

EXPOSIÇÃO INTERNACIONAL  
DE INDÚSTRIA E COMÉRCIO

CÁLCULOS DE  
ESTABILIDADE E RESISTÊNCIA

PAULO R. FRAGOSO  
ENG. CIVIL

## A) COBERTURA DE CABOS DE AÇO

### I) Cargas por m<sup>2</sup>

$$\begin{array}{rcl} \text{pêso próprio dos cabos} & 5.0 \text{ kg/m}^2 & \\ \text{cobertura de plástico} & 5.0 \text{ kg/m}^2 & \\ \hline g & = & 10.0 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

sobrecarga eventual de chuva  $s = 10.0 \text{ kg/m}^2$

$$g + s = 20.0 \text{ kg/m}^2$$

### II) Cabos transversais (carregadores)

#### 1) Cargas

De acôrdo com Frei Otto (pág. 82), a ação dos cabos longitudinais protendidos sôbre os cabos transversais é equivalente a 87.5% da carga vertical total.

$$\begin{array}{rcl} g + s & = & 20.0 \text{ kg/m}^2 \\ v = 0.875 * (g + s) & = & 17.5 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \text{carga total } p = g + s + v & = & 37.5 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

Esfôrço por metro de cabo transversal

Espaçamento = 2.0 m

$$37.5 * 2.0 = 75.0 \text{ kg/m}$$

#### 2) Esforços nos cabos

A relação  $h/l$  (flecha/vão) = 0.10 para todos os cabos.

$$S_T = 1.2966 * p * l = 1.2966 * 0.075 * l$$

$$S_T = 0.097245 * l \text{ (em ton.)}$$

Relação dos esforços nos cabos transversais (somente os ímpares)

CABO	l (m)	S <sub>T</sub> (ton.)	CABO	l (m)	S <sub>T</sub> (ton.)
1	149.0	14.6	29	128.7	12.5
3	148.7	14.5	31	125.8	12.2
5	148.4	14.4	33	122.6	11.9
7	148.0	14.4	35	119.1	11.6
9	147.5	14.3	37	115.4	11.2
11	146.5	14.2	39	111.4	10.8
13	145.4	14.1	41	107.3	10.4

15	144.1	14.0	43	103.0	10.0
17	142.5	13.9	45	98.4	9.6
19	140.7	13.7	47	93.6	9.1
21	138.8	13.5	49	88.6	8.6
23	136.7	13.3	51	83.4	8.1
25	134.2	13.1	53	77.8	7.6
27	131.5	12.8			

Adotando-se um coeficiente de segurança de 2.3 em relação à carga de ruptura, os cabos foram dimensionados como se segue:

Cabos 1 à 22:  $S_{rup}^{min} = 2.3 * 14.6 = 33.6 \text{ ton} - \phi \text{ 1/1"}$

Cabos 23 à 42:  $S_{rup}^{min} = 2.3 * 13.3 = 30.6 \text{ ton} - \phi \text{ 7/8"}$

Cabos 43 à 53:  $S_{rup}^{min} = 2.3 * 10.0 = 23.0 \text{ ton} - \phi \text{ 3/4"}$

### III) Cabos longitudinais (tensores)

#### 1) Cargas

De acôrdo com a NB-5, a pressão de obstrução do vento para alturas de 4.0 a 11.0 m pode ser tomada igual à 55 kg/m<sup>2</sup>.

Carga de sucção	0.8 * 55	= -44 kg/m <sup>2</sup>
Pêso da cobertura		= +10 kg/m <sup>2</sup>
Ação dos cabos transversais	0.3 * 10.0	= -3 kg/m <sup>2</sup>
		-----
		-37 kg/m <sup>2</sup>

#### 2) Esforços nos cabos

Para um espaçamento de 1.00 m

Carga por metro linear: 37 kg/m

Vão: l = 200.0 m

Flecha: h = 7.0 m

$$\frac{h}{l} = \frac{7.00}{200.0} = 0.035 = \frac{1}{28.57} \approx \frac{1}{26}$$

$$S_T = \left( \frac{1}{8h/l} + \frac{h}{l} \right) pl$$

$$S_T = \left( \frac{1}{8 * 0.035} + 0.035 \right) * 37.0 * 200.0 = 26600 \text{ kg}$$

Considerando-se um coeficiente de segurança de 1.5:

Carga de ruptura mínima:  $1.5 * 26600 = 40000$  kg. Foi adotado um cabo de  $\phi$  1/1".

Para o trecho da cobertura junto à chave dos arcos de concreto, onde há pequena curvatura longitudinal e, portanto, pequena resistência à sucção, adotamos cabos espia ligados aos pilares de concreto:

Área de influência  $5.0 * 15.0 = 75$  m<sup>2</sup>

Carga de sucção:  $37.0 * 75 = 2800$  kg

Considerando-se um coeficiente de segurança de 1.5:

Carga de ruptura mínima:  $1.5 * 2800 = 4200$  kg. Adotamos um cabo  $\phi$  3/8". Para que estes cabos espia não impeçam os movimentos da cobertura, por variação de temperatura, entre eles e os cabos da cobertura foram intercaladas molas.

Na borda dos lagos, os cabos longitudinais foram amarrados por meio de cabos verticais ancorados nas paredes dos lagos.

Esfôrço máximo de sucção =  $0.5 * (37.0 * 200.0) = 3700$  kg

Carga de ruptura mínima =  $1.5 * 3700 = 5500$  kg. Adotamos cabos  $\phi$  3/8".

#### IV) Especificação dos cabos de ação

De acôrdo com as solicitações indicadas nos cabos, foram exigidas as resistências mínimas à ruptura seguintes:

$\phi$ 1"	- 40500 kg
$\phi$ 7/8"	- 31400 kg
$\phi$ 3/4"	- 23200 kg
$\phi$ 1/2"	- 10500 kg
$\phi$ 3/8"	- 6000 kg

#### V) Ancoragem dos cabos

##### 1) Esticadores especiais

Cálculo das partes componentes

a) Pino  $\phi$  2"

$$P = 14600 \text{ kg}$$

tensão de cisalhamento

$$\tau = \frac{14600}{2 * \pi * (2.54)^2} = 360 \text{ kg/cm}^2$$

tensão de compressão nas chapas

$$\sigma = \frac{14600}{2 * 1.59 * 5.08} = 900 \text{ kg/cm}^2$$

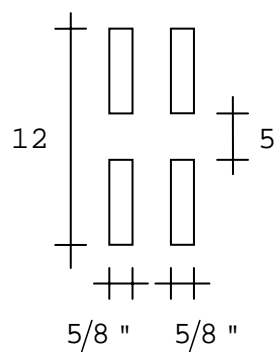
tensão de flexão

$$\sigma = \frac{14600 * 5.4}{4 * 0.1 * 5.083} = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

b) Placas de apôio

$$M = \frac{14600 * 25.0}{4} = 91200 \text{ kg*cm}$$

$$Q = \frac{14600}{2} = 7300 \text{ kg}$$



$$J = 2 * 1.59 * \frac{(12.0)^3 - (5.0)^3}{12} = 425 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{425.0}{6.0} = 71 \text{ cm}^3$$

tensão de flexão

$$\sigma = \frac{91200}{71} = 1280 \text{ kg/cm}^2$$

tensão de cisalhamento

$$\tau = \frac{7300}{2 * 1.59 * 12.0} = 190 \text{ kg/cm}^2$$

c) Barras  $\phi$  1 1/4"

$$P = 0.5 * 14600 = 7300 \text{ kg}$$

$$\text{Área no núcleo da rosca} = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{7300}{5.75} = 1270 \text{ kg/cm}^2$$

2) Chumbadores nos arcos e encontros

Para os cabos principais  $\phi$  1/1" e  $\phi$  7/8" foram usados chumbadores  $\phi$  1 1/4".

a) Esfôrço nas barras

$P_{\max} = 26600$  kg correspondente aos cabos longitudinais mais solicitados.

$$\text{área} = 2 * 8.0 = 16.0 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{26600}{16.0} = 1660 \text{ kg/cm}^2$$

Tensão perfeitamente aceitável, considerando-se ser um esfôrço proveniente de um valor elevado da sucção.

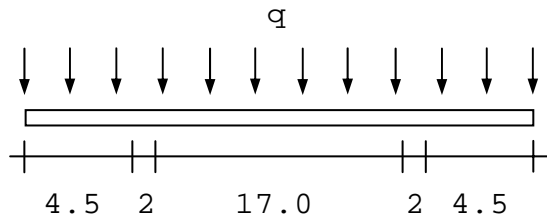
b) Esfôrço na placa de ancoragem

No concreto

$$\sigma_c = \frac{26600}{10.0 * 30.0} = 90 \text{ kg/cm}^2$$

Tensão aceitável, valendo as mesmas considerações do item acima.

Na placa de aço 100 x 3/4"



$$q = \frac{26600}{30.0} = 900 \text{ kg/cm}$$

$$M = 900 * \frac{(4.5)^2}{2} = 9100 \text{ kg*cm}$$

$$W = \frac{10 * (1.9)^2}{6} = 6.0 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{9100}{6.0} = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

B) ARCOS DE CONCRETO

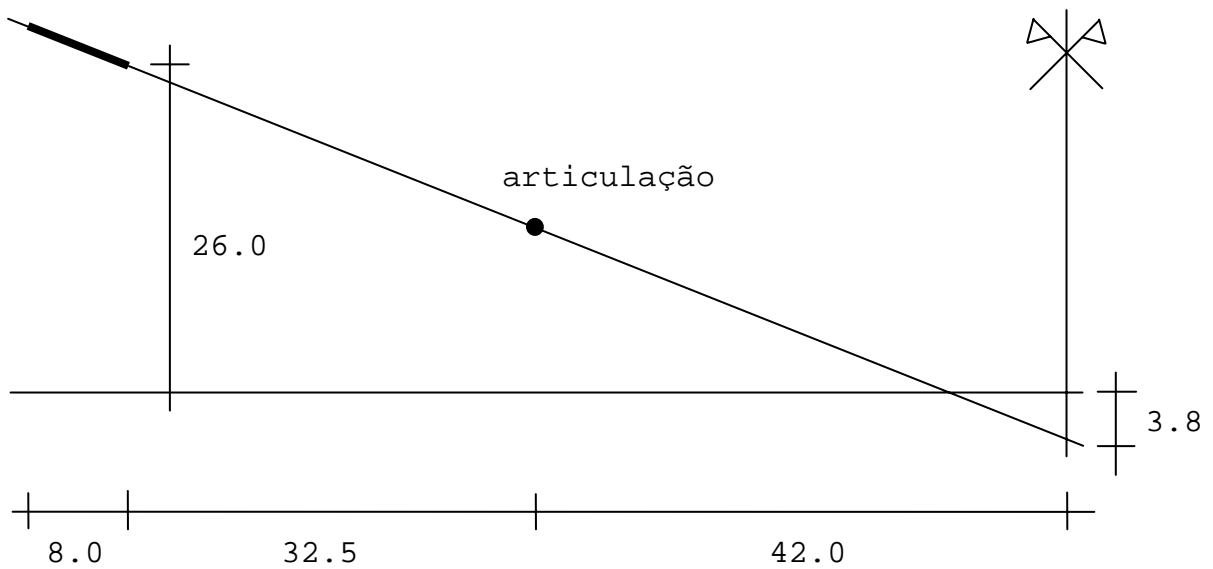
1) Dimensões principais

Vão - 210.0 m

Flecha em projeção horizontal - 36.50 m

Flecha no plano do arco - 39.31 m

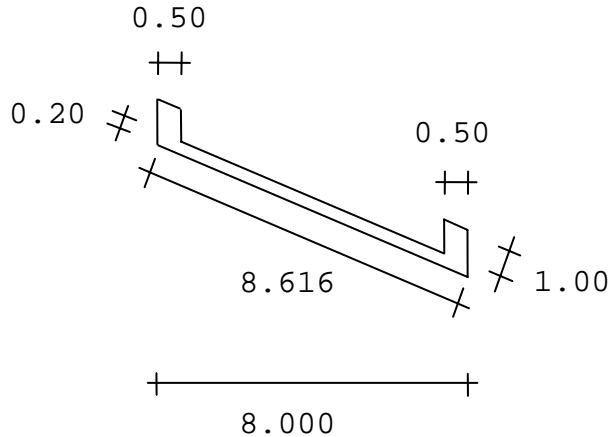
Posição do plano do arco em relação ao terreno



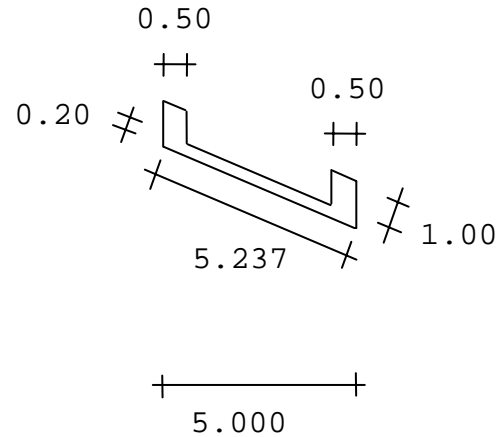
O arco é bi-articulado em duas articulações Freyssinet nos extremos.

## 2) Seções transversais

### a) na chave



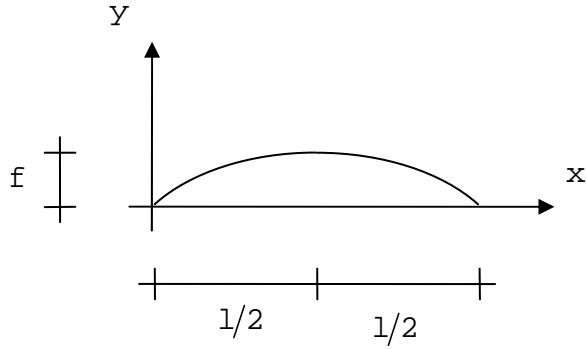
### b) na articulação



O eixo do arco no seu plano tem por equação:

$$y = 4f\xi\xi' = 4f\omega_R = 4 * 39.31 * \omega_R = 157.24 * \omega_R$$





As seções transversais do arco obedecem à lei:

$$\frac{J_c}{J \cos \alpha} = 1 - (1 - n) (1 - 2\xi)^2$$

$$n = \frac{J_c}{J_k \cos \alpha_k}$$

$$J = \frac{J_c}{\cos \alpha \left[ 1 - (1 - n) (1 - 2\xi)^2 \right]}$$

$$12J_c = 1.0 * (8.616)^3 - 0.8 * (7.616)^3 = 286.21 \text{ m}^4$$

$$12J_k = 1.0 * (5.237)^3 - 0.8 * (4.237)^3 = 82.78 \text{ m}^4$$

$$\cos \alpha_k = \frac{105.00}{\sqrt{(105.00)^2 + (2 * 39.31)^2}} = 0.80056$$

$$n = \frac{286.21}{82.78 * 0.80056} = 4.319$$

$$\cos \alpha = \frac{1/2 - x}{\sqrt{(1/2 - x)^2 + [2(f - y)]^2}}$$

Com as fórmulas acima, determinamos os momentos de inércia e as dimensões normais ao eixo do arco para 11 seções que correspondem a divisão da meia corda do arco em dez partes iguais. Um resumo dos cálculos efetuados encontra-se na tabela I, a seguir.

TABELA I

seção	$\xi$	$\omega_R$	y	1/2-x	2(f-y)	$\cos \alpha$	A	J	d
-------	-------	------------	---	-------	--------	---------------	---	---	---

1	0.00	0.0000	0.00	105.0	78.62	0.80056	3.458	6.90	5.24
2	0.05	0.0475	7.47	94.5	63.68	0.82928	3.058	7.80	5.50
3	0.10	0.0900	14.15	84.0	50.32	0.85785	2.680	8.90	5.80
4	0.15	0.1275	20.05	73.5	38.52	0.88573	2.326	10.25	6.15
5	0.20	0.1600	25.16	63.0	28.30	0.91224	2.002	11.91	6.50
6	0.25	0.1875	29.48	52.5	19.66	0.93647	1.714	13.92	6.95
7	0.30	0.2100	33.02	42.0	12.58	0.95795	1.467	16.26	7.40
8	0.35	0.2275	35.77	31.5	7.08	0.97566	1.267	18.82	7.85
9	0.40	0.2400	37.74	21.0	3.14	0.98902	1.121	21.28	8.25
10	0.45	0.2475	38.92	10.5	0.78	0.99725	1.030	23.16	8.50
11	0.50	0.2500	39.31	0.00	0.00	1.00000	1.000	23.85	8.62

$$A = \cos \alpha \left[ 1 - (1 - n) (1 - 2\xi)^2 \right]$$

d - largura do arco normal ao seu eixo

3) Linha de influência do empuxo do arco

$$v = \frac{15}{8} * \frac{7}{6 + n} * \frac{J_c}{f^2 F_c} = \frac{15}{8} * \frac{7}{6 + 4.319} * \frac{286.21}{(39.31)^2 * 12 * 2.52} = 0.0078$$

ordenadas da linha de influência

$$H = \frac{1}{f(1 + v)} \frac{7\omega_R}{8(6 + n)} \left[ 5(1 + \omega_R) + (n - 1)(1 + \omega_R - 8\omega_R^2) \right]$$

substituindo os valores

$$H = 3.728 (\omega_R + \omega_R^2 - 3.204\omega_R^3)$$

Um resumo dos cálculos efetuados encontra-se na tabela II, a seguir.

TABELA II

seção	$\xi$	$\omega_R$	H
1	0.00	0.0000	0.000
2	0.05	0.0475	0.184
3	0.10	0.0900	0.357
4	0.15	0.1275	0.511
5	0.20	0.1600	0.643
6	0.25	0.1875	0.751
7	0.30	0.2100	0.837
8	0.35	0.2275	0.900
9	0.40	0.2400	0.944
10	0.45	0.2475	0.970

11	0.50	0.2500	0.981
----	------	--------	-------

#### 4) Cargas

##### a) Da cobertura

O esforço dos cabos transversais por metro de corda do arco é, em ton./m

$$S_T = 1.2966 * 0.0375 * l_c = 0.0486225 * l_c$$

Considerando cargas concentradas com espaçamento de 10.5 m, temos, em ton.

$$S_T = 10.5 * 0.0486225 * l_c = 0.510 * l_c$$

$l_c$  - vão dos cabos transversais

b) Das partes de concreto, arcos, pilares e lajes que atuam sobre o arco

Na chave

Momentos em relação ao centro da base do pilar

Arco	-	49.0 t	*	3.50	=	172 mt
Pilar	-	90.0 t	*	2.20	=	198 mt
Vigas	-	7.0 t	*	0.375	=	3 mt
Lajes	-	57.0 t	*	2.600	=	148 mt
						-----
						521 mt

Esfôrço no arco

$$P = \frac{521}{26.0} = 20.0 \text{ t}$$

Esfôrço por metro de arco

$$p = \frac{20.0}{8.5} = 2.4 \text{ t/m}$$

Na articulação

Momentos em relação ao centro da base do pilar

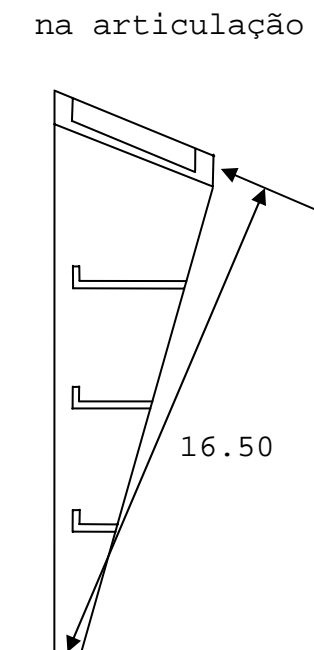
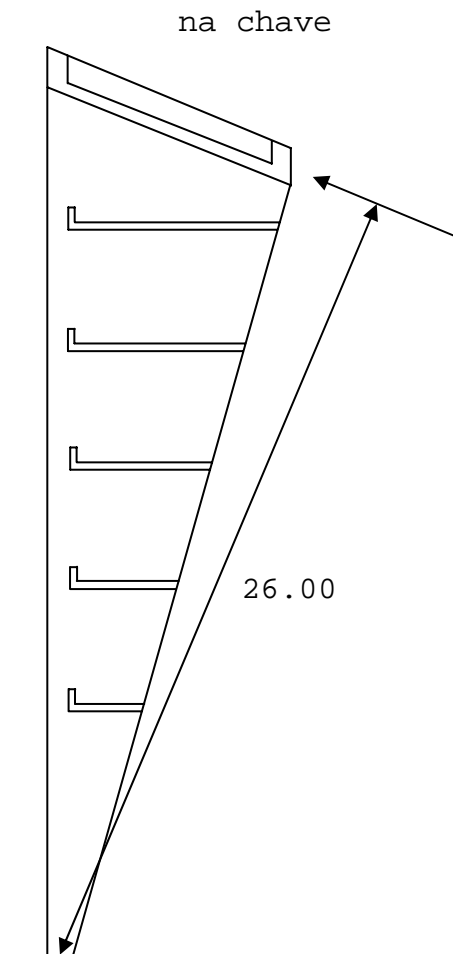
Arco	-	49.0 t	*	2.10	=	102 mt
Pilar	-	40.0 t	*	1.40	=	56 mt
Vigas	-	4.0 t	*	0.375	=	2 mt
Lajes	-	18.0 t	*	1.50	=	27 mt
						-----
						187 mt

Esfôrço no arco

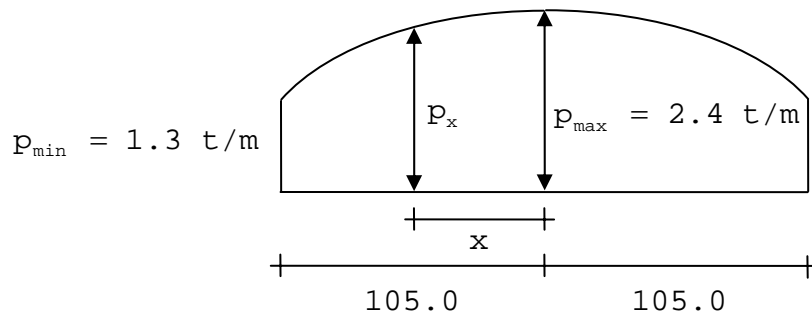
$$P = \frac{187}{16.5} = 11.5 \text{ t}$$

Esfôrço por metro de arco

$$p = \frac{11.5}{8.5} = 1.3 \text{ t/m}$$



Consideramos estas cargas como atuando normalmente à corda do arco e admitimos que sua lei de variação seja parabólica.



$$p_x = 2.4 - 1.1 \left( \frac{x}{105} \right)^2$$

cargas cada 10.5 m (ton)

$$P_x = 25.2 - 11.55 \left( \frac{x}{105} \right)^2$$

c) Variação de temperatura

Consideramos a retração como equivalente à uma diminuição da temperatura de  $15 \text{ }^{\circ}\text{C}$

5) Esforços solicitantes

a) Das cargas da cobertura

Calculamos para todas as seções do arco os valores dos momentos fletores, esforços normais e esforços cortantes. Um resumo dos cálculos efetuados encontra-se a seguir nas tabelas III e IV.

TABELA III - EMPUXO E MOMENTOS FLETORES NO ARCO

seção	$l_c$ (m)	$P_T$ (ton)	ordenada da linha de influência	H (ton)	y (m)	$M_0$ (mt)	$H_y$ (mt)	M (mt)
1		38.25	0		0	0	0	0
2	90.0	45.90	0.184	8.45	7.47	6440	-6738	-298
3	102.0	52.02	0.357	18.60	14.15	12398	-12767	-369
4	112.0	57.12	0.511	28.20	20.05	17810	-18086	-276
5	122.1	62.22	0.643	40.00	25.16	22622	-22696	-74
6	130.9	66.81	0.751	50.10	29.48	26781	-26597	184
7	137.0	69.87	0.837	58.50	33.02	30239	-29789	450
8	141.9	72.42	0.900	65.10	35.77	32963	-32271	692

9	145.1	73.95	0.944	69.60	37.74	34927	-34044	883
10	147.2	75.07	0.970	73.50	38.92	36114	-35108	1006
11	149.0	38.00	0.981	37.30	39.31	36513	-35462	1051
SOMA				449.35				

$$H = 2 * 449.35 = 898.70 \text{ t}$$

$M_0$  - momento na viga simplesmente apoiada

$$M = M_0 - H y$$

TABELA IV - ESFORÇOS NORMAIS E ESFORÇOS CORTANTES

seção	cosa	sina	V	Vcosa	Hsina	Q	Vsina	Hcosa	N
1	0.799	0.601	652	521	540	-19	392	718	1110
2	0.828	0.560	613	507	503	4	343	744	1087
3	0.857	0.515	567	486	463	23	292	771	1063
4	0.885	0.466	512	454	419	35	239	796	1035
5	0.912	0.411	458	417	370	47	188	820	1008
6	0.936	0.352	396	370	317	53	139	841	980
7	0.958	0.288	329	315	259	56	95	861	956
8	0.976	0.220	259	252	198	54	57	878	935
9	0.989	0.149	187	185	134	51	28	889	917
10	0.997	0.075	113	113	67	46	9	896	905
11	1.000	0.000	38	38	0	38	0	899	899

$$Q = V \cos \alpha - H \sin \alpha$$

$$N = V \sin \alpha + H \cos \alpha$$

b) Das partes de concreto

Um resumo dos cálculos efetuados encontra-se nas tabelas V e VI a seguir.

TABELA V - EMPUXO E MOMENTOS FLETORES NO ARCO

seção	x (m)	P <sub>x</sub> (t)	ordenada da linha de influência	H (t)	y (m)	M <sub>0</sub> (mt)	H y (mt)	M (mt)
1	105.0	6.8	0.000		0.00	0	0	0
2	94.5	15.9	0.184	2.93	7.47	2164	-2253	-89
3	84.0	17.2	0.357	6.14	14.15	4162	-4268	-106
4	73.5	19.6	0.511	10.02	20.05	5979	-6047	-68
5	63.0	21.1	0.643	13.57	25.16	7589	-7589	0
6	52.5	22.3	0.751	16.75	29.48	8979	-8892	87
7	42.0	23.4	0.837	19.59	33.02	10134	-9959	175
8	31.5	24.2	0.900	21.78	35.77	11044	-10789	255
9	21.0	24.7	0.944	23.32	37.74	11699	-11383	316
10	10.5	25.1	0.970	24.35	38.92	12095	-11739	356
11	0.0	12.6	0.981	12.36	39.31	12227	-11857	370
SOMA				150.81				

$$H = 2 * 150.81 = 301.62 \text{ t}$$

TABELA VI - ESFORÇOS NORMAIS E ESFORÇOS CORTANTES

seção	cos $\alpha$	sin $\alpha$	V	Vcos $\alpha$	Hsin $\alpha$	Q	Vsin $\alpha$	Hcos $\alpha$	N
1	0.779	0.601	213	166	181	-15	128	235	363
2	0.828	0.560	206	170	169	1	116	250	366
3	0.857	0.515	190	163	155	8	98	259	357
4	0.885	0.466	173	153	141	12	81	267	348
5	0.912	0.411	153	140	124	16	63	275	338
6	0.936	0.352	132	124	106	18	47	282	329
7	0.958	0.288	110	105	87	18	32	289	321
8	0.976	0.220	87	85	66	19	19	294	313
9	0.989	0.149	62	61	45	16	9	298	307
10	0.997	0.075	38	38	23	15	3	300	303
11	1.000	0.000	13	13	0	13	0	302	302

c) Variação de temperatura e retração

$$\text{Empuxo} - H_t = \frac{E\alpha\Delta tL}{\sum y^2 \frac{\Delta S}{J} + \sum \cos^2 \alpha \frac{\Delta S}{A}}$$

trecho	$y_m$ (m)	$J$ (m <sup>4</sup> )	$\Delta S$ (m)	$\cos^2 \alpha$	$A$ (m <sup>2</sup> )	$\frac{y^2 \Delta S}{J}$	$\frac{\Delta S \cos^2 \alpha}{A}$
1-2	3.74	7.34	12.60	0.662	1.88	24.0	4.5
2-3	10.81	8.34	12.25	0.710	1.93	172.0	4.5
3-4	17.10	9.55	11.80	0.760	2.00	362.0	4.5
4-5	22.61	11.03	11.55	0.810	2.07	535.0	4.5
5-6	27.32	12.86	11.25	0.855	2.15	650.0	4.5
6-7	31.25	14.58	11.05	0.895	2.24	745.0	4.5
7-8	34.40	17.50	10.85	0.935	2.33	735.0	4.5
8-9	36.76	20.00	10.65	0.965	2.41	720.0	4.5
9-10	38.33	22.20	10.55	0.985	2.48	695.0	4.0
10-11	39.12	23.50	10.45	0.999	2.51	680.0	4.0
						5318.0	44.0

Para 1 °C de variação de temperatura

$$E\alpha\Delta tL = 21 * 10^5 * 1.2 * 10^{-5} * 1 * 210 = 5300 \text{ t/m}$$

$$H = \frac{5300}{2 * (5318 + 44)} = 0.49 \text{ t}$$

O efeito mais desfavorável é o de uma diminuição da temperatura de 10 °C somada à retração.

$$\Delta t = -(10 + 15) \text{ ; } H = -25 * 0.49 = -12.25 \text{ t}$$

Os momentos no arco, dados por Hy estão reunidos na tabela seguinte.

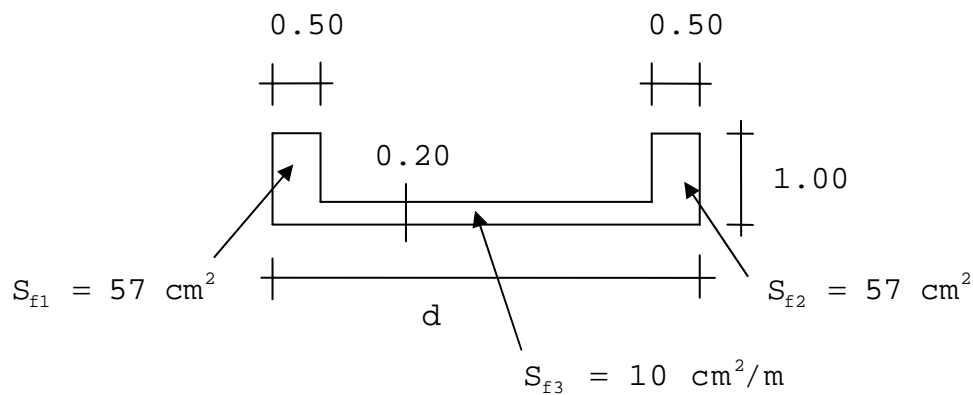
seção	y (m)	M <sub>t</sub> (mt)
1	0.00	0
2	7.47	91
3	14.15	173
4	20.05	246
5	25.16	308
6	29.48	361
7	33.02	405
8	35.77	438
9	37.74	462
10	38.92	476
11	39.31	481

d) Combinação dos esforços solicitantes

seção	MOMENTOS FLETORES				ESFORÇOS NORMAIS			
	Cobert	Concr	Temp e retração	Total	Cobert	Concr	Temp e retração	Total
1	0	0	0	0	1110	363	-16	1457
2	-298	-89	91	-296	1087	366	-15	1438
3	-369	-106	173	-302	1063	357	-14	1406
4	-276	-68	246	-98	1035	348	-14	1369
5	-74	0	308	234	1008	338	-13	1333
6	184	87	361	632	980	329	-13	1296
7	450	175	405	1030	956	321	-13	1264
8	692	255	438	1385	935	313	-13	1235
9	883	316	462	1661	917	307	-12	1212
10	1006	356	476	1838	905	303	-12	1196
11	1051	370	481	1902	899	302	-12	1189

e) Tensões máximas nas seções do arco

seções adotadas



O quadro abaixo resume os cálculos das tensões máximas em tôdas as seções do arco.



seção	A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	W <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	M (mt)	N (t)	σ <sub>M</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>N</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>M</sub> +σ <sub>N</sub> (t/m <sup>2</sup> )
1	2.08	3.06	0	1457	0	700	700
2	2.14	3.27	-296	1438	±90	670	760
3	2.20	3.52	-302	1406	±90	640	730
4	2.28	3.84	-98	1369	±30	600	630
5	2.35	4.20	234	1333	±60	570	630
6	2.45	4.60	632	1296	±140	530	670
7	2.55	5.04	1030	1264	±200	500	700
8	2.64	5.49	1385	1235	±250	470	720
9	2.73	5.89	1661	1212	±280	440	720
10	2.78	6.22	1838	1196	±300	430	730
11	2.82	6.38	1902	1180	±300	420	720

f) Verificação da segurança à flambagem dos arcos

comprimento de flambagem

$$l_{f1} = \beta S$$

S - desenvolvimento de meio arco = 114.0 m

β - para f/l = 39.31/210.0 = 0.187 , β = 1.06

$$l_{f1} = 1.06 * 114.0 = 121.0 \text{ m}$$

raio de geração médio (seção 5)

$$i = \sqrt{\frac{13.66}{2.35}} = 2.41 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{121.0}{2.41} = 50 , \omega = 1.00$$

tensão de comparação, considerando a força normal no quarto do vão (seção 5)

$$\sigma_{\text{comp}} = \frac{1.00 * 1333}{2.35} = 570 \text{ t/m}^2$$

g) Articulações do arco

seção da articulação

$$\sigma_{\text{adm}} = 75 \sqrt[3]{\frac{S_c}{S_0}} \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

seção da articulação -  $S_0 = 1.5 \times 0.8 = 1.20 \text{ m}^2$

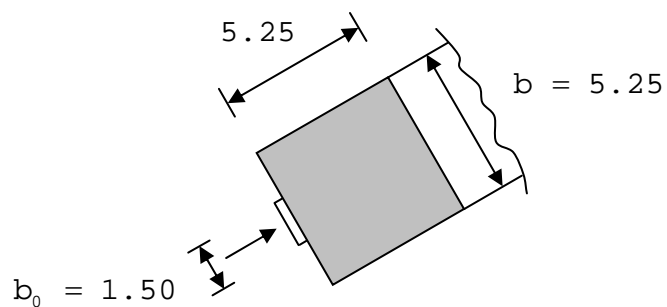
seção do bloco -  $S_c = 5.25 \times 1.0 = 5.25 \text{ m}^2$

$$\sigma_{\text{adm}} = 75 \sqrt[3]{\frac{5.25}{1.20}} = 123.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{max}}}{S_0} = \frac{1457}{1.20} = 121.0 \text{ kg/cm}^2$$

Parte do arco junto à articulação

O arco tem seção plana 1.00 m x 5.25 m em um trecho de comprimento 8.00 m.



Tensão de compressão a 5.25 m

$$p = \frac{1457}{5.25} = 280 \text{ ton/m}^2$$

Tensão máxima de tração no bloco

$$\sigma_0 = 0.4p \frac{(b - b_0)}{b} = 0.4 * 280 * \frac{(5.25 - 1.50)}{5.25} = 80 \text{ ton/m}^2$$

Considerando como tensão admissível à tração no bloco, 0.1 da tensão de compressão admissível.

$$\sigma_{\text{tadm}} = \frac{1200}{10} = 120 \text{ ton/m}^2$$

Não há necessidade de dispor armaduras para resistir a estas trações no concreto. Apesar disto foram dispostos ferros capazes de absorve-las.

Armadura na direção da largura do arco

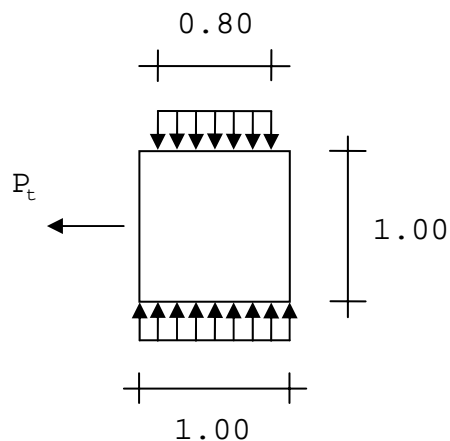
$$F_t = 0.28p(b - b_0) = 0.28 * 280 * 3.75 = 300 \text{ t}$$

Adotando uma tensão  $\sigma_f = 2.0 \text{ t/cm}^2$

$$S_f = \frac{300.0}{2.0} = 150 \text{ cm}^2 - 200 \phi 3/8"$$

25 camadas de 8 ferros cada uma.

Armadura na direção da espessura do arco



$$e = 0.445 * 1.00 = 0.445 \text{ m}$$

$$F_t e = \frac{1457 * 0.20}{8} = 36.5 \text{ mt}$$

$$F_t = \frac{36.5}{0.445} = 82 \text{ t}$$

$$S_f = \frac{82.0}{2.0} = 41.0 \text{ cm}^2 - 130 \phi 1/4"$$

10 camadas de 13 ferros cada uma.

C) PILARES

## 1) Pilar P1

cargas no trecho inferior

arco	49.0 t
vigas	7.0 t
lajes	57.0 t
marquise	150.0 t
pêso próprio	90.0 t
	-----
v	= 353.0 t

seção de concreto -  $30 \times 150 = 4500 \text{ cm}^2$

$$\sigma_i = \frac{353000}{4500} = 79.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{79.0 - 60.0}{1140} = 1.7\%$$

$$S_f = \frac{1.7}{100} * 4500 = 77.0 \text{ cm}^2$$

armação -  $10 \phi 7/8" + 38 \phi 1/2" = 87 \text{ cm}^2$

Os pilares P2 e P3 foram armados com os mesmos ferros.

## 2) Pilar P4

cargas no trecho inferior

arco	49.0 t
vigas e lajes	140.0 t
	-----
	189.0 t

seção de concreto -  $30 \times 150 = 4500 \text{ cm}^2$

armação mínima

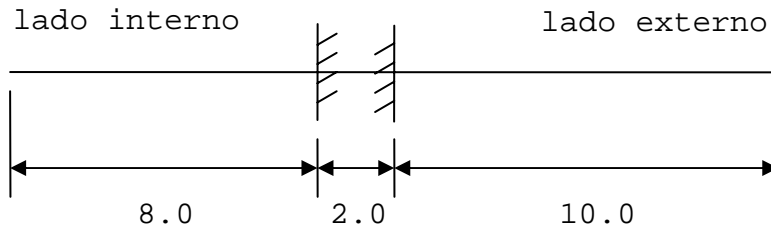
$$S_f = \frac{0.8}{100} * \frac{189000}{69.0} = 22.0 \text{ cm}^2$$

armação do pilar

$10 \phi 3/4" + 38 \phi 3/8"$

## D) MARQUISE

### 1) Vigas transversais



#### a) Cargas

lado externo

laje	250 kg/m
revestimento	80 kg/m
pêso próprio	370 kg/m
-----	
q	= 700 kg/m

sobrecarga p = 150 kg/m

q + p = 850 kg/m

lado interno

laje	250 kg/m
revestimento	80 kg/m
pêso próprio	340 kg/m
-----	
q	= 670 kg/m

sobrecarga p = 400 kg/m

q + p = 1070 kg/m

#### b) Momentos fletores

lado externo

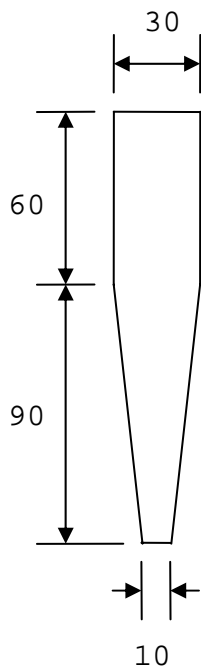
$$M = 0.85 * \frac{(10.0)^2}{2} = 43 \text{ mt}$$

lado interno

$$M = 1.07 * \frac{(8.0)^2}{2} = 34 \text{ mt}$$

c) Dimensionamento

lado externo



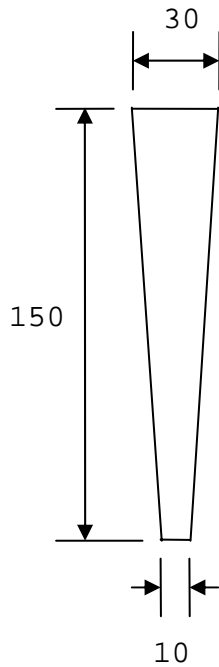
$$M = 43 \text{ mt}$$

para  $\sigma_f = 1500 \text{ kg/cm}^2$

$$k_2 = \frac{145}{\sqrt{\frac{4300}{15}}} = 8.5 - \sigma_c = 75$$

$$S_f = \frac{0.78 * 4300}{145} = 23.0 \text{ cm}^2 - 8 \phi 3/4"$$

lado interno



$$M = 34 \text{ mt}$$

$$\text{para } \sigma_f = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_2 = \frac{145}{\sqrt{\frac{3400}{13}}} = 8.8 - \sigma_c = 72$$

$$S_f = \frac{0.78 * 3400}{145} = 18.3 \text{ cm}^2 - 8 \phi 3/4"$$

2) Viga principal entre pilares

a) Cargas

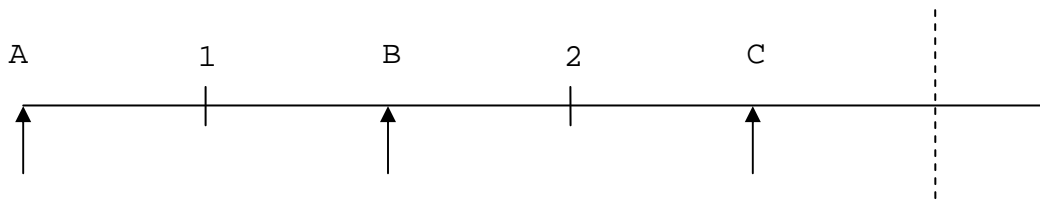
$$\text{lado externo } 10 \times 0.85 = 8.5 \text{ t/m}$$

$$\text{lado interno } 8 \times 1.07 = 8.6 \text{ t/m}$$

$$\text{pêso próprio} \quad 4.4 \text{ t/m}$$

$$\begin{array}{r} \text{-----} \\ 21.5 \text{ t/m} \end{array}$$

b) Momentos fletores



$$M_B = -164 \text{ mt}$$

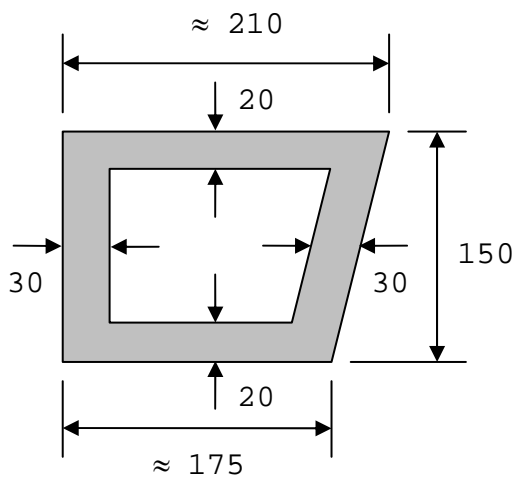
$$M_C = -123 \text{ mt}$$

$$M_1 = +117 \text{ mt}$$

$$M_2 = +50 \text{ mt}$$

c) Dimensionamento

seção da viga



$$\sigma_f = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

Para  $M_1$

$$M_1 = +11700 \text{ tcm}$$

$$M_0 = \frac{30 * (140)^2}{72.6} = 8100 \text{ tcm}$$

$$\Delta M = +3600 \text{ tcm}$$

$$b = \frac{3600}{0.075 * 130 * 20} = 20 \text{ cm} < 75 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{0.78 * 8100}{140} + \frac{3600}{130 * 1.5} = 61 \text{ cm}^2 - 22 \phi 3/4"$$



Para  $M_2$

$$M_2 = +5000 \text{ tcm}$$

$$k_2 = \frac{140}{\sqrt{\frac{5000}{30}}} = 8.84$$

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

$$S_f = \frac{0.76 * 5000}{140} = 27 \text{ cm}^2 - 10 \phi \text{ } 3/4"$$

Para  $M_B$

$$M_B = -16400 \text{ tcm}$$

$$M_0 = 8100 \text{ tcm}$$

$$\Delta M = -8300 \text{ tcm}$$

$$b = \frac{8300}{0.075 * 130 * 20} = 43 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

$$S_f = \frac{0.78 * 8100}{140} + \frac{8300}{130 * 1.5} = 88 \text{ cm}^2 - 30 \phi \text{ } 3/4"$$

Para  $M_C$

$$M_C = -12300 \text{ tcm}$$

$$M_0 = 8100 \text{ tcm}$$

$$\Delta M = -4200 \text{ tcm}$$

$$S_f = \frac{0.78 * 8100}{140} + \frac{4200}{130 * 1.5} = 66 \text{ cm}^2 - 23 \phi \text{ } 3/4"$$

