

11. FUNDAÇÕES

11.1 Tipo de fundação adotado para o edifício - exemplo. Observações gerais.

Vamos admitir que após estudos geotécnicos, foi adotada como solução para as fundações o emprego de estacas pré-moldadas de concreto.

Assim sendo, conhecidas as cargas em cada apoio (pilar) na fundação, torna-se necessário a escolha da capacidade nominal da estaca a ser empregada. Em geral procura-se (sempre que possível) adotar apenas uma, porém isto nem sempre é viável, função da geometria (interferências) e das cargas. Para facilitar a escolha do tipo de estaca (material, dimensões, capacidade, etc) apresentamos aqui a TAB. 11-2 construída a partir de dados de catálogos de vários fabricantes.

Definidos o número de estacas por apoio, torna-se necessária a definição das formas (dimensões) e a elaboração do detalhamento dos blocos de fundação sobre as estacas.

Considerando-se que a maior parte dos blocos dos edifícios correntes está solicitada por carregamento quase uniaxial, adotamos o clássico "método simplificado" das bielas como base para os nos-

... R.1
sos cálculos. Algumas das razões da escolha foram:

- a) amplo suporte experimental: Blévoit [1] (116 ensaios). É quase certo que seja a maior coleção de ensaios realizados, particularmente, para blocos sobre várias estacas.
- b) ampla tradição de uso entre nós e em alguns países da Europa.
- c) O detalhamento baseado nos modelos de treliça tem um forte sentido físico para o engenheiro de estruturas. Vários tipos de detalhamento foram testados [1].

Um outro método que vamos empregar, com algumas restrições é o baseado nas Recomendações do CEB/70 [2] cuja tradução, acompanhada de algumas notas (prof. Lauro) foi apresentada no cap. 10. Para blocos sobre estacas não funciona bem quando aplicado aos blocos de poucos apoios, com dimensões correntes. Parece adaptar-se bem aos blocos de forma retangular (inclusive com pilar fletido) com um número grande de estacas e não muito próximas do pilar. No caso de sapatas, os limites para verificação na seção de referência 2 são baixíssimos e inviáveis para a aplicação prática. Achamos necessária a redefinição desses limites para ser aplicado às nossas obras.

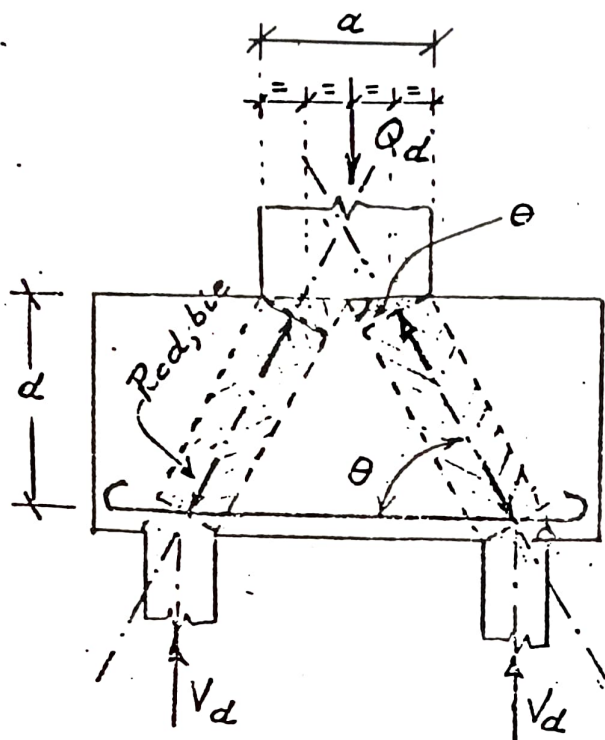
Para a ancoragem da armadura principal sobre as estacas desenvolvemos a TAB. 11-3 baseada nas premissas de Burke [3], [8] e nos ensaios de Jirsa [4].

Para o cálculo prático pelo método das bielas, apresentamos formulário obtido a partir dos ensaios de Blévoit [1] (figs. 11-2 a 11-8). No item 11.2 indicamos alguns aspectos referentes a uma interpretação estatística dos ensaios de Blévoit e como pode ser feita a consideração do efeito Rüschi para os casos correntes.

No item 11.4 foram apresentados exemplos de cálculo e detalhamento (com comentários) de blocos do edifício-exemplo.

11.2. Método simplificado das bielas (para blocos sobre estacas)

O método das bielas admite como modelo resistente, no interior dos blocos, uma treliça espacial (blocos sobre várias estacas) ou plana (duas estacas). As barras comprimidas da "treliça" são resistidas pelo concreto e as traionadas pelo aço. A grande incógnita do problema é saber as dimensões a serem adotadas na verificação das barras inclinadas comprimidas (denominados "bielas"). Foi adotada aqui a "geometrização" proposta por Blévoit [1] que é simples e tem apoio experimental. Na FIG. 11-1 apresentam-se alguns elementos necessários para a aplicação do formulário das FIGS. 11-2 a 8.

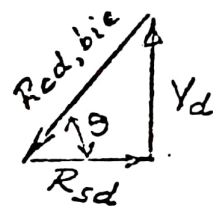
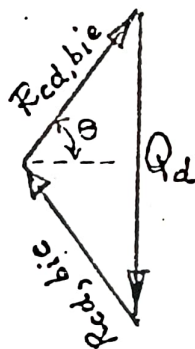


Área das bielas (sec. transv.)

$$A_{bie,p} = \frac{A_p}{2} \times \text{sen } \theta \quad (\text{junto ao pilar})$$

$$A_{bie,e} = A_e \times \text{sen } \theta \quad (\text{junto às ests.})$$

$$\theta < 55^\circ$$



Equilíbrio de forças junto a estaca

Equilíbrio de forças junto ao pilar:

FIG. 11-1 Modelo de biela para duas estacas (Blévoit)

Pelo equilíbrio de forças, junto ao pilar e junto às estacas temos:

$$R_{cd,bie,p} = \frac{Q_d}{2} \cdot \frac{1}{\text{sen } \theta} ; \quad R_{cd,bie,e} = \frac{V_d}{\text{sen } \theta}$$

As tensões de compressão na biela inclinada são:

$$\sigma_{cd,bie,p} = \frac{R_{cd,bie,p}}{A_{bie,p}} = \frac{Q_d}{A_p \cdot \text{sen}^2 \theta} = \frac{\sigma_{md,p}}{\text{sen}^2 \theta}$$

$$\sigma_{cd,bie,e} = \frac{R_{cd,bie,e}}{A_{bie,e}} = \frac{V_d}{A_e \cdot \text{sen}^2 \theta} = \frac{\sigma_{md,e}}{\text{sen}^2 \theta}$$

($\sigma_{md,p} = Q_d/A_p$ e $\sigma_{md,e} = V_d/A_e$ são, respectivamente as tensões médias de cálculo no pilar e nas estacas)

Os demais elementos estão apresentados na FIG 11-2, sem deduções. Para maiores esclarecimentos ver Blévoit [17] e Machado [5] e [6]

Na referência [5] mostramos que a partir dos ensaios de Blévoit [1], considerando-se σ_c como estimativa do desvio padrão dos corpos de prova de controle dos ensaios, os valores limites das tensões nas bielas podem ser avaliados pelas expressões seguintes (carregamento suposto não permanente):

- $\sigma_{cd,lim,bie,2} = 1.2 \cdot f_{cd} + \frac{\lambda}{\gamma_c}$ (blocos sobre 2 apoios)
- $\sigma_{cd,lim,bie,3} = 1.75 f_{cd} + \frac{1.25 \cdot \lambda}{\gamma_c}$ (blocos sobre 3 apoios)
- $\sigma_{cd,lim,bie,4} = 1.8 f_{cd} + \frac{1.5 \cdot \lambda}{\gamma_c}$ (blocos sobre 4 apoios)

onde:

$\sigma_{cd,lim,bie} = \sigma_{cd,lim,bie,e} = \sigma_{cd,lim,bie,p}$, isto é, a tensão limite de compressão nas bielas de concreto é assumida por Blévoit com sendo igual, junto ao pilar e junto às estacas (*)

Visando a obtenção de expressões mais simples para o cálculo prático, para a variabilidade da resistência a compressão do concreto

(*) A rigor, não corresponde à realidade, uma vez que há o efeito favorável do confinamento ("cintamento" do concreto sob o pilar e não junto à estaca. Portanto, o limite deveria ser inferior, junto à estaca. Blévoit somente fez essas considerações para blocos com mais do que 4 estacas.

vamos adotar um coeficiente de variação $\delta = \Delta / f_{cm}$ em vez de um desvio padrão Δ , como recomenda a NB-1/78.

Supondo-se controle rigoroso da qualidade da resistência do concreto (o que é mais desfavorável no caso), pode ser adotado, conforme tem mostrado a experiência:

$\delta = 0.15$, que corresponde a $f_{ck} = 0.75 f_{cm}$, considerado o quantil de 5% de probabilidade para a definição de f_{ck} (valor característico).

Portanto,

$\beta = \delta \cdot f_{cm} = 0,15 \cdot \frac{1}{0,75} f_{ck} = 0,2 f_{ck}$ que substituído nas expressões anteriores, resulta:

$$\sigma_{cd,lim,bie,2} = 1,4 \cdot f_{cd} \quad (\text{blocos sobre 2 apoios})$$

$$\sigma_{cd,lim,bie,3} = 1,75 \cdot f_{cd} \quad (\text{blocos sobre 3 apoios})$$

$$\sigma_{cd,lim,bie,4} = 2,1 \cdot f_{cd} \quad (\text{blocos sobre 4 apoios})$$

Se as cargas permanentes forem as preponderantes, deve ser considerado o efeito Rüsck (redução da resistência do concreto com o tempo devido a permanência da carga, já considerado o acréscimo de resistência do concreto, no seu "envelhecimento", para carregamentos imediatos).

Será empregado o coeficiente de minoração k_R . Para a NB-1, como se sabe, $k_R = 0,85$, devendo as fibras de concreto mais comprimidas serem calculadas com a resistência reduzida $0,85 f_{cd}$.

Parece haver um certo exagero no valor $k_R = 0,85$, particularmente no caso dos blocos de fundação de edifício de vários pavimentos, pois:

a) quase em geral a carga permanente é preponderante, mas não total (somente assim teríamos $k_R = 0,85$)

b) a carga permanente é aplicada gradualmente, a maior parte após os 28 dias e a resistência do concreto f_{cj} já seria maior que $f_{ck} = f_{c28}$. A rigor, k_R seria aplicado a f_{cj} ($j > 28$). Observar, pela TAB. 11-1 como o concreto melhora a sua resistência com o tempo.

Achamos que para os edifícios correntes podemos adotar, na pior das hipóteses ($f_{cj} \cong f_{c28}$) um valor $k_R = 0,9$ em vez de $0,85$. Se a carga acidental for preponderante, podemos assumir $k_R \cong 1,0$.

Para a consideração do efeito Risch nas fundações vamos portanto avaliar k_R ($0,9 \leq k_R \leq 1,0$) a partir do valor da carga permanente em relação à total e do nosso co-

nhecimento (informações, mesmo aproximadas) de como (e quando) as fundações estarão sendo carregadas, o que dependerá da velocidade de execução da obra.

Para os edifícios correntes acreditamos ser suficiente a adoção de $k_R = 0,9$ a $0,95$.

Para o novo edifício-exemplo vamos supor que a execução foi programada para 8 meses. Assumiremos o valor $k_R = 0,95$ para os nossos cálculos. Genéricamente, para os limites das bielas tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} \cdot \sigma_{cd,lim,bie,2} = 1,4 \cdot k_R \cdot f_{cd} \text{ (blocos sobre 2 estacas)} \\ \cdot \sigma_{cd,lim,bie,3} = 1,75 \cdot k_R \cdot f_{cd} \text{ (" " 3 ")} \\ \cdot \sigma_{cd,lim,bie,4} = 2,1 \cdot k_R \cdot f_{cd} \text{ (" " 4 ")} \end{array} \right.$$

Para blocos com mais do que 4 estacas (supostas localizadas nos vértices de um polígono regular) não foram realizados ensaios e os limites foram estimados a partir das investigações de Blérot [9] para os blocos de 2 a 4 estacas (116 ensaios).

Para o formulário necessário às aplicações ver Figs. 11-2 e 11-12.

Idade do concreto (j dias)		3	7	28	90	360
Cimento	normal	0,4	0,65	1,00	1,20	1,35
Portland	de alta resist. inicial	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

TAB. 11-1. Valores da relação f_{cmj}/f_{cm28} segundo o CEB/72. Para estimar a resistência característica pode-se adotar $f_{ck} = f_{cm} - 50$ [R_{gf}/cm^2]. (Refs.: CEB/72 [8] e L.M. Santos [9]).

11.3. Formulário prático e tabelas.

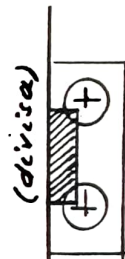
TIPO DE ESTACA		BITOLA [cm] ϕ_e ou a_e	CAPAC. NOMI- NAL USUAL [tf]	$\alpha_{min,d}$ divisa (dep. do eqm)
ESTACAS PREMOLDADAS DE CONCRETO (cravadas em geral por bote-estacas)	concreto armado vibrado	15	15	30
		20	20	30
		25	30	35
		30	40	35
	concreto armado centrifugado	40	70	40
		20	20	30
		25, 26	30	35
		30	40	35
		33, 35	55	35
		40	70	40
		42	80	40
	concreto protendido	50	110	45
		60	150*	50
		70	200*	55
		15x15	15	30
18x18		20	30	
ESTACAS MOLDADAS NO LOCAL (concreto)	broca	23x23	30	35
		28x28	40	35
	strauss	$\phi 36$	50	40
		$\phi 42$	70	40
		$\phi 50$	100	40
		25	8	25
		30	10	30
	Franki	25	20	20
		32	30	20
		38	40	25
45		60	30	
55		80	35	
ESTACAS METÁLICAS (Tubulares, per- fis laminados de chapas soldas, p/ colunas CS)	35	55	80	
	40	75	80	
	52	130	80	
	60	170	80	
	$\phi 14"$ ($e=9.5$)	110		
	$\phi 10\frac{3}{4}"$ ($e=7.0$)	50		
	H6"x6" ($t_0=8$)	40		
I10"x4 $\frac{5}{8}"$	40			
I12"x5 $\frac{1}{4}"$	60			
2510 x 4 $\frac{5}{8}"$	80			
H10"x10" (CS250) ($t_f=16, t_0=9.5$)	80			
2I12"x5 $\frac{1}{4}"$	120			

• ESPAÇAMENTO MÍNIMO HORIZONTAL ENTRE ESTACAS:

• pré-fabr $\rightarrow 2,5 \phi_e$

• molds. no local ou tubs $\rightarrow 3 \phi_e$

• DISTÂNCIA MÍNIMA À DIVISA



$x \geq \alpha_{min,d}$ (depende do equipamento de cravação da estaca)

Peso [Kf/m]	Área [cm ²]	tensão esc. (acc)
81.2	103.5	2400
46.5	59.2	
37.1	47.3	2400
37.7	48.2	2400
60.6	77.3	2400
75.4	96.2	2400
79.1	100.2	2400
121.2	121.2	2400

(*) A confirmar, para cada situação.

TAB. 11-2 Capacidades nominais das estacas. Valores obtidos a partir de catálogos de diversos fa-

ANCORAGEM COM GANCHOS VERTICAIS

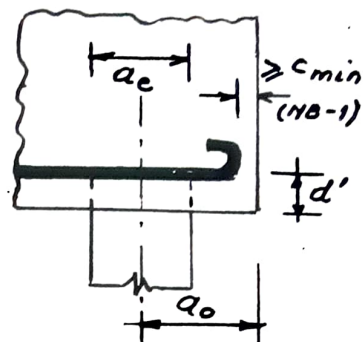
Valores considerados no calc. de a_0 :

$$\tau_{mk,e} \geq 45 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ck} \geq 150 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Aço CA-50}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yk}}{1,2 \times 1,15 \times 1,1} \cong 3294 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{deve ser usado p/ calc. As})$$

Para est. circ. $\rightarrow a_{e,eq} = (\sqrt{\pi}/2) \cdot \phi_e$



BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS (inclui a largura recomendada p/o bloco)

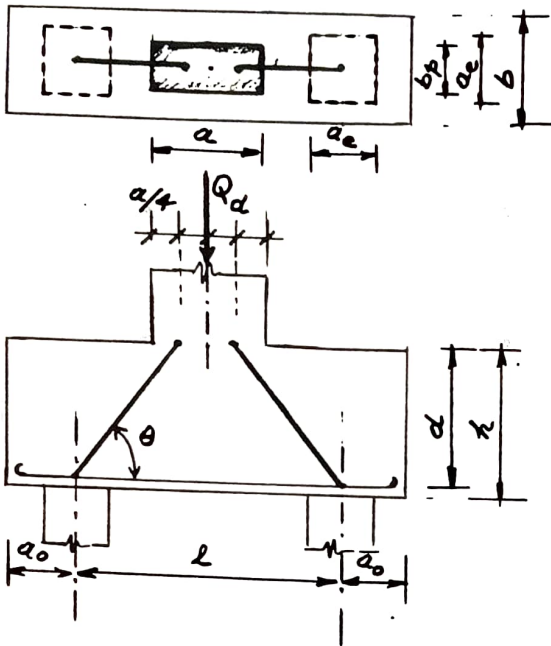
a_e [cm]	a_0 [cm]	ϕ_{max} [mm]	b [cm]	d' [cm]
15 a 19	25	12,5	40	5
20 a 24	30	16	45	5
25 a 28	35	16	50	6
29 a 34	40	20	55	7
35 a 39	45	20	60	8
≥ 40	$0,5 \cdot a_e + 30$	25	$1,4 a_e \geq a_e + 20$	$a_e / 5$

BLOCOS SOBRE VÁRIAS ESTACAS (barras cruzando sobre as estacas)

a_e [cm]	a_0 [cm]	ϕ_{max} [mm]	-	d' [cm]
15 a 19	22,5	12,5	-	5
20 a 24	27,5	16	-	5
25 a 28	32,5	16	-	6
29 a 34	37,5	20	-	7
35 a 39	40	20	-	8
≥ 40	$0,5 a_e + 25$	25	-	$a_e / 5$

BLOCO SOBRE 2 ESTACAS (método das bielas)^{R.1}

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO



Fixação das dimensões:

$$\operatorname{tg} \theta = d / \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{4} \right) \quad (45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ)$$

$$d_{\min} = 0.50 \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right) \quad d_{\max} = 0.71 \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right)$$

Compressão nas bielas:

condição de segurança:

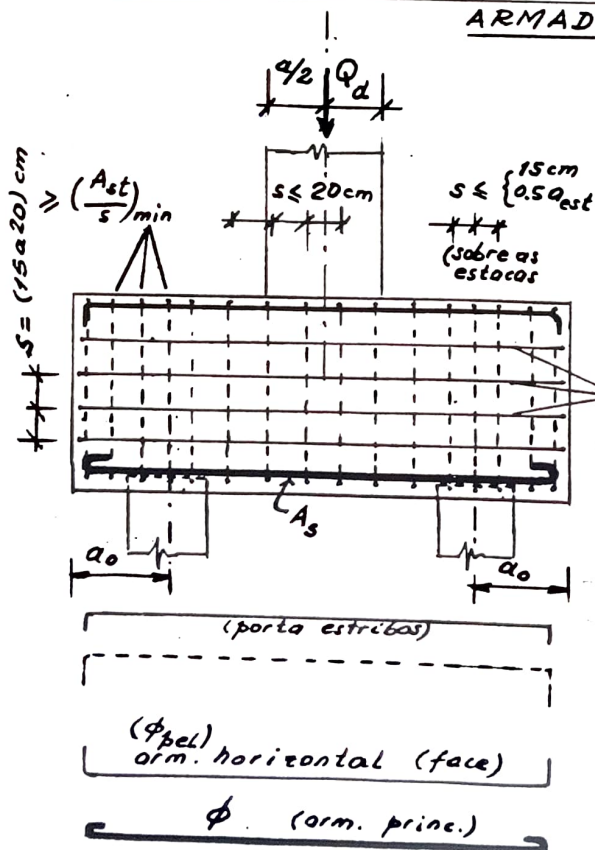
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{cd,bie,p} \leq \sigma_{cd,bie,lim,p} \\ \sigma_{cd,bie,e} \leq \sigma_{cd,bie,lim,e} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{cd,bie,p} = \frac{Q_d}{A_p \cdot \operatorname{sen}^2 \theta} \quad \sigma_{cd,bie,e} = \frac{Q_d}{2 \cdot A_e \cdot \operatorname{sen}^2 \theta}$$

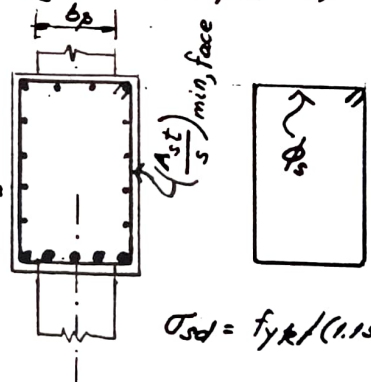
$$\sigma_{cd,lim,bie,p} = \sigma_{cd,lim,bie,e} = 1.4 \cdot k_R \cdot f_{cd}$$

$$A_p = a \cdot b_p \quad A_e = a_e^2 \quad 0.9 \leq k_R \leq 1.0$$

ARMADURA



$$\left\{ \begin{array}{l} -d' \geq \begin{cases} a_{est}/5 \\ 5 \text{ cm} \end{cases} \quad a_{e,eq} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \phi_e \\ -a_0 \geq a_{0,min} \text{ e } \phi \leq \phi_{mox} \text{ (ver tab. 11-3)} \\ \phi_s \text{ e } \phi_{pel} \geq 8 \end{array} \right.$$



$$\sigma_{sd} = f_{yk} / (1.15 \times 1.2 \times 1.1) = f_{yk} / 1.518$$

$$A_s = 1.15 \frac{Q_d \cdot l}{4 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot \left(1 - \frac{a}{2 \cdot l} \right)$$

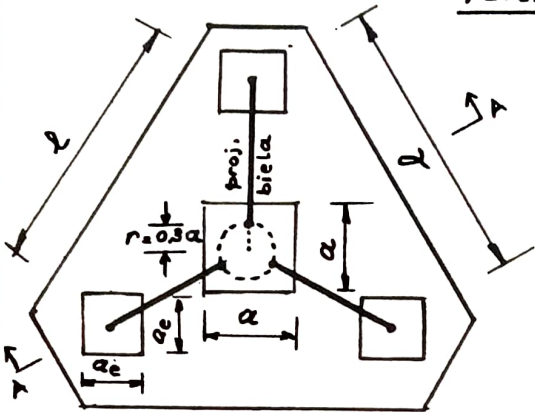
$$\left(\frac{A_{st}}{s} \right)_{\min, face} = 0.075 \cdot b \frac{[cm^2/m]}{[cm]} \text{ (}\phi\text{/face)}$$

(σ_{sd} conf. tab. 11-3 p/ cálc. de a_0)

FIG. 11-2

BLOCO SOBRE 3 ESTACAS (método das bielas) ^{R.1}

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO



Fixação das dimensões:

$$\operatorname{tg} \theta = d / (l \sqrt{3} / 3 - 0.3a) \quad (15^\circ \leq \theta \leq 55^\circ)$$

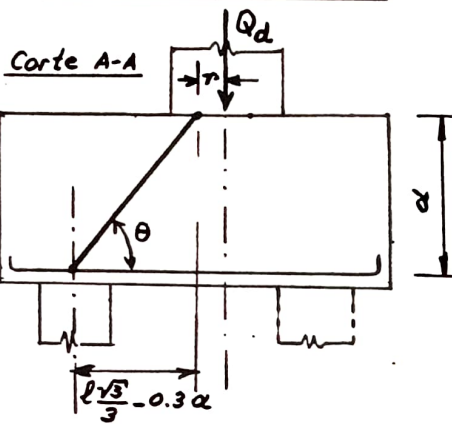
$$d_{\min} = 0.58 \cdot (l - \frac{a}{2}) \quad d_{\max} = 0.825 \cdot (l - \frac{a}{2})$$

Compressão nas bielas:

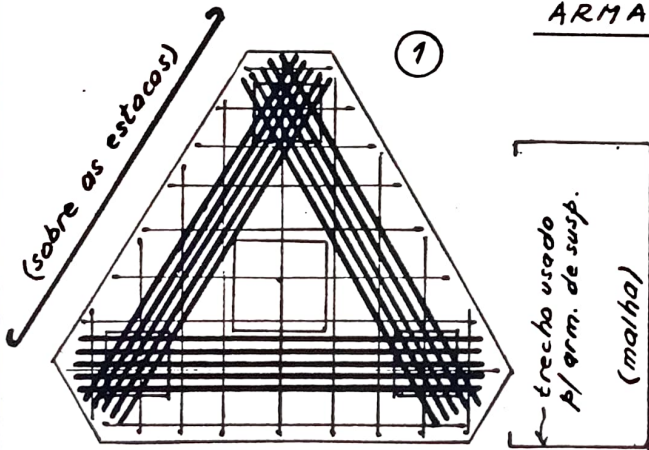
condição de segurança $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{cd,bie,p} \leq \sigma_{cd,bie,lim,p} \\ \sigma_{cd,bie,e} \leq \sigma_{cd,bie,lim,e} \end{array} \right.$

$$\sigma_{cd,bie,p} = \frac{Q_d}{A_p \cdot \operatorname{sen}^2 \theta} \quad \sigma_{cd,bie,e} = \frac{Q_d}{3 \cdot A_e \cdot \operatorname{sen}^2 \theta}$$

$$\sigma_{cd,lim,bie,p} = \sigma_{cd,lim,bie,e} = 1.75 \cdot k_R \cdot f_{cd} \quad (0.9 \leq k_R \leq 1.0)$$



ARMADURA (1) ou (2)



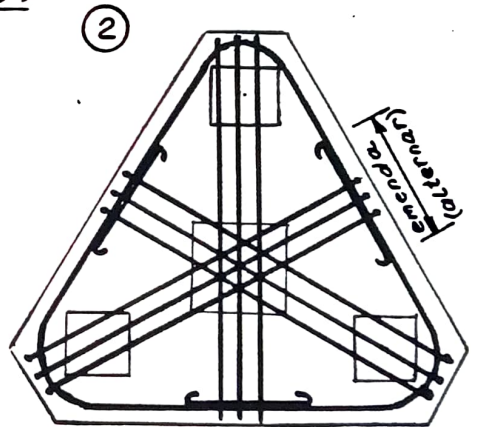
(arm. // aos lados, sobre as estacas mais malha ortog.)

$$\sigma_{sd} = f_{yk} / 1.518$$

$$A_{s,lado} = \frac{Q_d}{9 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot (l - \frac{a}{2}) \quad \left\{ \begin{array}{l} (1.518 = 1.15 \times 1.2 \times 1.1) \\ \text{(ganchos verte.)} \\ \text{(conf. tab. 11-3)} \end{array} \right.$$

$$A_{s,malh} = \frac{1}{5} A_{s,lado} \geq A_{s,susp/face} \quad (\text{em cada dir.})$$

$$A_{s,susp} = \frac{Q_d}{4.5 (f_{yd} / 1.1)} \quad (\text{segundo Leonhardt [7]})$$



(arm. junto às faces laterais - e na direção das medianas)

$$A_{s,lado} = \frac{\alpha \cdot Q_d}{9 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot (l - \frac{a}{2})$$

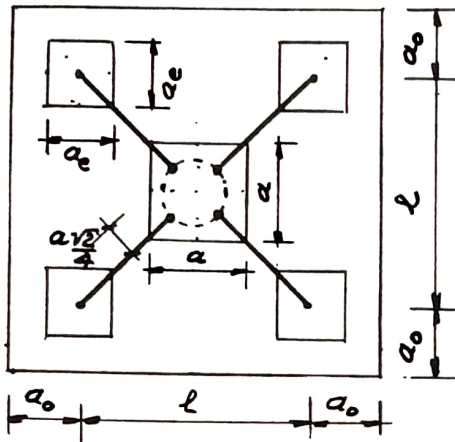
$$A_{s,medi} = \frac{(1-\alpha) \cdot Q_d \cdot \sqrt{3}}{9 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot (l - \frac{a}{2}) \geq A_{s,susp/face}$$

$$(2/3 \leq \alpha \leq 4/5)$$

FIG. 11-3

BLOCO SOBRE 4 ESTACAS (método das bielas) R.1

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO



• Fixação das dimensões:

$$tg \theta = d / \left[\frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ)$$

$$d_{min} = 0.71 \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right) \quad d_{max} = l - \frac{a}{2}$$

• Compressão nas bielas:

condição de segurança

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{cd,bie,p} \leq \sigma_{cd,bie,lim,p} \\ \sigma_{cd,bie,e} \leq \sigma_{cd,bie,lim,e} \end{array} \right.$$

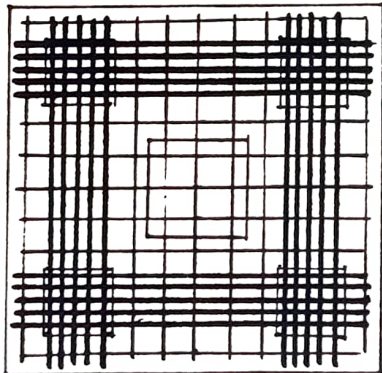
$$\sigma_{cd,bie,p} = \frac{Q_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta} \quad \sigma_{cd,bie,e} = \frac{Q_d}{4 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta}$$

$$\sigma_{cd,lim,bie,p} = \sigma_{cd,lim,bie,e} = 2.1 \cdot k_R \cdot f_{cd}$$

$$A_p = a^2 \quad A_e = a_e^2 \quad 0.9 \leq k_R \leq 1.0$$

①

ARMADURA (① ou ②)



(sobre as estacas)
trecho usado p/ arm. de susp.
(malha ortog.)

(arm. // lados, sobre as estacas, mais malha)

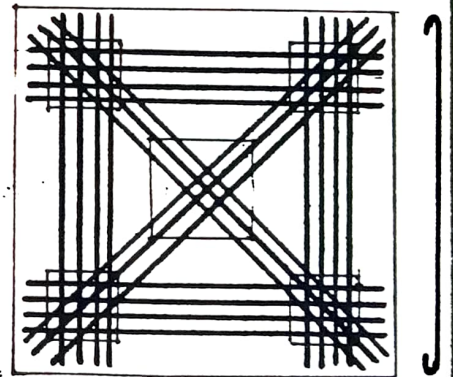
$$A_{s,lado} = \frac{\alpha \cdot Q_d}{8 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right)$$

$$A_{s,malh} = \frac{2 \cdot (1-\alpha) \cdot Q_d}{8 \cdot d \cdot 0.8 \cdot \sigma_{sd}} \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right) \geq A_{susp} / 4$$

(em c/dir.)

$$A_{s,susp} = \frac{Q_d}{6 \cdot (f_{yd} / 1.1)} \text{ (total)} \quad (3/4 \leq \alpha \leq 6/7)$$

②



(nos diags. p/ ②)

(arm. // lados, e nas diagonais, sobre as estacas)

$$A_{s,lado} = \frac{\alpha \cdot Q_d}{8 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right)$$

$$A_{s,diag} = \frac{(1-\alpha) \cdot Q_d \cdot \sqrt{2}}{8 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right)$$

$$(1/2 \leq \alpha \leq 2/3)$$

BLOCO SOBRE 5 ESTACAS (método das bielas)

a) FORMA QUADRADA (4+1 est.)

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO:

Fixação das dimensões:

$$\operatorname{tg} \theta = d / \left[\frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ)$$

$$d_{\min} = 0.71 \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right) \quad d_{\max} = l - \frac{a}{2}$$

Compressão nas bielas:

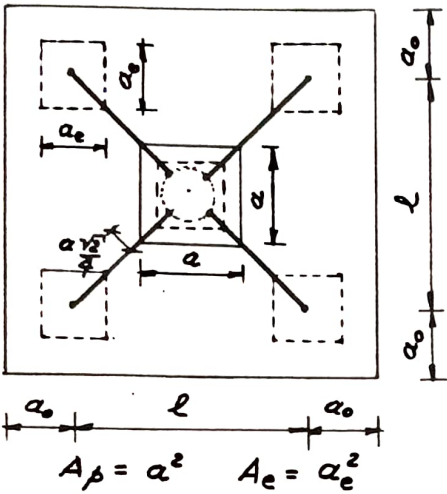
condição de segurança: $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{cd,bie,p} \leq \sigma_{cd,bie,lim,p} \\ \sigma_{cd,bie,e} \leq \sigma_{cd,bie,lim,e} \end{array} \right.$

$$\sigma_{cd,bie,p} = \frac{Q_d}{A_p \cdot \operatorname{sen}^2 \theta} \quad \sigma_{cd,bie,e} = \frac{Q_d}{5 \cdot A_e \cdot \operatorname{sen}^2 \theta}$$

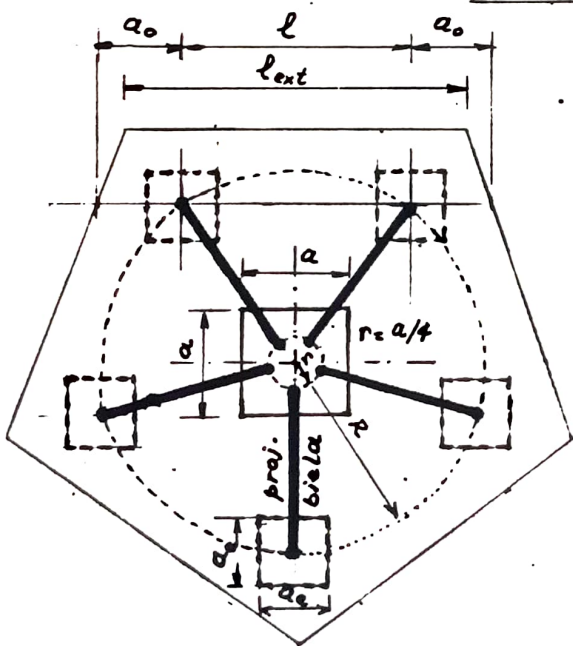
$$\sigma_{cd,bie,lim,p} = 2.6 \cdot K_R \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{cd,bie,lim,e} = 2.1 \cdot K_R \cdot f_{cd} \quad (0.9 \leq K_R \leq 1.0)$$

ARMADURA: Análoga à do bloco de 4 estacas, substituindo Q_d por $\frac{4}{5} Q_d$

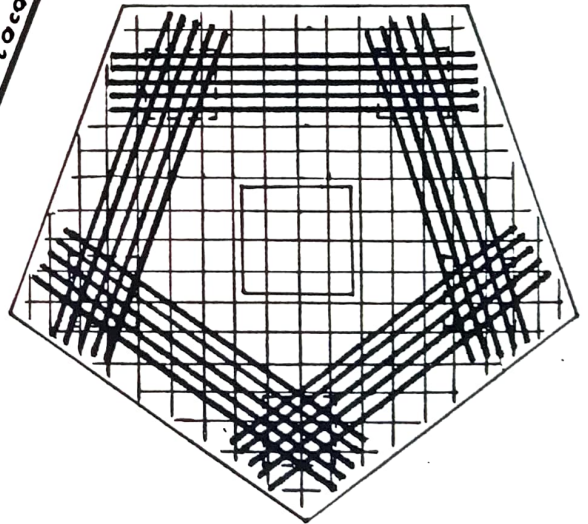


b) FORMA PENTAGONAL



trecho usado como arm. de suspensão (malha ortogonal)

arm. s/ as estacas



VERIFICAÇÃO DO CONCRETO:

Fixação das dimensões:

$$(45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ)$$

$$d_{\min} = 0.85 \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right) \quad d_{\max} = 1.2 \cdot \left(l - \frac{a}{3.4} \right)$$

Compressão nas bielas:

Não é necessária a verificação ($d_{\min} \leq d \leq d_{\max}$)

ARMADURA:

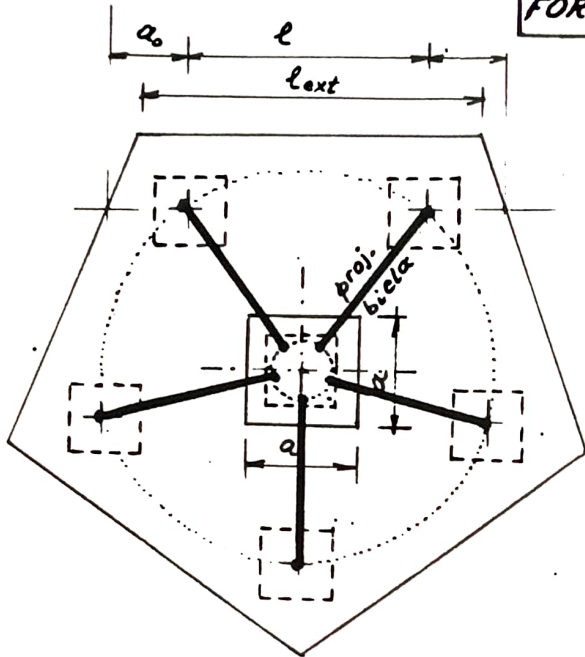
$$A_{s,lado} = \frac{0.725 \cdot Q_d}{5 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot \left(l - \frac{a}{3.4} \right)$$

$$A_{s,malh} = \frac{1}{4} \cdot A_{s,lado} \geq A_{s,susp} / \text{faca} \quad (\text{em cada dir. da malha})$$

$$A_{s,susp} = \frac{Q_d}{7.5 \cdot (f_{yd} / 1.1)}$$

BLOCO SOBRE 6 ESTACAS (método das bielas) ^{R.1}

FORMA PENTAGONAL (5 + 1 ests.)



VERIFICAÇÃO DO CONCRETO:

- Fixação das dimensões:

$$(45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ)$$

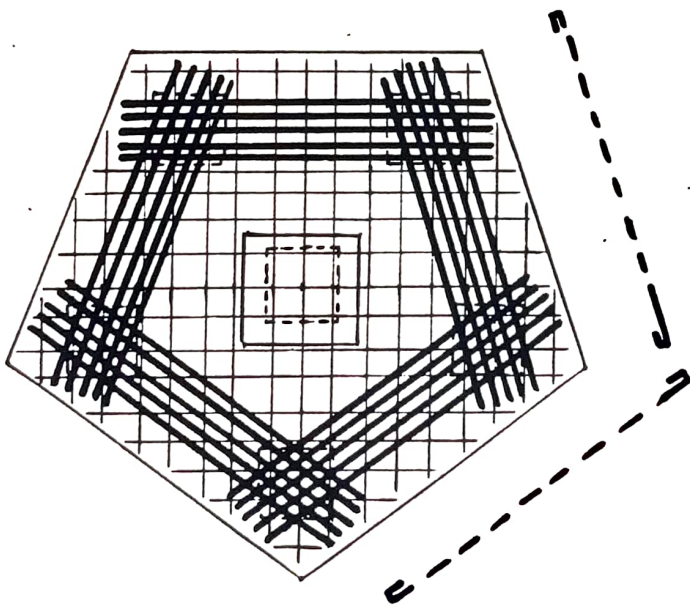
$$d_{min} = 0,85 \left(l - \frac{a}{3,4} \right) \quad d_{max} = 1,2 \left(l - \frac{a}{3,4} \right)$$

- Compressão nas bielas:

Não é necessária a verificação, desde que $d_{min} \leq d \leq d_{max}$.

ARMADURA:

(sobre as estacas)



trecho usado como arm. de suspensão (malha ortogonal)

(malha ortogonal)

$$A_{s,lado} = \frac{0,725 \cdot Q_d}{6 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot \left(l - \frac{a}{3,4} \right)$$

$$A_{s,malh} = \frac{1}{4} \cdot A_{s,lado} \geq A_{s,susp}/face$$

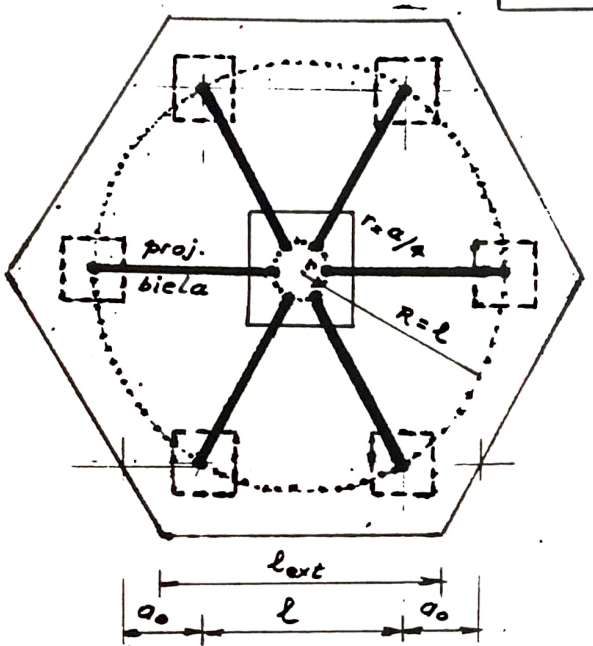
(em cada dir. da malha)

$$A_{s,susp} = \frac{Q_d}{7,5 \cdot (f_{yd}/1,1)} \text{ (total)}$$

BLOCO SOBRE 6 ESTACAS (método das bielas)

FORMA HEXAGONAL

R.1



VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

• Fixação das dimensões:

$$(45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ)$$

$$d_{\min} = l - \frac{a}{4} \quad d_{\max} = 1,43 \left(l - \frac{a}{4} \right)$$

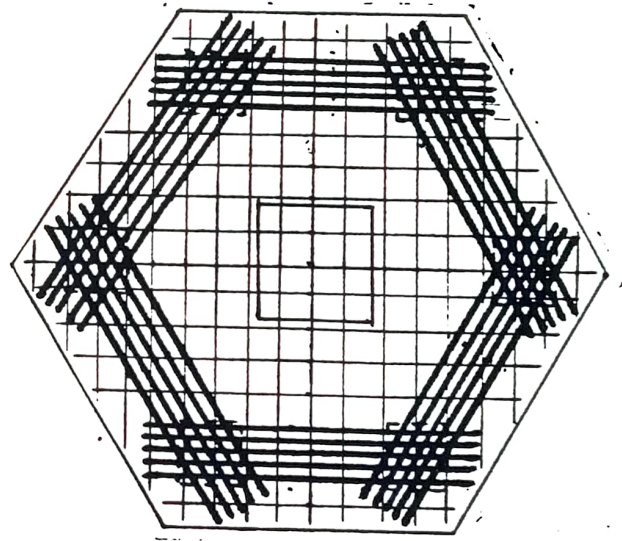
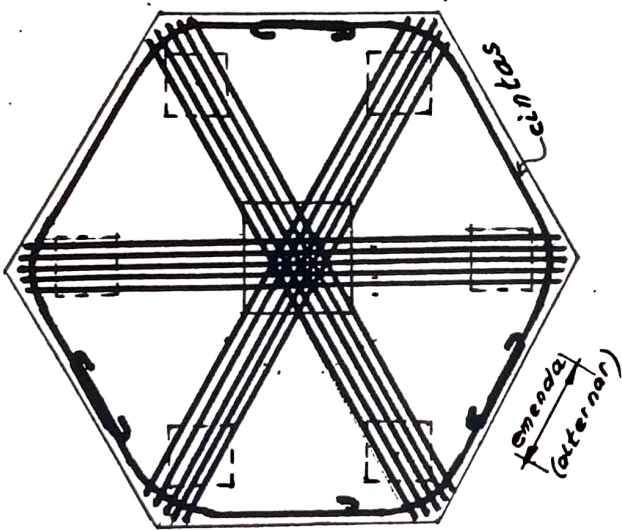
• Compressão nas bielas:

Não é necessária a verificação se $d_{\min} \leq d \leq d_{\max}$.

ARMADURA

①

②



(ver detalhes da cinta no bloco sobre 7 estacas)

$$A_{s,cint} = \frac{\alpha \cdot Q_d}{6 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \left(l - \frac{a}{4} \right)$$

$$A_{s,diag} = \frac{(1-\alpha) \cdot Q_d}{6 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \left(l - \frac{a}{4} \right)$$

$$\left(\frac{2}{5} \leq \alpha \leq \frac{3}{5} \right)$$

$A_{s,susp} \rightarrow$ (suposta desnecessária a verificação)

(detalhes análogos aos blocos de 4 e 5 estacas)

$$A_{s,lado} = \frac{Q_d}{6 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \left(l - \frac{a}{4} \right)$$

$$A_{s,malh} = \frac{1}{4} A_{s,lado} \text{ (para cada direção)}$$

$A_{s,susp} \rightarrow$ (obs., idem)

FIG. 11-7

BLOCO SOBRE 7 ESTACAS (método das bielas)

FORMA HEXAGONAL

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

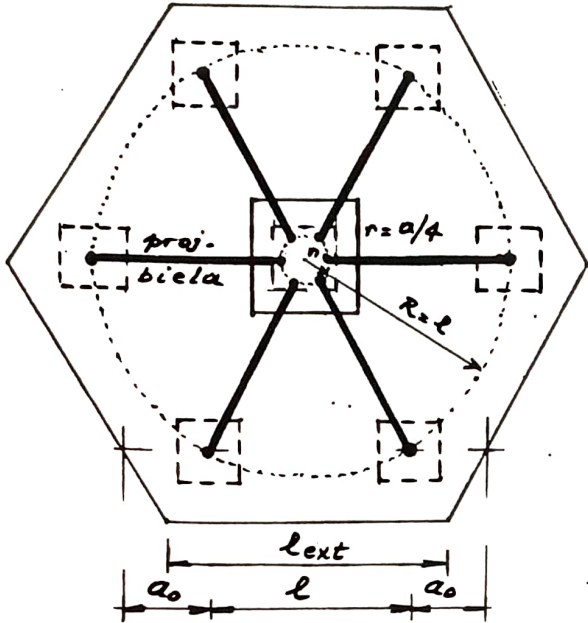
• Fixação das dimensões:

$$(45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ)$$

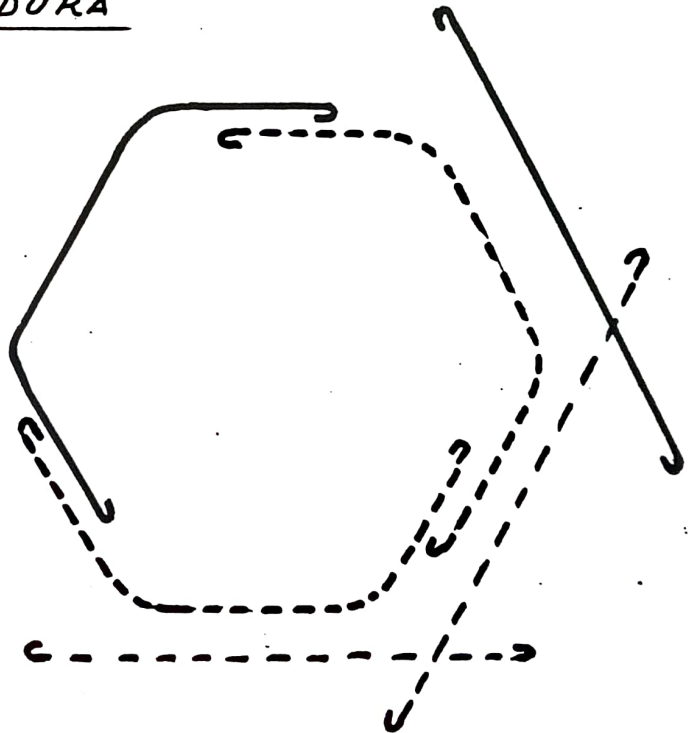
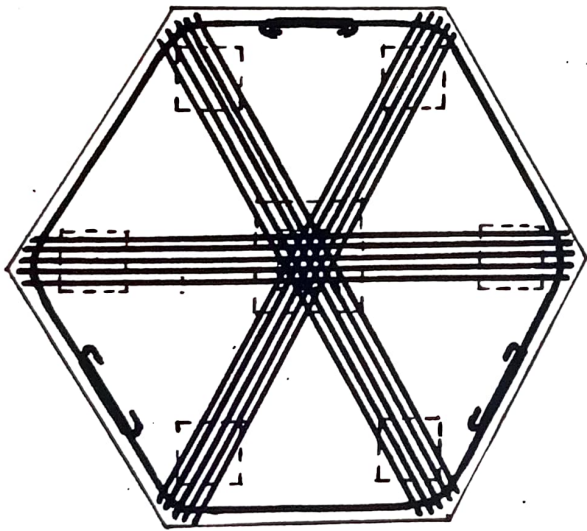
$$d_{min} = l - \frac{a}{4} \quad d_{max} = 1,43 \left(l - \frac{a}{4} \right)$$

• Compressão nas bielas:

Não é necessária a verificação se $d_{min} \leq d \leq d_{max}$.



ARMADURA



$$A_{s,scint} = \frac{\alpha \cdot Q_d}{7 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot \left(l - \frac{a}{4} \right)$$

$$A_{s,diag} = \frac{(1-\alpha) \cdot Q_d}{7 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot \left(l - \frac{a}{4} \right)$$

$$\left(\frac{2}{5} \leq \alpha \leq \frac{3}{5} \right)$$

11.4 ExemplosExemplo 1

Dimensionar e detalhar os blocos dos pilares P16 e P17 (20x75) do edifício-exemplo. Supor estacas pré-moldadas de concreto armado, com capacidade nominal de 40tf.

Solução:

a) do cálculo dos pilares do edifício exemplo (folha 6.3) tem-se:

$$N_R = 130,3 \text{ tf} \quad M_x \approx M_y \approx 0 \quad (\text{supostos não fletidos, devido serem pilares internos, aproximação razoável}).$$

b) da tabela de capacidades nominais de estacas usuais (TAB. 11-2) tem-se $\phi = 30 \text{ cm}$.

$$n = \text{número nec. de ests} = \underbrace{1.03}_{(\text{pp bloco} + \text{solo} + \text{lastro})} \times 130,3 / 40 = 3,35 \rightarrow n = 4$$

c) definição da forma do bloco de 4 estacas

Para $a_e = a_{e, \text{equ}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot \phi = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot 30 = 26,59 \text{ cm}$, pela tabela 11-3 tem-se:

$a_0 = 32 \text{ cm}$ (para a ancoragem da armadura inferior do bloco, admitida a maior parte sobre as estacas, com ganchos verticais).

$\phi_{\text{max}} = 16 \text{ mm}$ (bitola máxima para que a ancoragem com a_0 seja considerada satisfatória).

$$d' = 6 \text{ cm}$$

$l_{\text{min}, e} = 2,5 \phi_e = 2,5 \times 30 = 75 \text{ cm}$ (para estacas pré-moldadas conf. TAB. 11-2)

$l = 80 \text{ cm}$ (adotado)

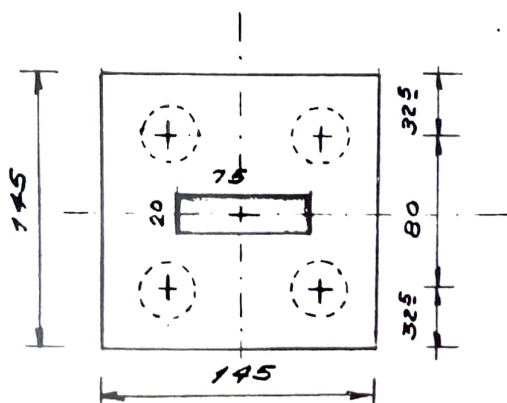


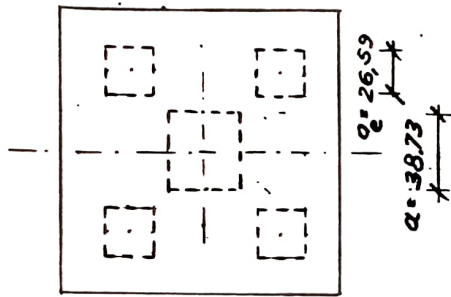
FIG. 11-9

d) cálculo aproximado supondo pilar de seção quadrada

A rigor, o formulário apresentado para blocos sobre 4 estacas (método das bielas) somente é válido para pilar de seção transversal quadrada.

Para se empregar o mesmo formulário para pilares de seção retangular, basta utilizar o pilar de seção quadrada equivalente ($a_{\text{equ}} \times a_{\text{equ}}$). A aproximação é, evidentemente, tanto melhor quanto menor a desigualdade dos lados.

$$a = a_{\text{equ}} = \sqrt{20 \times 75} = \underline{38,73 \text{ cm}}$$



Bloco com pilar e estacas fictícias de seções quadradas (seções equivalentes às reais, em áreas).

FIG. 11-10

d.1) fixação das dimensões (ver FIG. 11-4)

$$d_{\text{min}} = 0,71 \cdot \left(80 - \frac{38,73}{2}\right) \approx 45 \text{ cm} \quad (\theta \approx 45^\circ)$$

$$d_{\text{max}} = 80 - \frac{38,73}{2} = 60,6 \approx 61 \text{ cm} \quad (\theta \approx 55^\circ)$$

• adotado $h = 60 \text{ cm}$, isto é, $d = 60 - 6 = \underline{54 \text{ cm}}$

$$\text{tg } \theta = \frac{d}{\frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \left(l - \frac{a}{2}\right)} = \frac{54}{\frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \left(80 - \frac{38,73}{2}\right)} = 1,259$$

$$\rightarrow \underline{\theta \approx 51,55^\circ}$$

- tensão limite das bielas:

$$\sigma_{\text{cd,bie,lim,e}} = \sigma_{\text{cd,bie,lim,p}} = 2,1 \cdot K_R \cdot f_{\text{cd}} = 2,1 \cdot 0,95 \times \frac{150}{1,4}$$

$$\sigma_{\text{cd,bie,lim}} = 213,8 \text{ kgf/cm}^2$$

- verificação das bielas junto ao pilar:

$$\sigma_{\text{cd,bie,p}} = \frac{Q_d}{A_p \cdot \text{sen}^2 \theta} = \frac{1,4 \times 130300}{(38,73)^2 \cdot \text{sen}^2 51,55^\circ} = 198,3 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{\text{cd,bie,lim}}$$

2.1

- verificação das bielas junto às estacas

$$\sigma_{cd,bie,e} = \frac{Q_d}{4 A_e \cdot \sin^2 \theta} = \frac{1,4 \times (1,03 \times 130300)}{4 \times (26,59)^2 \times \sin^2 51,55^\circ} = 108,3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$< \sigma_{cd,bie,lim} = 213,8$$

e) dimensionamento considerando a seção real do pilar (retangular)

- hipótese admitida: topo superior das bielas localiza-se nos CGs de cada um dos 4 retângulos que dividem a seção do pilar (laterais ao eixos de simetria)

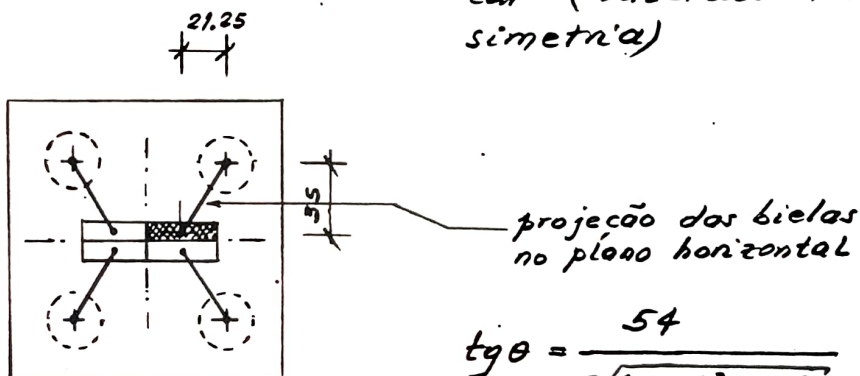


FIG. 11-11

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{54}{\sqrt{(21,25)^2 + 35^2}} = 1,319$$

$$\rightarrow \theta \approx 52,83^\circ$$

- compressão nas bielas junto ao pilar (mais desfavorável no caso)

$$\sigma_{cd,bie,p} = \frac{1,4 \times 130300}{(38,73)^2 \cdot \sin^2 52,83} = 191,5 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{cd,bie,lim}$$

Notar que no cálculo aproximado (seção quadrada equivalente) obtivemos valor muito próximo a este último (apenas ~3,6% de diferença e a favor da segurança!)

f) cálculo da armadura

Será empregada a armadura segundo os lados (sobre as estacas) mais malha por ser uma das melhores opções para o detalhamento

A tensão de cálculo na armadura (σ_{sd}) será adotada igual 3294 kgf/cm^2 e o coeficiente de segurança será $\gamma_f = 1,4$, conforme hipóteses ado-

todos para o cálculo de q_0 (TAB. 11-3) R.1

$$(\sigma_{sd} = 5000 / 1,15 / 1,1 / 1,2 \text{ kgf/cm}^2)$$

σ_s fiss. rd. a₀

Pela FIG. 11-4 (adotado $\alpha = 0,8$) (*)

$$A_{s, \text{lado}} = \frac{\alpha \cdot Q_d}{8 \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right) = \frac{0,8 \times 1,4 \times (1,03 \times 130300)}{8 \times 54 \times 3294} \cdot \left(80 - \frac{38,73}{2} \right)$$

$$= 6,40 \text{ cm}^2 \quad [4 \phi 16 \rightarrow 8 \text{ cm}^2 \text{ ou } 6 \phi 12,5 \rightarrow 7,5^2]$$

adotado $4 \phi 16$ (sobre as estacas)

$$A_{s, \text{malh}} = \frac{2 \cdot (1 - \alpha) \cdot Q_d}{8 \cdot d \cdot 0,8 \sigma_{sd}} \cdot \left(l - \frac{a}{2} \right) = \frac{2 \times (1 - 0,8) \times 1,4 \times (1,03 \times 130300)}{8 \times 54 \times 0,8 \times 3294} \cdot \left(80 - \frac{38,73}{2} \right)$$

$$= 4,00 \text{ cm}^2 > A_{s, \text{susp}} / \text{face}, \text{ pois } [\text{odt. } 5 \phi 10]$$

$$A_{s, \text{susp, tot}} = \frac{Q_d}{6 \cdot \sigma_{sd}} = \frac{1,4 \times (1,03 \times 130300)}{6 \times 3294} = 9,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{susp}} / \text{face} = \frac{1}{4} A_{s, \text{susp, tot}} = \frac{9,51}{4} = 2,38 \text{ cm}^2$$

• Verificação da armadura mínima de flexão:

- em cada direção:

$$A_{s, \text{tot}} = 2 \times A_{s, \text{lado}} + A_{s, \text{malh}} = 2 \times 8,0 + 4,0 = 20,0 \text{ cm}^2$$

$$> A_{s, \text{min}} = \frac{0,15}{100} \times 54 \times 145 = 11,75 \text{ cm}^2$$

Detalhamento da armadura

O detalhamento da armadura, juntamente com as dimensões do bloco estão apresentados na folha seguinte (FIG. 11-12)

(*) A rigor, deveríamos admitir a seção retangular do pilar, também para o cálculo da armadura do bloco. Foi admitida seção quadrada por simplicidade, para se poder utilizar o formulário disponível

BLOCO DO P16 = P17

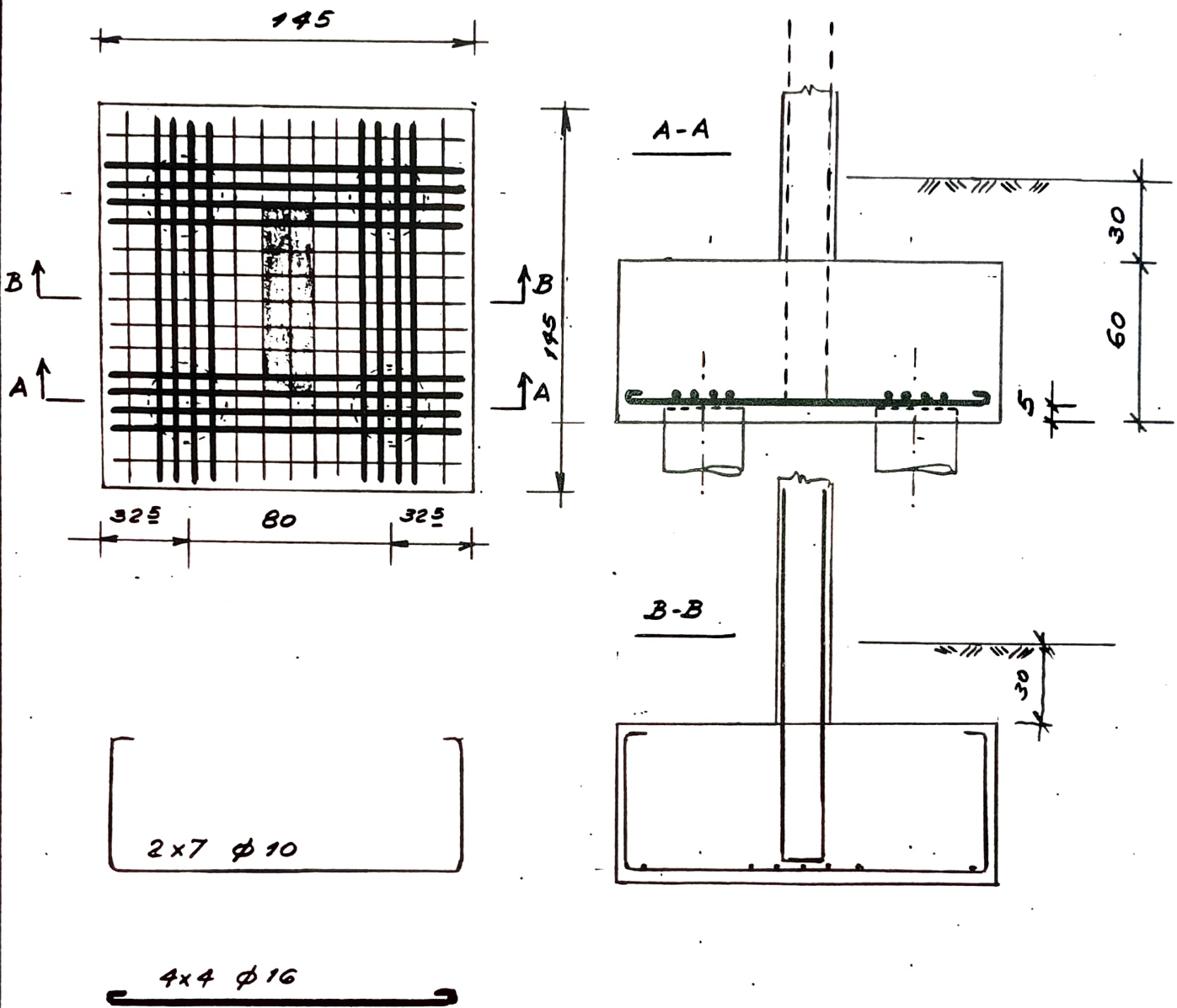


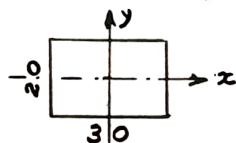
FIG. 11-12

Exemplo 2

Dimensionar e detalhar o blocos dos pilares P1 = P6 = P18 = P23 (20x30) do edifício-exemplo, usando as mesmas estacas do exemplo 1.

Solução:

Do cálculo dos pilares tem-se (folha 6.25):



$$N_k = 71,68 \text{ tf}$$

$$M_x \approx 0,9/2 = 0,45 \text{ tfm}$$

$$M_y \approx 0,87/2 = 0,44 \text{ tfm} \text{ (momento que atua na dir. y)}$$

Os momentos são pequenos e poderiam ser desprezados. No entanto, serão considerados a título de exemplo para mostrar como pode ser feita a consideração dos mesmos.

Duas estacas (para 40 tf) são suficientes, conforme mostrado a seguir.

Colocando-se as duas estacas de forma que o eixo de simetria longitudinal do bloco coincida com direção x em projeção horizontal, será admitido que o momento M_y seja absorvido por uma viga transversal de travamento do bloco.

Os dados geométricos do bloco, como a_0 , b e l foram obtidos das TABS. 11-2 e 11-3:

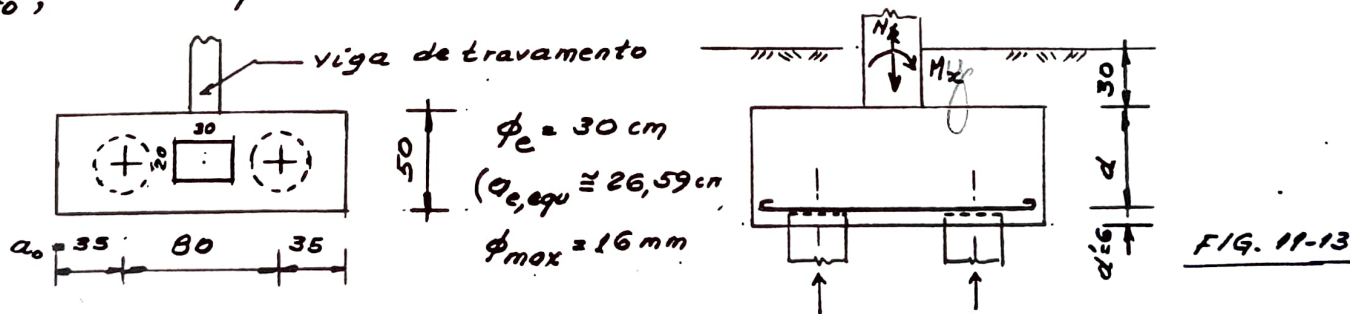


FIG. 11-13

$$R_{e, \max} = \underbrace{1,02}_{\sim pp + \text{lastro} + \text{solo}} \times \frac{71,68}{2} + \frac{0,44}{0,8} = 37,1 \text{ tf} < R_{e, \text{nom}}$$

Vamos supor nos cálculos seguintes uma força equivalente:

$$Q_{k, \text{equ}} = Q_k = 37,1 \times 2 = 74,2 \text{ tf}$$

$$d_{\min} = 0,50 \times (80 - 30/2) = 32,5 \text{ cm} \quad (\theta \approx 45^\circ)$$

$$d_{\max} = 0,71 \times (80 - 30/2) = 46,2 \text{ cm} \quad (\theta \approx 55^\circ)$$

(pelo formulário da FIG. 11-2)

$$\text{Adotado } h = 50 \text{ cm} \rightarrow d \approx 50 - 6 = 44 \text{ cm} \quad R.1$$

$$\text{tg } \theta = 44 / (80/2 - 30/4) = 1,354 \rightarrow \theta \approx 53,55^\circ$$

Verificação da compressão nas bielas

$$\sigma_{cd, \text{bie}, \text{lim}} = 1,4 \cdot k_R \cdot f_{cd} = 1,4 \times 0,95 \times 150 / 1,4 = 142,5 \text{ kgf/cm}^2$$

a) junto às estacas:

$$\sigma_{cd, \text{bie}, e} = \frac{1,4 \times 74200}{2 \times (26,59)^2 \times \text{sen}^2 53,55^\circ} \approx 113,54 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\lt \sigma_{cd, \text{bie}, \text{lim}, e}$$

b) junto ao pilar:

$$\sigma_{cd, \text{bie}, p} = \frac{1,4 \times 74200}{20 \times 30 \times \text{sen}^2 53,55^\circ} = 267,6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gg \sigma_{cd, \text{bie}, \text{lim}, p}$$

O valor atuante das tensões nas bielas é cerca de 88% maior que o valor limite (a rigor, para a verificação da biela de compressão junto ao pilar poderíamos não considerar o peso próprio do bloco, porém, no presente caso, de nada adiantaria).

Solução sugerida: fazer um "colarinho", alargando o pilar sobre o bloco, de modo a reduzir a tensão média de compressão no pilar e portanto, a compressão nas bielas inclinadas.

Vamos adotar o "colarinho" com seção 30×40 e altura $(30 + 40) / 2 = 35 \text{ cm}$ (o bloco será rebaixado de 15 cm em relação a solução anterior, ficando a face superior do bloco 45 cm abaixo do nível do terreno, de modo que o topo do colarinho não interfira com o piso).

$$\text{tg } \theta = 44 / (80/2 - 40/4) = 1,467 \rightarrow \theta \approx 55,71^\circ$$

$$(\approx \theta_{\text{max}})$$

$$\sigma_{cd, \text{bie}, p} = \frac{1,4 \times 74200}{30 \times 40 \times \text{sen}^2 55,71^\circ} = 126,8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\lt \sigma_{cd, \text{bie}, \text{lim}, p} = 142,5$$

R.1

Armadura:

$$A_s = 1,15 \times \frac{1,4 \times 74200 \times 80}{4 \times 49 \times 3294} \left(1 - \frac{40}{2 \times 80}\right) = 12,36 \text{ cm}^2 [6 \phi 16]$$

$$(\phi = \phi_{\max} = 16 \text{ p/tab. 11-3})$$

$$(> A_{s,\min} = \frac{0,15}{100} \times 50 \times 94 = 3,3 \text{ cm}^2)$$

$$\left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{\min, \text{face}} = 0,075 \times 50 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m} [\phi 8 \text{ c/13}]$$

(estribos verticais + barras horizontais nas faces)

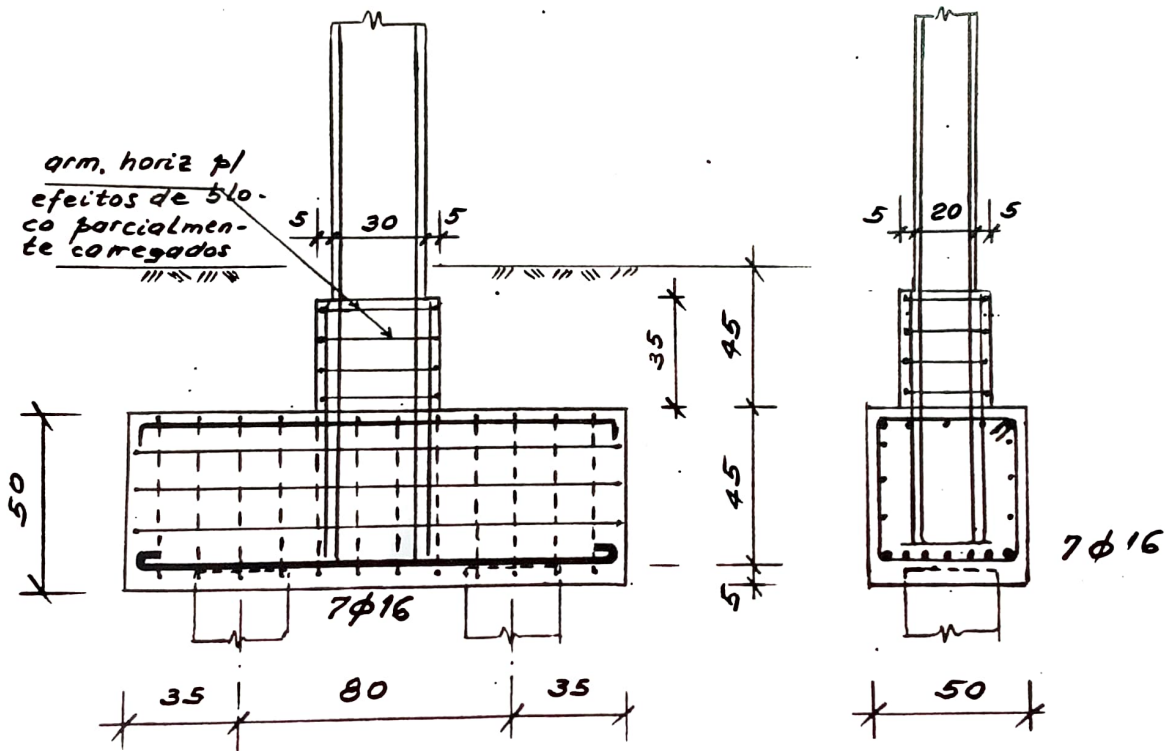
Detalhamento da armadura

FIG. 11-14

OBS.: O dimensionamento da armadura do "colarinho" (estribos horizontais para a absorção de esforços de fendilhamento) pode ser feito conforme Leonhardt [11] " Construções de concreto, casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado", Vol. 2, Editora Interciência, tradução "(cap. 3.4. "Valores de cálculo do esforço de fendilhamento, no caso de introdução de cargas concentradas em um sistema tridimensional")"

R.1

11.5 Sapatas diretas. Algumas considerações11.5.1. Verificação do concreto. Fixação das dimensões11.5.1.1. Os limites do CEB-70 [2] (ver seção 10)

Conforme já comentamos anteriormente na seção 11.1, os limites da tensão convencional τ_d na seção de referência 2 (sapatas rígidas) são pouco maiores que os habitualmente usados para sapatas flexíveis (puncão).

$$\tau_{d,lim} = \frac{V_{d,lim}}{b_2 \cdot d_2} = \frac{1,5 \sqrt{\rho} \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad [\text{kgf/cm}^2]$$

onde $\rho = \frac{A_s}{b_2 \cdot d_2}$ (p/ $\rho > 0,01$ adota-se $\rho = 0,01$)

Por exemplo, para um concreto usual de $f_{ck} = 150 \text{ kgf/cm}^2$ tem-se, variando a taxa ρ ($\gamma_c = 1,4$):

a) $\rho = 0,15\% = 0,0015 \rightarrow \tau_{d,lim} = \frac{0,58}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} = 5,07 \text{ kgf/cm}^2 (= 0,047 f_{cd})$

b) $\rho = 0,45\% = 0,0045 \rightarrow \tau_{d,lim} \cong \frac{1,0}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} = 8,75 \text{ kgf/cm}^2 (= 0,082 f_{cd})$

c) $\rho = 1\% = 0,01 \rightarrow \tau_{d,lim} \cong \frac{1,5}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} = 13,12 \text{ kgf/cm}^2 (= 0,122 f_{cd})$

Para $f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$, temos $\tau_{d,lim} = 0,037 f_{cd}$ para $\rho = 0,15\%$, e $\tau_{d,lim} = 0,095 f_{cd}$ para $\rho = 1\%$.

Resumindo:

$\tau_{d,lim} = (0,047 f_{cd} \text{ a } 0,122 f_{cd})$ para $f_{ck} = 150 \text{ kgf/cm}^2$

$\tau_{d,lim} = (0,037 f_{cd} \text{ a } 0,095 f_{cd})$ para $f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$

Conforme pode ser observado, esses limites são muito baixos e precisam ser reconsiderados (sapatas rígidas, sem armadura de cisalhamento).

11.5.1.2. Os limites do ACI 318-83 [12].

Tradicionalmente a norma americana ACI 318 recomenda a verificação em uma seção crítica distante $d/2$ da face do pilar e que contorna o mesmo (*). Em 1963 e 1971 o ACI adotava

$\tau_{d,lim} = (1,06/\gamma_c) \sqrt{f_{ck}}$ [kgf/cm²] porém ensaios e observações em construções indicaram que esse limite estava contra a segurança para sapatas sob pilares com $a/b > 2$ ($a \geq b$, lados da seção do pilar - retangular) [12]. Em 1977 foi introduzido e ainda permanece (1983) o seguinte limite:

$$\tau_{d,lim} = \left(0,53 + \frac{1,06}{a/b}\right) \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \leq \frac{1,06}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} \quad (a \geq b)$$

Dai resulta, por exemplo:

$$1 \leq a/b \leq 2 \rightarrow \tau_{d,lim} = \frac{1,06}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$$

$$a/b = 3 \rightarrow \tau_{d,lim} = \frac{0,88}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$$

$$a/b = 5 \rightarrow \tau_{d,lim} = \frac{0,74}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$$

Esse efeito é considerado na NB-1/78 (verificação da punção), não se adotando para as verificações o comprimento do lado maior (a) superior a $3 \cdot b$ ($a_{ef} \leq 3 \cdot b$).

Como se observa, os limites do ACI também parecem baixos.

(*) A rigor, há uma diferença entre a seção de referência 2 do CEB ($A_2 = b_2 \cdot d_2$) e a do ACI ($A_{crit} = u \cdot d$, $u =$ perímetro). No caso do CEB, uma parte das cargas é considerada duas vezes (nas duas direções) o que é exagerado, o que não ocorre com a verificação do ACI.

11.5.1.3. Novos limites propostos

Considerando-se que os limites tradicionalmente recomendados pelo CEB/70 e ACI/83 são muito baixos, torna-se necessária a adoção de valores mais elevados.

Acreditamos que esses valores baixos tradicionais decorrem da interpretação da ruptura das sapatas como sendo por punção, na seção de referência 2 (CEB) ou crítica (ACI), o que parece não ser válido para as sapatas rígidas (que "não punçam", conforme ensaios).

Sugerimos aumentar os referidos limites, porém com certa cautela, até que ensaios mais recentes possam autorizar valores maiores.

Os limites propostos variam de $(1.0/\gamma_c) \cdot \sqrt{f_{ck}}$ a $(2.0/\gamma_c) \cdot \sqrt{f_{ck}}$. Para um concreto usual de $f_{ck} = 150 \text{ kgf/cm}^2$ isto corresponde a adotar $T_{d, \text{lim}} = (0,082 \text{ a } 0,163) \cdot f_{cd}$.

a) redefinição de rigidez de sapatas

Com a notação da Fig. 11-15 tem-se.

$(c_{\text{máx}}/d) > 2 \rightarrow$ sapatas flexíveis (verificar punção conforme NB-1)

$2 \leq (c_{\text{máx}}/d) \leq 1,5 \rightarrow$ sapatas semi-rígidas

$(1/1,5) \leq (c_{\text{máx}}/d) \leq 1,5 \rightarrow$ sapatas rígidas

b) tensões limites (na seção de referên-^{R.1}cia 2 de modo que a sapata não necessite arma-
dura de cisalhamento).

b.1) sapatas flexíveis : $\tau_{d,lim} = \frac{1,0}{\sigma_c} \sqrt{f_{ck}}$

b.2) sapatas semi-rígidas : $\tau_{d,lim} = \left(5 - 2 \cdot \frac{c_{max}}{d}\right) \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\sigma_c}$

b.3) sapatas rígidas : $\tau_{d,lim} = \frac{2}{\sigma_c} \sqrt{f_{ck}}$

$\tau_{d,lim} = \frac{K}{\sigma_c} \sqrt{f_{ck}}$
[kgf/cm²]

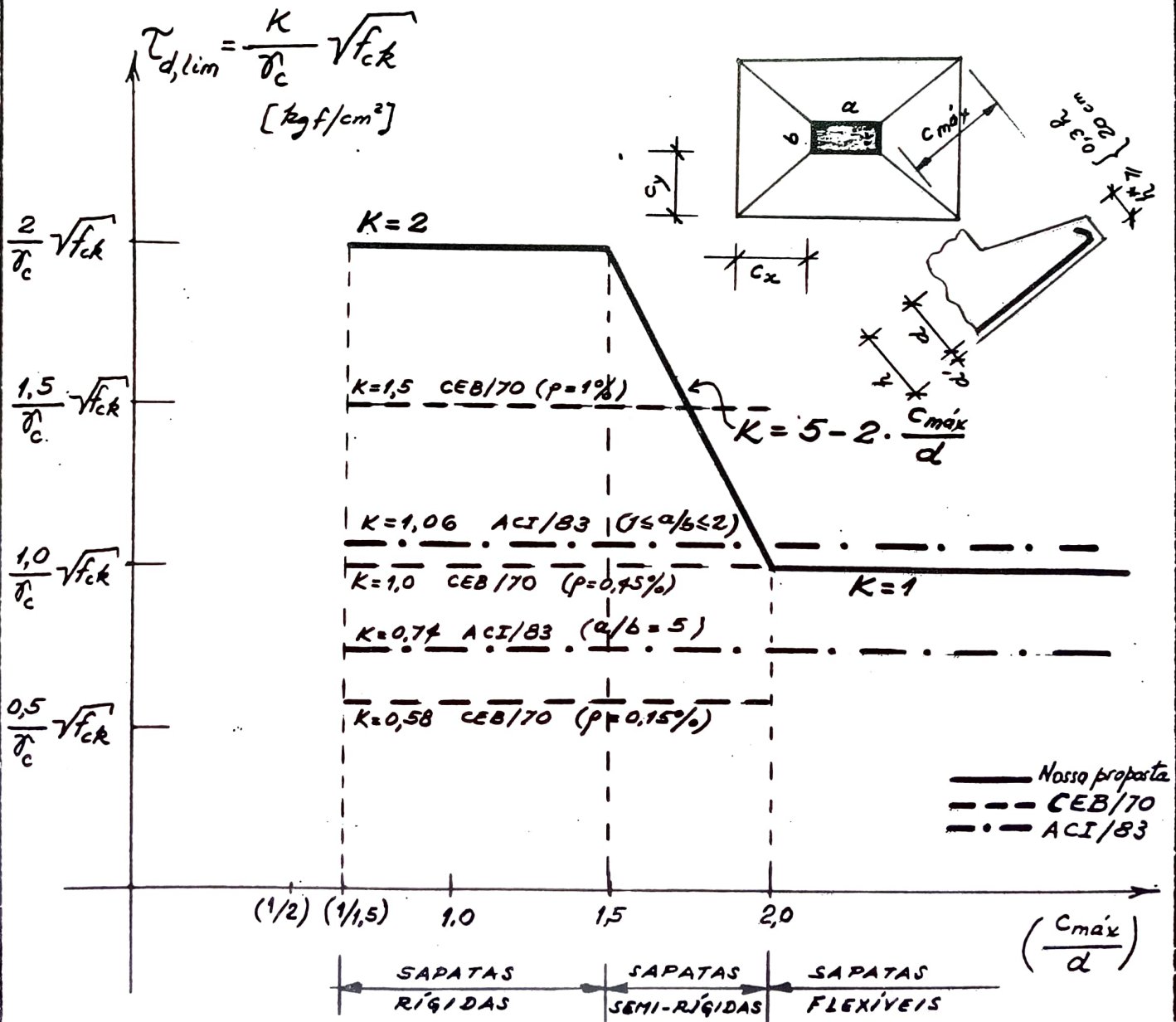


FIG. 11-15 Valores propostos para $\tau_{d,lim}$ (sapatas sem armadura de cisalhamento). Comparação com os limites do CEB e ACI.

11.5.2. Cálculo da armadura

Conforme CEB/70 (ver seção 10)

11.5.3. Exemplo

Dimensionar uma sapata direta para os pilares P16 = P17 (20x75) do edifício-exemplo, supondo ser possível uma solução alternativa em fundação direta com taxa admissível de 2.5 kgf/cm^2 no solo.

$$A_{\text{rec, sap}} \approx \frac{1,10 \times 130 \ 300}{2,5} = 5733 \text{ cm}^2 \approx 5,733 \text{ m}^2$$

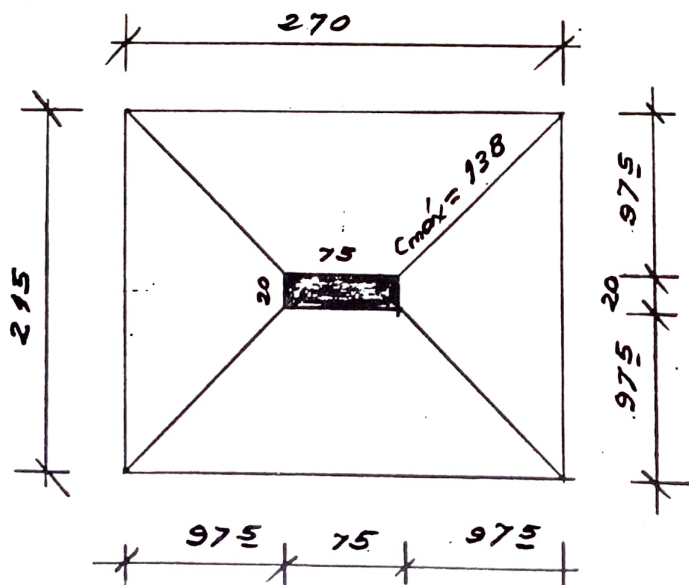
fazendo $c_x = c_y = c$ para a sapata funcionar igualmente nas duas direções, temos:

$$(a + 2c) \cdot (b + 2c) = 5,733 \rightarrow (0,75 + 2c) \cdot (0,20 + 2c) = 5,733$$

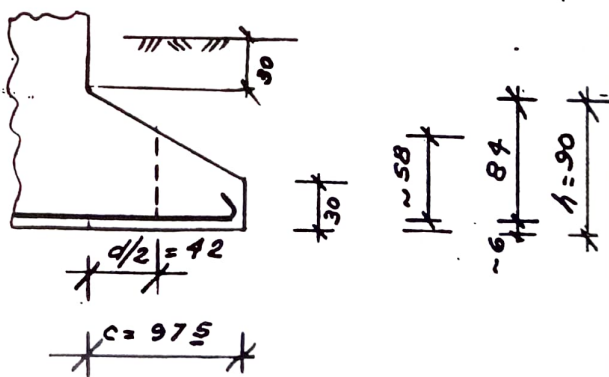
$$\rightarrow 4c^2 + 1,90c - 5,583 = 0 \rightarrow c = 0,968 \approx \underline{0,975 \text{ m}}$$

$$A = 0,75 + 2 \times 0,975 = \underline{2,70}$$

$$B = 0,20 + 2 \times 0,975 = \underline{2,15}$$



$$c_{\text{máx}} = \sqrt{2} \times 0,975 \approx 138 \text{ cm}$$



Vamos dimensionar como sapata semi-rígida, isto é:

p/ $1,5 \leq c_{\text{máx}}/d \leq 2,0$. Para o valor médio $c_{\text{máx}}/d \approx 1,75$,

$$d_{\text{rec}} \approx \frac{138}{1,75} \approx 79 \text{ cm}$$

Assumindo $h = 90 \rightarrow d \leq 90 - 5 \cdot 1 = 84 \text{ cm}$

$$(c_{\text{máx}}/d) = 138/84 = 1,643 \rightarrow \theta = \text{arc tg} (1/1,643) \rightarrow \underline{\theta \approx 31,33^\circ}$$

• Tensão Limite:

$$\tau_{d,lim} = (5 - 2 \times 1,643) \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = 1,714 \cdot \frac{\sqrt{150}}{1,4} = 14,99 \text{ kgf/cm}^2$$

(= 0,14 f_{cd})

• Seção crítica (perímetro = u = 2 · (a + b))

$$u = 2 \times (20 + 84 + 75 + 84) = 526 \quad d_2 \approx 58 \text{ cm}$$

$$A_{crit} = u \times 58 = 30508 \text{ cm}^2$$

$$V_k = 1,10 \times 130300 - \left(\frac{1,10 \times 130300}{215 \times 270} \times (75 + 84) \times (20 + 84) \right)$$

$$= 143330 - 40829 \approx \underline{102500 \text{ tf}}$$

$$\tau_d = \frac{1,4 \times 102500}{30508} = 4,70 \text{ kgf/cm}^2 < \tau_{d,lim} = 14,99$$

Armadura:

A rigor deveríamos calcular a armadura de flexão de uma seção trapezoidal. No entanto, dimensionando com um braço de alavanca $z \approx 0,85d$ (admitindo seção retangular) os erros em geral não ultrapassam 10%. Vamos adotar $\gamma_s^* = 1,1 \times 1,15$ visando certo controle da fissuração.

$$\sigma_{solo} \approx \frac{1,1 \times 130300}{215 \times 270} = 2,47 \text{ kgf/cm}^2 = 24,7 \text{ tf/m}^2$$

$$M_x = 24,7 \times \frac{(0,975 + 0,15 \times 0,75)^2}{2} \times 2,15 = \underline{31,40 \text{ tfm}}$$

$$M_y = 24,7 \times \frac{(0,975 + 0,15 \times 0,20)^2}{2} \times 2,70 = \underline{33,68 \text{ tfm}}$$

$$A_{sx} = \frac{1,4 \times 31,40}{0,85 \times 0,84 \times (4,35/1,1)} = 15,57 \text{ cm}^2 < A_{s,min} = \frac{0,10}{100} \times 84 \times 215 = \underline{18,06} \text{ (*)}$$

$$A_{sy} = \frac{1,4 \times 33,68}{0,85 \times 0,84 \times (4,35/1,1)} = 16,69 \text{ cm}^2 < A_{s,min} = \frac{0,10}{100} \times 84 \times 270 = \underline{22,68}$$

Armadura adotada: φ 12,5 c/15 (nos duas direções)

(*) Critério adotado para A_{s,min} na ausência de outro normalizado (tabelas quase quadradas).

11.6 Referências bibliográficas

- [1] BLÉYOT J. & FRÉMY R. Semelles sur pieux. Annales de I.T.B.T.P. (230). fev. 1967.
- [2] COMITÉ EUROPEEN DU BÉTON (CEB). Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. Bulletin D'Information n° 73, Anexo 4. Paris, 1970.
OBS.: Ver tradução do prof. Lauro Modesto dos Santos com comentários (cap.10)
- [3] BURKE JR., J.U. Ancoragens, Caderno K. São Paulo. EPUSP, 1976.
- [4] MINOR, J. & JIRSA, J. Behavior of Best Bar Anchorages, ACI, April, 1975.
- [5] MACHADO, Claudinei Pinheiro. Blocos sobre duas estacas com pilar comprimido, traçado (tirante) ou sujeito à flexão composta. Curso Elementos estruturais especiais de concreto armado. São Paulo, FDTE-EPUSP-IPT, agosto, 1980/1981.
- [6] MACHADO, Claudinei Pinheiro. Blocos sobre várias estacas. Curso elementos estruturais especiais de concreto armado. São Paulo, FDTE-EPUSP-IPT, outubro, 1980/1981.
- [7] LEONHARDT, F & MONNIG, E. Construções de concreto; princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, Intervençã, 1978, V.3 (trad.)
- [8] BURKE JR., J. ULIC. Caderno I: Condições em concreto armado. São Paulo, Maubertec, 1975/1976 (não publicado)

- [9] MARQUES, J & JIRSA J. A study of a Hooked Bar Anchorages in Beam Joints. ACI Journal, May, 1975.
- [10] SANTOS, Laurio Modesto dos. Calculo de concreto armado segundo a nova NB-1 e o CEB, 2ª ed., São Paulo, Ed. LMS, 1983.
- [11] LEONHARDT, F. & MONNIG, E. Construções de Concreto; casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, Interciencia, 1978. V. 2 (trad.)
- [12] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building code requirements for reinforced concrete and Comentary on building code requirements for reinforced concrete. Detroit, 1983.