

Câmara Municipal do Porto

EmmO Snr. Director da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Junto tenho a honra de remeter a V:EX^a o relatório do estágio de Cimento armado realizado pelo aluno dessa Faculdade, Snr. Wilson Tavares Martins

Este tirocinante cumpriu com interesse a missão que lhe foi confiada e mostra possuir conhecimentos técnicos do assunto.

A Bem da Nação

Porto e Paços do Concelho, 13 de Julho de 1944

O Presidente

a) Albano Rodrigues Sarmiento



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000093263

203 N° 83 Guia passada em 1-8-943 Am 80. Prof. Teotônio Rodrigues

Alameda ... fare class
C. M. Pessoa
ESTUDO N.º 15/7 944
15/7 1944

ESTÁGIO DE CIMENTO - ARMADO

Foi este estágio realizado na Câmara Municipal do Porto, sendo confiada a direcção e distribuição dos trabalhos ao Exmº Sr. Eng. João Pessoa.

Ao Sr. Eng. João Pessoa aqui ficam os nossos agradecimentos pelo amavel acolhimento que nos dispensou.

Wilson Soares Castilho

Visto 27/7/944

Visto Alameda 2/8/944

Classificado 23/10/944

ESTÁGIO
DE
CIMENTO ARMADO

Para este Estágio foi-nos distribuído as peças
de desenho do

PROJECTO DA PISCINA DO PALACIO DE CRISTAL PORTUENSE

Devo fazer notar que ás peças que nos foram primitivamente dadas, foram, posteriormente, juntadas outras que, por ainda se encontrar em estudo este projecto, não condiziam em absoluto com as primeiras.

O nosso trabalho consiste no cálculo de

Bancadas.

Torre de saltos.

B A N C A D A S

De inclinação definida por $\text{tg } \alpha = 40/76$, com parte assente no terreno, e outra superior aos balneários; a extensão destes é de 41,0 m, sendo de 8,0 m o comprimento do hall e, de cada lado deste, 15 compartimentos de 1,1 m cada.

Posteriormente, um muro de suporte

As sobrecargas tomadas são relativamente elevadas, e, como os degraus são feitos de betão, as cargas actuantes tornam-se bastante consideráveis.

O suporte da superestrutura, poderia ser constituído por pórticos transversais, formados por pilar e viga prolongada em consola, de fácil cálculo; mas não fomos para esta solução, em vista do seguinte:

- sendo a viga apoiada no muro de suporte, este ficaria sujeito a determinado impulso no coroamento, o que sempre vem influir grandemente na estabilidade do muro; além disso, tornar-se-ia necessário amarrar os ferros de forma a absorver a força de levantamento que se faria sentir neste apoio, pois que o comprimento da consola é sensivelmente igual ao vão da viga.

- se adoptássemos um espaçamento de 3,30 m (3 compartimentos), os momentos distribuídos pelo pilar e viga, em equilíbrio com o momento na consola, seriam bastante grandes, o que equivale a considerar grandes secções para aqueles elementos; mesmo recorrendo a armaduras duplas, difícil seria ocultar os esquadros

Pelo que a estrutura resistente por nós escolhida é formada por vigas transversais, espaçadas de 1,1m, apoiadas num muro e num pórtico que se estende paralelamente áquele, com o comprimento de 41,0 m e provido de duas juntas de dilatação nos extremos do hall.

O vão das vigas seria 3,3 m, e os pilares, encastrados no solo, teriam 4,0 m de altura, excepto no hall, em que o vão das vigas é algo diferente.

É claro que esta solução apresenta imediatamente um contra: o pequeno espaçamento das vigas; mas não vimos incon-

veniente neste facto, pois que este trabalho é destinado a mostrar os nossos conhecimentos teóricos dentro da solução adoptada, e, assim, destituído de valôr prático.

O mesmo se poderá dizer quanto ao perfil do muro, que levou a baixas tensões para a alvenaria, como se verá

Limites de fadiga

Betão:

compressão simples 40 kg/cm^2

compressão resultante de

flexões simples ou composta 60 kg/cm^2

Aço

1400 kg/cm^2

LAGE NA PASSAGEM

Contínua sobre as vigas transversais

Vão: 1,10 m

Largura: 0,75 m

Cargas:

Sobrecarga: $0,75 \times 500 = 375$

Peso próprio:

$0,75 \times 7 \times 2400 \quad \text{-----} = 130$

total = 505 kg/m

Momento: em virtude do pequeno vão to-

mamos

$$M = q l^2 / 8 = 505 \times 1,1^2 / 8 = 80 \text{ kg.m}$$

Altura e armaduras:

Para $R_b = 28 \text{ kg/cm}^2$ e $R_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$

$$h = 0,549 \sqrt{80/0,75} = 5,7 \text{ cm}$$

$$A_a = 0,166 \sqrt{80/0,75} \times 0,75 = 1,3 \text{ cm}^2$$

6 \varnothing 1/4"

LAGE SOB BANCADAS

Cargas:

Sobrecarga 500

Degraus p / m² proj. horiz. 330

Lage " " "
 $0,7 \times 2400 / 0,888 \quad 190$

q/m² horiz. = 1020 kg

Componente normal á lage

$$1020 \times 0,888^2 = 820 \text{ kg/m}$$

Vão: 1,10 m

$$\text{Tomando } M = q/l^2/8 = 820 \times 1,10^2/8 = 120 \text{ kg.m}$$

Para $R'_b = 30 \text{ kg/cm}^2$ e $R_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$

$$h = 0,519 \sqrt{120} = 5,63 \text{ cm}$$

$$A_a = 0,177 \sqrt{120} = 1,94 \text{ cm}^2$$

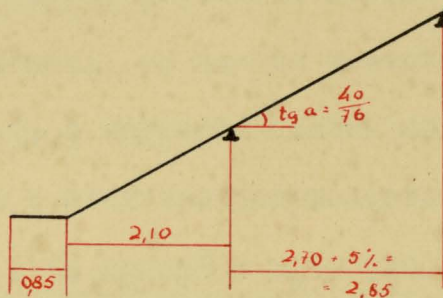
7 \varnothing 1/4"

Evidentemente que para cumprir o Regulamento, seríamos obrigados a colocar mais ferros que os indicados pelo cálculo, isto é, teríamos de colocar 10 ferros em vez dos 7 determinados.

Torna-se desnecessário a verificação ao esforço transverso.

VIGAS TRANSVERSAIS

Para eixo tomamos



Espaçamento: 1,10 m

Cargas por metro (projecção horizontal)

a) tramo

sobrecarga: 1,1x500	550
degraus e lage: 1,1x520	600
peso próprio: 0,30x0,20x2400	150

$$q = s + p = 550 + 750 = 1300 \text{ kg/m}$$

b) parte pendurada inclinada: mesma carga

c) " " horizontal

sobrecarga: 1,1x375	420
lage 1,1x130	140
peso próprio: 0,20x0,10x2400	50

$$q = s + p = 420 + 200 = 620 \text{ kg}$$

d) parapeito

$$q = p = 150 \text{ kg}$$

Tomando em consideração as possíveis hipóteses de carga, traçamos num gráfico as envolventes dos momentos e esforços transversos, tendo-se verificado que:

- quando se considera a sobrecarga actuando somente na consola, a reacção no apoiadireito é dirigida de cima para baixo, com o valor de 630 kg, que facilmente são absorvidos pelo prolongamento da lage

- os momentos positivos são muito pequenos

$$\text{Largura } b = 20 \text{ cm}$$

Altura e armadura: foram calculadas para a secção sobre a viga do pórtico e secção em que a consola deixa de ser horizontal, em que os momentos são respectivamente 340 e 4850 kg.m; a variação destes dois elementos foi feita de acordo com o diagrama dos momentos.

$$\text{Para } R'_b = 54 \text{ kg/cm}^2 \text{ e } R_a = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 0,339 \sqrt{340/0,20} = 14 \text{ cm}$$

$$H = 14 + 2 = 16 \text{ cm}$$

$$A_a = 0,240 \sqrt{340/0,20} \times 0,20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8''$$

$$\text{Para } R'_b = 68 \text{ kg/cm}^2 \text{ e } R_a = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 0,285 \sqrt{4850/0,20} = 44$$

$$H = 44 + 3 = 47 \text{ cm}$$

$$A_a = 0,291 \sqrt{4850/0,20} \times 0,20 = 9 \text{ cm}^2$$

$$4 \varnothing 3/8'' + 5 \varnothing 1/2''$$

Esforço Transverso

Esforços unitários naquelas duas secções e ainda no apoio direito

$$t = 770 / 20 \times 0,85 \times 14 = 3,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 3170 / 20 \times 0,85 \times 44 = 4,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 950 / 20 \times 0,85 \times 14,5 = 3,9 \text{ kg/cm}^2$$

Não entrando com os ferros levantados, empregando estribos \emptyset 5/16" de dois ramos, o espaçamento será dado por

$$d = 2 \times 0,49 \times 1200 / 20 \times 4,3 = 14 \text{ cm}$$

PORTICO

O eixo da estrutura será, como dissemos, constituído por vigas de 3,30 m e pilares de 4,00, encastrados no solo, excepto no hall, em que as dimensões das vigas serão diferentes.

Ora, o cálculo desta estrutura em todo o seu comprimento, com as possíveis hipóteses de cargas, seria muito trabalhoso e de pequenos resultados práticos; assim, limitá-la-emos a um pórtico de quatro tramos, supondo que os resultados obtidos para o segundo tramo são perfeitamente aplicáveis a todos os tramos intermédios

Cargas:

A reacção das vigas transversais é máxima quando se encontra completamente carregada; e como a reacção no outro apoio é muito pequeno, suporemos toda a carga actuando neste

$$\text{permanente } p = 150 + 200 + 750 \times 4,95 = 4080 \text{ kg}$$

e substituindo o peso próprio por concentrado, diminuindo o seu valor

$$p = 4080 + 520 = 4600 \text{ kg}$$

acidental

$$s = 420 + 550 \times 4,95 = 3150 \text{ kg}$$

Momentos de inércia

Partiremos da relação $I_{\text{viga}} / I_{\text{pilar}} = 2$

Empregaremos o método de Cross.

Coeficientes de distribuição

I/l

viga	$200/3,30 = 60,5$	--	$60,5/85,5 = 0,71$	nó
pilar	$100/4,00 = 25$	--	$25,0/85,5 = 0,29$	extremo
			--	$60,5/146 = 0,415$ nó
			--	$25,0/146 = 0,17$ intermédio

Momentos iniciais

Duas cargas concentradas colocadas aos terços do vão

$$M_0 = P \cdot ab^2/l^2 + P \cdot a^2b/l^2 = \frac{P}{l^2} (ab^2 + a^2b) = P \frac{ab}{l}$$

Mas, em vez de substituir os valores de P na expressão anterior, vamos supôr que os momentos iniciais eram de 1000, correspondentes ao valor

$$P_0 = \frac{3 \cdot 3^2}{1,1 \times 2,2^2 + 1,1^2 \times 2,2} 1000 = 1360$$

e assim, para uma carga P os valores achados deverão ser multiplicados por $P / P_0 = P / 1360$

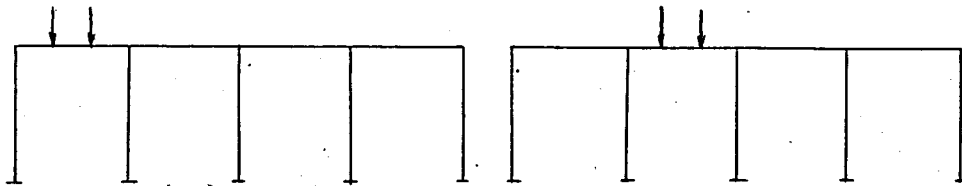
Momentos nas vigas consideradas simplesmente apoiadas

$$1,1 \times p = 4600 \times 1,1 = 5060 \text{ kg.m}$$

$$1,1 \times q = 3150 \times 1,1 = 3465 \text{ kg.m}$$

----- x -----

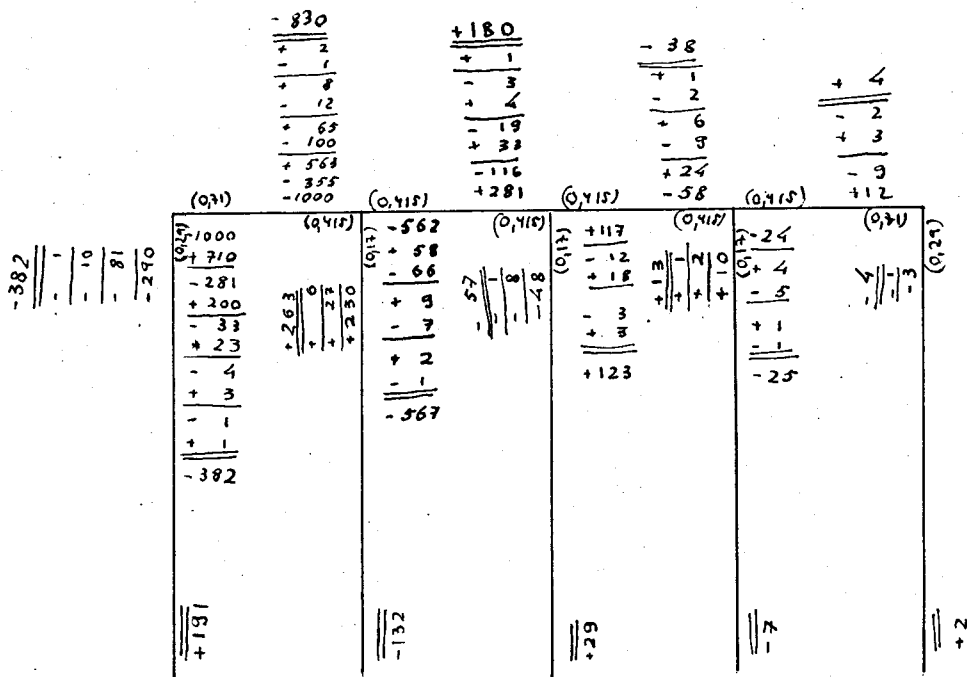
Em virtude da simetria, podemos fazer o estudo do sistema, resolvendo-o unicamente para as duas hipóteses



Em qualquer secção, para qualquer hipótese de carga, os esforços serão função dos valores achados para estas

1º tramo carregado

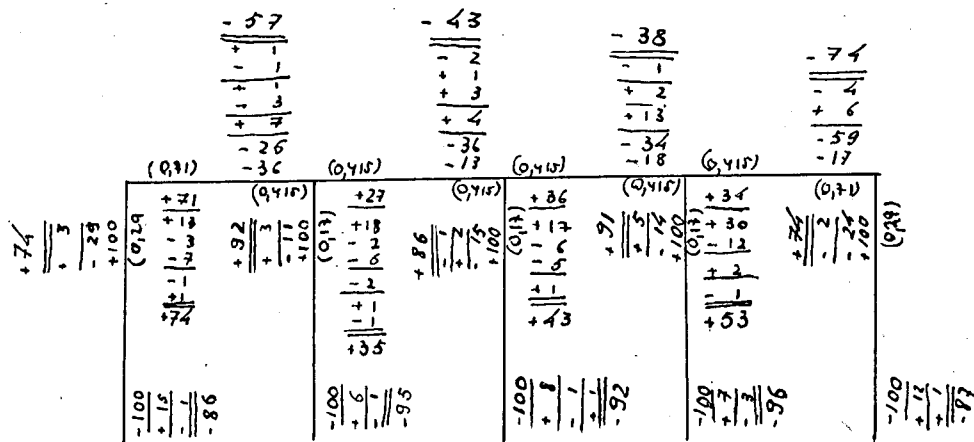
a) considerado de nós fixos



força de fixação:

$$(382 + 191)/4 - (263 + 132)/4 + (57 + 29)/4 - (13 + 7)/4 + (4 + 2)/4 = 62$$

b) momentos devidos á força de desvio, supondo-os inicialmente de 100



Secções e armaduras

a) tramo intermédio

Momentos:

$$\text{máx. positivo } M = 3700 \text{ kg.m}$$

$$\text{" negativo } M = 7260 \text{ kg.m}$$

$$\text{Largura } b = 30 \text{ cm}$$

Alturas:

$$\text{meio tramo, para } R'_b = 48 \text{ kg/cm}^2 \text{ e}$$

$$R_a = 1200$$

$$h = 0,356 \frac{3700}{0,30} = 40 \quad H = 45 \text{ cm}$$

apoio, para mesmas tensões

$$h = 0,356 \frac{7260}{0,30} = 55 \text{ cm} \quad H = 60 \text{ cm}$$

O aumento de secção far-se-á por meio de esquadros com a inclinação 1:3, havendo portanto um aumento de altura de 15 cm, partindo de 45 cm do eixo dos pilares

Armaduras:

meio tramo

$$A_a = 0,267 \frac{3700}{0,30 \times 0,30} = 8,9 \text{ cm}^2$$

$$7 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2''$$

apoio

$$A_a = 0,267 \frac{7260}{0,30 \times 0,30} = 12,4 \text{ cm}^2$$

$$10 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2''$$

b) tramos extremos

$$\text{Momento máx. positivo } M = 5250 \text{ kg.m}$$

Poderíamos empregar a mesma altura dos tramos intermédios, visto que ainda estamos muito longe das máximas tensões permitidas pelo Regulamento; no entanto, continuaremos o cálculo com as tensões anteriores

$$\text{Altura } h = 0,356 \frac{5250}{0,30} = 46 \quad H = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura } A_a = 0,267 \frac{5250}{0,30 \times 0,30} = 11 \text{ cm}^2$$

$$9 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2''$$

Esforço Transverso

$$T = 8600 \text{ kg}$$

apoio	$t = 8600/30 \times 0,85 \times 56 = 6 \text{ kg/cm}^2$
limite esquadro	$t = 8600/30 \times 0,85 \times 42 = 8 \text{ kg/cm}^2$
meio vão	$t = 800/0,85 \times 42 = 1 \text{ kg/cm}^2$

Baixando pares de $\varnothing 1/2''$ espaçados de 25 cm, o esforço absorvido será

$$2 \times 2 \times 1,27 \times 1200 / 30 \times 25 = 5,65 \text{ kg/cm}^2$$

A absorver por estribos

$$8 - 5,65 = 2,35 \text{ kg/cm}^2$$

Empregando estribos $\varnothing 1/4''$ de dois ramos, o espaçamento será

$$d = 2 \times 0,32 \times 1200 / 30 \times 2,35 = \\ = 10 \text{ cm}$$

c) pilares

Solicitação máxima:

esforço transverso 18000 kg

da viga transversal que des-
carrega no tampo do pilar 7750 kg

$$P = 25750 \text{ kg}$$

Momento $M = 965 \text{ kg.m}$

excentricidade

$$M / P = 96500 / 25800 = 3,74 \text{ cm}$$

Arbitrando uma secção 30x40 cm, armada com
10 \emptyset 1/2", visto estarmos num caso de compressão excentrica,
sendo o momento de inércia

$$I = 30 \times 40^3 / 12 + 15 \times 12,67 \times 16^2 = 199000 \text{ cm}^4$$

a a secção fictícia

$$S = 30 \times 40 + 15 \times 12,67 = 1390 \text{ cm}^2$$

a tensão máxima será

$$P/S + My/I =$$

$$= 25800/1390 + 96500 \times 20 / 199000 = 28,3 \text{ kg/cm}^2$$

Fundações

Solicitação máxima

Carga axial 25800 kg

Momento 485 kg.m

Para sapatas isoladas de 100x120 cm, supondo de
2200 kg o peso das terras, a pressão na base seria

$$I/v = bh^2/6 = 100 \times 120^2 / 6 = 240000 \text{ cm}^3$$

$$S = 100 \times 120 = 12000 \text{ cm}^2$$

$$P = 28000 / 1200 + 48500 / 240000 =$$

$$= 2,54 \text{ kg/cm}^2$$

É claro que estamos a fazer este cálculo desconhe-

nhecendo a natureza do terreno; partimos da hipótese que nos encontramos em presença dum terreno médio, compatível com aquele valôr da pressão unitária. Desprezamos, como se viu, a componente horizontal da reacção, em vista da sua pequena grandeza.

Admitindo uma reacção média de $2,50 \text{ kg/cm}^2$, o momento máximo será

$$M = 2,50 \times 100 \times 120^2 / 4 - 28000 / 2 \times 40 / 4 = \\ = 760000 \text{ kg.cm}$$

Para $R'_b = 30 \text{ kg/cm}^2$ e $R_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$

$$h = 0,52 \sqrt{760000 / 100} = 45 \text{ cm} \quad H = 55 \text{ cm}$$

$$A_a = 0,177 \sqrt{760000 / 100} = 14,2 \text{ cm}^2$$

8 \varnothing 5/8"

No sentido normal

$$M = 2,5 \times 120 \times 100^2 / 4 - 28000 / 2 \times 40 / 4 = \\ = 645000 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{h}{\sqrt{M / b}} = \frac{45}{\sqrt{645000 / 120}} = 0,615$$

Para $R'_b = 25 \text{ kg/cm}^2$ e $R_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_a = 0,150 \sqrt{645000 / 120} \times 1,20 = 13,2 \text{ cm}^2$$

7 \varnothing 5/8"

Esforço Transverso

$$T_1 = 250 (L/2 - l/2) = 250 \times 40 = 10000 \text{ kg}$$

$$T_2 = \quad \quad \quad = 300 \times 35 = 10500 \text{ kg}$$

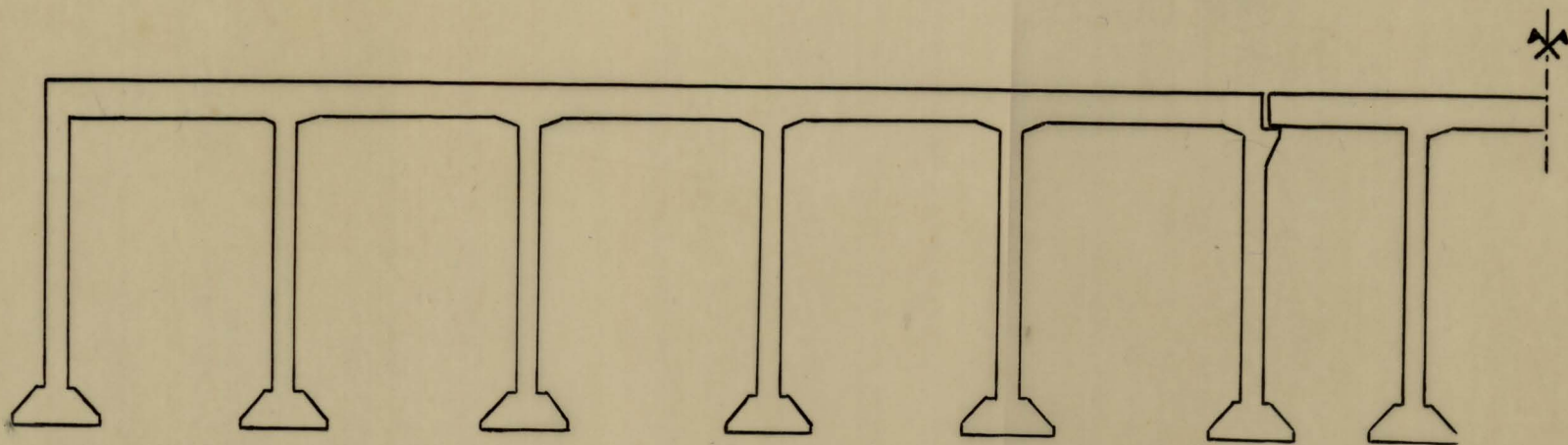
Para uma largura correspondente á linha neutra, os esforços unitários são respectivamente:

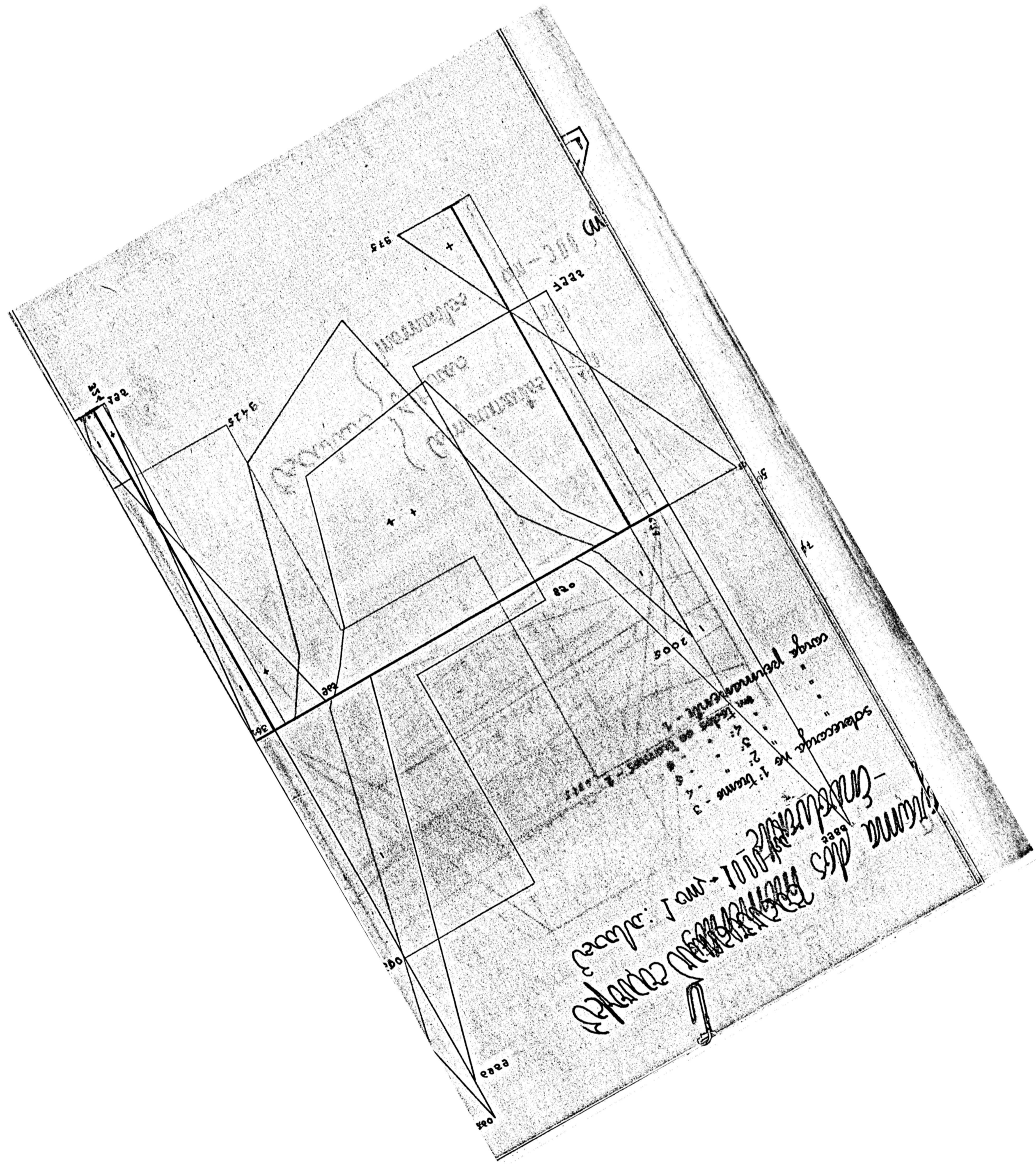
$$t_1 = 10000 / 83 \times 0,85 \times 45 = 3,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_2 = 10500 / 66 \times 0,85 \times 45 = 4,15 \text{ kg/cm}^2$$

Portico

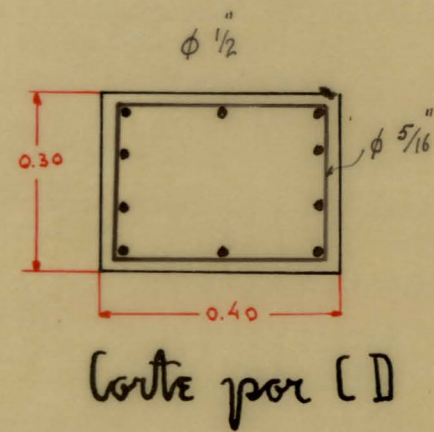
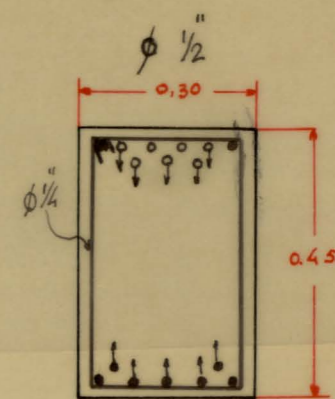
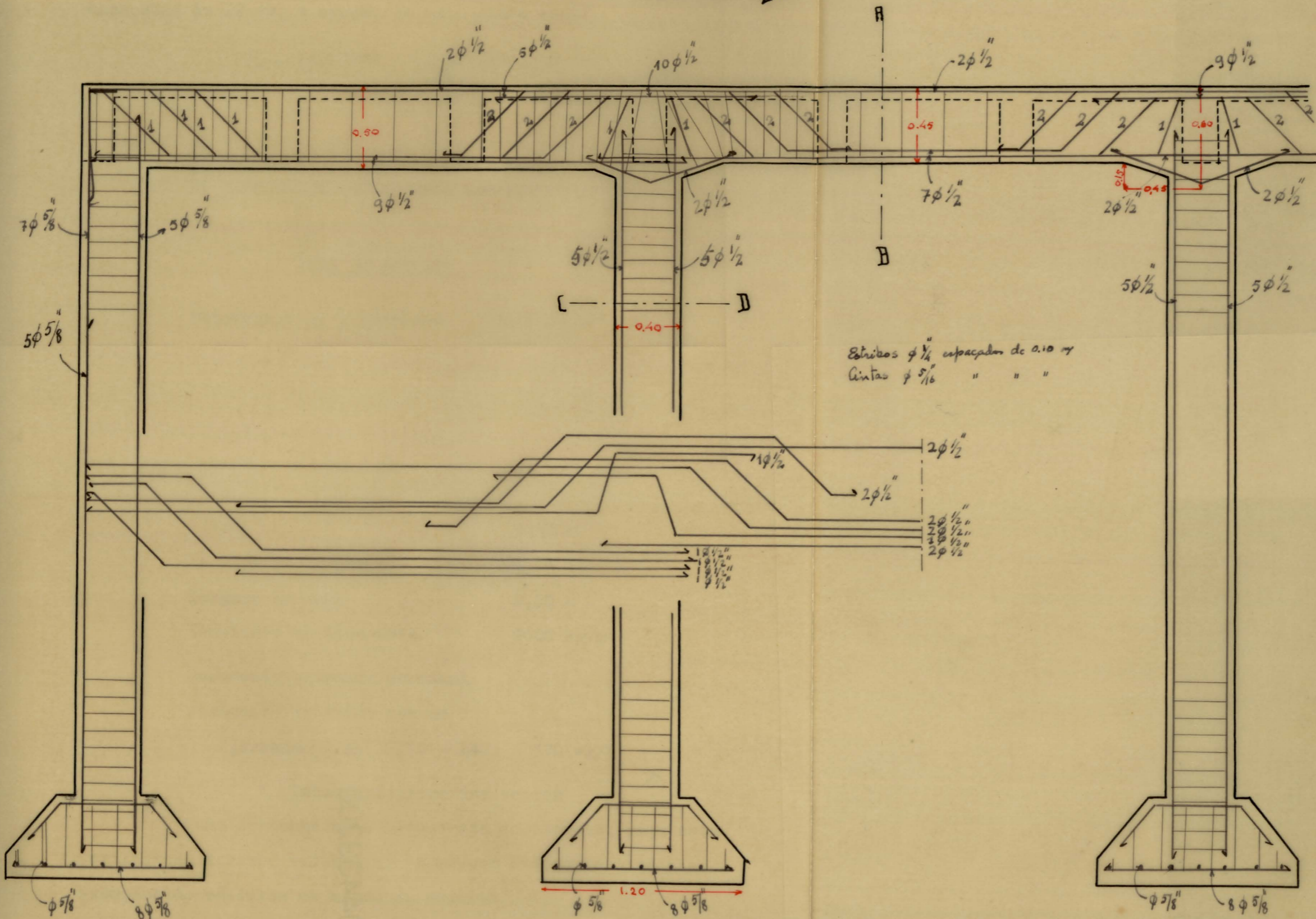
Escala: $\frac{1}{100}$





Detalhe das armaduras

Escala: $\frac{1}{25}$



É então necessário o cálculo da armadura contra os esforços de escorregamento

Esforço Transverso resultante:

$$T = \sqrt{10000^2 + 10500^2} = 14500 \text{ kg}$$

Empregando estribos φ 1/4" de dois ramos em fiadas espaçadas de 12 cm, a secção de cada fiada sera:

$$A_e = 14500 \times 12 / 1200 \times 0,85 \times 45 = 3,80$$

$$3,80 / 0,64 = 7$$

o que dá uma distância de 15 cm entre cada estribo

No contorno a sapata terá uma altura de 15 cm

MURO DE SUPORTE

Sobrecarga no terrapleno 1000 kg/m²

No coroamento do muro apoiam as vigas transversais; mas, sendo muito pequena a intensidade da reacção, não entraremos com ela na verificação da estabilidade

Características do muro

Altura	5,70 m
largura do coroamento	1,40 m
largura da base	2,50 m
densidade da alvenaria	2500 kg/m ³
Paramento exterior vertical	
Paramento interior com um	
jorramento de	(250 - 140) / 570 \approx 1/5

Características das terras

Como desconhecemos a natureza do terreno, para esta verificação tomamos valores que aparecem frequentemente nos exemplos de cálculos de muros de suporte

ângulo de talude natural	35°
peso específico das terras	1800 kg/m ³
declive do terrapleno	tg a = 40/76

A determinação dos impulsos foi feita pela teoria de Rankine; verificaram-se tres juntas equidistantes, sendo os impulsos parciais obtidos directamente do trapézio dos impulsos

Nº	Peso da fiada		Impulsos (determinado no trapézio)	
	$b + b'$	$(b+b') / 2$	$a + a'$	$(a+a') / 2$
1	4,64	5700	7,70	6900
2	3,92	4900	4,91	4400
3	3,18	4000	2,11	1900

=14600

=13200

$14600 \times 1,9 = 27800 \text{ kg}$

$13200 \times 1,9 = 25000 \text{ kg}$

Os valores $(b+b')/2$ e $(a+a')/2$ serviram para o traçado do dinâmico; multiplicados por 1,9 (altura de cada fiada), dariam o peso e impulso em cada fiada.

A composição das forças mostrou que a resultante, na base, cai fora do terço central, mas de muito pequeno valor.

Nº	R_v kg	e cm	$\text{tg } a$	P/h	$6M/h^2$
1	10500	2,5	0,23	0,59	0,04
2	24000	25	0,3	1,12	0,8
3	47000	50,5	0,34	1,88	2,27

Assim, na base encontramos uma tensão de tracção de $0,39 \text{ kg/cm}^2$; desprezando a parte submetida á tracção, encontramos uma compressão máxima de

$$R_{\text{max}} = 2 P/S = 2 \times 47000 / (4,15 \times 250 / 4,54) = 4,25 \text{ kg/cm}^2$$

TORRE DE SALTOS

Como já tivemos ocasião de dizer, este projecto encontrava-se ainda em estudo quando nos foram distribuidas as peças de desenho; e assim, no Plano de Urbanização, onde fora elaborado, fomos informados que a tórre de saltos que figurava na presente ocasião, não era a que se tencionava adoptar.

Em vista disto, limitar-nos-emos a algumas considerações sobre esta tórre de saltos.

Os elementos resistentes são constituídos por tres pares de pilares, sendo dois de secção rectangular, e o terceiro, entre aqueles, de secção cilíndrica.

O primeiro par, de grande secção, suporta lanços de escadas, uns interiores e outros exteriores, dando acesso ás pranchas; suportados por estes pilares e ainda pelos cilíndricos, ha patamares que fazem a comunicação entre aqueles lanços de escadas.

Finalmente, o terceiro par suporta uma lage de betão, nas extremidades da qual existem duas pranchas.

As pranchas são de madeira, incluindo a superior, de largura excessiva -2,00 metros- e a uma altura de 10 metros do do nivel das águas, que deve estar um pouco desproporcionada relativamente ás dimensões do tanque, que são as mínimas regulamentares; esta prancha, de maior interesse para a verificação de estabilidade do conjunto, apoia no par de pilares cilíndricos, no par de pilares de grande secção, e ainda se encontra atirantada para o vértice deste último par.

Posto isto, podemos ver as condições de funcionamento destas tres ordens de pilares.

a) Par posterior de pilares

Dimensões do projecto:

altura 12 m

secções

no vértice 20x70 cm

na base 40x190 cm

Faces internas e anteriores em planos horizontais

Cargas

Admitindo uma sobrecarga uniforme de 250 kg/cm^2 , as cargas das diferentes peças, incluindo o peso próprio seriam:

Patamares posteriores	1350 kg
" anteriores	1500 kg
Lanços de escadas	
externos	510 kg
internos	750 kg
Peso dum pilar	13000 kg

As solicitações a que cada pilar estarão sujeitos, no que diz respeito a forças actuando dentro da própria secção, serão:

Patamares posteriores

$$4 \times \frac{1350}{2} = 2600$$

Patamares anteriores

$$3 \times \frac{1500}{4} = 1200$$

Escadas

$$4 \times 510 + \frac{3}{2} \times 750 = 3200$$

Peso do pilar = 13000

≈ 20000 kg

Estas forças verticais são excentricas em relação ao centro de gravidade da base mas, exceptuando as cargas nos patamares posteriores, essa excentricidade tem pequena influencia no cálculo das tensões, quer pelo seu pequeno valor (peso próprio), quer pelas condições de amarração entre os pilares.

Se abstrairmos da ligação entre estes pilares e os cilíndricos, isto é, se supuzermos que podem flectir livremente no sentido da maior dimensão, teremos de considerar na base os momentos provocados pelas cargas nos patamares posteriores e prancha superior

Momentos devidos á cargas nos patamares

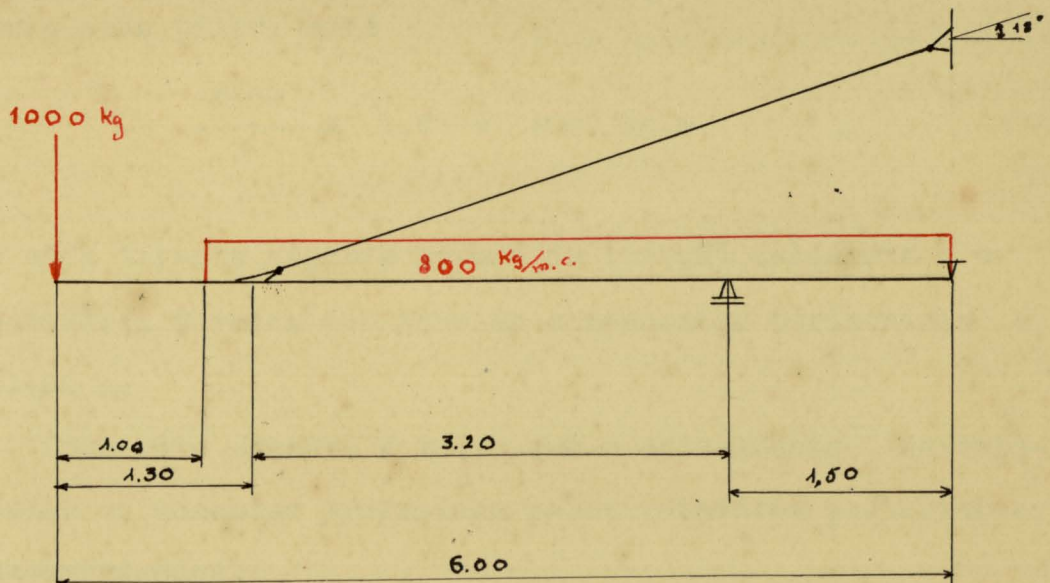
Tomando como braço a distancia entre o meio destes patamares á fibra média, a soma dos momentos na base serão:

$$700 \times 1,00 + 700 \times 1,10 + 700 \times 1,20 + 700 \times 1,30$$

$$M = 3200 \text{ kg.m}$$

Momentos devidos a cargas na prancha superior

Sendo esta prancha de madeira, ela será simplesmente apoiada nos pilares cilíndricos, nos pilares posteriores e ainda atirantada ao vértice destes; então, podemos supor-la funcionando com o sistema indicado no esquema, em que as cargas, arbitradas por excesso, já incluem o peso próprio.



Este sistema podia ser resolvido por qualquer método, mas como, para o nosso fim, basta-nos uma aproximação.

Se não existisse o tirante, a reacção vertical no apoio

A seria

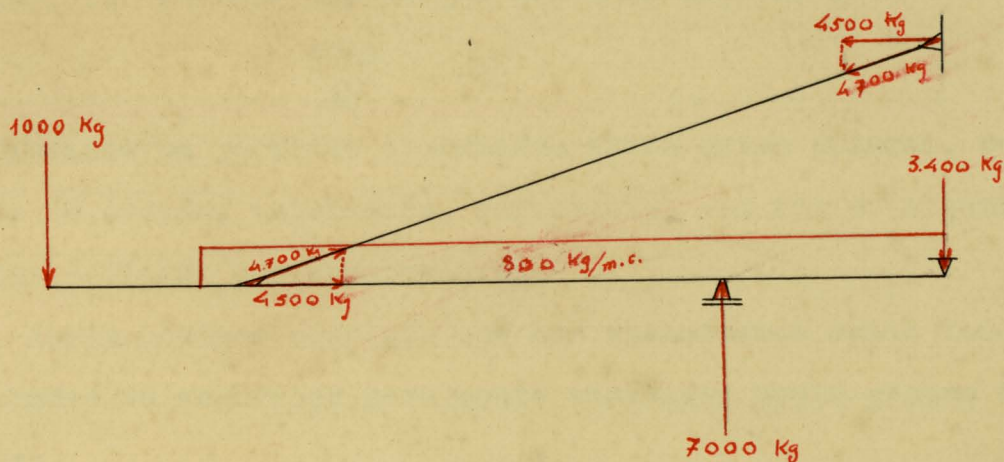
11500 kg

Ora o tirante tem por efeito diminuir esta reacção; e, sendo pequeno o angulo da direcção do tirante com a peça, concluimos que essa diminuição é pequena ; mas, visto que quanto maior fôr a tracção no tirante, tanto maior será o momento a que ficará submetido os pilares, suporemos que essa reacção se reduz a

7000 kg

o que sem dúvida é excessivo.

Assim, o problema é determinado estaticamente, e o resultado será:



As componentes horizontais da tracção nos tirantes, nas duas articulações, darão origem a um momento, da direita para a esquerda, e, por conseguinte, opondo-se ao anterior, e cujo valor, para cada pilar, será

$$\frac{4500}{2} \times 1,8 = 4050 \text{ kg.m}$$

pois que cada tirante suporta metade da tracção calculada e o braço do binário formada por aquelas componentes horizontais é igual a 1,80 m.

Como este momento é maior que o antecedente , deveriamos calcular os momentos produzidos pelos patamares posteriores, quando descarregados.

Mas se determinarmos agora as tensões na secção da base, vemos quão pequenos são os seus valores:

Tomando com axial a carga de 20 T , a compressão uni-

forme será:

$$\frac{20000}{40 \times 1,90} = 2,80 \text{ kg/cm}^2$$

e a tensão máxima produzida por aquele momento :

$$\frac{6 M}{b \cdot h^2} = \frac{6 \times 4050}{40 \times 190^2} = 1,7 \text{ kg/cm}^2$$

Estas tensões são de facto muito pequenas, mas um cálculo mais consciencioso não as elevará apreciavelmente.

Ainda teríamos de considerar a grande esbeltez destes pilares que, se tomarmos uma secção média de 0,30 m, é

$$\frac{1200}{30} = 40$$

se não existisse um perfeito travamento entre estes pilares, pelos lanços de escadas interiores, suficiente, sem dúvida alguma, para evitar a flexão por encurvadura.

Assim podemos concluir que nos encontramos muito longe das tensões de segurança geralmente admitidas neste género de construções.

Evidentemente que, sendo constante o momento de 4050 kg.m ao longo da peça, a secção mais esforçada seria a imediatamente inferior á prancha, mas mesmo aí, a tensão não atinge mais de 15 kg/cm²

b) Par de pilares cilíndricos

Dimensões do projecto

Altura 10 m

Diâmetro 0,30 m

As cargas actuantes são das duas pranchas superiores, dos patamares anteriores e peso próprio.

Da mesma forma, a esbeltez deste pilares é grande:

$$\frac{100}{30} = 33,3$$

o que, entrando com os coeficientes de redução do Reg. de Betão Armado, dava uma carga de segurança admissivel de 10 kg/cm²

Mas como estes pilares se encontram travados aos anteriores e entre si pelos patamares, e ainda, possivelmente, se reforçariam essas travações, poderíamos tomar uma carga de segurança mais elevada.

Se admitirmos que as pranchas carregam axialmente com um total de 4,5 T, e sendo o peso de cada pilar de 1700 kg, a compressão unitária seria

$$\frac{6200}{710} = 9 \text{ kg/cm}^2$$

supondo a secção só de betão; por conseguinte disporíamos ainda de uma certa margem, mesmo não atendendo ás travações

c) Par de pilares anteriores

Dimensões do projecto

altura	2 m
secções	
inferior	25x25 cm
superior	50x25 cm

Este aumento de secção da base para o vértice, é possivelmente destinado a dar um apoio directo á lage que se sobrepõe; no entanto, parece-nos que um entablamento faria o mesmo papel, e ao mesmo tempo a peça ficaria com um aspecto menos pesado.

Por aquilo que se disse, concluímos que, a respeitar o projecto nas suas linhas gerais, teríamos de recorrer á construção de peças ôcas, para atingirmos as possibilidades de resistência do betão armado; difficilmente poderíamos modificar as dimensões arbitradas, em escala suficiente, visto que as dimensões adoptadas estão de acôrdo com os fins a que se destinam.

