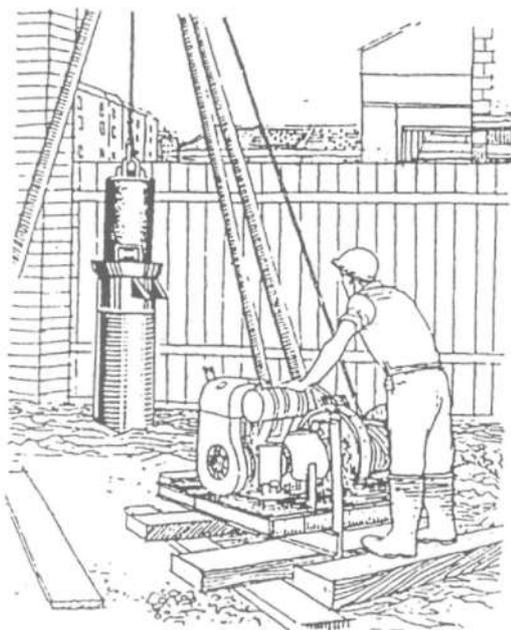
Há ainda as chamadas "estacas de areia" (ou brita) que não são mais do que processos de adensamento dos solos por dissipação de pressões neutras, caso em que as estacas de areia tomam a designação de "drenos verticais de areia". Estes, usam-se mais quando se quer o adensamento rápido de um solo argiloso, em geral lodo ou argila mole, qual seja a ocupação de um pântano argiloso por uma rodovia, aérodromo ou grupo de instalações industriais, etc (Fig. 8.1.5).

O adensamento pode ainda realizar-se por "fibroflotação" a qual se usa para compactação de "areias soltas" que vão servir de fundação a qualquer estrutura ou barragem, etc.

Trata-se de uma grande massa vibrante ("torpedo") que se introduz no solo até profundidades variadas, mas em geral não muito além dos 10m. Mesmo assim, podem conseguir-se deslocamentos verticais do solo à superfície da ordem de 1 a 2m, o que dá bem a ideia do grau de adensamento conseguido e do conseqüente aumento da capacidade de carga da formação em questão. Este processo usou-se por exemplo na estabilização da fundação arenosa da barragem de terra de Massingir em Moçambique e na área destinada à Siderúrgica de Dunquerque no Norte de França. Aí usaram-se drenos verticais de areia acompanhados de "vibroflotação" e ainda se usou uma sobrecarga temporária para acelerar o processo de adensamento e evitar assentamentos diferenciais posteriores.

Os drenos verticais de areia para consolidação de argilas moles são muitas vezes constituídos por uma simples “torcida” drenante de geotêxtil que é fixada na ponta de um

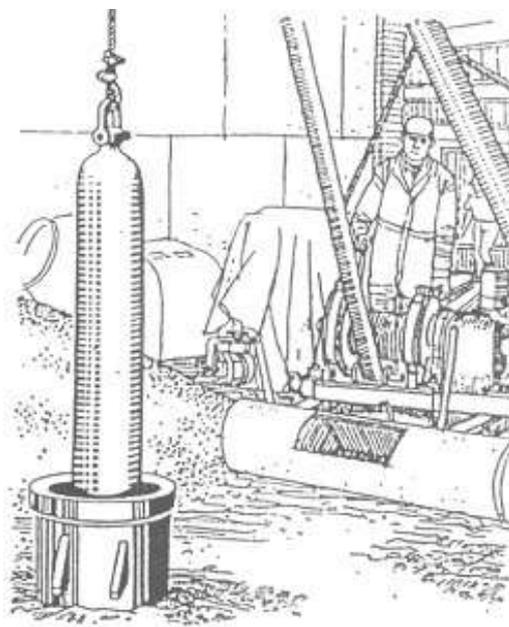
tubo de aço que se crava no terreno. A cravação é rápida; um dreno de mais de uma dezena de metros pode levar menos de 1 hora a executar.



1



2

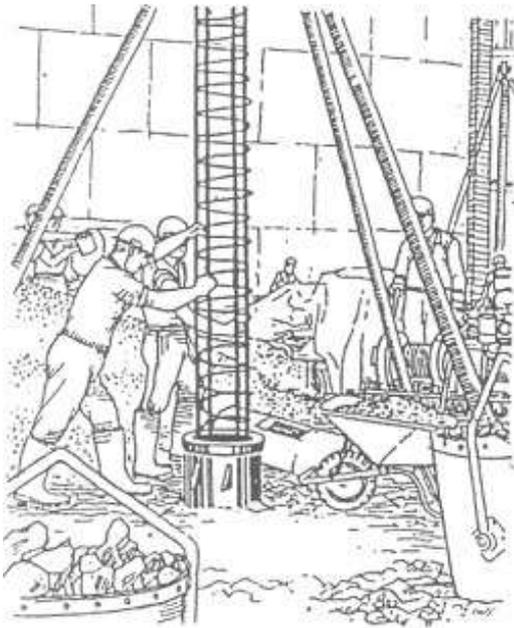


3

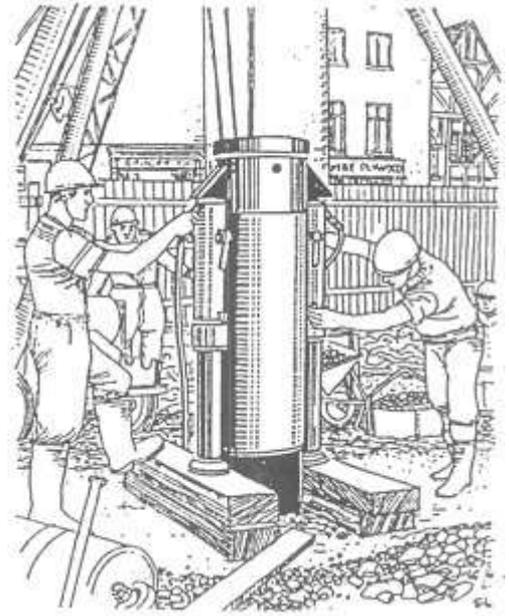
FIG. 8.1.2 – ESTACAS MOLDADAS.

EQUIPAMENTO DE PERCUSSÃO
PARA CONSTRUÇÃO DE ESTACAS
DE PEQUENO DIÂMETRO

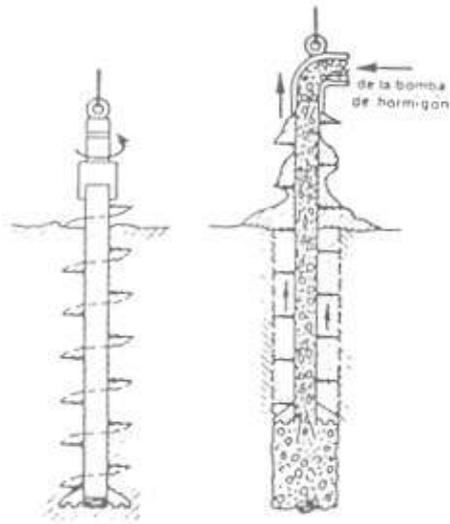
1. COMEÇO DA FURAÇÃO E CRAVAÇÃO DO TUBO
2. INSTALAÇÃO DE UM TROÇO DO TUBO
3. COMPACTAÇÃO DA BASE DE BETÃO
4. COLOCAÇÃO DA ARMADURA
5. RETIRADA DOS TUBOS À MEDIDA QUE SE BETONA A ESTACA



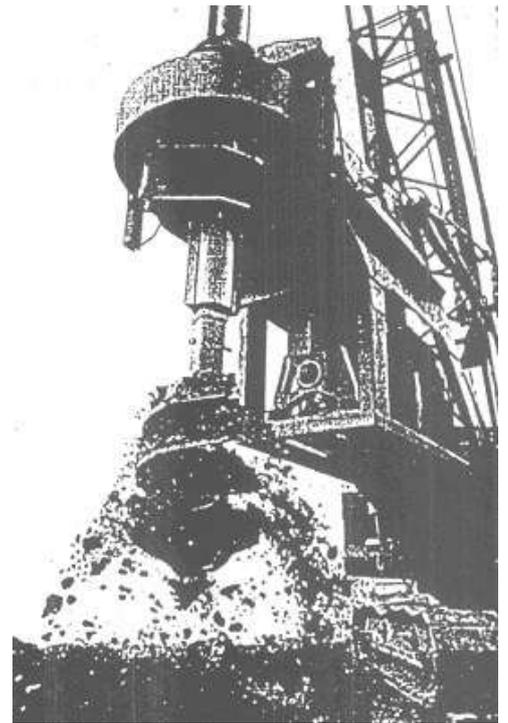
4



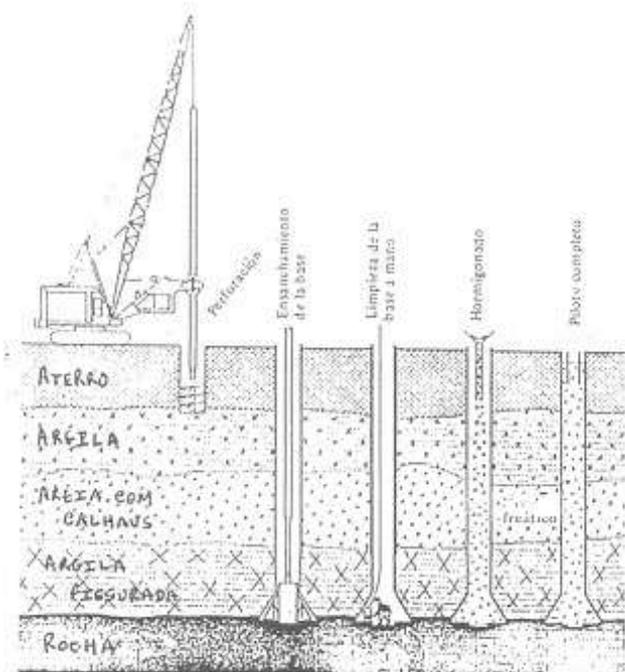
5



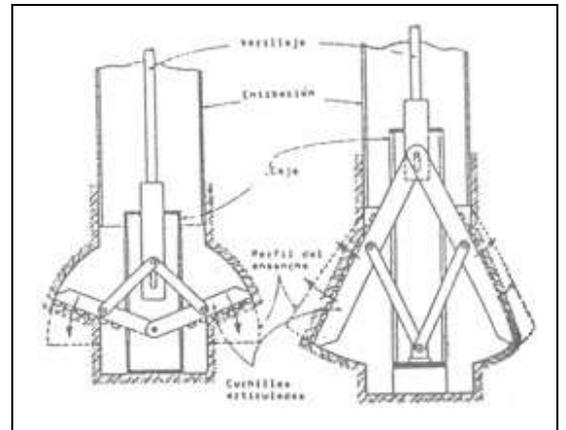
a)



b)



c)



d)

FIG. 8.1.3 - ESTACAS MOLDADAS. ABERTURA DO FURO COM TRADO. a) TRADO MECÂNICO, BETONAGEM POR INJEÇÃO; b) TRADO MECÂNICO DE GRANDES DIMENSÕES; c) FASES DE CONSTRUÇÃO COM TRADO DE UMA ESTACA DE GRANDE DIÂMETRO COM A BASE ALARGADA; d) EQUIPAMENTOS PARA ALARGAMENTO DA BASE DAS ESTACAS

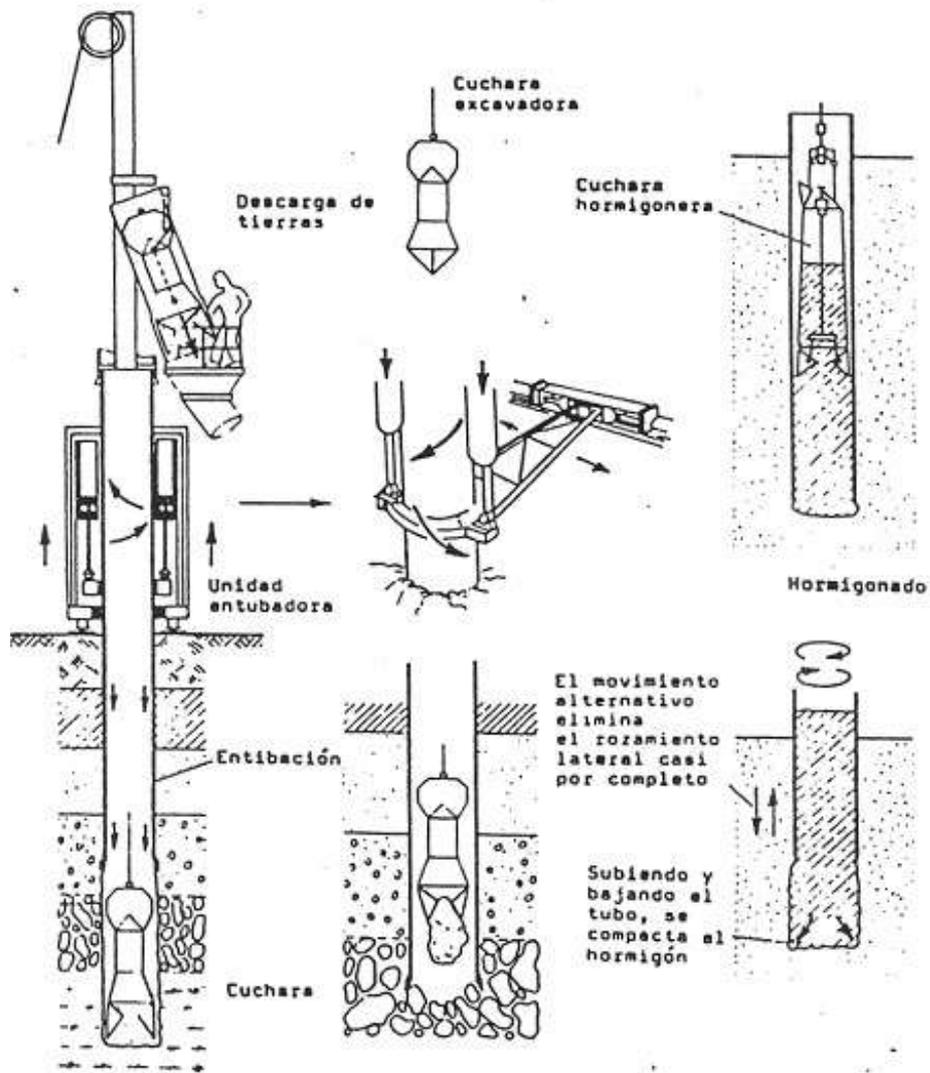


FIG. 8.1.4 - ESTACAS MOLDADAS (TIPO). ABERTURA DO FURO COM TRADO COM BALDE DE MAXILAS. ESTACA BENOTO.

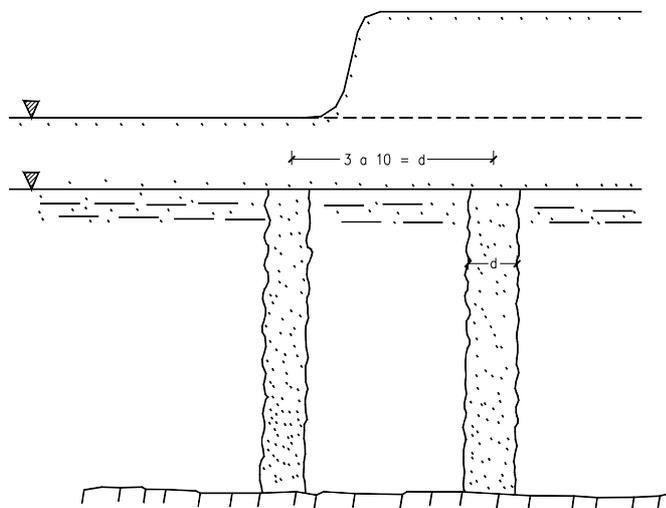


FIG. 8.1.5 Estacas de areia ou de brita

Hoje usa-se ainda para adensamento do solo o processo de "stamping" que consiste em deixar cair sobre o terreno pilões com grande massa e de grande altura (mais de uma dezena de metros). A energia de queda do pilão é comunicada ao terreno por impacto e vibração produzindo o adensamento do solo.

Em reforços de fundações pode ter de usar-se estacas cravadas por trechos da ordem de um metro que é em geral o máximo comprimento dos macacos hidráulicos existentes no mercado e também a ordem de grandeza dos espaços que se conseguem livres para realizar o reforço.

Numa ponte porta-tubos reconheceu-se por ensaios de carga que alguns grupos de estacas tinham de ser reforçados. Então cravaram-se algumas estacas mais, por trechos, servindo as vigas da ponte de reacção aos macacos de cravação. Os trechos de estaca eram de tubos metálicos vulgares com 50cm de diâmetro e ao fim de cravar cada trecho, soldava-se rapidamente o seguinte. Antes de cravar o último trecho encheu-se o tubo de betão e colocou-se armadura até certa profundidade uma vez que se tratava de uma formação marinha e os tubos por economia, tinham parede delgada. A capacidade de carga de cada estaca era controlada pela pressão lida no manómetro da bomba B que accionava o macaco M (Fig. 8.1.6).

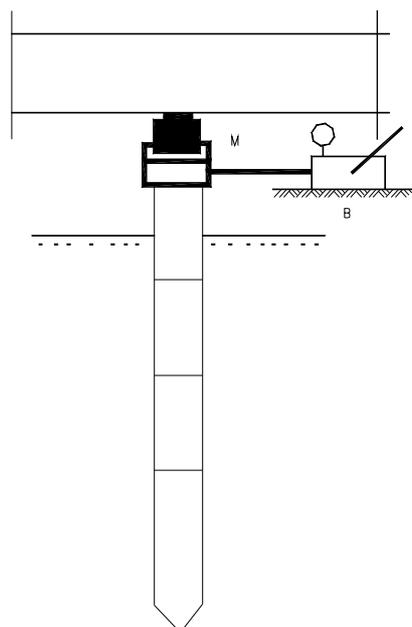


FIG. 8.1.6

Estacas inclinadas usam-se essencialmente em fundações sujeitas a importantes forças horizontais como pontes de atracação de navios, "dolphins" ou "duques dalba" (blocos de estacas para amarração de navios), encontros de pontes, pilares, fundações de estruturas de suporte de cabos de alta tensão, pontos de ancoragem de estruturas em membrana, etc.

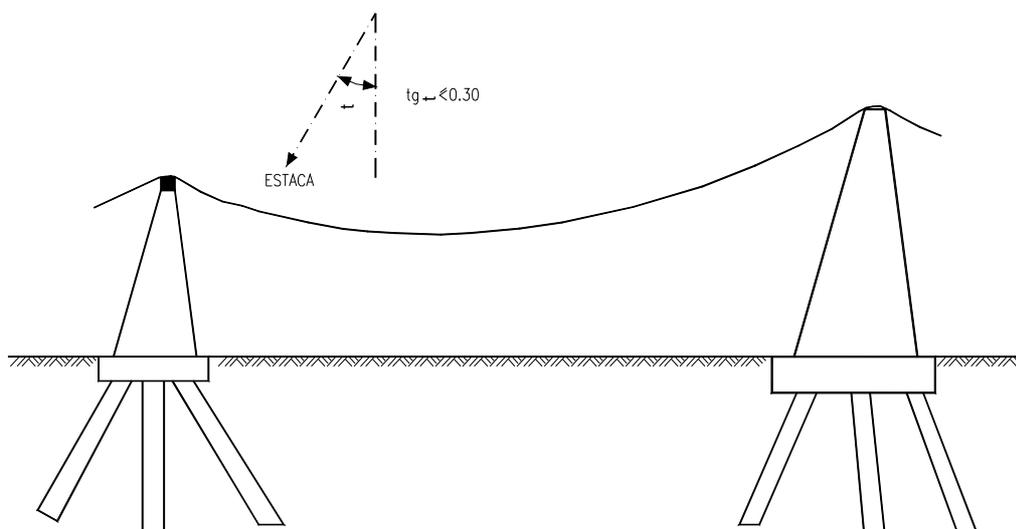


FIG. 8.1.7

A inclinação máxima dos eixos das estacas sobre a vertical em geral não excede 30%, sendo 20% a mais usual.

As estacas inclinadas podem também ser moldadas "in situ" desde que se use tubagem que desça no terreno com a inclinação apropriada. Porém, a maior parte são cravadas com bate-estacas os quais podem cravar estacas inclinadas.

8.2 - A Capacidade de Carga ou Capacidade Resistente de Estacas para Cargas Verticais.

A capacidade de carga ou capacidade resistente de uma estaca isolada calcula-se usando as fórmulas já dadas, em (3.1) desde que se conheçam os ângulos de atrito e coesões nas camadas do perfil geotécnico do terreno.

A capacidade de carga Q_{ult} compõe-se de duas parcelas: a primeira será a "resistência de ponta" (Q_{ult})_p; a segunda será a resistência de "atrito lateral e aderência" (Q_{ult})_f.

$$Q_{ult} = (Q_{ult})_p + (Q_{ult})_f \quad 8.2.1$$

Será

$$(Q_{ult})_p = A_b \cdot [c' N_c s_c d_c + p N_q s_q d_q] \quad 8.2.2$$

Com

$$N_q = K_p \exp(\pi g \phi') \quad 8.2.3$$

$$K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad 8.2.4$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad 8.2.5$$

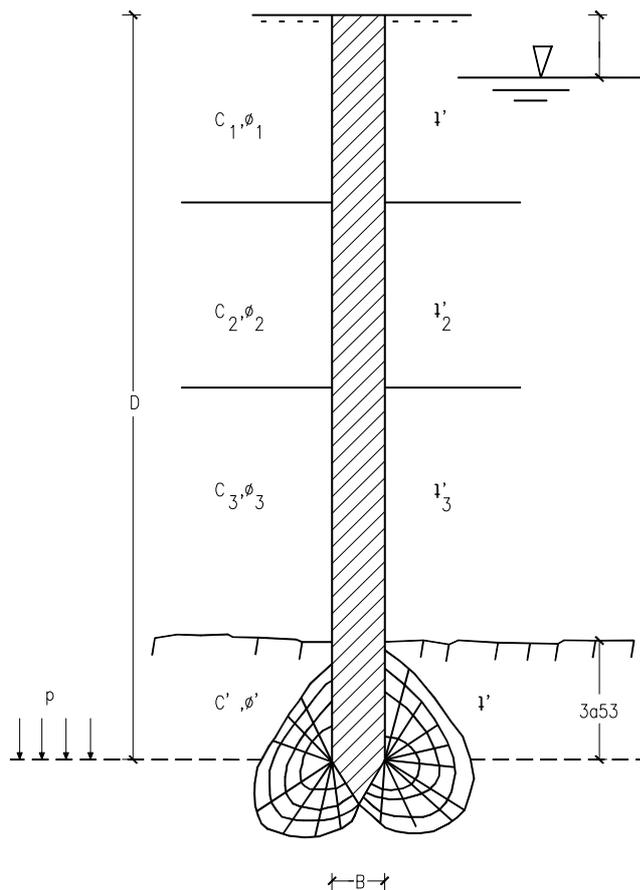


FIG. 8.2.1

P = pressão vertical ao nível da ponteira da estaca devida ao peso das camadas subjacentes.

A_b = área da secção recta da estaca; c' = coesão, ϕ' é o ângulo de atrito da camada onde está encastrada a ponteira da estaca. Para haver “encastramento” e, portanto, se poder tomar o ângulo ϕ' , no factor d_q que a seguir se indica de novo, torna-se necessário que a estaca tenha a sua ponteira enterrada pelo menos 3 a 5 diâmetros na camada compacta inferior.

Segundo Vesic⁻, (1975) como vimos no Capítulo 3, para este caso ($B/L \cong 1$) temos:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad 8.2.6$$

$$s_q = 1 + \text{tg } \phi' \quad 8.2.7$$

$$d_q = 1 + 2 \text{tg } \phi' (1 - \text{sen } \phi)^2 \text{arctg } \frac{D}{B} \quad 8.2.8$$

$$d_q = 1 \quad \text{se} \quad \phi' = 0 \quad 8.2.9$$

$$d_c = 1 + 0,4 \text{arctg } \frac{D}{B} \quad 8.2.10$$

O ângulo ϕ seria o ângulo $\phi_3 < \phi$ se porventura a ponteira não penetrar o suficiente na camada mais compacta.

No cálculo da resistência de ponta, Q_{ultp} , a maior incógnita está no factor N_q da capacidade da carga. Esse factor aparece em (8.2.2) associado aos factores de forma s_q e de profundidade d_q . Este ultimo depende do ângulo de atrito do solo acima da ponteira da estaca, o qual pode não ser o mesmo daquele onde está instalada a dita ponteira. A fórmula será, pois, válida para estacas instaladas em terreno estratificado. A expressão (8.2.3) para N_q não é pacífica e vários autores tais como Vesic⁻ e Janbu (Bowles, 1996, p. 893) apresentam expressões mais complexas dependendo da rigidez do solo na ponteira da estaca. Silva Casdoso (p. 87), referindo Berezantzev, apresenta um àbaco para N_q , em função de ϕ^* , mas para estacas cravadas ou moldadas em solo arenoso homogéneo. Esse àbaco dá valores para N_q superiores aos da expressão (8.2.3). Todavia, na fórmula (8.2.2) Silva Cardoso não entra com os factores s_q e d_q que são ambos superiores a 1.

Porém, Bowles diz que a fórmula (8.2.3) que dá N_q é tão boa como qualquer outra. Ainda uma questão importante é o facto do ângulo de atrito natural do solo ϕ' vir a ser alterado devido à instalação da estaca. Silva Cardoso (1992, p.87) apresenta correcções para ϕ' , obtendo um ângulo de atrito corrigido ϕ^* :

para estacas cravadas $\phi^* = (\phi' + 40)/2$;

para estacas moldadas $\phi^* = \phi' - 3$.

Finalmente um ponto importante relativo à capacidade resistente duma estaca refere-se à “profundidade crítica”, Z_c . Silva Cardoso indica que vários autores (*Vesic*, Kerisel, etc.) mostraram que se verifica experimentalmente, pelo menos em estacas instaladas em solos arenosos homogéneos, que as tensões de resistência lateral τ_a no fuste e as tensões $\sigma'_v = p$ ao nível da base da estaca, devidas aos solos sobrejacentes, não crescem necessariamente com a profundidade.

A experiência terá mostrado que a resistência lateral τ_a cresce até certa profundidade “crítica” e depois mantém-se constante.

Também as tensões $\sigma'_v = p$ ao nível da ponteira e, portanto, a resistência unitária de ponta q_{ultp} , aumentaria com a profundidade, mas somente até certo valor, mantendo-se constante para profundidades superiores. Estes factos seriam devidos a um “efeito de arco” que altera o estado de tensão nas vizinhanças do fuste e da ponteira da estaca.

Silva Cardoso indica valores para a razão entre a profundidade crítica e o diâmetro da estaca, Z_c/d , em função do ângulo de atrito ϕ^* (solos arenosos):

$Z_c/d = 5$ para $\phi^* = 28^\circ$

$Z_c/d = 10$ para $\phi^* = 37^\circ$

$Z_c/d = 20$ para $\phi^* = 42^\circ$

(para valores intermédios poderá fazer-se interpolação linear).

Verifica-se, pois, que, por ex. para $\phi^* = 33^\circ$, a profundidade crítica seria $Z_c = 6.d$ valor bastante baixo (para $d = 0,50$ m, viria $Z_c = 3$ m). Talvez por este motivo Bowles (1996, p. 893) diz que os métodos que usam a profundidade crítica para o cálculo de N_c e N_q não devem ser usados.

Dificuldade ainda maior está em calcular a carga devida a "atrito lateral" e "aderência" da estaca ao terreno se for também coesivo. Essa resistência depende muito da forma como a estaca foi instalada. Assim, se a estaca é cravada e pré-moldada; o solo que a cerca será comprimido até rotura, isto é, no momento de passagem da ponteira a cada nível estabelece-se aí na parede lateral da estaca um impulso passivo. Todavia, se a estaca encontra mais abaixo, como será natural, camadas mais resistentes, a vibração e encurvadura da estaca devidas às pancadas do bate-estacas poderá até "descolar" a estaca do terreno em certos trechos. Daí que seja muito aleatório o valor do coeficiente de impulso; pode, porém, dizer-se que será superior ou pelo menos igual ao coeficiente de impulso "em repouso" K_0 . E isto por dois motivos: mesmo que "momentaneamente" a estaca "descole" do terreno, com o tempo o terreno volta a encostar à estaca e, como houve introdução de um volume adicional de matéria sólida (o volume das estacas), o solo na área do maciço de estacas tem uma densidade final maior que a inicial, como já fizemos notar. Por outro lado, pelo que diz respeito à "aderência" que, em princípio seria igual à coesão, sucede que ao cravar a estaca o solo é "remexido" e portanto só uma parte da coesão é mobilizável. Essa fracção vai depender da "sensibilidade" da argila ao "remeximento" e também da própria coesão, pois se for alta (maior que 100 kN/m^2) em caso algum será mobilizada porque a argila sofrerá fractura.

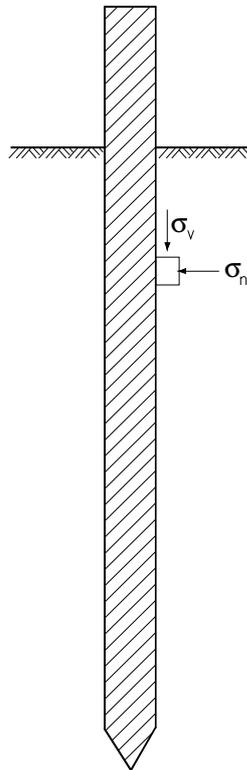


FIG. 8.2.2

Tomlinson, (1957) dá indicações estatísticas de que em média a coesão mobilizada nunca vai além de cerca de 35 a 40 kN/ m². Em 1971 o mesmo autor apresenta gráficos que fazem depender o "factor de adesão" f_a (fracção da coesão a tomar em conta como "aderência") do valor da própria coesão, e portanto da compacidade da argila. Desses gráficos tira-se o quadro 8.1.

Quadro 8.1

Descrição		f_a
Argilas brandas	$10 < c_u \leq 20\text{kN/m}^2$	1.0 a 0.7
Argilas médias	$20 < c_u \leq 50\text{kN/m}^2$	0.7 a 0.4
Argilas compactas	$50 < c_u \leq 100\text{kN/m}^2$	0.4 a 0.3
Argilas duras	$c_u > 1000\text{kN/m}^2$	0.3 a 0.2

A tensão de atrito seria então dada, em princípio, para as estacas cravadas, por:

$$\tau = K_o \sigma_v \operatorname{tg} \phi' \quad 8.2.11$$

com o valor máximo segundo *Vesic* (1970), citado por Bowles (1996, p. 905), de

$$\tau_{\max} = (\text{kPa}) = 8 \times 10^{1.54} D_r^4 \quad 8.2.12$$

Isto é, para uma areia bastante densa (densidade relativa $D_r = 0,9$) teríamos:

$$\tau_{\max} = 82\text{kN/m}^2 \quad 8.2.13$$

Meyerhof em vez de (8.2.12) apresenta

$$\tau_{\max} (\text{kPa}) = 2 N \quad 8.2.12'$$

com $\tau_{\max} < 100 \text{ kPa}$ e N = número médio de pancadas no S.P.T. no estrato em causa.

Para valor de K_o poderemos tomar:

$$K_o = 1 - \operatorname{sen}(1,2 \phi_i), \phi_i \text{ o ângulo de atrito da camada respectiva} \quad 8.2.14$$

Teremos assim para a capacidade de carga na estaca isolada, devida a atrito lateral e à aderência:

$$(Q_{ult})_f = \sum [(c_i f_{ai} + K_o \sigma_v \operatorname{tg} \phi_i)] \times \text{área lateral na camada } (\pi d h_i) \quad 8.2.15$$

d = diâmetro da estaca;

h_i = espessura da camada;

$f_a < 1$ com os valores dados pelo quadro 8.1 (factor de aderência);

K_o dado por (8.2.14);

c_i a coesão;

σ_v a pressão vertical devida às camadas sobrejacentes ao nível considerado

No caso de estacas moldadas "in situ", com extracção de solo e furação sem ser por lamas, a capacidade de carga por ponta seria dada pela mesma expressão (8.2.2), mas a capacidade de carga devida a atrito lateral e "aderência" seria menor. pelo que diz respeito ao atrito lateral, uma vez que há extracção de solo durante a furação, há descompressão e portanto o coeficiente de impulso tende para o valor correspondente ao activo K_A . Um valor "razoável" será a média entre K_A e K_o :

$$K = \left\{ \frac{1 - \text{sen}\phi_i}{1 + \text{sen}\phi_i} + [1 - \text{sen}(1,2\phi_i)] \right\} / 2 \quad 8.2.16$$

Esta é uma simples sugestão do lado da segurança. Pelo que diz respeito à aderência ela também será, em geral, mais baixa porque não só há "remeximento" nas argilas moles ou pouco compactas, mas durante a furação há adição de água o que "lubrifica" ou "amolece" o contacto entre o "fuste" da estaca e a argila. Deve, no entanto, dizer-se que o se o betão fresco mantiver boa carga dentro do tubo durante a betonagem este contacto será favorecido porque a superfície lateral da estaca se tornará irregular. Por este motivo, a "aderência" pode considerar-se a mesma que no caso de estacas cravadas.

Pelo que diz respeito a estacas furadas com lamas seria de esperar uma redução de atrito lateral e aderência, redução essa devida à presença de lama bentonítica. Porém, na prática parece não se verificar uma tal redução certamente devido ao facto de que a superfícies lateral da estaca se torna irregular; portanto este caso será tratado como o anterior das estacas moldadas "in situ" com furação normal. Nesse caso, a tensão máxima devida a atrito mobilizável será: - segundo *Vesic*,

$$\tau_{\max} = (\text{kPa}) = 2,5 \times 10^{1,54} D_r^4 \quad 8.2.17$$

(Dr = densidade relativa)

E segundo Meyerhof

$$\tau_{\max} = (\text{kPa}) = 1,0 N \leq 40 \text{ kN/m}^2 \quad 8.2.18$$

Bowles (1996)) citando Shioi e Fukui (1982) sugere:

$$\text{Para estacas cravadas } \tau = 2N \text{ para areia; } \tau = 10N \text{ para argila (kPa)} \quad 8.2.18'$$

$$\text{Para estacas moldadas } \tau = 1N \text{ para areia; } \tau = 5N \text{ para argila (kPa)} \quad 8.2.18''$$

(N = número médio de pancadas no S.P.T. no estrato em causa).

Para ensaios de cone penetrómetro, Meyerhof (1956) e Thornburn e Mac-Vican (1971) sugerem $\tau = 0,005 q_c$ (kPa), q_c a resistência da ponta no cone em kPa.

Para obter $(Q_{ult})_f$ usa-se a mesma fórmula (8.2.15), com os valores de K e τ_{\max} agora dados por (8.2.16) a (8.2.18).

O EC7 (1994, versão portuguesa p. 93) indica a forma de calcular a resistência de projecto R_d de uma estaca. Ela será obtida a partir da soma da resistência última “característica” R_{bk} na base, e da resistência última de atrito e aderência ao longo do fuste, R_{sk} .

A resistência “característica” R_{bk} pode tornar-se igual a Q_{ultp} dado por 8.2.2, dependendo os factores que entram nessa fórmula do ângulo de atrito ϕ' e da coesão c' (ou c_u para solos argilosos não drenados). Portanto, o ângulo de atrito e as coesões a considerar deverão ter valores “característicos” ou “representativos” das condições reais nas ponteiros das estacas e ao longo do fuste.

O EC7 manda considerar valores “médios” numa zona de solo “vários” diâmetros acima e abaixo das ponteiros das estacas, para se obter R_{bk} .

A resistência “característica” de atrito e aderência ao longo do fuste R_{sk} será Q_{ultf} dado por (8.2.15).

A resistência de projecto ou de “cálculo” da estaca será a soma

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} \quad 8.2.19$$

$$\text{sendo } R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b \text{ e } R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s \quad 8.2.20$$

onde

γ_b é o coeficiente de segurança relativo à base;

γ_s é o coeficiente de segurança relativa ao atrito e aderência lateral.

γ_b e γ_s são dados pelo Quadro (8.2.1)

Quadro 8.2.1

Valores de γ_b , γ_s e γ_t

Coeficientes parciais	γ_b	γ_s	γ_t
estacas cravadas	1,3	1,3	1,3
estacas moldadas	1,6	1,3	1,5
Estacas construídas com trado contínuo	1,45	1,3	1,4

O valor γ_t refere-se à carga última total quando ela não é decomposta em carga de ponta R_{bk} e carga de atrito e aderência lateral, R_{sk} como é o caso das estacas serem ensaiadas e só se medir a carga total aplicada.

Para haver segurança a carga de projecto aplicada pelo órgão de fundação à estaca, F_{cd} , terá de ser menor que a carga resistente:

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

Exemplo

Suponha-se a estaca da Figura (8.2.3) que se supõe com um diâmetro de 0,50m e que foi cravada.

Qual a sua capacidade resistente?

Carga de ponta:

$$(Q_{ult})_p = \pi \times 0,25^2 \times (100 N_c s_c + p N_q s_q)$$

$$p = 18 \times 2,50 + 8 \times 7,50 + 7 \times 17,50$$

$$= 227,5 \text{ kN/m}^2$$

($d_c = d_q = 1$, porque o solo acima da ponteira não tem atrito)

$$N_q = 3,690 \exp(\pi \text{tg } \phi') = 33,3$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{35}{2} \right) = 3,690$$

$$N_c = (33,3 - 1) \cot 35^\circ = 46,12$$

$$s_c = 1 + \left(\frac{33,3}{46,2} \right) = 1,722$$

$$s_q = 1 + \operatorname{tg} 35^\circ = 1,70$$

$$(Q_{ult})_p = \pi \times 0,25^2 (100 \times 6 \times 46,12 \times 6 \times 1,722 + 227,5 \times 33,3 \times 1,700) = 4088 \text{ kN}$$

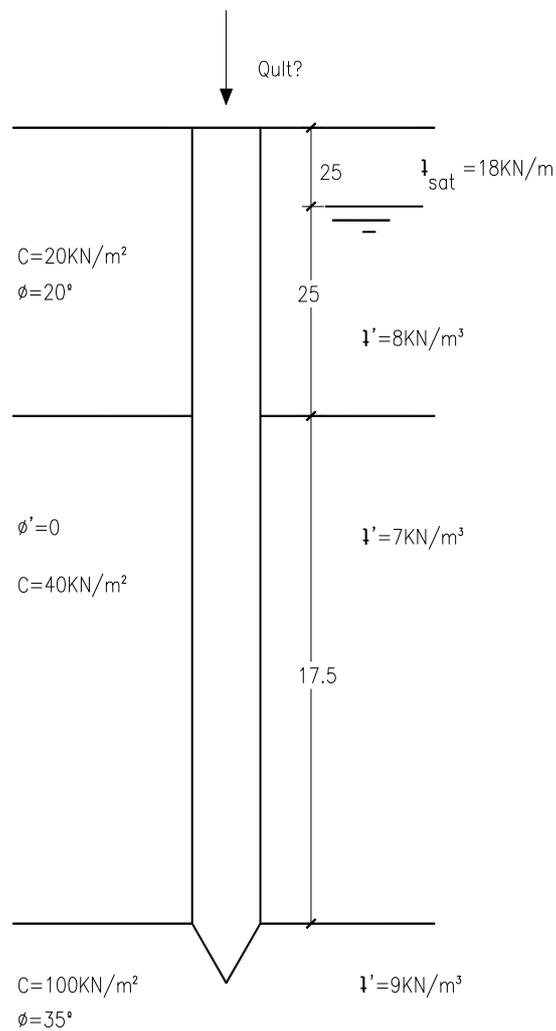


FIG. 8.2.3

A capacidade de carga ou de resistência devida a atrito lateral e adesão seria:

Para a camada (1) acima do nível freático:

$$f_a = 1,0 \quad K_o = 1 - \operatorname{sen} 24^\circ = 0,55477$$

$$\sigma_v = \frac{1}{2} \times 18 \times 2,5 = 22,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_1 = 0,55477 \times \frac{18}{2} \times 2,5 \text{ tg } 20^\circ = 8,18 \text{ kN/m}^2$$

Valor médio acima do nível freático.

$$\tau_1' = 0,55477 \times \frac{22,5 + 7,5 \times 8/2}{2} \text{ tg } 20^\circ = 9,6 \text{ kN/m}^2$$

Valor médio abaixo do nível freático.

Sendo uma areia argilosa com pequeno atrito, toma-se $Dr = 0,2$ ou $N = 4$

$$\tau_{\max} = 8 \times 10^{1,54(0,2)^4} = 8 \text{ kN/m}^2$$

Este valor está abaixo dos valores anteriores e portanto, é ele que prevalece para toda a camada. Juntando a coesão, temos então para carga de atrito:

$$Q_1' = (20 + 8) \times \pi \times 0,50 \times (2,50 + 7,50) = 440 \text{ kN}$$

Para a camada (2): $f_a = 0,70$

$$Q_2 = 0,7 \times 40 \text{ kN/m}^2 \times 0,50 \times \pi \times 17,5 \text{ m} = 770 \text{ kN}$$

$$(Q_{\text{ult}})_f = 440 + 770 = 1210 \text{ kN}$$

$$(Q_{\text{ult}})_t = 4088 + 1210 = 5298 \text{ kN}$$

Note-se que semelhante carga nunca poderia ser tomada pelo betão, pois admitindo-se por exemplo um betão B20 teríamos

$$f_{cd} = 10,7 \text{ MPa}$$

$$Q_d = \pi \left(\frac{0,50}{2} \right)^2 \times 10,7 \times 6 \times 10^3 = 2101 \text{ kN}$$

Adoptando um coeficiente global de segurança igual a 2 teríamos uma carga “de segurança”:

$$Q_s = \frac{2101}{2} = 1050 \text{ kN}$$

Usando o EC7, como antes indicamos, as resistências características da ponta R_{bk} e atrito R_{sk} seriam:

$R_{bk} = 4080 \text{ kN}$ e $R_{sk} = 1210 \text{ kN}$. Aplicando os coeficientes de segurança do quadro 8.2.1, teríamos $R_{bd} = 4080 \text{ kN}/1,3 = 3138 \text{ kN}$ e $R_{sd} = 1210/3 = 931 \text{ kN}$. A soma seria $R_{cd} = 4059 \text{ kN}$. Também, por esta via se vê que a capacidade resistente da estaca não está, condicionada pelo terreno, mas pela resistência do betão da estaca.

A capacidade resistente de uma estaca pode ainda ser obtida directamente a partir de ensaios de campo com o cone holandês (CPT).

A experiência mostra que a resistência de ponta da estaca (Q_{ultp}) é menor que a média das resistências medidas no CPT nas "vizinhanças da ponteira".

Para obter a resistência de ponta limite Q_{ultp} da estaca usa-se o valor médio das resistências de ponta medidas, entre 1,50 diâmetros abaixo e 4,0 diâmetros acima do nível da ponteira da estaca, e devemos afectá-lo de um coeficiente de redução na ordem de 0,50 (Van der Veen, 1973, Vol. 2.1, pp. 251/256; Gregerson et al. "Load Tests", 8ª I. Conf. S.M.F.E., Moscovo, 1973, Vol. 2.1, pp. 109/117).

Uma outra forma seria utilizar os valores mínimos das resistências da ponta do cone para determinar por via inversa, aplicando a fórmula (8.2.2), o ângulo de atrito do solo (suposto essencialmente arenoso) e a partir dele calcular o valor da capacidade de carga de ponta da estaca.

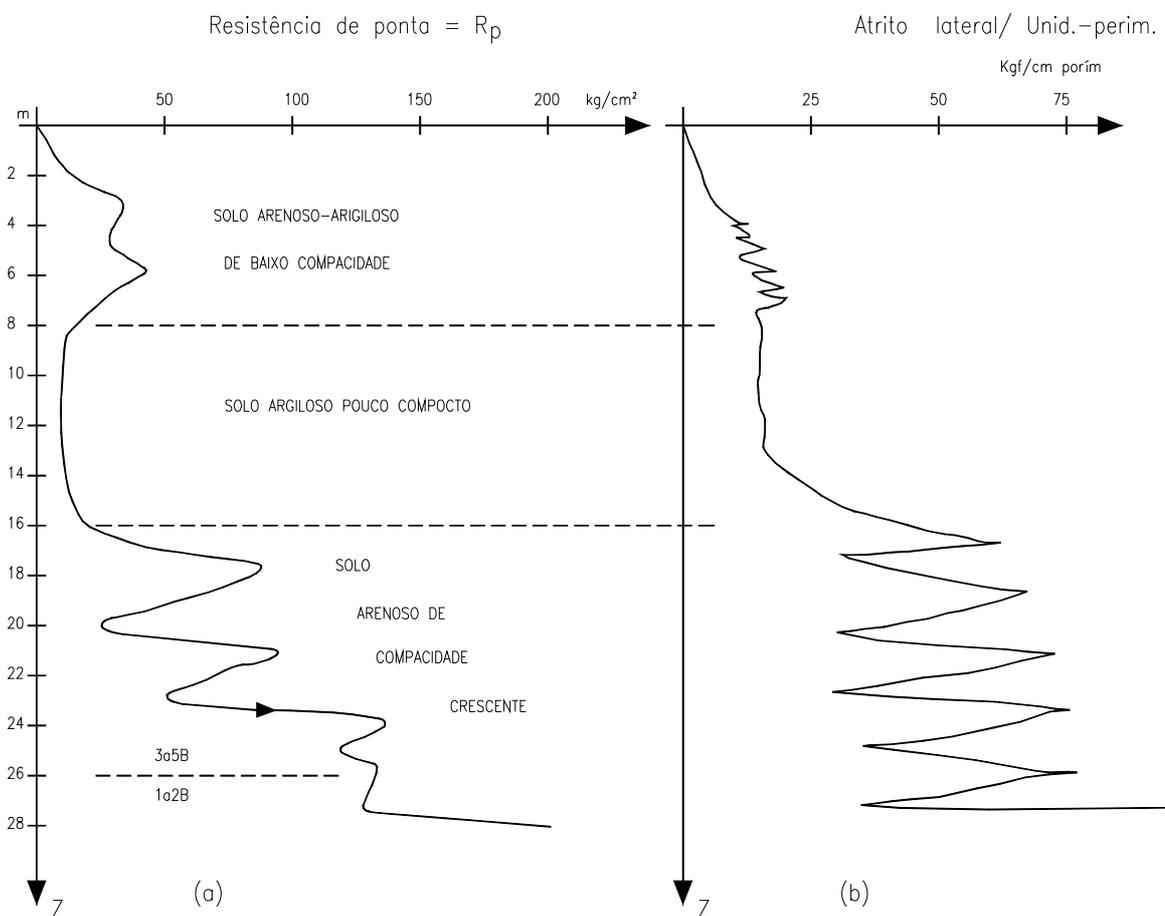


FIG. 8.2.4

Quanto ao atrito lateral, os valores obtidos no ensaio de cone, dizem respeito ao atrito e "aderência" entre o solo e o tubo de aço de 3,5cm de diâmetro exterior, não oferecem confiança porque, em primeiro lugar o tubo, tendo um diâmetro tão pequeno, "vareja" e descola do solo na parte superior sempre que a ponta encontra um obstáculo (seixo ou camada mais resistente ainda que de pequena espessura) embora esse seja depois ultrapassado. Daí a forma "errática" que as resistências de atrito medidas apresentam (Fig. 8.2.4 (b)). Na prática verifica-se que essa resistência nem sequer mostra uma tendência a aumentar linearmente com a profundidade quando, pela teoria devia aumentar pelo menos parabolicamente se a tensão unitária, $\sigma_h = K_o \sigma_v$, na fórmula (8.2.15) aumentasse linearmente com a profundidade, sendo o solo arenoso e homogêneo.

Por isso, os valores da resistência de atrito e aderência medidos só podem usar-se com muita reserva. Os aparelhos hoje têm uma manga junto à ponteira para medir o atrito local. Nesse caso os valores de atrito registados já são mais fiáveis. Usualmente os valores mínimos medidos estarão do lado da segurança, mas em certos casos pode dar-se o contrário. Sucede isso, por exemplo, quando algum seixo "angular" se "atraca" ao tubo e falseia sistematicamente o atrito medido abaixo da profundidade a que se encontra. As resistências de ponta também podem apresentar valores "erráticos" quando a ponteira encontra seixos com dimensões da ordem de grandeza do diâmetro do tubo (3,5cm), mas isso é raro e se essa camada é espessa não poderá ser ultrapassada.

A capacidade de carga ou capacidade resistente de uma estaca pode ainda obter-se ensaiando a estaca.

Distribuição da carga total numa estaca, entre carga de atrito e aderência e carga de ponta

É hoje facto comprovado que no ensaio de uma estaca as primeiras "etapas" de carga podem não chegar praticamente à ponteira da estaca e ficarem apenas sob a forma de atrito e aderência ao longo do fuste. Isto é, a "transferência" de carga da estaca, para o terreno começa por dar-se ao longo do fuste por atrito e aderência. Em princípio, só depois de "mobilizada" toda a resistência de atrito começa a ponta a tomar carga (Fig. 8.2.5). Este facto entende-se perfeitamente se considerarmos que para "mobilizar" a resistência de atrito que varia directamente com o impulso lateral activo ou impulso em repouso, são necessários

deslocamentos ínfimos (mm), enquanto que para mobilizar a resistência de ponta são necessários deslocamentos muito superiores (cm).

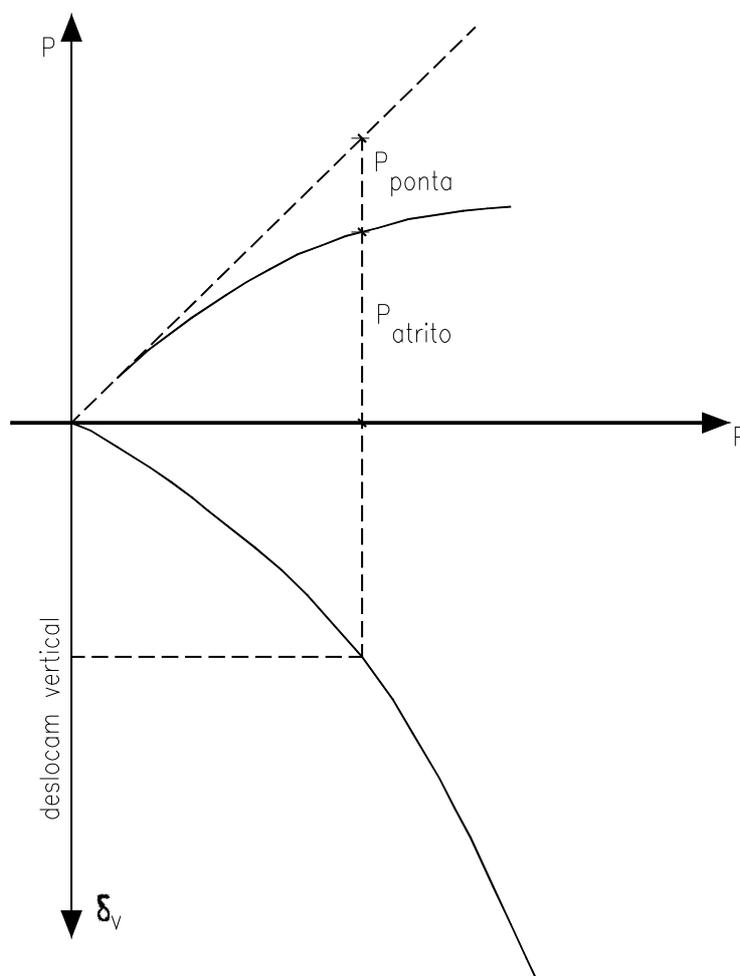


FIG. 8.2.5

Atrito Negativo

A força de atrito e aderência na estaca pode ser negativa: "atrito negativo", e nesse caso deve ser deduzida e não somada à capacidade de carga de ponta da estaca. Também pode ser considerada como ação sobre a estaca e como tal majorada. O "atrito negativo" manifesta-se sempre que as ponteiros das estacas se localizam em terreno "firme" e há adensamento nas camadas superiores de solos compressíveis (lodos, argilas moles, etc.), provocado em geral pela construção de um aterro. O adensamento ou consolidação pode ainda ser provocado por abaixamento do nível freático.

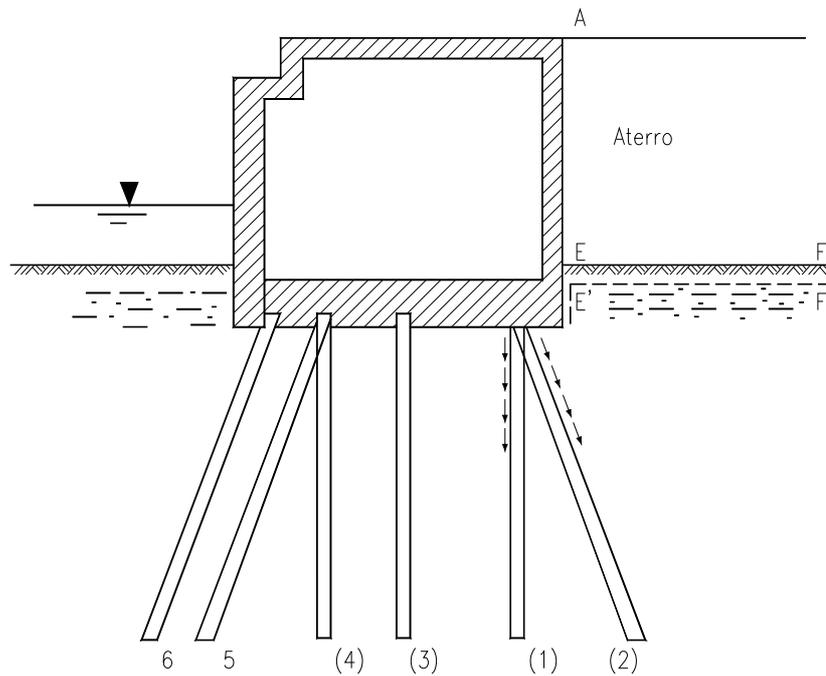


FIG. 8.2.6

Dedução da carga de “rotura” e da carga segurança de uma estaca a partir de ensaios estáticos realizados sobre ela

Classicamente define-se carga de segurança ou carga admissível de uma estaca como a carga “de rotura” dividida por um coeficiente global de segurança F_s que tem em geral o valor 2 (no mínimo 1,5). Em qualquer grupo de estacas nenhuma delas poderá ter carga superior à da segurança.

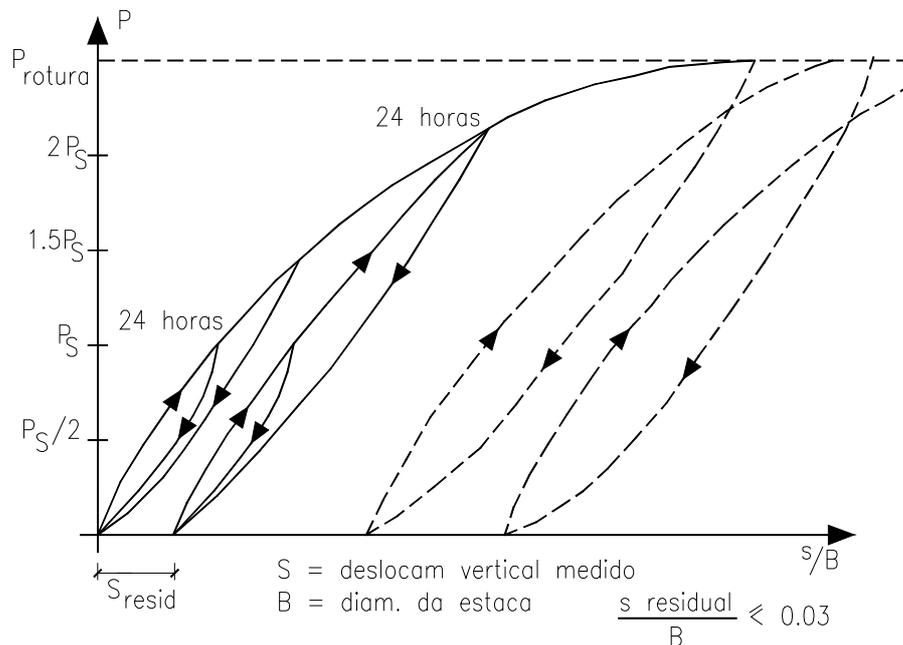


FIG. 8.2.7

Em todas as obras de responsabilidade realizadas com estacaria, algumas estacas devem ser ensaiadas. Uma ou duas logo no início da "cravação" ou da execução, se forem estacas moldadas "in situ". Essa medida deve estar prevista no "Caderno de Encargos", peça indispensável de qualquer projecto. Ela obrigará o empreiteiro a "afinar" o seu estaleiro e evitará surpresas desagradáveis, como seja a necessidade de reforçar as fundações. O EC7 (préNorma, 1994) distingue os ensaios de estacas experimentais do ensaio em estacas definitivas. A carga naquelas deve ser levada até um valor, que permita estabelecer conclusões sobre a carga de rotura da estaca. Nas estacas definitivas a carga é levada até à carga "de serviço". Neste caso devem escolher-se as estacas mais carregadas ou aquelas que durante a execução possam oferecer dúvidas. O número de estacas experimentais a ensaiar deve fixar-se tendo em conta:

- a variabilidade do terreno
- a categoria da obra;
- experiência prévia, com o mesmo tipo de estaca e terreno.
- o número previsto de estacas.

As estacas experimentais podem ter diâmetro inferior às definitivas, mas não menos de metade. Além disso devem ser instrumentadas para obter o atrito lateral separado da resistência da ponta.

Põem-se então os seguintes problemas:

- a) Como realizar os ensaios?
- b) Como interpretar os resultados?
- c) Como deduzir deles a carga de segurança"?
- Como avaliar a partir dela e do grupo de estacas a carga de "segurança" deste?

a) Praticamente todos os países têm "códigos de execução e interpretação de ensaios de estacas" e pode, por exemplo, dizer-se, sem grande exagero que nos E.U.A. cada estado tem o seu código, diferente de estado para estado. A nossa própria experiência e a contida nos "códigos" (normas) mais actualizados diz-nos que a carga se deve fazer por estágios, não tendo grande interesse que sejam muito inferiores a metade da carga de segurança P_S prevista no projecto ou avaliada em face dos dados do perfil geotécnico pelo processo já antes indicado.

O EC7 indica como norma de ensaio a estabelecida pela ISSFE subcommittee of field and laboratory testing, "axial loading test", suggested Method, ASTM Journal, June, 1985, pp 79-90. Também se poderá usar a norma ASTM D 1143-81.

No fim de cada estágio de carga, principalmente para os valores de P_S , $1,5P_S$ e $2P_S$ convirá descarregar e voltar a carregar a estaca para se avaliarem os assentamentos permanentes ("residuais"), únicos realmente importantes. A carga deve permanecer 24 horas sobre a estaca para carga igual à de segurança e para 1,5 ou 2 vezes esse valor ($P = 2P_S$). Para valores intermédios algumas normas obrigam à estabilização, isto é, medir os assentamentos ao longo do tempo até que a "velocidade de deslocamento a carga constante" seja menor que certo valor, fixado arbitrariamente. Na prática, não se vê necessidade desse refinamento que é bastante oneroso pelo pessoal e equipamento que mobiliza (leituras nocturnas, etc., etc.). Muitos ensaios não vão até à rotura, mas devem ir sempre até duas vezes a carga de segurança prevista no projecto e ela permanecer sobre a estaca pelo menos 24 horas e se durante esse tempo se registarem deslocamentos significativos deve observar-se se a sua "velocidade" tende a decrescer rapidamente com o tempo. Assim, se a carga constante na 1ª hora se regista um acréscimo no deslocamento vertical igual a 1mm, na 2ª hora de medida o novo acréscimo deve ser bem inferior a 1mm (0,5 ou mesmo 0,1mm por exemplo). Não fora esse o caso verifica-se que a estaca estará próxima da rotura. Deverá então ser descarregada e recarregada para ver se há um aumento progressivo do assentamento permanente ("residual") e se o

houver, o sistema estaca-terreno considera-se roto. Se isso se der para valores inferiores, digamos a $2P_s$, a estaca não pode, em geral, considerar-se satisfatória (Fig. 8.2.7).

b) e c) Se o assentamento permanente após a descarga de $2P_s$ mantida durante 24 horas for inferior, digamos, a $0,02B$ (B o diâmetro da estaca), a estaca pode considerar-se em boas condições de segurança para a carga P_s . Convém, no entanto, voltar a repetir um ciclo de carga até à carga de serviço P_s e para ele não pode haver acréscimos no assentamento permanente (residual), isto é, a estaca depois de suportar a carga $P = 2P_s$ terá de "trabalhar" em regime elástico (embora com "histerésis", como sempre acontece) para a carga de segurança P_s .

O critério para obter a "carga de rotura" a partir da curva carga – assentamento obtido do ensaio da estaca, não é pacífico. Bowles (1996, p. 996) indica que a carga da rotura corresponde a uma tangente à curva próxima da horizontal (Fig. 8.2.7).

Porém, Silva Cardoso indica que a carga da rotura corresponde a um assentamento permanente (residual) de $d/30$ (d = diâmetro da estaca) ao qual há a somar o assentamento elástico $\delta_u = Q_u \cdot l / AE$ para obter o assentamento total.

Se a estaca não suportar nas condições indicadas a carga $P = 2P_s$, será ensaiada para uma carga inferior à qual já se verifiquem as condições indicadas (assentamento permanente ou residual inferior a $0,02B$ a $0,03B$ sendo B o diâmetro). Inversamente, a estaca pode revelar uma carga "de segurança" superior à prevista no projecto.

De notar que, se for usado o método dos "coeficientes de segurança parciais" o critério terá de ser outro, (EC7), como adiante indica.

Resistência de projecto das estacas

O EC7 indica a forma de obter a resistência característica R_{ck} a partir da resistência média ou mínima R_m medida nos ensaios de várias estacas: assim $R_{ck} = R_m / \alpha$. α é dado no quadro 8.2.2

Quadro 8.2.2

Número de estacas ensaiadas	1	2	>2
Coefficiente α aplicável a R médio	1,5	1,35	1,3
Coefficiente α aplicável a R mínimo	1,5	1,25	1,1

o valor de R_k é decomposto em

$$R_{ck} = R_{bk} + R_{sk} \quad 8.2.21$$

correspondente à resistência da ponta e resistência lateral.

O valor de cálculo da capacidade resistente será:

$$R_{cd} = R_{bk} / \gamma_b + R_{sk} / \gamma_s \quad 8.2.20$$

os valores de γ_b , γ_s e γ_f (aplicado ao valor total R_k) são dados no quadro 8.2.1.

Para haver segurança a carga de projecto (majorada) aplicada à estaca deve ser

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

Técnicas de ensaio

Não iremos aqui descrever as "técnicas" nem os equipamentos necessário para o ensaio, o que se encontra em qualquer livro (Chellis, 1961, por exemplo).

De resto, em cada caso tem de ser escolhido o sistema de carga, macacos, bombas, manómetros, etc. segundo as circunstâncias materiais disponíveis.

Porém, não deixaremos de dizer que o problema maior reside na "materialização da carga a aplicar à estaca". Alguns autores (por exemplo Kedzi, 1975, pp. 573, Foundations Handbook) preconizam o uso de estacas à tracção para servir de reacção à carga P a aplicar a estaca de ensaio.

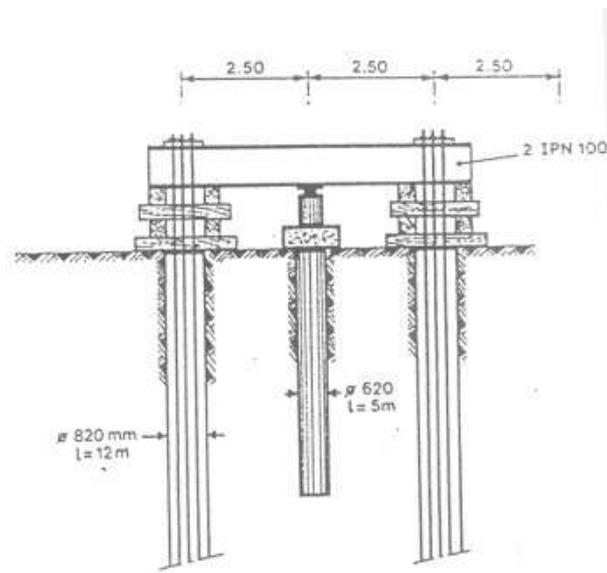


FIG. 8.2.8

Para aplicar este sistema usam-se em geral duas estacas, uma de cada lado da estaca a ensaiar ligadas por uma viga que serve de reacção ao macaco que aplica a carga na cabeça da estaca em ensaio. As referidas estacas trabalham à tracção, devem ter um comprimento tal que lhes dê resistência suficiente e devem estar suficientemente afastadas da estaca em ensaio para não exercerem qualquer influência nesta (Fig. 8.2.8).

Para que isto não aconteça muitas vezes em vez de estacas à tracção usa-se um sistema de "lastro".

O mais indicado é usar uma "caixa" gigante cheia de areia (ou outro tipo de carga) e um macaco hidráulico entre a base dela e a cabeça da estaca.

Este sistema de carga é, em geral, bastante mais dispendioso que o que usa estacas à tracção para materializar a carga na estaca de ensaio.

Note-se, que o sistema de medida dos "assentamentos" com "deflectómetros", tipo relógio é bastante falível devido a variações de temperatura.

O melhor ainda é usar um bom nível do tipo NII com micrómetro de placa e uma régua graduada em milímetros bem fixada à estaca. O nível deve ficar a mais de 10m da estaca de ensaio e ter outras régua (duas) (1) e (2) servindo de "testemunhas". Assim, se eliminam efeitos de variações de temperatura, porventura grandes da noite para o dia (Fig. 8.2.10).

Note-se que se a estaca se destinar à "investigação", para por exemplo, separar a carga de atrito da carga de ponta, então em geral será "instrumentada" com extensómetros eléctricos colocados nas armaduras, "transdutores", células de pressão, etc.

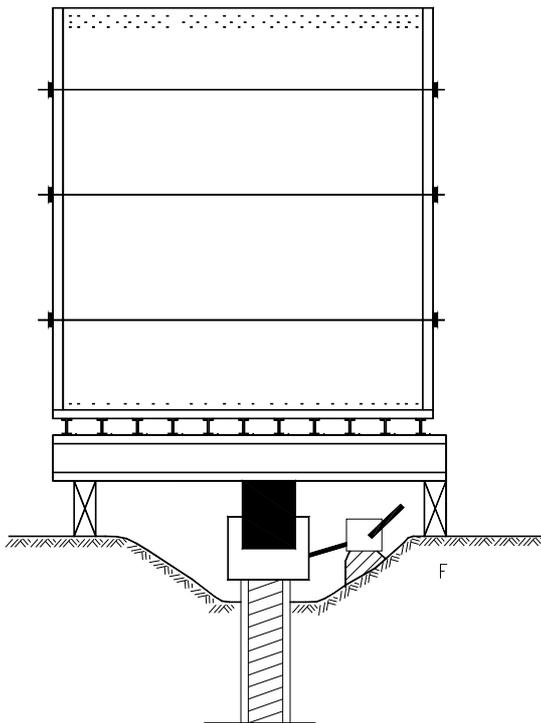


FIG. 8.2.9

PLANTADE SISTEMA DE ENSAIO

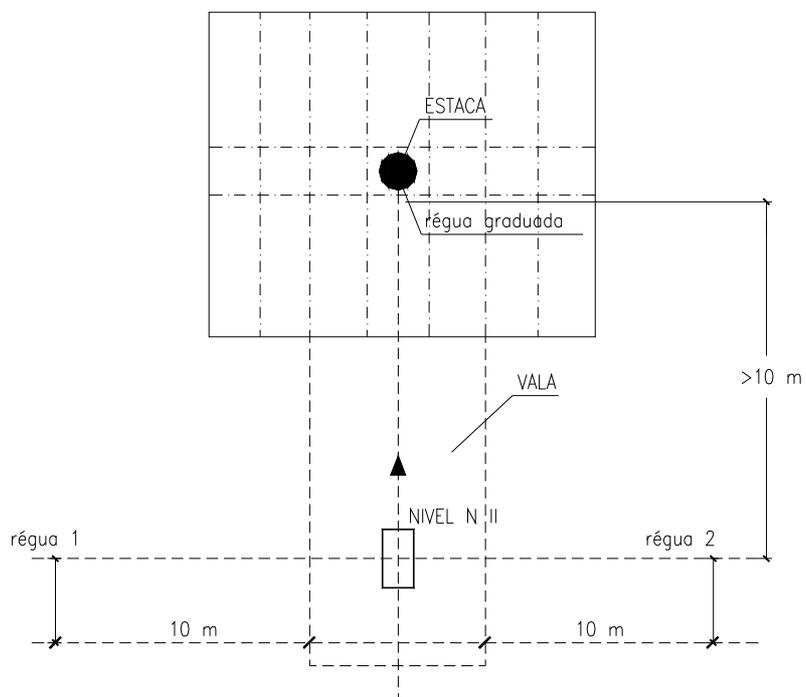


FIG. 8.2.10

Hoje executam-se frequentemente estacas de grande diâmetro que chega a atingir 2m. Estacas de um tal diâmetro não podem ser ensaiadas. O EC7 permite nesse caso o uso de

estacas experimentais instrumentadas para se obter separadamente as resistências de ponta e lateral, construídas por processos idênticos aos das estacas definitivas.

Porém, as estacas experimentais não poderão ter diâmetro inferior a metade do das estacas definitivas.

Sobre as estacas de grande diâmetro fazem-se, em geral, outros ensaios: carotagem a partir da cabeça para verificar a integridade da estaca e ensaios “sísmicos”, para o mesmo efeito e, para obter um valor para a capacidade resistente da estaca.

Os ensaios dinâmicos onde se usa a equação de onda para a sua interpretação, são permitidos pelo EC7, para estacas de compressão, mas os seus resultados têm de ser calibrados por ensaios de carga estáticos efectuados sobre as estacas do mesmo tipo, com secção e comprimento semelhantes e em condições de terreno comparáveis. Em geral o uso de equação de onda é limitado a estacas cravadas (Bowles 1996, p.996).

Estacas à Tracção

Por vezes, as estacas (algumas num grupo) podem ter de trabalhar à tracção como no caso de um "Dolfin" ou "duque d'alba" para amarração de navios, num encontro de ponte, ou ponte cais, etc., onde as acções horizontais sejam importantes. Importa por isso saber como se calcularia a "capacidade de carga" de uma estaca à tracção ou "arranque". Como é evidente, uma estaca resiste à tracção axial somente por "atrito e aderência" ao terreno e já sabemos como calcular esse atrito e aderência. A experiência parece mostrar que à tracção o atrito é menor que no caso da compressão pelo que convirá usar um coeficiente de segurança maior.

A fórmula a usar será a (8.2.15) com as limitações (8.2.12), (8.2.12') ou (8.2.17), (8.2.18).

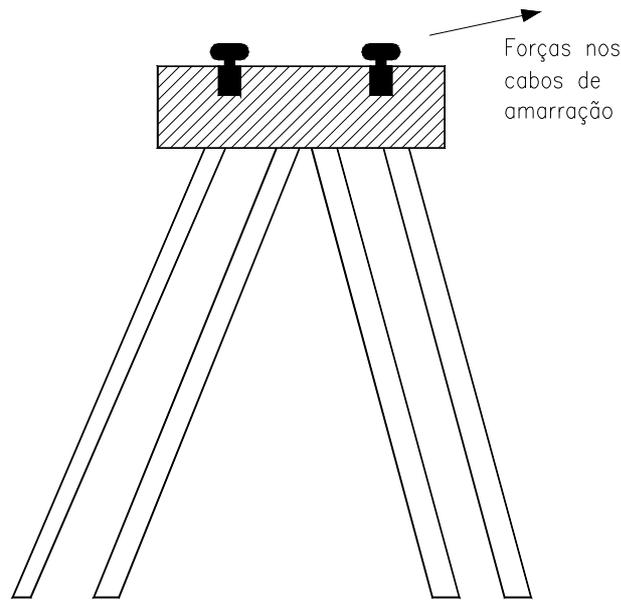


FIG.8.2.11

Capacidade de carga de estacas através de fórmulas "dinâmicas". Utilidade da medida das "negas"

Alguns livros referem o cálculo da capacidade de carga de uma estaca a partir da "nega" que é a penetração da estaca por cada pancada do pilão (martelo) na última fase da cravação. É célebre a chamada fórmula dos "holandeses" e a de Hiley mas há muitas delas. Indica-se a fórmula dos holandeses a qual despreza as perdas de energia:

$$F = W^2h / [(W+P) e]$$

onde W = peso do pilão; h = altura de queda; e = penetração da estaca por pancada; P = peso da estaca; F = resistência da estaca à penetração.

Para obter a carga "admissível" da estaca usa-se o coeficiente da minoração de 6 aplicado a F. As fórmulas dinâmicas para a capacidade resistente de estacas cravadas dão apenas valores indicativos.

O EC7 permite a dedução da capacidade resistente de uma estaca a partir de fórmulas de cravação, mas exige que se façam ensaios estáticos de estacas com o mesmo, comprimento e secção e em condições de terreno semelhantes.

A capacidade de carga de uma estaca durante ou logo após a cravação pode diferir muito da capacidade medida para a mesma estaca alguns dias depois. Nisso intervém uma

certa reconstituição "tixotrópica" da estrutura do solo destruída durante a cravação. No entanto, é muito útil calcular as "negas" através da penetração medida, por exemplo, para as últimas 10 pancadas do pilão. Com efeito, logo na cravação das primeiras estacas durante a execução da obra é preciso fixar a "nega" a usar no resto da estacaria. Aconselha-se a cravar duas estacas: uma com uma "nega" por exemplo de 2mm por pancada (2cm para as últimas 10 pancadas) e outra com uma nega de 4 ou 5mm por pancada. Ensaiai as duas estacas e, em função dos resultados fixar a "nega" para o resto das estacas a realizar, supondo que se mantém a energia da queda do pilão. Este procedimento é tanto mais importante quanto no uso de estacas pré-moldadas se torna necessário fixar "à priori" o comprimento exacto das estacas a cravar, que têm de ser "fabricadas" com uma antecedência da ordem dos 21 a 28 dias antes da cravação. Se se verificar serem demasiado compridas terão de ser cortadas com o conseqüente desperdício. Se forem curtas demais terão de ser emendadas o que traz grandes inconvenientes de vária ordem e grandes despesas.

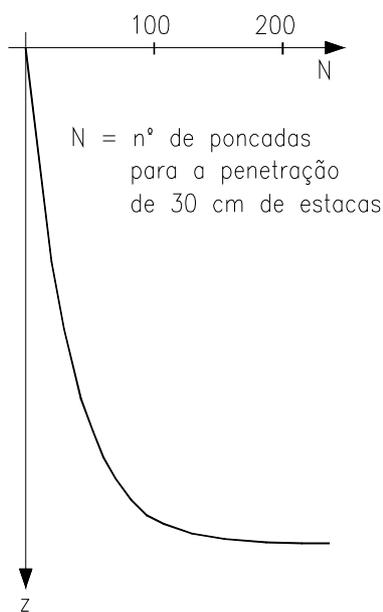


FIG. 8.2.12

Como se vê neste processo não se usam quaisquer fórmulas de cravação, apenas se usam os resultados de ensaios estáticos das estacas cravadas e se "afere" a "nega" para dado equipamento e nas condições locais, pelos resultados desses ensaios.

Capacidade de carga de estacas em grupos. Espaçamento de estacas

Se um grupo é constituído por estacas "flutuantes", isto é, estacas cravadas (*Será pouco aconselhável moldar "in situ" estacas em solos muito compressíveis. As estacas moldadas "in situ", reservam-se essencialmente para trabalhar de ponta.) em solos compressíveis, essencialmente argilosos ou argilo-siltosos, não tendo por isso capacidade de carga de ponta apreciável, pode acontecer que a capacidade de carga do grupo, que "trabalha" principalmente por "atrito lateral e aderência", seja menor que a soma das capacidades de carga das estacas tomadas isoladamente. Isso dependerá do espaçamento a das estacas relacionado com o diâmetro d das mesmas, bem como do número de filas de estacas no maciço e da maior ou menor fracção da capacidade de carga total "absorvida" pelas ponteiros (Fig. 8.2.13).

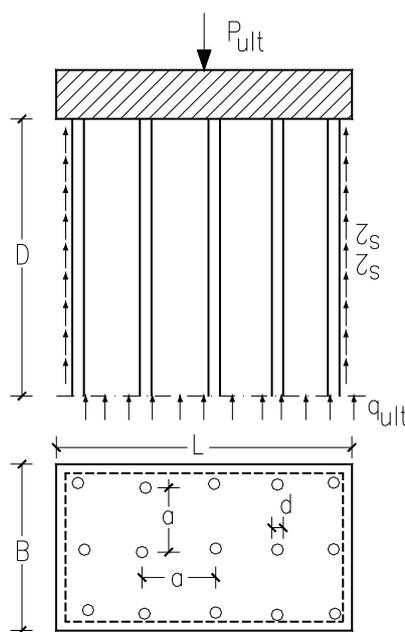


FIG. 8.2.13

Com efeito, se as estacas se cravam muito próximas umas das outras (por razões práticas nunca a distância mínima entre centros de estacas deverá ser menor que $2d$), o grupo poderá romper como um todo e, se a resistência de ponta não é importante e o "perímetro envolvente" do grupo é menor que a soma dos perímetros das estacas, a "capacidade resistente" do grupo será menor que a soma das capacidades resistentes das estacas tomadas individualmente. Isto é, a "eficiência" E_f do grupo será <1 , nesse caso. No caso de estacas "trabalhando" essencialmente de ponta já a eficiência E_f de grupo poderá ser >1 , devido à

compactação do solo, além de que o solo "preso" entre as estacas se desloca com elas e portanto o grupo funciona como um grande bloco cuja base tem, neste caso, área muito superior à soma das áreas. A parcela da capacidade de carga relativa ao peso próprio do solo deslocado ($\frac{B}{2} \gamma N_\gamma$) que perante as outras parcelas é desprezível para a estaca isolada, já o não será para o "grupo" se o mesmo funcionar em "bloco".

Dimensionado por alguma forma o grupo de estacas, deve ser reverificada a sua capacidade de carga, tomada no conjunto, isto é, aplicando ao grupo a fórmula que dá a capacidade de carga de ponta:

$$q_{ult} = c N_c + p N_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma \quad 8.2.22$$

com os coeficientes correctivos, s_c , s_q , d_c , d_γ , etc., etc., que agora diferem dos que se aplicam a uma estaca simples.

A carga de ponta do grupo seria, em princípio, igual a:

$$Q_{ult_p} = A_t \cdot q_{ult} \quad 8.2.23$$

onde

A_t = área "envolvente" da base do grupo.

A carga de atrito e aderência para o grupo seria obtida pela fórmula (8.2.15).

$$Q_{ult_f} = \sum (c_i \cdot f_{ai} + K \sigma_v \operatorname{tg} \phi_i) \cdot A_{li} \quad 8.2.24$$

A_{li} = área da superfície lateral para o grupo correspondente à camada de terreno de espessura D_i .

$$A_{li} = 2 (B+L) D_i \quad 8.2.25$$

tendo $\tau_i = K \sigma_v \operatorname{tg} \phi_i$ os limites fixados anteriormente, (8.2.12) ou (8.2.12'). A carga total seria:

$$Q_{ult_t} = Q_{ult_p} + Q_{ult_f} \quad 8.2.26$$

Note-se, no entanto, que este processo de cálculo só tem sentido para espaçamentos a entre estacas relativamente pequenos. Se, em particular, por razões construtivas $a \geq 8d$ (d = diâmetro das estacas), o efeito do grupo é desprezável e a eficiência será igual a 1 (define-se eficiência de um grupo de estacas como o cociente da resistência R_g do grupo pela soma das resistências das estacas consideradas isoladamente ($n R_i$)).

Kedzi (1975), apresenta de vários autores, curvas para a eficiência em função da natureza do solo (areia, fôfa ou densa, ou argila) e de e espaçamento das estacas, expresso em função do seu diâmetro $e = a/d$, e ainda do número de filas de estacas.

Quando há varias filas de estacas cravadas em areia, (Fig. 8.2.14) os efeitos de “cintagem” podem ser tão grandes que venham a prejudicar a cravação das últimas estacas, se as mesmas não se situarem na periferia do grupo. Assim, por exemplo, se tivéssemos um grupo de 5 estacas para cravar em areia de densidade média e cravássemos em primeiro lugar as estacas da periferia (1, 2, 3 e 4), seria muito provável que ao pretender cravar a 5ª estaca no centro do grupo, o não conseguíssemos fazer até à profundidade das outras.

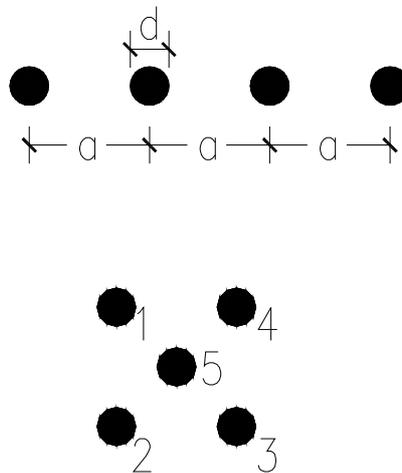


FIG. 8.2.14

Claro que em semelhantes casos é recomendável começar sempre por cravar as estacas interiores e só no final cravar as da periferia.

Se as estacas são "flutuantes" em solos argilosos ou argilo-siltosos compressíveis a "eficiência" do grupo será sempre menor que um ou, quando muito igual à unidade ($E_f \leq 1$). O cálculo pelas fórmulas (8.2.22) a (8.2.26) para o grupo e (8.2.1) a 8.2.18) para as estacas individuais indicará a eficiência do grupo.

8.3 – Assentamentos de Estacas e Grupos de Estacas

8.3.1 - Introdução

O cálculo dos assentos de um grupo de estacas faz-se, em geral, a partir do cálculo do assentamento de uma estaca isolada. Pode desde logo afirmar-se que o assentamento do grupo é maior que o assentamento de uma estaca isolada. O cálculo deste assentamento é uma questão difícil e não tem ainda resposta cabal. Têm sido propostos numerosos métodos, uns teóricos e outros empíricos.

Os métodos teóricos baseiam-se na teoria da elasticidade linear, usando ou a teoria de Mindlin ou a de Boussinesq.

Os métodos empíricos têm a vantagem de serem de fácil aplicação prática, poderem utilizar directamente os resultados de ensaios de campo dos terrenos como o SPT e, estando baseados em ensaios experimentais em obras reais, têm implicitamente em conta as alterações que os métodos de construção introduzem nas características mecânicas dos solos.

Os métodos teóricos têm a vantagem de permitirem estudos de sensibilidade a partir dos quais se pode analisar quais os parâmetros que em maior grau influenciam os assentamentos das estacas.

8.3.2 – Assentamento de uma estaca isolada.

8.3.2.1 – Métodos empíricos

Silva Cardoso (1990) cita Meyerhof (1959) como um dos primeiros autores a apresentar uma fórmula para o assentamento de uma estaca em areias, quando a estaca tem uma carga menor que 1/3 da carga de rotura:

$$s = d_b/30F \quad 8.3.2.1.1$$

onde

s=assentamento da cabeça da estaca;

d_b = diâmetro da base da estaca;

$$F = \frac{Q_{ult}}{P} = \text{factor de segurança da estaca} \geq 3.$$

Q_{ult} será dado por (8.2.1) e (8.2.2) e P é a carga aplicada na cabeça da estaca.

O mesmo autor cita ainda Vesic (1975) como tendo apresentado uma fórmula muito mais elaborada válida para todo o tipo de solos:

$$s = [\beta + \alpha (1-\beta)] LP/A_p E_p + [\beta + \gamma (1-\beta)] C_b P/(d q_{ult}) \quad 8.3.2.1.2$$

onde

β =percentagem da carga transmitida pela ponta = P_b/P_t ;

α =parâmetro dependente do modo como se distribuem as tensões tangenciais ao longo do fuste. $\alpha = 1/2$ se a distribuição é uniforme; $\alpha = 2/3$ se for linearmente crescente; $\alpha = 1/3$ se for linearmente decrescente;

L, A_p , E_p são respectivamente o comprimento da estaca, a área da secção recta e o módulo da deformabilidade do material da estaca;

$$\gamma = 0,93 + 0,16 \sqrt{L/d} / (L/d);$$

onde d = diâmetro da estaca.

C_b um coeficiente dependente do tipo de terreno (tabela 8.3.2.1)

q_{ultp} é a tensão limite na ponta da estaca correspondente a (8.2.1) e (8.2.2)

d= diâmetro da estaca.

Quadro 8.3.2.1

Factor C_b (*Vesic*, 1975)

Solo		Estacas cravadas	Estacas moldadas
areia		$\frac{0,04}{(1 + D_r)^2}$	$\frac{0,18}{(1 + D_r)^2}$
silte	solto	0,05	0,12
	denso	0,03	0,09
Argila	mole	0,04	0,08
	dura	0,02	0,04

A fórmula 8.3.2.1.2 resulta de três parcelas que contribuem para o assentamento total da cabeça da estaca:

A 1ª é devida à compressão elástica da estaca;

A 2ª traduz o assentamento da base da estaca causado pelas cargas transmitidas ao terreno ao longo do fuste da estaca;

A 3ª mede o assentamento da base da estaca causado pela carga transferida para o terreno através dessa base.

Bowles (1996, p. 1023), citando Myerhof (1976), indica

$$s_p = \frac{\Delta q}{2Nd}, \text{ mm} \quad 8.3.2.1.3$$

onde

s_p = assentamento da ponteira da estaca;

Δq = pressão vertical transmitida na ponteira da estaca em kPa.

d = diâmetro da estaca em metros.

N = número médio de pancadas no SPT. Desde d acima até $2d$ abaixo da ponteira.

8.3.2.2 – Métodos de Elasticidade

O assentamento total poderá tornar-se como o que resulta da deformação da estaca s_e somado com o assentamento da ponteira s_p .

$$s_e = \alpha \frac{P}{A_p E_p} L \quad 8.3.2.2.1$$

onde P é a carga na cabeça da estaca; L = comprimento; A_p = área da secção recta; E_p = módulo de elasticidade do material da estaca, α um coeficiente que dependerá da forma de distribuição de tensões no fuste da estaca. $\alpha = 1/2$ para uma distribuição uniforme.

Admitindo um hemi espaço elástico, homogéneo e isotrópico a teoria da Boussinesq (A. Correia 1996, p. 322) daria

$$s_p = \frac{\pi}{4} \frac{Pd}{A_p E_s} (1 - \nu_s^2) \quad 8.3.2.2.2$$

Onde

P carga na ponteira da estaca; d = diâmetro da estaca; A_p = secção transversal da estaca

E_s = módulo de elasticidade do solo;

ν_s = coeficiente de Poisson do solo.

Para estar correcta na fórmula (8.3.2.2.2) P deveria ser a carga na ponteira da estaca ou, pelo menos, uma fracção da carga aplicada na cabeça da estaca.

Quando abaixo da ponteira da estaca existe um estrato de rigidez infinita à profundidade h . Silva Cadoso, citando, Poulos e Davis (1980) indica para assentamento da cabeça de estaca:

$$s = IP / (E_s d) \quad 8.3.2.2.3$$

com

$$I = I_o R_k R_b R_v \quad 8.3.2.2.4$$

Em R_k entra o coeficiente de rigidez relativa solo-estaca dado por

$$K = \frac{E_p}{E_s} R_A \quad 8.3.2.2.5$$

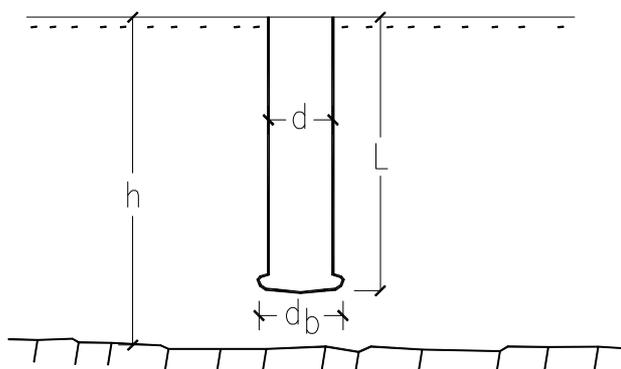


FIG. 8.3.2.2.1

Com $R_A = 1$ para estacas cilíndricas e E_p o módulo de elasticidade do material da estaca. Em (8.3.2.2.4)

I_o = coeficiente de influência do assentamento para estacas incompressíveis ($K = \infty$), instaladas num hemiespaço elástico ($h = \infty$) com $\nu_s = 0,5$;

R_k = factor de correcção para atender à compressibilidade da estaca relativamente ao solo;

R_b = factor de correcção par ter em conta a posição do estrato rígido.

R_v = factor de correcção para ter em conta o coeficiente da Poisson ν_s .

Silva Cardoso apresenta gráficos com famílias de curvas para estes factores (Figs. 8.3.2.2.2 a 8.3.2.2.5), I_o em função de L/d . R_k em função de k e para vários valores de L/d . R_b em função de h/L para vários valores L/d e R_v em função de ν_s para vários valores de K .

$K = E_p/E_s$, E_p = modulo elastico da estaca; E_s = módulo elastico do solo

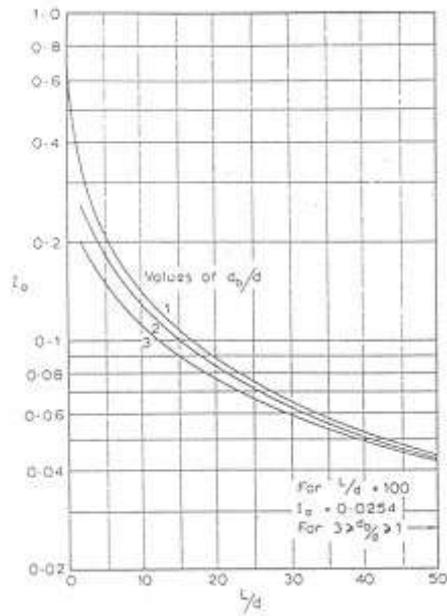


Fig. 8.3.2.2.2

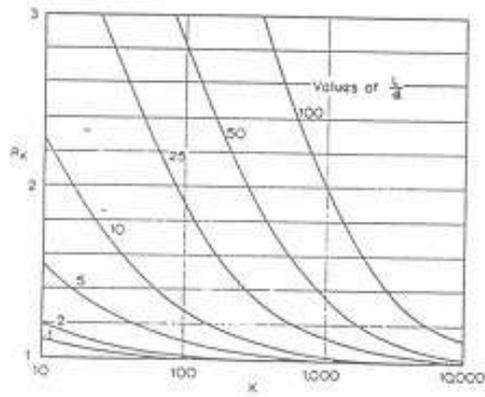


Fig. 8.3.2.2.3

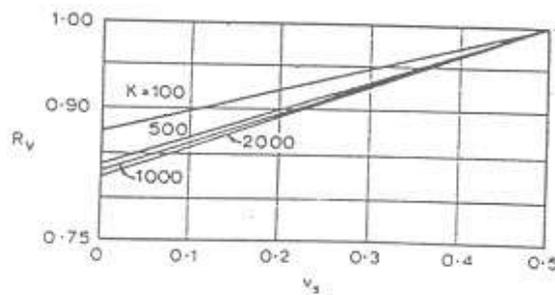


Fig. 8.3.2.2.4

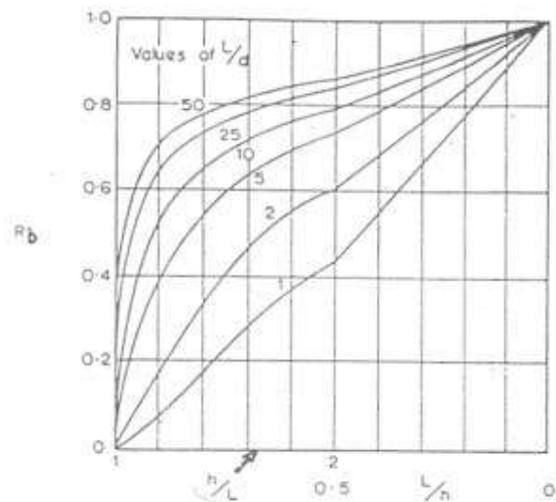


Fig. 8.3.2.2.5

De análise desses gráficos conclue-se que:

- I_0 diminui rapidamente com L/d entre 0,6 para $L/d = 0$ e 0,043 para $L/d = 50$. Isto é o assentamento numa estaca diminui rapidamente quando o comprimento aumenta.
- O aumento da compressibilidade relativa k produz um aumento do assentamento, especialmente em estacas esbeltas (grande L/d).
- O coeficiente de Poisson tem reduzida influência nos assentamentos
- A existência de uma camada “rígida” a pequena profundidade abaixo da ponteira da estaca, reduz substancialmente os assentamentos.

O mesmo autor apresenta ainda gráficos que dão o efeito dos escorregamentos na interface solo-estaca em função do factor de segurança F_s . Conclui-se que para $F_s > 3$ esses efeitos são pequenos e que, portanto, há uma aderência “perfeita” entre o solo e a estaca.

Outros efeitos num solo homogéneo:

- se a estaca tiver um maciço de encabeçamento ele reduzirá os assentamentos.
- se a estaca tiver uma base alargada, o alargamento reduzirá os assentamentos.
- A teoria de elasticidade relativa a solos homogéneos é aplicável a maciços estratificados desde que se use um módulo de deformabilidade global adequado.

8.3.3 – Assentamento de um grupo de estacas.

8.3.3.1 – Cálculo por métodos que usam a teoria de Elasticidade. Solos homogêneos.

O efeito de grupo pode ser adequadamente analisado usando um coeficiente de majoração R_g designado por razão de assentamento, assim definido:

$$R_g = s_g/s_1 \quad 8.3.3.1.1$$

s_g = assentamento do grupo; s_1 = assentamento de 1 estaca.

Para grupos de estacas com maciços de encabeçamento não assentes no terreno e maciços terrosos semi-infinitos e homogêneos, com $\nu_s = 0,5$, Silva Cadoso, referindo Poulos and Davis, apresenta uma tabela para R_g em função de L/d , s/d e K , sendo s/d a razão entre o espaçamento e o diâmetro da estaca.

A tabela refere grupos de 2 x 2, 3 x 3, 4 x 4 e 5 x 5 estacas.

Naturalmente que para grandes espaçamentos entre eixos das estacas ($s/d = 10$) R_g se aproxima de 1. R_g , aumenta com o número de estacas do grupo. Aumenta também com a rigidez K do material da estaca em relação ao solo e ainda com a esbelteza L/d da estaca.

R_g chega a atingir valores superiores a 10 para pequenos espaçamentos, grande número de estacas (5 x 5) e valores elevados de K ($K > 1000$).

Em grupos quadrados de 2 x 2 estacas R_s apresenta uma gama de variação estreita, entre 1,5 e 3, sendo os maiores valores relativos a estacas com pequeno espaçamento ($s/d = 2$), longas e rígidas.

Em contrapartida, em grupos quadrados de (5 x 5) estacas, a gama de variação de R_s é muito ampla, desde 2,5 a 12,5.

Para grupos “rectangulares” da estacas em maciços terrosos uniformes, o assentamento depende principalmente da largura B do grupo.

Se as ponteiros das estacas estão apoiadas num estrato “infinitamente” rígido, o assentamento das suas cabeças é consequência unicamente da deformação das estacas e da deformabilidade do maciço do maciço terroso que as envolve.

Ao contrário das estacas “flutuantes” R_s diminue com o aumento da rigidez K da estaca relativamente ao solo, porque a percentagem de carga transmitida à ponta aumenta com K .

No que respeita à variação de R_g com s/d , L/d e n (nº.de estacas), ela é semelhante à das estacas flutuantes quando K é finito.

Em grupos de 2 x 2 estacas o factor R_g pode tomar valores entre 1 e 2, enquanto que em grupos de 5 x 5 estacas R_g pode variar entre 1 e 7.

Em qualquer dos casos os maiores valores correspondem a grupos de estacas pouco espaçadas, longas e pouco rígidas em relação ao solo que as envolve.

Se as estacas estão embebidas num maciço deformável mas a certa distância abaixo das ponteiros existe um estrato muito duro, ele tende a reduzir a razão de assentamento R_g relativamente ao caso do maciço homogéneo e semi-“infinito”.

O mesmo acontece se as estacas embebidas em solo de módulo E_s têm abaixo das ponteiros um terreno de módulo $E_b \gg E_s$.

Para o caso do maciço de encabeçamento estar em contacto com o terreno o assentamento do grupo de estaca é menor do que no caso desse maciço não estar nessas condições. Todavia, a redução só é significativa para estacas afastadas entre si ($s/d \geq 5$).

8.3.3.2 – Cálculo por métodos empíricos

Estacas em solos arenosos

Bowles (1996, p. 1023) sugere que para obter o assentamento de um grupo de estacas de largura B se multiplique o assentamento relativo a uma estaca isolada dada por (8.3.2.1.3) por $\sqrt{B/d}$. Esta sugestão advém de *Vesic* (1969 a 1977). Teríamos então para o grupo

$$s_g = \frac{\Delta q \cdot \sqrt{B/d}}{2 \cdot N \cdot d}, \text{ mm} \quad 8.3.3.2.1$$

onde N sera o número médio de pancadas no SPT na zona B acima e $2B$ abaixo das ponteiros das estacas;

d = diâmetro de cada estaca:

Δq = tensão vertical média nas ponteiros das estacas em kPa

B = largura do grupo de estacas em metros

Bowles (1996) admite ainda que o assentamento do grupo possa ser obtido a partir da resistência de ponta q_c medida no cone penetrometro estático (CPT):

$$s_g = \frac{k_1 \Delta q \cdot B}{2q_c} \quad 8.3.3.2.2$$

$$k_1 = 1 - L / (8B) > 0,5 \quad 8.3.3.2.3$$

q_c será a média das resistências de ponta numa zona entre B acima e 2B abaixo das ponteiros das estacas.

Segundo Meyerhof (1959) para grupos quadrados de estacas a razão de assentamentos $R_g = s_g/s_1$, seria dada por

$$R_g = \frac{s/d \cdot (5 - s/(3d))}{(1 + 1/r)^2} \quad 8.3.3.2.4$$

onde s = espaçamento entre estacas;

d = diâmetro de cada estaca;

r = número de fiadas de estacas.

Skempton (1953) baseado nalguns ensaios de campo indica:

$$R_g = \left(\frac{13,1 \cdot B + 9}{3,3B + 12} \right)^2 \quad 8.3.3.2.5$$

B= largura do grupo em metros.

A Correia (1996) citando Meyerhof 1988 indica para assentamento de um grupo de estacas em areia homogénea saturada:

$$s_g \text{ (mm)} = 0,9 \cdot q \frac{\sqrt{B} \cdot I}{N} \quad 8.3.3.2.6$$

onde

q = tensão média transmitida pelas ponteiros das estacas em kPa

$$I = 1 - \frac{B}{L} \geq 0,5$$

B = “largura” do grupo de estacas em metros

N = número de pancadas no SPT, média de valores numa zona entre B acima e 2B abaixo das ponteiros das estacas.

Para areia siltosa N deve duplicar-se.

Grupos de estacas em argilas

Se as estacas estão instaladas num maciço argiloso saturado (estacas flutuantes) os assentamentos do grupo são essencialmente devidos à consolidação da camada argilosa, sendo pequena a contribuição dos assentamentos imediatos.

Para efeito, de cálculo dos assentamentos pela teoria da consolidação costuma admitir-se que o grupo funciona como um pegão ou sapata equivalente com base acima das ponteiros das estacas na distância $L/3$, sendo L o comprimento das estacas. Admite-se que a carga é uniforme na base da sapata fictícia e que se degrada em profundidade a partir da superfície segundo uma recta da tabela 4:1 (4 vertical; 1 horizontal). O cálculo do assentamento processa-se da forma usual, admitindo drenagem vertical e o grau de consolidação - e daí o assentamento - variando ao longo do tempo (Tomlinsom, 1981) em A. Correia (1996, p.3.23).

A teoria da sapata equivalente pode também aplicar-se para estacas trabalhando de ponta, com ponteiros instaladas em terreno duro (“bed rock” ou firme). Nesse caso considera-se a base da “sapata equivalente” ao nível das ponteiros das estacas (Fig. 8.3.3.2.1).

A mesma metodologia abrange ainda o caso de estacas com um certo comprimento L encastrado num estrato arenoso tendo acima dele solo argiloso mole.

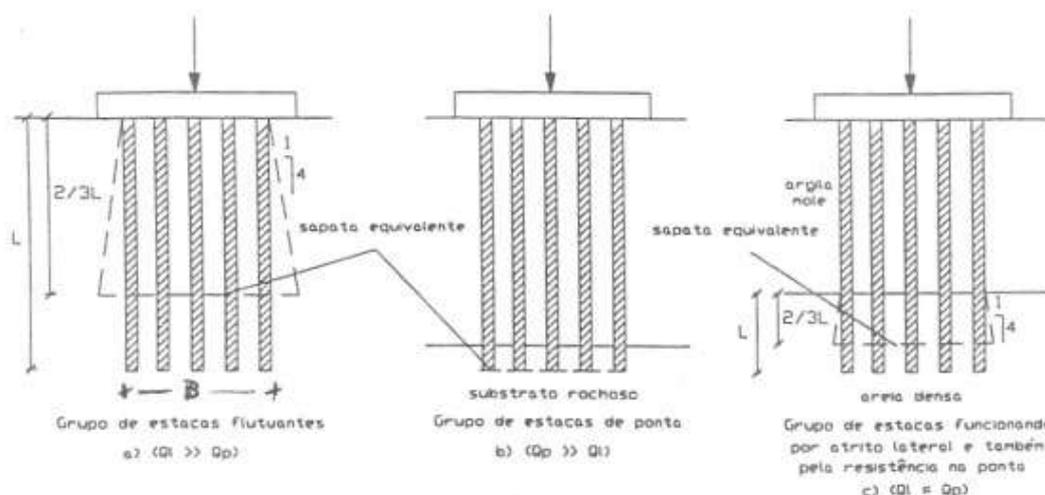


FIG. 8.3.3.2.1

8.4 - Estacas Submetidas a Forças Horizontais

As estacas de diâmetros até 0,60 são órgãos de fundação essencialmente destinados a receber cargas axiais. Beresantsev recomenda que se use estacaria com estacas verticais, somente quando a inclinação resultante sobre a vertical for menor que 5° ($\alpha < 5^\circ$, $\text{tg } \alpha < 0,0875$). Se α for maior que 5° devem usar-se estacas com duas inclinações. Naturalmente que esta

recomendação pressupõe que as estacas não resistem em boas condições a esforços transversos e momentos flectores.

Todavia, hoje executam-se estacas que chegam a atingir 1,5 a 2,0 m de diâmetro. Nesses casos as estacas de um grupo já são todas verticais porque podem “absorver” esforços transversos e momentos e não poderiam ser instaladas inclinadas.

No entanto, para o cálculo "correcto" de um maciço de estacas, isto é, dos esforços que se desenvolvem nas estacas, inclusive os esforços transversos e momentos flectores, tem de conhecer-se os deslocamentos e rotações na cabeça de cada estaca (ou grupo de estacas) para acções horizontais.

Para esse efeito tem de obter-se a matriz de rigidez do sistema estaca-terreno na cabeça de uma estaca. Ela é, por definição, a matriz k tal que

$$\begin{bmatrix} K_{uu} & K_{u\theta} \\ K_{\theta u} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} H \\ M \end{Bmatrix} \quad 8.4.1$$

onde u é o deslocamento horizontal e θ a rotação da cabeça da estaca. H é a força horizontal e M o momento.

De (8.4.1) tira-se que K_{uu} e $K_{\theta u}$ são respectivamente a força e o momento que é preciso aplicar na cabeça da estaca para produzir um deslocamento $u = 1$, sem deixar rodar a cabeça ($\theta=0$). De modo análogo $K_{u\theta}$ e $K_{\theta\theta}$ seriam a força e o momento a aplicar na cabeça da estaca para produzir uma rotação $\theta = 1$, sem deslocamento ($u = 0$) (Fig. 8.4.1).

A matriz de rigidez é de calculo “difícil”. Por isso se usa a sua inversa que é a matriz flexibilidade.

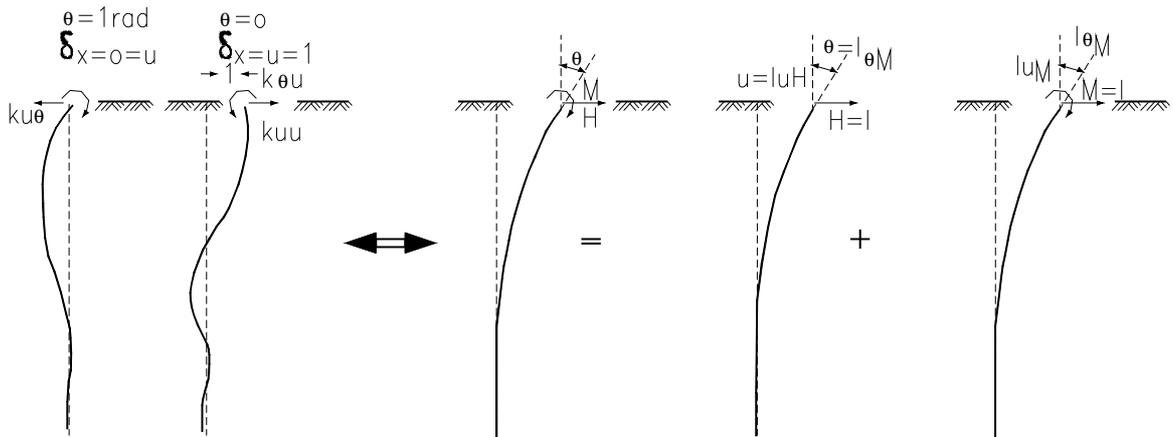


FIG. 8.4.1

Esta matriz obtém-se determinando o deslocamento $u = \delta_H$ e a rotação θ da cabeça da estaca embebida no terreno em função da força horizontal H aplicada e do momento M aplicado:

$$u = I_{uH} \times \frac{H}{E_s L} + I_{uM} \times \frac{M}{E_s L^2} \quad 8.4.2$$

$$\theta = I_{\theta H} \times \frac{H}{E_s L} + I_{\theta M} \times \frac{M}{E_s L^3} \quad 8.4.3$$

$$\begin{Bmatrix} u \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{I_{uH}}{E_s L} & \frac{I_{uM}}{E_s L^2} \\ \frac{I_{\theta H}}{E_s L^2} & \frac{I_{\theta M}}{E_s L^3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} H \\ M \end{Bmatrix} \quad 8.4.4$$

Os coeficientes de influência I_{uM} e $I_{\theta H}$ serão iguais se o meio (o solo) for elástico linear e a estaca também. Os coeficientes I determinam-se, fazendo sucessivamente $H = 1$ e $M = 0$; e $H = 0$ e $M = 1$, e calculando os respectivos deslocamentos e rotações à superfície.

A matriz de (8.4.4) é a matriz flexibilidade do sistema estaca-terreno e a sua inversa a matriz de rigidez (8.4.1).

O cálculo de tais deslocamentos e rotações pode fazer-se pela teoria de Winkler, com o conhecimento do "coeficiente de reacção ou de mola" do solo k_s e sua eventual

variação com a profundidade. Outra teoria usual é a de Mindlin. Nesta teoria admite-se um meio elástico linear. Poulos (1971) usou-a para o cálculo de deslocamentos devidos a cargas pontuais aplicadas a dadas profundidades. Gráficos com esses coeficientes são dados pelo autor, em função de:

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}; \text{ e de } \frac{L}{d}, \text{ para } \nu = 0,5 \quad 8.4.5$$

onde

$E_p I_p$ = rigidez da estaca;

E_s = módulo de elasticidade do solo;

L = comprimento da estaca;

d = diâmetro

ν = coeficiente de Poisson.

K_R , dá a ideia da rigidez da estaca em relação ao solo. Valores da ordem de $K_R = 10^{-2}$ são "críticos", isto é, para valores superiores a estaca considera-se "rígida" em relação ao solo e nesse caso a teoria de Winkler daria resultados semelhantes à solução de Mindlin. Para $K_R < 10^{-2}$ a estaca seria flexível.

Pondo, no sistema de equações (8.4.2) e (8.4.3) ou (8.4.4) sucessivamente $u = 0$ e $\theta = 1$ radianos; $u = 1$ e $\theta = 0$, poderemos obter, resolvendo essas equações em ordem a H e M , os valores dos elementos da matriz de rigidez (8.4.1) sendo:

$$K_{\theta\theta} = \alpha_4 \times E_s \times L^3 \quad 8.4.6$$

com

$$\alpha_4 = \frac{I_{uH}}{-I_{uM} \times I_{uM} + I_{uH} \times I_{\theta M}} \quad 8.4.7$$

$$K_{uu} = \alpha_2 \times E_s \times L \quad 8.4.8$$

com

$$\alpha_2 = \frac{I_{\theta M}}{-I_{\theta H} \times I_{\theta H} + I_{uH} \times I_{\theta M}} \quad 8.4.9$$

$$K_{\theta u} = K_{u\theta} = \alpha_3 \times E_s \times L^2 \quad 8.4.10$$

com

$$\alpha_3 = \frac{-I_{\theta H}}{I_{uH} \times I_{\theta M} - I_{uM} \times I_{\theta H}} \quad 8.4.6$$

O cálculo dos coeficientes I em (8.4.2) e (8.4.3) tem de fazer-se em termos de diferenças finitas (ou elementos finitos), quer usando a teoria de Winkler, quer usando a solução de Mindlin. O primeiro caso já foi tratado em (5.9) a propósito das vigas em fundação elástica. Para ver como poderia ser tratado o segundo caso, consideremos dividida, a estaca, por exemplo em 5 elementos e nela 6 nós. A estaca é sujeita, de um modo geral a um momento M e força H, na cabeça.

Devido a essa solicitação geram-se pressões horizontais do terreno sobre a estaca, q_i , em cada elemento que se dividiu a estaca e acções contrárias da estaca no terreno. Por comodidade suporemos que q_i é uniforme em cada elemento. Então a força por unidade de comprimento de estaca será:

$$p_i = q_i \times d \quad 8.4.12$$

(d = diâmetro da estaca)

e é também uniforme. A cada uma dessas cargas corresponderá em cada elemento uma força:

$$P_i = p_i \Delta z = q_i \times d \times \Delta z \quad 8.4.13$$

$$\Delta z = \frac{L}{5}$$

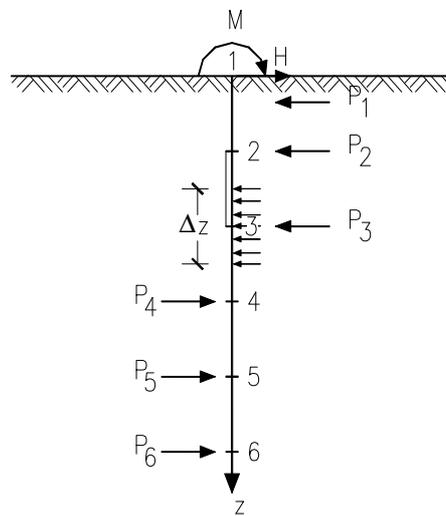


FIG. 8.4.2

Cada carga P_i , produzirá deslocamentos horizontais $W_{j,i}$ em qualquer outro ponto (nó) j. Esses deslocamentos foram calculados por Mindlin em função do módulo de elasticidade E_s , do meio (hemi-espaço) suposto elástico e linear, homogêneo e isotrópico, de coeficiente de

Poisson ν e da posição do ponto de aplicação de P_i (profundidade z_i)^(*). Por sobreposição de efeitos poderemos exprimir os deslocamentos nos vários nós:

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= \sum W_{1,i} P_i \\ \delta_2 &= \sum W_{2,i} P_i \\ &\dots = \dots\dots\dots \\ \delta_6 &= \sum W_{6,i} P_i \end{aligned} \right\} \quad 8.4.14$$

* Os valores de $W_{j,i}$ ($j \neq i$) obtêm-se particularizando a solução de Mindlin para uma carga horizontal Q aplicada à profundidade c (Poulos & Davis, 1974, p. 19):

$$\delta_x = \frac{Q}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{(3-4\nu)}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{x^2}{R_1^3} \right] + \frac{(3-4\nu)x^2}{R_2^3} + \frac{2cZ}{R_2^3} \left(1 - \frac{3x^2}{R_2^2} \right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2 + Z + c} \times \left(1 - \frac{x^2}{R_2(R_2 + Z + c)} \right) \quad 8.4.15$$

$G = E_s / (2(1-\nu))$

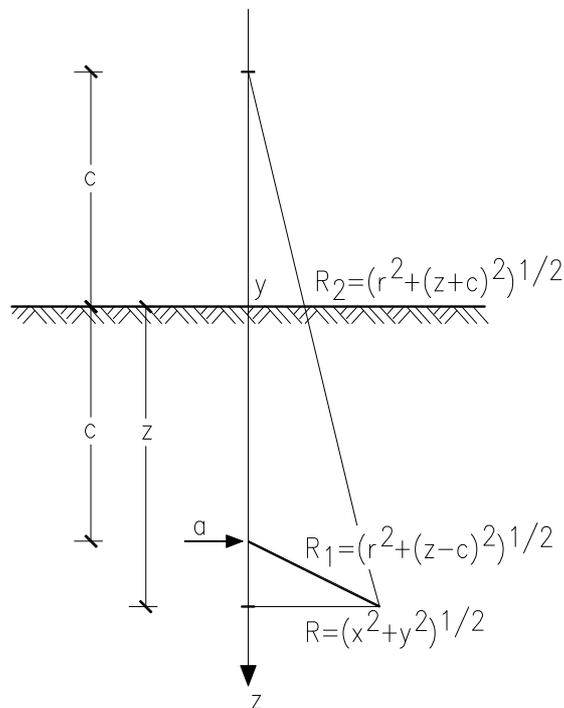


Fig.8.4.3

Os coeficientes $W_{1,i}$; $W_{2,i}$; etc., como se disse, obtêm-se das posições dos pontos 1 e i a menos dos factores relacionados com E_s e ν .

Por outro lado, a teoria da flexão das peças elásticas dá:

$$\frac{d^2 \delta}{dz^2} = \frac{-M}{E_p I_p} \quad 8.4.16$$

onde M é o momento flector e $E_p I_p$ a rigidez à flexão da estaca.

Podemos exprimir a equação (8.4.16) em termos de diferenças finitas nos pontos 2, 3, . . ., 5. Não o podemos fazer nos nós 1 e 6 porque sendo pontos da fronteira não têm pontos vizinhos para o exterior.

Teremos:

$$\left. \begin{array}{l} \text{no nó 2 } \frac{\delta_3 + \delta_1 - 2\delta_2}{\Delta z^2} = \frac{-M_2}{E_p I_p} \\ \text{no nó 3 } \frac{\delta_4 + \delta_2 - 2\delta_3}{\Delta z^2} = \frac{-M_3}{E_p I_p} \\ \quad \quad \quad \cdot \\ \quad \quad \quad \cdot \\ \text{no nó 5 } \frac{\delta_6 + \delta_4 - 2\delta_5}{\Delta z^2} = \frac{-M_5}{E_p I_p} \end{array} \right\} \quad 8.4.17$$

Substituindo em (8.4.17) os deslocamentos dados por (8.4.14) e calculando por outro lado os momentos flectores M_2, M_3, \dots, M_5 , em função de M e H (conhecidos) e de P_i ($i = 1, 2, \dots, 6$) desconhecidos, em (8.4.17), ficaremos com 4 equações lineares em P_i , a 6 incógnitas (P_i).

Poderemos, porém, estabelecer as equações de equilíbrio geral:

$$\sum P_i = H \quad \text{e} \quad \sum P_i z_i = M \quad (\text{momentos em relação ao ponto (1)}) \quad 8.4.18$$

ficamos, pois, com 6 equações a 6 incógnitas, como sucede com a Teoria de Winkler para vigas de fundação elástica. Substituídos os P_i em (8.4.14) podem obter-se os valores dos deslocamentos, em particular $\delta_1 \equiv u$ à superfície, e também δ_2 . A partir de δ_1 e δ_2 obtém-se a rotação θ da cabeça da estaca, à superfície.

$$\operatorname{tg} \theta \cong \theta = \frac{\delta_1 - \delta_2}{\Delta z} \quad 8.4.19$$

Fazendo sucessivamente $H = 1 \text{ kN}$, $M = 0$, (cálculo 1); $H = 0$ e $M = 1 \text{ kNm}$ (cálculo 2) poderemos obter os correspondentes valores na cabeça da estaca (ponto 1):

$$\left. \begin{aligned} (u_H)_1 &= \frac{I_{uH}}{E_s L} \\ (\theta_H)_1 &= \frac{I_{\theta H}}{E_s L^2} \end{aligned} \right\} \quad 8.4.20$$

(1º cálculo);

$$\left. \begin{aligned} (u_M)_1 &= \frac{I_{uM}}{E_s L^2} \\ (\theta_M)_1 &= \frac{I_{\theta M}}{E_s L^3} \end{aligned} \right\} \quad 8.4.21$$

(2º cálculo).

Estes valores são os coeficientes na matriz flexibilidade (8.4.4), e servem para obter os elementos da matriz de rigidez da estaca embebida no solo $k_{\theta\theta}$, k_{uu} e $k_{\theta u} = k_{u\theta}$, indicados nas equações (8.4.6) a (8.4.11).

Os valores dos coeficientes de influência I (adimensionais) foram já calculados e apresentados em gráficos por Poulos (A.S.C.E., J. Soil M., S.M. 5, May 1971, pp. 711/730) em função do factor de rigidez relativa da estaca em relação ao solo:

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad 8.4.22$$

para vários valores da razão L/d entre o comprimento L e o diâmetro d da estaca e de $\nu = 0,5$.

No entanto, nos casos mais vulgares, para:

$$10^{-4} < K_R < 10^{-2}, \quad 8.4.23$$

os coeficientes I , praticamente não dependem de L/d e também pouco são afectados por ν tendo a seguinte expressão $\log_{10} I = a \log_{10} K_R + b$.

$$(8.4.24)$$

As constantes a e b podem tirar-se dos valores dos gráficos lendo neles dois pares valores I e K_R , formando com cada par uma equação linear em a e b e resolvendo o sistema de duas equações a duas incógnitas (a e b) correspondente.

Assim:

$$I_{uH} = 10 \Rightarrow K_R = 10^{-4} \Rightarrow \log_{10} 10 = a \log_{10} 10^{-4} \Rightarrow (1 = -4a + b)$$

$$I_{uH} = 2 \Rightarrow K_R = 1,5 \Rightarrow \log_{10} 2 = a \log_{10} 1,5 + b \Rightarrow 0,3 = 0,176 \times a + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,7 = (-4 - 0,176)a \Rightarrow a = -0,1676 \\ 1 = -4(-0,1676) + b \Rightarrow b = 0,3296 \end{array} \right\} \Rightarrow I_{uH} = 10^{0,3296} \times 10^{-0,1676 \log_{10} K_R} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow I_{uH} = 2,1360 K_R^{-0,1676} \quad 8.4.25$$

De modo análogo se obteria:

$$I_{uM} = I_{\theta H} = 1,3586 k_R^{-0,4422} \quad 8.4.26$$

e ainda:

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\theta M} = 1, \quad K_R = 2,2 \quad \Rightarrow 0 = a \log_{10} 2,2 + b \\ I_{\theta M} = 1000, K_R = 1,2 \times 10^{-4} \Rightarrow \log_{10} 1000 = 3 = a \log_{10} 1,2 \times 10^{-4} + b \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 0 = 0,342 \times a + b \\ 3 = -3,291 \times a + b \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = -0,7037 \\ b = 0,2407 \end{array} \right\} \Rightarrow \log_{10} I_{\theta M} = -0,7037 \log K_R + 0,2407 \Rightarrow I_{\theta M} = 10^{0,2407} K_R^{-0,7037} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow I_{\theta M} = 1,7406 \times K_R^{-0,7037} \quad 8.4.27$$

De (8.4.7) a (8.4.11) tiramos agora os valores de α_2 , α_3 e α_4 :

$$\alpha_2 = \frac{1,7406 \times K_R^{-0,7037}}{-\left(1,3586 K_R^{-0,4422}\right)^2 + 2,1360 K_R^{-0,1676} \times 1,7405 K_R^{-0,7037}}$$

$$\alpha_2^{-1} = \frac{3,717}{1,7406} \times K_R^{-0,8713+0,7037} - \frac{1,8458}{1,7406} K_R^{-0,8844+0,7037}$$

$$\alpha_2^{-1} = 2,1356 K_R^{-0,1676} - 1,0605 K_R^{-0,1807} \quad 8.4.28$$

$$\alpha_4^{-1} = 1,7405 K_R^{-0,7037} - 0,86414 K_R^{-0,7168} \quad 8.4.29$$

$$\alpha_3^{-1} = 1,3586 K_R^{-0,14422} - 2,7366 K_R^{-0,4291} \quad 8.4.30$$

Então as matrizes de rigidez da cabeça da estaca, escrevem-se:

$$K = \begin{bmatrix} k_{uu} & k_{\theta u} \\ k_{u\theta} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} = E_s \begin{bmatrix} \alpha_2 L & \alpha_3 L^2 \\ \alpha_3 L^2 & \alpha_4 L^3 \end{bmatrix}, \text{ no plano Zu} \quad 8.4.30$$

$$K' = \begin{bmatrix} k_{vv} & k_{\theta v} \\ k_{u\theta} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} = E_s \begin{bmatrix} \alpha_2' L & \alpha_3' L^2 \\ \alpha_3' L^2 & \alpha_4' L^3 \end{bmatrix}, \text{ no plano Zv.} \quad 8.4.31$$

Expressões de Randolph (1982) para a matriz de flexibilidade de uma estaca e para o momento flector máximo numa estaca submetida a uma força transversal H na cabeça.

No artigo acima indicado Randolph apresenta os resultados do cálculo feito com elementos finitos do deslocamento .u .e da rotação .θ .devidos a uma força horizontal H e um momento M aplicados na cabeça da estaca embebida em meio linearmente elástico:

$$u = \frac{E_{ep}/G_c}{\rho_c G_c} \left[0,27H \left(\frac{\ell_c}{2} \right)^{-1} + 0,3M \left(\frac{\ell_c}{2} \right)^{-2} \right] \quad 8.4.23$$

$$\theta = \frac{(E_{ep}/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0,3H \left(\frac{\ell_c}{2} \right)^{-1} + 0,8\rho_c^{1/2} M \left(\frac{\ell_c}{2} \right)^{-3} \right] \quad 8.4.24$$

onde

$$E_{ep} = \frac{E_p I_p}{\pi d^4 / 64} \text{ é o módulo de elasticidade da estaca corrigido para poder considerar}$$

uma estaca com secção recta com momento de inércia I_p diferente da secção circular.

d = diâmetro equivalente da estaca $2 r_o$.

G_c é o módulo de distorção “característico” do solo, dado pelo valor médio do módulo de distorção modificado $G^* = G_s (1 + 3 \nu)$, ao longo do comprimento da estaca até à profundidade crítica ℓ_c (G_s é o módulo de distorção do solo e ν o coeficiente de Poisson).

A profundidade crítica é aquela abaixo da qual se podem desprezar os deslocamentos, esforços transversos e momentos flectores na estaca.

Randolph indica para ela o valor:

$$\ell_c = 2r_o \left(\frac{E_{ep}}{G_c} \right)^{2/7} \quad 8.4.25$$

r_o = raio da secção da estaca

$$\rho_c = \frac{G^*(x = \ell_c/4)}{G^*(x = \ell_c/2)}, \text{ define o grau de homogeneidade do solo.} \quad 8.4.26$$

Para um solo homogéneo $\rho_c = 1$.

Fazendo em a) e b) sucessivamente, ($H = 1$ kN; $M = 0$) e ($H = 0$ e $M = 1$ kNm) obteremos as duas colunas da matriz flexibilidade na cabeça da estaca. Invertendo essa matriz como fizemos anteriormente obtemos a matriz de rigidez (8.4.1).

Randolph apresentou ainda expressões para o momento flector máximo numa estaca submetida a uma força horizontal H na cabeça, para os casos de uma estaca com cabeça livre e com rotação impedida na cabeça.

No 1º caso

$$M_{\text{máx}} = \frac{\alpha_1}{\rho_c} H \cdot \ell_c \quad 8.4.27$$

Este máximo verifica-se à profundidade $\ell_c/4$. Se o terreno é homogéneo (G^* não varia com a profundidade). Se G^* aumenta linearmente com a profundidade o $M_{\text{máx}}$ verifica-se à profundidade $\ell_c/3$.

α_1 é um coeficiente que varia ligeiramente com ρ_c . Na prática pode tornar-se $\alpha_1 = 0,1$.

Para o 2º caso

$$M_{\text{máx}} = \frac{\alpha_2}{\sqrt{\rho_c}} H \cdot \ell_c / 2 \quad 8.4.28$$

α_2 é um coeficiente que pouco varia com ρ_c . Na prática pode tornar-se $\alpha_2 = 0,375$.

Para uma estaca de secção circular embebida em meio com coeficiente de reacção $k' = ct_e$ em profundidade, Santos (1999) p.180, dá para a profundidade crítica o valor.

$$\ell_c = 3d \sqrt[4]{\frac{16k'}{\pi E_p}} \quad 8.4.29$$

onde

$$k' \approx \alpha E_s \quad 8.4.30$$

k' varia com E_s e pouco com v_s .

Para estacas de betão ($E_p = 29$ GPa) e $10^3 \leq E_s \leq 10^5$ kPa e $v_s = 0,3$, Santos (1999, P.175) dá valores de $\alpha = 1$ para $E_s = 10^3$ kPa

$$\alpha = 1,35 \text{ para } E_s = 10^4 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 1,9 \text{ para } E_s = 10^5 \text{ kPa}$$

8.5 – Disposição das Estacas num Maciço. Concepção de Maciços de Estacas.

Já dissemos que, sobretudo em maus solos, para se aproveitar a capacidade individual de cada estaca devem elas ter entre si espaçamento superior a certo limite. Grosseiramente podemos dizer que para um espaçamento e_{sp} menor que $3d$ começa a fazer-se sentir bastante o "efeito de grupo" e pelo contrário se $e_{sp} \geq 8d$ o efeito de grupo é desprezível. Por outro lado, o "efeito de grupo" nas estacas "trabalhando" de ponta pode até ser benéfico do ponto de vista da capacidade resistente, desde que os assentamentos não sejam excessivos e não houver camadas menos resistentes abaixo das pontes das estacas. Assim, se por razões construtivas o espaçamento é grande, como pode acontecer nos pilares ou nos encontros de uma ponte, não temos que nos preocupar com o espaçamento. Aí, em geral, é importante escolher bem o número e posição das estacas inclinadas, quando existam. Hoje usam-se estacas que podem ter diâmetros até 1,5 ou 2 m. Nesse caso as estacas do grupo podem ser todas verticais, porque tendo grande diâmetro resistem bem a esforços transversos e momentos flectores devidos a cargas horizontais.

Consideremos por exemplo o caso de um pilar de ponte sujeito a várias alternativas de solicitação (forças e momentos variáveis consoante as combinações das sobrecargas: carga rolante (móvel), frenagem, "atrito" nos aparelhos de apoio, etc.) (Fig. 8.5.1)

Embora não figurem esforços no sentido do eixo YY (eixo transversal da ponte), será de esperar que, embora pequenos, na prática alguns esforços existam: choque eventual de um veículo contra os passeios ou contra a guarda, pressão hidrodinâmica, vento, etc.. Então, será de boa norma prever estacas inclinadas no plano paralelo a YY (estacas 1,7, 8 e 14). Por outro lado, convirá respeitar simetria para evitar efeitos de torção. Pelo que diz respeito ao plano paralelo a ZX, a maior componente horizontal das acções, sugere o uso de estacas

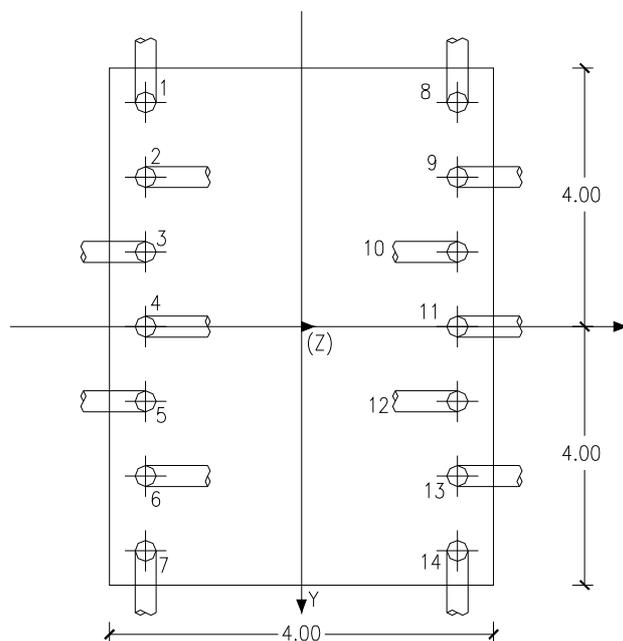


FIG. 8.5.1

inclinadas nesse plano. É claro que as estacas inclinadas poderiam ser por exemplo apenas as estacas 9 e 13 ou 9, 11 e 13. Porém, sendo pequena a inclinação das estacas em relação à vertical viriam importantes esforços para as referidas estacas, pelo que será importante colocar estacas inclinadas também na outra fila e no mesmo sentido (estacas 2, 4 e 6). Atendendo porém, a que as solicitações indicadas não representam todos os casos possíveis e que tanto a frenagem como por exemplo o atrito nos aparelhos de apoio podem mudar de sentido, este último de verão para inverno ou reciprocamente, será prudente não usar estacas inclinadas num só sentido e assim prever também inclinadas no dito plano mas em sentido contrário: as estacas (3, 5, 10 e 12). Preservou-se deste modo a simetria e concebeu-se um sistema estável para uma solicitação qualquer, inclusivé, de torção.

Note-se que em qualquer maciço de estacas, se se admitem as estacas "bi-articuladas" (e mesmo que o não sejam, elas são órgãos destinados a resistir essencialmente a esforços axiais), teoricamente só haveria estabilidade para qualquer solicitação se os eixos das estacas se não encontrassem numa mesma linha (ou num ponto) no espaço; daí que por exemplo um maciço de estacas como indica a Fig. 8.5.2, não seja recomendável. Se as inclinações das estacas nos dois alinhamentos fossem iguais: os eixos das estacas (os seus prolongamentos) encontrar-se-iam todos numa linha horizontal do plano ZY, algures acima do plano horizontal XY. Então, o sistema não resistiria "teoricamente" a forças horizontais cuja linha de acção

não cortasse a referida linha de intercepção dos eixos das estacas (Ver livro de texto com sistemas de barras isostáticos espaciais).

Se porém, algumas estacas do sistema forem verticais, já a acção no bloco poderá ser qualquer (no plano XZ).

Se por outro lado, se tratasse de um encontro de ponte, já deveríamos ter um sistema de estacas inclinadas assimétrico com mais estacas fazendo face ao impulso das terras no encontro o qual nunca muda de sentido. Não deve, porém, deixar de haver estacas verticais ou de inclinação oposta pelas razões acima indicadas.

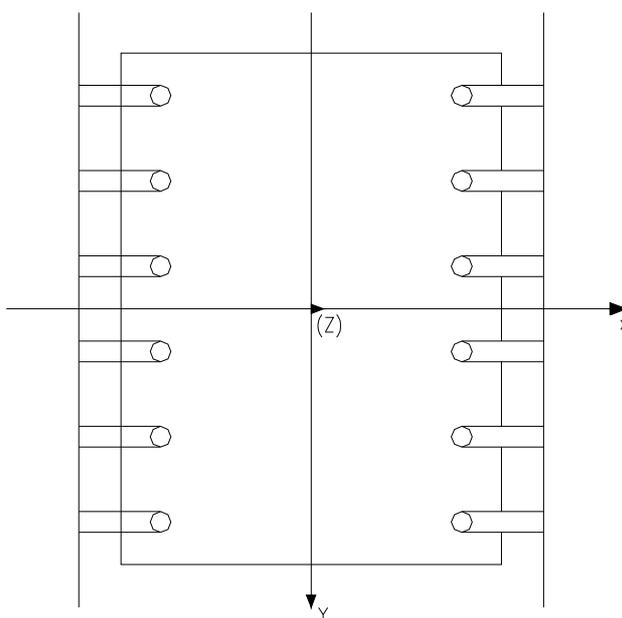


FIG. 8.5.2

Se diversamente destes casos (pontes cais, dolphins, etc.) com acções horizontais importantes e pouco peso, se tratar de um edifício "enquadrado" por vários outros, sem acções horizontais importantes e onde as acções verticais são dominantes, poder-se-á conceber grupos de estacas todas verticais, com o mínimo espaçamento entre si, compatível com os métodos construtivos e as cargas a suportar (em geral não inferior a $2d$). A disposição das estacas no grupo põe-se de forma a conseguir a maior economia (menor volume) possível nos maciços de encabeçamento. Deve dizer-se, de passagem, que os blocos de encabeçamento das estacas são caros e custam às vezes pouco menos que as próprias estacas.

As figuras que se seguem indicam formas apropriadas de conceber maciços de estacas verticais com a maior economia possível de betão.

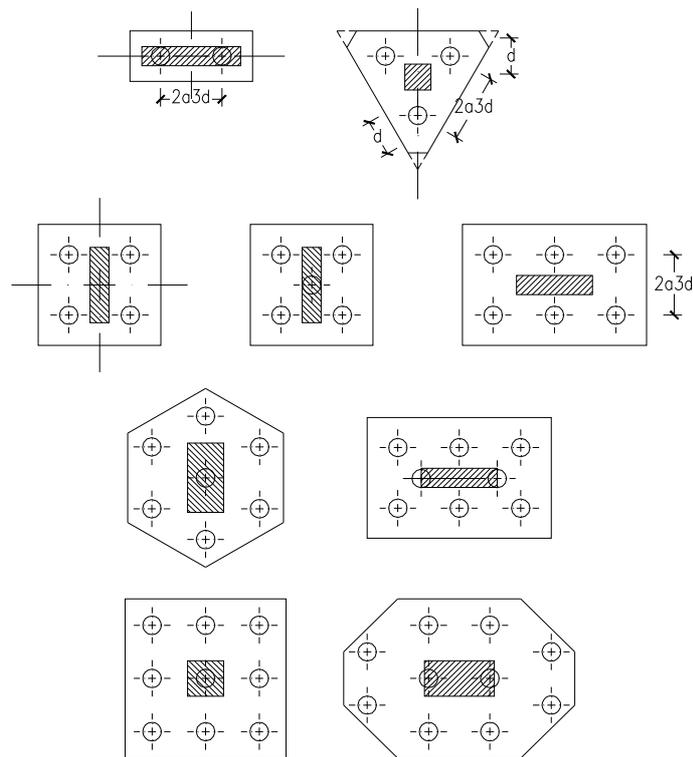


FIG. 8.5.3

8.6 – Cálculo dos esforços nas estacas de um maciço (simplificação quando só há estacas verticais de igual comprimento)

Uma vez reconhecido que a melhor solução para uma fundação é a estacaria, por razões técnicas e/ou económicas, há que "projectar", em geral com tentativas sucessivas os grupos de estacas. Na sua concepção entram considerações já feitas do "tirante" de água, tipo de perfil geotécnico, tipo de obra, etc. É vez agora de falar das solicitações ou acções. Elas variam extraordinariamente com o tipo de obra e com as circunstâncias. Assim, a combinação de acções a considerar para os pilares de um edifício é, em geral, segundo o R.S.A. (Regulamento de Segurança e Acções) apenas o peso próprio, as sobrecargas regulamentares nos pavimentos e a acção do vento com o correspondente factor ψ . Eventualmente, a acção dominante poderá ser o vento ou os sismos, associados ao peso próprio, sobrecargas, variações de temperatura e/ou assentamentos diferenciais. As normas portuguesas contêm todos os elementos necessários à avaliação de tais acções que aplicadas à estrutura, são

transmitidas às fundações em geral através de pilares e por vezes também de "pilares-paredes".

Hoje os projectos devem também satisfazer os Eurocódigos em particular o Eurocódigo 1 (EC1), 1991 "Bases de projecto e acções em estruturas". As regras estabelecidas no EC1 não diferem substancialmente das estabelecidas no R.S.A..

Ao projectista de fundações é, em geral, dado um "plano de cargas".

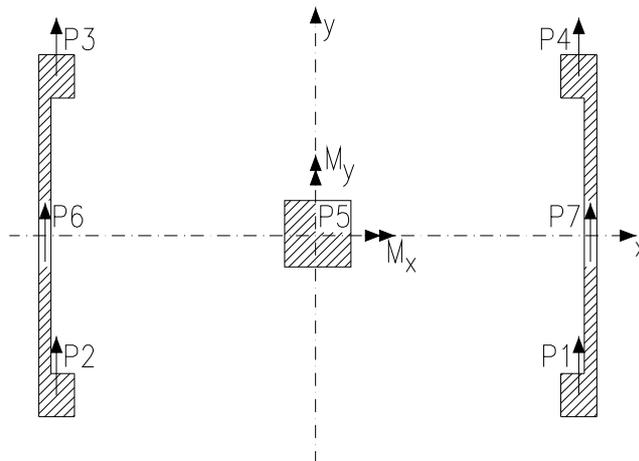


FIG. 8.6.1

Esse plano consta das cargas (forças e momentos) na base dos pilares calculados pela "análise" ou "cálculo" da estrutura hiperestática em geral, e deve fornecer separadamente os esforços devidos a:

- cargas permanentes, devidas ao peso próprio e outros S_g
- cargas variáveis, devidas às sobrecargas regulamentares S_q e respectivo factor ψ .
- cargas variáveis devidas ao vento S'_q e respectivo factor ψ .
- outras (sismos, temperaturas, etc.) S'_q .

Para ser completo o plano de cargas deve conter os esforços na base dos pilares com e sem majoração para os vários tipos de acção (cargas permanentes e acções variáveis).

Uma vez escolhido o tipo de estaca, se as forças horizontais não forem muito importantes, como em geral o não são nos edifícios, ou se houver "paredes de rigidez" ou paredes "cortantes", projectam-se grupos de estacas verticais; um grupo em geral, para cada pilar isolado. Escolhido o diâmetro e tipo de estaca e conhecido o perfil geotécnico, calcula-se a "carga de segurança". Q_s da estaca, ou a resistência de projecto R_{cd} , primeiro sem "efeito de

grupo". A partir desse valor, e por métodos simplificados (ou "rigorosos" quando as estacas não forem verticais) estima-se o número de estacas.

Assim, suponhamos que um pilar tem as seguintes cargas sem majoração (*Se as cargas forem de projecto, F_d , os cálculos que se seguem seriam semelhantes só que em vez de Q_s deverá usar-se a carga resistente de projecto R_{cd} , para as estacas, nomeadamente para a estaca mais carregada.)

$$P_v = 800 \text{ tf}, \quad P_h = 40 \text{ tf}, \quad M_x = 320 \text{ tfm} = M_y$$

(Isto na combinação de acções mais desfavorável). As estacas de 0,60 de diâmetro, por hipótese, têm $Q_s = 150 \text{ tf}$. Suponhamos ainda que as dimensões do pilar são de 1,80 x 1,80. Com um furo central de 0,50 x 0,50:

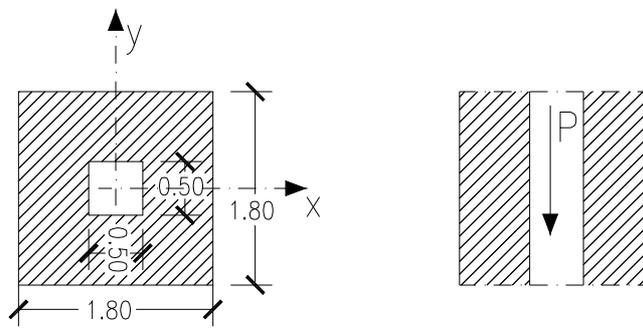


FIG. 8.6.2

As excentricidades de P_v são $e_x = e_y = 0,30 \text{ m}$. Sendo assim, é natural que o acréscimo de carga devida aos momentos na estaca mais carregada não seja muito grande, mas, será mesmo assim importante. Só para as 800 tf, precisaríamos de 6 estacas. Tendo em conta os momentos é natural que sejam precisas (estimámos) 9 estacas. Vamos espaçá-las 2d, (em princípio) e assim obtemos o maciço da Fig. 8.6.3. Para obter a carga na estaca mais carregada usaremos a seguinte fórmula (semelhante à da flexão composta) que adiante generalizaremos:

$$Q_i = \frac{N}{n} + \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} - \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad 8.6.1$$

- Q_i = carga na estaca i
- N = momento (vector) em torno de yy
- M_x = momento (vector em torno de xx
- M_y = momento (vector em torno de yy
- n = número de estacas

$x_i, y_i =$ coordenadas que definem a posição da estaca num sistema de eixos principais centrais de inércia do grupo

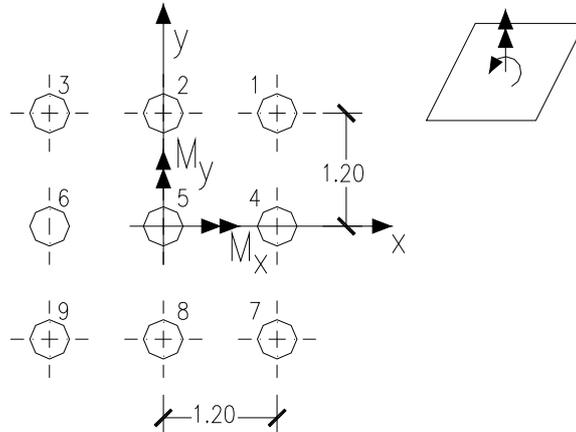


FIG. 8.6.3

Calculemos a carga na estaca mais carregada (estaca 7) pela fórmula acima indicada que adiante será demonstrada. Teremos:

$$Q_7 = \frac{800}{9} + \frac{320 \times 1,20}{\sum x_i^2} - \frac{320 \times (-1,20)}{\sum y_i^2} = \frac{800}{9} + 2 \times \left[\frac{320 \times 1,20}{6 \times 1,20^2} \right] = 177,8 \text{tf}$$

Assim, as 9 estacas não chegam. Ou se alarga o bloco ou se usam mais estacas. É uma questão económica. Se alargarmos o bloco, mantendo a simetria teríamos:

$$150 = \frac{800}{9} + 2 \times \left[\frac{320 \times e}{6 \times e^2} \right] \Rightarrow e = 1,75 \text{m}$$

Vê-se, pois que, em princípio, vale a pena alargar o espaçamento das estacas. Vamos tomar o espaçamento $e = 1,75 \text{ m}$.

Então:

$$Q_7 = \frac{800}{9} + 2 \times \left[\frac{320 \times 1,75}{6 \times 1,75^2} \right] = 149,8 \text{tf}$$

Quanto à carga horizontal, podemos por exemplo verificar que devido a essa carga, a tensão tangencial média na base do bloco de estacas, o qual terá de ter pelo menos as dimensões de $3,70 \times 3,70$, seria:

$$\tau = \frac{40 \text{tf}}{3,70 \times 3,70} = 2,92 \text{tf} / \text{m}^2 = 29,2 \text{kN} / \text{m}^2$$

É natural que o próprio atrito entre a base do bloco e o terreno seja suficiente para "absorver" esta tensão. Supondo por exemplo uma areia, mesmo não coesiva, compacta, com $\phi = 35^\circ$ e o bloco "enterrado" e com plano de base a 1,50 de profundidade, teríamos, grosseiramente:

$$\sigma_v = 2,50 \text{ tf/m}^3 \times 1,50 = 3,75 \text{ tf/m}^2 \Rightarrow \tau_r = 3,75 \times \text{tg } 35^\circ = 2,63 \text{ tf/m}^2 = 26,3 \text{ kN/m}^2.$$

Concluíamos pela quási suficiência e ainda não considerámos os impulsos laterais e a própria resistência lateral do maciço de estacas e a resistência ao corte das referidas estacas, donde podemos concluir a desnecessidade de colocar estacas inclinadas, ou alternativamente usar estacas de grande diâmetro com grande resistência a esforços transversos.

É claro que o cálculo que se faz para esta combinação de acções far-se-ia para qualquer outra.

Poderia eventualmente interessar-nos saber no caso da acção de base ser o vento se a carga de "cálculo" $Q_d = 1,50 \times Q_s = 1,50 \times 150 \text{ tf}$ seria excedida. Isso em edifícios é pouco provável dada a dominância do peso próprio. Para esse caso tomávamos:

$$S_d = 1,5 S_g + (\psi_0 S_q + S_q'' \text{ (vento)}) \times 1,5$$

nos termos do R.S.A..

Cálculo dos Esforços nas Estacas de um Maciço de Estacas Verticais

Supõe-se que a carga N no maciço de estacas é vertical havendo momentos no maciço cujo vector tem duas componentes no plano horizontal, M_x e M_y .

A obtenção dos esforços nas estacas, supostas linearmente elásticas e com ponteiras em terreno rígido à mesma profundidade, faz-se aplicando a fórmula da "flexão composta". Isto é, (Fig. 8.6.3), calculando a posição do centro de gravidade das secções rectas das estacas e a partir dela os eixos principais centrais de inércia das mesmas áreas.

Se as estacas forem todas iguais, cada estaca pode tornar-se como uma unidade e, desprezando os momentos locais da inércia de cada estaca, obtém-se como já vimos, a seguinte fórmula para carga (axial) na estaca i :

$$Q_i = \frac{N}{n} + \frac{M_y x_i}{\sum_{j=1}^n x_j^2} - \frac{M_x y_i}{\sum_{j=1}^n y_j^2} \quad 8.6.1$$

$$\left(\sum_{j=1}^n x_j^2 = I_{yy} \quad \text{e} \quad \sum_{j=1}^n y_j^2 = I_{xx}, \text{ onde } I_{xx} \text{ e } I_{yy} \text{ são momentos principais de inércia} \right)$$

onde:

- n = número de estacas;
- N = carga vertical total (do pilar) no maciço;
- M_x = momento (vector) em torno do eixo dos xx;
- M_y = momento (vector) em torno do eixo dos yy;
- x_i e y_i as coordenadas do centro da estaca \underline{i} .

Observa-se que os eixos representados na Fig. 8.6.3, são já os eixos principais centrais de inércia. No caso de uma disposição irregular das estacas no maciço, o c.g. tinha de ser previamente determinado e, bem assim a orientação dos eixos principais da inércia. É claro que, se a carga N e os momentos M_x e M_y forem provenientes de uma combinação de acções correspondente, por exemplo, ao caso da acção da base ser sobrecarga, teremos:

$$N = N_d = 1,5 N_g + 1,5 (N_q + \psi_0 N_w) \quad 8.6.2$$

Onde N_d é a carga do "projecto".

N_g é a carga vertical no maciço devido às cargas permanentes (pesos próprios).

N_q é a carga vertical no maciço devido às sobrecargas regulamentares.

N_w é a carga vertical no maciço devido ao vento característico (regulamentar).

ψ₀ é um factor <1 (0,6) para transformar as acções características (vento ciclónico) em acções "habituais" (vento habitual).

Expressões semelhantes a (8.6.2) se obteriam para os momentos M_x e M_y.

Generalização do Cálculo dos Esforços em Estacas Verticais com Cargas Axiais.

(Maciço com estacas de secções rectas diferentes e com espaçamentos iguais ou não (mas todas com o mesmo comprimento))

Consideremos o maciço da Fig. 8.6.4.

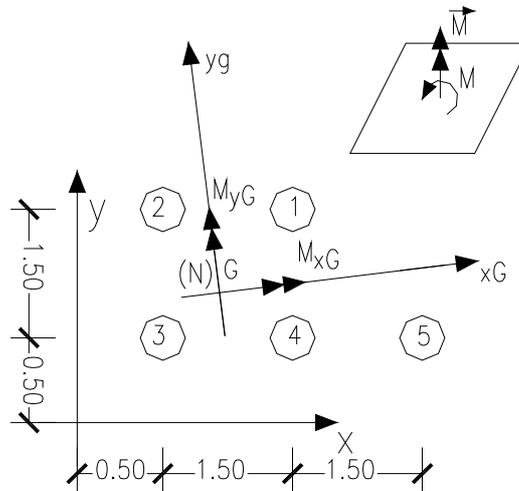


FIG. 8.6.4

A generalização da fórmula (8.6.1), que dá o esforço Q : na estaca i do maciço e que é semelhante à fórmula da “flexão composta” faz-se, considerando não a força Q_i mas a tensão normal (axial) na estaca i de coordenadas (x_{iG}, y_{iG}) em relação ao sistemas de eixos principais centrais de inércia do maciço de estacas (cortado por um plano horizontal).

Então, pela mesma fórmula da “flexão composta” temos:

$$\sigma_i = \frac{N}{\sum_{j=1}^n A_j} + \frac{M_{yG} x_{Gi}}{\sum_{j=1}^n A_j x_{Gj}^2} - \frac{M_{xG} y_{Gi}}{\sum_{j=1}^n A_j y_{Gj}^2} \quad 8.6.3$$

onde n = número de estacas do maciço, A_j a área da secção recta da estaca j

$(x_{Gi}; y_{Gi})$ as coordenadas do ponto de intercepção do eixo da estaca i com o plano horizontal,

N é a força vertical no maciço (reduzida ao centro da gravidade G do maciço)

M_{xG} é a componente do vector momento aplicado no maciço segundo o eixo x_G (principal central da inércia), depois da redução da solicitação ao ponto G .

M_{yG} é a componente do vector momento aplicado no maciço segundo o eixo y_G (principal central da inércia), depois da redução da solicitação ao ponto G .

(Nota: Rever num livro de texto de “Resistência de Materiais” a determinação dos eixos principais centrais de inércia de um conjunto de áreas, ou conjunto das secções rectas A_j das estacas, e a mudança de uma força e um momento de um ponto $P(x,y)$ para outro $G(x',y') \rightarrow G(x_G, y_G)$).

Fica como exercício a aplicação da fórmula (8.6.3) ao exemplo da Fig. 8.6.4, supondo-se, que a carga vertical é $N = 6000$ kN e os momentos relação aos eixos x,y são $M_x = M_y = 1000$ kNm. As estacas 1 e 2 têm diâmetros de 0,60 m e as 3 e 4 diâmetros de 0,50m kNm.

As fórmulas que apresentámos (8.6.1) a (8.6.3) só são válidas para grupos de estacas verticais. Quando o grupo tiver estacas inclinadas para avaliar os esforços (carga axial, esforços transversos e momentos flectores e torcer) na cabeça de cada estaca, há que fazer um cálculo mais desenvolvido que é dado na secção seguinte.

No caso de se tratar de um "dolfim" ou "duque d'alba" há que ter em grande consideração os esforços de amarração dos navios que são praticamente horizontais com valores iguais à força de rotura dos cabos de amarração e que anda na ordem das 200 tf. Criam-se assim, esforços de tracção muito importantes nas estacas devidos às forças horizontais e a momentos da componente horizontal e mesmo momentos torçores (de vector vertical).

Se se trata de uma ponte cais para atracação de navios com fundação em estacaria há que considerar além dos esforços de tracção nos "cabeços" de amarração, também os esforços de compressão lateral e choque dos navios contra as "defensas". Inclusive, há que projectar um sistema de estacaria que resista bem a esforços de torção. Neste caso ter-se-ão de usar estacas inclinadas para "absorver" todos estes tipos de esforços. Além disso, parte do maciço de estacaria fica fora do solo. Essa parte pode atingir a ordem dos 20 m sendo sempre superior aos 15 m: (calado de 12m + maré + folga).

Vê-se assim que o tipo de acção dominante e o tipo da obra e suas condições definem a melhor distribuição das estacas, a sua inclinação e tipo. Tudo isso também tem de ter relação com o perfil geotécnico do terreno, como é evidente.

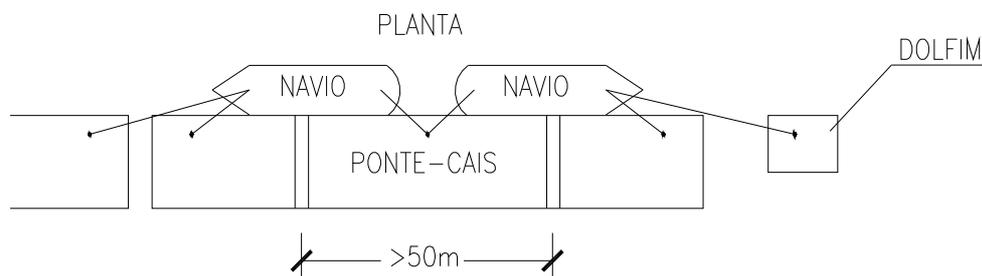


FIG. 8.6.5

8.7 – Cálculo dos esforços nas estacas de um grupo qualquer.

(*Ver Boletim n° 29 da F.E.U. Porto, de Maio de 1979)

0

Os métodos actuais tomam em consideração a presença do terreno. Assim, as estacas são consideradas corpos com grande rigidez "embebidos" num meio (elástico, homogéneo e isotrópico!) de bem menor rigidez (o solo). A "rigidez" aqui tem o significado de módulo de "elasticidade", ou melhor, módulo de deformação (E_p para a estaca e E_s para o solo).

Para isso já antes definimos a forma de calcular a matriz da rigidez do "sistema" estaca-terreno, rigidez essa determinada (calculada ou medida) na cabeça da estaca e em termos de eixos locais. Costuma "reduzir-se" a acção que actua no bloco de estacas a um sistema de eixos cartesianos ortogonais situado no centro de gravidade e no plano da base do bloco. Porém, parece-nos mais correcto considerar o plano médio quando o bloco tiver espessura constante ou, no caso mais geral de a não ter, considerarmos um plano horizontal qualquer.

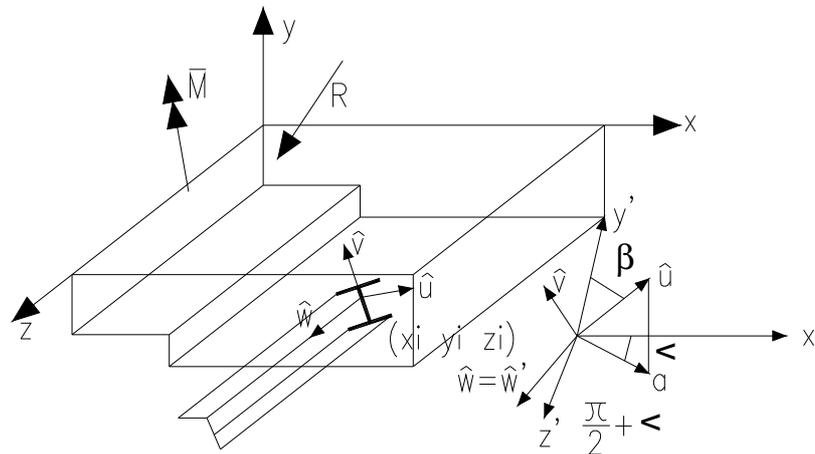


FIG. 8.7.1

Tomemos então um referencial geral qualquer XYZ. Seja i uma estaca cujo centro de gravidade da secção transversal da cabeça encastrada no maciço tem as coordenadas $X_i Y_i Z_i$. A estaca pode ser definida pelas coordenadas $X_i Y_i Z_i$, e, por um sentido (vector unitário \hat{u} dirigido ao longo do seu eixo) e por um ângulo que defina no espaço a posição dos eixos principais (centrais) de inércia da sua secção recta (v, w). Porém, para maior clareza de exposição do método de cálculo vamos usar a alternativa de definir a posição da estaca por três ângulos além das coordenadas da cabeça: são eles o ângulo β que o vector unitário, \hat{u} , que representa o eixo da estaca em direcção e sentido, forma com um eixo paralelo ao eixo vertical geral. O ângulo α que a projecção horizontal desse vector forma com o eixo X' (paralelo a X) e o ângulo γ que o eixo w forma com a sua projecção w' no plano horizontal de referência e com o sentido do eixo geral Z . Claro que no caso de estacas de secção recta

circular é sempre possível escolher um eixo w assente num plano horizontal e orientado no sentido dos Z . Portanto, para estacas de secção circular será sempre $\gamma = 0$. Se para uma secção rectangular (ou quadrada) há necessidade de considerar, eventualmente, $\gamma \neq 0$, mesmo assim, o mais vulgar é termos um dos eixos principais de inércia da estaca, paralelo ao plano horizontal, qualquer que seja a posição da estaca.

Em termos de eixos locais a matriz de rigidez da cabeça da estaca será:

F \ u	1	2	3	4	5	6
F_u 1	k_{11}					
F_v 2		k_{22}				k_{26}
F_w 3			k_{33}		k_{35}	
M_u 4				k_{44}		
M_v 5			k_{53}		k_{55}	
M_w 6		k_{62}				k_{66}

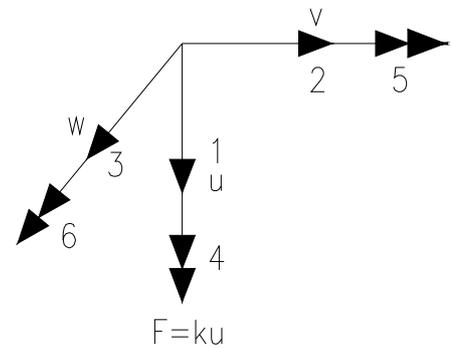


FIG. 8.7.2

com:

$$k_{11} = \frac{EA}{L'} \quad L' < L \quad 8.7.1$$

$$k_{22} = k_{33} = \alpha_2 E_s \times L \quad 8.7.2$$

$$k_{44} = \frac{G_p J^*}{L} \quad 8.7.3$$

$$k_{55} = k_{66} = \alpha_4 \times E \times L^3 \quad 8.7.4$$

$$-k_{26} = -k_{62} = \alpha_3 \times E_s L^2 = k_{35} = k_{53} \quad 8.7.5$$

f_u = carga axial na estaca;

f_v e f_w = forças transversais;

M_u = momento torçor;

M_v e M_w = momentos flectores;

J^* = momento de inércia à torção;

G_p = módulo de elasticidade transversal do material da estaca;

$G_p = E_p / (2(1 + \nu))$, ν = coeficiente de Poisson.

L' = comprimento reduzido da estaca para ter em conta que só parte da carga é transmitida à ponteira. $L' = L/2$ para estacas flutuantes (Bowles, 1996).

$$\alpha_2 = (2,1356 K_R^{-0,1676} - 1,0605 K_R^{-0,1807})^{-1} \quad 8.4.28$$

$$\alpha_3 = (1,3586 K_R^{-0,4422} - 2,7368 K_R^{-0,491})^{-1} \quad 8.4.30$$

$$\alpha_4 = (1,7405 K_R^{-0,7037} - 0,8614 K_R^{-0,7168})^{-1} \quad 8.4.29$$

Com

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad 8.4.22$$

E_p e I_p são respectivamente o módulo de elasticidade do material e o momento de inércia da secção recta da estaca. (Suposta com simetria na inércia)

E_s é o módulo de "elasticidade" do solo.

Em princípio estamos a admitir que as estacas têm secção circular quadrada ou outra com simetria. Se fossem rectangulares, por exemplo, os valores de K_R nas duas direcções principais da secção transversal seriam diferentes e daí serem diferentes os α_i numa ou noutra direcção. Estas alterações poderiam introduzir-se na matriz de rigidez da Fig. 8.7.2.

As expressões são válidas para $10^{-4} < K_R < 10^{-2}$ (aproximadamente).

Fora destes valores ver gráficos de Poulos (ASCE, JSM, 5, May 1971, p. 711/731).

Vamos supor, o caso de $\gamma = 0$ e que o eixo \hat{v} aponta no sentido positivo Y, isto é, um dos eixos principais centrais de inércia da secção recta da estaca é horizontal. Calculemos as componentes do vector unitário \hat{u} , definido do eixo da estaca i , em termos das coordenadas de X' , Y' , Z' paralelos a X, Y, Z.

Será:

$$\{\hat{u}_i\} = \begin{Bmatrix} \text{sen}\beta & \cos\alpha \\ \cos\beta \\ \text{sen}\beta & \text{sen}\alpha \end{Bmatrix} \quad 8.7.6$$

$$\{w_i\} = \begin{Bmatrix} \cos(\pi/2 + \alpha) \\ 0 \\ \text{sen}(\pi/2 + \alpha) \end{Bmatrix} \quad 8.7.7$$

$$\hat{v} = \hat{w} \wedge \hat{u} = \begin{Bmatrix} i & \hat{j} & \hat{k} \\ w_x & w_y & w_z \\ u_x & u_y & u_z \end{Bmatrix}$$

$$u_i = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{Bmatrix}, \quad \hat{v} = v_i = \begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{Bmatrix}, \quad w_i = \begin{Bmatrix} w_x \\ w_y \\ w_z \end{Bmatrix}$$

$$\{\hat{v}\} = \begin{Bmatrix} -\cos\alpha & \cos\beta \\ +\text{sen}\beta \\ -\text{sen}\alpha & \cos\beta \end{Bmatrix} \quad 8.7.8$$

As componentes (8.7.6) são também as componentes segundo os eixos gerais X, Y, Z correspondentes à força local $F_u=1$. De modo análogo (8.7.8) são as componentes segundo X, Y, Z de uma força local $F_v = 1$ e de modo análogo para (8.7.7) que são as componentes de uma força local $F_w = 1$.

Os momentos destas componentes em relação aos eixos do sistema geral são $[c_i] \{u_i\}$ para o vector \hat{u} , e de modo análogo $[c_i] \{v_i\}$ e $[c_i] \{w_i\}$ para v_i e w_i respectivamente, com

$$c_i = \begin{Bmatrix} 0 & -Z_i & Y_i \\ +Z_i & 0 & -X_i \\ -Y_i & X_i & 0 \end{Bmatrix} \leftarrow \text{matriz de translac\c{c}\~{a}o} \quad 8.7.9$$

De um modo geral, as for\c{c}\~{a}s "generalizadas" aplicadas na estaca i (na cabe\c{c}\~{a}) est\~{a}o relacionadas com as for\c{c}\~{a}s locais pela rela\c{c}\~{a}o

$$P=P_i = A_i F_i \quad , \quad A_i = \begin{bmatrix} A_{FF} & A_{FM} \\ A_{MF} & A_{MM} \end{bmatrix} \quad 8.7.10$$

P_i s\~{a}o as for\c{c}\~{a}s generalizadas no sistema geral e F_i s\~{a}o as mesmas for\c{c}\~{a}s no sistema local. onde A_i \c{e} uma matriz de 6 x 6 formada pelas matrizes de rota\c{c}\~{a}o dos eixos e de translac\c{c}\~{a}o. A_{FF} s\~{a}o as for\c{c}\~{a}s no sistema geral X, Y, Z devidas \~{a}s for\c{c}\~{a}s do sistema local; A_{MF} s\~{a}o os momentos no sistema geral devidos \~{a}s for\c{c}\~{a}s no sistema local; A_{MM} s\~{a}o os momentos no sistema local. A_{FM} seriam as for\c{c}\~{a}s no sistema geral provenientes de momentos no sistema local. Como momentos n\~{a}o produzem for\c{c}\~{a} $A_{FM} = 0$.

Portanto, a matriz A_i ser\~{a} explicitamente dada no quadro (8.7.1).

Quadro 8.7.1

$F_u = 1$	$F_v = 1$	$F_w = 1$	$M_u = 1$	$M_v = 1$	$M_w = 1$
\hat{u}_i	v_i	w_i			
$\text{sen}\beta \cos\alpha$	$-\cos\alpha \cos\beta$	$-\text{sen}\alpha$	0	0	0
$\cos\beta$	$\text{sen}\beta$	0			
$\text{sen}\beta \text{sen}\alpha$	$-\text{sen}\alpha \cos\beta$	$\cos\alpha$			
$[c_i] \{\hat{u}_i\}$	$[c_i] \{v_i\}$	$[c_i] \{w_i\}$	\hat{u}_i	\hat{v}_i	\hat{w}_i

8.7.11

Se designarmos por $\Delta=\Delta_i$ os deslocamentos no sistema geral que s\~{a}o os mesmos para todas as estacas, e para o maci\c{c}\~{o}, por ser este considerado r\~{i}gido, e por e_i os deslocamentos no sistema local, teremos, pelo princ\~{i}pio de "contra gradi\~{e}ncia".

$$e_i = A_i^T \cdot \Delta \quad 8.7.12$$

(*Se P_i e F_i são, como têm de ser, estaticamente equivalentes, o trabalho de P_i em Δ tem de ser igual ao trabalho de F_i em e_i , isto é:

$$P_i^T \cdot \Delta = F_i^T \cdot e_i \text{ ou seja } F_i \cdot A_i^T \cdot \Delta = F_i \cdot e_i)$$

Por outro lado, a matriz de rigidez local, dá, por sua definição,

$$F_i = k_i e_i \quad \dots \quad 8.7.14$$

$$F_i = k_i A_i^T \cdot \Delta \quad 8.7.15$$

$$P_i = (A_i \ k_i \ A_i^T) \cdot \Delta \quad 8.7.16$$

$$P_i = K_i \cdot \Delta \text{ (por definição de matriz de rigidez } K_i) \quad 8.7.17$$

Portanto, a matriz de rigidez da estaca i no sistema geral, será:

$$K_i = A_i \ k_i \ A_i^T \quad 8.7.18$$

onde A_i é dada por (8.7.11), em função da geometria e posição da estaca, k_i é dada na figura 8.7.2.

A matriz de rigidez do grupo de estacas obtém-se somando apropriadamente as matrizes de rigidez das estacas

$$K = \sum_{i=1}^{i=n^{\circ} \text{ estacas}} A_i \ k_i \ A_i^T \quad 8.7.19$$

Os deslocamentos obter-se-ão invertendo K

$$\Delta = K^{-1} \cdot P \text{ ou } K \cdot \Delta = P \text{ (sistema de equações para obter } \Delta) \quad 8.7.20$$

onde P são as cargas (3 forças e 3 momentos) aplicadas ao bloco. Obtidos os Δ , obtêm-se os deslocamentos locais, de cada estaca (cabeça) pela operação:

$$e_i = A_i^T \cdot \Delta \quad 8.7.20$$

e daí os esforços

$$F_i = k_i A_i^T \cdot \Delta \quad 8.7.21$$

Um programa para este cálculo apresenta-se no Boletim nº 29, de Maio de 1979 da F.E.U.P..

Os esforços na cabeça de cada estaca são o esforço axial, mais dois esforços transversos seguindo os eixos v e w e um momento torçor (segundo o eixo da estaca) e dois momentos flectores segundo os eixos v e w .

O valor do esforço axial já é um máximo para toda a estaca e, bem assim, o momento torçor. Os momentos flectores podem não ser exactamente os máximos para todo o comprimento da estaca, mas não hão-de diferir muito dos máximos

Podemos, pois com esses esforços dimensionar as armaduras da estaca se ela for de betão. Na prática as armaduras-padrão usadas pelo construtor serão suficientes, podendo, eventualmente, ter de ser reforçadas.

Exemplo Cálculo dos esforços nas estacas do maciço da Fig. 8.7.3.

1. Cálculo da matriz de rigidez do bloco suposto rígido para o caso de estacas de betão de $d = 0,40$, com 20 m de comprimento.

Solo com $\nu = 0,25$

$$E_s = 500 \text{ tf/m}^2 \\ = 5000 \text{ kN/m}^2$$

As estacas supõem-se todas inclinadas de 20% sobre a vertical ($\text{tg } \beta = 0,20$) excepto as estacas 6 e 7 que são verticais. A componente vertical R_y da resultante actua no plano xy e tem uma excentricidade de 0,30m. A componente R_x actua 1,50 acima da base do bloco que contém o plano xz .

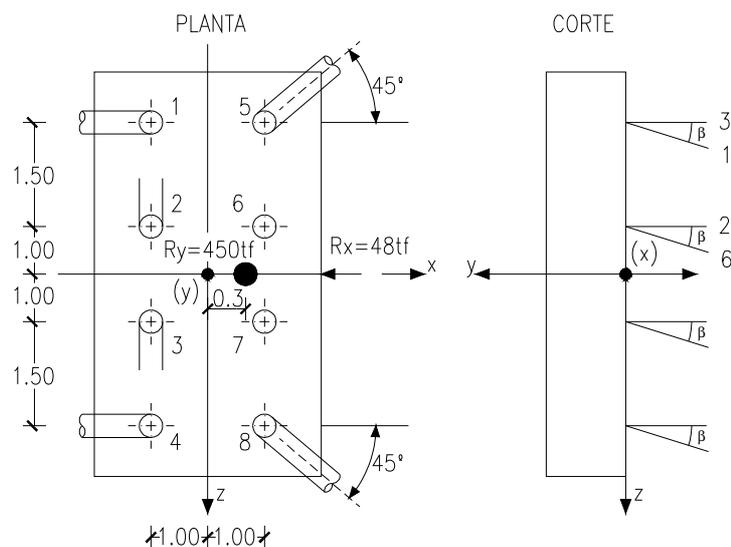


FIG. 8.7.3

$R_x = R_1 = - 48 \text{ tf}$ $R_y = R_2 = - 450 \text{ tf}$ $R_z = R_3 = - 15 \text{ tf}$ $M_x = R_4 = - 15 \times 2,80 = - 42 \text{ tfm}$ $M_y = R_5 = - 7,5 \text{ tfm}$ $M_z = (48 \times 1,50 - 450 \times 0,30) = - 63 \text{ tfm}$	$\text{tg } \beta = 0,20 \Rightarrow \beta = 11,3^\circ$ $\text{sen } \beta = 0,196$ $\text{cos } \beta = 0,981$ $\text{sen } \beta \text{ cos } \beta = 0,1923$ $\text{sen}^2 \beta = 0,0384$ $\text{cos}^2 \beta = 0,9624$
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

2. Cálculo da matriz de rigidez de cada sistema estaca-solo

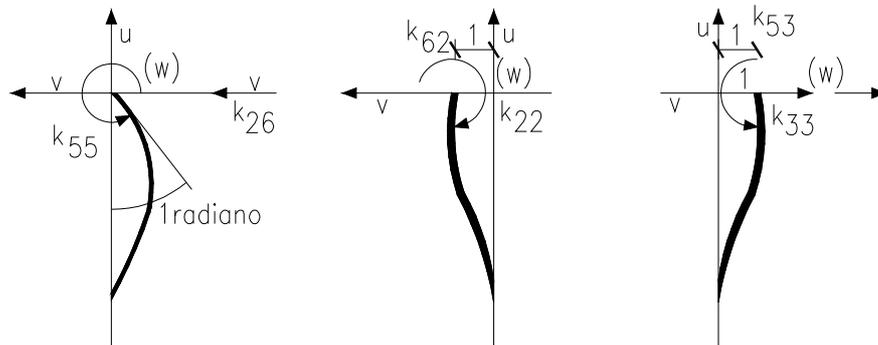


FIG. 8.7.4

$$k_{11} = \frac{EA}{L'}, \quad \text{toma-se para simplificar } L' = L = 20 \text{ m.}$$

$$E = 2000000 \text{ tf/m}^2$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 800000 \text{ tf/m}^2$$

$$A = \frac{\pi 0,40^2}{4} = 0,125 \text{ m}^2$$

$$k_{11} = \frac{2 \times 10^6 \times 0,125}{20\text{m}} = 12\,500 \text{ tf/m}$$

$$k_{22} = k_{33} = (2,1356 k_R^{-0,1676} - 1,605 k_R^{-0,1807})^{-1} \times E_s \times L = 6298 \text{ tf/m}$$

$$\left(k_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} = \frac{2,0 \times 10^6 \frac{\pi \times 0,40^4}{64}}{500 \text{tf/m}^2 \times 20^4} \approx 6,28 \times 10^{-5} \right)$$

$$k_{44} = \frac{G_p J}{L'} = \frac{0,8 \times 10^6 \times \frac{\pi \times 0,40^4}{32}}{20} \approx \frac{0,8 \times 10^6 \times 0,0050}{20} \approx 201,1 \text{ tfm/rad.}$$

$$k_{55} = k_{66} = (1,7405 k_R^{-0,7037} - 0,86434 k_R^{-0,7168})^{-1} E_s L^3 = 5816 \text{ tfm/rad.}$$

$$k_{35} = k_{53} = -k_{26} = - (1,3586 k_R^{-0,4422} - 2,7366 k_R^{-0,4291})^{-1} E_s L^2 = 2635 \text{ tf/rad.}$$

Montagem da matriz para a estaca 5 (por exemplo):

$$(P)_5 = (A)_5 (F)_5$$

$$\beta = 11,3^\circ$$

$$\alpha = -45^\circ$$

Substituindo $\sin \beta$, $\cos \beta$, $\sin \alpha$ e $\cos \alpha$ no Quadro 8.7.1, obtemos a seguinte matriz:

P \ F	1	2	3	4	5	6
1	0,139	$-0,981 \times \sqrt{2}/2$	$+\sqrt{2}/2$	0	0	0
2	0,981	0,196	0	0	0	0
3	0,134	$+0,91 \times \sqrt{2}/2$	$+\sqrt{2}/2$	0	0	0
4	$+0,981 \times 2,5$	$2,5 \times 0,196$	0	0,139	$-0,981 \times \sqrt{2}/2$	$+\sqrt{2}/2$
5	$+0,139 \times 2,5 -$ $-0,139 \times 1,0$	$2,5 \times 0,981 \sqrt{2}/2 -$ $-1 \times 0,981 \sqrt{2}/2$	$2,5 \sqrt{2}/2 -$ $-1 \times \sqrt{2}/2$	0,981	0,196	0
6	$0,981 \times 1,0$	0	0	0,139	$+0,981 \times \sqrt{2}/2$	$+\sqrt{2}/2$

Para as estacas que sejam paralelas a um dos planos coordenados, a matriz A_i seria muito simples. Assim, para a estaca 1 (por exemplo) viria A_1 dada por:

P \ F	1	2	3	4	5	6
1	0,196	-0,981	0	0	0	0
2	0,981	0,196	0	0	0	0
3	0	0	1,0	0	0	0
4	$+0,981 \times 2,5$	$0,196 \times 2,5$	0	0,196	-0,981	0
5	$-0,196 \times 2,5$	$0,981 \times 2,5$	1,0	0,981	0,196	0
6	$-0,981 \times 1,0$	$-0,196 \times 1,0$	0	0	0	1

A contribuição da matriz A_1 , para a matriz de rigidez do maciço de estacaria seria:

$$[K_1] = \begin{bmatrix} A_{FF} & 0 \\ A_{MF} & A_{MM} \end{bmatrix} \times [k_1] \times \begin{bmatrix} A_{FF}^T & A_{FM}^T \\ 0 & A_{MM}^T \end{bmatrix} \quad (b)$$

onde A_{FF} (3 x 3) seria o canto superior esquerdo de A_1 o qual dá, como já se viu em 8.7.10, as forças no sistema de eixos geral correspondentes a forças no sistema local u, v, w ligado à

estaca, e A_{MF} é o canto inferior esquerdo, que dá os momentos no sistema geral devidos a forças unitárias no sistema local. Por outro lado, A_{MM} contém os momentos no sistema geral, correspondentes a momentos unitários no sistema local. Como é evidente, de 8.7.11 $A_{MM}=A_{FF}$.

k_1 é a matriz de rigidez local da estaca 1, dada por:

		Matriz K_1					
P \ F	1	2	3	4	5	6	
1	12 500	0	0	0	0	0	
2	0	6 298	0	0	0	- 2 635	
3	0	0	6 298	0	2 635	0	(c)
4	0	0	0	201,1	0	0	
5	0	0	2 635	0	5 816	0	
6	0	- 2 635	0	0	0	5 816	

Substituindo as matrizes (a) e (c) em (b) obtém-se a matriz K_1 no sistema geral para a estaca 1, a qual dá a sua contribuição para a matriz de rigidez do maciço de estaca, que é apenas o somatório das matrizes de rigidez de todas as estacas do grupo.

8.8 – Armadura Normal de Estacas de Betão Armado. Disposições Construtivas. Momentos Flectores devidos ao Peso Próprio.

Para o dimensionamento da armadura da estaca precisamos do momento flector máximo. Esse pode eventualmente acontecer durante o manuseamento da estaca se fôr pré-fabricada, mas se fôr moldada "in situ" acontecerá necessariamente devido ao esforço horizontal H na cabeça e à reacção do solo. H resultará do cálculo dos esforços no bloco de estacas, mas M_{max} na estaca terá de resultar de hipóteses relacionadas com a rigidez da estaca e do terreno. Na secção 8.7 vimos como se calculam os esforços axiais, transversos e momentos flectores e torção na cabeça de uma estaca incluída num grupo.

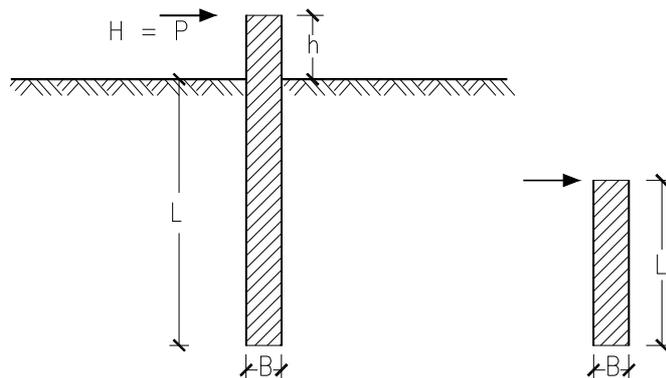


FIG. 8.8.1

As estacas pré-moldadas em betão armado têm, em geral, a sua armadura determinada pelas condições de "manuseamento" e cravação. É clássica a determinação da posição dos pontos A e B por onde se deve pegar uma estaca para que o momento flector seja mínimo (em módulo). Porém, deve notar-se que na prática não se poderá garantir que as estacas são todas manuseadas dessa forma. Caso comum a admitir será aquele em que a estaca é levantada por uma das extremidades. Ainda que isso aconteça não será razoável admitir que tal estaca se inutilizará. Portanto, a estaca deve ter armadura suficiente para resistir ao momento flector produzido por seu próprio peso quando simplesmente apoiada nas suas extremidades (B) (Fig. 8.8.2).

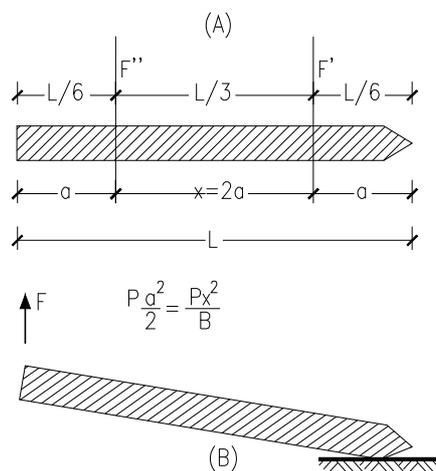


FIG. 8.8.2

Isto é:

$$M = p \frac{L^2}{8}$$

8.8.1

onde L é o comprimento da estaca e p o seu peso por metro linear.

Porque a posição da estaca poderá ser qualquer, a sua armadura deve ser simétrica, ou melhor, uniformemente distribuída em todo o perímetro. A estaca terá assim de pelo menos resistir ao momento flector indicado em (8.8.1) e a esforço transverso, sem carga axial, ou à carga axial máxima para ela prevista, calculada como pilar com carga axial, mas com comprimento de encurvadura reduzido se ela estiver, pelo menos na maior parte do seu comprimento, enterrada em solo relativamente compacto. A experiência e a teoria parecem mostrar que não há problemas de encurvadura em estacas de dimensões correntes enterradas em solos que não sejam muito moles. O EC7 (1994, p. 103) admite que só há que considera a encurvadura para estacas cravadas em solos com resistência inferior a $c_u = 15$ kPa.

Assim, só seria de considerar a encurvadura em estacas "trabalhando" de ponta e embebedas em solos muito moles, e porventura embebedas apenas em parte do seu comprimento (Fig. 8.8.4).

No entanto, há que considerar os momentos flectores e esforços transversos que lhe advirão dos deslocamentos do bloco de encabeçamento onde a supomos encastrada e ainda os esforços a que esteja submetida durante a cravação, estes de mais difícil avaliação.

Já vimos ao tratarmos do cálculo de esforços nos maciços de estacas quaisquer, como se poderão avaliar os momentos flectores e esforços transversos acima referidos.

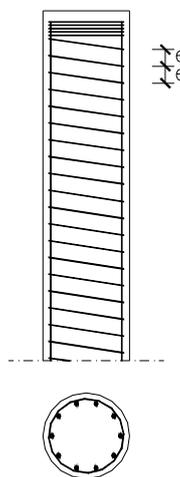


FIG. 8.8.3

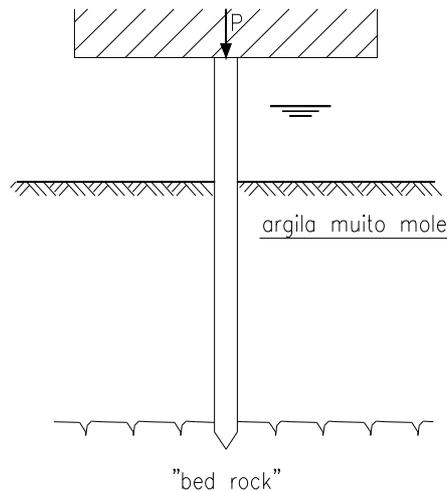


FIG. 8.8.4

Em qualquer caso há que armar a estaca com pelo menos a armadura mínima desde logo algo reforçada, portanto com pelo menos 0,2% de aço A400 rugoso, de preferência de dureza natural e para que, não sendo frágil, resistir em melhores condições a choques e vibrações da cravação. Se usarmos A235, o mínimo da armadura seria de 0,3%, ambos os valores ligeiramente acima dos mínimos regulamentares. Mas, de um modo geral, os momentos flectores mesmo só os devidos aos peso próprio, exigirão maior percentagem de armadura.

Além disso, as estacas deverão ser cintadas com ferros com o diâmetro mínimo ϕ de 6mm em hélice com um passo $e \leq 12d$ em que d = diâmetro dos ferros longitudinais.

Na escolha da armadura longitudinal convirá usar ferros não muito grossos, em princípio não superiores a 20mm, para estacas de diâmetros normais, e daí que o passo máximo da hélice não seja, nem deva ser superior a 20cm:

$$e_{\max} \leq 0,20m, \quad \text{por outro lado} \quad e_{\min} \geq 5cm$$

para permitir que a brita e areia do betão cheguem à periferia da estaca.

A cabeça da estaca, no entanto, deve ter armadura de cintagem reforçada para resistir às pancadas do pilão que tendem a provocar fortes tracções horizontais. Também a ponteira deverá ter ferragem apropriada e cintagem mais apertada. Nalguns casos chega a usar-se chapas de aço macio dobradas, contornando a ponteira e cruzando-se sobre ela sendo depois soldadas à armadura longitudinal.

Quanto à armadura para as estacas moldadas vale tudo o que se disse, excepto o facto de que não precisam de cabeça nem de ponteira reforçadas. Pelo contrário, se o terreno é razoável a partir de certa profundidade abaixo da qual se prevê já não haver momentos

flectores na estaca, ela pode ser deixada sem armadura, se a estaca tem diâmetro razoável (digamos $\geq 0,60$) como na prática sempre acontece com esse tipo de estacas.

8.9 – Dimensionamento dos Maciços de Encabeçamento de Grupos de Estacas de Betão Armado

Os maciços de encabeçamento dos grupos de estacas, em geral, são de espessura uniforme. Esta é definida ordinariamente por razões de "punçoamento" para a carga de segurança da estaca (sempre maior ou igual à carga de serviço) (Fig. 8.9.1). Se a carga na estaca já for a de cálculo, (R_d), não haverá que aplicar o coeficiente de majoração 1,5.

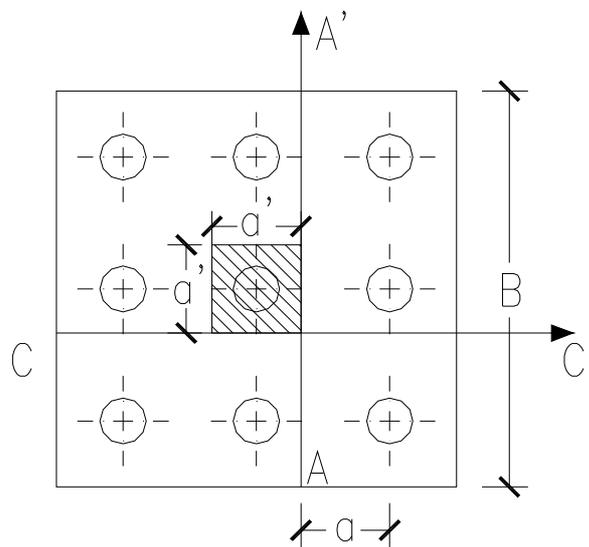


FIG. 8.9.1

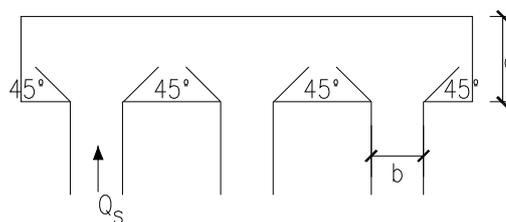


FIG. 8.9.2

A altura útil d do maciço de encabeçamento pode calcular-se a partir da condição de segurança ao punçoamento:

$$d \times \pi (b + d) \times \tau_1 \geq Q_s \times 1,5$$

sendo b o diâmetro da estaca e τ_1 dado no quadro Q_2 do capítulo 5 e pelo REBAP (Artº 53º).

Observa-se que neste caso, a estaca tem de estar suficientemente afastada dos bordos do maciço para que o perímetro crítico (de rotura) não venha reduzido.

Outro cálculo deverá ser feito relativo ao corte em "viga-larga" ao longo de uma eventual linha de rotura AA' á face do pilar.

Teríamos

$$d \times B \times \tau_1 \geq (Q_s \times 1,5) \times 3$$

Finalmente, há que considerar o momento "flector" que pode também condicionar a altura útil d se a armadura vier excessiva para o valor de d obtido na segurança ao corte.

De $M_d = 3(Q_s \times 1,5) \times (a+1,15 a')$, sendo a' a largura do pilar, tira-se a armadura por qualquer tabela de Betão Armado, escolhendo (por exemplo) betão B25 ($f_{ck} = 25$ Mpa) e aço A 400N.

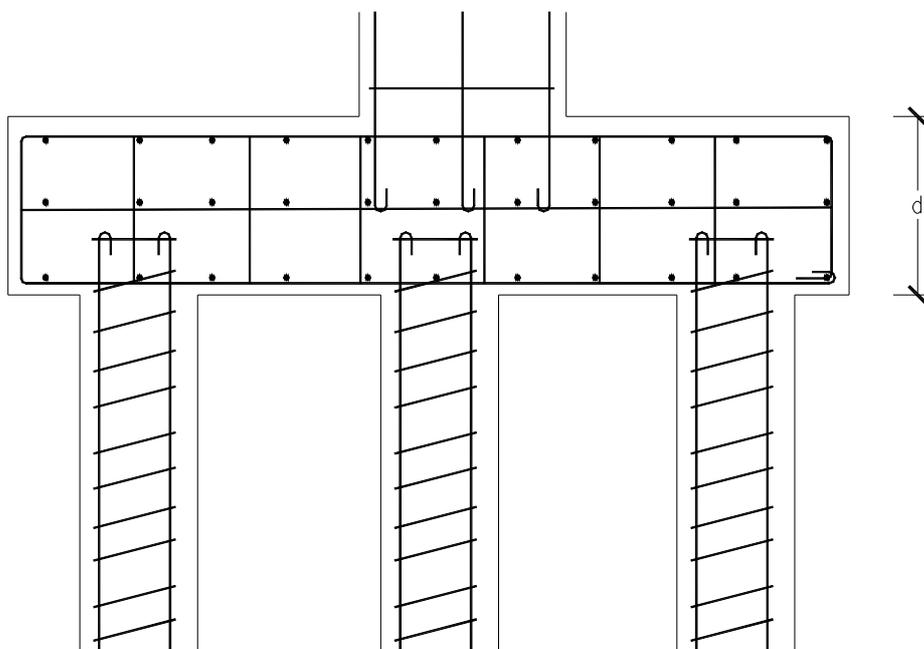


FIG. 8.9.3

Para $d > 0,80$ m tem de haver uma armadura "secundária" a meia altura do maciço de encabeçamento. Mesmo com valores de d menores, convirá prever armadura "secundária".

A armadura calcula-se nos dois sentidos da mesma maneira.

Cálculo de estacas de betão pré-fabricadas

Como já se disse, as estacas "pré-fabricadas" têm em geral a sua armadura condicionada pelo "manuseamento e cravação". Como a posição da estaca no "manuseamento" é qualquer (e muitas vezes também na "cravação"), a armadura longitudinal tem de distribuir-se uniformemente ao longo do perímetro. Ela terá de resistir:

- a) Ao momento flector devido ao peso próprio (p.p.) durante o manuseamento.
- b) Às pancadas do pilão.
- c) À carga axial máxima.
- d) Eventualmente, a essa carga e a um momento flector só determinável depois de concebido e calculado o maciço de estacas.

A estaca calcula-se primeiro como pilar sujeito à carga máxima, sem contar com encurvadura a não ser que boa parte da estaca fique fora do solo ou ele seja muito mole.

Suponhamos o caso extremo^(*) de uma estaca de diâmetro 0,60m com o comprimento de 20m.

Por razões construtivas, a estaca não será em geral exactamente circular, mas octogonal, mas para efeito de cálculo, tomamo-la como tal.

$$A = 0,283 \text{ m}^2$$

$$\text{peso/m} = 0,283 \text{ m}^3/\text{m} \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 0,7075 \text{ tf/m}$$

$$\text{Momento flector devido ao p.p.} = 35,375 \text{ tfm} = \left(\frac{p\ell^2}{8} \right)$$

(apoiada nos extremos)

Carga máxima tomaremos 150 tf o que dá uma tensão normal devida só ao esforço axial:

$$\sigma_{\max} \approx \frac{150\text{tf}}{0,283} = 530 \text{ tf/m}^2 = 5,3 \text{ MPa}$$

admitimos um betão com $f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ (25 MPa) e aço A400N na armadura principal e A235 na hélice de cintagem.

^(**) - Não é vulgar ter estacas pré-fabricadas com diâmetro superior a 0,60 m e comprimento muito além dos 20m por razões de dificuldades de cravação. O comprimento poderá ser maior se houver "tirante" de água.

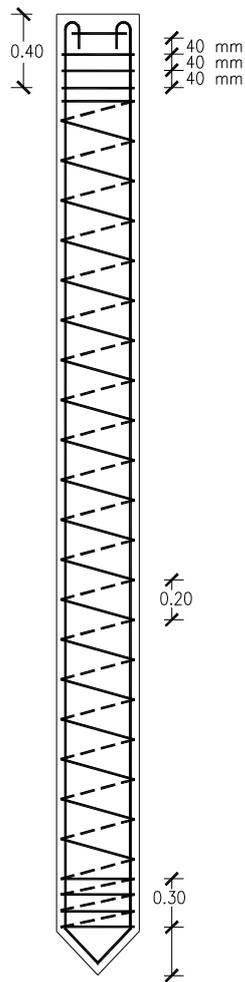


FIG. 8.9.4

O REBAP exige a armadura mínima de 0,25% da secção de betão. Uma vez que a estaca tem de resistir a momentos flectores e a pancadas do pilão; tomaremos para secção da armadura

$$w_{st} = 1\%$$

$$\text{Assim, teríamos } A_{st} = 2830 \text{ cm}^2 \times (1/100) = 28,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 9 \phi 20 \text{ mm}$$

Fazendo um cálculo de verificação da estaca quer como pilar quer como viga (durante o manuseamento) concluiríamos que esta armadura seria suficiente em ambos os casos.

É mesmo natural que, se o funcionamento no grupo não impuser à estaca momentos flectores importantes, se possa aceitar uma armadura de $8 \phi 20 \text{ mm} \Rightarrow A_t \approx 25 \text{ cm}^2$.

A carga axial, na ausência de momentos poderia ir até sensivelmente 200tf.

A acção dinâmica do pilão do bate-estacas é difícil de avaliar. Tudo o que há a fazer é proteger cuidadosamente a cabeça das estacas com "almofada de madeira cintada" ou outro material "elástico".

Pode haver muitos elementos "aleatórios" na cravação, provocando momentos flectores tais como, seixos grandes que a ponteira desvia sofrendo acções laterais deles derivadas. Por isso se devem projectar com folga as armaduras das estacas cravadas.

Para armaduras de cintagem tomaríamos o diâmetro de 6 ou 8 mm com passo de hélice igual a 20 cm.

Na cabeça e na ponteira o passo será apertado até ao limite mínimo: 1,5 vezes o diâmetro do maior grão do agregado. Para brita de 1", por exemplo $e = 3,75 \text{ cm}$.

Daí $\Rightarrow e_{\min} = 4 \text{ cm}$. (Fig. 8.9.5)

Estacas moldadas "in situ"

Como não têm de ser "manuseadas" só se conta com o esforço axial, se os momentos flectores e esforço e esforços transversos que lhe advêm da sua inserção no maciço de encabeçamento não forem significativos. Todavia, como a betonagem é em geral "submersa", convirá considerar para o betão B20 ($f_{ck} = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ kgf/cm}^2$) embora no caderno de encargos se imponha uma dosagem normal de cimento: 350 kg/m^3 de betão, no mínimo. Os agregados também têm de ser estudados de forma a dar uma densidade máxima ao betão.

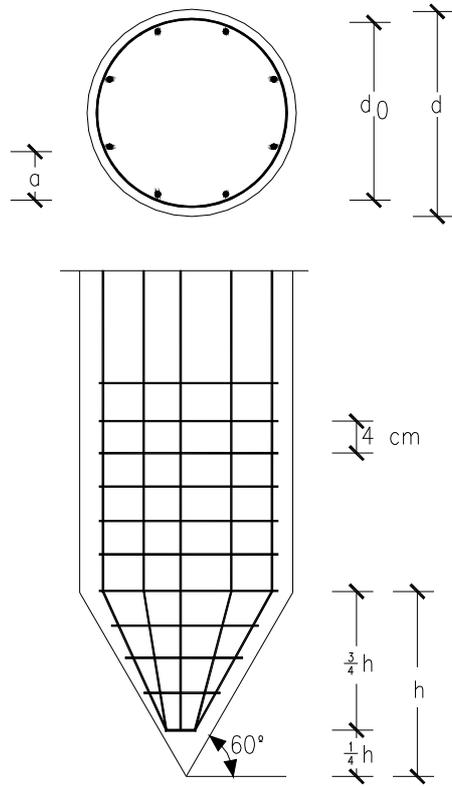


FIG. 8.9.5

Capítulo 9

ESTABILIDADE DE TALUDES

9.1 - Considerações Gerais

O conceito de talude neste capítulo é tomado na sua acepção mais geral, significando não só taludes naturais mas principalmente taludes de barragens de terra, de aterros rodoviários e ferroviários ou de aterros semelhantes, taludes de diques, ou obras de retenção de terras consideradas em conjunto com os respectivos aterros ou escavações (muros de suporte de todos os tipos, principalmente muros-cais, encontros de pontes, cortinas de estacas pranchas e construções celulares com estacas pranchas).

Com efeito, a maior incidência de desastres em fundações situa-se no deslizamento ou escorregamento geral dos terrenos que arrastam consigo as obras neles fundadas e não tanto em roturas locais do solo ou rocha de fundação. Daí a importância deste capítulo.

Pelo que diz respeito aos taludes naturais eles têm em geral a estabilidade necessária e suficiente, isto é, o coeficiente de segurança é 1. Os escorregamentos ou deslizamentos que ocorrem na natureza são provocados pelo Homem ou por fenómenos meteorológicos ou sísmicos. Neste último caso enquadram-se nas mudanças morfológicas normais da superfície terrestre e ao engenheiro de fundações ou geotécnico cabe o papel de principalmente interpretar cada situação geomorfológica e, em face de tendências já esboçadas e de dados estatísticos no que diz respeito a sismos, pluviosidade, neve, etc., do local, tomar medidas correctivas necessárias.

Entre as alterações de estabilidade de taludes naturais provocadas pelo Homem há que referir o efeito provocado nessa estabilidade pelo enchimento de albufeiras, especialmente em grandes barragens. Um exemplo trágico foi o da Barragem de Freijus onde a redução do coeficiente de segurança provocada pela inundação das bases dos taludes do vale onde se situa a albufeira levou ao escorregamento de quilómetros de encostas o que provocou uma onda semelhante a um "macaréu" que arrasou completamente povoações inteiras situadas muitos metros acima da crista da barragem.

O engenheiro de fundações não deve, pois, restringir o seu estudo à estabilidade da formação terrosa ou rochosa onde vai assentar a sua obra, mas deve olhar também para as alterações na estabilidade geral dos maciços terrosos ou rochosos que, no seu conjunto, a obra vai induzir.

9.2 - Métodos de Avaliação da Estabilidade

Nos princípios da Mecânica do Solo os aterros chegaram a considerar-se como um sólido elástico em conjunto com a fundação, calculando-se o estado de tensão em cada ponto pela teoria da elasticidade linear e estabelecendo tensões de segurança em função das características de resistência dos solos da fundação e de aterro (Fig. 9.2.1)*.

Cedo, porém, se reconheceu a necessidade de realizar cálculos à "rotura" e avaliar desse modo o coeficiente de segurança.

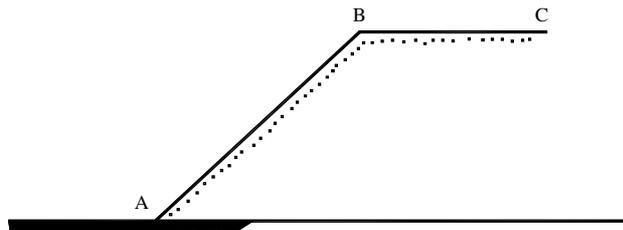


FIG. 9.2.1

O cálculo do coeficiente de segurança em relação ao equilíbrio limite ou de rotura incipiente, não é fácil. A maioria dos métodos baseiam-se na hipótese de que a superfície de ruptura é cilíndrica e tem directriz circular. Num dos primeiros métodos para calcular a estabilidade de aterros em solos argilosos Jakobson (1940) substituiu o aterro por uma carga distribuída correspondente à pressão vertical do aterro (peso próprio) na sua base. Isto é, ignorava a resistência do próprio aterro ao deslizamento, o que conduz a coeficientes de segurança demasiado baixos. Além disso, o método e outros análogos que se lhe seguiram, não possui generalidade, visto que só se refere a aterros sobre fundação argilosa (Fig. 9.2.2).

* - O ponto de maior concentração de tensões é o ponto A. Esse ponto será o primeiro onde se dá a plastificação do solo. Porém, a plastificação num ponto ou mesmo numa parte do maciço terroso desde que não muito extensa não significa perda de estabilidade. Bishop fez cálculos comparativos e verificou que a plastificação no ponto A se iniciava quando o coeficiente de segurança em relação ao deslizamento era ainda de 1,8.

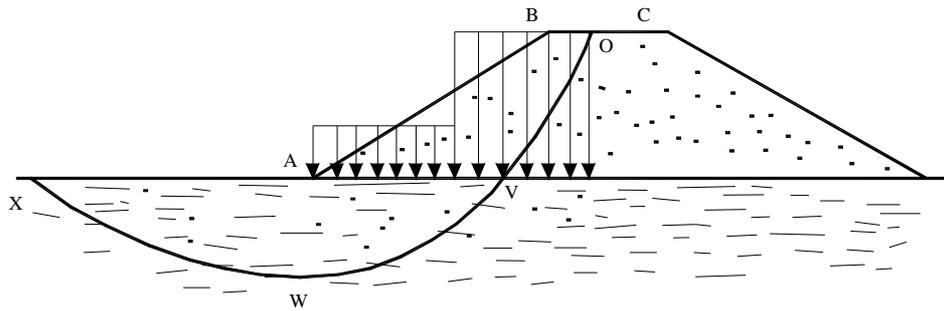


FIG. 9.2.2

9.3 - Métodos das Fatias. Método Sueco

De todos os métodos para o cálculo do coeficiente de segurança F , em relação à rotura, os mais usados são os métodos das fatias. Destes o método sueco foi o primeiro a desenvolver-se. Originalmente inventado por Fellenius (1927 e 1936), mas usado inicialmente em larga extensão na Suécia.

Consiste em admitir que há uma massa deslizante que se considera rígida e que a superfície de escorregamento ou de deslizamento é cilíndrica e de directriz circular. Admite por outro lado, que a segurança se mede por um factor F a determinar, tal que, reduzindo a(s) coesão(ões) do(s) solo(s) e a(s) tangente(s) do(s) ângulo(s) de atrito na proporção de F , se obtém ainda assim uma situação de equilíbrio limite, isto é, de rotura incipiente.

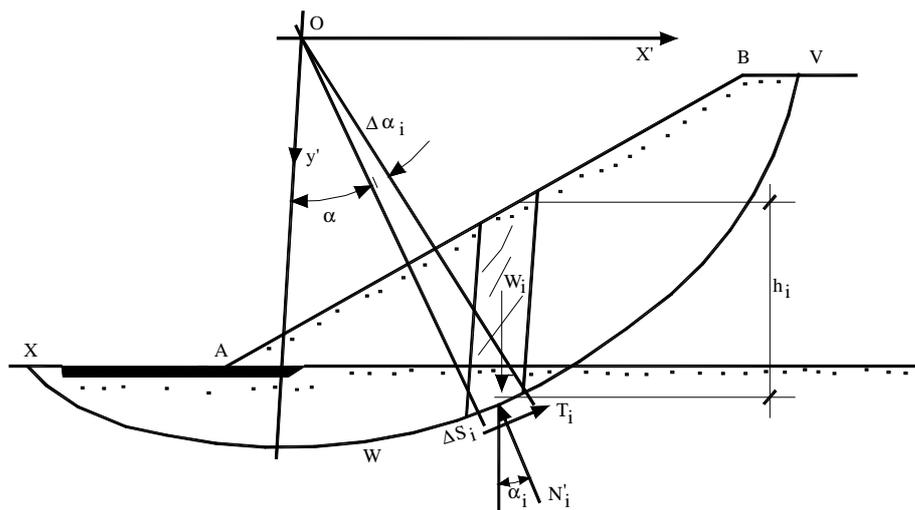


FIG. 9.3.1

Para estabelecer esse equilíbrio o método admite que a massa de solo que desliza [XWVAX] (Fig. 9.3.1) se comporta como um corpo sólido que escorrega sobre a superfície cilíndrica circular XWV. Como, mesmo com estas hipóteses ainda não seria fácil calcular F , o

método admite essa massa de solo idealmente dividida num certo número N de fatias de pesos W_i , por planos verticais espaçados de Δx_i , considerando-se que os pesos W_i , se transmitem à massa de solo que não desliza através dos correspondentes arcos Δs_i .

Para haver equilíbrio é necessário que

$$\sum F_{xi} = \sum_{i=1}^n T_i \cos \alpha_i - \sum N_i' \sin \alpha_i = 0 \quad 9.1. a$$

$$\sum F_{iy} = \sum_{i=1}^n W_i - \sum_{i=1}^n T_i \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^n N_i' \cos \alpha_i = 0 \quad 9.1. b$$

$$\sum M_{io} = \sum_{i=1}^n W_i \times x_i - \sum_{i=1}^n T_i R = 0, \quad n = n^\circ \text{ total de fatias} \quad 9.1. c$$

sendo T_i a componente tangencial do peso de cada fatia e N_i' a respectiva componente normal efectiva; R o raio do círculo e α_i o ângulo da normal com a vertical.

Para satisfazer as duas primeiras equações de (9.1) é condição suficiente, embora não necessária, que $T_i \cos \alpha_i - N_i' \sin \alpha_i = 0$ e também $W_i - T_i \sin \alpha_i - N_i' \cos \alpha_i = 0$. Ora, como T_i e N_i' são obtidas por decomposição de W_i , essas duas condições são, por esse facto, satisfeitas.

A 3ª equação (a de momentos) de (9.1) desenvolve-se na forma seguinte atendendo a que

$$x_i = R \sin \alpha_i \quad \text{e pela lei de Coulomb} \quad T_i = \left(\frac{c_i' \Delta s_i}{F} + N_i' \frac{tg \phi_i}{F} \right) \quad 9.2$$

$$\left(\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i \right) R - (\sum T_i) R = 0 \Rightarrow \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i = \frac{1}{F} \sum_{i=1}^n (c_i' \Delta s_i + N_i' tg \phi_i). \quad 9.3$$

No caso de não haver pressões de poro a dissipar, isto é, no caso da fundação e o aterro serem arenosos ou de o aterro ser arenoso e ser colocado com suficiente lentidão para evitar que se gerem pressões de poro significativas, a componente normal efectiva resultará da projecção de W_i na direcção da normal.

Assim:

$$N_i' = W_i \cos \alpha_i$$

Substituindo em (9.3) temos

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (c'_i \Delta s_i + (W_i \cos \alpha_i) \operatorname{tg} \phi'_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i},$$

$$\Delta s_i = R \times \Delta \alpha_i.$$

Se a fatia for homogénea, poderemos facilmente calcular W_i a partir da altura h_i e do peso específico do solo γ ; teremos $W_i = \gamma h_i \times \Delta s_i \times \cos \alpha_i$.

O coeficiente de segurança F_s será o menor dos valores de F calculados por (9.4) para vários círculos de deslizamento que a sentimento se mostrem ser os mais favoráveis ao deslizamento. Alternativamente poderemos obter os F_s para círculos com centros numa rede situada nas vizinhanças da vertical do pé do talude e para cada centro considerar vários raios até o círculo de maior raio tangenciar a base rígida do terreno abaixo do talude.

Como se vê a fórmula (9.4) é aplicável mesmo a solos heterogéneos, pois podemos considerar os ângulos de atrito e os pesos específicos variáveis de fatia para fatia. Assim, por exemplo, se tivéssemos 4 camadas de terrenos diferentes poderíamos fazer a divisão indicada na Fig. 9.3.2 de modo a que cada arco Δs_i se contenha num só tipo de terreno.

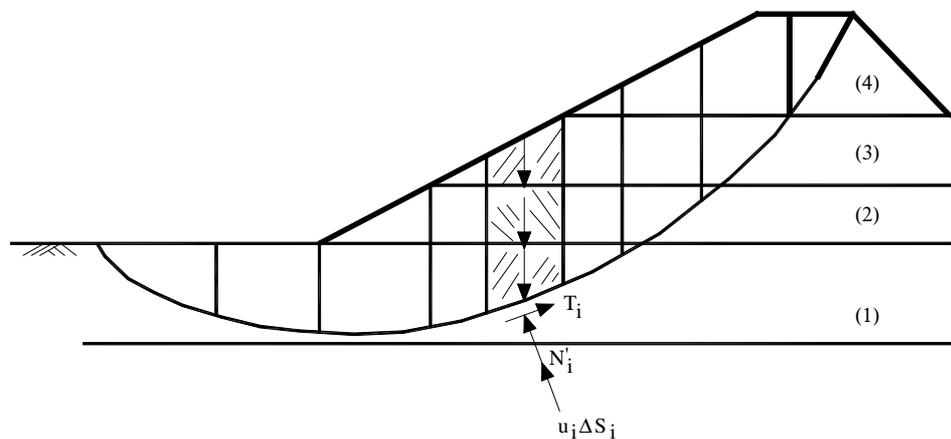


FIG. 9.3.2

Todavia, os métodos que usam superfícies de directriz circular de deslizamento são mais apropriados para maciços terrosos homogéneos, porque havendo uma camada de solo mais fraca, é natural que a superfície de deslizamento mais desfavorável passe por ela e já não tenha directriz circular.

$$\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i = \frac{1}{F} \sum_{i=1}^n (c'_i \Delta s_i + N'_i \operatorname{tg} \phi'_i) \quad 9.3$$

ou na sua equivalente

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (c'_i \Delta s_i + N'_i \operatorname{tg} \phi'_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i}, \quad 9.6$$

o valor de N'_i , o qual depende também de F . Assim, se na Fig. 9.4.1 (b) projectarmos as forças na vertical temos:

$$u_i \Delta s_i \cos \alpha_i + N'_i \cos \alpha_i + c'_i \times \frac{\Delta s_i}{F} \operatorname{sen} \alpha_i + \frac{N'_i}{F} \operatorname{tg} \phi'_i \operatorname{sen} \alpha_i = W_i;$$

ou seja

$$N'_i = \frac{W_i - \left(u_i \cos \alpha_i + \frac{c'_i}{F} \operatorname{sen} \alpha_i \right) \times \Delta s_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \phi'_i}{F} \operatorname{sen} \alpha_i} \quad 9.7$$

Substituindo (9.7) em (9.6) e arrumando os termos semelhantes temos:

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i} \sum_{i=1}^n \left[c'_i \Delta s_i + \frac{(W_i - u_i \cos \alpha_i \Delta s_i - \frac{c'_i}{F} \operatorname{sen} \alpha_i \Delta s_i) \operatorname{tg} \phi'_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \phi'_i}{F} \operatorname{sen} \alpha_i} \right]$$

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i} \sum_{i=1}^n \left[\frac{c'_i \Delta s_i \cos \alpha_i + c'_i \Delta s_i \times \frac{\operatorname{tg} \phi'_i}{F} \operatorname{sen} \alpha_i + (W_i - u_i \cos \alpha_i \Delta s_i) \operatorname{tg} \phi'_i - \frac{c'_i}{F} \operatorname{sen} \alpha_i \Delta s_i \operatorname{tg} \phi'_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \phi'_i}{F} \operatorname{sen} \alpha_i} \right] \quad 9.8$$

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i} \sum_{i=1}^n \left[\frac{\{c'_i \Delta x_i + \operatorname{tg} \phi'_i [W_i - u_i \times \Delta x_i]\}}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \phi'_i}{F} \operatorname{sen} \alpha_i} \right] \quad 9.8$$

Como se vê a equação (9.8) só pode resolver-se por tentativas arbitrando um valor inicial para o coeficiente de segurança (por exemplo $F_0 = 1,5$) e calculando um primeiro coeficiente F_1 , com F_0 e os outros valores que constam de (9.8). Repetindo os cálculos com o valor F_1 que se acabou de calcular determina-se F_2 , e assim sucessivamente até que $|F_k - F_{k-1}| < \epsilon$ onde ϵ se pode tomar, por exemplo, 0,01.

Note-se que um valor inicial já bastante próximo do real se poderia obter tomando em (9.3).

$N'_i = N_i - u_i \Delta s_i$ com $N_i = W_i \cos \alpha_i$. Viria então, substituindo u_i pelo valor dado em (9.5),

$$F_o = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \text{sen} \alpha_i} \sum_{i=1}^n [c'_i \Delta s_i + tg \phi'_i W_i (\cos \alpha_i - B / \cos \alpha_i)] \quad 9.9$$

(Fórmula de Fellenius)

ou

$$F_o = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \text{sen} \alpha_i} \sum_{i=1}^n [c'_i \Delta s_i + tg \phi'_i (W_i \cos \alpha_i - u_i \Delta s_i)] \quad 9.9'$$

se forem conhecidas as pressões de poro u_i . Todavia, mesmo partindo de um valor tal como $F_s=1,5$ verifica-se que, a convergência é muito rápida.

A fórmula (9.8) é facilmente programável em computador. A geometria pode ser definida em desenho prévio onde se traça um certo número de círculos que a sentinela se mostram os mais desfavoráveis. O programa incluirá a determinação automática da intercepção de cada círculo com as poligonais definidoras das diferentes camadas do solo e com as linhas verticais que definem as fatias. Além disso no programa pode estabelecer-se a procura automática do centro do círculo que conduz ao menor valor para o coeficiente de segurança. Todavia, como se disse, o mais vulgar é considerar-se uma rede de centros de círculos nas vizinhanças da vertical do pé do talude e para cada centro calcular os F_s para raios progressivamente maiores até tangenciar a camada inferior de "bedrock" ou firme. Há já vários programas para o efeito, em FORTRAN e noutras linguagens (BASIC, C++, etc.).

Note-se que em escoamento permanente as pressões de poro u_i podem ser definidas para cada fatia a partir da cota piezométrica z_i . Assim, se a partir de uma rede de percolação de água através do maciço terroso (rede de fluxo) soubermos escrever a equação da respectiva piezométrica $z_1 = g_1(x)$ ou de algum modo traçá-la, Fig. 9.5 [AA'M'D'] será imediato calcular os valores de B_i em cada fatia. Assim,

$$\bar{B}_i = \frac{(z_1)_i - (y)_i}{(z_2)_i - (y)_i} \times \frac{\gamma_w}{\gamma_i} \quad \text{ou } u_i = ((z_1)_i - y_i) \gamma_w \quad 9.10$$

onde $(z_1)_i$ - é a "cota" piezométrica relativa à vertical que passa pelo centro da fatia i ;

$(z_2)_i$ - é a "cota" da correspondente superfície livre (talude);

$(y)_i$ - é a cota da superfície de escorregamento na fatia i (centro);

γ_i - é o peso específico médio do solo na fatia $i = W_i / (\Delta x_i (z_{2i} - y_i))$

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ é o peso específico da água.

B_i também se poderá definir como o cociente entre o peso da água correspondente à fracção da fatia i limitada superiormente pela piezométrica, $[POR'S'] \times \gamma_w$ e o correspondente peso de solo $W_i = [PORS] \times \gamma_i$ (Fig. 9.4.1).

Assim,

$$B_i = \frac{[POR'S'] \times \gamma_w}{W_i} \quad 9.11$$

Observe-se que na parte da piezométrica A'M' se deve tomar $B_i = 0$ e nunca um valor de B negativo.

Por outro lado se parte do maciço terroso está submersa, (Fig. 9.4.2), será fácil concluir que as pressões da água dentro e à superfície do maciço poderão ser ignoradas com a condição de tomar em cada fatia o peso específico submerso γ'_i na parte [R'S'PQ] que realmente está submersa, enquanto que na parte superior da fatia, [RSR' S'], se tomará o peso específico normal (por ventura o saturado) do solo. Com efeito, as pressões da água na fronteira da parte deslizante do maciço [EBFC'QE] equilibram-se com a pressão da água nos interstícios do solo, porque, por hipótese, a água não se encontra em movimento. Nessas condições, o equilíbrio dos grãos de solo pode ser considerado independentemente do da água, contanto que o peso específico da parte submersa seja o peso submerso do solo. É claro que, se mesmo nessas condições houver um excesso u de pressão neutra nos poros do solo proveniente de um processo de consolidação em curso, então B terá de ser considerado simultaneamente com a situação de tomar o peso específico submerso nas correspondentes partes das fatias parcial ou totalmente submersas.

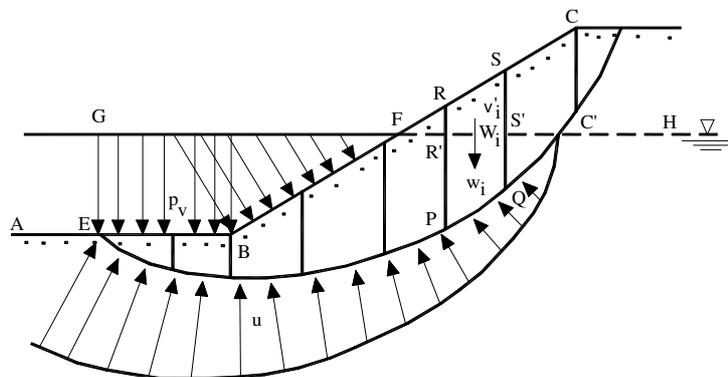


FIG. 9.4.2

9.5 - Crítica dos Métodos das fatias (Método de Bishop e Método Sueco) com superfícies de directriz circular

Os métodos das fatias que tomam superfícies de deslizamento de directriz circular são susceptíveis de várias críticas embora, ainda hoje sejam os mais adoptados porque têm grande versatilidade, permitindo considerar maciços terrosos heterogéneos, nas mais variadas condições e são de programação muito fácil. Em primeiro lugar, a superfície de deslizamento em muitos casos não será circular, sobretudo quando haja camadas de solo menos resistente. Em segundo lugar, embora o equilíbrio global da massa deslizante seja garantido, no caso de não haver forças exteriores com componentes horizontais, através das três equações de equilíbrio (9.1) o equilíbrio de cada fatia não é correctamente considerado uma vez que, as forças laterais E_i e E_{i+1} (Fig. 9.5.1) e as componentes tangenciais X_i e X_{i+1} não são consideradas, admitindo-se que o peso W_i se transmite totalmente à base PQ da fatia respectiva.

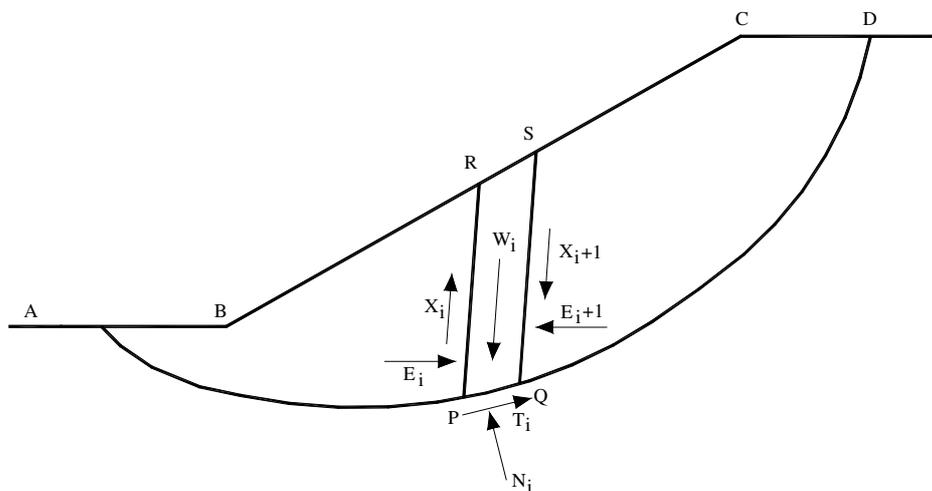


FIG. 9.5.1

Quando não haja forças exteriores aplicadas e/ou a heterogeneidade do maciço terroso não for muito marcada essa hipótese pode considerar-se razoável. Porém, se houver componentes horizontais nas forças de massa (por exemplo acelerações devidas a sismos) ou forças exteriores com componentes horizontais desfavoráveis, como tracções dos navios nos cabeços de amarração de um muro-cais, então o método já não permite satisfazer as três equações globais de equilíbrio. Consideremos o caso da segurança ao deslizamento geral do muro-cais da Fig. 9.5.2 e do maciço terroso que retém. Considere-se um círculo de

deslizamento [ABCD] de centro C_0 e admita-se que uma força F de tracção actua no cabeço de amarração. No equilíbrio global, essa força poderia facilmente ser tomada em consideração no que diz respeito ao seu momento (derrubador) em relação ao centro C_0 . Porém, no que diz respeito às equações de equilíbrio de projecções segundo o eixo dos xx já seria difícil entrar com ela. Na verdade, quando não há forças exteriores essas equações são "automaticamente" satisfeitas porque o peso de cada fatia W_i é "absorvido" por duas componentes uma N_i segundo a normal ao círculo de deslizamento e outra T_i segundo a tangente ao mesmo círculo. Para "absorver" também a força F teríamos logicamente de alterar as forças N_i e T_i , distribuindo a força F por forças F_i aplicadas nos pontos P_i das diferentes fatias, sendo o conjunto das forças F_i estaticamente equivalentes a F . Este procedimento só por acaso poderá vir a ser correcto, visto que, há uma multiplicidade de maneiras de "distribuir" a força F pelos pontos P_i , satisfazendo a equivalência estática não se sabendo qual seja a distribuição correcta. Uma distribuição possível seria, dividir a força F num número de forças elementares ΔF_i igual ao número de fatias, sendo ΔF_i proporcional, por exemplo, ao peso W_i da fatia respectiva.

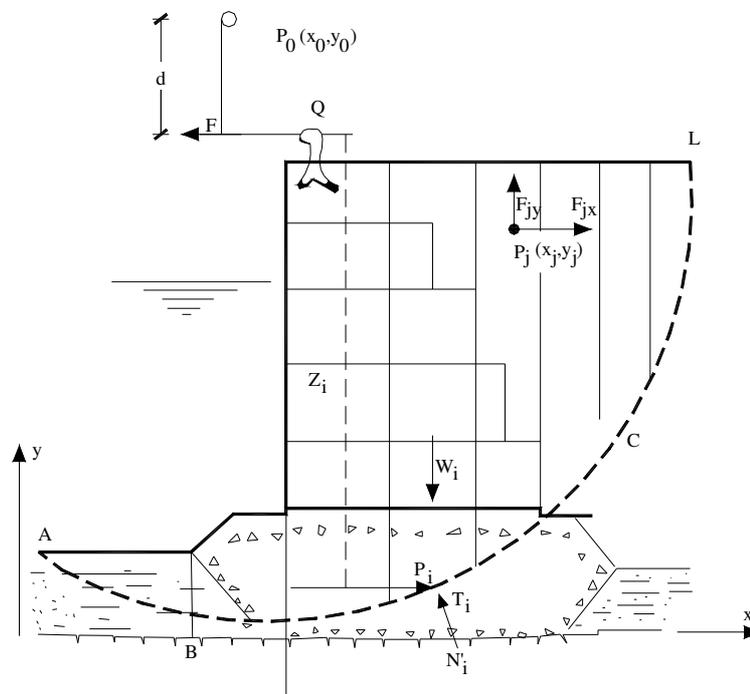


FIG. 9.5.2

Para "transportar" ΔF_i do cabeço Q para o ponto P_i da base da fatia i não teríamos mais que aplicar em P_i um par de forças iguais e opostas $(\Delta \vec{F}_i \ e - \Delta \vec{F}_i)$. A força $\Delta \vec{F}_i$ aplicada no

cabeço Q e a sua simétrica - $\Delta\vec{F}_i$ aplicada em P_i formariam um par cujo braço é Z_i , a distância de Q à horizontal que passa em P_i . O momento $\Delta M_i = |\Delta\vec{F}_i| \times Z_i$ é oposto ao de W_i , e que é $W_i x_i = W_i \text{ sen } \alpha_i \times R$. Por outro lado, o momento da força $\Delta\vec{F}_i$ aplicado em P_i a respeito do centro C_o do círculo seria $\Delta M_i = |\Delta\vec{F}_i| (Z_i + d)$ e teria o sentido do momento $W_i x_i$, sendo d a distância de C_o à linha de acção de \vec{F} . A diferença dos dois momentos seria $\Delta M_i = |\Delta\vec{F}_i| \times d$. Como d é o mesmo para todas as forças elementares $\Delta\vec{F}_i$, segue-se que a componente "derrubadora" que faz parte do quociente em (9.4), (9.6), (9.8) e (9.9) vem aumentada de

$$\frac{M}{R} = F \times \frac{d}{R}. \quad 9.12$$

Portanto, o coeficiente de segurança dado por (9.4) torna-se em

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [c'_i \Delta s_i + (W_i \cos \alpha_i - tg \phi'_i)]}{\left(\sum_{i=1}^n W_i \text{ sen } \alpha_i \right) + |\vec{F}| \times d / R} \quad 9.13$$

Também a igualdade (9.9) vem alterada:

$$F_o = \frac{1}{\left(\sum_{i=1}^n W_i \text{ sen } \alpha_i \right) + F \times d / R} \times \sum_{i=1}^n [c'_i \Delta s_i + tg \phi'_i (W_i \cos \alpha_i - B / \cos \alpha_i)] \quad 9.14$$

Pelo que diz respeito à fórmula (9.8) se considerarmos apenas o efeito nos momentos ela será substituída pela fórmula:

$$F = \frac{1}{\left(\sum_{i=1}^n W_i \text{ sen } \alpha_i \right) + |\vec{F}| \times d / R} \times \sum_{i=1}^n \times \left[\left\{ c'_i \Delta x_i tg \phi'_i (W_i - u_i \Delta x_i) \right\} \times \frac{1}{\cos \alpha_i + \frac{tg \phi'_i \text{ sen } \alpha_i}{F}} \right] \quad 9.15$$

A introdução dos momentos derrubadores $|\vec{F}| \times d/R$ das forças exteriores aplicadas ao maciço terroso nos denominadores da fórmula (9.13) e (9.15) é pacífica para todos os autores. Se em vez de uma força tivéssemos forças exteriores F_j , aplicadas na massa deslizante, com componentes F_{jx} e F_{jy} em relação a um sistema geral de eixos coordenados, em pontos P_j de

coordenadas x_j, y_j , então em vez de $|\vec{F}| \times d$ em 9.13 a 9.15 teríamos para o momento devido às forças a expressão

$$\sum_{j=1}^{NFE} F_{jx} \times (y_j - y_0) - F_{jy} (x_j - x_0) \quad 9.16$$

Onde x_0, y_0 são as coordenadas do centro do círculo de deslizamento.

A correcção que acabamos de fazer para forças externas horizontais aplicadas ao maciço deslizante pode aplicar-se também ao caso dessas forças serem provenientes de acelerações, ou melhor, das componentes das acelerações devidas a sismos. Efectivamente, os efeitos dos sismos são algumas das vezes considerados na estabilidade das estruturas através de forças horizontais (e verticais) \vec{H}_i aplicadas nos centros de gravidade G_i das massas (Fig. 9.5.3) e são uma fracção do respectivo peso. Assim, para a fatia i poderíamos tomar $H_i = W_i \alpha$ sendo α uma fracção da aceleração da gravidade g , dependente das sismicidades da região onde se situa a obra. No entanto, hoje, a segurança às acções sísmicas é feita considerando não só um valor mais elaborado para α , mas calculando os deslocamentos permanentes devidos aos sucessivos impulsos sísmicos. Ao valor de α é associado um parâmetro S que depende do tipo de solo. Os valores de α podem obter-se do grau do sismo mais intenso ocorrido na região num período de tempo suficiente largo.

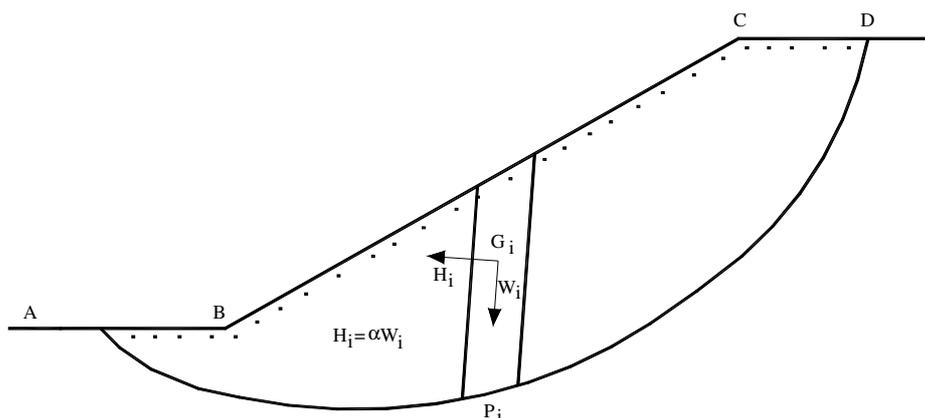


FIG. 9.5.3

Os momentos em relação ao centro do círculo das forças sísmicas podem calcular-se a partir da expressão geral (9.16).

Além dos sismos, outro tipo de forças de massa que poderiam ser consideradas seriam as forças de percolação devidas aos gradientes hidráulicos, as quais como sabemos, podem ser

ascendentes e reduzir substancialmente o peso do solo. Se traçarmos a rede de fluxo previamente (para a qual há programas para PC), essas forças podem imediatamente ser avaliadas e tomadas em consideração através das suas componentes horizontal e vertical.

Note-se que mesmo para os sismos há que considerar acelerações verticais que reduzem e aumentam alternadamente o peso das fatias daí que, essas forças sejam também desfavoráveis à estabilidade das obras de terra sobretudo nos solos pouco permeáveis e saturados uma vez que o aumento do peso das fatias não se traduzirá num aumento das forças de atrito na superfície de deslizamento mas, tão somente no aumento das pressões de poro que reduzem a resistência de atrito. Estes efeitos só não são tão pronunciados porque as acelerações sísmicas mudam de sinal em fracções de segundo.

As críticas que acabamos de formular levaram a tentativas para considerar superfícies de escorregamento não circulares. Dessas tentativas há que referir as de Morgenstern (Géotechnique, March, 1965), Sarma (Géotechnique, nº 3, Sept., 1973) e mais recentemente o uso de métodos variacionais, Castillo (IX Int. Conf. S.M.F.E., vol. 2, pp. 25-30, 1977), Baker (IX Int. Conf. S.M.F.E., vol. 2, pp. 9-12, 1977) e de métodos de programação matemática.

9.6 - Análise com superfícies de deslizamento de directriz não circular

Muitos são os casos práticos em que se justifica o uso de superfícies de escorregamento de directriz não circular.

A Fig. 9.6.1 representa apenas um dos casos.

Para uma discussão dos métodos de análise com superfícies não circulares podemos servir-nos do trabalho de Luis Valenzuela, apresentado no XI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Fortaleza, Ceára, 28/11 a 31/12/76.

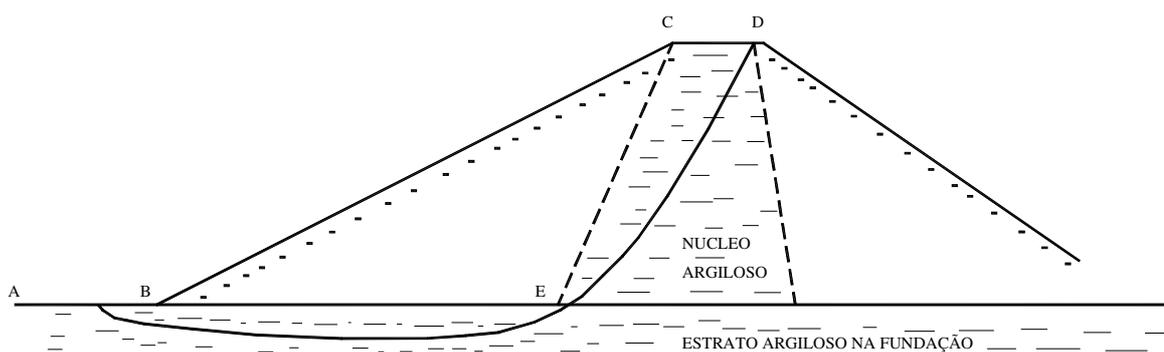


FIG. 9.6.1

Consideremos então uma superfície de directriz não circular e dividamos a massa deslizando em n fatias por planos verticais normais ao eixo dos xx (Fig. 9.6.2 (a) e (b)).

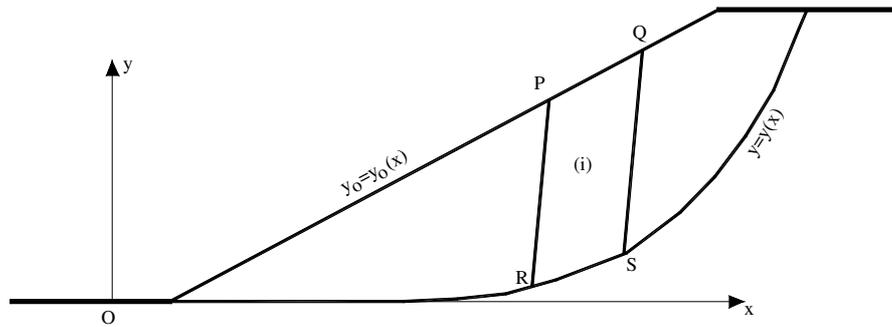


FIG. 9.6.2 (a)

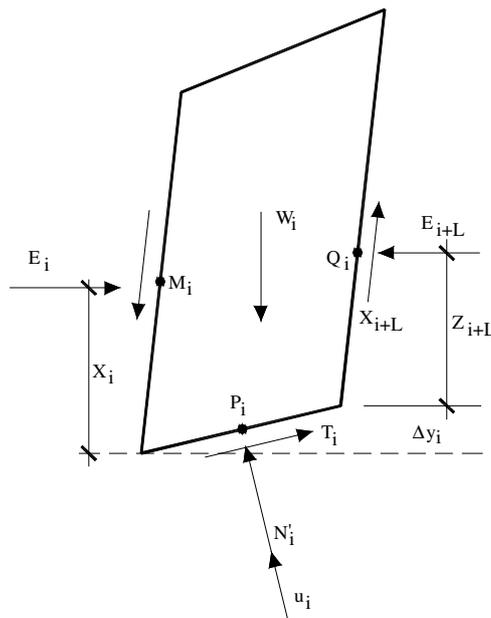


FIG. 9.6.2 (b)

Consideremos as forças que actuam na fatia i . São elas o peso da fatia, as forças normal N_i e tangencial T_i na base e as forças normais E_i e E_{i+1} , nas faces laterais e as forças X_i e X_{i+1} tangenciais nas mesmas faces. Supõe-se que não há forças na superfície livre, mas se existissem poderiam ser tomadas em consideração.

Vejamos quantas incógnitas temos, sendo n o número de fatias:

- n - forças N_i , normais, nas bases das fatias;
- n - forças T_i , tangenciais nas bases das fatias;

- n-1 - forças de impulso E_i nas faces verticais das fatias;
- n-1 - forças tangenciais X_i nas faces verticais das fatias;
- n - coordenadas y ou (x_i) definidoras dos pontos de aplicação das forças N_i em cada fatia;
- n-1 - coordenadas Z_i definidoras dos pontos de aplicação das forças E_i ;
- $\frac{1}{6n-2}$ - coeficiente de segurança F_s
- $6n-2$ - o número total de incógnitas

O número de equações que podemos escrever relacionando essas incógnitas é de $4n$, $3n$ equações de equilíbrio e n equações relativas a atrito e coesão nas base das fatias. Há, pois, que fazer $2n-2$ hipóteses para levantar a indeterminação. As hipóteses comuns aos vários métodos referem-se à localização dos pontos de aplicação das forças N_i que se tornam nos pontos médios das fatias o que as supõe suficientemente delgadas. Ficam assim $n-2$ hipóteses. Para resolver o problema, aparecem 4 autores com 4 tipos de hipóteses diferentes. Janbu arbitra os pontos de aplicação dos impulsos E_i , Morgenstern e Price arbitram a razão entre as forças X_i e E_i , Sarma arbitra os valores de X_i e Valenzuela considera fatias horizontais em vez de fatias verticais e arbitra, ou melhor, indica uma forma de calcular E_i . Nestes métodos é introduzida uma incógnita λ com vista a tornar o problema estaticamente determinado uma vez que arbitrar a razão E_i sobre X_i ou o ponto de aplicação de E_i ou os valores de X_i ou E_i introduz $n-1$ dados e só havia $n-2$ incógnitas sem equações correspondentes. Note-se que nos métodos de Sarma e de Valenzuela em vez de se tomar o coeficiente F_s como coeficiente de segurança toma-se, ou melhor, calcula-se o valor da aceleração horizontal como fracção da gravidade que levaria ao equilíbrio limite da massa deslizando de solo, limitado pela superfície escolhida.

9.7 - Método de Morgenstern e Price

Consideremos então o equilíbrio de uma fatia vertical (Fig.9.6.2 (b)). Projectemos todas as forças na direcção normal à base da fatia. Teremos:

$$N_i = W_i \cos \alpha_i - (E_{i+1} - E_i) \sin \alpha_i - (X_{i+1} - X_i) \cos \alpha_i. \quad 9.17$$

De modo análogo para a projecção segundo a tangente

$$T_i = W_i \sin \alpha_i + (E_{i+1} - E_i) \cos \alpha_i - (X_{i+1} - X_i) \sin \alpha_i. \quad 9.18$$

Quanto a momentos poderemos calculá-los em relação ao ponto médio da base da fatia.

Então:

$$- E_i \left(Z_i - \frac{|\Delta y_i|}{2} \right) + E_{i+1} \left(Z_{i+1} - \frac{|\Delta y_i|}{2} \right) + (X_{i+1} + X_i) \frac{\Delta x_i}{2} = 0 \quad 9.19$$

Além destas há que estabelecer a equação de Mohr-Coulomb para a fatia i.

$$T_i = \frac{1}{F} \left[c_i' \Delta x_i / \cos \alpha_i + (N_i - U_i) \operatorname{tg} \phi_i' \right] \quad 9.20$$

onde $U_i = u_i \times \Delta s_i$ é a resultante das pressões de poro na base da fatia.

Substituindo (9.19) em (9.20), depois de substituir (9.17) em (7.20), vem:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{F} \times \left\{ c_i' \Delta x_i / \cos \alpha_i + [W_i \cos \alpha_i - (E_{i+1} - E_i) \operatorname{sen} \alpha_i - (X_{i+1} - X_i) \cos \alpha_i - U_i] \operatorname{tg} \phi_i' \right\} = \\ & = W_i \operatorname{sen} \alpha_i + (E_{i+1} - E_i) \cos \alpha_i - (X_{i+1} - X_i) \operatorname{sen} \alpha_i \end{aligned} \quad 9.21$$

As equações (9.19) e (9.21) constituem um sistema de 2n equações, uma por cada fatia, a n-1 incógnitas E_i , n-1 incógnitas X_i e n-1 incógnitas Z_i e uma incógnita F.

Se arbitrarmos, como fez Morgenstern e Price, a razão entre X_i e E_i , a menos de um factor comum λ , teremos as relações:

$$X_i = \lambda f(x_i) E_i \quad 9.22$$

onde $f(x)$ é uma função "razoável" que os autores tomam em princípio linear e na prática chegam a tomar constante. Sendo de admitir que a razão entre X_i e E_i seja maior na zona de maior curvatura da superfície de deslizamento (Fig. 9.6.2)(a)) mantendo os sentidos dos eixos e das forças dessa figura, verifica-se que em média nos exemplos apresentados pelos autores, o produto $\lambda f(x_i)$ não se afasta muito de $\frac{1}{3}$. Embora, os autores digam que os valores do coeficiente de segurança são relativamente pouco sensíveis ou mesmo insensíveis à escolha $f(x)$, desde que "razoável" será talvez de interesse fazer:

$$f(x) = \frac{1}{3} + \frac{2x - (x' + x'')}{5(x'' - x')} \quad 9.23$$

sendo x' a menor abcissa da massa deslizante e x'' a maior, o que dará o valor 1/3 no ponto de abcissa média da superfície deslizante, com uma variação de 1/5 para menos em x' e para mais em x'' . Desse modo, será de esperar que na maioria dos casos a constante λ não se afaste

muito de -1. O sinal negativo está de acordo com os sentidos escolhidos para as forças X_i na Fig. 9.6.2 (a) que visivelmente estão ao contrário do sentido real.

Com a relação (9.23) substituída em (9.22) e depois em (9.19) e (9.21) ficaremos com dois sistemas de $2n$ equações a $2n$ incógnitas, sendo $n-1$ incógnitas E_i e $n-1$ incógnitas de Z_i e ainda as incógnitas F e λ .

Vejamos como poderá resolver-se, na prática, o problema da Fig. 9.7.1.

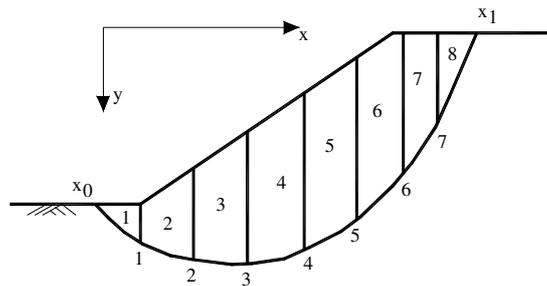


FIG. 9.7.1

Começar-se-á por arbitrar um valor "razoável" para F , por exemplo $F = 1,5$ e para λ , por exemplo $\lambda = -1$ se usarmos a expressão (9.23). Substituindo os valores relativos à fatia 1 na equação (9.21) pondo $E_i = E_0 = 0$ e $E_{i+1} = E_1$, calculamos E_1 ; com esse valor seguindo para a fatia 2 calculamos E_2 e assim sucessivamente até à fatia 7 (inclusive) onde calculamos E_7 que é uma acção na fatia 8. Então, quando passarmos ao equilíbrio dela já teremos um dado a mais. Ao mesmo tempo que vamos obtendo os valores de E_i das equações (9.21), substituindo nelas os X_i pelos seus valores tirados de (9.22) com $f(x)$ dado por (9.23), podemos ir calculando os correspondentes Z_i das equações (9.19), chegando também à última fatia, fatia 8, com um dado a mais para o seu equilíbrio. Fazemos então aí ajustes em λ e em F de maneira a conseguir o equilíbrio quer de forças (9.21) quer de momentos (9.19). Na resolução do sistema de duas equações a duas incógnitas que então se obtém para o equilíbrio da última fatia (incógnitas F e λ) podem vir duas ou mais soluções porque as equações deixarão de ser lineares em F e λ . Nesse caso, devem escolher-se soluções de "bom senso", isto é, $F > 1$, mas não muito maior que 1 e λ negativo. É que, como dizem Morgenstern e Price uma escolha errada de F e/ou λ , sobretudo neste último pode levar a divergências no processo como os autores mostram em "Computer Journal, vol. 9, nº 4, Feb. 1967, pp. 388/393". Fosse esse o caso, isto é, se ao fim de 20 iterações não se obtiver convergência a menos de 0,001 a 0,01 em

F e λ , há que repetir o processo fazendo se necessário $\lambda = 0$, quando os valores de F não são razoáveis.

9.8 - Crítica dos métodos relativos às superfícies de deslizamento não circulares

Como se acaba de ver, o método de Morgenstern e Price pode levar a soluções divergentes por má escolha de $f(x)$, por erros acumulados no processo numérico envolvido ou simplesmente porque, a superfície de deslizamento escolhida não é cinematicamente admissível. E o mesmo se pode dizer dos outros métodos. Esses autores dizem (Géotechnique, March 1965) que tentaram o método de Janbu onde se arbitra a linha dos impulsos que é o lugar geométrico dos pontos de aplicação das forças E_i , a menos de um factor λ , para tornar o problema estaticamente determinado e também encontraram divergências em alguns casos. Essa afirmação tem a ver com o facto de a superfície escolhida poder ser estaticamente admissível sem o ser "cinematicamente", quer dizer, para que a superfície de deslizamento possa ser uma superfície real terá de ser possível o movimento da massa deslizante e esse movimento pode ser impedido pela própria forma escolhida para a superfície de deslizamento a menos que possa haver "cortes" ou "rugas" na massa deslizante, casos aos quais corresponderiam situações em que as forças E_i seriam de tracção ou as forças X_i excederiam as correspondentes forças máximas de corte calculadas pela lei de Mohr-Coulomb.

A situação pode ainda complicar-se mais se os solos forem heterogéneos. Portanto, a solução encontrada em qualquer método só pode tomar-se por segura se nenhum dos impulsos E_i vier negativo e se as forças X_i calculadas não excederem as correspondentes forças de resistência do solo ao corte e que em média são dadas por:

$$(X_i)_{\text{máx}} \leq c'_i [y_o(x_i) - y(x_i)] + E'_i \text{tg } \phi'_i \quad 9.24$$

onde $y_o(x_i)$ e $y(x_i)$ são as ordenadas da superfície livre e da de escorregamento respectivamente, na vertical onde se calcula X_i e c'_i e ϕ'_i são a coesão e ângulo de atrito médios na mesma vertical e $E'_i = E_i - \bar{U}_i [y_o(x_i) - y(x_i)]$ é a força de compressão efectiva entre as fatias, sendo \bar{U}_i o valor médio da pressão de poro ao longo da referida vertical.

9.9 - Um Novo Método

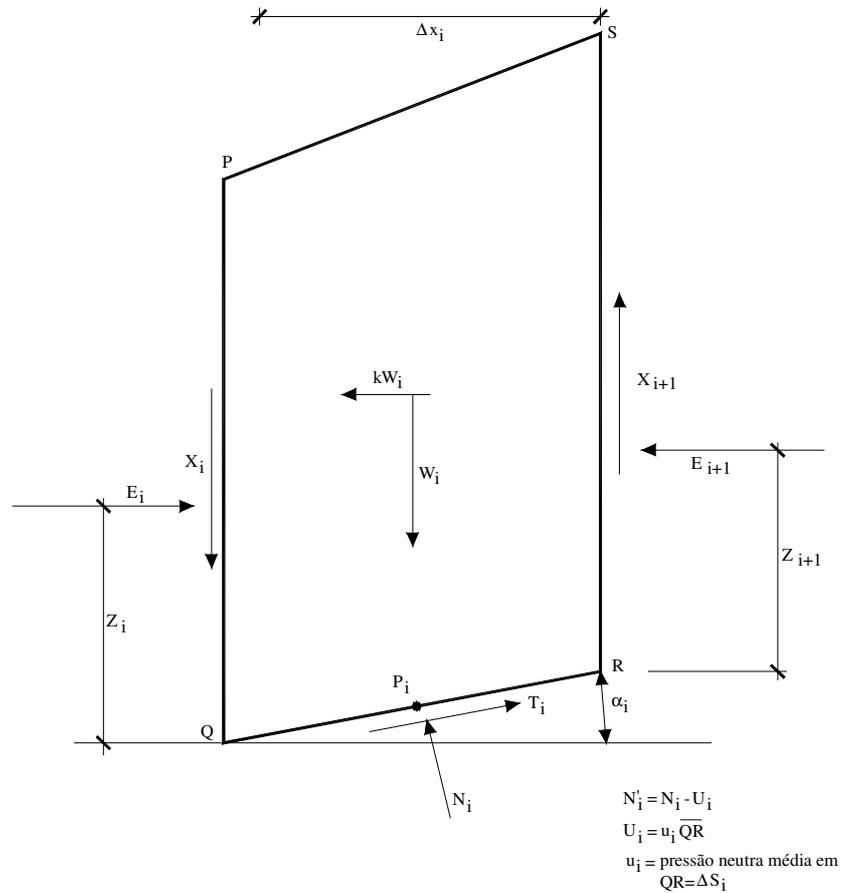


FIG. 9.9.1

Considerando o equilíbrio horizontal e vertical da fatia i (Fig. 9.9.1) teríamos:

$$T_i = W_i \operatorname{sen} \alpha_i + kW_i \operatorname{cos} \alpha_i + (E_{i+1} - E_i) \operatorname{cos} \alpha_i - (X_{i+1} - X_i) \operatorname{sen} \alpha_i \quad 9.25$$

$$N_i = W_i \operatorname{cos} \alpha_i - kW_i \operatorname{sen} \alpha_i - (E_{i+1} - E_i) \operatorname{sen} \alpha_i - (X_{i+1} - X_i) \operatorname{cos} \alpha_i \quad 9.26$$

onde

$$X_{i+1} - X_i = \Delta X_i \quad \text{e} \quad E_{i+1} - E_i = \Delta E_i \quad 9.27$$

Por outro lado, na superfície de escorregamento o critério de Mohr-Coulomb dá:

$$T_i = (N_i - U_i) \frac{\operatorname{tg} \phi'_i}{F} + \frac{c'_i}{F} \times \Delta x_i \operatorname{sec} \alpha_i, \quad 9.28$$

Eliminando T_i e N_i entre (9.25), (9.26) e (9.28) tendo em conta (9.27) e fazendo

$$\operatorname{tg} \phi'_i / F = \operatorname{tg} \phi''_i \quad \text{e} \quad \frac{c'_i}{F} = c''_i, \quad 9.28'$$

vem

$$W_i \operatorname{sen} \alpha_i + kW_i \operatorname{cos} \alpha_i + \Delta E_i \operatorname{cos} \alpha_i - \Delta X_i \operatorname{sen} \alpha_i =$$

$$\begin{aligned}
&= W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - kW_i \operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \Delta E_i \operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \Delta X_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \\
&\quad - U_i \operatorname{tg} \phi_i'' + c_i'' \times \Delta x_i \sec \alpha_i
\end{aligned} \tag{9.29}$$

ou seja,

$$\begin{aligned}
&W_i (\cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \operatorname{sen} \alpha_i) - kW_i (\operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' + \cos \alpha_i) - \Delta E_i (\operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' + \cos \alpha_i) - \\
&\quad - \Delta X_i (\cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \operatorname{sen} \alpha_i) = U_i \operatorname{tg} \phi_i'' - c_i'' \Delta x_i \sec \alpha_i.
\end{aligned} \tag{9.30}$$

Sendo

$$\begin{aligned}
\cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \operatorname{sen} \alpha_i &= \frac{\cos \alpha_i \operatorname{sen} \phi_i'' - \operatorname{sen} \alpha_i \cos \phi_i''}{\cos \phi_i''} = \frac{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''} \\
\operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' + \cos \alpha_i &= \frac{\operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{sen} \phi_i'' + \cos \alpha_i \cos \phi_i''}{\cos \phi_i''} = \frac{\cos(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''},
\end{aligned}$$

vem

$$\begin{aligned}
&W_i \frac{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''} - kW_i \frac{\cos(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''} - \Delta E_i \frac{\cos(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''} - \Delta X_i \frac{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''} = \\
&= U_i \operatorname{tg} \phi_i'' - c_i'' \Delta x_i \sec \alpha_i
\end{aligned}$$

o que implica

$$\begin{aligned}
\Delta X_i &= W_i - kW_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) - \Delta E_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) - U_i \frac{\operatorname{sen} \phi_i''}{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} + \\
&+ c_i'' \Delta x_i \sec \alpha_i \frac{\cos \phi_i''}{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)}
\end{aligned} \tag{9.31}$$

$$\text{Admitindo que } \Delta E_i = \lambda \psi_i \tag{9.32}$$

onde $\psi(x)$ é uma função apropriada que depende da posição da fatia^(*), vem em (9.31)

$$\begin{aligned}
\Delta X_i &= W_i - kW_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) - \lambda \psi_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) - U_i \frac{\operatorname{sen} \phi_i''}{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} + \\
&+ c_i'' \Delta x_i \sec \alpha_i \frac{\cos \phi_i''}{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)}
\end{aligned} \tag{9.33}$$

Somando em ordem a i e atendendo a que $\sum_{i=1}^n \Delta X_i = 0$, vem:

(*) - Poderia, por exemplo usar-se uma lei parabólica com valor máximo próximo do ponto central da massa deslizando e valores nulos nas extremidades.

$$\begin{aligned}
& k \sum_{i=1}^n W_i \cotg (\phi_i'' - \alpha_i) + \lambda \sum_{i=1}^n \psi_i \cotg (\phi_i'' - \alpha_i) = \sum_{i=1}^n W_i + \\
& + \sum_{i=1}^n c''_i \Delta X_i \sec \alpha_i \times \frac{\cos \phi_i''}{\sen(\phi_i'' - \alpha_i)} - \sum_{i=1}^n U_i \frac{\sen \phi_i''}{\sen(\phi_i'' - \alpha_i)}
\end{aligned} \tag{9.34}$$

Considere-se o equilíbrio geral da massa deslizando e tomem-se momentos de todas as forças em relação ao centro de gravidade $G(x_G, y_G)$ dessa massa. A soma dos momentos de W_i em relação a esse ponto é nula e nulas também são as somas dos momentos de X_i e E_i porque, essas forças constituem pares com sinais contrários. Então, as forças que dão momentos são N_i e T_i e esses momentos são:

$$\sum_{i=1}^n (T_i \sen \alpha_i + N_i \cos \alpha_i) (x_i - x_G) + \sum_{i=1}^n T_i \cos \alpha_i - N_i \sen \alpha_i (y_i - y_G) = 0 \tag{9.35}$$

Sendo $T_i \sen \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = W_i - \Delta X_i$

e $T_i \cos \alpha_i - N_i \sen \alpha_i = kW_i + \Delta E_i = kW_i + \lambda \psi_i$

resulta em (9.35)

$$\sum_{i=1}^n (W_i - \Delta X_i)(x_i - x_G) + \sum_{i=1}^n (kW_i + \lambda \psi_i)(y_i - y_G) = 0 \tag{9.36}$$

Entrando em (9.36) com o valor de ΔX_i dado por (9.33) vem:

$$\begin{aligned}
& \sum_{i=1}^n kW_i \cotg (\phi_i'' - \alpha_i)(x_i - x_G) + \sum_{i=1}^n \lambda \psi_i \cotg (\phi_i'' - \alpha_i) (x_i - x_G) + \\
& + \sum_{i=1}^n \left[U_i \frac{\sen \phi_i''}{\sen(\phi_i'' - \alpha_i)} - c'_i \Delta x_i \sec \alpha_i \frac{\cos \phi_i''}{\sen(\phi_i'' - \alpha_i)} \right] (x_i - x_G) + \\
& + \sum_{i=1}^n kW_i (y_i - y_G) + \sum_{i=1}^n \lambda \psi_i (y_i - y_G) = 0
\end{aligned}$$

o que implica:

$$\begin{aligned}
& k \sum_{i=1}^n kW_i \left[\cotg (\phi_i'' - \alpha_i)(x_i - x_G) + (y_i - y_G) \right] + \\
& + \lambda \sum_{i=1}^n \psi_i \left[\cotg (\phi_i'' - \alpha_i)(x_i - x_G) + (y_i - y_G) \right] =
\end{aligned}$$

$$= \sum_{i=1}^n \left[c_i'' \Delta x_i \sec \alpha_i \frac{\cos \phi_i''}{\sin(\phi_i'' - \alpha_i)} - U_i \frac{\sin \phi_i''}{\sin(\phi_i'' - \alpha_i)} \right] (X_i - X_G) \quad 9.37$$

Determinação das incógnitas

O sistema de equações (9.34) e (9.37) fornece k e λ . Conhecidas k e λ a relação (9.33) dá ΔX_i .

Os valores X_i determinam-se recursivamente a partir de $X_0 = 0$, $X_{i+1} = X_i + \Delta X_i$

Os ΔE_i determinam-se a partir de (9.32). Os valores de E_i determinam-se recursivamente a partir de $E_0 = 0$, $E_{i+1} = E_i + \Delta E_i$.

A partir das forças E_i a ordenada Z_i pode ser obtida a partir da equação de momentos tomados em cada fatia em relação ao ponto médio da base:

$$- E_i \left(Z_i - \frac{\Delta y_i}{2} \right) + E_{i+1} \left(Z_{i+1} + \frac{\Delta y_i}{2} \right) + k W_i \times Z_{oi} + (X_{i+1} + X_i) \frac{\Delta x_i}{2} = 0, \quad 9.38$$

recursivamente, sendo $E_0 = 0$, $X_0 = 0$, e fazendo $i = 0, 1, 2, \dots, n-1$ sucessivamente em (9.38), calculando então Z_1, Z_2, \dots, Z_{n-1} . Z_{oi} é a distância vertical do centro de gravidade da fatia i ao ponto médio da base, aproximadamente igual a metade da altura da fatia.

$$Z_{i+1} = - \frac{\Delta y_i}{2} + \frac{E_i}{E_{i+1}} \left(Z_i - \frac{\Delta y_i}{2} \right) - k \frac{W_i}{E_{i+1}} Z_{oi} - \frac{(X_{i+1} + X_i)}{E_{i+1}} \frac{\Delta x_i}{2} \quad 9.39$$

O processo de cálculo consiste em, arbitrar um valor para F e calcular pelas equações (9.34) e (9.37) as incógnitas k e λ . Se não houver sismos k deverá ser nulo. Se o não for deverá dar-se um incremento a F , substituindo o novo valor de F em (9.28) e repetindo o cálculo. Pode terminar-se o processo iterativo quando $|k| < 0,01$. Se obtivermos $k < 0$ deveremos reduzir F ; se obtivermos $k > 0$ deveremos aumentar F . Na prática, verifica-se que pequenas variações de F dão grandes variações para k . Deve, pois, partir-se de um valor "razoável" para F (por ex.º $F = 1,5$) e aplicar pequenas variações a F em cada iteração do cálculo. Observa-se que, como nos outros métodos para superfícies de deslizamento não circulares, por vezes a convergência é difícil.

9.10 - Exemplos

1º - A barragem de terra é homogénea e o solo (argiloso) com as seguintes características (Fig. 9.10.1):

peso específico $\gamma = 23,2 \text{ kN/m}^3$
 coesão $c' = 17 \text{ kN/m}^2$
 ângulo de atrito $\phi' = 37,5^\circ$
 coeficiente de pressão neutra $r_u = B = 0,40$

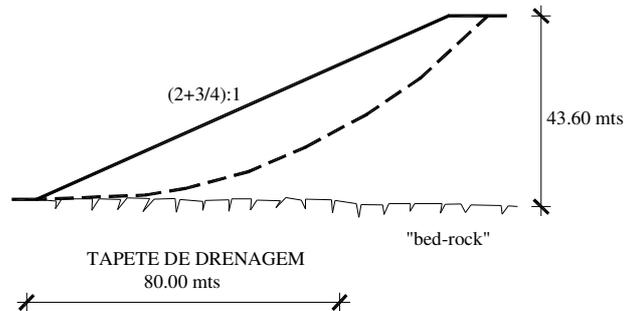


FIG. 9.10.1

Determinar o coeficiente de segurança:

- Pelo método das fatias (Fellenius).
- Pelo método de Bishop.
- Pelo método novo.
- Pelo método de Morgenstern.

Resposta: a) $F = 1,38$. b) $F = 1,52$.

2º - Considere-se um aterro com a altura de 7,00 metros sobre uma argila com as características da Fig. 9.10.2.

Admita-se que:

$$\gamma_{\text{arg}} = 17 \text{ kN/m}^3$$

Resposta: $F_s = 1,62$

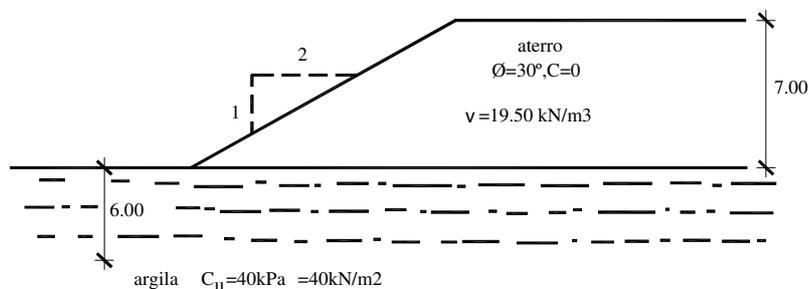


FIG. 9.10.2

3º - Calcular o coeficiente de segurança de um monte de bauxite com as dimensões e características da Fig. 9.10.3 assente na formação argilosa com as características indicadas.

Admitir para as argilas saturadas o peso específico de 17 kN/m^3 . Considerar em primeiro lugar o círculo de deslizamento indicado de centro C_0 .

a) Resposta: $F = 1,08$

$$AB = 13,44 ; \quad \overline{AC'} = 7,74 ; \quad \overline{C'B} = 5,70$$

b) Considerar uma rede de centros de círculos em torno de C_0 , com $\Delta x = \Delta y = 0,50$

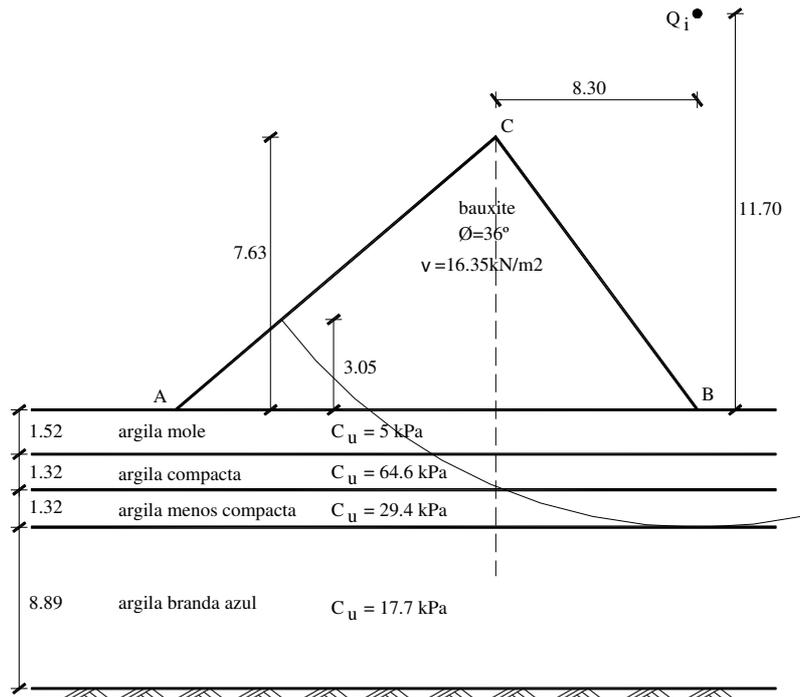


FIG. 9.10.3

4º - Calcular o coeficiente de segurança ao escorregamento geral da escavação entivada da Fig 9.10.4.

Forças nas escoras $N = 10 \text{ kN}$

Escoras espaçadas $2 \text{ m} \rightarrow \underline{F = 5 \text{ kN/m}}$

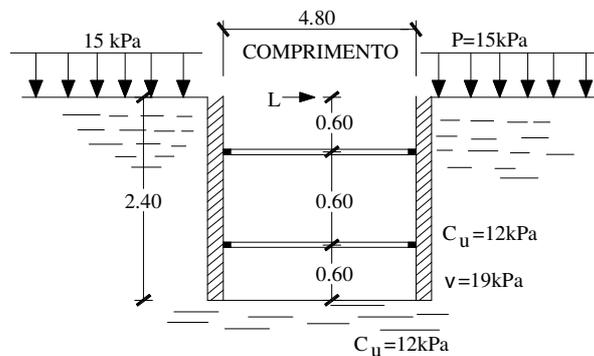


FIG. 9.10.4

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

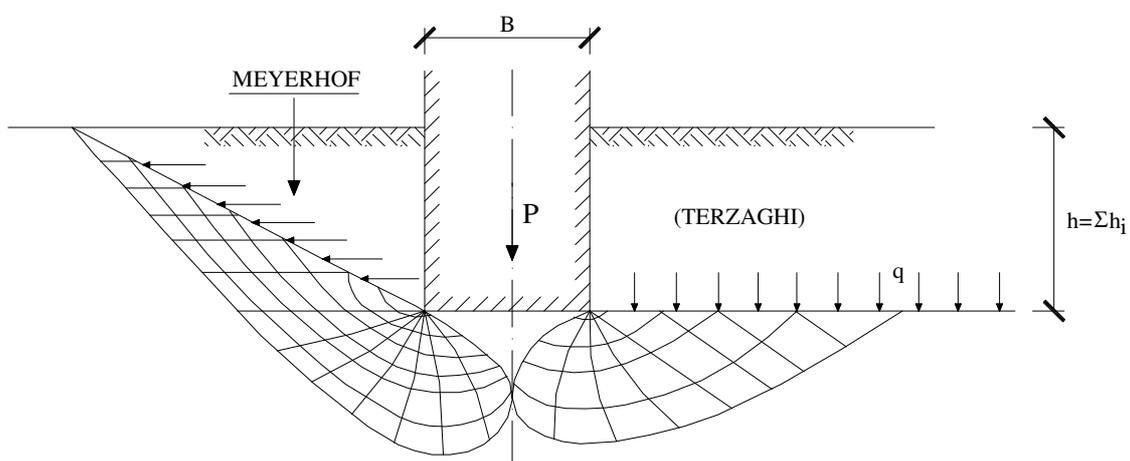
- ASTM Designation D. 4945, Standard test method for high-strain dynamic testing of piles”.“Procedure for dynamic load test on piles”
- Baker e Garber, (1977) 9th Int. Conf. S.M.F.E., vol. 2, pp. 9-12, Tóquio, Julho
- Bergdahl V, Ottosson E., Malenborg B. S. (1993) “Plattgrundlaggning” (shallow foundations) in Swedish
- Bishop A. (1955) Géotechnique, Jan. pp.8-17
- Bowles, J. E. (1974) Analytical and Computer Methods in Foundations Engineering. McGraw Hill Book Co., N.Y.
- Bowles, J. E. (1990) Foundations Analysis and Design, 3rd ed. McGraw Hill Book Co., N.Y.
- Bowles, J. E. (1996) Foundations Analysis and Design, 5 th ed. McGraw Hill Book Co., N.Y.
- Cambfort, H. (1966) Les Ouvrages Ancrées au Sol, Travaux, Mai
- Campos e Matos, A. Viana da Fonseca , A. et al. (2000) “Concepção e Dimensionamento de Fundações”, FEUP, Porto (textos)
- Castillo e Revilla, (1977) 9 th Int. Conf. S.M.F.E., vol. 2, pp. 25-30, Tóquio, Julho
- Centro de Produção de U.E.G. (Brasil), (1973) Curso de Actualização em Fundações
- Chellis (1961) “Pile load tests”
- Correia, A. FG. Et al. (1996) “Mecânica dos solos e fundações II”, IST, Lisboa
- Craig, R. F. (1987) “Soil Mechanics” 6th ed., 1987, VanNostrand Reinhold C°. Workingham, Berkshire, UK
- D’ Arga e Lima, J. et al. (1986) Betão Armado. Esforços Normais e de Flexão, LNEC
- DIN 4094-100: “Soil verification of earthworks and foundation, part 100: analysis in accordance with the partial safety concept” Jan. 1996
- DIN 4094 Supplement 1 “Soil exploration by penetration testing: aids to application”, supplementary information. Dez. 1990
- Duarte, Ana Paula Assis, A. (1997) “Comparação de vários processos numéricos para o cálculo de esforços em maciços de estacaria”, Tese de Mestrado, U.M. Braga
- EC7, Part 3 pr ENV 1997-3: 1996 “Geotechnical design assisted by field tests”, Final Draft, May 1996
- Eurocode 7 (EC7) (1994) “Geotechnical design. General rules”, CEN, Comissão Europeia de normalização. Documento Nacional de Aplicação (DNA). Versão Portuguesa, 1997
- Folque, J. (1976), “Características mecânicas de solos deduzidas de ensaios de penetração”, Geotecnia, nº 17 (artigo fotocopiado em “Concepção e dimensionamento de fundações”, Campos e Matos, 2000, FEUP, pág. 34
- Folque, J. (1979) Fundações, Recomendações Gerais, LNEC
- Fox, E.N. (1948) proc. 2nd Int. Conf. S.M.F.E., vol. 1 pp. 129-132
- Giraud, J.P. (1973) Tables pour le calcul des Foundations, Dunod, Paris
- Graux, D. (1990) Resistance des Pieux à la Traction, Annales de l’I.T.B.T.P., nº 276, dec. Serie Theorie et Mét. de Calcul, Paris
- Gregerson et. al. (1973) Load Tests, 8 th Int. Conf. SMFE., vol. 2.1, pp. 109-117
- Guedes de Melo, P. (1993) “Taludes naturais em solos. Técnicas de estabilização e seu dimensionamento”, tese de mestrado, FCT, UNL, Lisboa (Monte da Caparica) Imprensa Nacional, Regulamento de Betão Armado e Pré-reforçado, (REBAP) Lisboa, 1986

- Imprensa Nacional. Regulamento de Segurança e Acções, (1983) (RSA), Lisboa
- Int. Soc. Soil Mech F. Eng. “Subcommittee on field and slab. Testing” Axial Pile Loading Test. Suggested Method, ASTM Journal, June, 1985, 79-90
- Janbu, N.L. (1955) “Application of composite slip surfaces for stability analysis”, Proc. of the European conf. on stability of earth slopes, vol. 3., Sockholm
- Lemos, V. Boletim da FEUP nº 29, Maio 1979
- LNEC Ancoragens, Seminário nº 217, Março 1971
- Lourenço, P. B. “Betão pré-esforçado”, textos da disciplina na U.M.
- Marcello de C. Moraes (1976) Estruturas de Fundação, McGraw Hill Book Co., N.Y.
- Martins, J. B. (1979) “Fundações” U.M., Guimarães
- Martins, J.B. (1979) Fundações, Apontamentos, FEUP
- Martins, J.B. (1980) Caracterização de Terrenos de Fundação, Boletim nº 30 da FEUP, Gab. Estruturas
- Martins, J.B. (1982) Prospecção Geotécnica e Ensaio de Campo, UM
- Maurice, Lenci et al. (1968), Annales des Ponts et Chaussées, Nov./Dec.
- Meyerhof, G.G. (1976) “Bearing capacity and settlement of pile foundations”, Journal G. Eng. Div. ASCE, 102, GT 3, March pp. 195-228
- Ministério de Fomento, 1998, “EH-91 Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado”, Madrid (norma espanhola de B. A.)
- Montoya Hormigón Armado, Dossat, Barcelona
- Morgenstern et Price (1967) Computer Journal, vol. 9 nº 4, Feb. pp. 388-393
- Morgenstern N.R. and Price V.E. (1965) “The analysis of the stability of general slip surfaces”, Geotechnique, vol. 8, 3, p. 113
- Morgenstern N.R. and Price V.E. (1967) “A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces”, Computer Journal, vol. 9, 4, pp 388-393
- Poulos, H. G. (1971 a) “Behavior of laterally loaded piles. I single piles”. J. Soil Mech. Found. DIV., ASCE, vol. 97, 5 May, pp. 711-731
- Poulos, H. G. (1971 b) “Behavior of laterally loaded piles. II pile Groups”. J. Soil Mech. Found. DIV., ASCE, vol. 97, 5 May, pp. 733-751
- Poulos, H. G. (1972 c) “Behavior of laterally loaded piles. III Socketed piles”. J. Soil Mech. Found. DIV., ASCE, vol. 98, 4 April, pp. 341-360
- Poulos, H.G. Proc. A.S.C.E. Soil Mech. 1, Jan 1975, pp 19-34
- Poulos, H.G. (1979) “Group factors for pile-deflection estimation”, Journal of G. Eng. Div., ASCE, 105, GT 12, Dec, pp. 1489-1509
- Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980) “Pile foundation analysis and design”, Wiley, N.Y.
- Poulos, H.G. e E.H. Davis (1974) Elastic solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley, N.Y.
- Randolph, M. F. (1981) “The response of flexible piles to lateral loading” Geotechnique, Londo, Vol. 31, nº 2 pp. 247-259
- Rowe, P. W. 1952, “Anchored sheet pile retaining walls”, Proc. Inst. C. E., London, pp. 27-70
- Sanglerat G. (1972) “The penetrometer and soil exploration”, Elsevier, Amsterdam, pp.464
- Santos, J. A. (1999) “Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas”. Tese de doutoramento, IST, Lisboa
- Sarma (1973) Géotechnique, nº 3, Sept.
- Schmertmann, J.H. (1970) “Static cone to compute settlement over sand” J. Soil Mech. Found. Engng Div., ASCE, 96 SM3, May pp.1011-1043

- Schmertmann, J.H., Hartman J.P., Brown P.R. (1978) "Improved strain influence factor diagram" J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 104, GT8, August, pp. 1131-1135
- Silva Cardoso A. (1990) "Estacas solicitadas axialmente, isoladas e grupos..."FEUP, textos de apoio
- Silvério Coelho (1996) "Tecnologia das Fundações", Esc. Profiss. Gustavo Eifel, Amadora
- Spenser, E. (1973) "Thrust line criterion in embankment stability analysis", Geotechnique, vol. 23, nº 1, 85-100
- Steinbrenner, W. Tafeln zur Setzungsberechnung. Die Strasse, vol. 1, Oct. pp. 121-124
- Terzaghi, K. and R.B. Peck (1967) Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., John Willey, N. Y.
- Timoshenko, S. (1934) Theory of Elasticity, McGraw Hill Book Co., N.Y.
- Tomlinson, M. J. (1981) "Pile design and construction practice", Viewpoint publications
- U.S. Army Corps of Engineers (1993) Technical Engineering and design guides, nº 7 "Bearing capacity of soils", ASCE, Press.
- Valenzuela, Luis (1976), XI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Fortaleza, Ceará, Brasil, Nov.
- Van der Veen (1973) "Load Tests" 8 th Int. Conf. S.M.F.E., Moscow, vol. 2.1, pp 251/256.
- Van Langendouck, Telémaco "Concreto Armado", vol. II, 1970
- Winterkorn, H. F. and H. Y. Fang (1975) Foundations Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, Co. N. Y.



UNIVERSIDADE DO MINHO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL



FUNDAÇÕES
(EX^ºS+EXAMES)

por

J. BARREIROS MARTINS

UNIVERSIDADE DO MINHO
LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Disciplina de Fundações (4º ano)

Notas dispersas de Exercícios e Exames (1998-2000)

Ex.1

Um pilar de dimensões $70 \times 70 \text{ cm}^2$ está submetido na sua base aos seguintes esforços:

Acções permanentes: $V = 900 \text{ kN}$

$H = 0$

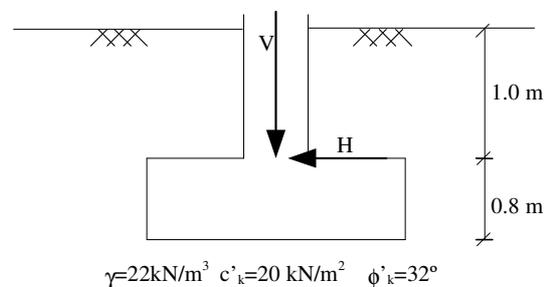
Acções variáveis: $V = 3000 \text{ kN}$

$H = 300 \text{ kN}$

(Nota - as acções variáveis são independentes)

A fundação directa desse pilar tem uma altura de 0,80 m e vai ser fundada a 1.8 m de profundidade (ver Figura).

Dimensione a fundação deste pilar de acordo com a filosofia do Eurocódigo 7.



Ex.2

Considere a capacidade de carga “última” de uma fundação

$$q_{ult} = cN_c \alpha_c + pN_q \alpha_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \alpha_\gamma$$

e a capacidade de projecto q_d , obtida com um coeficiente parcial de segurança F_s para a coesão e para a tangente do ângulo de atrito.

Mostre, se quiser através de um exemplo, que q_d é diferente de q_{ult}/F_s .

Ex.3

a) Numa fundação por sapatas “contínuas” com base em terrenos heterogêneos e recebendo cada uma cargas de vários pilares, que cálculos poderia fazer para garantir a obtenção de momentos flectores máximos (positivos e negativos)? Se quiser pode usar como exemplo uma sapata recebendo 3 pilares.

b) Quais as consequências da heterogeneidade do terreno em termos de disposição e valores das armaduras?

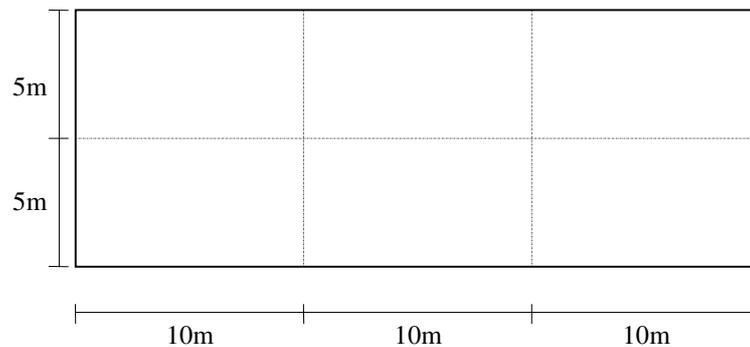
Ex.4

Na figura apresenta-se a planta de um edifício de 20 andares, com pé direito de 2,90m (entre planos médios de andares sucessivos), pavimentos de lajes aligeiradas sobre vigotas pré-esforçadas.

a) Estime a carga máxima por pilar (veja o RSA e o REBAP) para os casos:

- i) acção de base sobrecarga
- ii) acção de base vento

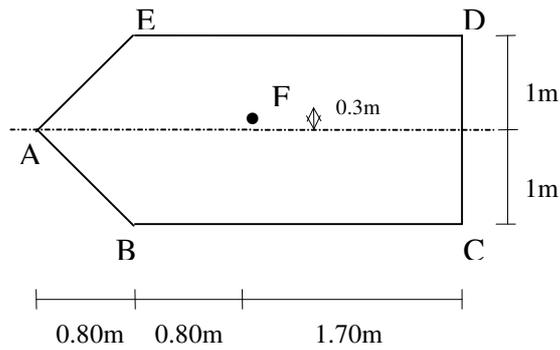
b) Dimensione, para a combinação mais desfavorável, a sapata mais carregada.



Ex.5

Considere a sapata de forma irregular da figura com uma carga de 2000 kN aplicada no ponto F.

- a) Determine os eixos principais centrais de inércia e os respectivos momentos de inércia.
- b) Calcule as tensões nos pontos A, B, D, E.
- c) Obtenha a posição do eixo neutro.

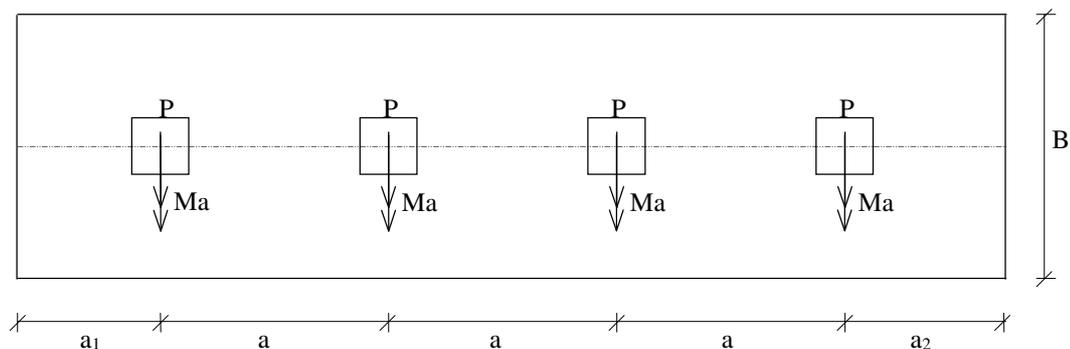


Ex.6

Considere o plano de cargas para a sapata da figura, onde os pilares têm $0,60 \times 0,60 \text{ m}^2$, sendo:

$$P = 2000 \text{ kN} \quad Ma = 1000 \text{ kNm} \quad a = 4,00\text{m}$$

- Supondo que o solo admite uma tensão máxima de 200 kN/m^2 , determine as dimensões em planta da sapata, procurando que a pressão sob ela seja uniforme.
- Dimensione a espessura da sapata supondo um betão B25.
- Trace os diagramas de momentos flectores e de esforços transversos ao longo do eixo longitudinal da sapata.
- Determine as armaduras da sapata e represente-as.

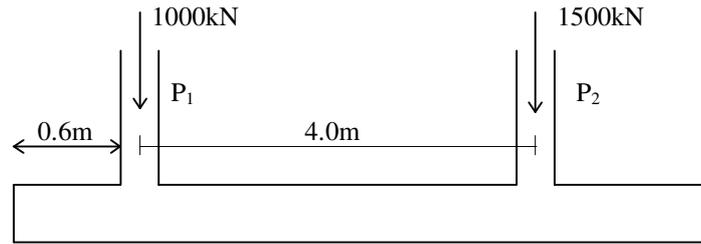


Ex. 7

Dimensione uma sapata rectangular comum aos dois pilares representados solicitados por cargas de 1000 kN e 1500 kN . A pressão no solo deve ser uniforme e não exceder $q_{adm} = 0.5 \text{ MPa}$. Por limitações de terreno a distância do pilar P_1 ao limite da sapata não pode exceder $0,60 \text{ m}$.

Considere betão B25 e aço A400NR.

Pilares: $40 \times 40 \text{ cm}^2$



Ex.8

Considere dois pilares P_1 e P_2 apoiados em sapatas de dimensões $(B_1 \times B_1)$ e $(B_2 \times B_2)$ respectivamente ligados por uma viga de rigidez.

As acções nos pilares são:

$$N_1 = 180 \text{ tf} \quad N_2 = 100 \text{ tf}$$

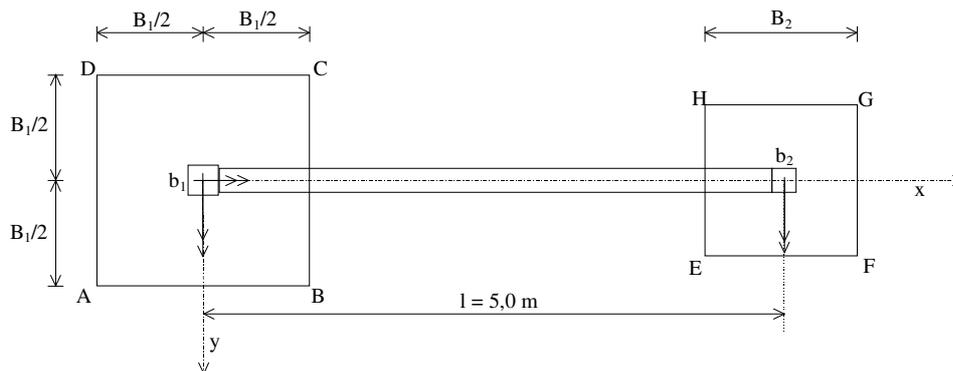
$$M_{1x} = 50 \text{ tfm} \quad M_{2x} = 0$$

$$M_{1y} = 70 \text{ tfm} \quad M_{2y} = 40 \text{ tfm}$$

$$B_1 = 3,50 \text{ m} \quad B_2 = 2,50 \text{ m}$$

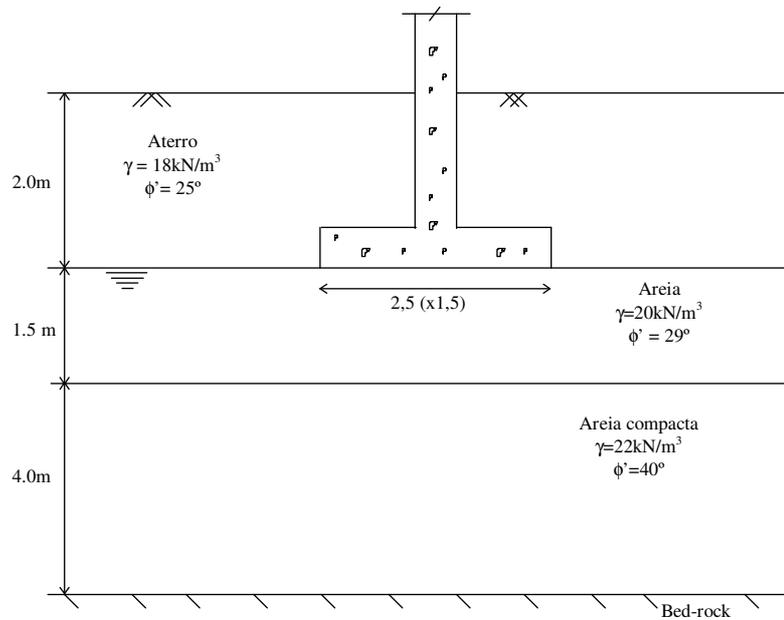
Supondo que as sapatas são rígidas e o terreno de fundação elástico:

- Calcular a tensão máxima σ_{\max} no terreno de fundação (Considere a viga não apoiada no terreno).
- Supondo os pilares de dimensões $b_1 = 0,50 \text{ m}$ e $b_2 = 0,40 \text{ m}$, calcule a espessura da sapata $B_1 \times B_1$ suposta em B25. (Admita simplificações na distribuição de pressões sob a sapata)
- Apresente a distribuição e posição das armaduras nas sapatas e indique forma de as calcular. Justifique.



Ex.9

Considere a fundação representada.



Acções :

- Permanentes

$$V_G = 150 \text{ kN} ; M_{Gx} = 10 \text{ kN.m} ; H_G = 50 \text{ kN}$$

- Sobrecargas

$$V_Q = 200 \text{ kN} ; M_{Qx} = 20 ; H_Q = 0$$

- Vento

$$V_W = 0 ; M_{Wx} = 40 \text{ kN.m} ; M_{Wy} = 100 \text{ kN.m} ; H_W = 50 \text{ kN}$$

a) Determine o coeficiente de segurança global em relação à capacidade de carga da fundação.

Caso não exista estabilidade redimensione a fundação.

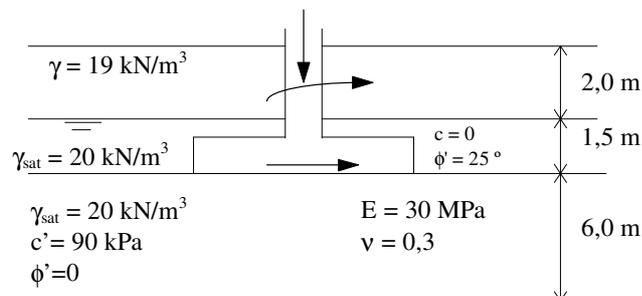
b) Efectue a verificação de segurança em relação ao estado limite último do maciço de fundação utilizando o método dos coeficientes parciais de segurança (EUROCÓDIGO 7).

c) Dimensione completamente a fundação.

d) Determine o assentamento imediato do centro da fundação $E_{\text{solo}} = 20 \text{ MPa}$; $n = 0,3$ (combinação frequente de acções).

Ex.10

Considere a sapata representada na figura.



a) Dimensione completamente a fundação representada, admitindo os seguintes esforços (40% sobrecargas, 60 % cargas permanentes):

$$V = 9000 \text{ kN};$$

$$H = 180 \text{ kN};$$

$$M = 900 \text{ kN.m}$$

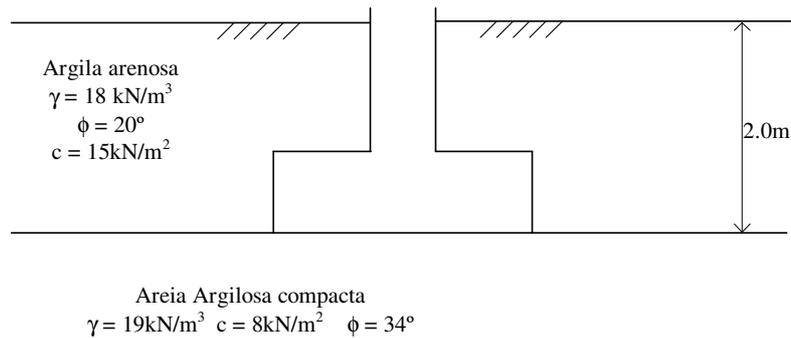
b) Admitindo que o aterro é retirado e a solicitação horizontal é de apenas 90 kN, verifique se existe segurança recorrendo aos coeficientes parciais de segurança (Caso C - EC7).

c) Calcule os assentamentos sofridos pela sapata dimensionada em a).

Ex.11

Dimensione completamente a fundação directa de um pilar ($50 \times 40 \text{ cm}^2$) sujeito a uma carga axial de 2000 kN, a um momento flector segundo xx de 350 kN.m e a uma acção horizontal de 200 kN (acções já majoradas).

Considere betão B25 e aço A400

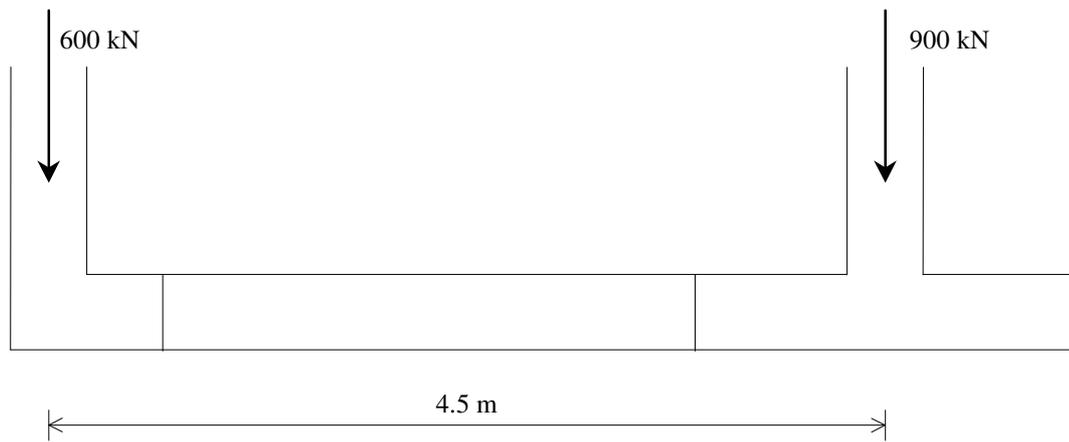


Ex. 12

Para a sapata excêntrica representada na figura, tornou-se necessário o dimensionamento de uma viga de equilíbrio. Dimensione as sapatas e a viga de equilíbrio, utilizando betão B25 e aço A400. Adopte sapatas quadradas e considere o peso próprio das mesmas.

Pilares $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$

A tensão admissível do terreno é de 300 kPa.



Ex.13

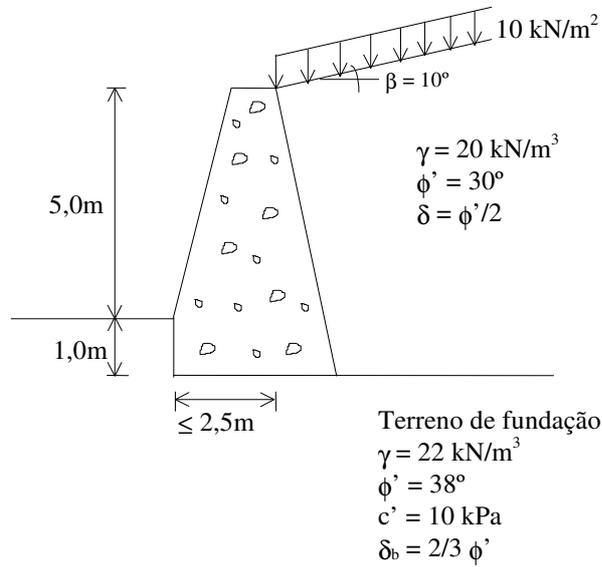
Considere o ensoleiramento geral representado que se pretende construir sobre um solo homogéneo cuja tensão admissível é de 150 kPa. Admita também que as cargas não estão majoradas e que 60 % da carga em cada pilar diz respeito a cargas permanentes e 40 % a sobrecargas.

- Verifique se o terreno admite este ensoleiramento. Caso contrário reequacione o problema das dimensões do ensoleiramento.
- Dimensione completamente o ensoleiramento.

Compare o resultado encontrado com o que obteria se recorresse aos coeficientes globais de segurança. Comente os resultados.

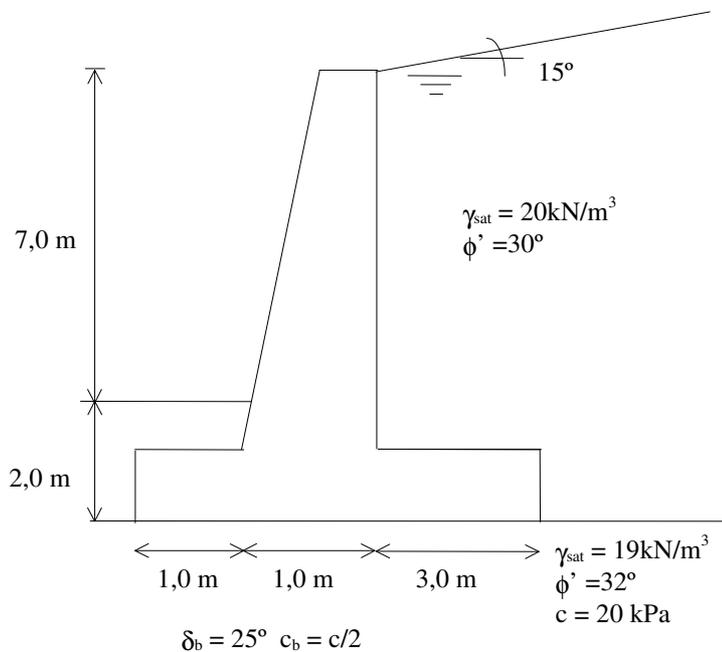
Ex. 15

Dimensione o muro de suporte maciço (tipo gravidade) apresentado na figura.



Ex.16

Considere o muro de suporte de terras representado.



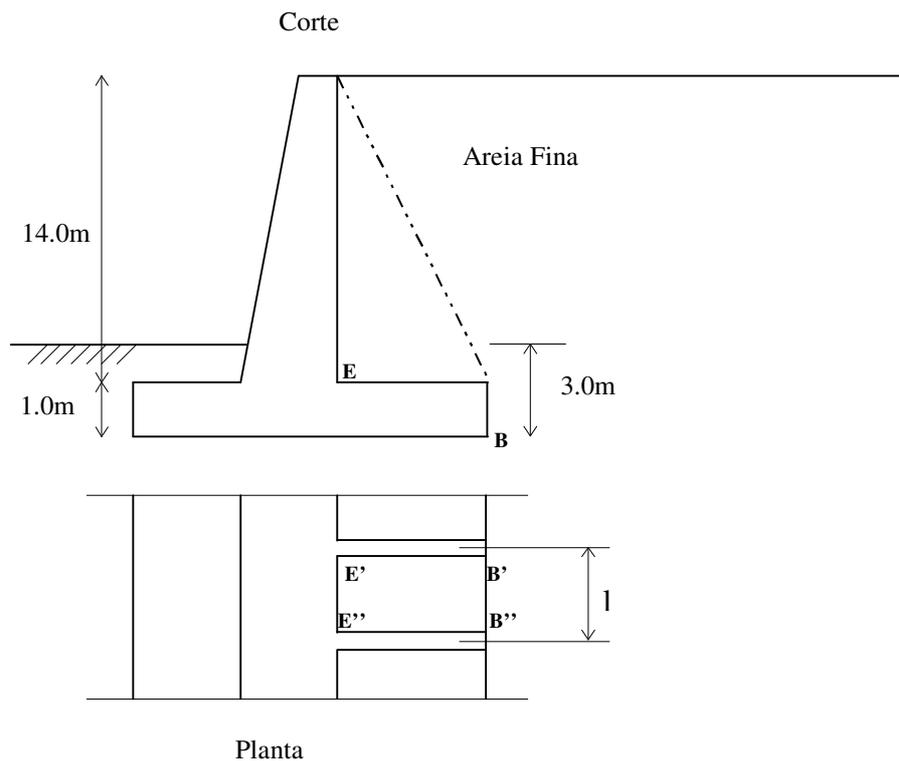
Betão B25, aço A400

- Verifique a estabilidade exterior do muro de suporte utilizando coeficientes globais de segurança e coeficientes parciais de segurança. Defina as dimensões em falta e caso não exista segurança “refaça o muro”.
- Calcule as armaduras necessárias (estabilidade interior).
- Faça um programa para o cálculo da estabilidade exterior de muros de suporte definida a sua geometria.
- Faça um programa para o cálculo da distribuição de tensões no terreno na base do muro.

Ex.17

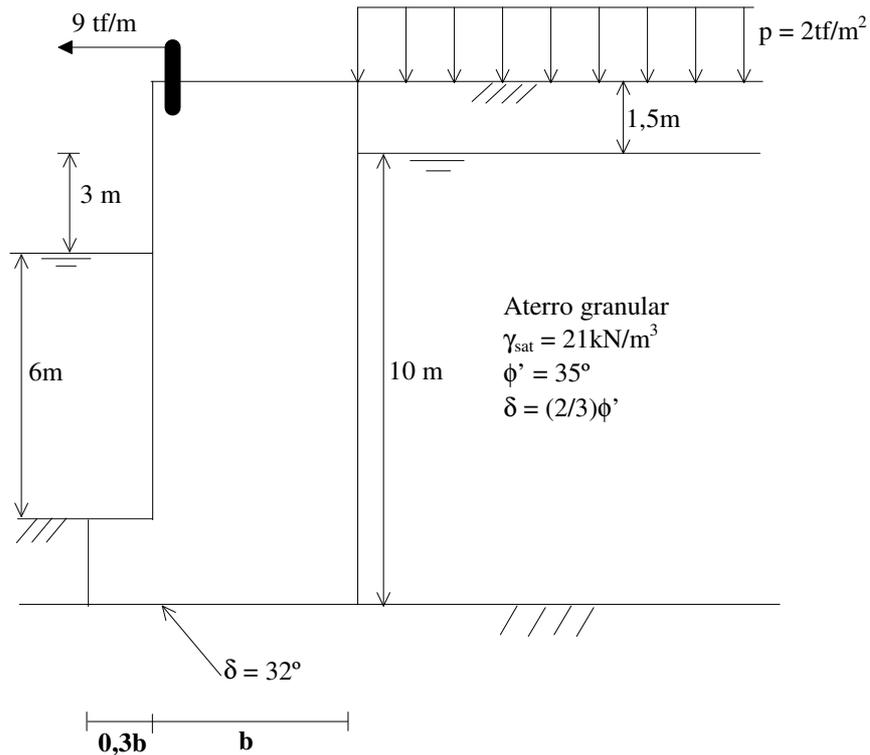
No dimensionamento de um muro de suporte usa-se muitas vezes a teoria de Rankine para o cálculo da estabilidade “exterior” e “interior”.

- Indique as hipóteses dessa teoria e aplique-a ao muro de contrafortes da Figura.
- Diga em que consiste a estabilidade interior no caso do muro da Figura. Indique a marcha de cálculo da estabilidade exterior.
- Sendo o muro de contrafortes como dimensionaria a laje de fundo E'B'B''E'' ? Como poderia calcular “sem tabelas” os momentos flectores no bordo B'B'' ? Justifique.



Ex.18

Considere o muro de suporte tipo gravidade representado na figura.

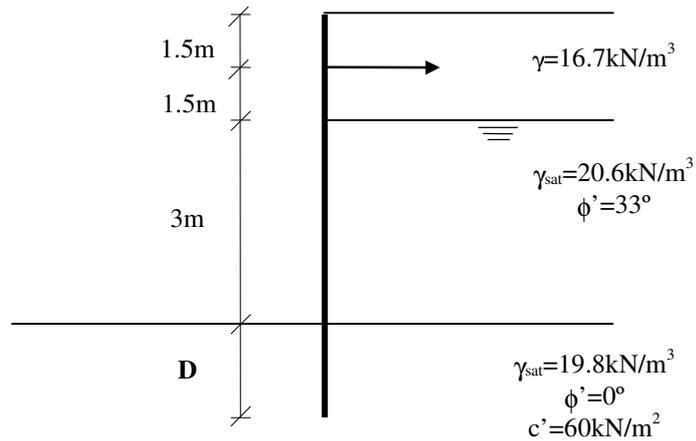


- Determine a dimensão **b** do muro de suporte recorrendo ao método dos coeficientes parciais de segurança (Caso C do EC7) de modo a que se verifique a segurança em relação ao derrubamento e ao escorregamento pela base.
- Compare o resultado encontrado na alínea anterior com o que obterias se recorresse aos coeficientes globais de segurança . Comente os resultados.
- Faça uma subrotina em BASIC ou FORTRAN para o dimensionamento da dimensão b, tendo em conta o desnível da água dentro e fora do terrapleno e a existência da carga uniforme p no terrapleno.

Ex.19

Dada a cortina de estacas-prancha da Figura e os solos indicados, determine:

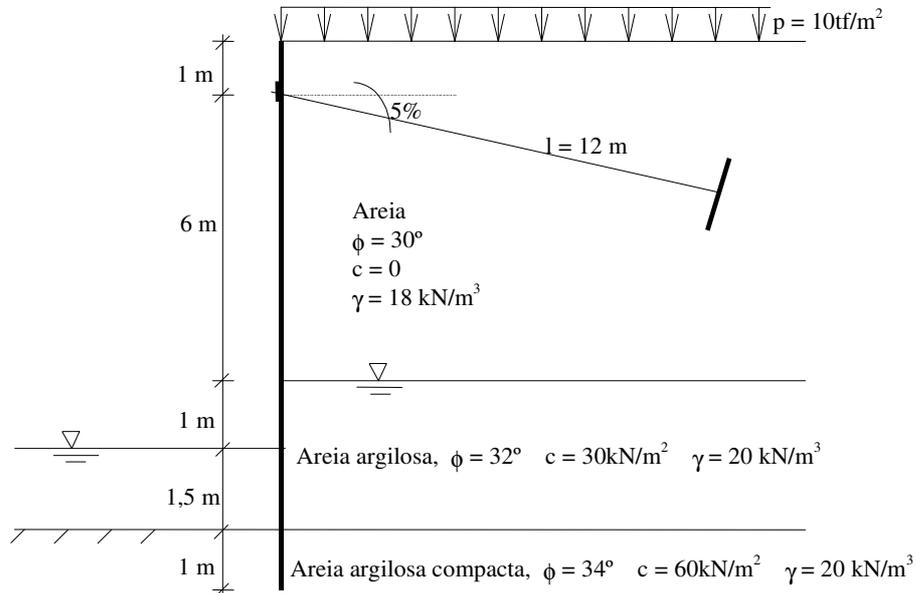
- A “ficha” ou profundidade de encastramento D.
- Os diagramas de esforços transversos e momentos flectores.
- Dimensione a cortina escolhendo estacas de aço de perfis correntes.



Ex. 20

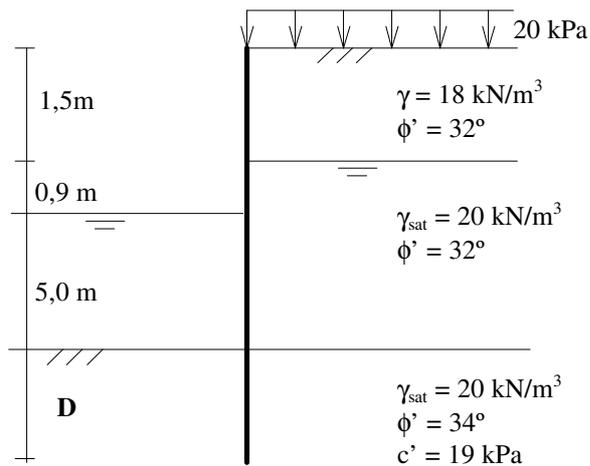
Considere a cortina de estacas-pranchas da figura, ancorada com um nível de tirantes constituídos por varões de aço A500. O espaçamento dos tirante em planta é de 1,60m.

- Verifique se a “ficha” é suficiente, usando os coeficientes parciais de segurança relativos ao Caso C do EC7. (Trace os diagramas das pressões de terras e da água, etc.).
- Dimensione os tirantes.
- Apresente um pormenor da ligação do varão à placa de ancoragem.



Ex.21

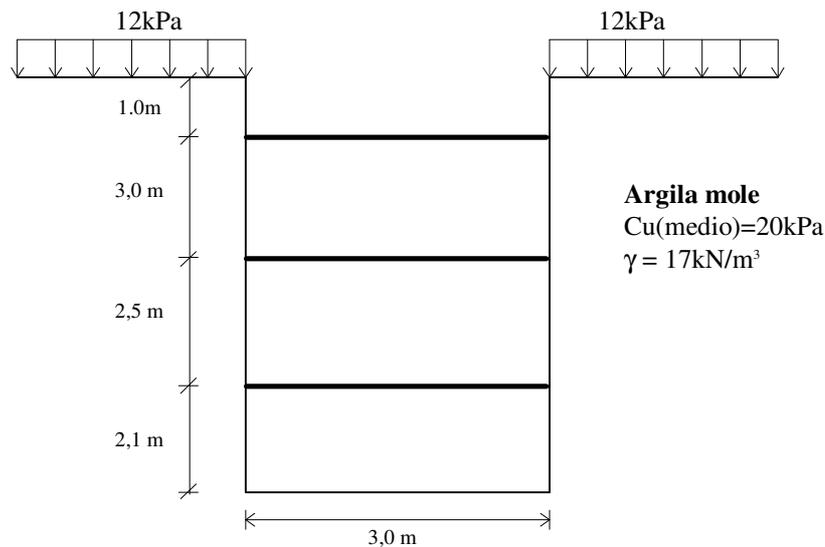
Considere a cortina de estacas prancha representada na figura



- Considerando que se estabelecem as pressões limites activas e passivas, determine a altura enterrada da cortina (ficha) e dimensione a cortina escolhendo estacas prancha de aço.
- Faça um programa em BASIC ou FORTRAN que faça o dimensionamento exterior da cortina e o dimensionamento das estacas prancha.

Ex.24

Dimensione completamente a entivação representada que se pretende realizar para a instalação de uma grande conduta de saneamento usando uma cortina escorada constituída por perfis metálicos verticais (Fe360) e por pranchas de madeira intermédias. Considere as escoras com um espaçamento horizontal de 2.40m (ao eixo). Verifique a estabilidade do fundo.



- Notas:** 1-Para o dimensionamento dos perfis metálicos verticais e das pranchas de madeira considere uma redução de 50% do diagrama de pressões de Terzaghi e Peck.
2- Madeira de pinho da Classe 5: $f_{mk}=24\text{MPa}$

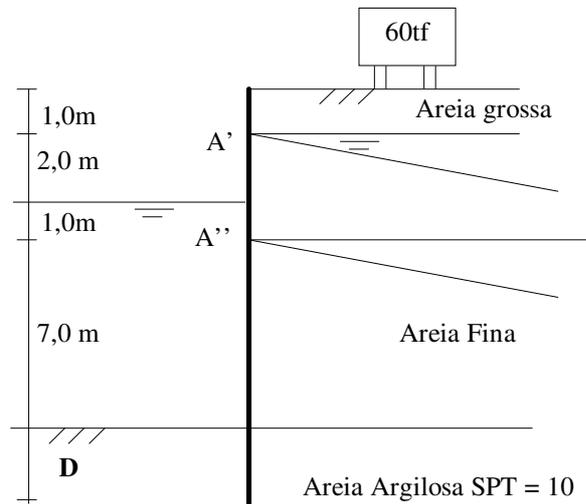
Ex.25

Uma cortina de estacas prancha segura um aterro de 12 m de altura (Figura) ancorada com dois níveis de tirantes (fixados em A' e A'') constituídos por um varão de aço A500.

- Faça desenhos esquemáticos da cortina em corte transversal e em planta com medidas de bom senso para o comprimento de encastramento (“ficha”).
- Indique como se podem considerar os impulsos devidos à diferença de níveis freáticos dentro e fora do aterro. Trace o seu diagrama. Indique forma de reduzir esses impulsos.
- Calcule a ficha considerando apenas o primeiro nível de tirantes (A'') usando coeficientes parciais de segurança.

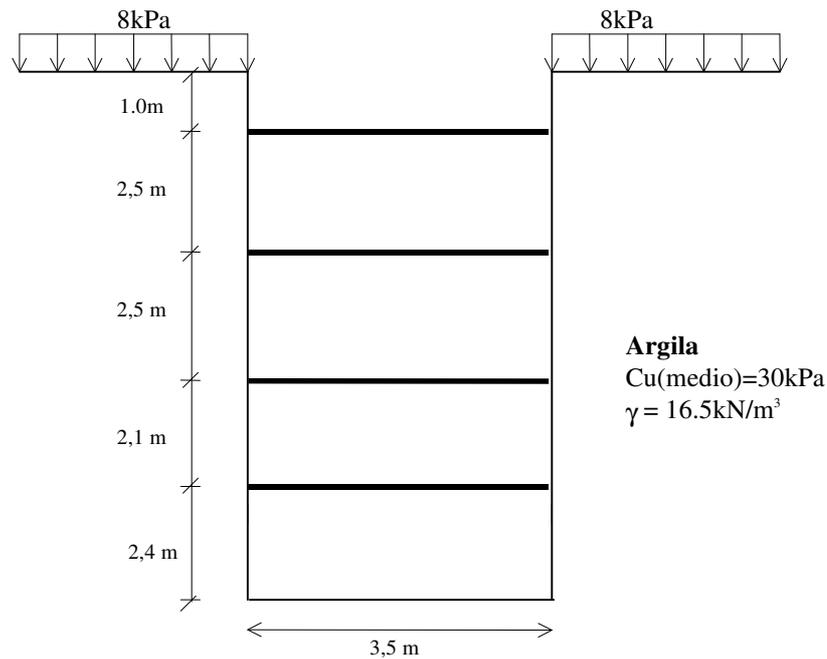
Arbitre valores apropriados para as características dos materiais.

- Trace com rigor o diagrama de momentos flectores.
- Indique formas de proteger os tirantes da corrosão.
- Desenhe um pormenor da ligação dos tirantes às lajes de ancoragem.
- Apresente em concreto a marcha de cálculo do coeficiente de segurança ao deslizamento geral pelo método das fatias . Faça comentários em relação aos tirantes.



Ex.26

Dimensione completamente a entivação representada constituída por uma cortina de estacas prancha escorada. Considere as escoras com um espaçamento horizontal de 3,0 m (ao eixo). Verifique a estabilidade.



Ex.27

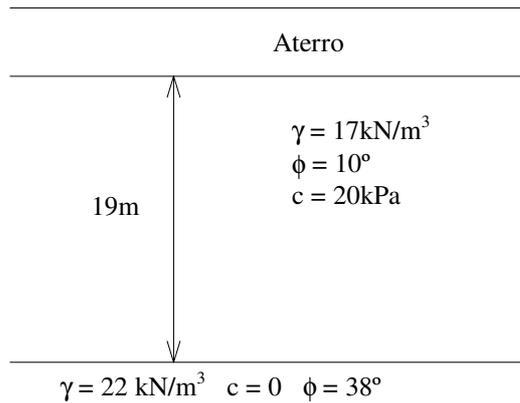
Um pilar está na sua base submetido aos seguintes esforços:

$$N = 7500 \text{ kN}$$

$$M_x = 200 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 360 \text{ kN.m}$$

pretendendo-se adoptar, atendendo às características do terreno, uma fundação em estacaria.

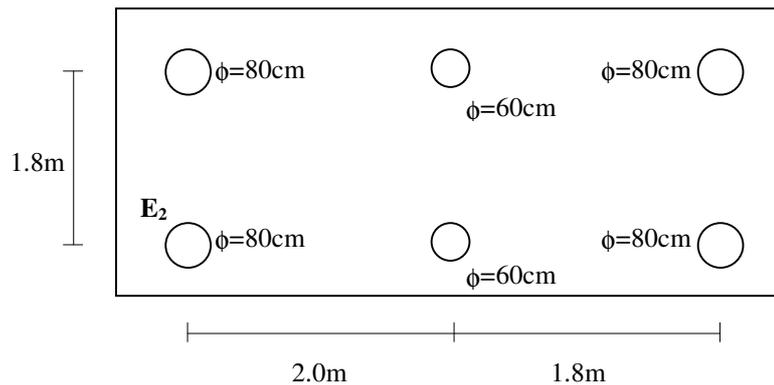


- Determine a carga total de segurança de uma estaca com 80 cm de diâmetro de 19 m de comprimento, usando um coeficiente global de segurança de 3,0.
- Repita a alínea anterior mas recorrendo aos coeficientes parciais de segurança (Caso C - EC7)
- Determine o número de estacas necessário para a fundação deste pilar e dimensione o maciço de encabeçamento.

Ex.28

Considere o maciço de estacas de diâmetros variados da Figura. Estão aplicados no centro de gravidade do maciço a carga $N=5500\text{kN}$ e os momentos $M_x=1800\text{kN.m}$ e $M_y=1500\text{kN.m}$.

- Calcule a carga na estaca mais carregada.
- Se for retirada a estaca E_2 , calcule o esforço vertical nas restantes estacas.



Ex.29

A figura diz respeito a um terreno sobre o qual se

pretende construir uma estrutura de BA. A cota prevista para o piso térreo vai exigir que se faça um aterro de 1,5m de altura sobre a superfície actual do terreno.

Pretende-se fundar em estacas um pilar de $0,80 \times 0,60 \text{ m}^2$, tendo na base os seguintes esforços de cálculo:

$$N_{sd} = 4000 \text{ kN} \quad M_{sd,x} = 200 \text{ kNm} \quad M_{sd,y} = 400 \text{ kNm}$$

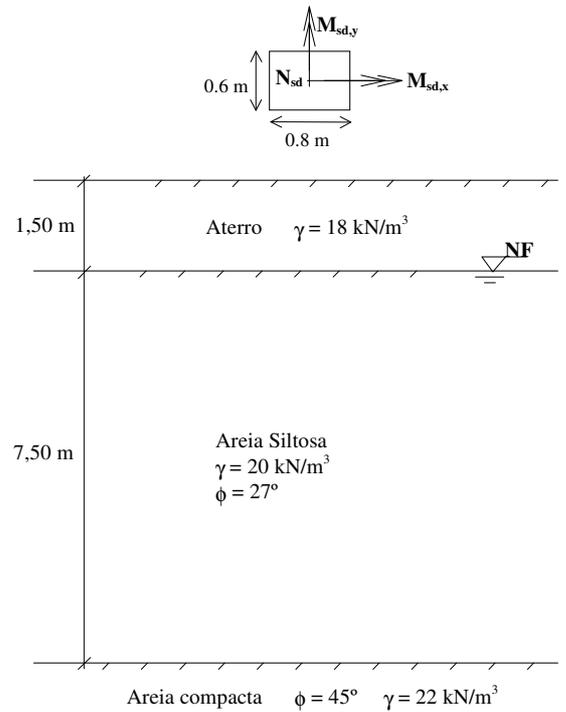
As estacas terão diâmetro de 0,50 m e serão de tubo cravado até à areia compacta.

a) Considere os casos seguintes:

i) As estacas são executadas antes da colocação do aterro.

ii) As estacas são executadas depois da colocação e assentamento do aterro.

Mostre as diferenças que há nas acções sobre as estacas nos casos i) e ii).



b) Apresente a solução em estacaria para o caso i) indicando a capacidade de carga de cada estaca e apresentando o número e disposição das estacas. (A tensão máxima admissível no betão das estacas é de 6,0MPa)

c) Em que situações se devem usar estacas cravadas ou, alternativamente, estacas moldadas “in situ”?

d) Apresente os tipos de estacas moldadas “in situ”, indicando os principais cuidados a ter na sua execução.

Ex. 30

Um pilar está fundado num maciço com 9 estacas verticais de igual comprimento em Betão B25 com diâmetros $d = 0,50 \text{ m}$, excepto as estacas 3 e 7 que têm diâmetros de 0,80m.

O pilar tem as seguintes cargas:

$$N = 700 \text{ tf}$$

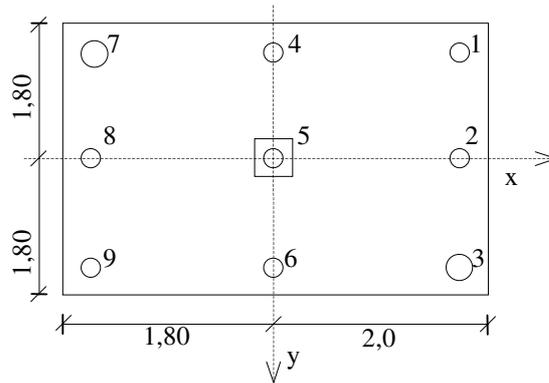
$$M_x = 80 \text{ tfm}$$

$$M_y = 60 \text{ tfm}$$

a) Indique para a estaca 3 quais das acções indicadas a sobrecarregam e quais as que a aliviam. Justifique.

b) Calcule o esforço que vem para a referida estaca.

c) Desenhe um perfil do terreno no local das estacas, escolhendo e atribuindo apropriadamente características de resistência aos solos de forma a que a resistência de cada estaca seja limitada pela capacidade de resistência do Betão Armado da estaca e não pela capacidade de carga do terreno.



Ex.31

Demonstre através de desenhos e cálculos da sua autoria que um grupo de estacas com distâncias mínimas entre eixos (que deve indicar) de estacas vizinhas, tem uma capacidade de carga ou resistência superior à soma das capacidades de carga das estacas individualmente consideradas.

Ex. 32

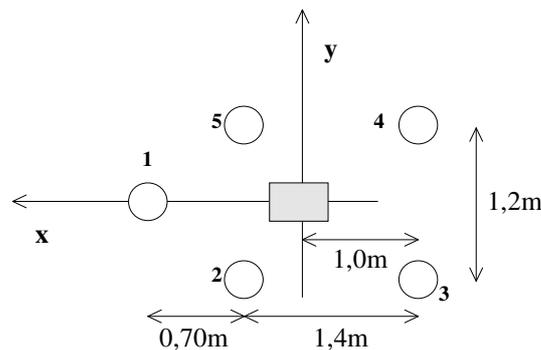
Um pilar está na sua base submetido aos seguintes esforços:

$$N = 600\text{tf}$$

$$M_x = 80\text{kN.m}$$

$$M_y = 80\text{kN.m}$$

sendo a fundação constituída por 5 estacas verticais todas do mesmo comprimento e o mesmo diâmetro, $d = 0,60\text{m}$.



- Calcule a carga na estaca 5. Justifique todos os cálculos.
- Supondo que a estaca 4 era eliminada refazer os cálculos para obter a carga na estaca 5.
- Supondo que existia uma força horizontal no maciço de 200 tf que tanto pode actuar da direita para a esquerda como da esquerda para a direita, conceba um conjunto de estacas inclinadas para “absorver” essa força.

Ex.33

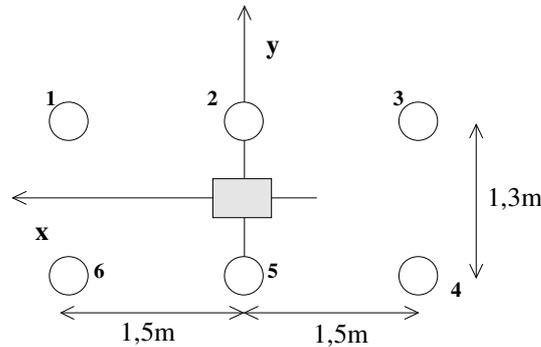
Um pilar está na sua base submetido aos seguintes esforços:

$$N = 500\text{tf}$$

$$M_x = 80\text{kN.m}$$

$$M_y = 150\text{kN.m}$$

sendo a fundação constituída por 6 estacas verticais todas do mesmo comprimento e o mesmo diâmetro, $d = 0,80\text{m}$.

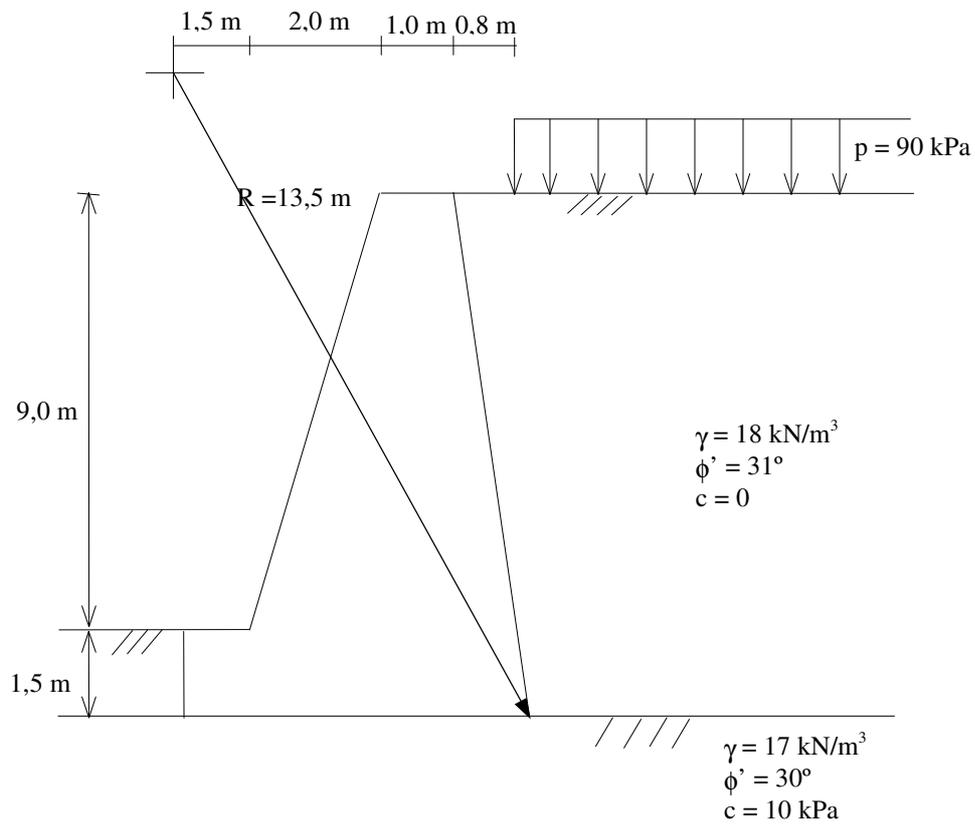


- Calcule a carga na estaca 5. Justifique todos os cálculos.
- Supondo que a estaca 4 era eliminada refazer os cálculos para obter a carga na estaca 5.
- Calcule os esforços nas estacas usando o programa do Prof. Francisco Martins arbitrando as características do terreno.

Ex. 34

Considere o muro de suporte representado na figura. Admitindo as condições nela representadas, calcule o factor de segurança as deslizamento pela superfície indicada recorrendo ao:

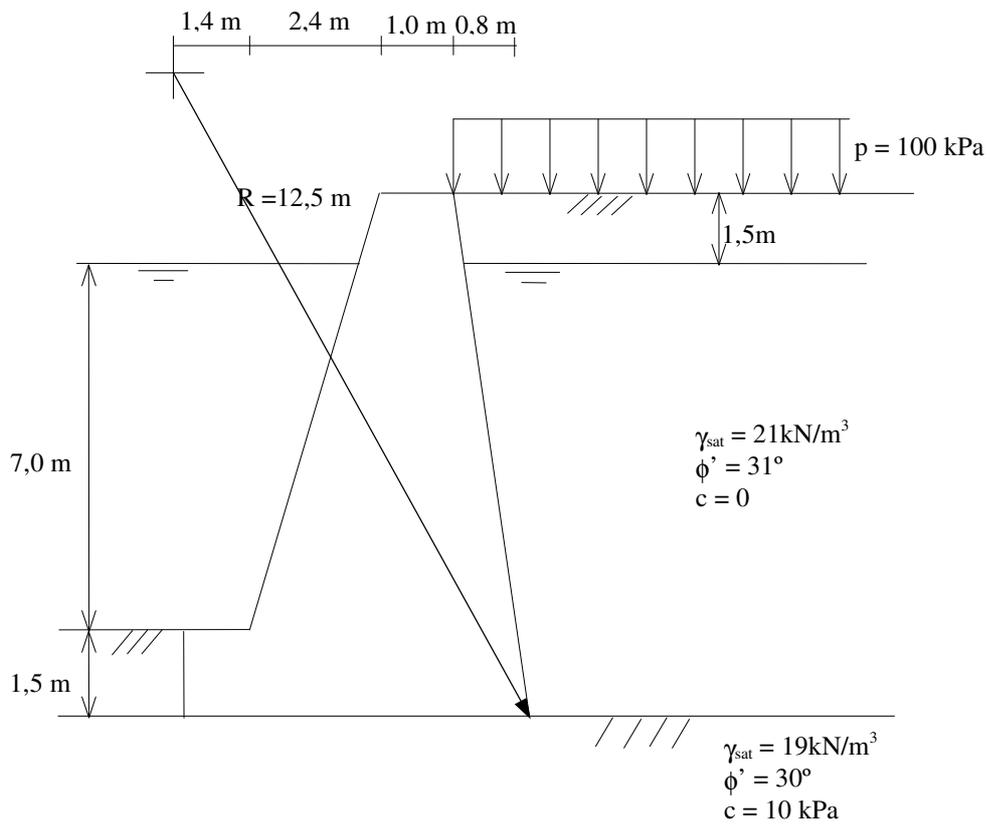
- Método de Fellenius;
- Método de Bishop simplificada;



Ex. 35

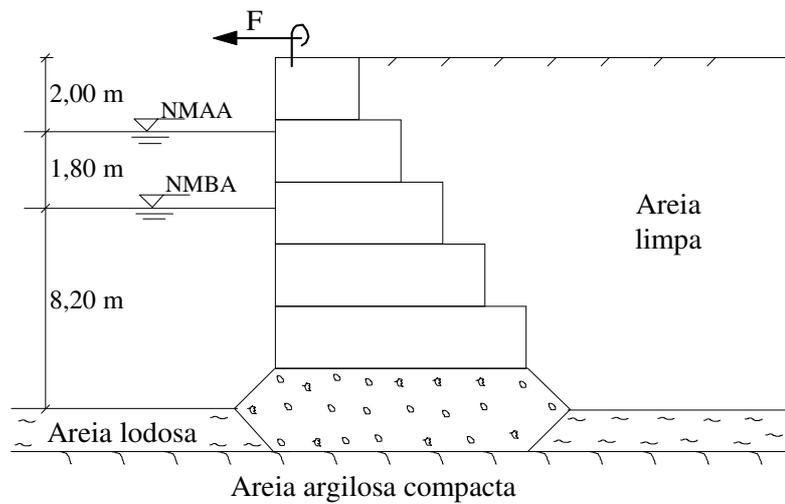
Considere o muro de suporte representado na figura. Admitindo as condições nela representadas, calcule o factor de segurança as deslizamento pela superfície *indicada* recorrendo ao:

- a) Método de Fellenius;
- b) Se a água dentro do aterro se encontrar a 1,50 m acima do nível exterior como calcula o FS?



Ex.31

- Para o muro-cais da Figura atribua características de resistência aos solos indicados.
- Justifique a necessidade de escavar (dragar) até se atingir um solo compacto ou “bed rock”.
- Justifique a necessidade de considerar acções horizontais sobre o muro e indique forma de as estimar.
- Calcule o factor de segurança por um método das fatias. Concretize.



Observação: os alunos devem fazer desenhos elucidativos e bem proporcionados.

1.

- a) As fundações em estacaria dos pilares de um edifício têm, em geral, só estacas verticais. Justifique como são “absorvidos” os esforços devido a forças horizontais como o vento ou os sismos. Faça desenhos.
- b) Em que casos se justifica o uso de estacas inclinadas? Justifique e dê exemplos com desenhos.
- c) Defina as matrizes de rigidez e de flexibilidade na cabeça de uma estaca “embebida” no terreno. Indique as formas de calcular as colunas da matriz de flexibilidade.
- d) Como serão calculados os esforços nas cabeças das estacas de um maciço nos casos em que há estacas inclinadas?

2. Os pilares da Figura 1 encastram na sapata (ABCDEF) indicada em planta e têm as seguintes cargas verticais e momentos flectores:

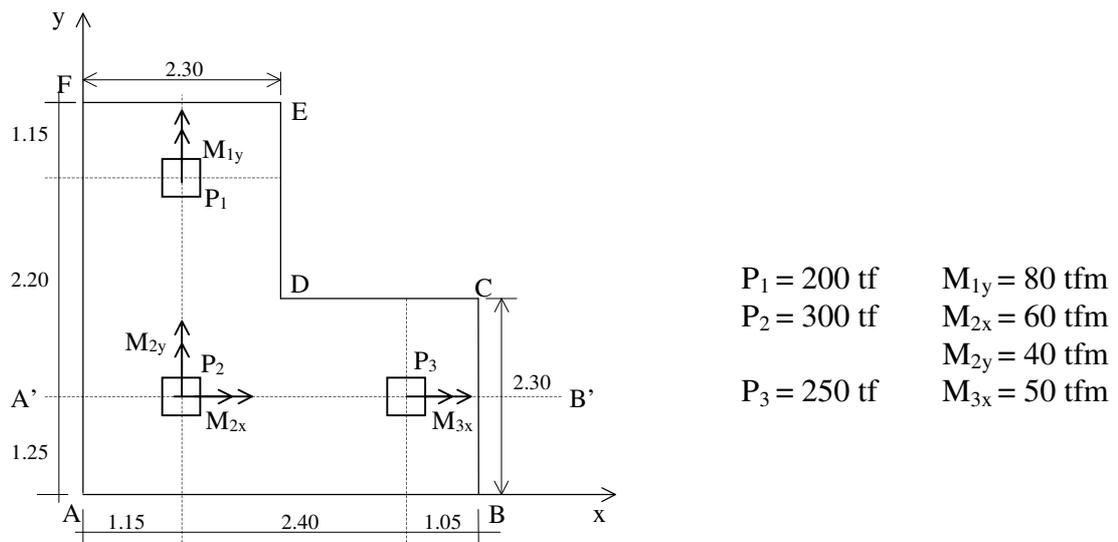


Fig.1

- a) Calcule a tensão transmitida ao terreno no ponto **A**, supondo o terreno linearmente elástico e a sapata rígida.
- b) Dimensione a espessura da sapata, supondo, para simplificar, que os pilares são todos de 0,80 m x 0,80 m.
- c) Represente um corte **A'B'** vertical da sapata e pilares **P2** e **P3** e indique as armaduras a colocar. Calcule a armadura principal entre **A'** e **P2**.

- 3.
- A cortina de estacas pranchas da Figura 2 deve ser ancorada. Justifique.
 - Complete o desenho com a linha de tirantes de ancoragem e desenhe um pormenor da sua ligação à cortina. Arbitre um espaçamento para os tirantes e desenhe uma planta com a cortina e os tirantes.
 - Desenhe o diagrama de pressões de terras e água na cortina e calcule a “ficha”. Arbitre as bariedades dos solos.
 - Indique a marcha de dimensionamento das estacas-pranchas.
 - Calcule a força em cada tirante e dimensione-o admitindo A400.

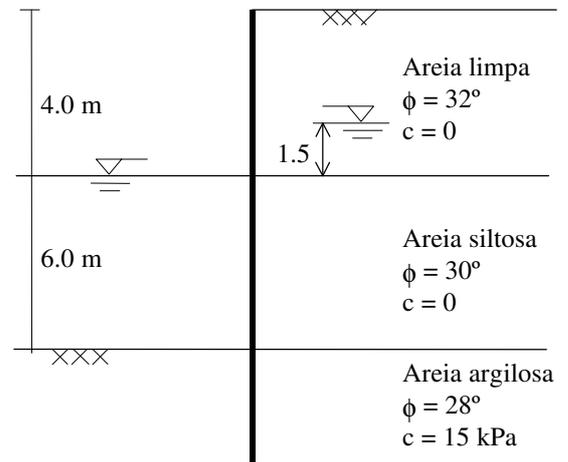


Fig. 2

TestFund99.doc

DEC-UM FUNDAÇÕES

1ª Chamada

25 de Junho de 1999

1. a) Dimensione a sapata rectangular da Figura 1 comum a três pilares com as cargas:

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 1000 \text{ kN} \\
 M_1 &= 200 \text{ kNm} \\
 P_2 &= 2000 \text{ kN} \\
 P_3 &= 1500 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pilares 0.50×0.50

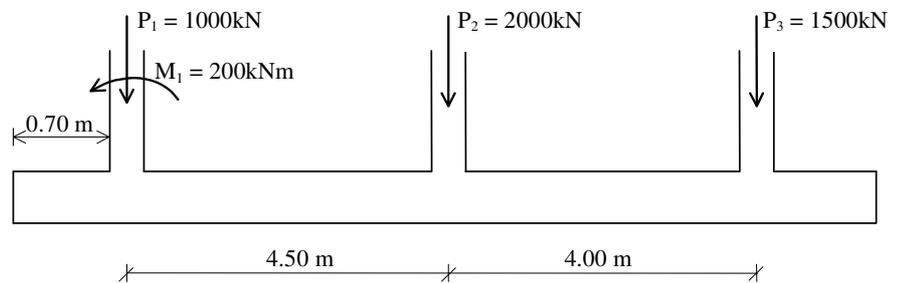


Fig. 1

Admita que 60 % das referidas cargas dizem respeito a acções permanentes e que 40 % dizem respeito a acções variáveis. Admita também que o terreno suporta uma tensão $q_d = 0.4 \text{ MPa}$ que se deseja uniforme.

- Se o terreno na zona do pilar P_3 for menos resistente que o terreno sob os outros dois pilares, que consequências adviriam para os momentos flectores e que medidas construtivas e de projecto tomariam para fazer face a essa situação.
2. a) Até que alturas se podem considerar económicos os muros de suporte de Betão Armado em consola. Justifique.

- b) Mostre as diferenças de funcionamento quanto à estabilidade interna, dos muros de suporte em consola e com contrafortes. Faça desenhos.
- c) Usando a Teoria de Rankine calcule os coeficientes de segurança do muro da Figura 2 quanto à estabilidade externa.
- d) Usando um método de fatias como poderia calcular o coeficiente de segurança do muro em relação ao escorregamento global.

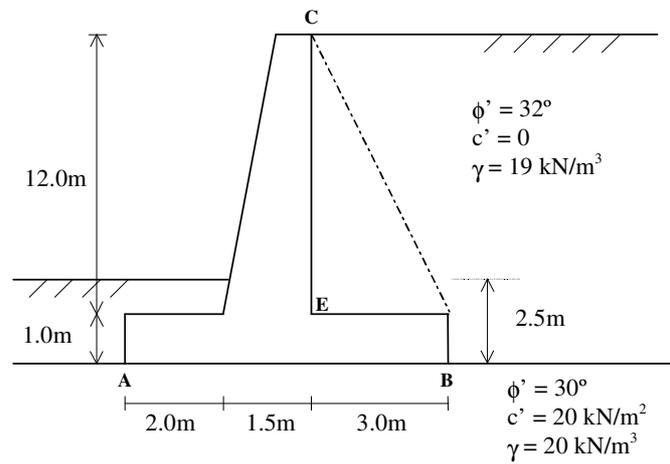


Fig. 2

3. Considere o maciço de estacas da Figura 3. No seu centro de gravidade estão aplicadas as seguintes cargas:

$$N = 4\,000 \text{ kN}$$

$$M_x = 800 \text{ kNm}$$

$$M_y = 600 \text{ kNm}$$

- a) Calcule a carga na estaca mais carregada.
- b) Se for retirada a estaca 4 calcule o esforço que vem para a estaca 2.

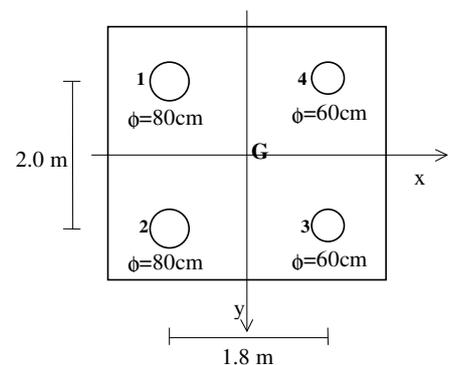


Fig. 3

DEC_UM

FUNDAÇÕES

2ª Chamada

8 de Julho de 1999

1. A sapata da fundação de um encontro de uma ponte tem a forma apresentada na Figura 1. A combinação de acções mais desfavorável para o encontro dá, em relação ao centro de gravidade (G) da sapata, os seguintes valores:

$$N = 1500 \text{ tf}$$

$$M_x = 150 \text{ tfm}$$

$$M_y = 600 \text{ tfm}$$

$$T_x = -500 \text{ tf}$$

- a) Calcule a tensão no terreno no ponto mais carregado.
- b) Indique forma(s) de absorver o esforço horizontal $T_x = -500 \text{ tf}$.
- c) Supondo que o terreno de fundação tem um ângulo de atrito $\phi' = 32^\circ$ e coesão $c' = 30 \text{ kN/m}^2$, verifique se há segurança suficiente na fundação.

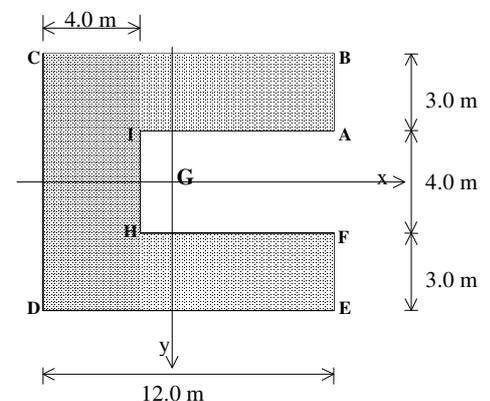


Fig. 1

2. Considere a entivação escorada da Figura 2, constituída por estacas-prancha metálicas. O espaçamento horizontal das escoras é de 3.0 m.
- Complete o desenho com as peças que faltam.
 - Desenhe um corte horizontal das estacas-prancha e justifique o tipo escolhido.
 - Dimensione a entivação.
 - Verifique a estabilidade do fundo da escavação. Se não for suficiente o que é que tem que fazer?

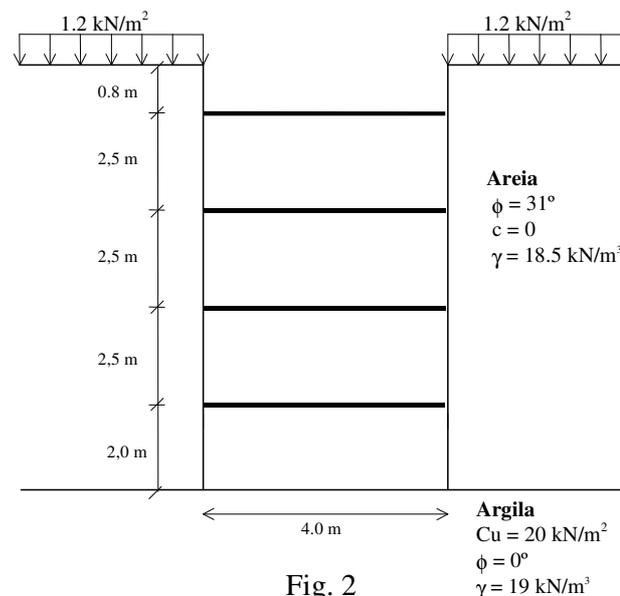


Fig. 2

- Quais os tipos de obras fundadas em estacaria, que em geral, exigem estacas cravadas inclinadas. Justifique.
 - Se no mar ou num rio com grande caudal quiser fundar por estacas moldadas, como poderá proceder na parte das estacas mergulhadas na água?
 - Quais os casos em que não se podem usar estacas cravadas e quais aqueles em que elas são recomendadas?
 - O maciço de estacas verticais da Figura 3 está sujeito às seguintes cargas, reduzidas ao seu centro de gravidade:

$$N = 600 \text{ tf}$$

$$M_x = -50 \text{ tfm}$$

$$M_y = -100 \text{ tfm}$$

Qual a carga na estaca mais carregada e qual é essa estaca?

- Se as estacas não tivessem todas o mesmo comprimento, como poderia usar o método da flexão composta para calcular os esforços nas estacas? Que outro método poderia usar?

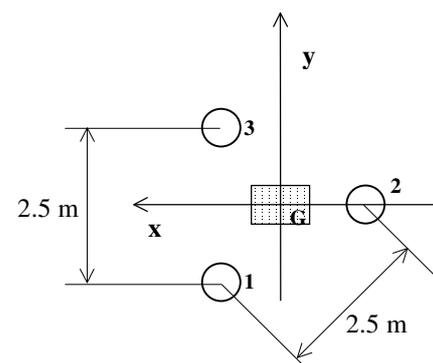
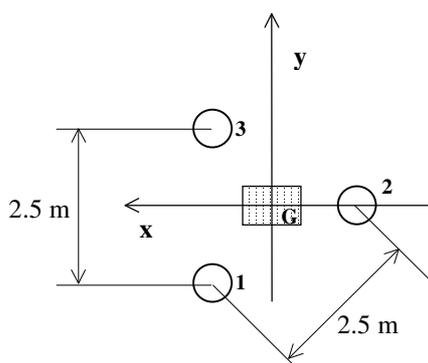


Fig. 3



U. Minho Exame de Fundações . Época de Setº./99

-1 Considere um edifício de escritórios e habitação de 40m de altura. Desenhe uma planta esquemática e estime cargas (não majoradas) numa distribuição de pilares que deve escolher

com bom senso, admitindo que 65% das cargas são devidas a peso próprio e 35% devidas a sobrecargas nos pavimentos e cobertura. A fundação é um ensoleiramento geral com sapata em B25.

- a) Calcule a tensão máxima de projecto no terreno de fundação.
- b) Trace um perfil de solos com pelo menos duas camadas que justifique um ensoleiramento geral. Indique tipo, espessura e características de resistência de cada solo, e conceba o perfil de solos de forma a que o edifício não fique a sofrer assentamentos por muitos anos.
- c) Dimensione a laje de fundação.
- d) Se além da sobrecarga acima referida houvesse a acção de um vento ciclónico uniforme de 170 kGf/m² quais seriam os pilares que iriam ser sobrecarregados e de quanto? (quantifique a força horizontal)
- e) Como poderia a fundação “aborver” essa força horizontal?

-2. -a) Como é que numa ponte-cais as componentes horizontais das forças produzidas pelas tracções dos cabos dos navios e das atracções podem ser “absorvidas” se a fundação da ponte fôr em estacaria? (**faça desenhos**)

- b) A capacidade de carga de uma estaca ao arranque é diferente (indique se é menor ou maior) da sua capacidade de carga à compressão. Justifique.
- c) Para o ensaio de carga de uma estaca E (fig. 2.) à compressão é vulgar usar duas estacas vizinhas A e B à tracção.
 - i) Faça um esquema do ensaio.
 - ii) Comente sobre a distância d mínima e máxima a usar entre estacas.

-3. Considere o talude da Fig.3, onde as camadas têm as seguintes características:

-1- $\Phi=32^\circ$, $c=0.0$; $\gamma= 18\text{kN/m}^2$

-2- $\Phi=10^\circ$, $c=0.10 \text{ k/Nm}^2$; $\gamma_{\text{sat}}= 19\text{kN/m}^2$

-1- $\Phi=40^\circ$, $c=0.50 \text{ k/Nm}^2$; $\gamma_{\text{sat}}= 20\text{kN/m}^2$

- a) Trace um círculo de deslizamento que lhe pareça que são dos que dão menor coeficiente de segurança F_s e justifique.
- b) Equacione o cálculo de F_s pelo método sueco.
- c) Pormenorize desenhando e quantificando o cálculo do peso de uma fatia que abranja os terrenos 1 e 2 e a sobrecarga.

TestFund1.doc

UNIVERSIDADE DO MINHO

Exame de Fundações

Setembro de 1999

1. Considere um edifício de 40 m de altura com a planta e as cargas (não majoradas) nos pilares da Figura1, sendo 70 % das cargas devidas a peso próprio e 30 % devidas a sobrecargas nos pavimentos e cobertura. O edifício é fundado por ensoleiramento geral em B30. (Pilares 0.6x0.6)

- a) Calcule a tensão máxima de projecto no terreno de fundação.
- b) Trace um perfil de solos com pelo menos duas camadas que justifique um ensoleiramento geral. Indique o tipo, a espessura e as características de resistência de cada solo, e conceba o perfil de solos de forma a que o edifício não fique a sofrer assentamentos por muitos anos.
- c) Dimensione a laje de fundação.

d) Se além da sobrecarga acima referida houvesse a acção de um vento ciclónico uniforme de 170 kgf/m^2 quais seriam os pilares que iriam ser sobrecarregados e de quanto (quantifique a força horizontal).

e) Como poderia a fundação “aborver” essa força horizontal?

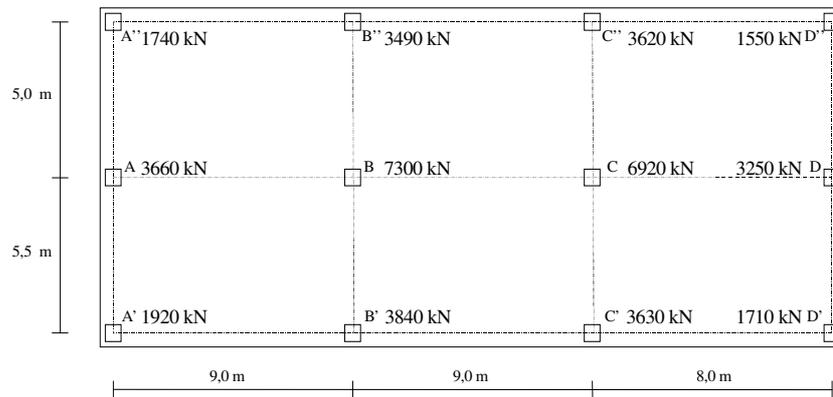


Fig. 1

2. a) Como é que numa ponte-cais as componentes horizontais das forças produzidas pelas tracções dos cabos dos navios e das atracções podem ser “absorvidas” se a fundação da ponte for em estacaria? (faça desenhos)

b) A capacidade de carga de uma estaca ao arranque é diferente (indique se é menor ou maior) da sua capacidade de carga à compressão. Justifique.

c) Para o ensaio de carga da estaca E (Fig. 2.) à compressão é vulgar usar duas estacas vizinhas A e B à tracção.

i) Faça um esquema do ensaio.

ii) Comente sobre a distância d mínima e máxima a usar entre estacas.

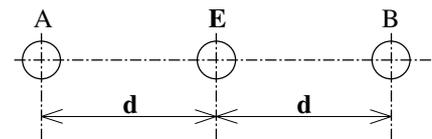


Fig. 2

3. Considere o talude da Figura 3, onde as camadas têm as seguintes características:

Camada 1: $\phi = 32^\circ$; $c = 0.0$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Camada 2: $\phi = 10^\circ$; $c = 10 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$

Camada 3: $\phi = 40^\circ$; $c = 50 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$

a) Trace um círculo de deslizamento que lhe pareça que é dos que dão menor coeficiente de segurança F_s e justifique.

b) Equacione o cálculo de F_s pelo método sueco.

c) Pormenorize desenhando e quantificando o cálculo do peso de uma fatia que abranja os terrenos 1 e 2 e a sobrecarga.

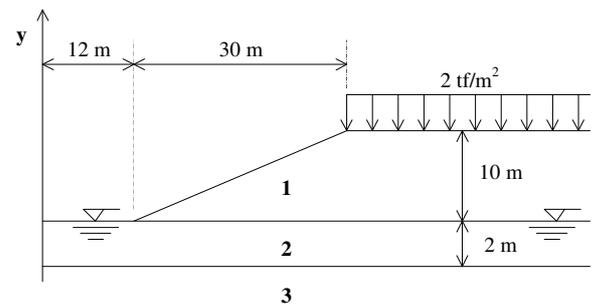


Fig. 3

!. Um pilar está fundado num maciço com 9 estacas verticais de igual comprimento em Betão A. com diâmetros $d=0,50$ excepto a estacas 3 e 7 que têm diâm. de 0.80m.

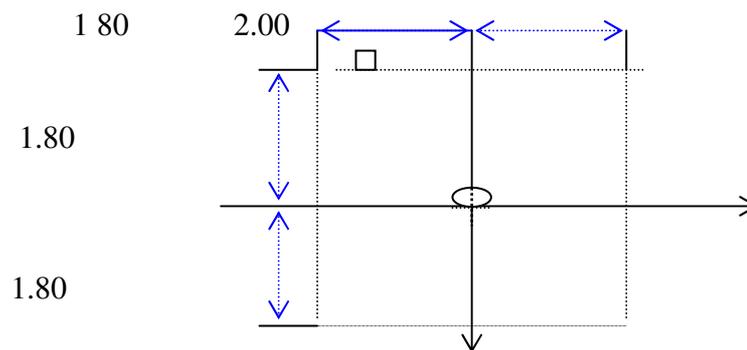
O pilar tem as seguintes cargas:

$$N = 700 \text{tf}$$

$$M_x = 80 \text{tfm}$$

$$M_y = 60 \text{tfm}$$

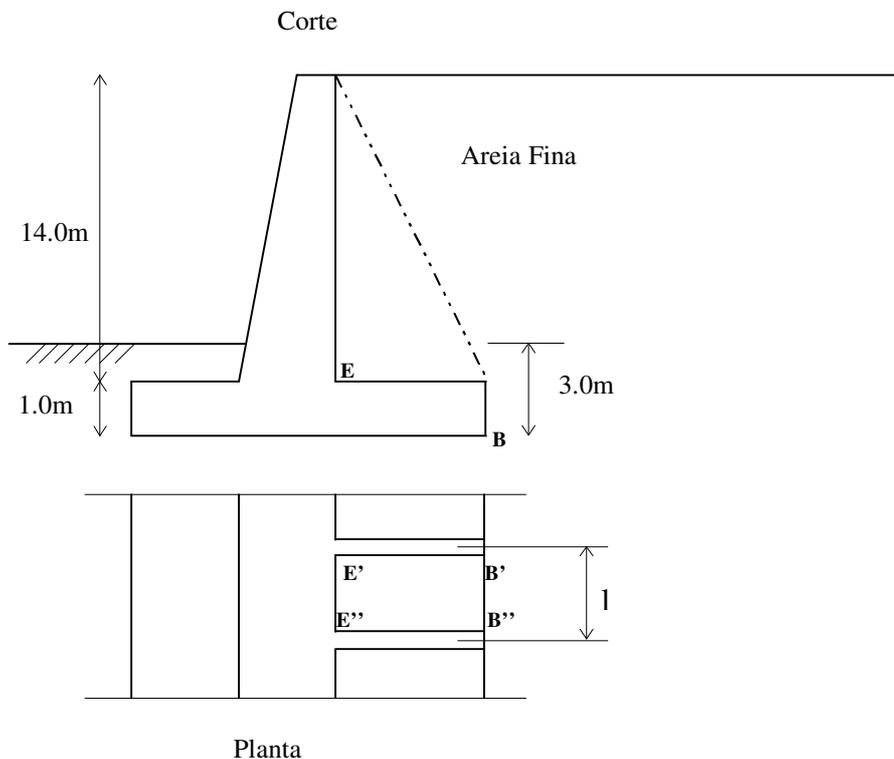
- Indique para a estaca 3 quais são das acções indicadas, quais as que a sobrecarregam e quais as que a aliviam. Justifique.
- Calcule o esforço que vem para a referida estaca.
- Desenhe um perfil do terreno no local das estacas, escolhendo e atribuindo apropriadamente características de resistência aos solos de forma a que a resistência de cada estaca seja limitada pela capacidade de resistência do B.A. da estaca e não pela capacidade de carga do terreno.



v

1 . No dimensionamento de um muro de suporte usa-se muitas vezes a teoria de Rankine para o cálculo da estabilidade “exterior” e “interior”.

- Indique as hipóteses dessa teoria e aplique-a ao muro de contrafortes da Fig.1
- Diga em que consiste a estabilidade interior no caso do muro da Fig.1. Indique a marcha de cálculo da estabilidade exterior.
- Sendo o muro de contrafortes como dimensionaria a laje de fundo $E'B'B''E''$? Como poderia calcular “sem tabelas” os momentos flectores no bordo $B'B''$? Justifique.



3. Demonstre através de desenhos e cálculos de sua autoria que um grupo de estacas, trabalhando essencialmente de ponta, com distâncias mínimas entre eixos (que deve indicar) de estacas vizinhas, tem uma capacidade de carga ou resistência superior à soma das capacidades de carga das estacas individualmente consideradas.

UM 4º. ano de Engª. Civil Exame final de "FUNDAÇÕES" chamad Julho 1998

1. a.) Defina escavação entivada e diga como pode ser constituída a entivação.
- b) Esclareça em que casos é dispensável a entivação e aqueles em que é indispensável.
- c.) Pretende-se realizar uma escavação numa área de 15x15m num terreno areno-argiloso com nível freático a pequena profundidade. Tendo-se optado pelo uso de cortinas de estacas-pranchas em B Armado, apresente técnicas para a sua execução. Indique à ordem de execução dos trabalhos e formas de garantir a estabilidade durante essa execução.
- d.) Supondo que se usam ancoragens para fixar a cortina de retenção, apresente desenhos com essa ancoragens e sugira como poderia fixar se poderia fixar o seu comprimento mínimo.
- e) Que problemas podem surgir no fundo da escavação e como poderiam ser resolvidos.

2) A capacidade de carga de um órgão de fundação e, em geral, dada pela fórmula:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot \alpha_c + q \cdot N_q \cdot \alpha_q + (B/2) \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \quad (1)$$

- a). Identifique todos os factores da fórmula (1). Faça desenhos
- b). Discuta o valor relativo das três parcelas:

- i. Em função da menor dimensão da planta do órgão de fundação. Exemplifique
- ii Em função do ângulo de atrito do terreno abaixo da base da fundação.
- iii. Nos parâmetros α_c e α_q estão incluídos factores de profundidade d_c e d_q que dependem do ângulo de atrito do solo acima da base da fundação e não do ângulo de atrito do terreno abaixo dela. Justifique.

- 3.-a). Para o muro-cais da Fig 3 atribua características de resistência aos solos indicados.
- b). Justifique a necessidade de escavar (dragar) até se atingir um solo compacto ou “bed rock”
- c). Justifique a necessidade de considerar acções horizontais sobre o muro e indique forma de as estimar.
- d). Calcule o factor de segurança por um método das fatias. Concretize.

UNIVERSIDADE DO MINHO

4º. ano de Eng^a. Civil

Exame final de "FUNDAÇÕES" Novembro 1998

1. a) Indique os parâmetros que contribuem para a capacidade de carga de uma estaca e que são afectados pelo processo de construção das estacas. (Discuta o assunto em função do tipo de estaca e do processo construtivo). (Faça desenhos)

b) Explique porque é que uma fundação em talude tem capacidade de carga menor que a mesma fundação quando a superfície do terreno na zona das estacas é horizontal e os solos têm as mesmas características. (Faça desenhos)

c) Indique quanto a materiais e formas os tipos de estacas-pranchas que conhece e dê exemplos de cada tipo.

d) Porque razão os assentamentos de um grupo de estacas são sempre maiores que os de uma estaca isolada? (Justifique. Faça desenhos)

2. Considere o maciço de estacas verticais da Figura 1 onde as estacas 1 e 2 têm diâmetro de 0,50 m, as estacas 3 e 4 têm diâmetro 0,60 m e as estacas 5 e 6 têm diâmetro 0,80 m, sujeito às seguintes cargas em relação aos eixos indicados:

$$F_z = -1.200 \text{ tf}, \quad M_x = -2.000 \text{ kNm}, \quad M_y = 3.000 \text{ kNm}$$

a) Indique e justifique por um cálculo rápido qual a estaca mais carregada

b) Calcule o esforço nessa estaca (Compressões positivas).

c) Supondo agora que a estaca 4 é suprimida e que a solicitação no maciço é a mesma, calcule o esforço na estaca 2.

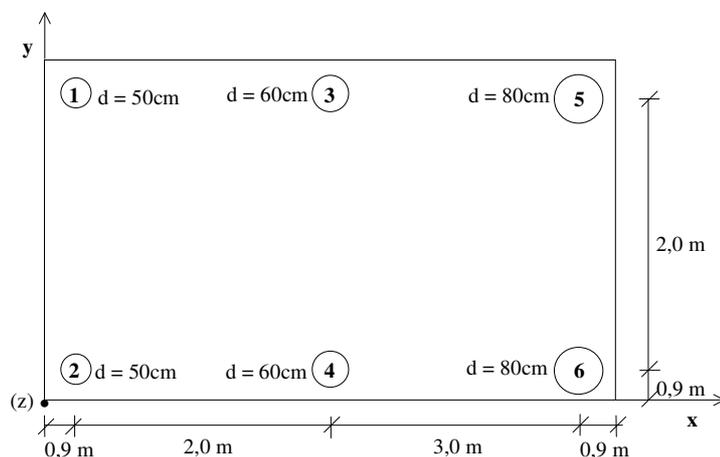


Figura 1

3. a) Em que casos se justifica o uso de muros de suporte com contrafortes e não muros de suporte em consola simples.
- b) Distinga quanto à distribuição de armaduras principais na laje vertical e na da base, os muros em consola simples dos muros com contrafortes. (Faça desenhos).
- a) No caso de um muro de suporte de contrafortes, CONCRETIZE uma marcha de cálculo das armaduras dos contrafortes a partir das pressões das terras. (Faça desenhos)

UNIVERSIDADE DO MINHO

Exame de Fundações

Julho de 2000

Observação: os alunos devem fazer desenhos elucidativos e bem proporcionados.

1.

- a) Que entende por “escavação entivada” e “entivação”. Faça um desenho de uma escavação entivada. Apresente pormenores dos apoios entre os elementos estruturais da entivação.
- b) Indique como são transmitidos os impulsos do terreno na escavação entivada de a) e quais são os tipos e como são calculados, os esforços em cada peça da entivação. Faça desenhos.
- c) Justifique o facto de para uma entivação os impulsos das terras não corresponderem ao estado activo da tensão que dá impulsos mínimos, (justifique ainda o facto dos impulsos serem maiores e não aumentarem linearmente com a profundidade).
- d) Desenhe o esquema de uma vala aberta entivada com fundo argiloso. Mostre o mecanismo da rotura correspondente no levantamento do fundo. Como calcula o coeficiente da segurança em relação a esse tipo de rotura? Concretize.

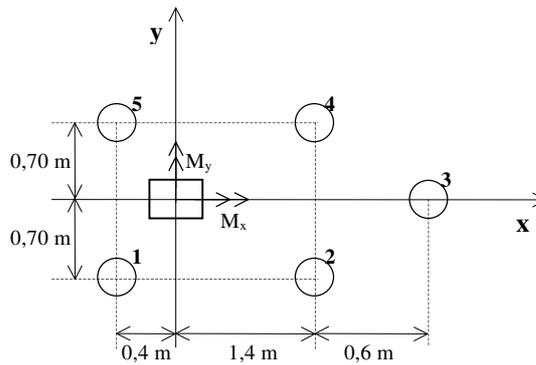
2.

- a) Em que casos é, por ventura, mais conveniente o uso de estacas cravadas do que estacas moldadas. Justifique e faça desenhos.
- b) Um pilar está sujeito aos seguintes esforços:

$$N = 5000 \text{ kN}$$

$$M_x = 170 \text{ kNm}$$

$$M_y = 80 \text{ kNm}$$



- i) Calcule o esforço na estaca **2** supondo que as estacas são verticais, têm todas o mesmo diâmetro e o mesmo comprimento.
- ii) Supondo que a estaca **3** tem diâmetro de 80 cm e as restantes estacas têm diâmetros de 60 cm, como se refazem os cálculos para obter o esforço nessa estaca?

3.

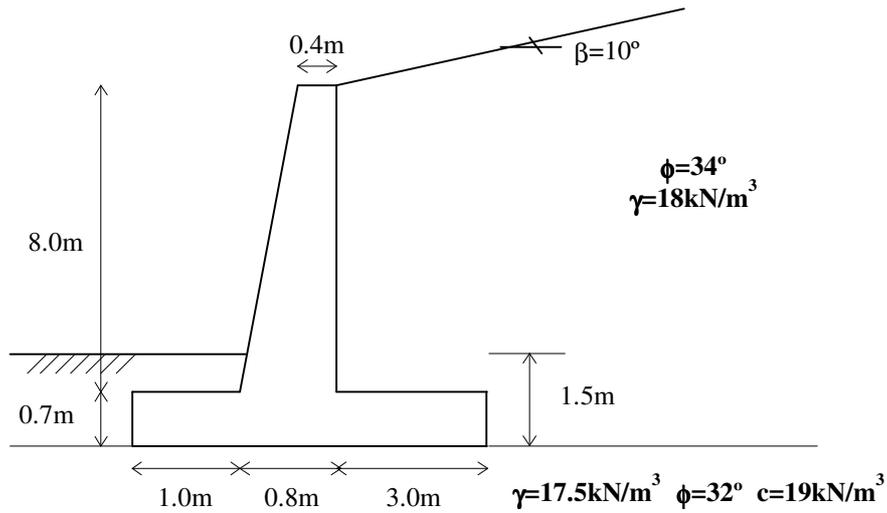
- a) Diga o que entende por muro de suporte de gabiões. Indique a forma da sua construção, vantagens e inconvenientes do seu uso. Faça desenhos.
- b) Faça desenhos cotados de um muro de suporte de contrafortes, com planta e corte transversal vertical, desenhando também as forças que se exercem na base, mostrando as forças de acção e de reacção do terreno.
- c) Mostre como calcularia os esforços na laje de fundo entre contrafortes. Faça desenhos.
- d) Indique e justifique as posições muito diferentes da armadura principal da laje vertical de um muro de suporte de contrafortes e de um muro em consola. (Faça desenhos com as posições dessa armadura nos dois casos).
- e) Desenhe um muro de suporte com níveis de água diferentes atrás e à frente do muro. Indique os efeitos desse desnível e como poderá entrar com eles no cálculo da estabilidade do muro:
 - i) numa forma aproximada;
 - ii) numa forma mais rigorosa.

testFund.doc

Muros de Suporte

EX1

Considere o muro de suporte representado.



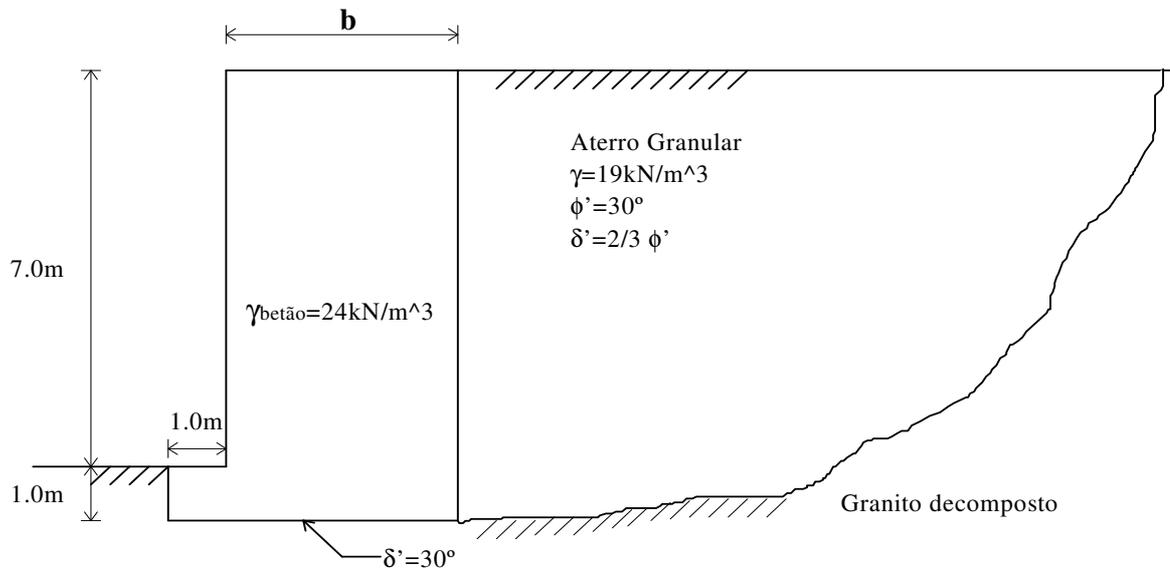
- a) Verifique a estabilidade exterior do muro de suporte.
b) Calcule as armaduras necessárias (estabilidade interior).

Notas: - Considere betão B25, aço A400

- $\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\delta_b = 24^\circ$; $c_b = c/2$

EX2

Considere o muro de suporte tipo *gravidade* representado.



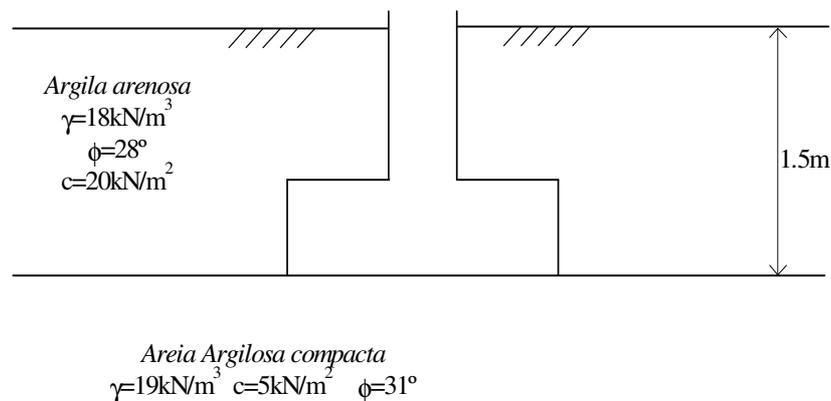
Determine a dimensão **b** do muro de suporte pelo método dos coeficientes parciais de segurança (Combinação C do Eurocódigo 7) de modo a que se verifique a segurança em relação ao derrubamento e ao escorregamento pelo base.

Compare o resultado encontrado com o que obterias se recorresse aos coeficientes globais de segurança. Comente os resultados.

EX 3

Dimensione a fundação directa de um pilar ($50 \times 50 \text{cm}^2$) sujeito a uma carga axial de 2500kN (dimensões em planta, altura e armaduras), admitindo um coeficiente global de segurança $F_s=3.0$ e pelo método dos coeficientes parciais de segurança (EC7).

Considere betão B35 e aço A400NR.

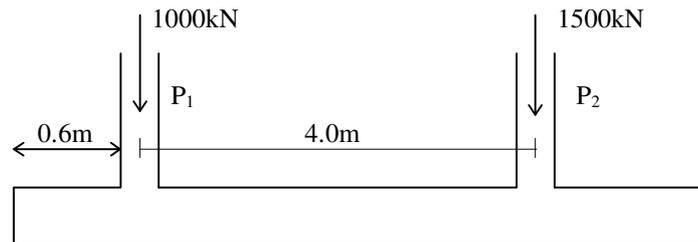


EX 4

Dimensione uma sapata rectangular comum aos dois pilares representados solicitados por cargas de 1000kN e 1500kN. A pressão no solo deve ser uniforme e não exceder $q_{adm}=0.5\text{MPa}$. Por limitações de terreno a distância do pilar P_1 ao limite da sapata não pode exceder 0,60m.

Considere betão B25 e aço A400NR.

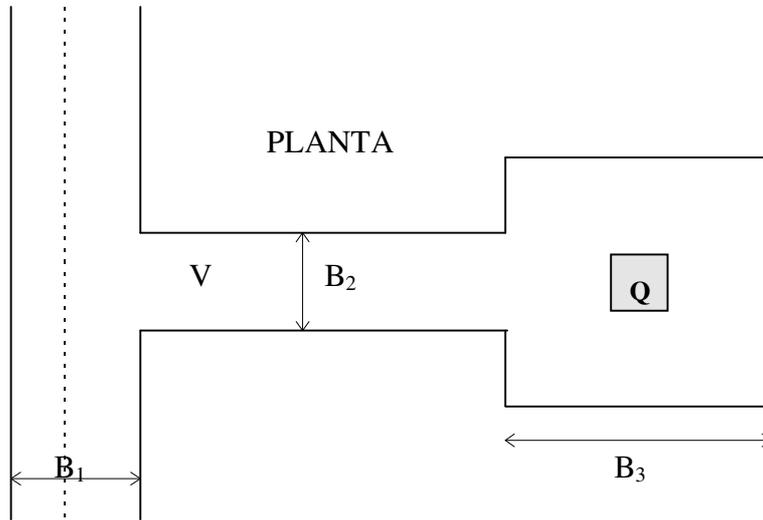
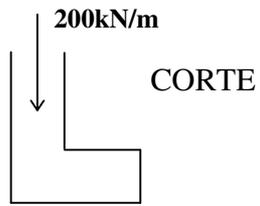
Pilares: $40 \times 40 \text{cm}^2$



EX5

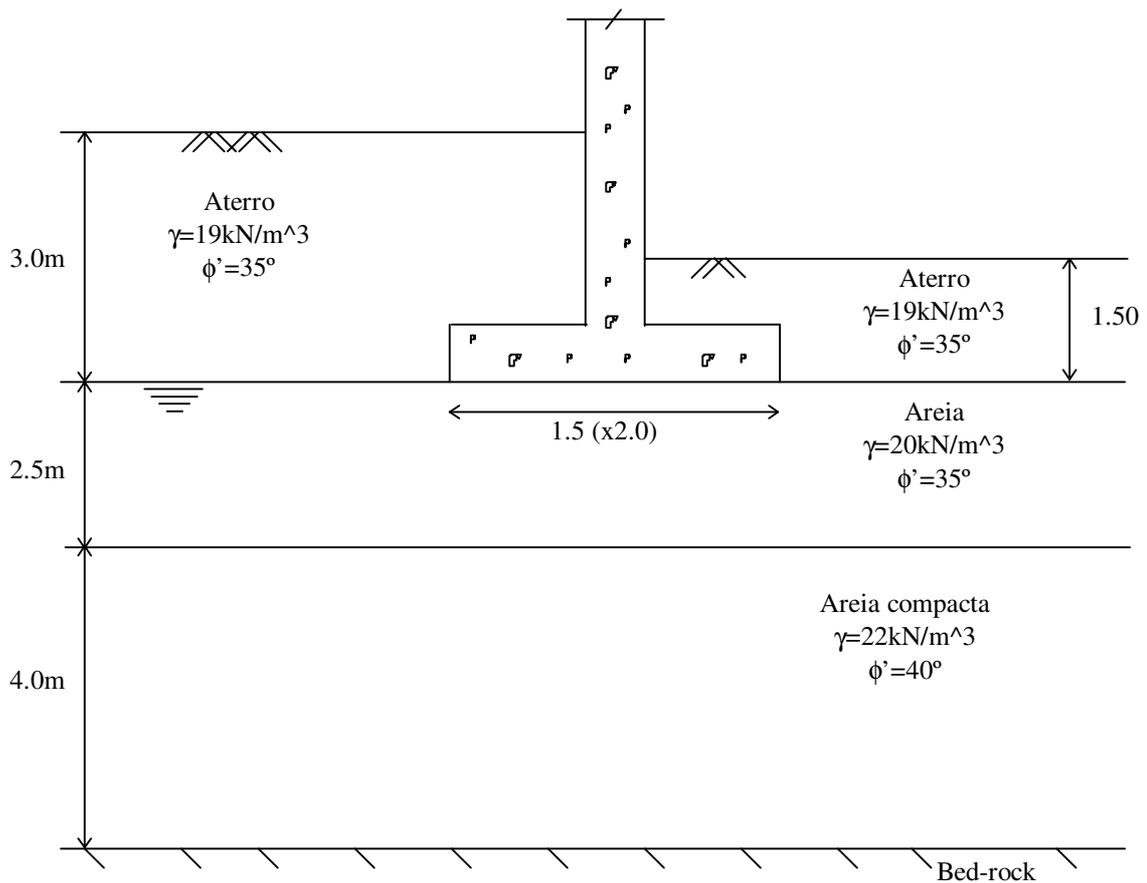
Na figura representa-se uma parede corrida com a carga indicada. Para evitar efeitos de excentricidade, a sapata da parede é ligada por uma viga V aos pilares contíguos, os quais estão espaçados de 5 m. Supondo que o terreno aceita uma tensão admissível de 0.3MPa, dimensione as sapatas e a viga, admitindo um betão B30 e aço A400.

Procure que a tensão no terreno seja uniforme.



Pilar Q (0.4x0.4)
V=900kN

Considere a fundação representada.



Acções:

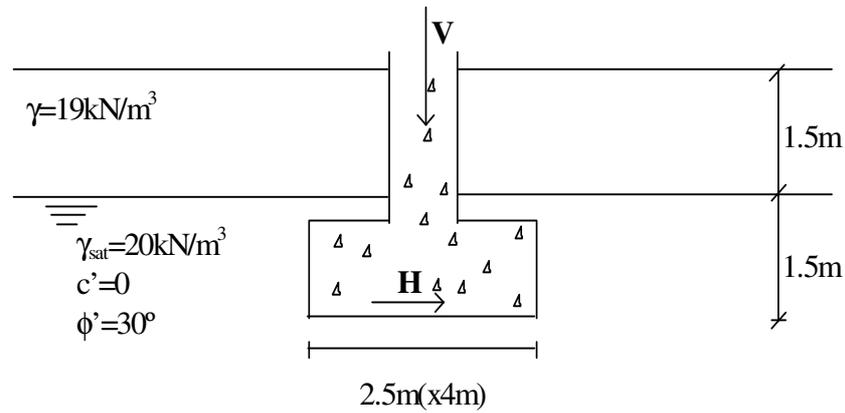
- Permanentes
 $VG=300\text{kN}$; $MG=10\text{kN.m}$; $HG=0$
- Sobrecargas
 $VQ=100\text{kN}$; $MQ=0$; $HQ=0$
- Vento
 $VW=0$; $MW=80\text{kN.m}$; $HW=50\text{kN}$

$$(\psi_{0Q}=0.6 ; \psi_{1Q}=0.4 ; \psi_{2Q}=0.2 \quad \psi_{0w}=0.4 ; \psi_{1w}=0.2 ; \psi_{2w}=0)$$

- a) Determine o coeficiente de segurança global em relação à capacidade de carga da fundação.
- b) Efectue a verificação de segurança em relação ao estado limite último do maciço de fundação utilizando o método dos coeficientes parciais de segurança (EUROCÓDIGO 7).
- c) Determine o assentamento imediato do centro da fundação (Combinação frequente de acções). $E=20\text{MPa}$; $\nu=0.3$

Capacidade de Carga de Fundações Superficiais

Considere a sapata representada.



a) Utilizando as expressões propostas por Vesic e pelo EUROCÓDIGO 7 calcule q_{ult} para :

i) Condições da figura com $H/V=0.2$

ii) Sem solicitação horizontal ($H=0$) e com o nível freático muito abaixo da base da sapata ($\gamma=18\text{kN/m}^3$)

iii) Não existindo terras acima do nível da base da sapata , com $H/V=0.2$

b) Dimensione uma sapata quadrada a colocar à mesma profundidade no terreno representado, solicitada por $V=9000\text{KN}$ e $H=900\text{kN}$, de forma a garantir um coeficiente de segurança de 3.0

1 . No dimensionamento de um muro de suporte usa-se muitas vezes a teoria de Rankine para o cálculo da estabilidade “exterior” e “interior”.

a) Indique as hipóteses dessa teoria e aplique-a ao muro de contrafortes da Fig.1

b) Diga em que consiste a estabilidade interior no caso do muro da Fig.1. Indique a marcha de cálculo da estabilidade exterior.

c) Sendo o muro de contrafortes como dimensionaria a laje de fundo $E'B'B''E''$?

Como poderia calcular “sem tabelas” os momentos flectores no bordo $B'B''$? Justifique.

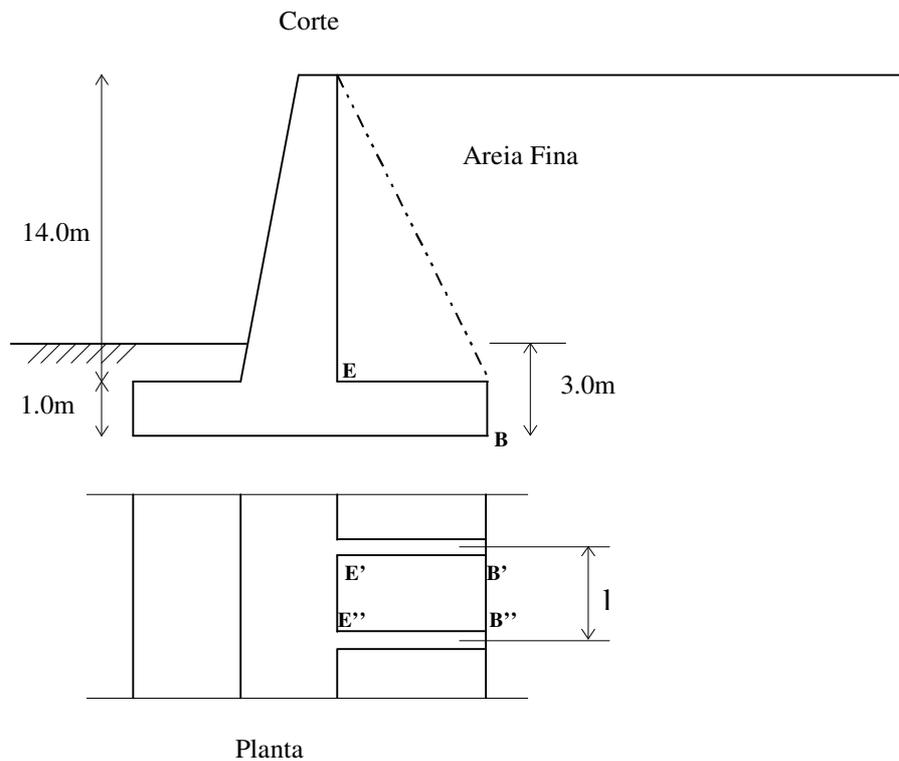


Fig.1

2. Dada a cortina de estacas-prancha da Fig.2 e os solos indicados, determine:

- A “ficha” ou profundidade de encastramento D .
- Os diagramas de esforços transversos e momentos flectores.
- Dimensione a cortina escolhendo estacas de aço de perfis correntes.

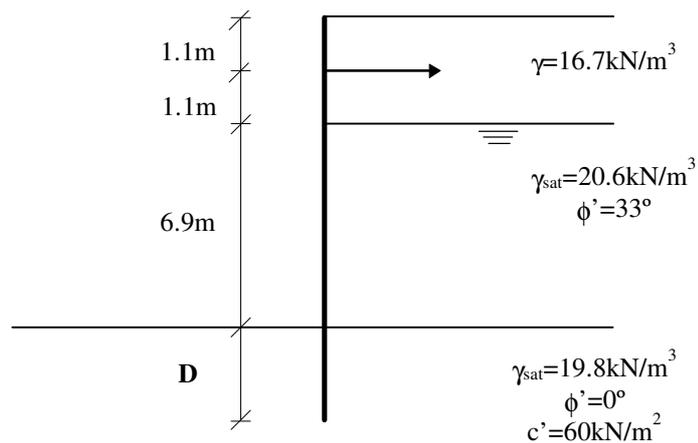


Fig.2

3. Considere o maciço de estacas de diâmetros variados da Fig.3. Estão aplicados no centro de gravidade do maciço a carga $N=5500\text{kN}$ e os momentos $M_x=1800\text{kN.m}$ e $M_y=1500\text{kN.m}$.

- Calcule a carga na estaca mais carregada.
- Se for retirada a estaca E_2 , calcule o esforço vertical nas restantes estacas.

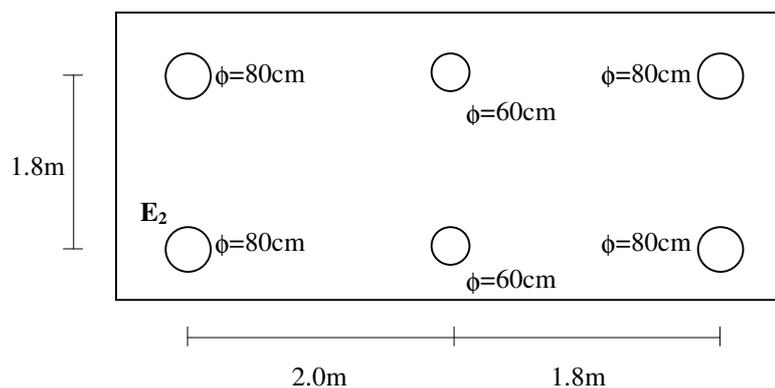


Fig. 3

1. Considere a capacidade de carga “última” de uma fundação

$$q_{ult} = cN_c\alpha_c + pN_q\alpha_q + 1/2\gamma BN_\gamma\alpha_\gamma$$

e a capacidade de projecto q_d , obtida com um coeficiente parcial de segurança F_s para a coesão e para a tangente do ângulo de atrito.

Mostre, se quiser através de um exemplo, que q_d é diferente de q_{ult}/F_s .

2.

a) Numa fundação por sapatas “contínuas” com base em terrenos heterogêneos e recebendo cada uma cargas de vários pilares, que cálculos poderia fazer para garantir a obtenção de momentos flectores máximos (positivos e negativos)? Se quiser pode usar como exemplo uma sapata recebendo 3 pilares.

b) Quais as consequências da heterogeneidade do terreno em termos de disposição e valores das armaduras?

3. Na figura 1 apresenta-se a planta de um edifício de 20 andares, com pé direito de 2,90m (entre planos médios de andares sucessivos), pavimentos de lajes aligeiradas sobre vigotas pré-esforçadas.

a) Estime a carga máxima por pilar (veja o RSA e o REBAP) para os casos:

- i) acção de base sobrecarga
- ii) acção de base vento

b) Dimensione, para a combinação mais desfavorável, a sapata mais carregada.

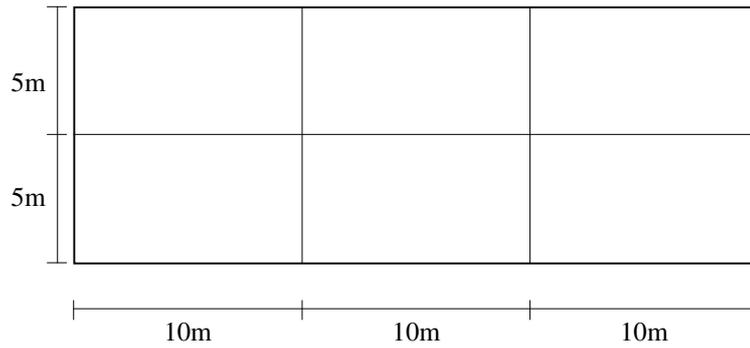


Fig.1

4. Considere a sapata de forma irregular da figura 2 com uma carga de 2000kN aplicada no ponto F.

- a) Determine os eixos principais centrais de inércia e os respectivos momentos de inércia.
- b) Calcule as tensões nos pontos A, B, D, E.
- c) Obtenha a posição do eixo neutro.

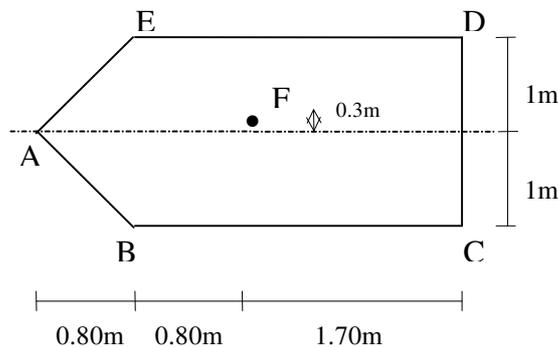


Fig.2

testFund.doc

UM 4º. ano de Engª.Civil Exame final de "FUNDAÇÕES" Dezº..97

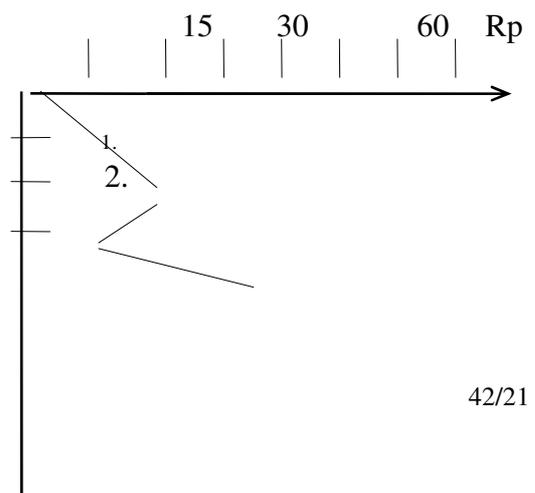
1. Considere o plano de cargas do edifício da Fig.1 onde $P=200t$

$M_a=175tfm$ $M_b=255tfm$
 $90kgf/cm^2$

$a=4,00m$ $b=3,00m$

O solo é a areia pouco argilosa com as resistências de ponta registadas no ensaio CPT indicadas.

- a) Fixar as características de resistência para o solo.
- b) Dimensionar a fundação directa usando o EC7.



(valor de B, espessura da laje, diagramas de momentos flectores e esforços transversos)
c) colocação de armaduras.

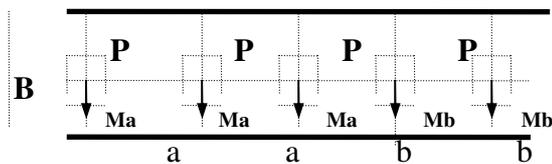


Fig.1a

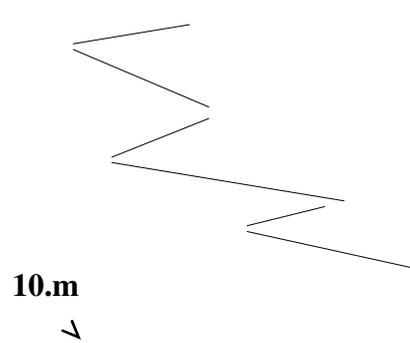


Fig1.b

2. Um pilar de um edifício tem na sua base o seguinte conjunto de esforços não majorados:
-Esforço axial= 900tf (admita como 1ª hipótese que os esforços transversos são desprezáveis)
-Momento flector $M_x=3000\text{kNm}$
-Momento flector $M_y=2000\text{kNm}$

Dimensione para o pilar uma fundação em estacas de diam=0,80 m em BA (B25), com carga de rotura de 180tf, tendo em conta a maior economia possível para o maciço de encabeçamento.

(Calcule N°. de estacas, o seu espaçamento e a sua melhor disposição). Numa 2ª fase dimensione o próprio maciço de encabeçamento e as armadura das próprias estacas.

Numa 3ª fase admita que o esforço transverso na base de pilar é de 10tf. Indique a forma como o mesmo é absorvido sem precisar de estacas inclinadas.(faça desenhos da planta das estacas e de pormenor do maciço de encabeçamento, etc)

3. Dada a cortina de estacas-pranchas da Fig 3 e os solos indicados, determinar:

- Os diagramas de pressões dos solos na cortina
- Os esforços nos tirantes supostos espaçados horizontalmente de 3,00m
- A “ficha” ou profundidade de encastramento D.
- Considerando um comprimento para o tirante que lhe pareça apropriado, calcular o coeficiente de segurança ao deslizamento geral do conjunto cortina terreno, usando o método das fatias de Bishop e um círculo de deslizamento com centro e raio que lhe pareçam apropriados.

Nota: Para resolução da alínea d) adopte $D=6.00\text{m}$ se não tiver resolvido c)

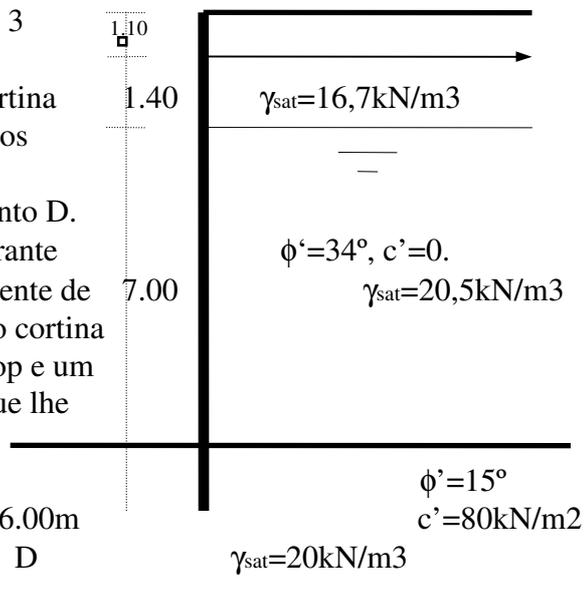


Fig.3

UM 4º. ano de Engª.Civil Exame final de "FUNDAÇÕES" Julho 1998

!. Um pilar está fundado num maciço com 9 estacas verticais de igual comprimento em Betão A. com diâmetros $d=0,50$ excepto a estacas 3 e 7 que têm diâm. de 0.80m.

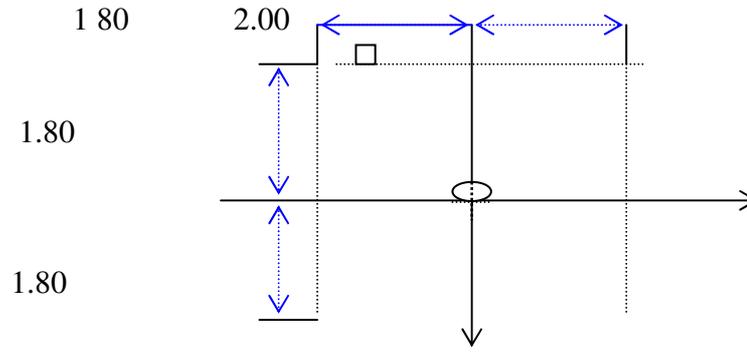
O pilar tem as seguintes cargas:

$N= 700\text{tf}$

$$M_x = 80 \text{ tfm}$$

$$M_y = 60 \text{ tfm}$$

- d) Indique para a estaca 3 quais são das ações indicadas, quais as que a sobrecarregam e quais as que a aliviam. Justifique.
- e) Calcule o esforço que vem para a referida estaca.
- f) Desenhe um perfil do terreno no local das estacas, escolhendo e atribuindo apropriadamente características de resistência aos solos de forma a que a resistência de cada estaca seja limitada pela capacidade de resistência do B.A. da estaca e não pela capacidade de carga do terreno.



UM 4º. ano de Engª. Civil Exame final de "FUNDAÇÕES" Julho 1998

! Um pilar está fundado num maciço com 9 estacas verticais de igual comprimento em Betão A. com diâmetros $d=0,50$ excepto a estacas 3 e 7 que têm diâm. de 0.80m.

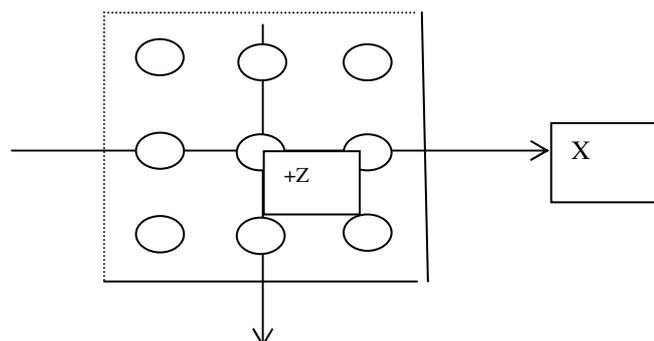
O pilar tem as seguintes cargas:

$$N = 700 \text{ tf}$$

$$M_x = 80 \text{ tfm}$$

$$M_y = 60 \text{ tfm}$$

- g) Indique para a estaca 3 quais são das ações indicadas, quais as que a sobrecarregam e quais as que a aliviam. Justifique.
- h) Calcule o esforço que vem para a referida estaca.
- i) Desenhe um perfil do terreno no local das estacas, escolhendo e atribuindo apropriadamente características de resistência aos solos de forma a que a resistência de cada estaca seja limitada pela capacidade de resistência do B.A. da estaca e não pela capacidade de carga do terreno.



Y

ANEXO

(Anexo ao livro de texto “Fundações” de J. Barreiros Martins, Eng^a Civil, UM, Guimarães 2002)

Exemplo de dimensionamento de uma sapata de betão armado usando a norma espanhola EH-91, associada ao REBAP.

(Autor: Eng^o Salvador Dias, Estruturas, UM)

Enunciado

Considere que os pilares P_1 e P_2 representados na Figura A1, adjacentes a uma junta de dilatação, estão submetidos aos seguintes esforços actuantes de cálculo:

Combinação 1:

Pilar P_1 : $N_{sd} = 1500 \text{ kN}$ e $M_{sd} = 75 \text{ kN.m}$

Pilar P_2 : $N_{sd} = 1200 \text{ kN}$ e $M_{sd} = 100 \text{ kN.m}$

Combinação 2:

Pilar P_1 : $N_{sd} = 1300 \text{ kN}$ e $M_{sd} = 100 \text{ kN.m}$

Pilar P_2 : $N_{sd} = 1000 \text{ kN}$ e $M_{sd} = 150 \text{ kN.m}$

Os pilares são iguais e apresentam uma secção transversal de $0.4 \times 0.4 \text{ m}^2$. O valor de cálculo da tensão admissível do terreno é de 450 kPa ($\sigma_{rd} = 450 \text{ kPa}$). Dimensione uma sapata conjunta aos dois pilares e apresente o desenho de execução cotado.

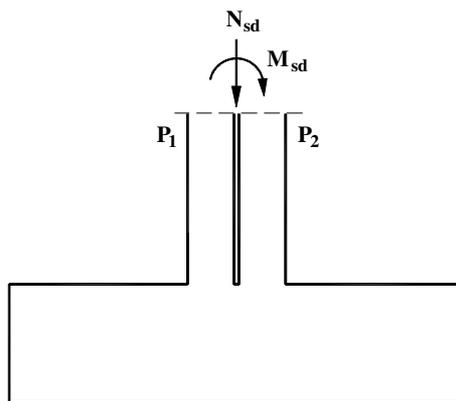


Figura A1 – Sapata conjunta aos pilares P_1 e P_2 .

Resolução

i) Definição das dimensões em planta da sapata

A sapata a dimensionar será homotética, ou seja, as suas dimensões em planta serão proporcionais às dimensões da secção transversal do pilar.

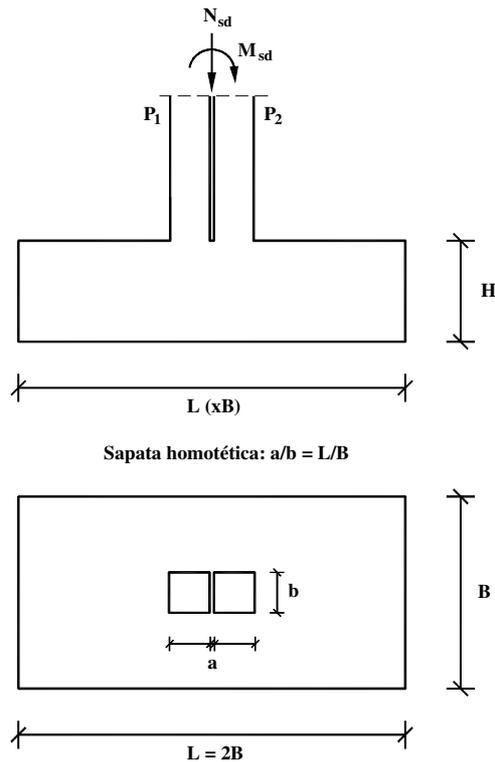


Figura A2 – Sapata homotética.

Atendendo aos dados da Figura A2, a área da sapata em planta e a inércia à flexão em torno do eixo correspondente à menor dimensão em planta da sapata (ver sentido do momento flector na Figura A2) valem:

$$\text{Área: } A = L \times B = 2B \times B = 2B^2;$$

$$\text{Inércia: } I = \frac{B \times L^3}{12} = \frac{B \times (2B)^3}{12} = \frac{8B^4}{12} = \frac{2}{3} B^4.$$

Combinação 1:

O valor de cálculo dos esforços actuantes na sapata correspondente à combinação 1 vale:

$$N_{sd} = 1500 + 1200 + 0.1 (1500 + 1200) = 2970 \text{ kN};$$

$$M_{sd} = 75 + 150 = 175 \text{ kN.m.}$$

No cálculo de N_{sd} , o valor do peso próprio da sapata foi estimado como valendo 10% do valor do esforço axial proveniente dos pilares P₁ e P₂.

O critério de segurança que se impõe na verificação das tensões instaladas no terreno, que conduzirá às dimensões em planta da sapata, é que a tensão de referência (σ_{ref})

seja menor que a tensão admissível do terreno (σ_{rd}). A tensão de referência (σ_{ref}) corresponde à média “pesada” das tensões máxima (σ_1) e mínima (σ_2) instaladas no terreno, atribuindo-se um peso de 3 à tensão máxima e um peso de 1 à tensão mínima. Assim, a condição a verificar é:

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{rd}.$$

De seguida apresentam-se os cálculos necessários para efectuar a referida verificação de segurança e que conduzirá às dimensões em planta da sapata para a combinação de esforços em análise.

$$\sigma_1 = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{I} v = \frac{2970}{2B^2} + \frac{175}{2B^4} \times 3 \times (L/2) = \frac{2970}{2B^2} + \frac{175}{2B^4} \times 3 \times B = \frac{1485}{B^2} + \frac{262.5}{B^3}$$

$$\sigma_1 = \frac{1485}{B^2} + \frac{262.5}{B^3} \Rightarrow 3\sigma_1 = \frac{4455}{B^2} + \frac{787.5}{B^3}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{sd}}{A} - \frac{M_{sd}}{I} v = \frac{1485}{B^2} - \frac{262.5}{B^3}$$

Condição de segurança a verificar: $\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{rd}$

$$\frac{\frac{4455}{B^2} + \frac{787.5}{B^3} + \frac{1485}{B^2} - \frac{262.5}{B^3}}{4} \leq 450 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{4455}{B^2} + \frac{787.5}{B^3} + \frac{1485}{B^2} - \frac{262.5}{B^3} \leq 1800 \text{ kN/m}^2$$

$$4455B + 787.5 + 1485B - 262.5 \leq 1800B^3$$

$$- 1800B^3 + 5940B + 525 \leq 0 \Rightarrow 1800B^3 - 5940B - 525 \geq 0 \Rightarrow B \geq 1.86 \text{ m}$$

Dimensões em planta da sapata atendendo aos esforços referentes à combinação 1:

$$B \geq 1.86 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} B = 1.90 \text{ m} \\ L = 2B = 3.80 \text{ m} \end{cases}.$$

Combinação 2:

O valor de cálculo dos esforços actuantes na sapata correspondente à combinação 2 vale:

$$N_{sd} = 1300 + 1000 + 0.1 (1300 + 1000) = 2530 \text{ kN};$$

$$M_{sd} = 100 + 150 = 250 \text{ kN.m.}$$

De seguida será imposto o critério de segurança relativamente à tensão máxima admissível no terreno. Assim, tem-se:

$$\sigma_1 = \frac{2530}{2B^2} + \frac{250}{2B^4} \times 3 \times (L/2) = \frac{2530}{2B^2} + \frac{250}{2B^4} \times 3 \times B = \frac{1265}{B^2} + \frac{375}{B^3}$$

$$\sigma_1 = \frac{1265}{B^2} + \frac{375}{B^3} \Rightarrow 3\sigma_1 = \frac{3795}{B^2} + \frac{1125}{B^3}$$

$$\sigma_2 = \frac{1265}{B^2} - \frac{375}{B^3}$$

$$\text{Condição a verificar: } \sigma_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{rd}$$

$$\frac{\frac{3795}{B^2} + \frac{1125}{B^3} + \frac{1265}{B^2} - \frac{375}{B^3}}{4} \leq 450$$

$$\frac{3795}{B^2} + \frac{1125}{B^3} + \frac{1265}{B^2} - \frac{375}{B^3} \leq 1800$$

$$3795B + 1125 + 1265B - 375 \leq 1800B^3$$

$$-1800B^3 + 5060B + 750 \leq 0 \Rightarrow 1800B^3 - 5060B - 750 \geq 0 \Rightarrow B \geq 1.74m$$

Dimensões em planta da sapata atendendo aos esforços referentes à combinação 2:

$$B \geq 1.74m \Rightarrow \begin{cases} B = 1.75m \\ L = 2B = 3.5m \end{cases}$$

Analisando os resultados referentes a cada uma combinações tem-se:

Combinação mais desfavorável: combinação 1 $\Rightarrow L = 3.8 m$ e $B = 1.9 m$.

ii) Definição da altura da sapata

ii.1) *Condição de sapata rígida*

É prática corrente dimensionar as sapatas como rígidas assumindo-se no seu dimensionamento uma distribuição de tensões uniforme no solo. As exigências em

termos de corte/punção conduzem normalmente a alturas de sapata tais que se cumpra a condição de sapata rígida.

Condição de sapata rígida: $H \geq \frac{a_o}{2}$, em que

$$a_o = \max\left[\frac{(L-a)}{2}; \frac{(B-b)}{2}\right], \text{ ou seja, } a_o \text{ é a maior aba da sapata.}$$

Considerando que a junta de dilatação tem 2 cm e atendendo aos dados da Figura A3, tem-se:

$$a_o = \max(1.49; 0.75) = 1.49m \Rightarrow H \geq \frac{1.49}{2} = 0.745m \Rightarrow H = 0.75m.$$

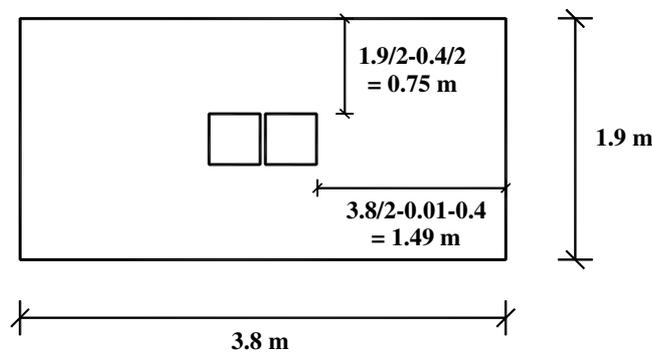


Figura A3 – Dados para o cálculo da altura da sapata pela condição de sapata rígida.

ii.2) Condição de verificação ao corte

A altura obtida pela condição de sapata rígida tem que ser verificada em termos da segurança ao corte. A condição de verificação ao corte é efectuada impondo que $V_{sd} \leq V_{rd}$.

De seguida, será determinado o valor de cálculo do esforço de corte actuante V_{sd} . Na Figura A4 apresentam-se os dados necessários para o cálculo de V_{sd} . Assim tem-se:

$H = 0.75 \text{ m} \Rightarrow d = 0.70 \text{ m} \Rightarrow d/2 = 0.35 \text{ m}$ (a secção crítica de corte está localizada a $d/2$ da face do pilar – ver Figura A4);

$$\sigma_1 = \frac{1485}{1.9^2} + \frac{262.5}{1.9^3} = 449.6 \text{ kPa};$$

$$\sigma_2 = \frac{1485}{1.9^2} - \frac{262.5}{1.9^3} = 373.1 \text{ kPa};$$

$$\sigma(x) = 373.1 + \frac{(449.6 - 373.1)}{3.8}x = 373.1 + 20.13x;$$

$$x = 3.8 - 1.4 = 2.66 \text{ m} \Rightarrow \sigma = 426.6 \text{ kPa}.$$

O valor de cálculo do esforço de corte actuante V_{sd} corresponde ao valor do volume do sólido cuja base e a altura estão assinalados na Figura A4. Assim, tem-se:

$$V_{sd} = \frac{449.6 + 426.6}{2} \times 1.14 \times 1.9 - \left[\frac{(1.9 - 0.4)}{2} - 0.7/2 \right]^2 \times 426.6 = 880.67 \text{ kN}.$$

Na expressão anterior, quando se retira o volume correspondente aos sólidos em que as bases são os triângulos P e P' (ver Figura A5), por simplificação, foi considerada uma altura constante (tensão) e que vale 426.6 kPa.

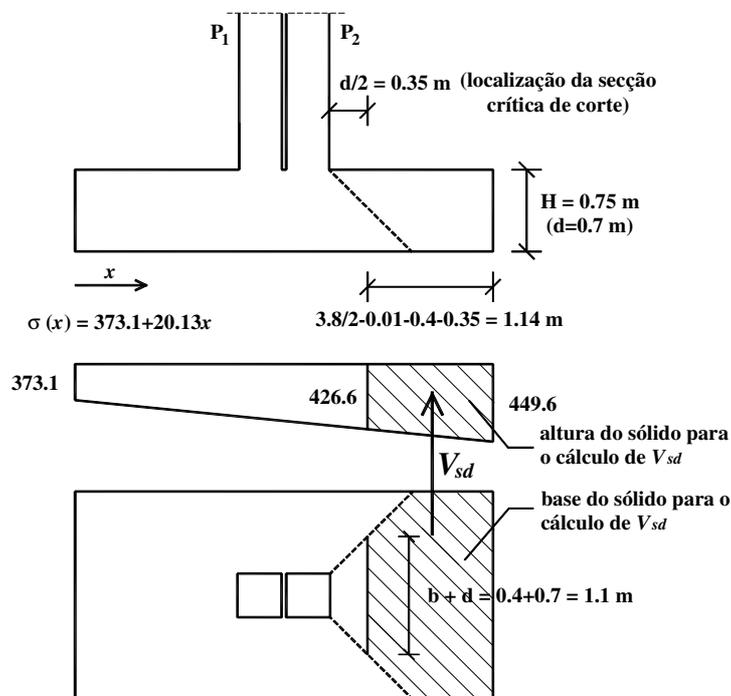


Figura A4 – Dados para a verificação ao corte.

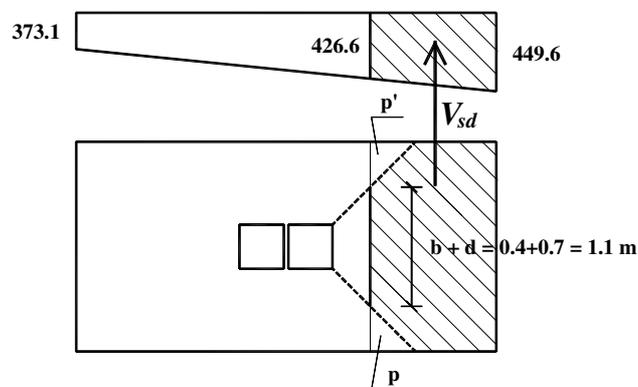


Figura A5 – Dados para o cálculo de V_{sd} .

O valor de cálculo do esforço de corte resistente V_{rd} é determinado pela expressão:

$$V_{rd} = \tau_l (1.6-d) A_c.$$

Para um betão C20/25 (B25) o valor de $\tau_l = 0.65 \text{ MPa}$. O parâmetro $(1.6-d)$ vale 1, pois é o mínimo valor que pode tomar o parâmetro $(1.6-d)$. A área de corte ($A_c = (b + d) \times d$) é definida na secção crítica de corte, anteriormente definida, e vale $1.1 \times 0.7 \text{ m}^2$. Assim, tem-se:

$$V_{rd} = \tau_l (1.6-d) A_c = 0.65 \times 1000 \times 1.0 \times (1.1 \times 0.7) = 500.5 \text{ kN}.$$

Dos resultados obtidos verifica-se que:

$$V_{sd} > V_{rd} \Rightarrow \text{Nova solução.}$$

A nova solução a estudar será uma sapata com uma altura de $H = 1.0 \text{ m}$ ($d = 0.95 \text{ m}$).

Verificação ao corte em “viga larga” (não faz parte da norma espanhola mas é recomendada por Bowles, 1996)

$$430.5 \text{ kPa} \times 1.90 (1.90-0.40) < 650 \times 1.90 \times 0.95 \times 1$$

$$1227 < 1173 \text{ kN (Pode considerar-se suficiente).}$$

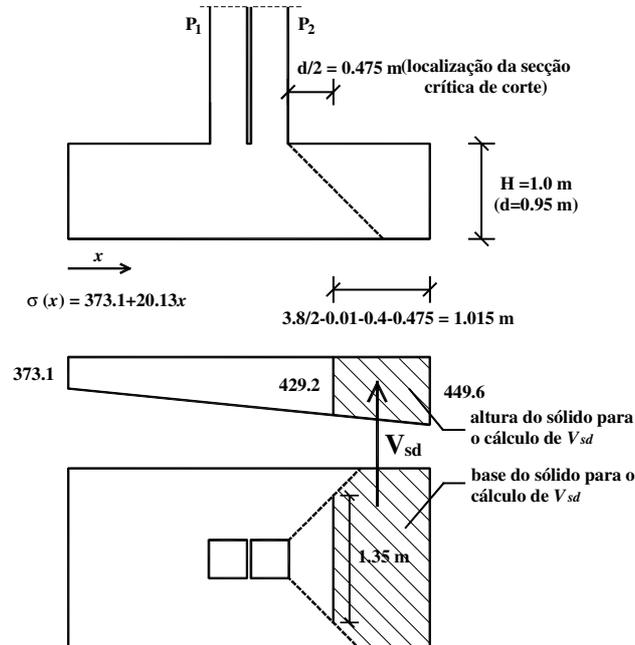


Figura A6 – Dados para a verificação ao corte (2ª solução).

O valor de cálculo do esforço de corte actuante V_{sd} corresponde ao valor do volume do sólido cuja base e a altura estão assinalados na Figura A6. Assim, tem-se:

$$\sigma(x) = 373.1 + 20.13x;$$

$$x = 3.8 - 1.015 \Rightarrow \sigma = 429.2 \text{ kPa};$$

$$V_{sd} = \frac{449.6 + 429.2}{2} \times 1.015 \times 1.9 - \left[\frac{(1.9 - 0.4)}{2} - 0.95/2 \right]^2 \times 429.2 = 814.9 \text{ kN}.$$

O valor de cálculo do esforço de corte resistente V_{rd} vale:

$$V_{rd} = \tau_l (1.6-d) A_c = 0.65 \times 1000 \times 1.0 \times (1.35 \times 0.95) = 833.6 \text{ kN}.$$

Atendendo a que $V_{sd} = 814.9 \text{ kN} \leq V_{rd} = 833.6 \text{ kN}$, está verificada a segurança ao corte.

Como a altura da sapata é de 1.0 m e atendendo às linhas de rotura a 45°, verifica-se que não há a formação da superfície de rotura por punçoamento, conforme pode ser verificado na Figura A7.

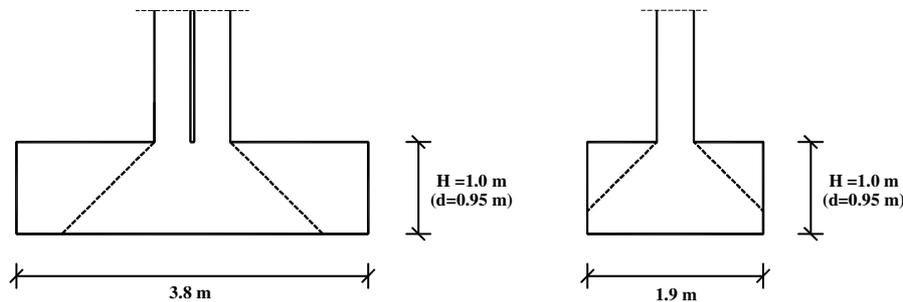


Figura A7 – Verificação da segurança ao punçoamento.

iii) Cálculo das armaduras

O cálculo das armaduras pode ser efectuado recorrendo ao designado método da flexão simples ou ao método das bielas.

iii.1) *Método de flexão simples*

Na Figura A8 apresentam-se os modelos estruturais que serão utilizados para o cálculo das armaduras na direcção x e y . O vão para cada uma das consolas representadas são obtidas somando ao vão útil um comprimento igual a 15% da dimensão do pilar.

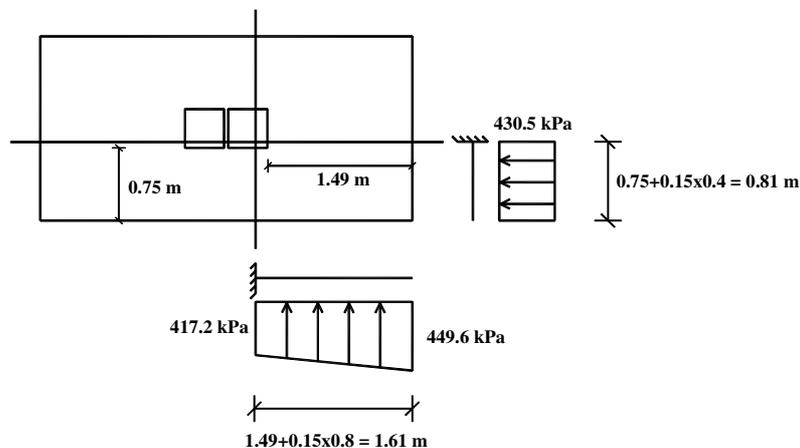


Figura A8 – Definição dos modelos para o cálculo das armaduras em cada uma das direcções (método da flexão simples).

Direcção x

$$\sigma(x) = 373.1 + 20.13x$$

$$x = 3.8 - 1.6 = 2.19 \text{ m} \Rightarrow \sigma = 417.2 \text{ kPa}$$

$$M_{sd} = 417.2 \times 1.61 \times \frac{1.61}{2} \times 1.9 + \frac{(449.6 - 417.2) \times 1.61}{2} \times \frac{2}{3} \times 1.61 \times 1.9 = 1080.5 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{sd} = 1080.5 \text{ kN.m} \\ b = 1.9 \text{ m} \\ d = 0.9 \text{ m} \\ f_{cd} = 13.3 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \mu = \frac{1080.5}{1.9 \times 0.95^2 \times 13.3 \times 10^3} = 0.0474$$

$$\mu = 0.0474 \Rightarrow w = 0.0494 \Rightarrow A_s = \frac{0.0494 \times 1.9 \times 0.95 \times 13.3}{348} = 34.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow 17.94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 17.94 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 9\phi 16 (A_s^{ef.} = 18.1 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Direcção y

$$\sigma_{sd} = \sigma_{3/4} = \frac{3 \times 449.6 + 373.1}{4} = 430.5 \text{ kPa} \text{ (tensão de referência)}$$

$$M_{sd} = 430.5 \times 0.81 \times \frac{0.81}{2} \times 1.0 = 141.2 \text{ kN.m/m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{sd} = 141.2 \text{ kN.m/m} \\ b = 1.0 \text{ m} \\ d = 0.95 \text{ m} \\ f_{cd} = 13.3 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \mu = \frac{141.2}{1.0 \times 0.95^2 \times 13.3 \times 10^3} = 0.0118$$

$$\mu = 0.0118 \Rightarrow w = 0.0118 \Rightarrow A_s = \frac{0.0118 \times 1.0 \times 0.95 \times 13.3}{348} = 4.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima regulamentar:

$$A_{400} \Rightarrow \rho = 0.15\% \Rightarrow A_s = \frac{0.15 \times 100 \text{ cm} \times 95 \text{ cm}}{100} = 14.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 14.25 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 8\phi 16 (A_s^{ef.} = 16.1 \text{ cm}^2/\text{m})$$

iii.2) Método das bielas

Conforme se referiu anteriormente, o segundo método para o cálculo das armaduras é o designado método das bielas. Este método assenta num modelo de escoras e tirantes. O

equilíbrio das duas escoras presentes no modelo é garantido pelo tirante ao nível das armaduras. Assim, é necessário dimensionar armaduras de tal forma a absorverem a força instalada no referido tirante (F_{sd}).

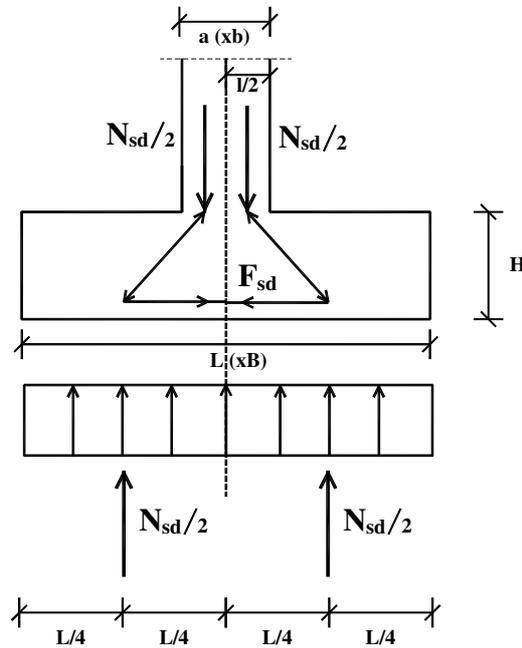


Figura A9 – Cálculo das armaduras pelo método das bielas.

Direcção x

$$M_{sd} = \frac{N_{sd}}{2} \left(\frac{L}{4} - \frac{a}{4} \right) = \frac{N_{sd}}{8} (L - a)$$

$$F_{sd} = \frac{M_{sd}}{d} = \frac{N_{sd}}{8d} (L - a)$$

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_{syd}} = \frac{N_{sd}}{8d f_{syd}} (L - a)$$

No caso de sapatas com momento flector, originando um diagrama trapezoidal de tensões, o valor de N_{sd} é obtido por:

$$N_{sd} = \sigma_{ref} \times L \times B.$$

Assim, tem-se:

$N_{sd} = \sigma_{ref} \times L \times B = 430.5 \times 3.8 \times 1.9 = 3108.2 \text{ kN}$ (este valor será utilizado para o cálculo das armaduras nas duas direcções).

$$A_s = \frac{3108.2}{8 \times 0.95 \times 348000} (3.8 - 0.82) = 35.0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 35.0 / 1.9 = 18.42 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow 10\phi 16 (A_s^{ef.} = 20.1 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

Direcção y

$$M_{sd} = \frac{N_{sd}}{2} \left(\frac{B}{4} - \frac{b}{4} \right) = \frac{N_{sd}}{8} (B - b)$$

$$F_{sd} = \frac{M_{sd}}{d} = \frac{N_{sd}}{8d} (B - b)$$

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_{syd}} = \frac{N_{sd}}{8d f_{syd}} (B - b)$$

$$A_s = \frac{3108.2}{8 \times 0.95 \times 348000} (1.9 - 0.4) = 17.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 17.6 / 3.8 = 4.6 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{armadura mínima} \Rightarrow 8\phi 16 \text{ (} A_s^{ef.} = 16.1 \text{ cm}^2 / \text{m)}$$

iv) Pormenorização das armaduras

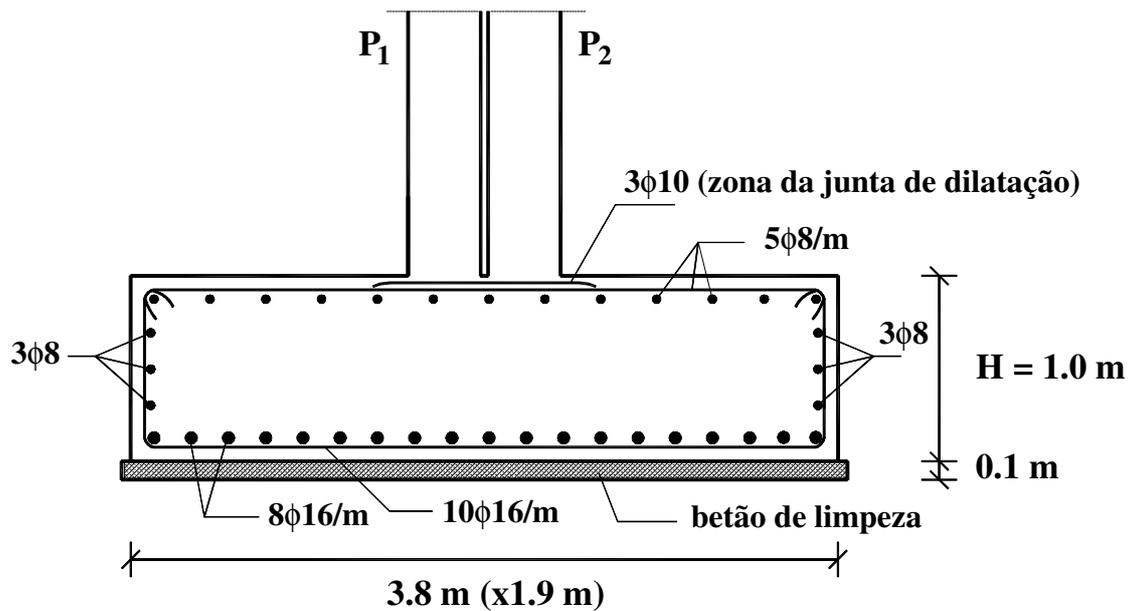


Figura A10 – Pormenorização das armaduras.

Nota: Como a sapata tem 1 m de altura, o REBAP obriga a que seja colocada uma armadura secundária distribuída ao longo da altura da sapata com valor de pelo menos 4% da armadura principal, isto é, com o valor de $A'_s = 35 \times 0.04 = 1.4 \text{ cm}^2$, ou seja, 3φ8 em cada face lateral.

Fundações

Notas complementares aos textos “Fundações” UM, por J Barreiros Martins (2002)

Pág. II-1 a II-3.

Coefficientes parciais de segurança em Geotecnia e Fundações

(Definidos na pré-norma europeia (ECT) ENV 1997-1:1994, na versão portuguesa, Out.94)

Em vez de um coeficiente global de segurança F_s usam-se agora coeficientes parciais $F_{s\phi}$ para a tangente dos ângulos de atrito dos solos e F_{sc} para as coesões.

São coeficientes de “minoração” das características de resistência dos solos (ou rochas) de fundação. Isso implica que já não se calcula um q_{ult} (carga de rotura do solo na base da fundação) mas um q_d ($d = \text{“design”} = \text{projecto}$) que vai ser “confrontado” com as cargas que vêm da superestrutura para o órgão função em causa. Essas cargas têm de ser cargas “majoradas”, Q_d para as combinações de acções mais desfavoráveis do RSA. Q_d serão “esforços” aplicados pela superestrutura á fundação do tipo forças normais (N) e de “corte” (T_x e T_y) momentos que podem ser de todos os tipos (flexão em torno do eixo dos xx (M_x) ou em torno do eixo dos yy (M_y) ou em torno do eixo vertical zz momento torsor (M_z)).

Em geral, só nos maciços de estacaria “tridimensionais” com estacas inclinadas é que se considera (M_z). Também os esforços de corte T são, em geral, “absorvidos” pelo terreno que rodeia a fundação e na base da fundação, e por isso não se consideram. (Porém, nada impede que se considerem esses esforços, no dimensionamento dos órgãos de fundações – sapatas, poços, muros de suporte, cortinas de estacas pranchas e maciços de estacaria).

Portanto, os “esforços” nos “órgãos de fundação”, mais importantes são N, M_x , M_y e nos muros de suporte de terras e outras obras de retenção (cortinas de estacas, pranchadas), forças horizontais (pressões das terras e da água).

Segundo o EC7, quando relevante, o projecto deve ser verificado separadamente para cada um dos três casos A, B, e C.

Os casos A, B, e C foram introduzidos de modo a assegurar estabilidade e resistência adequadas na estrutura e no terreno de acordo com o quadro 9.2 da ENV 1991-1, Eurocódigo 1, “Bases de Projecto”.

Os valores dos coeficientes de segurança parciais para acções permanentes e variáveis fornecidos no quadro devem ser usados geralmente na verificação dos estados limites últimos de tipos convencionais de estruturas e fundações em situações persistentes e transitórias. Devem considerar-se valores mais severos nos casos de risco fora do comum ou condições de terreno ou de carregamento não usuais ou excepcionalmente difíceis. Desde que devidamente justificado com base nas possíveis consequências, podem ser utilizados valores menos severos para estruturas temporárias ou em situações transitórias. No caso de situações acidentais todos os valores numéricos dos coeficientes de segurança parciais para as acções devem ser considerados iguais a [1,0].

Coefficientes de segurança parciais – estados limites últimos em situações persistentes e transitórias

CASO	Acções			Propriedades do Terreno			
	Permanentes		Variáveis	tan ϕ	c'	c _u	q _m ¹⁾
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis				
A	[1,00]	[0,95]	[1,50]	[1,1]	[1,3]	[1,2]	[1,2]
B	[1,35]	[1,00]	[1,50]	[1,0]	[1,0]	[1,0]	[1,0]
C	[1,00]	[1,00]	[1,30]	[1,25]	[1,6]	[1,4]	[1,4]

(1) Resistência à compressão uniaxial de solo ou rocha

No cálculo do coeficiente de segurança segundos as novas pré-normas do EC7 (Eurocódigo 7 – Projecto de Geotecnia) há que considerar 3 casos como dissemos no início deste curso:

Aplicar às características do solo

CASO	Acções (coeficientes de majoração)			Propriedades do Terreno (coeficientes de minoração)			
	Permanentes		Variáveis	tan ϕ	c'	c _u	q _m ¹⁾
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis				
A	[1,00]	[0,95]	[1,50]	[1,1]	[1,3]	[1,2]	[1,2]
B	[1,35]	[1,00]	[1,50]	[1,0]	[1,0]	[1,0]	[1,0]

C	[1,00]	[1,00]	[1,30]	[1,25]	[1,6]	[1,4]	[1,4]
---	--------	--------	--------	--------	-------	-------	-------

Isto implica que o projectista da estrutura (superestrutura) dê ao projectista das fundações também três combinações de acções, correspondentes aos três casos.

Assim poderemos dizer que há que fazer três cálculos da “capacidade de carga” de uma estaca (ou capacidade de resistência) ou “capacidade portante”.

Um Q_A , um Q_B e um Q_C , os quais serão obtidos da mesma forma que o Q_{ult} “clássico” ou tradicional apenas alterando as características da resistência dos solos como acima se indica.

(Ex.: obter para uma estaca os Q_A , Q_B , e Q_C).

Estes valores são depois comparados com os valores que se obtêm para a estaca mais carregada do maciço, calculada como adiante se mostrará.

O EC7 não esclarece (por enquanto) como se calcula a “capacidade de resistência da estaca a partir de ensaios de penetração estática (CPT) ou dinâmica (SPT ou PDP ou PDL). Quando são determinadas ϕ' e c' entenderemos que se poderão usar os coeficientes para, digamos, valores mais frequentes médios entre os de $tg\phi'$ e c' se o solo é areno-argiloso. Se o solo (da ponta) é arenoso usar os da $tg\phi'$ e se é argiloso usar os de C_u .

O problema maior está em que os projectistas da superestrutura não estão habituados a dar aos de Fundações os três planos de carga correspondentes às combinações mais desfavoráveis A, B e C.

(Observação: o que acima se diz refere-se à pré-norma do EC/ cujo “Documento Nacional de Aplicação” já foi publicado em Português. Porém, já foi aprovada em Dezº .2005 a norma definitiva (EN) em inglês a qual está a ser traduzida para Português e virá a constituir o “Documento Nacional de Aplicação” definitivo

Pág.VIII-63 (Capítulo 8º)

Generalização do cálculo dos esforços em estacas verticais

(Maciço com estacas de secções rectas diferentes e com espaçamentos não regulares (mas todas com o mesmo comprimento))

Consideremos o maciço da Figura 8.6.3a:

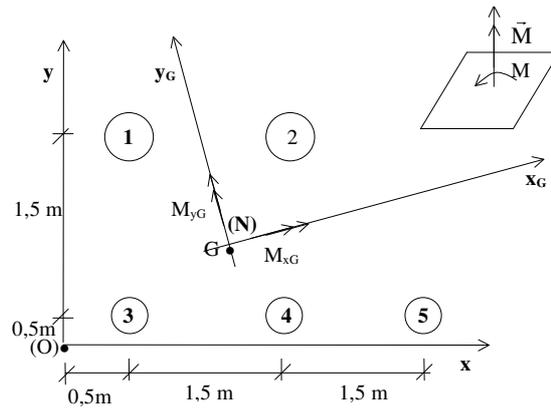


Figura 8.6.3a

A generalização da fórmula da pág. VIII-63, que dá o esforço Q na estaca i do maciço e que é semelhante à fórmula da “flexão composta” faz-se, considerando não a força Q_i mas a tensão normal (axial) na estaca i de coordenadas (x_{ig}, y_{ig}) em relação ao sistema de eixos principais centrais de inércia do maciço de estacas (cortado por um plano horizontal).

Então, pela mesma fórmula da flexão composta temos:

$$\sigma_i = \frac{N}{\sum_{j=1}^n A_j} + \frac{M_{yG} x_{Gi}}{\sum_{j=1}^n A_j x_{Gj}^2} - \frac{M_{xG} y_{Gi}}{\sum_{j=1}^n A_j y_{Gj}^2} \quad (a)$$

onde $n = n^\circ$ de estacas de maciço, A_j a área da secção recta da estaca j , (x_{Gi}, y_{Gi}) as coordenadas do ponto de intercepção do eixo da estaca i com o plano horizontal.

N é a força vertical no maciço (reduzida ao centro de gravidade G do maciço),

M_{xG} é a componente do vector momento aplicado ao maciço segundo o eixo x_G (principal central de inércia), depois da redução da solicitação ao ponto G .

M_{yG} é a componente do vector momento aplicado ao maciço segundo o eixo y_G (principal central de inércia), depois da redução da solicitação ao ponto G . (Nota: os alunos que já não souberem a determinação dos eixos principais centrais de inércia de um conjunto de áreas, o conjunto das secções rectas A_j das estacas, nem fazer a mudança de uma força e um momento de um ponto $P(x, y)$ para outro $G(x', y')$ ou $G(x_G, y_G)$ terão de rever a matéria dada na cadeira respectiva do 2º ano).

Fica como exercício a aplicação da fórmula (a) ao ex. da Figura 6.3.4a, supondo-se que a solicitação em relação aos eixos x, y é $N = 600 \text{ tf}$ e os momentos em relação aos mesmos eixos são $M_x = M_y = 100 \text{ tfm}$.

As estacas 1 e 2 têm diâmetros de 0,60 m e as 3, 4 e 5 diâmetros de 0,50 m. Observa-se que σ_i é a tensão normal na estaca i e que por isso a carga respectiva será: $N_i = \sigma_i A_i$

9º Capítulo. Cálculo do F_s de um talude pelo “Novo Método” (Superfície de Deslizamento Não circular), pp IX-19 a IX-23.

Observa-se que os sentidos arbitrados para as forças X_i e X_{i+1} nas faces das fatias podem, na realidade serem ao contrário do que está na Fig. 9.9.1, e, portanto o sinal de toda a expressão de ΔX_i em (9.33) pode ter de trocar-se e isso terá influência no valor do F_s a encontrar. Há, portanto, que considerar duas alternativas para o cálculo de F_s , consoante o sinal de ΔX_i , escolhendo-se a que der o menor F_s . Os coeficientes das incógnitas (K e λ) e o termo independente na 1ª (equação (9.34) das duas equações lineares resolventes do problema não viriam alterados, mas o mesmo não se pode dizer dos coeficientes e do termo independente da 2ª equação (9.37), que passaria a ser:

$$\begin{aligned}
 & k \sum_{i=1}^n W_i \left[-\cot g(\phi_i'' - \alpha_i)(x_i - x_G) + (y_i - y_G) \right] + \\
 & + \lambda \sum_{i=1}^n \psi_i \left[-\cot g(\phi_i'' - \alpha_i)(x_i - x_G) + (y_i - y_G) \right] = \\
 & = \sum_{i=1}^n \left[-2W_i - c_i'' \Delta x_i \sec \alpha_i \frac{\cos \phi_i''}{\sin(\phi_i'' - \alpha_i)} + U_i \frac{\sin \phi_i''}{\sin(\phi_i'' - \alpha_i)} \right] (x_i - x_G) \quad 9.37'
 \end{aligned}$$

Para que fique completa a emenda reproduz-se abaixo o texto inicial:

9.9 - Um Novo Método

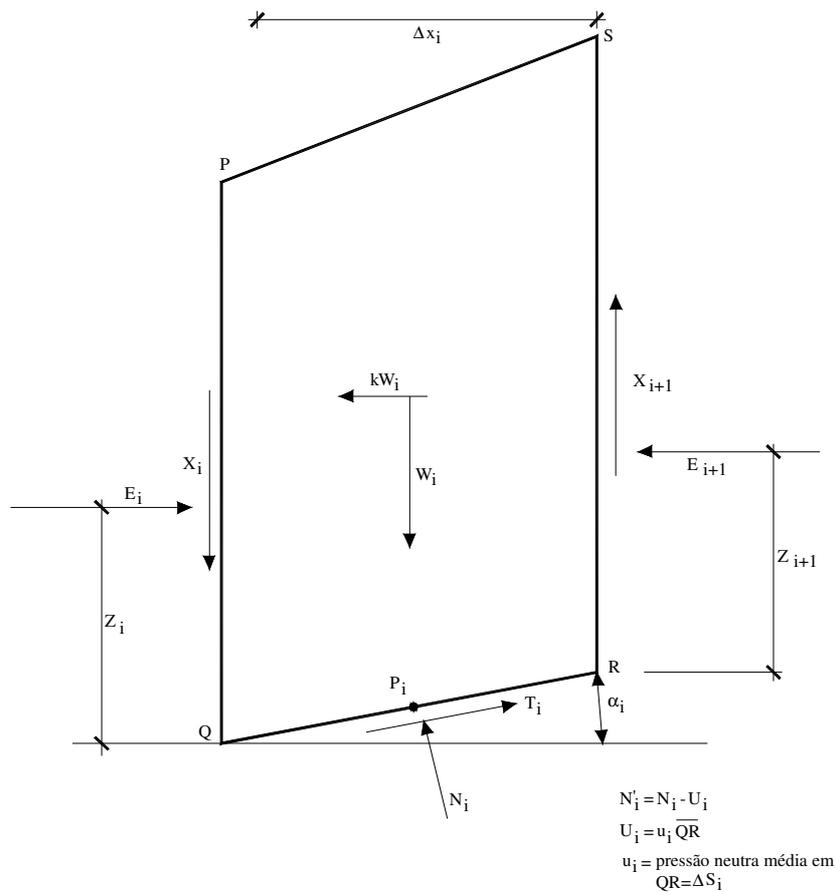


FIG. 9.9.1

Considerando o equilíbrio horizontal e vertical da fatia i (Fig. 9.9.1) teríamos:

$$T_i = W_i \operatorname{sen} \alpha_i + kW_i \operatorname{cos} \alpha_i + (E_{i+1} - E_i) \operatorname{cos} \alpha_i - (X_{i+1} - X_i) \operatorname{sen} \alpha_i \quad 9.25$$

$$N_i = W_i \operatorname{cos} \alpha_i - kW_i \operatorname{sen} \alpha_i - (E_{i+1} - E_i) \operatorname{sen} \alpha_i - (X_{i+1} - X_i) \operatorname{cos} \alpha_i \quad 9.26$$

Onde

$$X_{i+1} - X_i = \Delta X_i \quad \text{e} \quad E_{i+1} - E_i = \Delta E_i \quad 9.27$$

Por outro lado, na superfície de escorregamento o critério de Mohr-Coulomb dá:

$$T_i = (N_i - U_i) \frac{\operatorname{tg} \phi'_i}{F} + \frac{c'_i}{F} \times \Delta x_i \operatorname{sec} \alpha_i, \quad 9.28$$

Eliminando T_i e N_i entre (9.25), (9.26) e (9.28) tendo em conta (9.27) e fazendo

$$\operatorname{tg} \phi_i' / F = \operatorname{tg} \phi_i'' \quad \text{e} \quad \frac{c_i'}{F} = c_i'', \quad 9.28'$$

vem

$$\begin{aligned} & W_i \operatorname{sen} \alpha_i + kW_i \cos \alpha_i + \Delta E_i \cos \alpha_i - \Delta X_i \operatorname{sen} \alpha_i = \\ & = W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - kW_i \operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \Delta E_i \operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \Delta X_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \\ & \quad - U_i \operatorname{tg} \phi_i'' + c_i'' \times \Delta x_i \sec \alpha_i \end{aligned} \quad 9.29$$

ou seja,

$$\begin{aligned} & W_i (\cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \operatorname{sen} \alpha_i) - kW_i (\operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' + \cos \alpha_i) - \Delta E_i (\operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' + \cos \alpha_i) - \\ & - \Delta X_i (\cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \operatorname{sen} \alpha_i) = U_i \operatorname{tg} \phi_i'' - c_i'' \Delta x_i \sec \alpha_i. \end{aligned} \quad 9.30$$

Sendo

$$\begin{aligned} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' - \operatorname{sen} \alpha_i &= \frac{\cos \alpha_i \operatorname{sen} \phi_i'' - \operatorname{sen} \alpha_i \cos \phi_i''}{\cos \phi_i''} = \frac{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''} \\ \operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'' + \cos \alpha_i &= \frac{\operatorname{sen} \alpha_i \operatorname{sen} \phi_i'' + \cos \alpha_i \cos \phi_i''}{\cos \phi_i''} = \frac{\cos(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''}, \end{aligned}$$

vem

$$\begin{aligned} & W_i \frac{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''} - kW_i \frac{\cos(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''} - \Delta E_i \frac{\cos(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''} - \Delta X_i \frac{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)}{\cos \phi_i''} = \\ & = U_i \operatorname{tg} \phi_i'' - c_i'' \Delta x_i \sec \alpha_i \end{aligned}$$

o que implica

$$\begin{aligned} \Delta X_i &= W_i - kW_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) - \Delta E_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) - U_i \frac{\operatorname{sen} \phi_i''}{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} + \\ & + c_i'' \Delta x_i \sec \alpha_i \frac{\cos \phi_i''}{\operatorname{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} \end{aligned} \quad 9.31$$

onde $\psi(x)$ é uma função apropriada que depende da posição da fatia^(*), vem em (9.31)

$$\Delta X_i = W_i - kW_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) - \lambda \psi_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) - U_i \frac{\text{sen} \phi_i''}{\text{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} +$$

$$+ c_i'' \Delta X_i \sec \alpha_i \frac{\cos \phi_i''}{\text{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} \quad 9.33$$

Somando em ordem a i e atendendo a que $\sum_{i=1}^n \Delta X_i = 0$, vem:

$$k \sum_{i=1}^n W_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) + \lambda \sum_{i=1}^n \psi_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) = \sum_{i=1}^n W_i +$$

$$+ \sum_{i=1}^n c_i'' \Delta X_i \sec \alpha_i \times \frac{\cos \phi_i''}{\text{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} - \sum_{i=1}^n U_i \frac{\text{sen} \phi_i''}{\text{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} \quad 9.34$$

Considere-se o equilíbrio geral da massa deslizando e tomem-se momentos de todas as forças em relação ao centro de gravidade $G(x_G, y_G)$ dessa massa. A soma dos momentos de W_i em relação a esse ponto é nula e nulas também são as somas dos momentos de X_i e E_i porque, essas forças constituem pares com sinais contrários. Então, as forças que dão momentos são N_i e T_i e esses momentos são:

$$\sum_{i=1}^n (T_i \text{sen} \alpha_i + N_i \cos \alpha_i) (x_i - x_G) + \sum_{i=1}^n T_i \cos \alpha_i - N_i \text{sen} \alpha_i (y_i - y_G) = 0 \quad 9.35$$

Sendo $T_i \text{sen} \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = W_i - \Delta X_i$

e $T_i \cos \alpha_i - N_i \text{sen} \alpha_i = kW_i + \Delta E_i = kW_i + \lambda \psi_i$

resulta em (9.35)

$$\sum_{i=1}^n (W_i - \Delta X_i)(x_i - x_G) + \sum_{i=1}^n (kW_i + \lambda \psi_i)(y_i - y_G) = 0 \quad 9.36$$

Entrando em (9.36) com o valor de ΔX_i dado por (9.33) vem:

$$\sum_{i=1}^n kW_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i)(x_i - x_G) + \sum_{i=1}^n \lambda \psi_i \cotg(\phi_i'' - \alpha_i) (x_i - x_G) +$$

(*) - Poderia, por exemplo usar-se uma lei parabólica com valor máximo próximo do ponto central da massa deslizando e valores nulos nas extremidades.

$$\begin{aligned}
& + \sum_{i=1}^n \left[U_i \frac{\text{sen } \phi_i''}{\text{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} - c_i' \Delta x_i \sec \alpha_i \frac{\cos \phi_i''}{\text{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} \right] (x_i - x_G) + \\
& + \sum_{i=1}^n kW_i (y_i - y_G) + \sum_{i=1}^n \lambda \psi_i (y_i - y_G) = 0
\end{aligned}$$

o que implica:

$$\begin{aligned}
& k \sum_{i=1}^n W_i \left[\cot g(\phi_i'' - \alpha_i)(x_i - x_G) + (y_i - y_G) \right] + \\
& + \lambda \sum_{i=1}^n \psi_i \left[\cot g(\phi_i'' - \alpha_i)(x_i - x_G) + (y_i - y_G) \right] = \\
& = \sum_{i=1}^n \left[c_i' \Delta x_i \sec \alpha_i \frac{\cos \phi_i''}{\text{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} - U_i \frac{\text{sen } \phi_i''}{\text{sen}(\phi_i'' - \alpha_i)} \right] (x_i - x_G) \quad 9.37
\end{aligned}$$

Determinação das incógnitas

O sistema de equações (9.34) e (9.37) fornece k e λ . Conhecidas k e λ a relação (9.33) dá ΔX_i .

Os valores X_i determinam-se recursivamente a partir de $X_0 = 0$, $X_{i+1} = X_i + \Delta X_i$

Os ΔE_i determinam-se a partir de (9.32). Os valores de E_i determinam-se recursivamente a partir de $E_0 = 0$, $E_{i+1} = E_i + \Delta E_i$.

A partir das forças E_i a ordenada Z_i pode ser obtida a partir da equação de momentos tomados em cada fatia em relação ao ponto médio da base:

$$- E_i \left(Z_i - \frac{\Delta y_i}{2} \right) + E_{i+1} \left(Z_{i+1} + \frac{\Delta y_i}{2} \right) + kW_i \times Z_{oi} + (X_{i+1} + X_i) \frac{\Delta x_i}{2} = 0, \quad 9.38$$

recursivamente, sendo $E_0 = 0$, $X_0 = 0$, e fazendo $i = 0, 1, 2, \dots, n-1$ sucessivamente em (9.38), calculando então Z_1, Z_2, \dots, Z_{n-1} . Z_{oi} é a distância vertical do centro de gravidade da fatia i ao ponto médio da base, aproximadamente igual a metade da altura da fatia.

$$Z_{i+1} = - \frac{\Delta y_i}{2} + \frac{E_i}{E_{i+1}} \left(Z_i - \frac{\Delta y_i}{2} \right) - k \frac{W_i}{E_{i+1}} Z_{oi} - \frac{(X_{i+1} + X_i)}{E_{i+1}} \frac{\Delta x_i}{2} \quad 9.39$$

O processo de cálculo consiste em, arbitrar um valor para F e calcular pelas equações (9.34) e (9.37) as incógnitas k e λ . Se não houver sismos k deverá ser nulo. Se o não for deverá dar-se um incremento a F, substituindo o novo valor de F em (9.28) e repetindo o cálculo. Pode terminar-se o processo iterativo quando $|k| < 0,01$. Se obtivermos $k < 0$ deveremos reduzir F; se obtivermos $k > 0$ deveremos aumentar F. Na prática, verifica-se que pequenas variações de F dão grandes variações para k. Deve, pois, partir-se de um valor "razoável" para F (por ex^o. F = 1,5) e aplicar pequenas variações a F em cada

iteração do cálculo. Observa-se que, como nos outros métodos para superfícies de deslizamento não circulares, por vezes a convergência é difícil.