

SECRETARIADO DAS NOVAS IGREJAS DO PATRIARCADOCAPELA DE S. SUZANAI - MEMORIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVAI.1 - Generalidades

Refere-se o presente projecto ao estudo e dimensionamento estrutural da capela de S. Susana.

Foi este estudo evidentemente baseado no projecto de Arquitectura, pelo que foram consideradas as dimensões previstas nos alçados, plantas e demais peças desenhadas definidoras da Arquitectura do conjunto.

I.2 - EstruturaçãoI.2.1 - Lajes

Prevê-se a utilização de lajes pré-esforçadas na quase totalidade da área coberta, tendo-se apenas adoptado lajes maciças nos casos em que a aplicação daquelas não era aconselhável.

O dimensionamento foi efectuado para lajes pré-fabricadas e pré-esforçadas NOVOERA, que poderão ser substituídas por outras de outro tipo, desde que possuam identicas características resistentes.

I.2.2 - Paredes, linteis e vigas

Atendendo à espessura das paredes, constante do projecto de Arquitectura, consideraram-se as mesmas resistentes, pelo que se verificou a sua estabilidade. Prevê-se a execução de montantes e linteis de travamento conforme se indica nas peças desenhadas. Com o lintel de coroamento das paredes procura garantir-se, além do s/travamento, uma uniforme distribuição de cargas provenientes das lajes da cobertura, e, nalguns casos, a absorção das componentes tangenciais dessas cargas.

Nas zonas em que não existam paredes, ou em que estas não devam ser consideradas resistentes, serão executadas vigas, cujo dimensionamento se efectuou em quadros de cálculo.

I.2.3 - Pórticos

Constituem a parte mais importante da estrutura, suportando a cobertura e o teto falso da capela.

Prevê-se a execução de quatro pórticos, cujo cálculo se efectuou pelo método de Cross.

As alturas dos pilares que se consideram no cálculo pressupõem que a cota de fundação se situe a cerca de 1,0 do piso mais baixo da capela, devendo o cálculo dos pórticos ser corrigido se, na execução da obra, se mostrar impraticável a execução das fundações ao nível acima referido.

I.2.4 - Pilares

Constituem o apoio das vigas isoladas, e asseguram, juntamente com os lintéis, o travamento das paredes.

Calcularam-se à flexão, no caso de haver transmissão de momentos flectores por encastramentos parciais de vigas.

I.2.5 - Fundações

Estudaram-se fundações directas por sapatas de betão armado, para os pilares dos pórticos, dimensionando-se as mesmas pelo método das consolas.

A cota de fundação prevista no cálculo dos pórticos é, como se disse, cerca de 1,0 m abaixo do piso inferior da Capela, prevendo-se a execução de um maciço de regularização com 0,10 m de espessura, em betão ciclópico.

Os pilares incorporados nas paredes, em virtude das cargas relativamente baixas que suportam, terão fundações idênticas às das paredes.

I.2.6 - Tecto falso

Projecta-se uma estrutura essencialmente constituida por perfis metálicos INP 10, para suporte do tecto falso em paineis "Placarol".

A estrutura será quase totalmente suspensa das travessas dos pórticos, sendo, nas restantes zonas, apoiada directamente nas paredes, ou em elementos de betão armado. Apresentam-se nas peças desenhadas os pormenores principais desta estrutura.

I.3 - Solicitações

Consideraram-se, no dimensionamento, os pesos próprios dos diversos elementos, e a actuação, na cobertura, de uma sobrecarga de 30 Kgf/m² de projecção horizontal (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, dec. 44 041, de 18/11/61). No tecto falso, considerou-se uma sobrecarga de 10 Kgf/m².

I.4 - Materiais e terreno de fundação

Todos os desenhos estruturais em betão armado, (vigas, linteis, pilares e fundações), serão executados com A24 e B225, devendo estes materiais apresentar as características para eles definidas no Regulamento de Estruturas de Betão Armado (dec. 47 723 de 20/5/67).

As fundações dos pilares foram calculadas para uma tensão de segurança do terreno de fundação de 1,5 Kgf/cm². As fundações das paredes serão em betão ciclópico, utilizando-se na sua confeção betão B180, com 270 Kg de cimento/m³

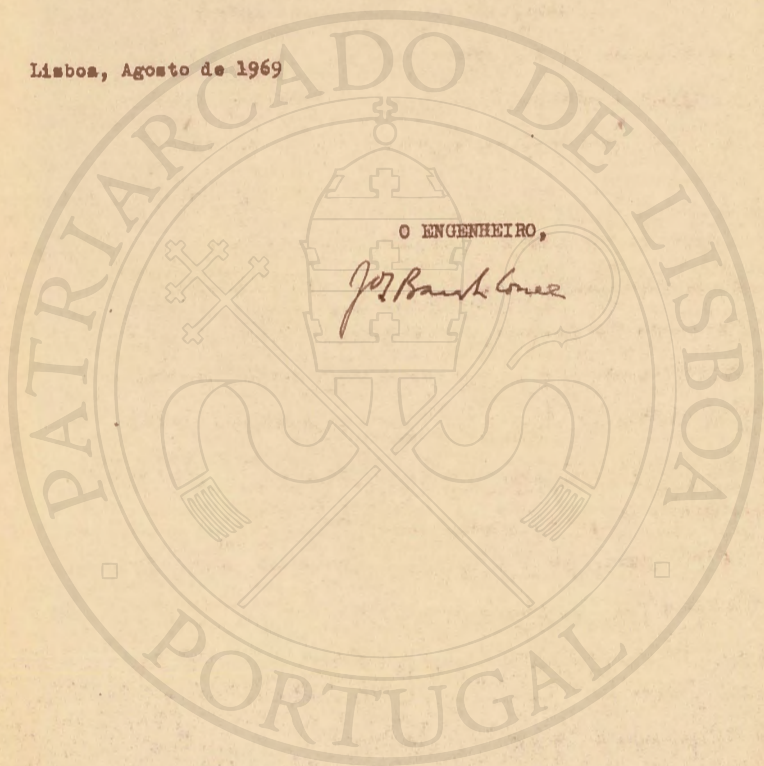
I.5 - Dimensionamento

O cálculo das peças em betão armado foi executado pelo método de rotura preconizado no R.E.B.A., dec. 47 723 de 20/5/67.

As lajes pre-esforçadas da cobertura foram adoptadas por comparação dos esforços actuantes calculados, com os esforços resistentes.

tes dos pavimentos NOVOBRA utilizados.

Lisboa, Agosto de 1969



O ENGENHEIRO,

Jos Barata Correia

II - LAJES

II - 1 - LAJES PRE-FABRICADAS

LAJES		L1	L2	L3	L4
característ (m)	espes	6.00	2.20	5.50	3.60
	vão	0.15	0.15	0.15	0.15
solicitações (Kgf.m ²)	p.p.	200	200	200	200
	revest.	70	300	70	300
	sob.	30	30	30	30
momento flector de serviço Kgf.m.m ¹		1350	180	1130	485
esforço transversal de serviço Kgf.m ¹		900	330	825	540
pavimento adaptado NOVOBRA (ou equivalente)		Y3-50-15	Y1-60-15	Y3-60-15	Y2-60-15

QUADRO 1

II.2 - LAJES MACIÇAS

LAJE L5

Características

$e = 0,15 \text{ m}$ $l_1 \approx l_2 \approx 1,80 \text{ m}$ (vãos máximos)

Solicitações

peso próprio 375

revestimento 70

Armadura mínimas

sobrecarga 30

475 Kgf.m⁻²

LAJE L6

Características

$e = 0,15 \text{ m}$ $l = 2,00 \text{ m}$ (vão máximo)

Solicitações

$q = 475 \text{ Kgf.m}^{-2}$

Calculo dos esforços

$q_c = 760 \text{ Kgf.m}^{-1}$

$$M = 760 \times 2,0^2/8 = 380 \text{ Kgf.m}$$

Calculo de resist,encia

$$\mu = 380/13^2 = 2,3 \quad \mu_0 = 0,112 \quad Aa = 1,96 = 7 \phi 6 \text{ (min)}$$

LAJE L7

Caracteristicas - Laje triangular

$$e = 0,15 \text{ m} \quad l_{\text{máx}} = 6,00 \text{ m}$$

Solicitações

$$q = 475 \text{ Kgf.m}^{-2}$$

Calculo dos esforços

$$q_0 = 760 \text{ Kgf.m}^{-1}$$

$$M_1 = 760 \times 6,0^2/8 = 3400 \text{ Kgf.m}$$

$$M_2 = 760 \times 4,20^2/8 = 1680 \text{ Kgf.m}$$

$$M_3 = 760 \times 2,30^2/8 = 510 \text{ Kgf.m}$$

Calculo de resist,encia

$$\mu_1 = 3400/13^2 = 20,1 \quad \mu_0 = 1,065 \quad Aa = 13,8 \text{ cm}^2$$

$$\mu_2 = 1680/13^2 = 10,0 \quad \mu_0 = 0,504 \quad Aa = 6,55 \text{ cm}^2$$

$$\mu_3 = 510/13^2 = 3,0 \quad \mu_0 = 0,147 \quad Aa = 1,91 \text{ cm}^2$$

LAJE LC1

Caracteristicas - Laje em consola

$$e = 0,15 \text{ m} \quad l_1 = 1,30 \text{ m} \quad (\text{vão de cálculo})$$

Solicitações

peso próprio 375

água (eventual)..... 20

395

Concentrada no extremo

murete - $0,55 \times 0,15 \times 2500$ 210

telhado - $\approx 0,50 \times 80$ 40

250 Kgf

Calculo dos esforços

$$\gamma_s = 1,5$$

$$q_0 = 590 \text{ Kgf cm}^2$$

$$Q = 375 \text{ Kgf}$$

$$M = 590 \times 1,30^2/2 + 375 \times 1,30 = 500 + 490 = 990 \text{ Kgf.m}$$

Calculo de resistência

$$\mu = 990/13^2 = 5,85 \quad \omega_0 = 0,290 \quad A_a = 3,76 \text{ cm}^2$$

LAJE LC2

Características - de dois tramos, sendo um em consola

$$e = 0,12 \text{ m} \quad l_1 = 1,80 \text{ m} \quad l_2 = 1,25 \text{ m}$$

Solicitações

peso próprio 300

enohimento, imp. revestimento 350

650 Kgf.m⁻²

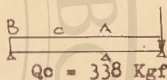
Concentrada no extremo da consola

0,60 x 0,15 x 2 500 225 Kgf

Calculo dos esforços

$$\gamma_s = 1,5$$

$$q_c = 975 \text{ Kgf m}^{-2}$$



$$M_A = 975 \times 1,25^2/2 + 338 \times 1,25 = 760 + 422 = 1 182 \text{ Kgf.m}$$

$$M_C = 975 \times 1,80^2/8 - 1182/2 = 395 - 591 = - 196 \text{ Kgf.m}$$

$$T_{Aesq} = 975 \times 1,25 + 338 = 1 557 \text{ Kgf}$$

$$T_{Adir} = 975 \times 1,80/2 + 1182/1,8 = 880 + 655 = 1 535 \text{ Kgf}$$

$$R_A = 3092 \text{ Kgf}$$

$$T_B = R_B = 880 - 655 = 225 \text{ Kgf}$$

Reações não majoradas

$$R_A = 3092/1,5 = 2 060 \text{ Kgf}$$

$$R_B = 225/1,5 = 150 \text{ Kgf.}$$

Calculo de resistência

$$\mu_A = 1182/10^2 = 11,82 \quad \omega_0 = 0,600$$

$$A_a = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$\mu_B = 196/10^2 = 1,96$$

$$A_a \text{ min. } (\phi 6 \text{ cm})$$

III - ESTRUTURA DE SUPORTE DO TECTO FALSO

Projecta-se uma estrutura constituída por perfis INP, atendendo a que os vãos são pequenos e o teto relativamente leve.

Solicitações

peso próprio 8,3

teto falso20 x 2,5 50,0

sob - 10 x 2,5 25,0

83,3 Kgf m²

Calculo dos esforços

$$M = 83,3 \times 4,91^2 / 8 = 251 \text{ Kgf m}$$

$$T = 83,3 \times 6,00 / 2 = 250 \text{ Kgf.}$$

perfil a utilizar

$$\text{INP 10 - } W = 34,2 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{máx.}} = 25 \ 100 / 34,2 = 735 < G_{\text{b}} = 1 \ 400 \text{ Kgf cm}^{-2}$$

flecha máxima

$$f = 5 p l^4 / 384 EI = 5 \times 83,3 \times 10^{-2} \times 4,91^4 \times 10^8 / 384 \times 2,1 \times 10^6 \times 171 = 244 \ 000 \times 10^6 / 138 \ 000 \times 10^6 = 1,75 \text{ cm}$$

$$\approx L / 280$$

Nas peças desenhadas apresentam-se os pormenores das suspensões destes perfis de estrutura de betão armado, bem como a solução preconizada para apoio do teto falso nas restantes zonas.

IV - VIGAS ISOLADAS

Calculadas nos quadros de cálculo ns^o. 2 e 3

VIGAS	CARACTERISTICAS			SOLICITAÇÕES					CALC. ESFORÇOS		CALCULO RESISTENCIA				OBSERVAÇÕES		
	b (m)	H (m)	l (m)	UNIF. TOTAIS (Kgf/m ¹)			UNIF. PARCIAIS (Kgf.m-1)	CONCENTRADAS (Kgf.)	DIVERSAS	ESQUEMA (solic. majoradas)	Mmax. (Kgf.m)	Tsq. Tdir. (Kgf)	μ	w0		A a (cm ²)	Eesq. E dir. (Kgf)
				P. R.	PAR.	LAJES											
V1	0.20	0.30	2.15	150	-	1800				2940	1710	3180	10.9	0.550	3.1	z < 9	
V2	0.32	0.50	9.30	400	735	perfa: 65		2 deduzir 4.70 4.60	1800	17820	6630	8020	24.2	1.313	20.1	"	
V3	0.20	0.30	2.50	150	-	1730				2820	2200	3525	14.1	0.722	4.05	"	
V4	0.30	0.35	4.30	(média) L2 260	1225	330		V3 0.70 1275 3.60		1910	6965	7450	21.3	1.136	11.3	"	
V5	0.20	0.35	3.80	175	560	750		175+3.6x300=1275		2722	6160	6160					
V6	0.20	0.35	5.30	175	420	750				2228	4020	4220	18.5	0.971	6.4	"	
V7	0.24	0.40	6.00	175	420	750				2018	5650	5300	26.0	1.430	9.4	" (M = p ² /10)	
V8	0.24	0.40	6.00	250	-	2060				3460	12400	10450	35.8	2.122	19.4	17000	
V9	0.25	0.40	6.00	225	50	150				638	2300	1920	4.6	0.227	1.97	z < 9 (M = p ² /10)	
V10		(média)		250				canton 10 teto-2x20-40 sob-2x10-20 70 kgf.m ¹		480	2160	1440	6.0	0.298	2.93	"	
V13	0.24	0.30	6.00	530	-	-		canton 5 teto-0.7x20-14 sob-0.7x10-7 26 kgf.m ¹ ≈ 30 kg		840	3780	2520	20.0	1.059	7.1	"	

CAPELA DE
SANTA SUZANA

$$\begin{aligned}
 & \tau_b = 4100 \\
 & E = \frac{6350 \times 183}{2 \times 0.9 \times 38} \\
 & M = p^2/10
 \end{aligned}$$

$$M = p^2/10$$

VIGAS	CARACTERÍSTICAS			SOLICITAÇÕES				CALC. ESFORÇOS		CALCULO RESISTENCIA				OBSERVAÇÕES					
	b b (m)	H h (m)	l l (m)	UNIF. TOTAIS (Kg/m ²)			UNIF. PARCIAIS (Kg.m-1)	CONCENTRADAS (Kg.f.)	DIVERSAS	ESQUEMA (solic. majoradas)	Mímax. (Kg.m)	Tdir. (Kg.f)	μ		w ₀	A _a (cm ²)	E _{esq.} (Kg.f)		
				P.P.	PAR.	LAJES													
V11	0.24	0.30	1.50	530					30	840	510	ℓ=1.50: 630 ℓ=2.10: 925			mín	1.35	349		
V12	0.24	0.30	4.50	530					30	840	2130	1890	11.3	0.572	3.95	"			
VC 1	0.35	0.50 (máx)	1.75	440	1800			V10+V11 ↓ 2100		3150 3360	10650	9000	13.2	0.673	11.3	"			
VC 2	0.35	0.50 (máx)	1.75	440	1230			V11+V12 ↓ 1888		2815 2500	8460	7195	10.5	0.530	8.9	"			

S. SUZANA

V - CALCULO DE PORTICOS

V.1 - Caracteristicas dos pórticos

Indicadas no esquema da pag. 25 tendo-se considerado para os pilares a secção de cálculo de $0,35 \times 0,40$.

V.2 - Solicitações

Cargas verticais

uniformes totais:	PI e PIV	PII e PIII
peso próprio - $613 \times 7,75/7,25$	- 655	655
lajes - $900 + 330 =$	<u>1 230</u>	<u>900+900</u>
	q1 = 1 885 Kgf.m ⁻¹	p2 = 2 455 Kgf.m ⁻¹

Concentradas:

$$\text{susp. teto falso } P1 = 250 + 1,10 \times 83 = 380 \text{ Kgf}$$

$$P2 = 2 \times 250 = 500 \text{ Kgf}$$

momentos no nó B, devidos a consolas:

$$\text{PIV} \dots 10\,650/1,5 = 7\,100 \text{ Kgf.m}$$

$$\text{PIV} \dots 8\,450/1,5 = 5\,630 \text{ Kgf.m}$$

V.3 - Cálculo dos esforços

V.3.1 - Cross de nós fixos

V.3.1.1 - Cargas verticais

$$q2/q1 = 2455/1885 = 1,3$$

$$P2/P1 = 500/380 = 1,3$$

Os esforços devidos às cargas verticais em PII e PIII obtêm-se dos do pórtico PI, afectados do coeficiente 1,3

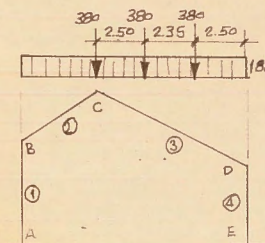
PL e PIV.

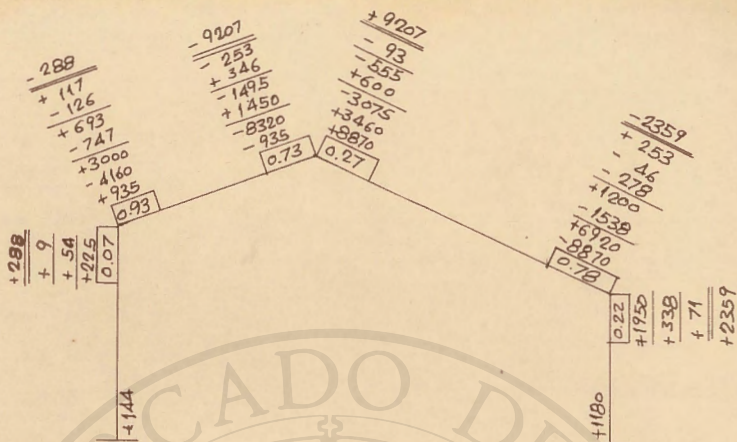
- Momentos de encastramento perfeito:

$$M2 = 1\,885 \times 2,70^2/12 = 935 \text{ Kgf.m}$$

$$M3 = 1885 \times 7,25^2/12 + 380 \times 2,50 \times 4,75/7,25 = 8250 + 630 = 8870 \text{ Kgf.m}$$

, distribuição por cross:





Esforço transverso

r. verticais isostáticas

$$VB = 1885 \times 2,70/2 = 2545 \text{ Kgf}$$

$$VC = 1885 \times 9,95/2 + 380 + 380 = 10\ 140 \text{ Kgf}$$

$$VD = 1885 \times 7,25/2 + 380 = 7\ 215 \text{ Kgf}$$

esforços transversos isostáticos

$$T2i = 2545 \times 2,70/2,88 = 2400 \text{ Kgf}$$

$$T3i = 7215 \times 7,25/7,75 = 6790 \text{ Kgf}$$

$$(N_{2/2} = 850 \text{ Kgf} \quad ; \quad N_{3/2} = 2450 \text{ Kgf})$$

esforços transversos hiperstáticos:

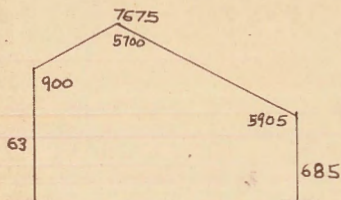
$$T1h = (144 + 288)/6,85 = 63 \text{ Kgf}$$

$$T2h = (288 + 9207)/2,88 = 3\ 300 \text{ Kgf}$$

$$T3h = (9207 - 2359)/7,75 = 885 \text{ Kgf}$$

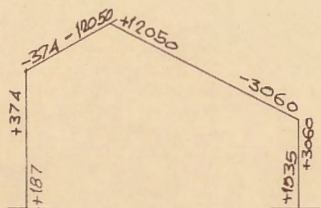
$$T4h = (1180 + 2359)/5,15 = 685 \text{ Kgf}$$

esforços transversos finais



PII e PIII

momentos flectores

V.3.1.2 - Momento localizado no nó B

$$7 \ 100/5630 = 1,26$$

Os momentos em PIII obtêm-se dos do pórtico PIV, multiplicados por 1,26

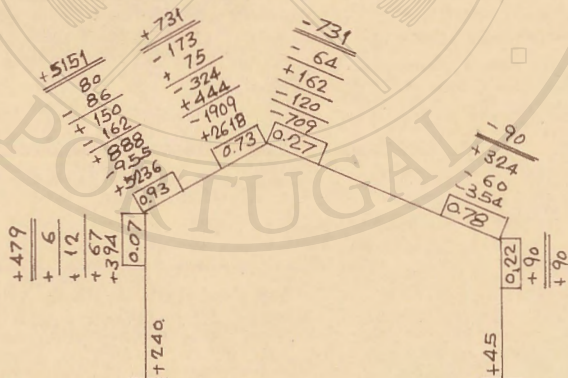
PIV

- momentos iniciais

$$5 \ 630 \times 0,93 = 5 \ 236 \text{ Ugf.m}$$

$$5 \ 630 \times 0,07 = 394 \text{ Kgf.m}$$

- distribuição por eixos



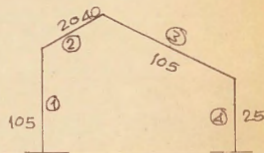
- esforços transversais

$$T1 = (240 + 479)/6,85 = 105 \text{ Kgf}$$

$$T2 = (5151 + 731)/2,88 = 2040 \text{ Kgf}$$

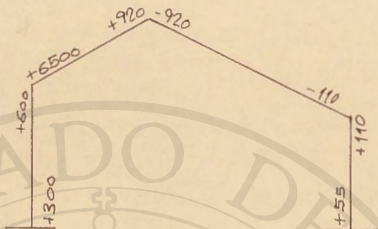
$$T3 = (731 + 90)/7,75 = 105 \text{ Kgf}$$

$$T4 = (45 + 90)/5,15 = 25 \text{ Kgf.}$$



VIII

- momentos flectores

V.3.2 - Forças de fixaçãoV.3.2.1 - Cargas verticaisPI e PIV

- esforços axiais das barras 2 e 3, no nó C:

Obtem-se projectando segundo BC e CD os esforços transversos de 2 e 3 em C, e a carga de 380 Kgf directamente aplicada no nó C.

$$N_{2C} = 19\ 510 \text{ Kgf}$$

$$N_{3C} = 18\ 910 \text{ Kgf}$$

- esforços axiais das barras 2 e 3 nos nós B e D,

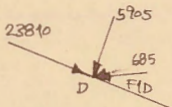
respectivamente:



$$N_{2B} = N_{2C} + N_2 = 19\ 510 + 1700 = 21\ 210 \text{ Kgf}$$

$$N_{3D} = N_{3C} + N_3 = 18\ 910 + 4900 = 23\ 810 \text{ Kgf}$$

- Força de fixação no nó B:



$$T_{1B} = 21210 \times 2,70/2,88 + 63 + 900/2,88 = 19\ 905 + 63 + 314 = 20\ 282 \text{ Kgf}$$

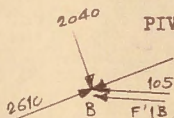
- Força de fixação no nó D:

$$F_{1D} = 23\ 810 \times 7,25/7,75 - 5905 \times 2,70/7,75 - 685 = 2280 - 2050 - 685 = 19\ 535 \text{ Kgf}$$

PII e PIII

$$F1B = 20\ 282 \times 1,3 = 26\ 367 \text{ Kgf}$$

$$F1D = 19\ 535 \times 1,3 = 25\ 396 \text{ Kgf}$$

V.3.2.2 - Momento localizado no nó B

PIV - Esforços axiais nas barras 2 e 3 por projecção de T2 e T3

sobre BC e CD, Obtem-se

$$N2C = N2D = 2610 \text{ Kgf}$$

(trações)

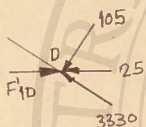
$$N3C = N3D = 3\ 330 \text{ Kgf}$$

- força de fixação em B

$$F'1B = 2610 \times 2,70/2,88 + 2\ 040 \times 1,00/2,88 - 105 = 2445 + 710 -$$

$$- 105 = 3\ 050 \text{ Kgf}$$

- Força de fixação em D



$$F'1D = 33\ 30 \times 7,25/7,75 + 105 \times 2,70/7,75 + 25 = 3120 +$$

$$+ 35 + 25 = 3180 \text{ Kgf}$$

PIII

$$F'1B = 1,26 \times 3050 = 3843 \text{ Kgf}$$

$$F'1D = 1,26 \times 3180 = 4007 \text{ Kgf}$$

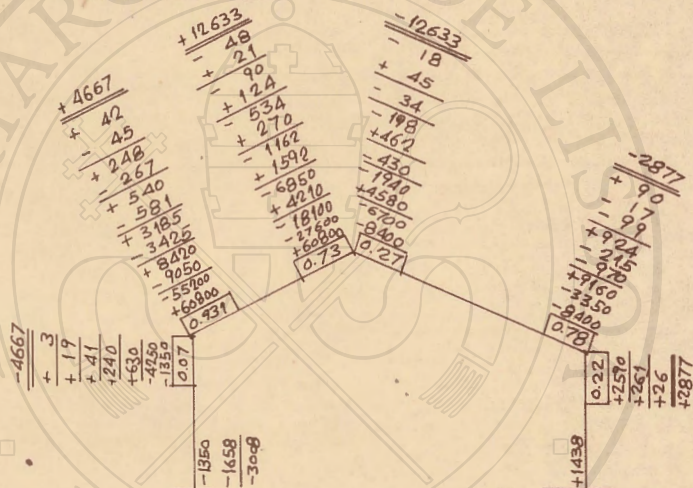
S. 5424472

V.3.3 - Aplicação das forças de translação nos nós B e D

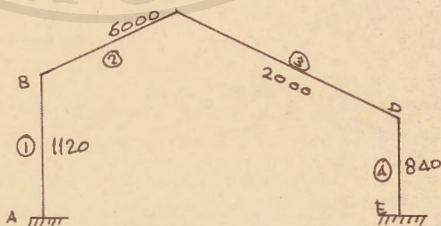
Os momentos iniciais do cross calcularam-se na página 25, a partir dos deslocamentos relativos das extremidades das barras. Estes deslocamentos determinaram-se gráficamente, arbitrando para os nós A e E, e B e C, deslocamentos relativos de 0,20 cm.

V.3.3.1 - Força de translação no nó B

Momentos flectores



- Esforços transversos



- Forças de translação em B e de fixação em C

Projectando os esforços transversos de 2 e 3 segundo BC e CD,

obtem-se

$$N_2 = 10200 \text{ Kgf}$$

$$N_3 = 11650 \text{ Kgf}$$

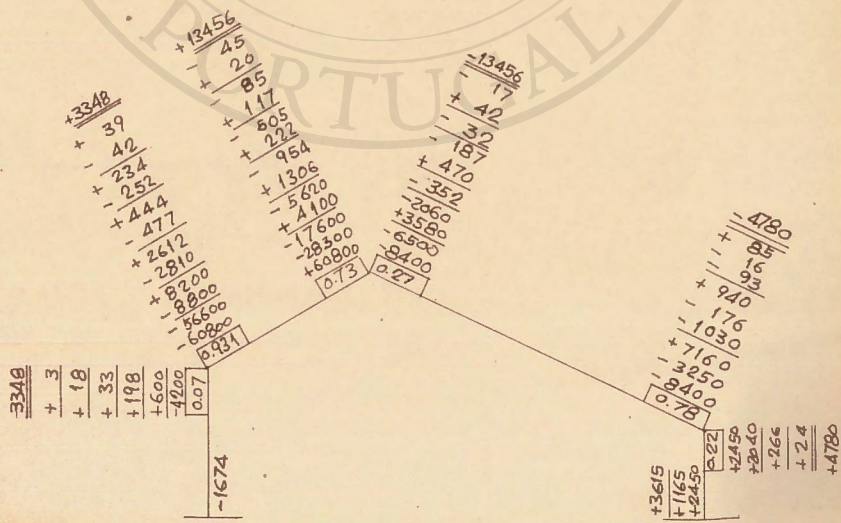
$$T'2B = 1120 + 6000 \times 1,00/2,88 + 10200 \times 2,7/2,88 = 1120 + 2080 + 9530 = 12730 \text{ Kgf}$$

$$F'2D = 840 + 2000 \times 2,70/7,75 + 11650 \times 7,25/7,75 = 840 + 700 + 10910 = 12450 \text{ Kgf}$$



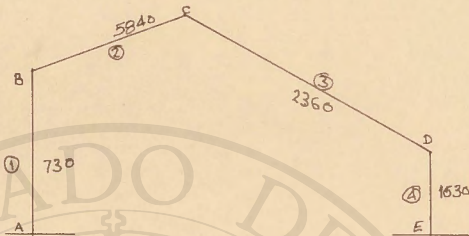
V.3.3.2 - Força de translação em D

Momentos flectores



S. S. S. S. S.

Esforços transversos



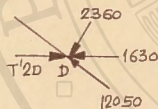
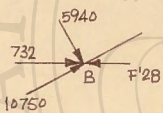
Forças de translação em D e de fixação em B

$$N_2 = 10\ 600\ \text{Kgf}$$

$$N_3 = 11\ 900\ \text{Kgf}$$

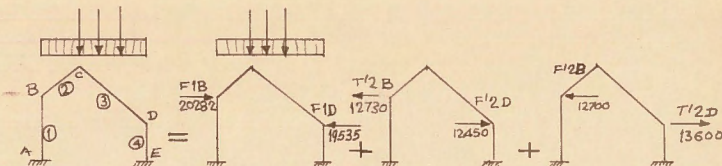
$$F'^2B = 730 + 5940 \times 1,00/2,88 + 10\ 600 \times 2,70/2,88 = 730 + 2\ 060 + 9910 = 12\ 700\ \text{Kgf}$$

$$T'^2D = 1630 + 2\ 360 \times 2,70/7,75 + 11\ 900 \times 7,25/7,75 = 1\ 630 + 825 + 11\ 145 = 13\ 600\ \text{Kgf}$$



V.3.4. - Esforços finais nas barras

V.3.4.1 - Pórtico PI



$$\begin{cases} 12\,730 \beta + 12\,700 \delta = 20282 \\ 12\,450 \beta + 13\,600 \delta = 19535 \end{cases} \begin{cases} \beta = 1,848 \\ \delta = -0,255 \end{cases}$$

- Momentos flectores

$$MA = +144 - 3\,008 \times 1,848 + 1674 \times 0,255 = +144 - 5550 + 426 = -4\,980 \text{ Kgf.m}$$

$$MB = +288 - 4667 \times 1,848 + 3348 \times 0,255 = +288 - 8625 + 845 = -7\,492 \text{ Kgf.m}$$

$$MC = -9207 + 12\,633 \times 1,848 - 13\,456 \times 0,255 = -9\,207 + 23\,380 - 3\,430 = +10\,743 \text{ Kgf.m}$$

$$MD = -2\,369 - 2877 \times 1,848 + 4\,780 \times 0,255 = -2\,359 - 5\,320 + 1220 = -6\,459 \text{ Kgf.m}$$

$$ME = +1180 + 1\,438 \times 1,848 - 3615 \times 0,255 = +1180 + 2660 - 920 = +2920 \text{ Kgf.m}$$



- esforços transversos

reações verticais isostáticas

$$VB = 2545 \text{ Kgf}$$

$$VD = 7215 \text{ Kgf}$$

esforços transversos isostáticos

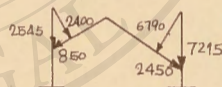
$$T2i = 2400 \text{ Kgf} \quad (N2/2 = 850 \text{ Kgf})$$

$$T3i = 6790 \text{ Kgf} \quad (N3/2 = 2450 \text{ Kgf})$$

Esforços transversos hiperstáticos

$$T1h = (4980 + 7492)/6,85 = 1820 \text{ Kgf}$$

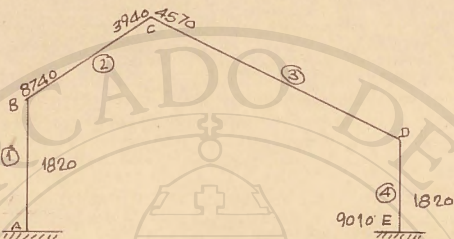
$$T2h = (7492 + 10\,743)/2,88 = 6340 \text{ Kgf}$$



$$T_{3h} = (10\,743 + 6459)/7,75 = 2\,220 \text{ Kgf}$$

$$T_{4h} = (2920 + 6459)/5,15 = 1\,820 \text{ Kgf}$$

esforços transversos finais:



Esforços axiais

$$N_{2C} = - 3\,000 \text{ Kgf}$$

$$N_{3B} = + 140 \text{ Kgf}$$

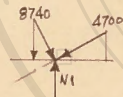
(N_{2C} e N_{3C} foram determinados projectando segundo BE e CD), respectivamente, T_{Oesq} , T_{Cdir} , e a carga de 380 Kgf, directamente aplicada em G)

$$N_{2B} = - 3\,000 - 1\,700 = - 4\,700 \text{ Kgf}$$

$$N_{3D} = + 140 - 4\,900 = - 4\,760 \text{ Kgf}$$

$$N_1 = - 1,00 \times 4\,700/2,88 - 2,70 \times 8740/2,88 = - 1630 - 8\,200 = - 9\,830 \text{ Kgf}$$

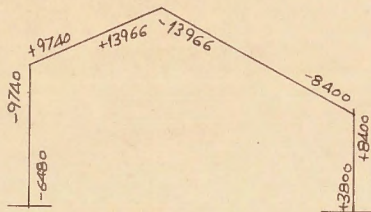
$$N_4 = - 2,70 \times 4760/7,75 - 7,25 \times 9\,010/7,75 = - 1660 - 8410 = - 10\,070 \text{ Kgf}$$



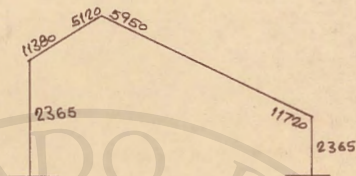
V.3.4.2 - Pórtico PII

Obtem-se os esforços multiplicando por 1,3 os correspondentes do pórtico PI.

Momentos flectores



esforços transversos



esforços axiais

$$N1 = - 12\ 780\ \text{Kgf}$$

$$N2B = - 6\ 110\ \text{Kgf}$$

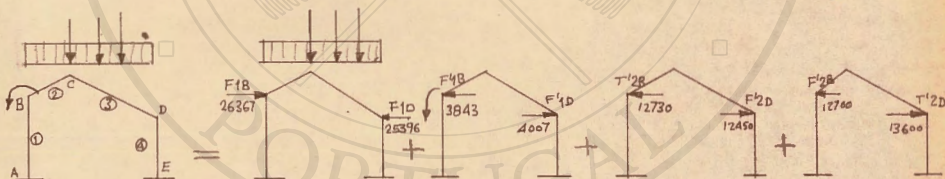
$$N2C = - 3\ 900\ \text{Kgf}$$

$$N3C = + 182\ \text{Kgf}$$

$$N3D = - 6\ 200\ \text{Kgf}$$

$$N4 = - 13\ 100\ \text{Kgf}$$

V.3.4.3 - Pórtico PIII



$$\left\{ \begin{array}{l} 12\ 730\ \beta + 12\ 700\ \delta = 26\ 367 - 3843 \\ 12\ 450\ \beta + 13\ 600\ \delta = 25\ 396 - 4\ 007 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \beta = 2.310 \\ \delta = -0.542 \end{array} \right.$$

Momentos flectores

$$M_A = + 187 + 300 - 3008 \times 2,310 + 1674 \times 0,542 = + 187 + 300 - 6948 + 907 = - 5\ 554\ \text{Kgf.m}$$

S. S. S. S.

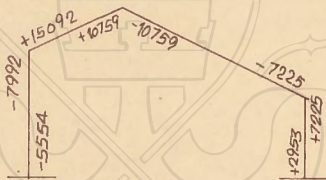
$$M_{Be} = + 374 + 600 - 4667 \times 2,310 + 3348 \times 0,542 = + 374 + 600 - 10\ 781 + 1815 = - 7992 \text{ Kgf.m}$$

$$M_{Bd} = - 374 + 6\ 500 + 4667 \times 2,310 - 3348 \times 0,542 = - 374 + 6500 + 10\ 781 - 1\ 815 = + 15\ 092 \text{ Kgf.m}$$

$$M_C = - 12\ 050 + 920 + 12\ 633 \times 2,310 - 13\ 456 \times 0,542 = - 12\ 050 + 920 + 29\ 182 - 7293 = + 10\ 759 \text{ Kgf.m}$$

$$M_D = - 3\ 060 - 110 - 2877 \times 2,310 + 4\ 780 \times 0,542 = - 3\ 060 - 110 - 6646 + 2591 = - 7225 \text{ Kgf.m}$$

$$M_E = + 1535 + 55 + 1438 \times 2,310 - 3\ 615 \times 0,542 = + 1535 + 55 + 3322 - 1959 = + 2953 \text{ Kgf.m}$$



Esforços transversos

e.t. isostáticas

$$T_{21} = 2400 \times 1,3 = 3120 \text{ Kgf} \quad (N2/2 = 1105 \text{ Kgf})$$

$$T_{31} = 6790 \times 1,3 = 8827 \text{ Kgf} \quad (N3/2 = 3185 \text{ Kgf})$$

e.t. hiperstáticas

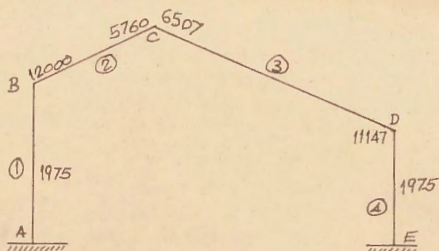
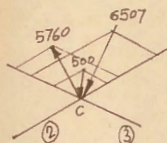
$$T_{1h} = (5554 + 7992)/6,85 = 1975 \text{ Kgf.}$$

$$T_{2h} = (15\ 092 + 10\ 579)/2,88 = 8880 \text{ Kgf}$$

$$T_{3h} = (10\ 759 + 7225)/7,75 = 2320 \text{ Kgf.}$$

$$T_{4h} = (2953 + 7225)/5,15 = 1975 \text{ Kgf}$$

esforços transversos finais



esforços axiais

$$N_{2C} = - 4\ 000\ \text{Kgf} \quad N_{3C} = + 360\ \text{Kgf}$$

$$N_{2B} = - 4\ 000 - 2 \times 1\ 105 = - 6\ 210\ \text{Kgf}$$

$$N_{3D} = + 360 - 2 \times 3\ 185 = - 6\ 010\ \text{Kgf}$$

$$N_1 = - 1,00 \times 6\ 210/2,88 - 2,70 \times 12\ 000/2,88 = - 2\ 155 - 11\ 250 = - 13\ 405\ \text{Kgf}$$

$$N_4 = - 2,70 \times 6\ 010/7,75 - 7,25 \times 11\ 147/7,75 = - 2\ 100 - 10\ 122 = - 12\ 222\ \text{Kgf}$$

V.3.4.4. - Pórtico PIV

$$F_{1B} + F'_{1B} = 20\ 282 - 3\ 050 = 17\ 232\ \text{Kgf}$$

$$F_{1D} + F'_{1D} = 19\ 535 - 3\ 180 = 16\ 355\ \text{Kgf}$$

$$\begin{cases} 12\ 730\ \beta + 12\ 700\ \delta = 17\ 232 \\ 12\ 450\ \beta + 13\ 600\ \delta = 16\ 355 \end{cases} \quad \begin{cases} \beta = 1,775 \\ \delta = - 0,422 \end{cases}$$

Momentos flectores

$$M_A = + 144 + 240 - 3\ 008 \times 1,775 + 1674 \times 0,422 = + 144 + 240 - 5340 + 706 = - 4\ 250\ \text{Kgf.m}$$

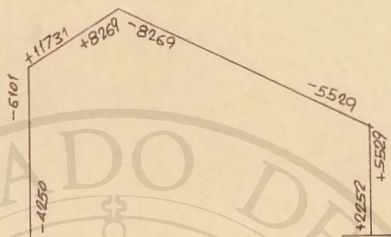
$$M_{Be} = + 288 + 479 - 4667 \times 1,775 + 3348 \times 0,422 = + 479 - 8280 + 1\ 412 = - 6101\ \text{Kgf.m}$$

$$M_{Bd} = - 288 + 5151 + 4667 \times 1,775 - 3348 \times 0,422 = - 288 + 5151 + 8\ 280 - 1\ 412 = + 11\ 731\ \text{Kgf.m}$$

$$M_C = - 9207 + 731 + 12\ 633 \times 1,775 - 13\ 456 \times 0,422 = - 9207 + 731 + 22\ 420 - 5675 = + 8269\ \text{Kgf.m}$$

$$M_D = - 2359 - 90 - 2877 \times 1,775 + 4780 \times 0,422 = - 1359 - 90 - 5\ 100 + 2\ 020 = - 5529\ \text{Kgf.m}$$

$$ME = + 1180 + 45 + 1438 \times 1,775 - 3615 \times 0,422 = + 1180 + 45 + 2550 - \\ - 1523 = + 2252 \text{ Kgf.m}$$



Esforços transversos

esf. transversos isostáticos

$$T2i = 2400 \text{ Kgf} \quad (N2/2 = 850 \text{ Kgf})$$

$$T3i = 6790 \text{ Kgf} \quad (N3/2 = 2450 \text{ Kgf})$$

esf. transv. hiperstáticos

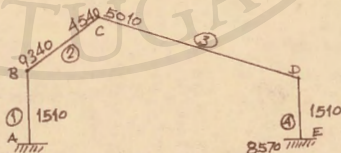
$$T1h = (4250 + 6101)/6,85 = 1510 \text{ Kgf}$$

$$T2h = (11731 + 8269)/2,88 = 6940 \text{ Kgf}$$

$$T3h = (8268 + 5529)/7,75 = 1780 \text{ Kgf}$$

$$T4h = (2252 + 5529)/5,15 = 1510 \text{ Kgf}$$

esf. transversos finais



esforços axiais

$$N2C = - 2980 \text{ Kgf.}$$

$$N3C = + 470 \text{ Kgf.}$$

$$N2B = - 4680 \text{ Kgf}$$

$$N3D = - 4430 \text{ Kgf}$$

$$N1 = - 1,00 \times 4680/2,88 - 2,70 \times 9340/2,88 = - 1630 - 8750 = - 10380 \text{ Kgf}$$

$$N4 = - 2,70 \times 4430/7,75 - 1,25 \times 8570/7,75 = - 1510 - 8010 = - 9520 \text{ Kgf}$$

V.3.5 - Calculo de resistência

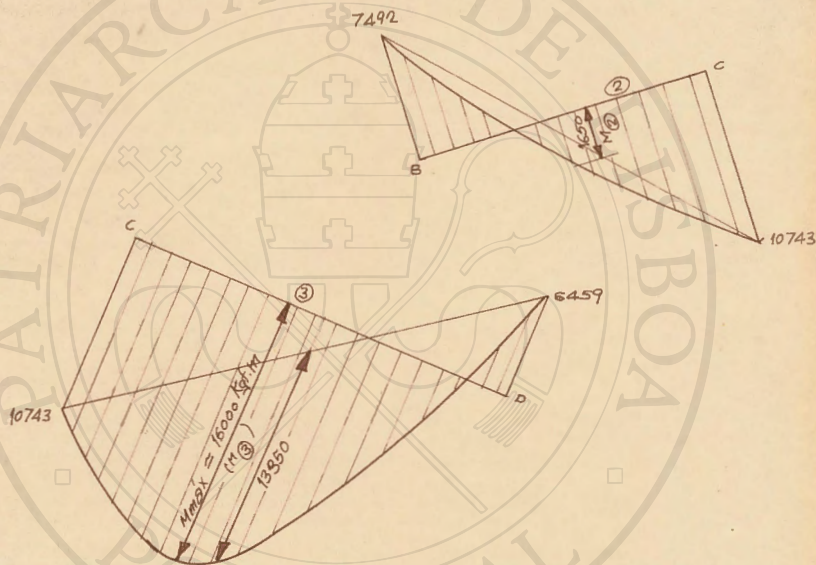
V.3.5.1 - Pórtico PI

Momentos isostáticos

$$M_2 = 1885 \times 2,70^2 / 8 = 1\ 720 \text{ Kgf.m}$$

$$M_3 = 1\ 885 \times 7,25^2 / 8 + 380 \times 2,50 = 12\ 400 + 950 = 13\ 350 \text{ Kgf}$$

Diagrama dos momentos flectores na travessa



Calculo das armaduras

— Pilares

Secção A $N = 9830 + 2 \times 2\ 100 + 960 + 2\ 700 = 17\ 690 \text{ Kgf}$

$$\mu_A = 1,5 \times 4\ 980 / 0,35 \times 42^2 = 12,1$$

$$n = 17\ 690 / 35 \times 42 \times 130 \approx 0,09$$

$$\omega_0 = 0,350$$

$$A_a = A'a = 5,15 \text{ cm}^2$$

Secção B $N = 9830 + 2 \times 2100 = 14\ 030 \text{ Kgf}$

$$\mu_B = 1,5 \times 7492 / 0,35 \times 42^2 = 18,2$$

$$n = 14\ 030 / 19\ 1000 = 0,075$$

Seção D

$$N = 10\ 070 + 4\ 200 = 14\ 270 \text{ Kgf}$$

$$\mu = 1,5 \times 6459 / 0,35 \times 42^2 = 15,7$$

$$n = 14\ 270 / 191\ 000 = 0,075$$

$$w_0 = 0,586 \quad A_a = A'a = 8,6 \text{ cm}^2$$

Seção E

$$N = 10\ 070 + 4\ 200 + 960 + 2\ 030 = 17\ 260 \text{ Kgf}$$

$$\mu = 1,5 \times 2920 / 0,35 \times 42^2 = 7,1$$

$$n = 17\ 260 / 191\ 000 \approx 0,088$$

$$w_0 = 0,205 \quad A_a = A'a = 3,2 \text{ cm}^2$$

— Travessa

 w_0 A_a, cm^2

$$\mu B = 1,5 \times 7492 / 0,35 \times 67^2 = 7,15 \quad 0,357 \quad 8,35$$

$$\mu 2 = 1,5 \times 1650 / 0,35 \times 67^2 = 1,60 \quad \text{ain} \quad 4,70$$

$$\mu C = 1,5 \times 10\ 743 / 0,35 \times 67^2 = 10,25 \quad 0,517 \quad 12,10$$

$$\mu 3 = 1,5 \times 16\ 000 / 0,35 \times 67^2 = 15,2 \quad 0,786 \quad 18,40$$

$$\mu D = 1,5 \times 6459 / 0,35 \times 67^2 = 6,15 \quad 0,305 \quad 7,15$$

Tensões tangenciais

$$\text{pilares } \tau = 1,5 \times 1\ 820 / 35 \times 42 < 9 \text{ Kgf cm}^{-2}$$

$$\text{travessa } \tau_{\text{máx}} = 1,5 \times 9010 / 35 \times 67 = 5,8 < 9 \text{ Kgf cm}^2$$

V.3.5.2 - Pórtico PII

Os esforços são os de PI multiplicados por 1,3

Calculo das armaduras

— pilares

$$\text{Seção A } N = 12\ 780 + 2\ 100 + 2 \times 960 + 2\ 700 = 19\ 500 \text{ Kgf}$$

$$\mu A = 12,1 \times 1,3 = 15,7 \quad n = 19\ 500 / 191\ 000 \approx 0,10$$

$$w_0 = 0,516 \quad A_a = A'a = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seção B } N = 12\ 780 + 2\ 100 = 14\ 880 \text{ Kgf}$$

$$\mu = 18,2 \times 1,3 = 23,7$$

$$n = 14\ 880 / 191\ 000 \approx 0,08$$

$$w_0 = 0,991 \quad A_a = A'a = 14,6 \text{ cm}^2$$

Secção D $N = 13\ 100 + 2\ 100 = 15\ 200\ \text{Kgf}$

$\mu = 15,7 \times 1,3 = 20,4 \quad n = 15\ 200/191\ 000 = 0,08$

$\omega_0 = 0,819 \quad Aa = A'a = 12,1\ \text{cm}^2$

Secção E $N = 15\ 200 + 1920 + 1280 + 2\ 030 = 20\ 430\ \text{Kgf}$

$\mu = 7,1 \times 1,3 = 9,23 \quad n = 20\ 430/191\ 000 \approx 0,10$

$\omega_0 = 0,231 \quad Aa = A'a = 6,8\ \text{cm}^2$

Travessa	ω_0	Aa, cm ²
$\mu B = 7,15 \times 1,3 = 9,3$	0,468	11,0
$\mu 2 = 1,60 \times 1,3 = 2,1$	min.	4,7
$\mu C = 10,25 \times 1,3 = 13,3$	0,678	15,9
$\mu 3 = 15,2 \times 1,3 = 19,8$	1,047	24,5
$\mu D = 6,15 \times 1,3 = 8,0$	0,400	9,4

Tensões tangenciais

pilares $= 2365/35 \times 42 \quad 9\ \text{Kgf cm}^2$

travessa máx. $= 5,8 \times 1,3 = 7,5 \quad 9\ \text{Kgf cm}^2$

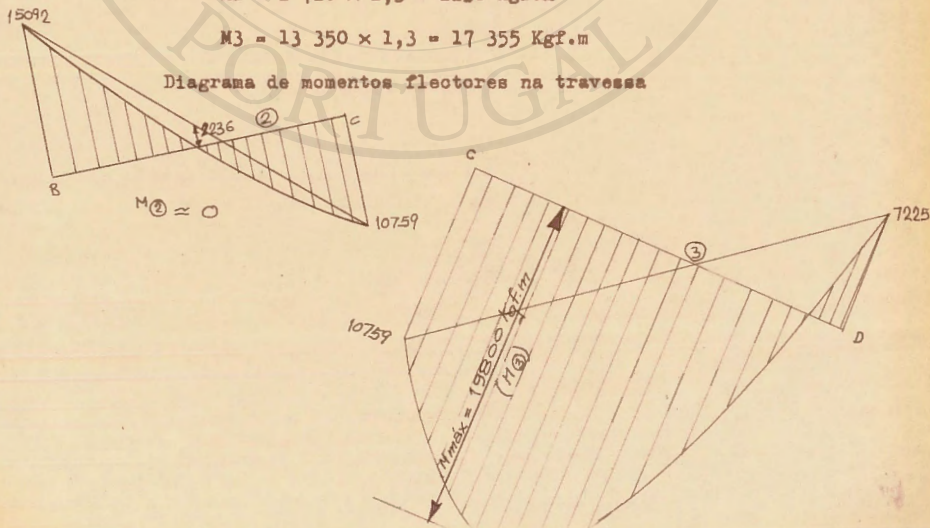
V.3.5.3 - Pórtico PIII

Momentos isostáticos

$M_2 = 1\ 720 \times 1,3 = 2236\ \text{Kgf.m}$

$M_3 = 13\ 350 \times 1,3 = 17\ 355\ \text{Kgf.m}$

Diagrama de momentos flectores na travessa



Calculo das armaduras

— pilares

$$\text{Secção A} \quad N = 13\,405 + 6\,000 + 1\,920 + 2\,700 = 24\,025 \text{ Kgf}$$

$$\mu A = 1,5 \times 5554 / 0,35 \times 42^2 = 13,5$$

$$n = 24\,025 / 191\,000 = 0,125$$

$$w_0 = 0,328 \quad A_a = A'a = 4,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Secção B} \quad N = 13\,405 + 6\,000 = 19\,405 \text{ Kgf}$$

$$\mu B = 1,5 \times 7992 / 0,35 \times 42^2 = 19,4$$

$$n = 19\,405 / 191\,000 = 0,10$$

$$w_0 = 0,708 \quad A_a = A'a = 10,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Secção D} \quad N = 12\,520 + 2\,100 = 14\,620 \text{ Kgf}$$

$$\mu D = 1,5 \times 7225 / 0,35 \times 42^2 = 17,6$$

$$n = 14\,620 / 191\,000 = 0,08$$

$$w_0 = 0,671 \quad A_a = A'a = 9,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Secção E} \quad N = 14\,620 + 1\,920 + 1\,280 + 2\,030 = 19\,850 \text{ Kgf}$$

$$\mu E = 1,5 \times 2935 / 0,35 \times 42^2 = 7,15$$

$$n = 19\,850 / 191\,000 = 0,10$$

$$w_0 = 0,173 \quad A_a = A'a = 2,6 \text{ cm}^2$$

— travessa

w₀ A_a, cm²

$$\mu B = 1,5 \times 15\,092 / 0,35 \times 67^2 = 14,35 \quad 0,736 \quad 17,3$$

$$\mu C = 1,5 \times 10\,759 / 0,35 \times 67^2 = 10,25 \quad 0,517 \quad 12,1$$

$$\mu 3 = 1,5 \times 19\,800 / 0,35 \times 67^2 = 18,80 \quad 0,988 \quad 23,2$$

$$\mu D = 1,5 \times 7225 / 0,35 \times 67^2 = 6,90 \quad 0,344 \quad 8,1$$

tensões tangenciais

$$\text{pilares } \tau = 1,5 \times 1975 / 35 \times 42 < 9 \text{ Kgf cm}^2$$

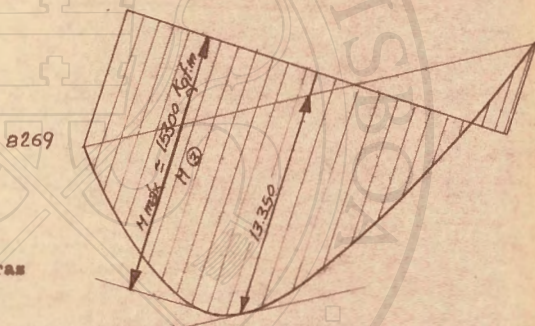
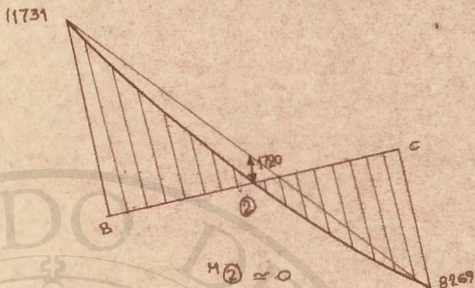
$$\text{travessa } \tau \text{ máx.} = 1,5 \times 12\,000 / 35 \times 67 = 7,7 < 9 \text{ Kgf cm}^2$$

V.3.5.4 - Pórtico IV

Momentos isostáticos

Idênticos aos de PI M₂ = 1720 Kgf.m M₃ = 13 350 Kgf.m

Diagrama de momentos flectores na travessa



Cálculo das armaduras

— pilares

Seção A $N = 10\,380 + 4\,800 + 960 + 2\,700 = 18\,840 \text{ Kgf}$

$$\mu = 1,5 \times 4250 / 0,35 \times 42^2 = 10,3$$

$$n = 18\,840 / 191\,000 = 0,10$$

$$w_0 = 0,261 \quad A_a = A'a = 3,84 \text{ cm}^2$$

Seção B $N = 10\,380 + 4\,800 = 15\,180 \text{ Kgf}$

$$\mu = 1,5 \times 6101 / 0,35 \times 42^2 = 14,8$$

$$n = 15\,180 / 191\,000 = 0,08$$

$$w_0 = 0,532 \quad A_a = A'a = 7,8 \text{ cm}^2$$

Seção D $N = 9520 + 2\,100 = 11\,620 \text{ Kgf}$

$$\mu = 1,5 \times 5529 / 0,35 \times 42^2 = 13,4$$

$$n = 11\,620 / 191\,000 = 0,06$$

$$w_0 = 0,512 \quad A_a = A'a = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seção E} \quad N = 11\,620 + 960 + 2 \cdot 0,30 = 14\,610 \text{ Kgf}$$

$$M = 1,5 \times 2252 / 0,35 \times 42^2 = 5,5$$

$$n = 14\,610 / 191\,000 = 0,07$$

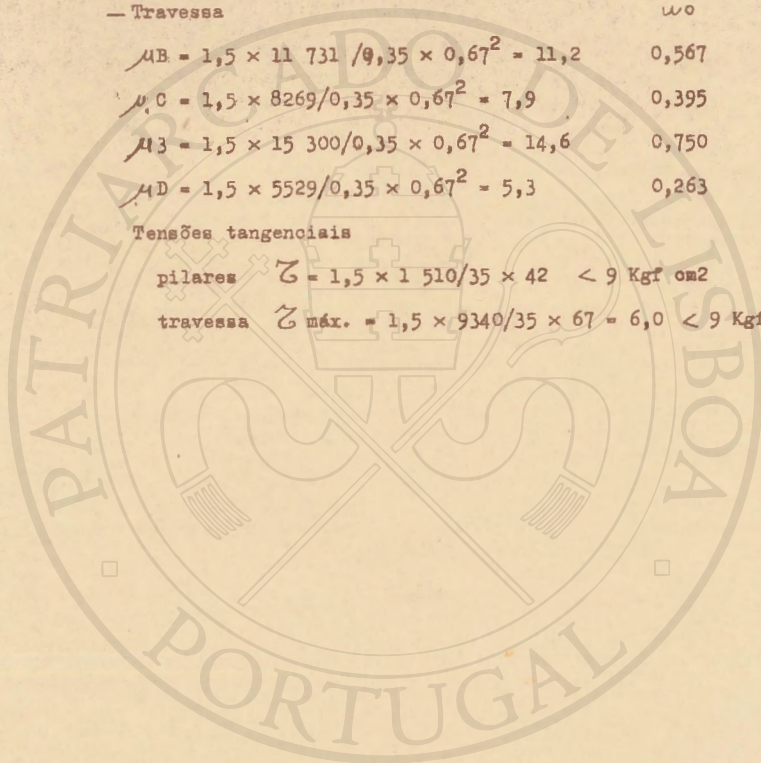
$$w_0 = 0,176 \quad A_a = A'a = 2,6 \text{ cm}^2$$

— Travessa	w_0	A_a , cm^2
$M_B = 1,5 \times 11\,731 / 0,35 \times 0,67^2 = 11,2$	0,567	13,30
$M_C = 1,5 \times 8269 / 0,35 \times 0,67^2 = 7,9$	0,395	9,25
$M_D = 1,5 \times 15\,300 / 0,35 \times 0,67^2 = 14,6$	0,750	17,60
$M_D = 1,5 \times 5529 / 0,35 \times 0,67^2 = 5,3$	0,263	6,15

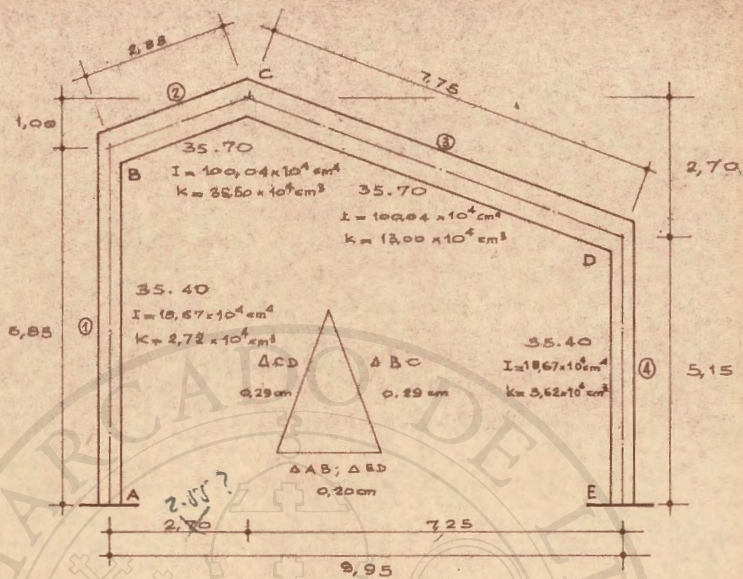
Tensões tangenciais

$$\text{pilares} \quad \tau = 1,5 \times 1\,510 / 35 \times 42 < 9 \text{ Kgf cm}^2$$

$$\text{travessa} \quad \tau_{\text{máx.}} = 1,5 \times 9340 / 35 \times 67 = 6,0 < 9 \text{ Kgf cm}^2$$



S. S. S. S.



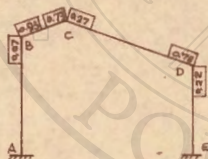
características dos pórticos

coeficientes de distribuição:

$$r_{ba} = 2,72/38,22 = 0,07 \quad r_{bc} = 38,50/38,22 = 0,93$$

$$r_{cb} = 38,50/48,50 = 0,73 \quad r_{cd} = 18,00/48,50 = 0,27$$

$$r_{dc} = 18,00/16,62 = 0,78 \quad r_{de} = 3,62/16,62 = 0,22$$

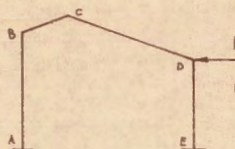
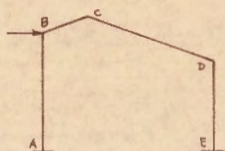


forças de fixação - mom. iniciais: $M = 6EI\Delta/l^2$

$$M_{DB} = 6 \times 290000 \times 18,67 \times 10^4 \times 0,20 / 5,15^2 \times 10^4 = 2460 \times 10^2 \text{ kgf.cm}$$

$$M_{CD} = 6 \times 290000 \times 100,04 \times 10^4 \times 0,29 / 7,70^2 \times 10^4 = 8400 \times 10^2 \text{ "}$$

$$M_{CB} = 6 \times 290000 \times 100,04 \times 10^4 \times 0,29 / 2,80^2 \times 10^4 = 60800 \times 10^2 \text{ "}$$



$$M_{AB} = 6 \times 290000 \times 18,67 \times 10^4 \times 0,20 / 6,86^2 \times 10^4 = 1850 \times 10^2 \text{ kgf.cm}$$

$$M_{CD} = 8400 \times 10^2 \text{ kgf.cm}$$

$$M_{CB} = 60800 \times 10^2 \text{ "}$$

VI - PILARESVI.1 - Pilares de pórticos

Calculados em V.3.5

VI.2 - Pilares de travamento de paredes e de apoio de vigas isoladasPilares de apoio de V7

$$M = 12\,400/4 = 3100 \text{ Kgf.m} \quad (\text{pl}^2/40)$$

Troço acima de V7

$$M = 3100 \times 5,0/6,3 = 2\,460 \text{ Kgf.m}$$

$$\mu = 2460/0,24 \times 28^2 = 13,0 \quad \omega_0 = 0,664 \quad A_a = A'a = 4,5 \text{ cm}^2$$

Troço abaixo de V7

$$M = 3\,100 - 2460 = 640 \text{ Kgf.m}$$

$$\mu = 640/0,24 \times 28^2 = 3,4 \quad \omega_0 = 0,166 \quad A_a = A'a = 1,11 \text{ cm}^2$$

Em virtude das cargas relativamente baixas que suportam, os restantes pilares terão as armaduras mínimas regulamentares (4 ϕ 12, oitavas ϕ 6, af. 15 cm)

VII. - FUNDAÇÕESVII.1 - Pilares de PórticosVII.1.1 - Pórtico PI

Fundação do pilar da esquerda

$$N_A = 17\,690 \text{ Kgf.} \quad M = 4\,980 \text{ Kgf.m}$$

$$e = 498\,000/17690 = 28 \text{ cm}$$

$$S = 17\,690 \times 1,05/1,5 = 12\,400 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sproj} = 105 \times 120 = 12\,600 \text{ cm}^2$$

$$l_1 = 120/2 + 28 - 45/2 = 66 \text{ cm}$$

$$l_2 = (105 - 35)/2 = 35 \text{ cm}$$

$$M_1 = 15 \times 1,5 \times 0,66^2/2 = 4,90 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = 15 \times 1,5 \times 0,35^2/2 = 1,40 \text{ tf.m}$$

$$\mu_1 = 4900/1,00 \times 45^2 = 2,40 \quad \omega_0 = 0,117 \quad A_a = 5,3 \text{ cm}^2$$

$$\mu_2 = 1400/1,00 \times 45^2 = 0,7 \quad w_0 = 0,035 \quad A_a = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\zeta = 17690 \times 1,5 / (35 + 45) \times 2 \times 45 < 9 \text{ Kgf cm}^2$$

- Fundação do pilar da direita

$$NE = 17\,260 \text{ Kgf} \quad M = 2920 \text{ Kgf.m}$$

$$e = 292\,000 / 17\,260 = 17 \text{ cm}$$

$$S = 17\,260 \times 1,05 / 1,5 = 12\,000 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{proj}} = 105 \times 120 = 12\,600 \text{ cm}^2$$

$$l_1 = 120/2 + 17 = 45,2 = 55 \text{ cm}$$

$$l_2 = 35 \text{ cm}$$

$$M_1 = 15 \times 1,5 \times 0,55^2 / 2 = 3,4 \text{ tf.m}$$

$$\mu_1 = 3400/1,00 \times 45^2 = 1,7 \quad w_0 = 0,083 \quad A_a = 3,7 \text{ cm}^2$$

restante cálculo idêntico ao da sapata do pilar da esquerda.

VII.1.2 - Pórtico PII

- Fundação do pilar da esquerda

$$NA = 19\,500 \text{ Kgf} \quad M = 6\,480 \text{ Kgf.m}$$

$$e = 648\,000 / 19\,500 = 33 \text{ cm}$$

Comprimento da sapata

$$A = 2 \times (0,33 + 0,22 + 0,20) = 1,50 \text{ m}$$

largura

$$B = 1,05 \times 19\,500 / 150 \times 1,5 = 91 \approx 95 \text{ cm}$$

$$l_1 = 75 + 33 - 22 = 86 \text{ cm}$$

$$l_2 = (95 - 35) / 2 = 30 \text{ cm}$$

$$M_1 = 15 \times 1,5 \times 0,86^2 / 2 = 8,3 \text{ tf.m}$$

$$\mu_1 = 8300/1,00 \times 45^2 = 4,1 \quad w_0 = 0,202 \quad A_a = 9,1 \text{ cm}^2$$

$$\zeta = 1,5 \times 19\,500 / (35 + 45) \times 2 \times 45 < 9 \text{ Kgf cm}^2$$

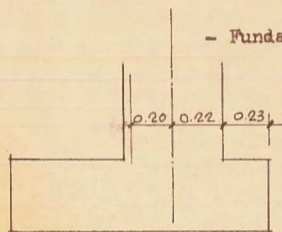
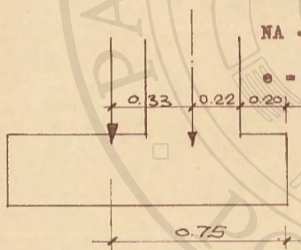
- Fundação do pilar da direita

$$NA = 20\,430 \text{ Kgf} \quad M = 3800 \text{ Kgf.m}$$

$$e = 380\,000 / 20\,430 = 19 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

comprimento da sapata

$$A = 2 \times (0,20 + 0,22 + 0,23) = 1,30 \text{ m}$$



largura

$$B = 1,05 \times 20\,430/130 \times 1,5 = 1,10 \text{ m}$$

$$l_1 = 65 + 20 - 23 = 62 \text{ cm}$$

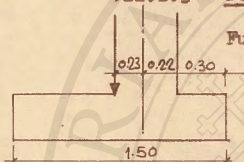
$$l_2 = (110 - 35)/2 = 38 \text{ cm}$$

$$M1 = 15 \times 1,5 \times 0,62^2/2 = 4,33 \text{ tf.m}$$

$$\mu 1 = 4330/1,00 \times 45^2 = 2,15 \quad \omega_0 = 0,105 \quad A_a = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$\zeta < 9 \text{ Kgf cm}^2$$

VII.1.3 - Pórtico PIII



Fundação do pilar da esquerda

$$NA = 24\,025 \text{ Kgf.} \quad M = 5554 \text{ Kgf.m}$$

$$e = 555\,400/24\,025 = 23 \text{ cm}$$

$$\text{comprimento de sapata } A = 2 \times (0,45 + 0,30) = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{largura } B = 1,05 \times 24\,025/150 \times 1,5 = 112 \approx 1,15 \text{ m}$$

$$l_1 = 0,75 \text{ m}$$

$$l_2 = (1,15 - 0,35) = 0,40 \text{ m}$$

$$M1 = 15 \times 1,5 \times 0,75^2/2 = 6,3 \text{ tf.m}$$

$$M2 = 15 \times 1,5 \times 0,40^2/2 = 1,8 \text{ tf.m}$$

$$\mu 1 = 6300/1,00 \times 45^2 = 3,1 \quad \omega_0 = 0,152 \quad A_a = 6,85 \text{ cm}^2$$

$$\mu 2 = 1\,800/1,00 \times 45^2 = 0,9$$

$$\zeta < 9 \text{ Kgf cm}^2$$

- Fundação do pilar da direita

$$NB = 19\,850 \text{ Kgf.m} \quad M = 2953 \text{ Kgf.m}$$

$$e = 295\,300/19\,850 = 15 \text{ cm}$$

$$S = 19\,850 \times 1,05/1,5 = 13\,900 \text{ cm}^2$$

$$S_{proj} = 110 \times 130 = 14\,300 \text{ cm}^2$$

$$l_1 = 65 + 15 - 22 = 58 \text{ cm}$$

$$l_2 = (110 - 35)/2 = 38 \text{ cm}$$

$$M1 = 15 \times 1,5 \times 0,58^2/2 = 3,8 \text{ tf.m}$$

$$\mu 1 = 3800/1,00 \times 45^2 = 1,9 \quad \omega_0 = 0,093 \quad A_a = 4,2 \text{ cm}^2$$

VII.1.4 - Pórtico PIV

Pilar da esquerda

$$NA = 18\ 840 \text{ Kgf} \quad M = 4250 \text{ Kgf.m}$$

$$e = 425\ 000/18\ 840 = 22 \text{ cm}$$

$$S = 18840 \times 1,05/1,5 = 13\ 200 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{proj}} = 110 \times 120 = 13\ 200 \text{ cm}^2$$

$$l_1 = 60 + 22 - 45/2 = 60 \text{ cm}$$

$$l_2 = (110 - 35)/2 = 38 \text{ cm}$$

$$M1 = 15 \times 1,5 \times 0,60^2/2 = 4,05 \text{ tf.m}$$

$$M2 = 15 \times 1,5 \times 0,38^2/2 = 1,63 \text{ tf.m}$$

$$\mu_1 = 4050/1,00 \times 45^2 = 2,0 \quad w_0 = 0,098 \quad Aa = 4,4 \text{ cm}^2$$

$$\mu_2 = 1630/1,00 \times 45^2 = 0,8 \quad w_0 = 0,039 \quad Aa = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$Z = 1,5 \times 18\ 840/(35 + 45) \times 2 \times 45 < 9 \text{ Kgf cm}^2$$

Pilar da direita

$$NE = 14\ 610 \text{ Kgf} \quad M = 2252 \text{ Kgf.m}$$

$$e = 225\ 200/14\ 610 = 15 \text{ cm}$$

$$S = 1,05 \times 14\ 610/1,5 = 10\ 250 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{proj}} = 90 \times 120 = 10\ 800 \text{ cm}^2$$

$$l_1 = 60 + 15 - 22 = 55 \text{ cm}$$

$$l_2 = (90 - 35)/2 = 0,28 \text{ m}$$

$$M1 = 15 \times 1,5 \times 0,55^2/2 = 3,4 \text{ tf.m}$$

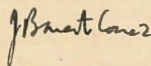
$$\mu_1 = 3400/1,00 \times 45^2 = 1,7 \quad w_0 = 0,083 \quad Aa = 3,8 \text{ cm}^2$$

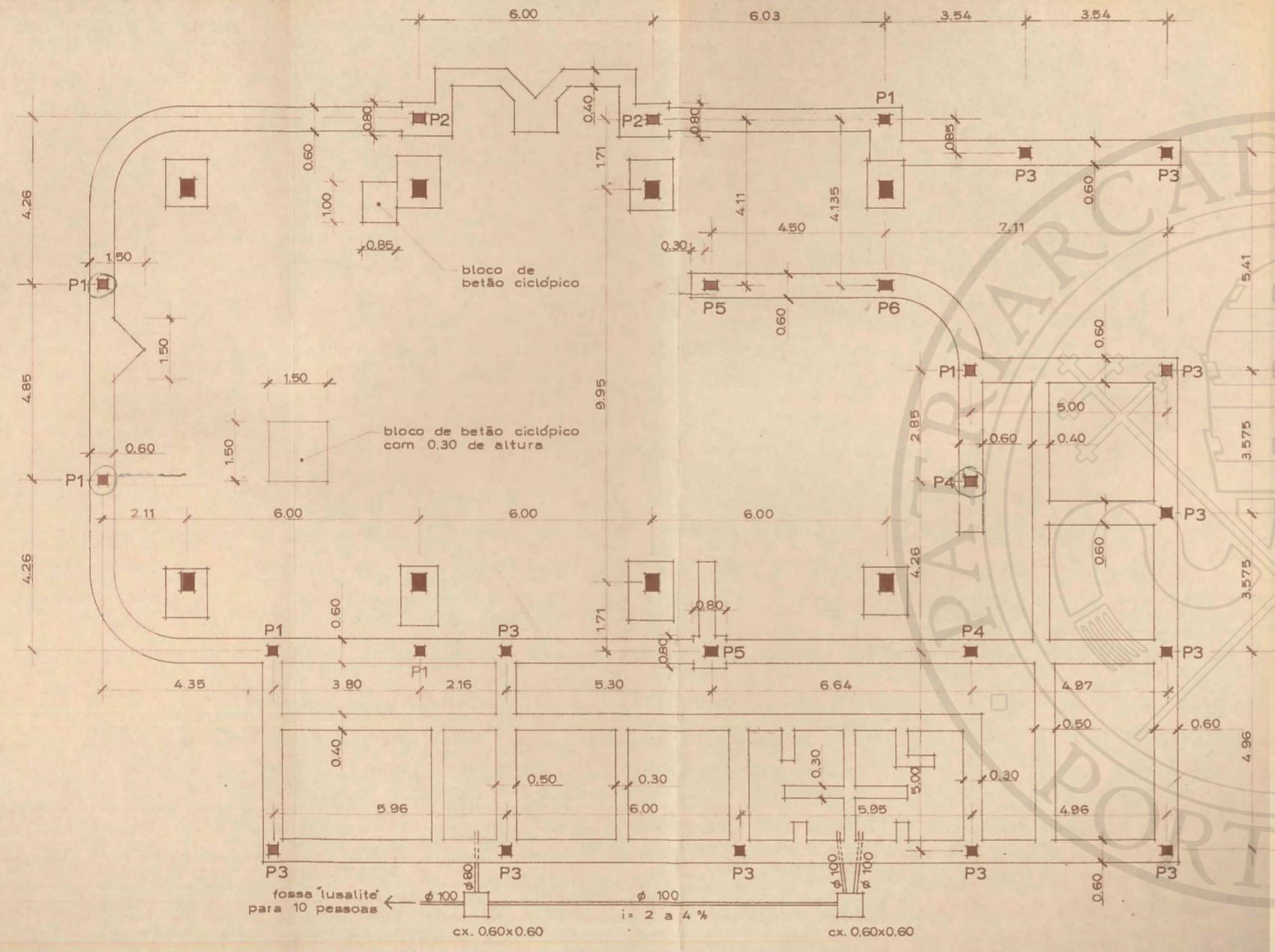
VII.2 - Pilares de travamento de paredes e apoio de vigas isoladas

Em virtude das cargas relativamente baixas destes pilares, a sua fundação será a das paredes em que ficam incorporados.

Lisboa, Agosto de 1969

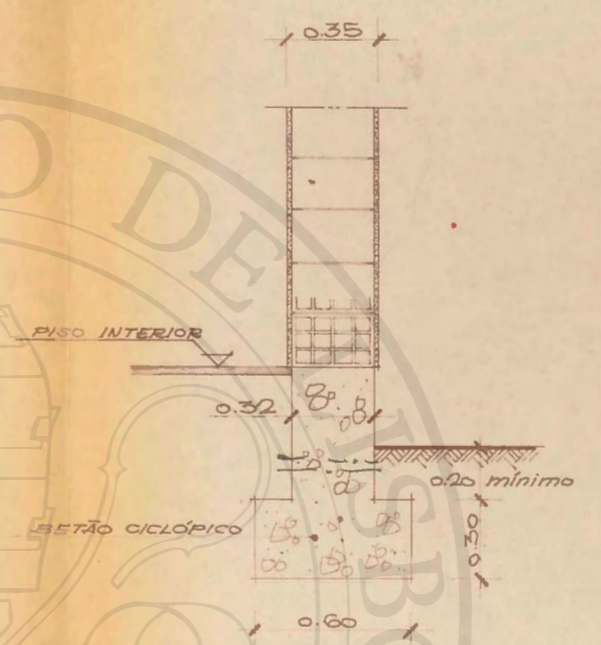
O Engenheiro,



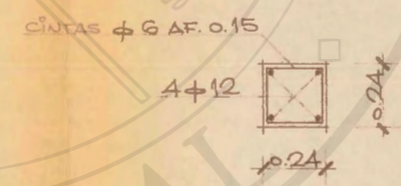


PLANTA DE FUNDAÇÕES

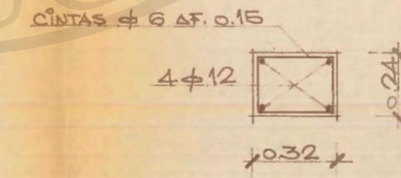
CORTE TIPO DA FUNDAÇÃO DE PAREDE EXTERIOR



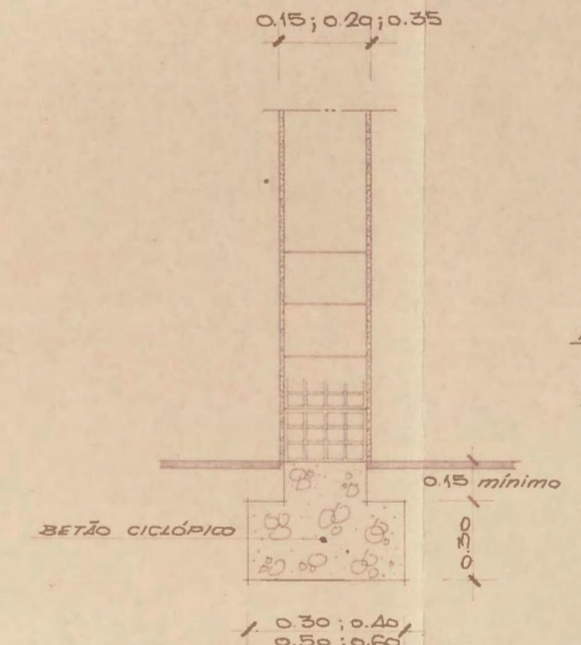
P1-P3



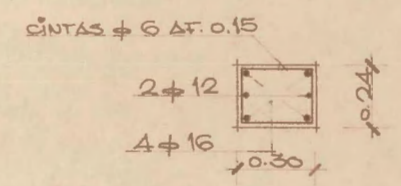
P5



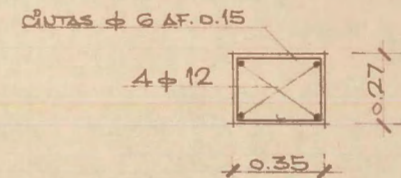
CORTE TIPO DA FUNDAÇÃO DE PAREDE INTERIOR



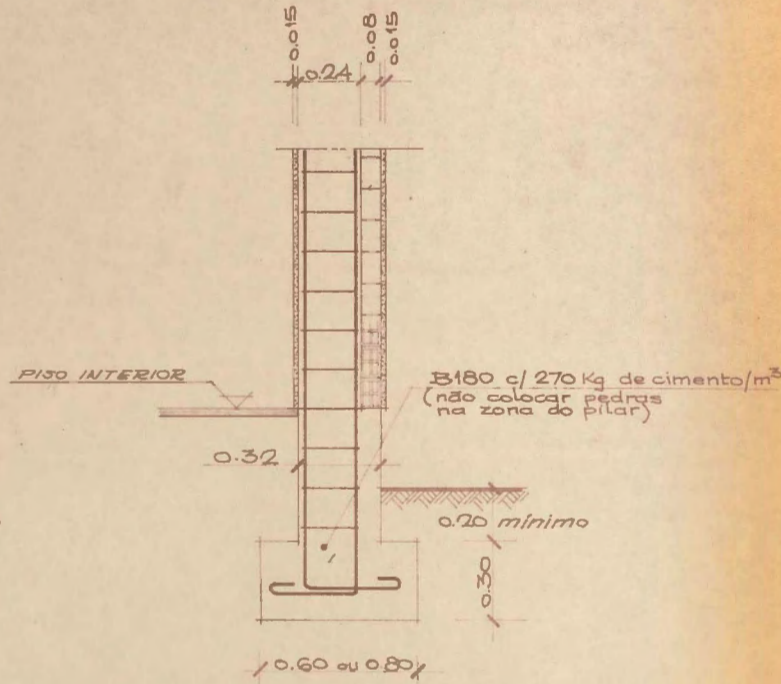
P2



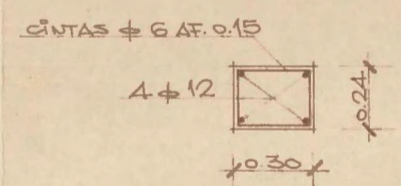
P6



CORTE DA FUNDAÇÃO DE PAREDE EXTERIOR NA ZONA DE PILAR



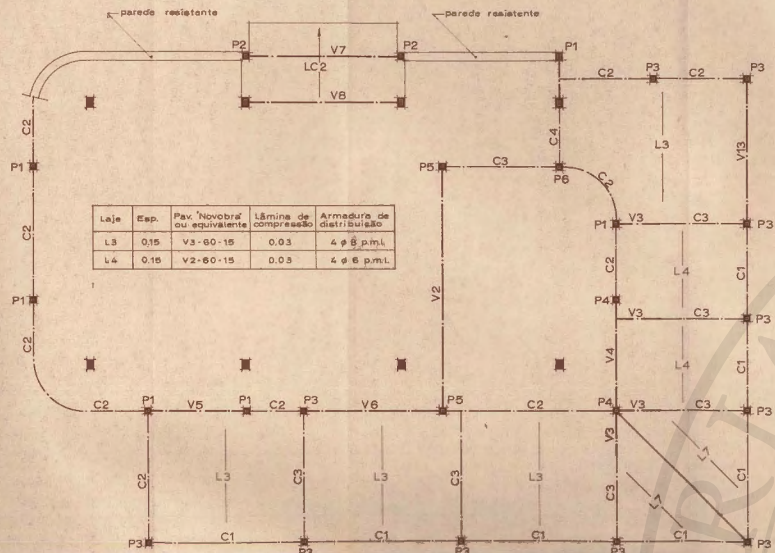
P4



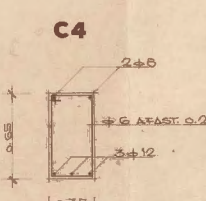
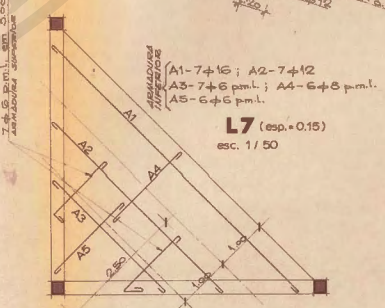
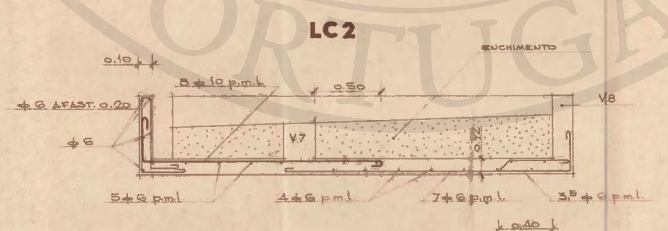
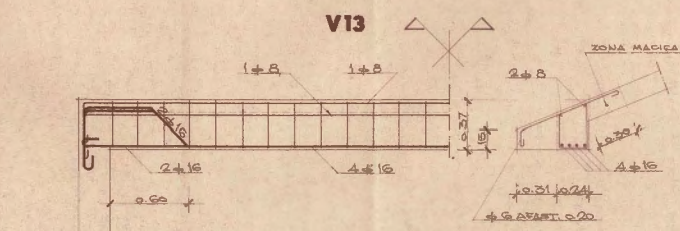
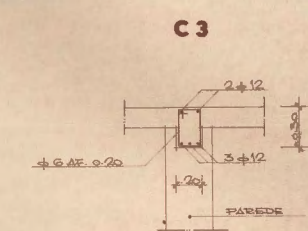
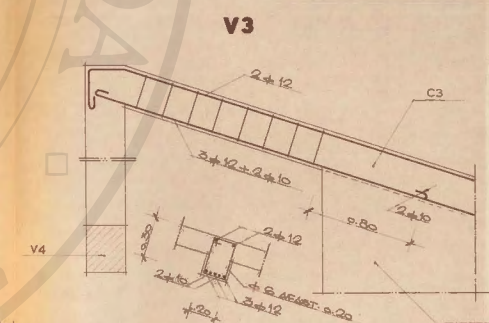
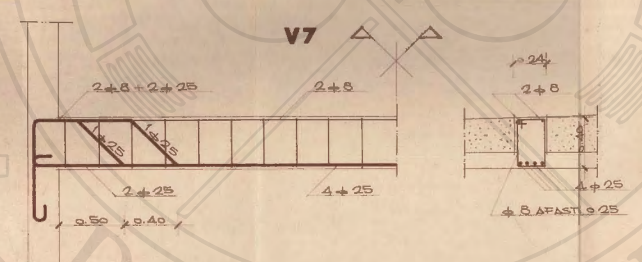
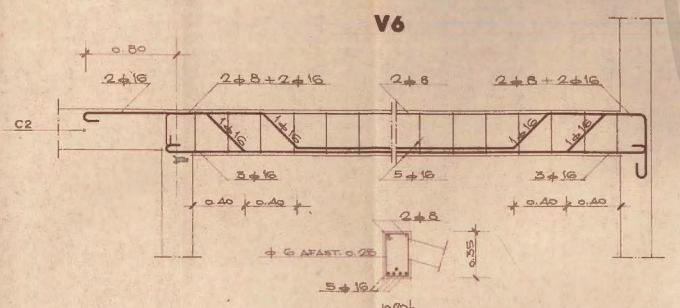
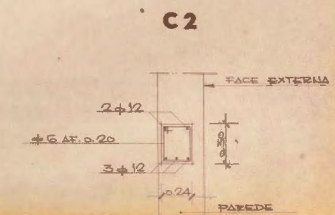
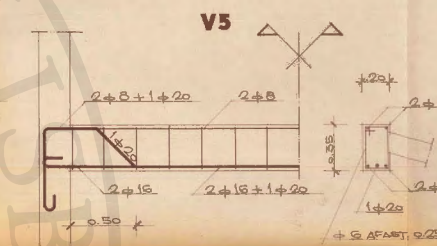
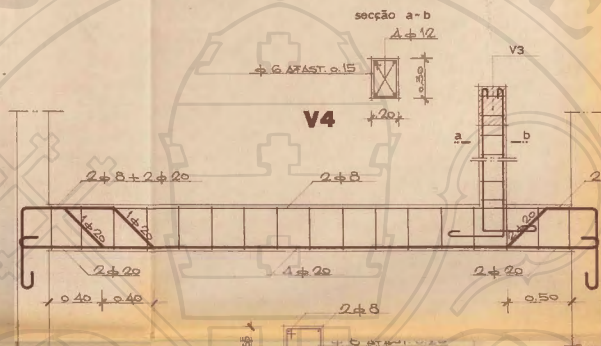
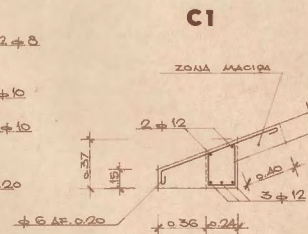
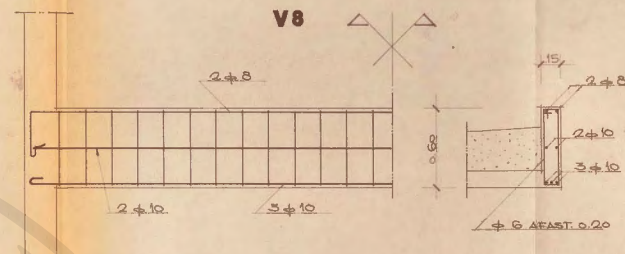
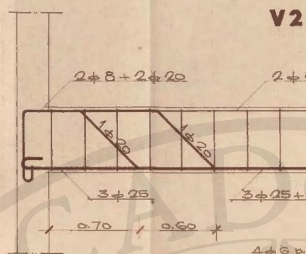
Betão B225
Aço A 24

V. M. FORIAS LACERDA
J. M. BARATO CORREIA
J. M. BARATO CORREIA

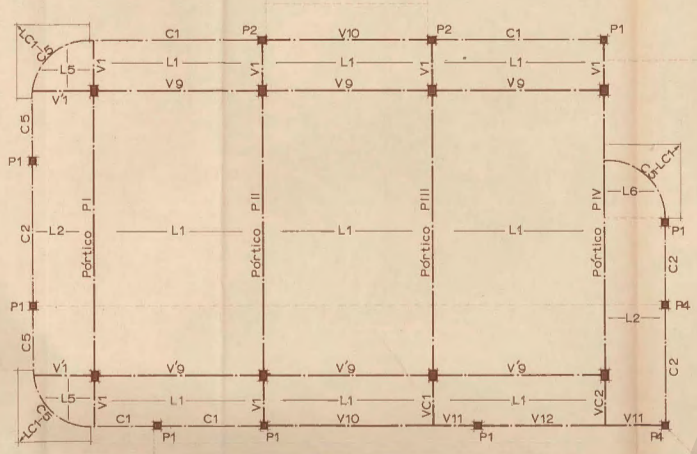
CAPELA DE SANTA SUZANA
PROJECTO DE ESTABILIDADE
ESTRUTURA AO NÍVEL
DAS FUNDAÇÕES



PLANTA DA ESTRUTURA
esc. 1/100

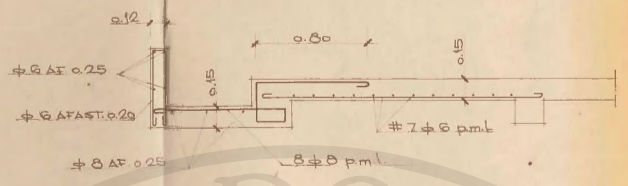


Betão B225
Aço A 24

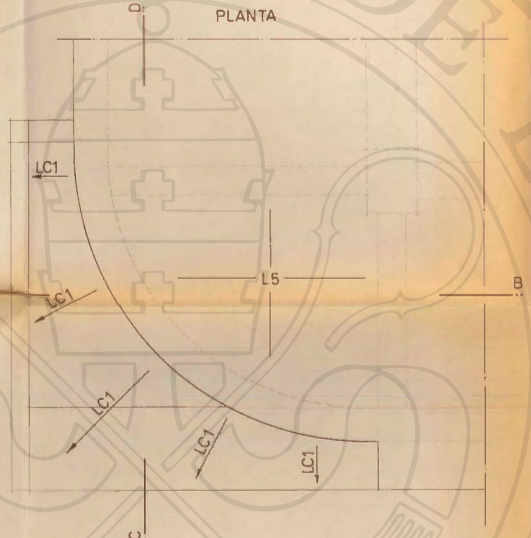


PLANTA DA ESTRUTURA

CORTE A - B

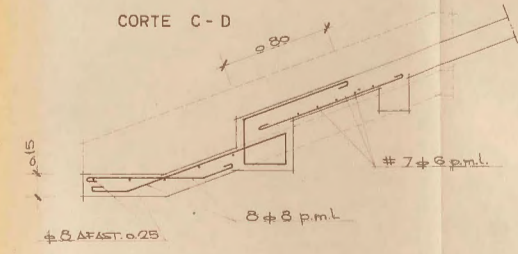


LC1 - L5

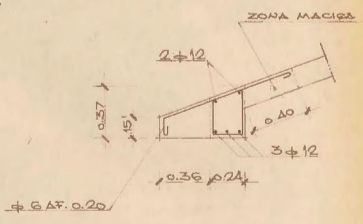


PLANTA

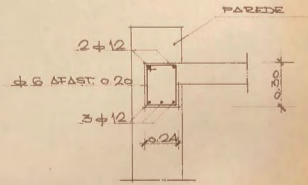
CORTE C - D



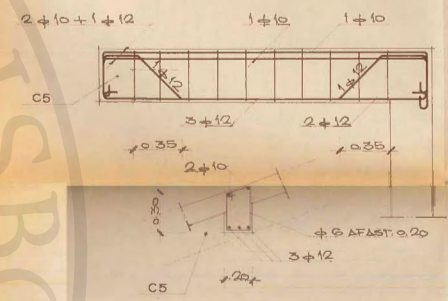
C1



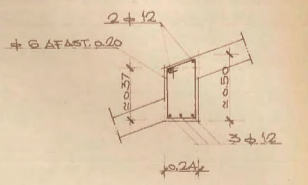
C2



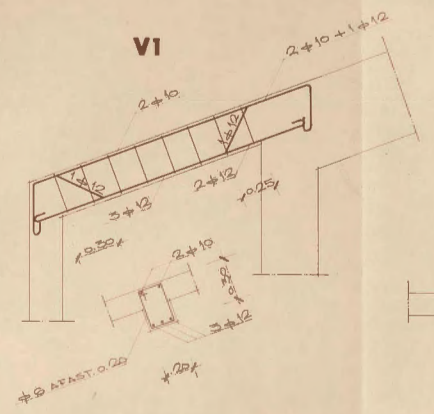
V'1



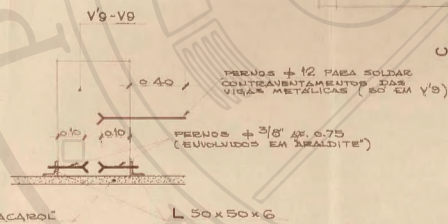
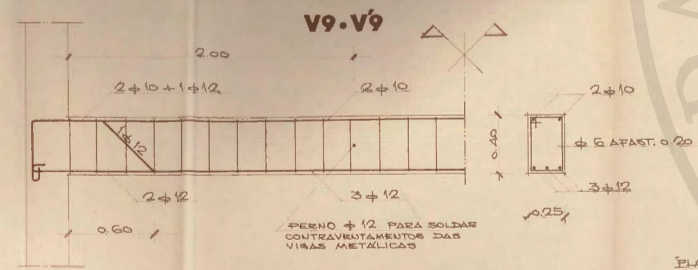
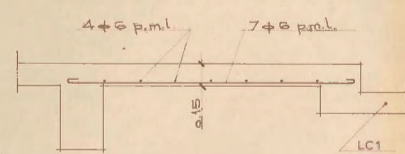
C5



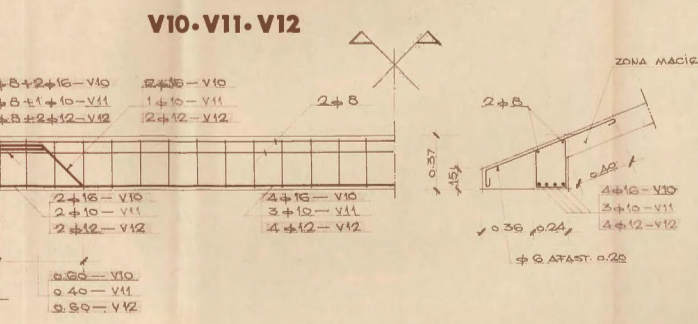
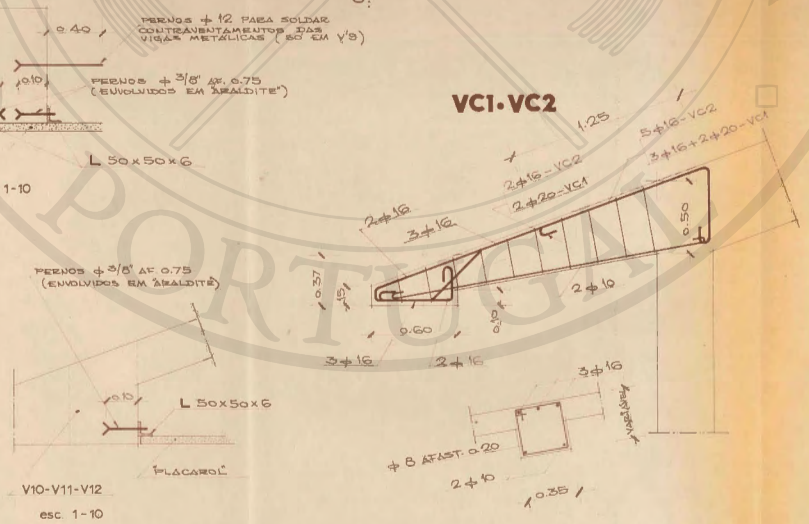
VI



L6



VC1-VC2

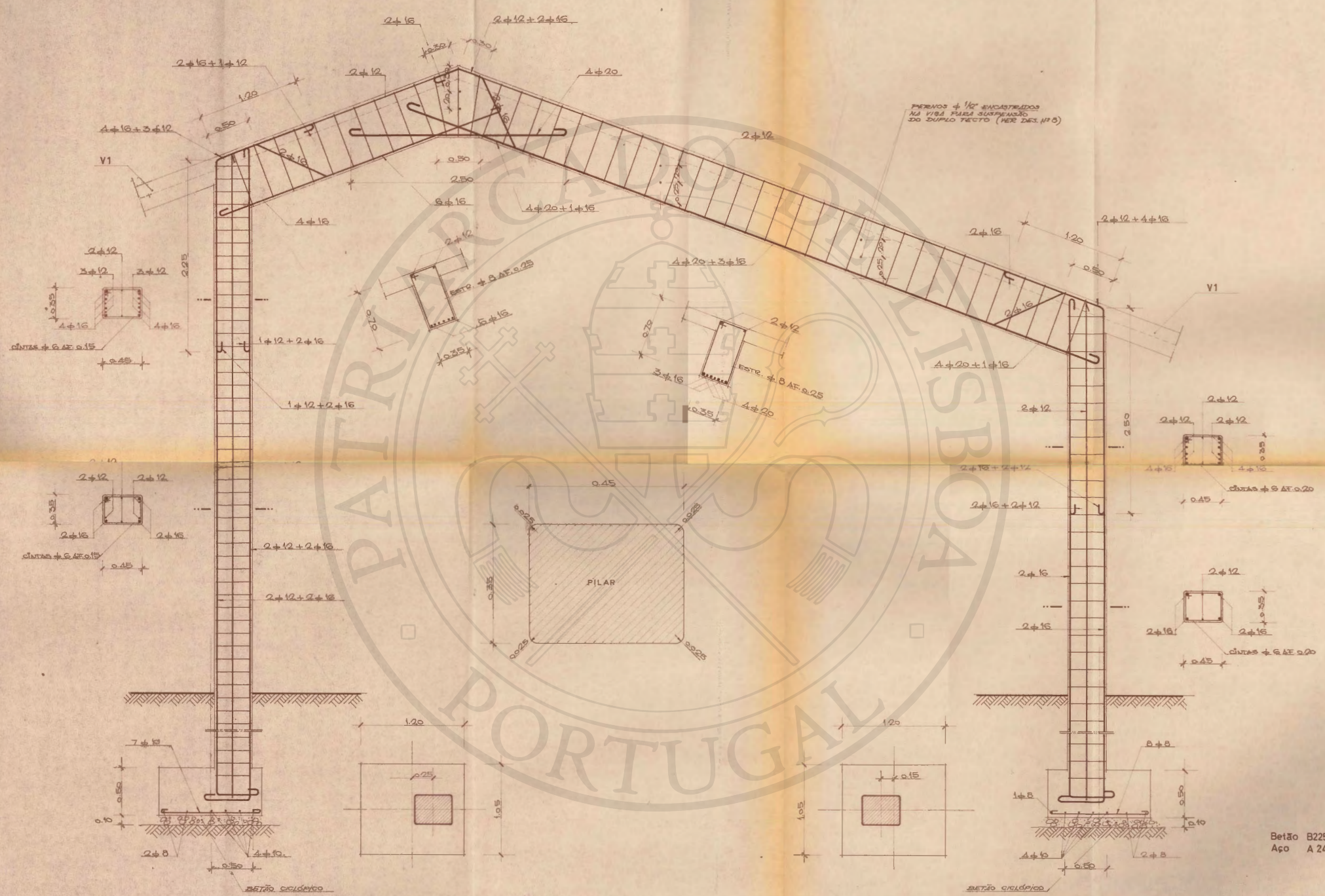


V10-V11-V12

LAJES PRÉ-FABRICADAS

Laje	Esp.	Pav 'Novobra' ou equivalente	Lâmina de compressão	Armadura de distribuição
L1	0.15	V3-50-15	0.03	5 #8 p.m.l.
L2	0.15	V1-60-15	0.03	4 #8 p.m.l.

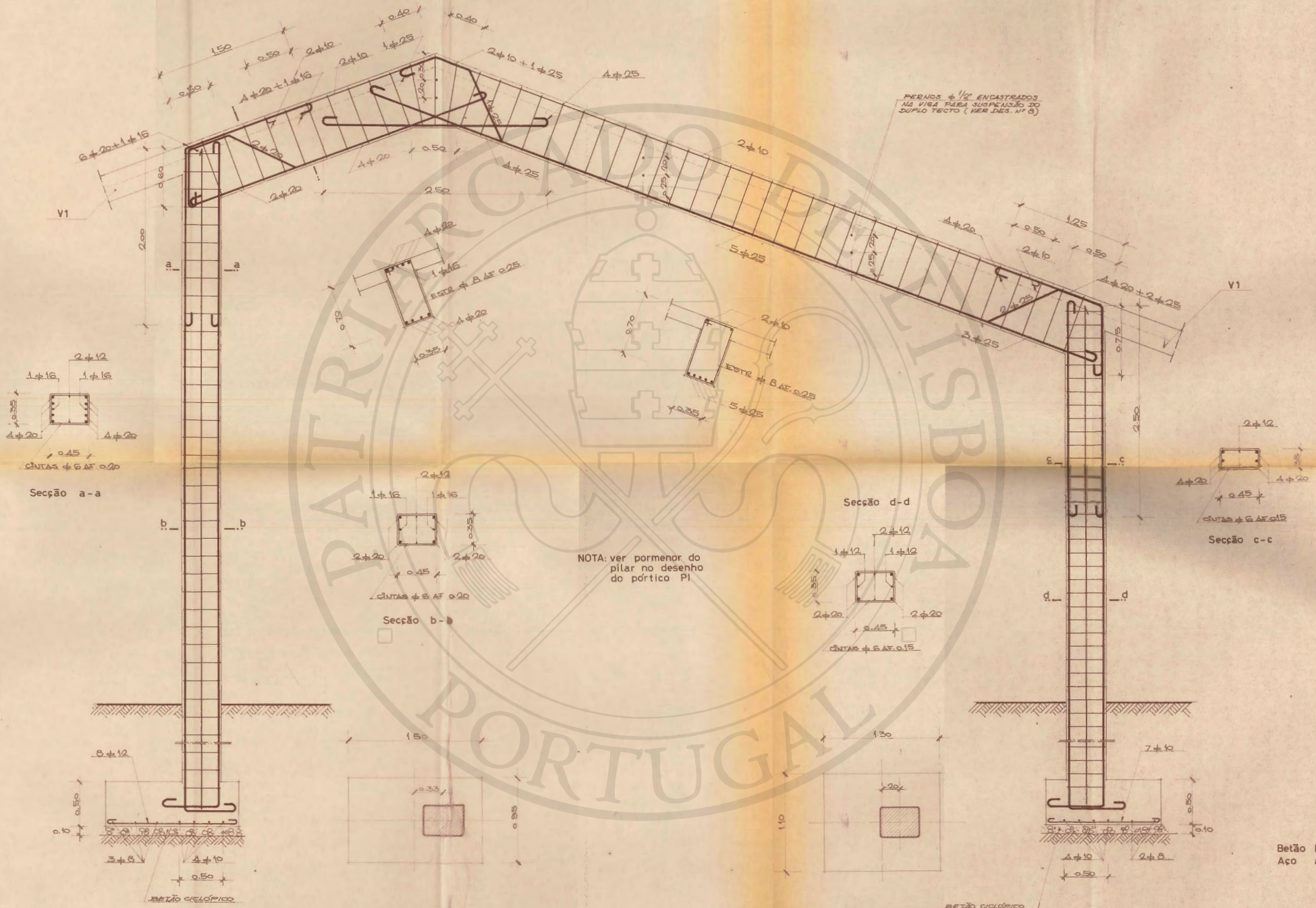
Betão B225
Aço A 24



PERNOS $\phi 14$ ENCASTRADOS NA VÍBIA PARA SUSPENSÃO DO DUPLO TECTO (VER DES. Nº 8)

PILAR

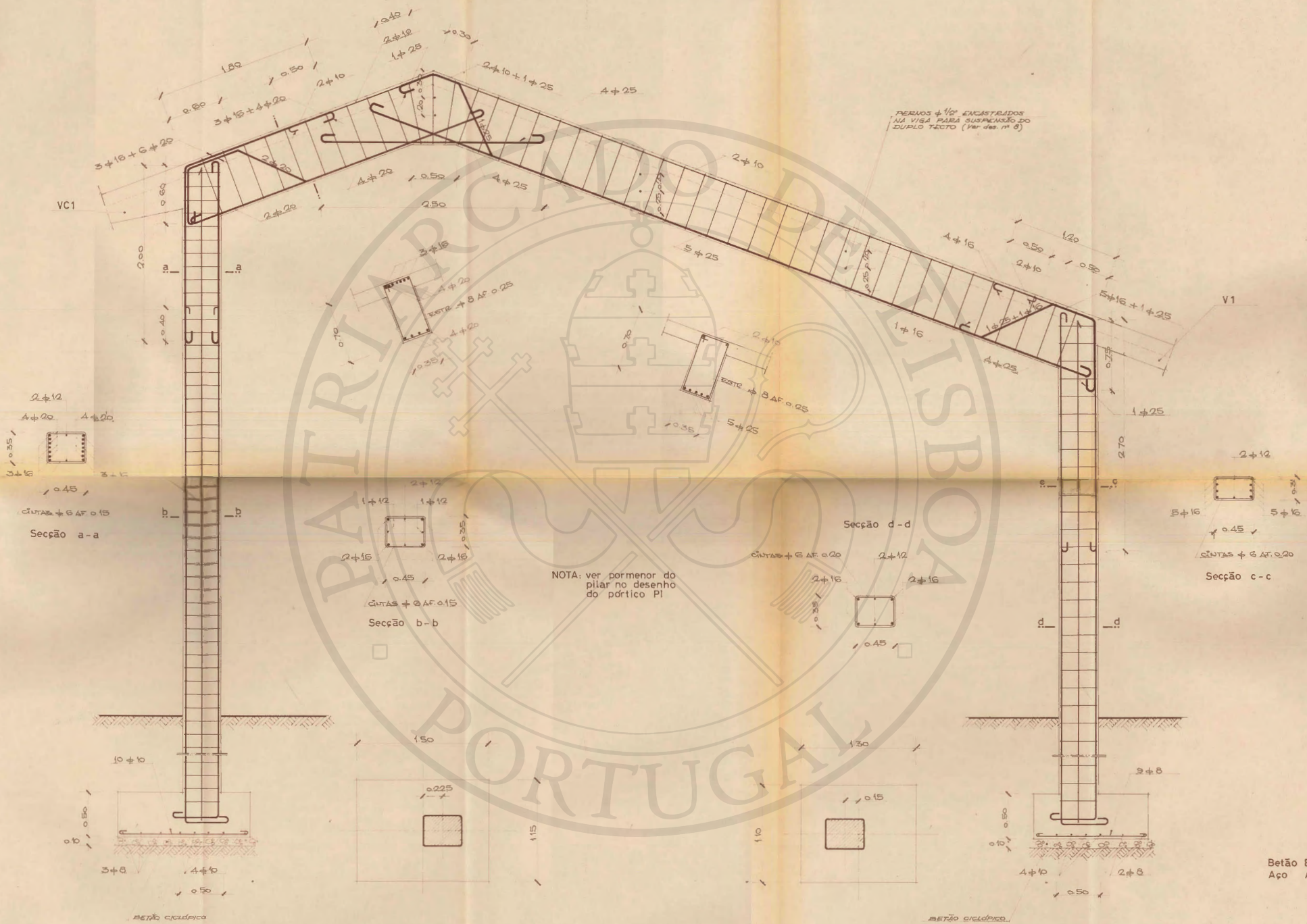
Beirão B225
Aço A 24



PERNOS $\frac{1}{4}$ " ENCASTRADOS
 NA VIGA PARA SUSCENSAO DO
 DUPLO TECTO (VER DES. N.º 8)

NOTA: ver pormenor do
 pilar no desenho
 do pórtico PI

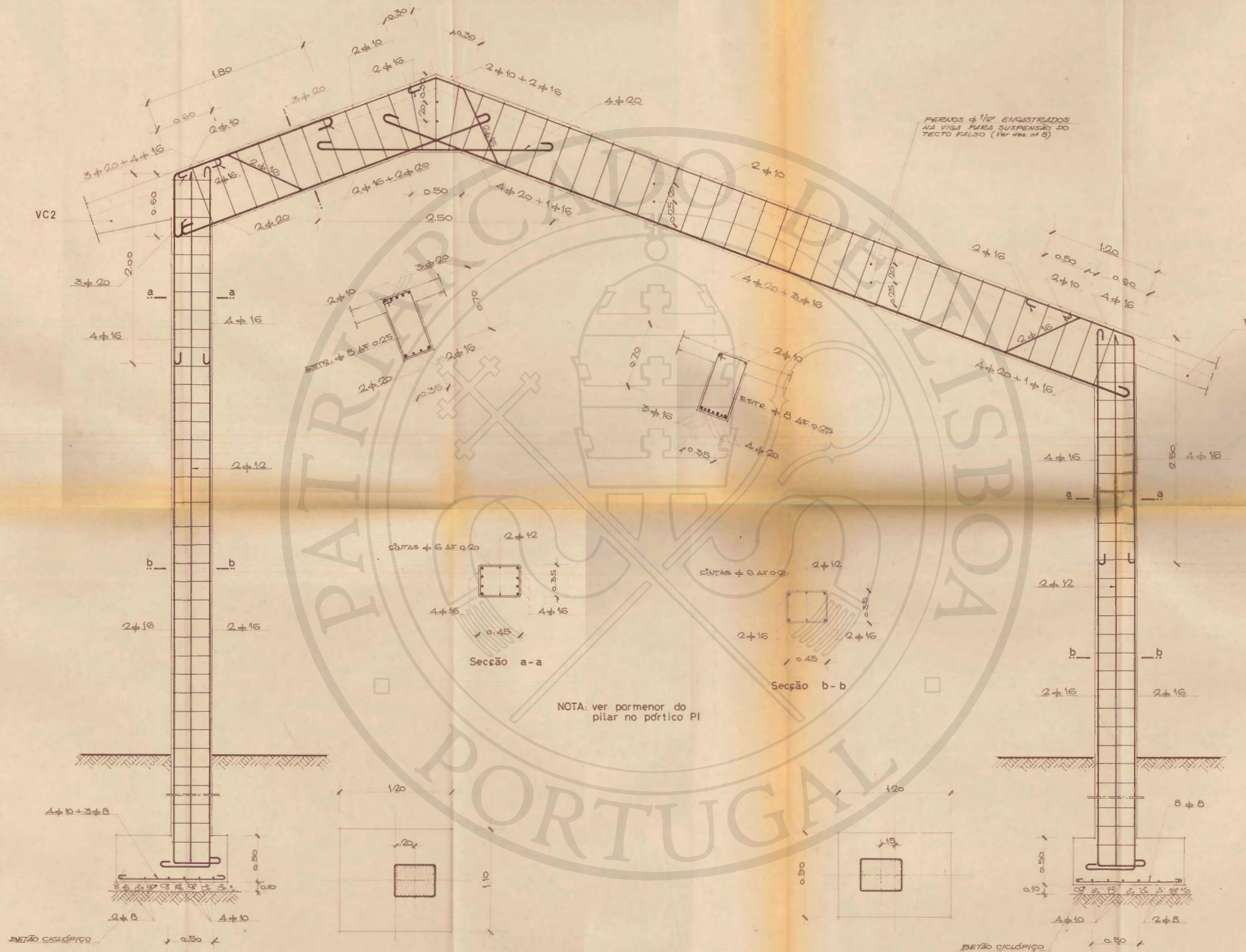
Betão B225
 Aço A 24



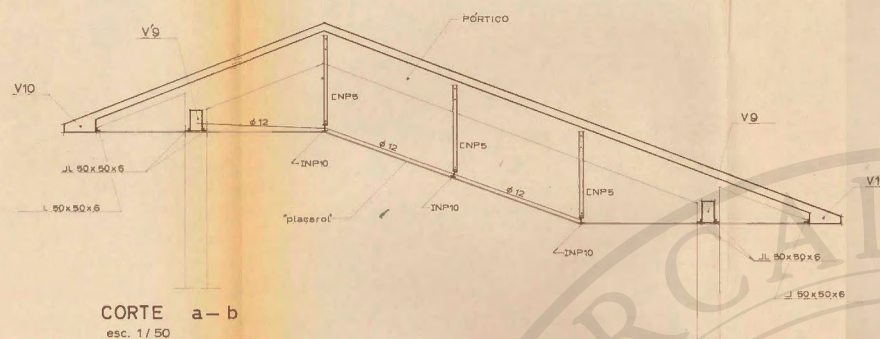
PERNOS $\phi 10$ ENCRUSTADOS NA VIGA PARA SUSPENSÃO DO DUPLO TECTO (Ver des. n.º 8)

NOTA: ver pormenor do pilar no desenho do pórtico PI

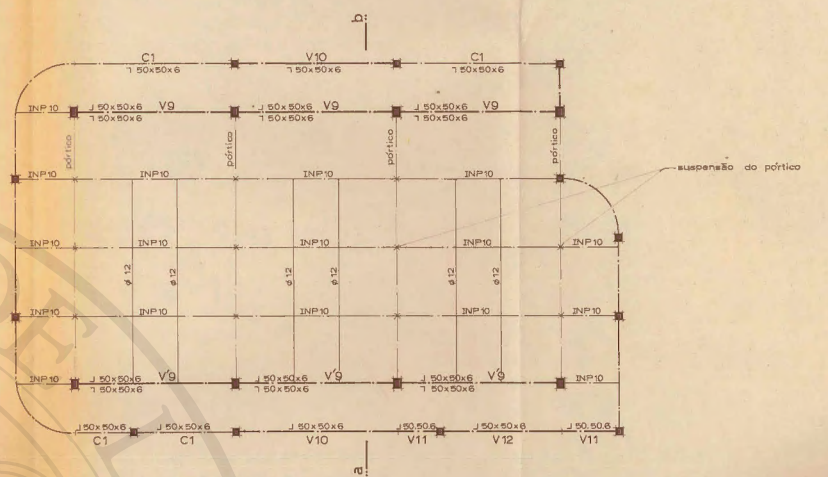
Betão B225
Aço A 24



Betão B225
Aço A 24



CORTE a-b
esc. 1/50



PLANTA DA ESTRUTURA
esc. 1/100

NOTA: OS PERNOS SERÃO
PREVIAMENTE ENVOLVIDOS EM ANÁLITE

