

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS
ESTRUTURAIS COM LAJES LISAS E LAJES
NERVURADAS**

AUTOR: HERBERT KOHL RODRIGUES
PROF. ORIENTADOR: PEDRO VIANNA PESSOA DE MENDONÇA

2016

ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	3
2	OBJETIVO	4
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	4
4	DESENVOLVIMENTO	4
5	CONCLUSÃO	24
6	NORMAS / BIBLIOGRAFIAS ADOTADAS	24
7	ANEXO	25

1 INTRODUÇÃO

Segundo a NBR 6118:2014 no item 14.7.8 “Lajes-cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capitéis” e no item 14.7.7 “Lajes nervuradas são lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”.

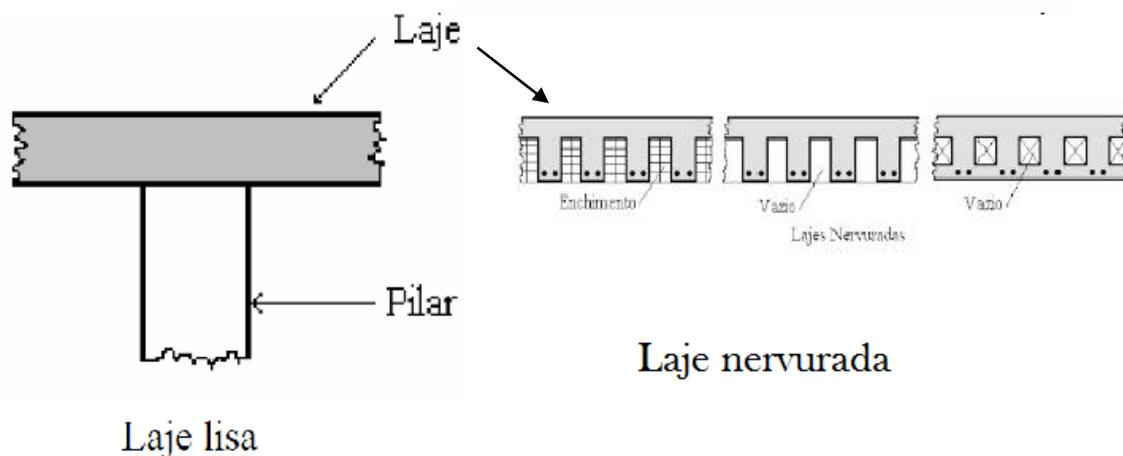


Figura 1 – Laje Lisa e laje nervurada

A utilização destas estruturas é economicamente competitiva quando o valor da sobrecarga é muito grande ou então, quando se necessita de maiores vãos entre os pilares.

Entre as possíveis vantagens destes tipos de estruturas pode - se citar para lajes lisas a simplificação na execução das formas, facilidade de concretagem, redução da altura total do edifício. Já para as lajes nervuradas, vencer grandes vãos extremamente carregados e que necessitam de redução dos números de pilares, grande possibilidade de divisórias flexíveis, devido à redução do concreto abaixo da linha neutra, elas propiciam uma redução no peso próprio e um melhor aproveitamento do aço e do concreto.

Algumas desvantagens podem ser observadas no uso destes tipos de estruturas. Para as lajes lisas, quando comparadas às lajes usuais - apoiadas em vigas – podem apresentar maiores deslocamentos verticais (flechas) para um mesmo vão, sendo necessário assim o aumento na espessura da laje. Para as lajes nervuradas tem-se um elevado consumo de cubas plásticas, escoras, formas e mão de obra e alturas já pré-estabelecidas, devido a produção das cubas plásticas serem padronizadas.

2 OBJETIVO

Esse trabalho objetiva desenvolver o cálculo e detalhamento de lajes lisas apoiadas diretamente sobre os pilares, estando então submetidas à flexão e à punção e lajes nervuradas apoiadas em vigas. Com isso, avaliar as vantagens de uma em relação à outra.

3 PROGRAMAS UTILIZADOS

FTOOL

CAD/TQS

MICROSOFT EXCEL

4 DESENVOLVIMENTO

Os cálculos dos esforços na laje lisa e nas vigas das lajes nervuradas foram feitos utilizando o programa FTOOL, já o dimensionamento à flexão para ambas as lajes e verificação à punção da laje lisa foram feitos de forma manual conforme cálculos em anexo.

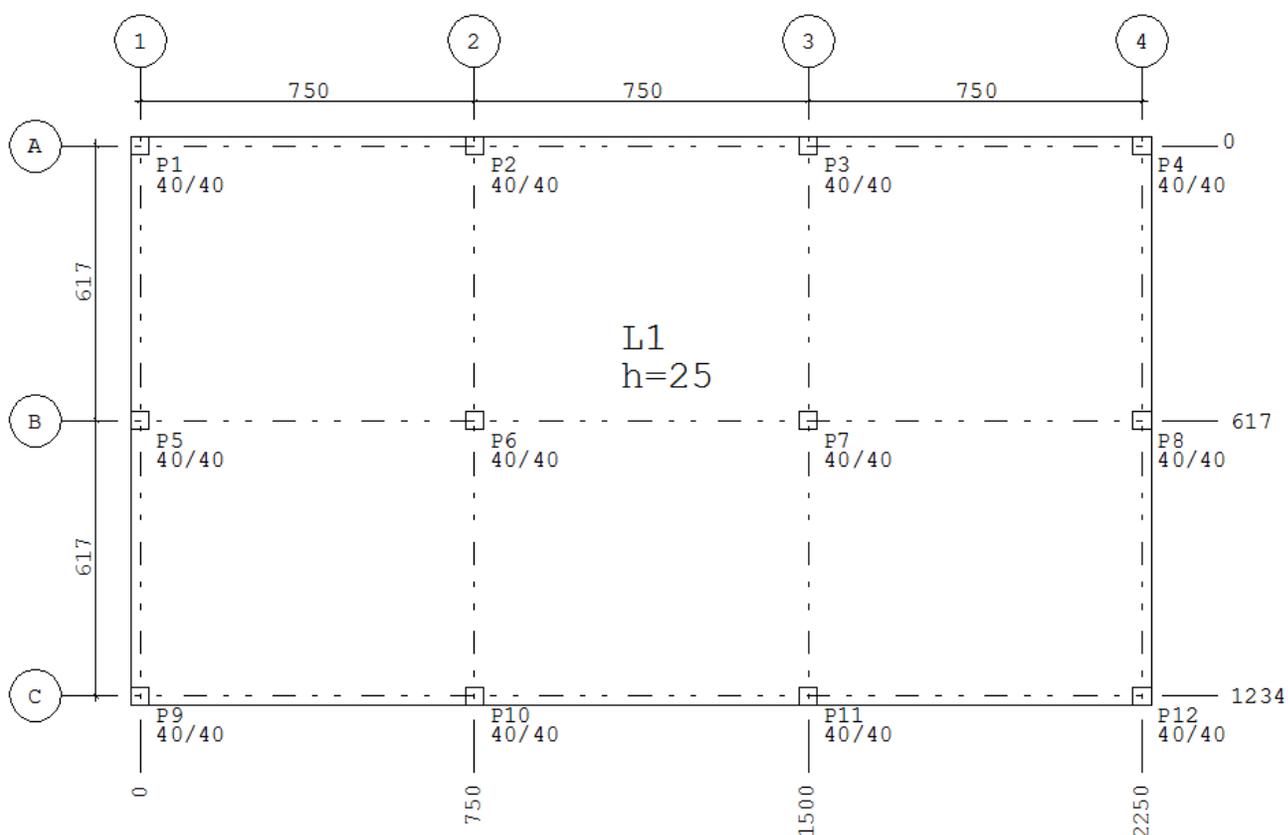
Posteriormente foi utilizado o programa CAD/TQS para detalhamento das estruturas.

4.1 LAJE LISA

4.1.1 Concepção estrutural

Determinando a espessura da laje:

$$L_x = 750\text{cm} \Rightarrow h = 750/36 = 20,8\text{cm} \Rightarrow \text{Adotada } h=25\text{cm}$$



Analisando as dimensões dos pilares, considerando o pé-direito livre (H_0) de 2,80m:

$$a, b \geq \begin{cases} 30\text{cm} \\ L/20 = 750/20 = 37,5\text{cm} \\ H_0/15 = 280/15 = 18,7\text{cm} \end{cases}$$

Logo foi adotado $a = b = 40\text{cm}$.

4.1.2 Carregamento

$$\left. \begin{array}{l} \text{Peso próprio: } 0,25\text{m} \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 625 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Revestimento:} \quad \quad \quad = 150 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Alvenaria:} \quad \quad \quad = 100 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right\} g = 875 \text{ kg/m}^2$$
$$\left. \begin{array}{l} \text{Sobrecarga:} \quad \quad \quad = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right\} p = 250 \text{ kg/m}^2$$

Carga total distribuída: $g + p = 1125 \text{ kg/m}^2$

Parede externa (acabada com 25cm de espessura): $0,25\text{m} \times 2,80\text{m} \times 1300\text{kg/m}^3 = 910 \text{ kg/m}$

4.1.3 Validade e condições do processo

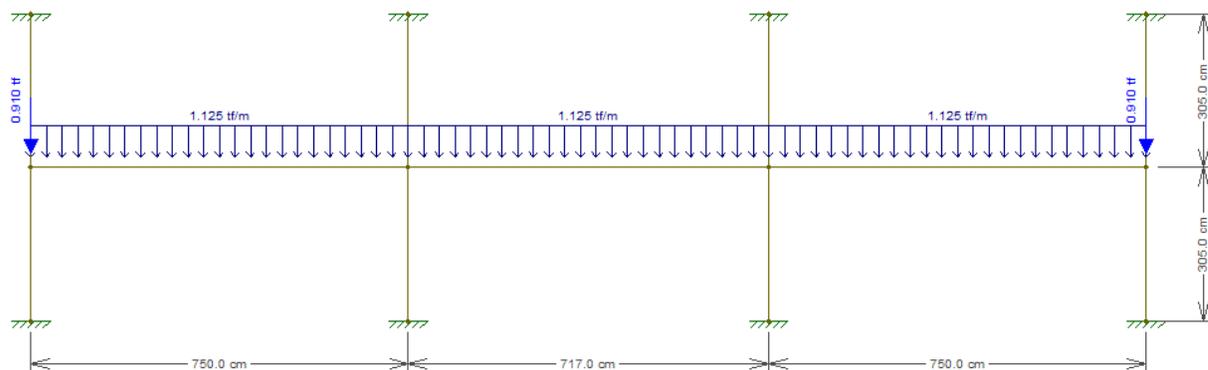
$$0,75 < L_x/L_y < 1,33 \quad \Leftrightarrow \quad L_x/L_y = 750/617 = 1,22 \quad \Leftrightarrow \quad \text{OK!}$$

4.1.4 Inércia das seções

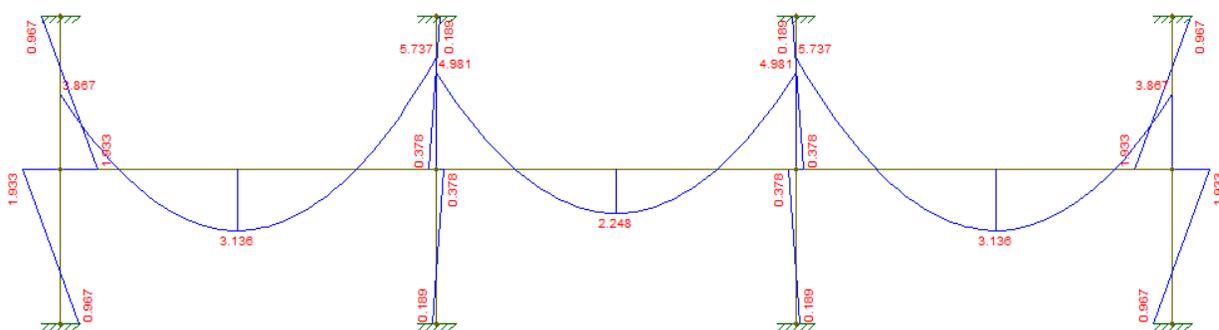
- Eixos A e C: seção 328,5 x 25cm $\Leftrightarrow I_v = 0,004277 \text{ m}^4$
- Eixo B: seção 617 x 25cm $\Leftrightarrow I_v = 0,008034 \text{ m}^4$
- Eixos 1 e 4: seção 395 x 25cm $\Leftrightarrow I_v = 0,005143 \text{ m}^4$
- Eixos 2 e 3: seção 733,5 x 25cm $\Leftrightarrow I_v = 0,009551 \text{ m}^4$
- Pilar: seção 40 x 40cm $\Leftrightarrow I_p = 0,002133 \text{ m}^4$

4.1.5 Cálculo dos esforços

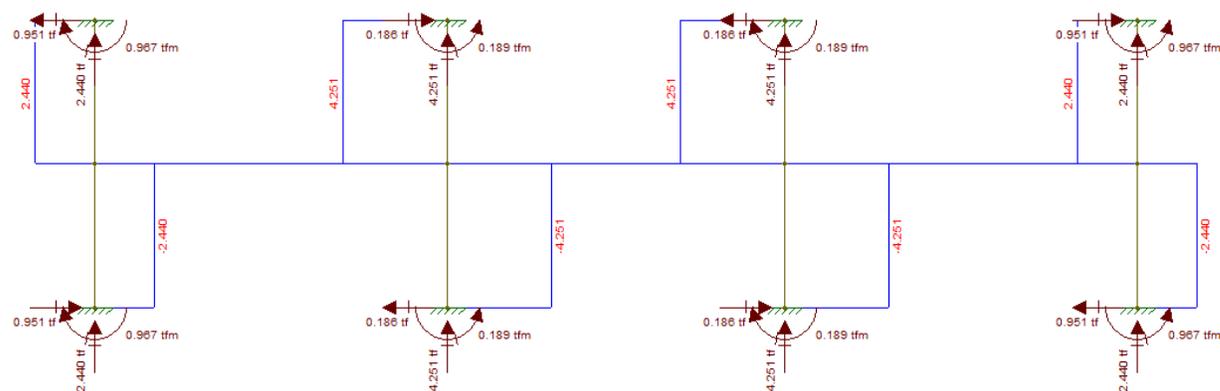
- Direção X (Eixos A, B e C)



Eixos A e C (unidades tf, tf/m, tf.m):

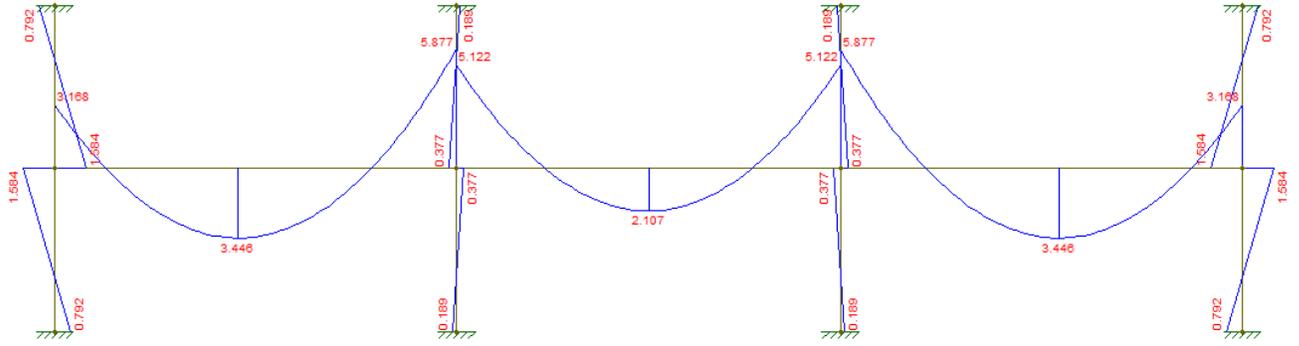


Momento fletor

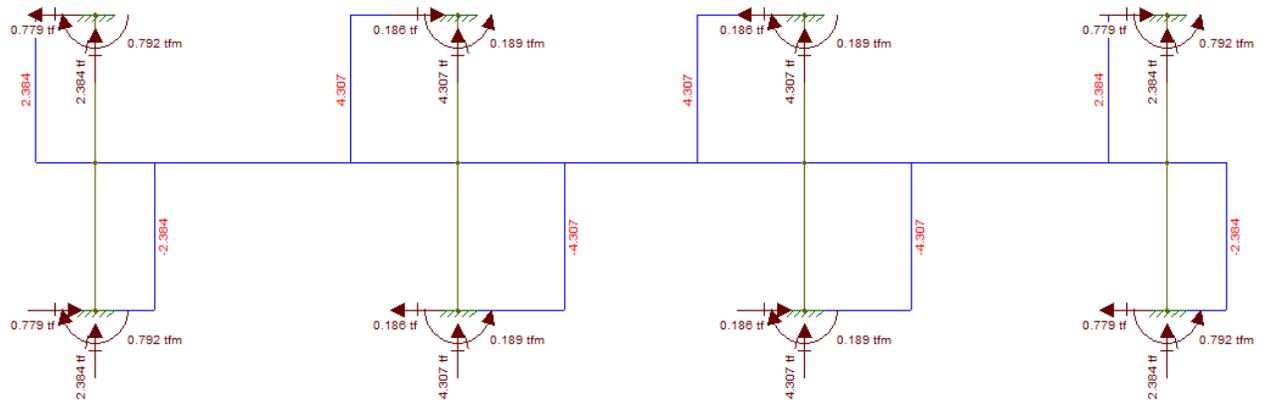


Força Normal e Reações de Apoio

Eixo B (unidades tf, tf/m, tf.m):

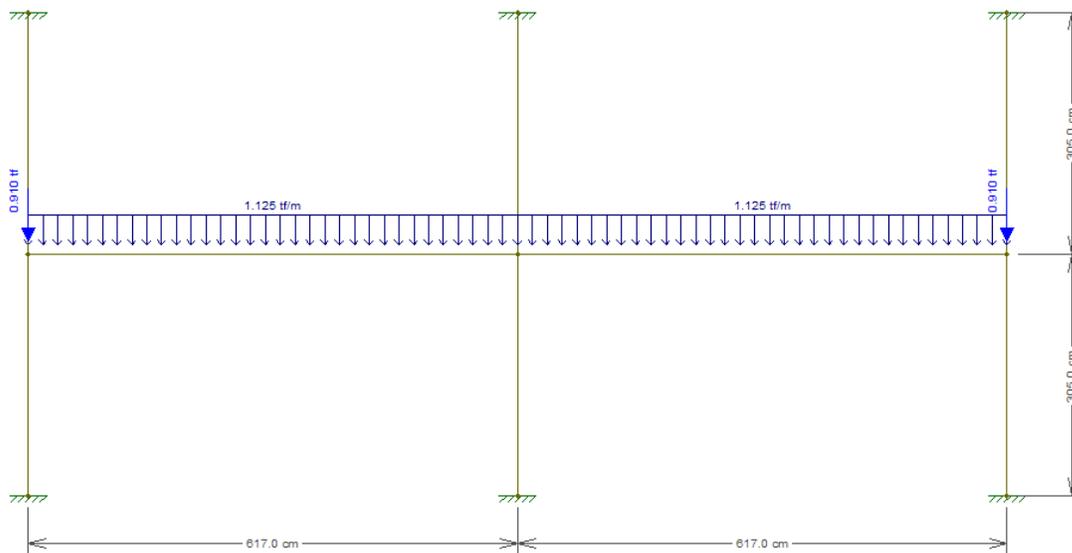


Momento Fletor

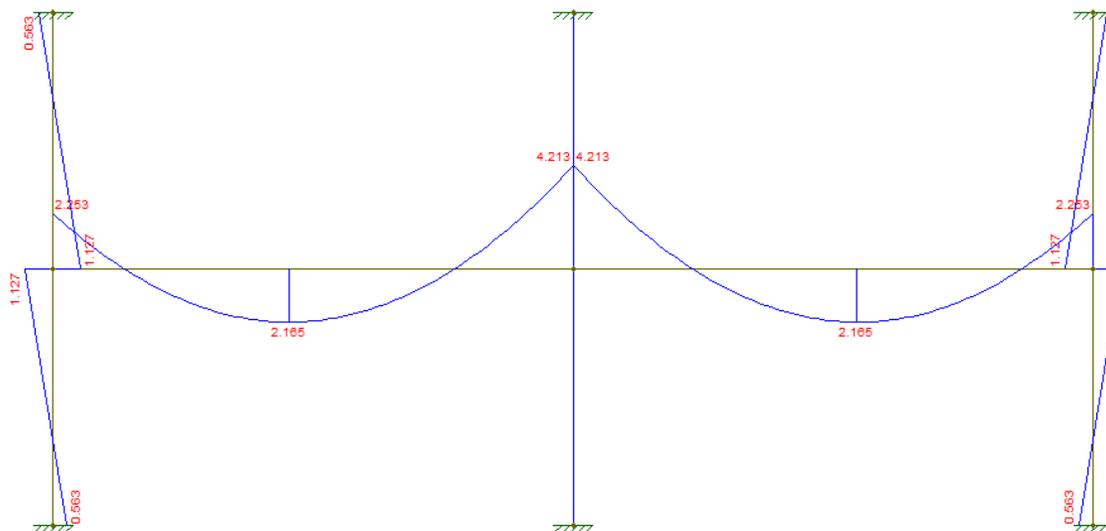


Força Normal e Reações de Apoio

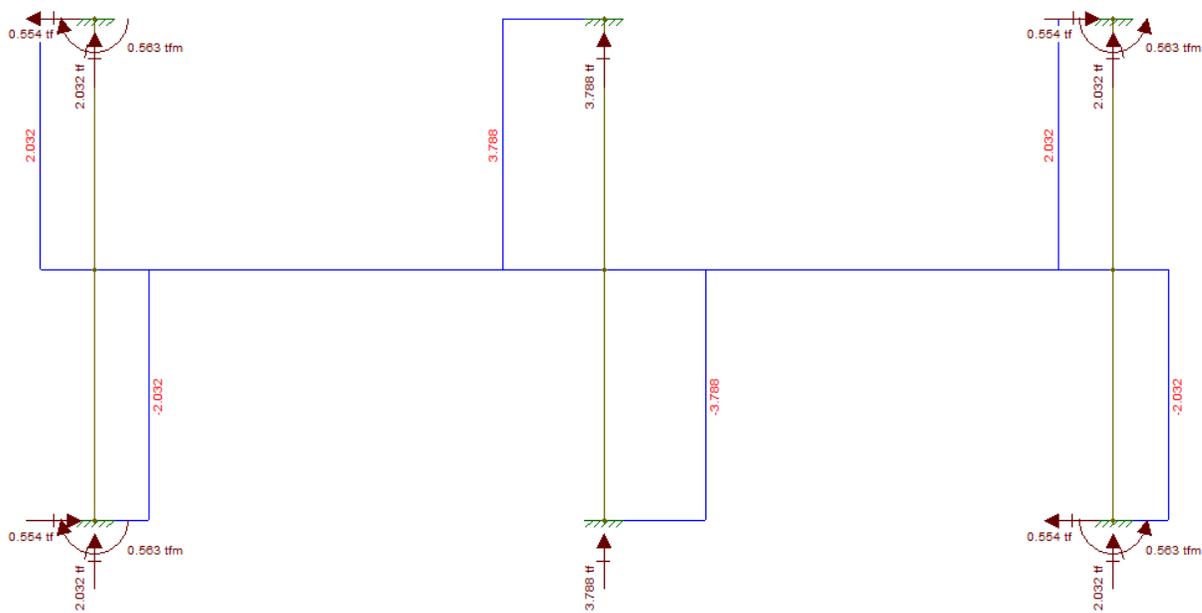
- Direção Y (Eixos 1, 2, 3 e 4)



Eixos 1 e 4 (unidades tf, tf/m, tf.m):

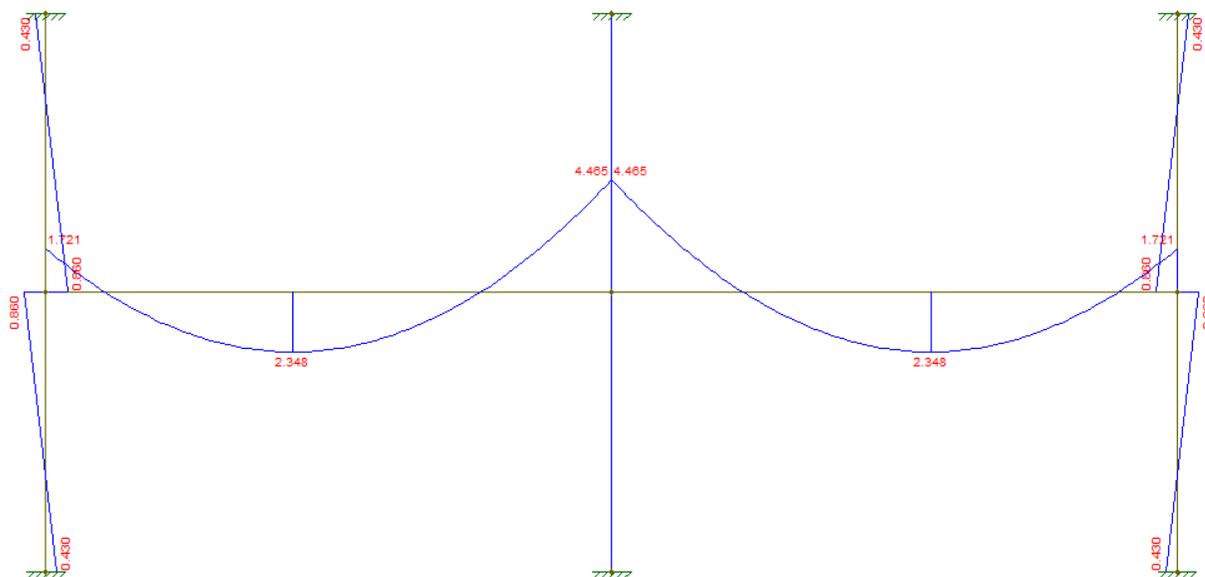


Momento Fletor

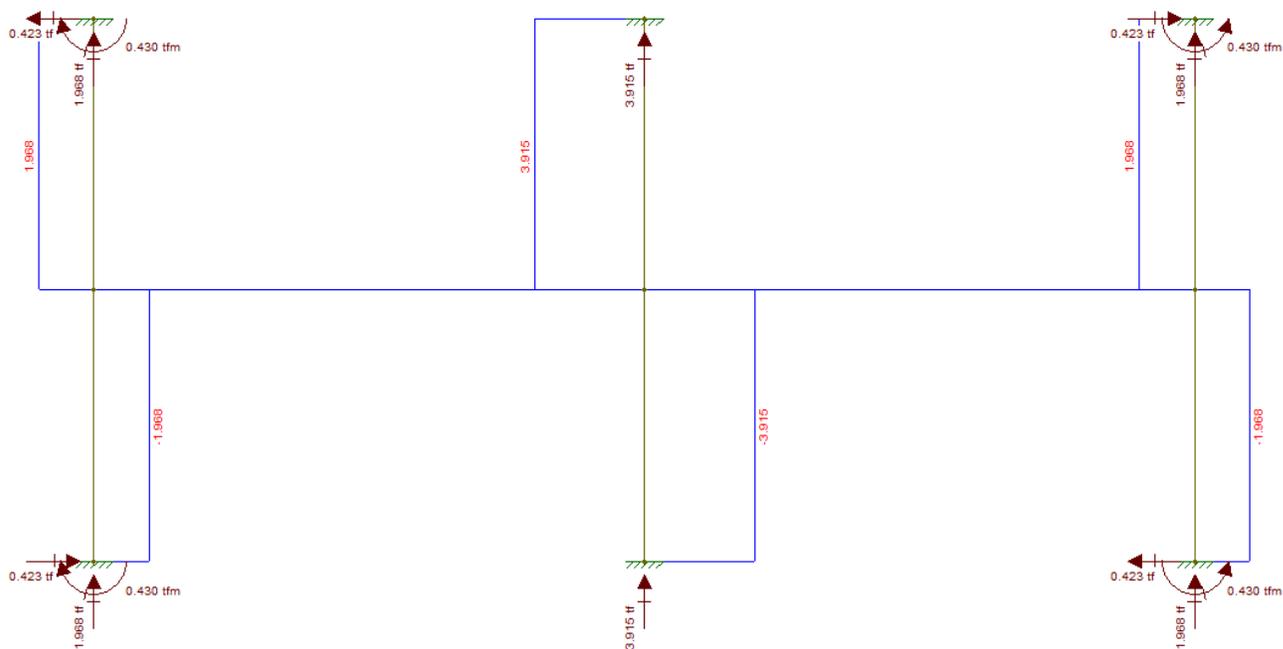


Força Normal e Reações de Apoio

Eixos 2 e 3 (unidades tf, tf/m, tf.m):

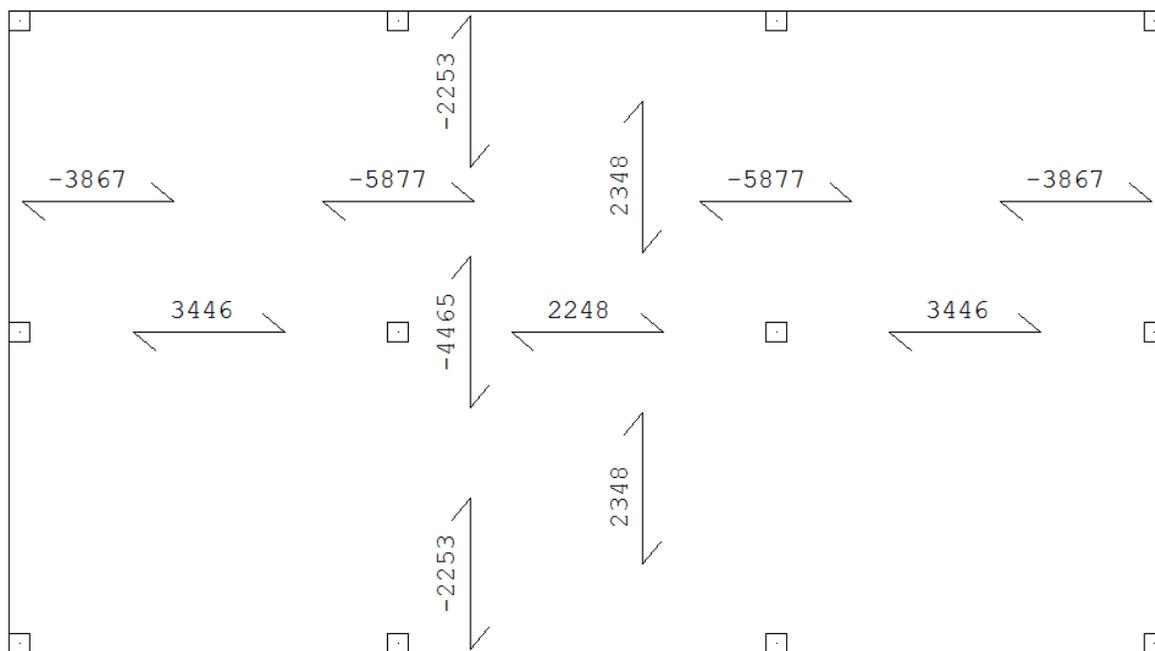


Momento Fletor



Força Normal e Reações de Apoio

4.1.6 Resumo dos momentos fletores finais



Momentos Fletores (unidade kg.m)

4.1.7 Resumo do detalhamento

Dados:

$F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$d' = 4,0 \text{ cm}$

$f_c = 1,518 \text{ kN/cm}^2$

Direção X		
Largura da Faixa (cm) =	$617/4 =$	154,25
Armadura Mínima (As,mín) (cm ²) =	$0,15\% \times 154,25 \times 25 =$	5,78

Faixas Externas								
Momento/m	Painel	Momento/Painel	% por faixa	Momento/Faixa	d	As (total)	As/m	Detalhamento
kg.m/m	m	kg.m		kg.m	cm	cm ²	cm ² /m	
-3867	6,17	-23859	37,5	-8947	21	14,67	9,51	∅12,5 c/12,5
-5877	6,17	-36261	37,5	-13598	21	23,24	15,07	∅16 c/12,5
3446	6,17	21262	27,5	5847	21	9,35	6,06	∅10 c/12,5
2248	6,17	13870	27,5	3814	21	6,01	3,90	∅8 c/12,5

Faixas Internas								
Momento/m	Painel	Momento/Painel	% por faixa	Momento/Faixa	d	As (total)	As/m	Detalhamento
kg.m/m	m	kg.m		kg.m	cm	cm ²	cm ² /m	
-3867	6,17	-23859	12,5	-2982	21	5,78	3,75	∅8 c/12,5
-5877	6,17	-36261	12,5	-4533	21	7,18	4,65	∅8 c/10
3446	6,17	21262	22,5	4784	21	7,59	4,92	∅8 c/10
2248	6,17	13870	22,5	3121	21	5,78	3,75	∅8 c/12,5

Direção Y		
Largura da Faixa (cm) =	$750/4 =$	187,5
Armadura Mínima (As,mín) (cm ²) =	$0,15\% \times 187,50 \times 25 =$	7,03

Faixas Externas								
Momento/m	Painel	Momento/Painel	% por faixa	Momento/Faixa	d	As (total)	As/m	Detalhamento
kg.m/m	m	kg.m		kg.m	cm	cm ²	cm ² /m	
-2253	7,5	-16898	37,5	-6337	21	10,09	5,38	∅10 c/15
-4465	7,5	-33488	37,5	-12558	21	20,83	11,11	∅12,5 c/10
2348	7,5	17610	27,5	4843	21	7,64	4,07	∅8 c/12,5

Faixas Internas								
Momento/m	Painel	Momento/Painel	% por faixa	Momento/Faixa	d	As (total)	As/m	Detalhamento
kg.m/m	m	kg.m		kg.m	cm	cm ²	cm ² /m	
-2253	7,5	-16898	12,5	-2112	21	7,03	3,75	∅8 c/12,5
-4465	7,5	-33488	12,5	-4186	21	7,03	3,75	∅8 c/12,5
2348	7,5	17610	22,5	3962	21	7,03	3,75	∅8 c/12,5

Ver o detalhamento, lista de ferros e resumo de aço em anexo.

4.1.8 Cálculo da punção

Esforços para Cálculo da Punção			
Pilar	Normal (kg)	Mx (kg.m)	My (kg.m)
P1=P4=P9=P12	$2441 + 2032 = 4473$	1126	1936
P2=P3=P10=P11	$4250 + 1968 = 6218$	860	0
P5=P8	$2386 + 3788 = 6174$	0	1588
P6=P7	$4306 + 3915 = 8221$	0	0

Onde os momentos forma considerados nulos, na verdade sabe-se que eles existem, porém pelo fato de serem muito pequenos, foram desconsiderados.

Cálculo P1

Dimensionamento Punção NBR-6118/2003		
Fck	kg/cm ²	250
Aço	kg/cm ²	5000
d'	cm	4,0

dc	cm	0,0
da	cm	0,0
lc	cm	0,0
C1	cm	40,0
C2	cm	40,0
k1	-	0,600
k2	-	0,600
p	cm	0
h	cm	25,0
α	-	90,0

ESFORÇOS DE CÁLCULO		
γf		1,40
Fsk	kgf	4473
Msk,per	kgf.m	1936
Msk,par	kgf.m	1126

ARMAÇÃO NEGATIVA FLEXÃO		
	Diam. (mm)	Esp. (cm)
Dir. X	10,0	12,5
Dir. Y	10,0	12,5

Armadura de Punção		2
1	Conectores	
2	Estribos	

ao1	cm	31,5
ao2	cm	31,5
a1	cm	20,0
a2	cm	20,0

Fcd	kg/cm ²	178,6
Fywd	kg/cm ²	3425
αv	-	0,90
d	cm	21
Sr	cm	15
bw,1	cm	103,0
bw,2	cm	103,0
ρ1	-	0,0033
ρ2	-	0,0033
ρ	-	0,0033
Asw,1	cm ²	7,07
Asw,2	cm ²	7,07

A diferença entre os vãos que chegam no pilar é menor que 50% e não existem aberturas junto ao pilar? (Sim ou Não)	Não
---	------------

CONDIÇÕES DE VERIFICAÇÃO
VERIFICAR SOMENTE CONTORNO C'

CONTORNO C		
u*	cm	63,0
wp1	cm ²	1200
wp2	cm ²	1200
e*1	cm	12,13
e*2	cm	12,13
Msd1	kgf.m	1951,11
Msd2	kgf.m	817,11
ζsd	kgf/cm ²	13,1
ζRd2	kgf/cm ²	43,4
ζsd < ζRd2 ---- OK		

Valores de k1				
C1/C2	0,5	1,0	2,0	3,0
k1	0,45	0,60	0,70	0,80

Valores de k2				
C2/C1	0,5	1,0	2,0	3,0
k2	0,45	0,60	0,70	0,80

CONTORNO C'		
u*	cm	105,97
wp1	cm ²	5963,47
wp2	cm ²	5963,47
e*1	cm	42,68
e*2	cm	42,68
Msd1	kgf.m	37,38
Msd2	kgf.m	0,00
ζsd	kgf/cm ²	3,6
ζRd1	kgf/cm ²	5,2
ζsd < ζRd1 ---- OK		

CONTORNO C''		
u	cm	105,97
wp1	cm ²	5963,47
wp2	cm ²	5963,47
e*1	cm	42,68
e*2	cm	42,68
Msd1	kgf.m	37,38
Msd2	kgf.m	0,00
ζsd	kgf/cm ²	3,6
ζRd1	kgf/cm ²	5,2
ζsd < ζRd1 ---- OK		

Cálculo P5

DIMENSIONAMENTO PUNÇÃO NBR-6118/2003		
Fck	kg/cm ²	250
Aço	kg/cm ²	5000
c	cm	2,8

dc	cm	0,0
da	cm	0,0
lc	cm	0,0
C1	cm	40,0
C2	cm	40,0
k1	-	0,600
k2	-	0,450
p	cm	0
h	cm	25,0
α	-	90,0

ESFORÇOS DE CÁLCULO		
γf		1,40
Fsk	kgf	6218
Msk,par	kgf.m	1588
Msk,per	kgf.m	0

ARMAÇÃO NEGATIVA FLEXÃO		
	Diam. (mm)	Esp. (cm)
Dir. X	12,5	12,5
Dir. Y	12,5	10,0

Armadura de Punção		
Fy	MPa	500
sr2	cm	12
1	Conectores	
2	Estribos	
ζpd	kgf/cm ²	0,00

Fcd	kg/cm ²	178,6
Fywd	kg/cm ²	3425
av	-	0,90
dx	cm	21,63
dy	cm	20,38
d	cm	21,00
Sr	cm	12,0
bw,1	cm	103,0
bw,2	cm	166,0
ρx	-	0,0044
ρy	-	0,0062
ρ	-	0,0052
Asw,1	cm ²	9,82
Asw,2	cm ²	20,86
ao	cm	31,5
a	cm	20,0

CONDIÇÕES DE VERIFICAÇÃO
VERIFICAR SOMENTE CONTORNO C'

CONTORNO C		
u	cm	103,00
wp1	cm ²	1600,00
wp2	cm ²	2000
e*	cm	10,37
Msd1	kgf.m	1320,78
ζsd	kgf/cm ²	6,4
ζRd2	kgf/cm ²	43,4
ζsd < ζRd2 ---- OK		

Valores de k1				
C1/C2	0,5	1,0	2,0	3,0
k1	0,45	0,60	0,70	0,80

Valores de k2				
C2/C1	0,5	1,0	2,0	3,0
k2	0,45	0,60	0,70	0,80

CONTORNO C'		
u	cm	211,95
wp1	cm ²	9446,94
wp2	cm ²	11526,94
e*	cm	42,68
Msd1	kgf.m	0,00
ζsd	kgf/cm ²	2,0
ζRd1	kgf/cm ²	6,0
ζsd < ζRd1 ---- OK		

CONTORNO C''		
u	cm	211,95
wp1	cm ²	9446,94
wp2	cm ²	11526,94
e*	cm	42,68
Msd1	kgf.m	0,00
ζsd	kgf/cm ²	2,0
ζRd1	kgf/cm ²	6,0
ζsd < ζRd1 ---- OK		

Cálculo P6

DIMENSIONAMENTO PUNÇÃO NBR-6118/2003		
Fck	kg/cm ²	250
Aço	kg/cm ²	5000
c	cm	2,8

dc	cm	0,0
da	cm	0,0
lc	cm	0,0
C1	cm	40,0
C2	cm	40,0
k1	-	0,000
k2	-	0,000
p	cm	0
h	cm	25,0
α	-	90,0

ESFORÇOS DE CÁLCULO		
γf		1,40
Fsk	kgf	8221
Msk1	kgf.m	0
Msk2	kgf.m	0

ARMAÇÃO NEGATIVA FLEXÃO		
	Diam. (mm)	Esp. (cm)
Dir. X	16,0	12,5
Dir. Y	12,5	10,0

Armadura de Punção		
Fy	MPa	500
sr2	cm	9
1	Conectores	
2	Estribos	
ζpd	kgf/cm ²	0,00
u reduz	cm ²	0,00

Fcd	kg/cm ²	178,6
Fywd	kg/cm ²	3425
αv	-	0,90
dx	cm	21,45
dy	cm	20,03
d	cm	20,7375
sr	cm	9,0
bw,1	cm	164,4
bw,2	cm	164,4
ρx	-	0,0074
ρy	-	0,0060
ρ	-	0,0066
Asw,1	cm ²	26,14
Asw,2	cm ²	19,63

Valores de k1				
C1/C2	0,5	1,0	2,0	3,0
k1	0,45	0,60	0,70	0,80

Valores de k2				
C2/C1	0,5	1,0	2,0	3,0
k2	0,45	0,60	0,70	0,80

CONDIÇÕES DE VERIFICAÇÃO
VERIFICAR SOMENTE CONTORNO C'

CONTORNO C		
u	cm	160
wp1	cm ²	2400
wp2	cm ²	2400
ζsd	kgf/cm ²	3,5
ζRd2	kgf/cm ²	43,4
ζsd < ζRd2 ---- OK		

CONTORNO C'		
u	cm	420,60
wp1	cm ²	17810,60
wp2	cm ²	17810,60
ζsd	kgf/cm ²	1,3
ζRd1	kgf/cm ²	6,6
ζsd < ζRd1 ---- OK		

CONTORNO C''		
u	cm	420,60
wp1	cm ²	17810,60
wp2	cm ²	17810,60
ζsd	kgf/cm ²	1,3
ζRd1	kgf/cm ²	6,6
ζsd < ζRd1 ---- OK		

A diferença entre os vãos que chegam no pilar é menor que 50% e não existem aberturas junto ao pilar? (Sim ou Não)

Não

É necessário colocar As suficiente para resistir 50% do Fsd. Isto se deve ao fato da NBR 6118 dispor que quando a estabilidade global da estrutura depender da resistência da laje a punção, como é o caso usual das lajes lisas, esta condição tem que ser respeitada.

4.1.9 Resumo de quantitativos

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO		
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)	
Laje Lisa – Armadura positiva						
50A	1	10	106	790	83740	
50A	2	8	227	790	179330	
50A	3	8	366	655	239730	
Laje Lisa – Armadura negativa						
50A	1	12.5	106	250	26500	
50A	2	16	106	410	43460	
50A	3	8	100	250	25000	
50A	4	8	124	410	50840	
50A	5	10	156	215	33540	
50A	6	12.5	118	355	41890	
50A	7	8	180	215	38700	
50A	8	8	90	355	31950	

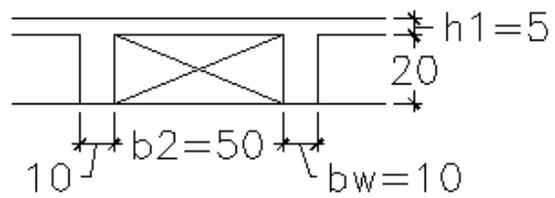
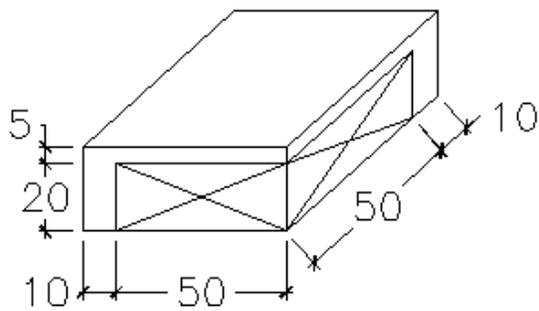
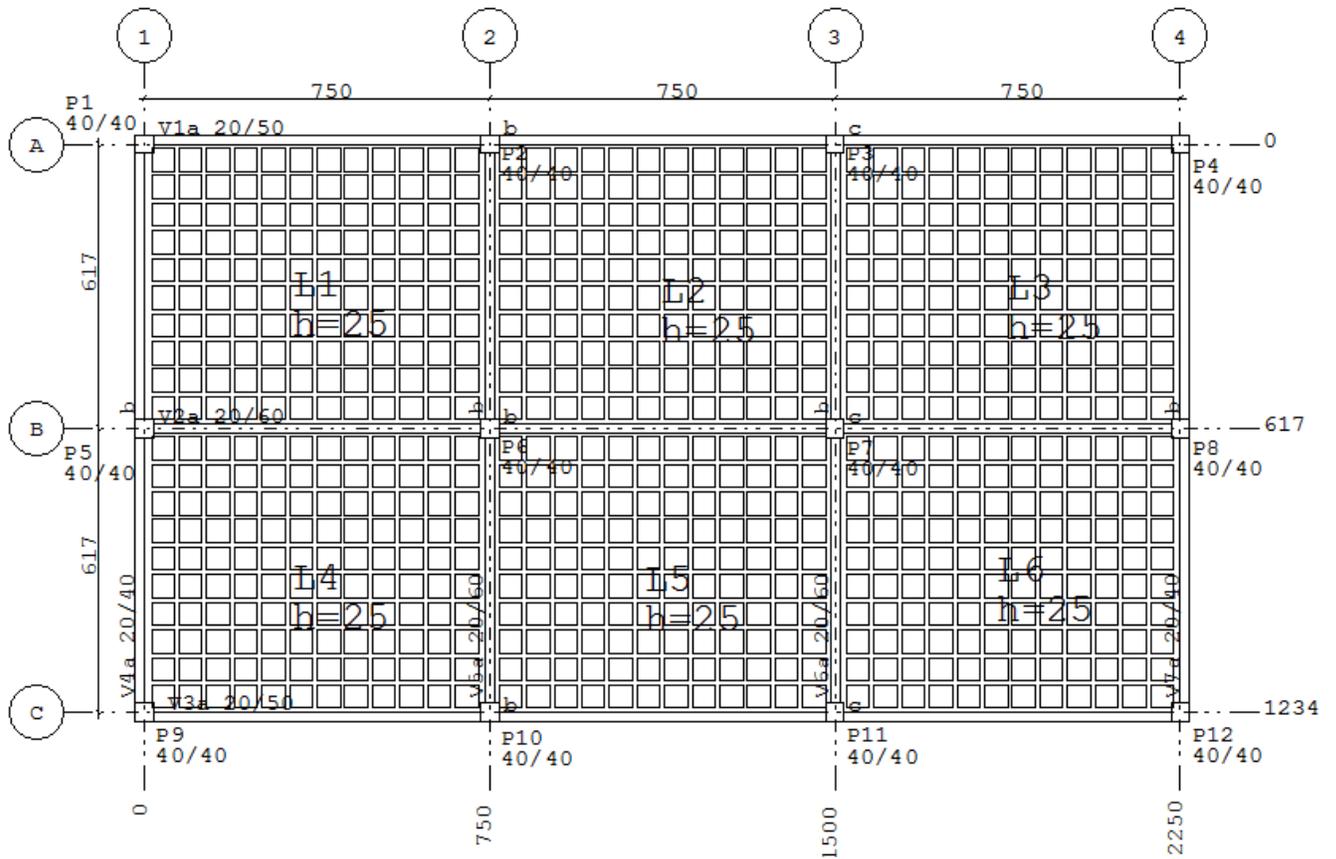
RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	8	5656	2234
50A	10	1173	724
50A	12.5	684	659
50A	16	435	686
Peso Total		50A =	4303 kg

Volume de Concreto				
Elemento	B (cm)	L (cm)	H (cm)	Volume (m ³)
Laje	2257	1274	25	71,9
Pilar (12x)	40	40	280	5,4
			Total	77,3

Fôrmas				
Elemento	B (cm)	L (cm)	H (cm)	Área (m ²)
Laje	2257	1274	25	305,2
Pilar (12x)	40	40	280	53,8
			Total	359,0

4.2 LAJE NERVURADA

4.2.1 Concepção estrutural



Determinação do hf:

$$hf \geq \left\{ \begin{array}{l} 3,0 \text{ cm} \\ b/15 = 50/15 = 3,33 \text{ cm} \\ 4,0 \text{ cm (para tubulação passando na laje)} \end{array} \right.$$

4.2.2 Carregamento

$$\text{Volume unidade} = 0,6\text{m} \times 0,6\text{m} \times 0,25\text{m} = 0,090 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume do tijolo} = 0,5\text{m} \times 0,5\text{m} \times 0,20\text{m} = \underline{-0,050 \text{ m}^3}$$

$$\text{Volume concreto} = \quad \quad \quad = 0,040 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso da unidade} = (0,040\text{m}^3 \times 25\text{kN/m}^3) + (0,050\text{m}^3 \times 5\text{kN/m}^3) = 1,25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Peso/m}^2 = 1,25 \text{ kN/m}^3 / (0,6\text{m} \times 0,60\text{m}) = 3,472 \text{ kN/m}^2$$

Carregamento:

$$\begin{array}{l} \text{Peso próprio:} \\ \text{Revestimento:} \\ \text{Alvenaria:} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} = 3,47 \text{ kN/m}^2 \\ = 1,50 \text{ kN/m}^2 \\ = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} g = 5,97 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{array}{l} \text{Sobrecarga:} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} p = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga total distribuída: } g + p = 8,47 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Parede externa (acabada com 25cm de espessura): } 0,25\text{m} \times 2,80\text{m} \times 13,00\text{kN/m}^3 = 9,10 \text{ kN/m}$$

4.2.3 Cálculo dos esforços

Laje 1		
a =	617	cm
b =	750	cm
b/a =	1,216	cm
Adotar	1,20	cm

Laje 2		
a =	717	cm
b =	617	cm
b/a =	0,861	cm
Adotar	0,90	cm

Coeficientes da tabela	
ma =	27,4
mb =	38,2
na =	11,5
nb =	13,1
r'a =	0,183
r''a =	0,317
r'b =	0,214
r''b =	0,370

Coeficientes da tabela	
ma =	47,4
mb =	48
na =	18,1
nb =	18,7
r'a =	0,144
r''a =	0,25
r'b =	0,336

M = P.a ² / m e X = P.a ² / n		
P.a ² =	322,44	kN
Ma =	11,77	kN.m
Mb =	8,44	kN.m
Xa =	28,04	kN.m
Xb =	24,61	kN.m

M = P.a ² / m e X = P.a ² / n		
P.a ² =	435,43	kN
Ma =	9,19	kN.m
Mb =	9,07	kN.m
Xa =	24,06	kN.m
Xb =	23,29	kN.m

R = r.P.a		
P.a =	52,26	kN/m
r'a =	9,56	kN/m
r''a =	16,57	kN/m
r'b =	11,18	kN/m
r''b =	19,34	kN/m

R = r.P.a		
P.a =	60,73	kN/m
r'a =	8,75	kN/m
r''a =	15,18	kN/m
r''b =	20,41	kN/m

Cálculo do "bf"		
a = 0,75L =	462,75	cm
b1 ≤ {	0,5xb2 = 25	cm
	0,10xa = 46,275	cm
Adotar	b1 = 25	cm

Cálculo do "bf"		
a = 0,60L =	430,2	cm
b1 ≤ {	0,5xb2 = 25	cm
	0,10xa = 43	cm
Adotar	b1 = 25	cm

4.2.4 Resumo dos momentos fletores por nervura

Laje 1

$$M_a / \text{nerv} = 11,77 \times 0,60 = 7,06 \text{ kN.m}$$

$$M_b / \text{nerv} = 8,44 \times 0,60 = 5,06 \text{ kN.m}$$

$$X_a / \text{nerv} = 28,04 \times 0,60 = 16,82 \text{ kN.m}$$

$$X_b / \text{nerv} = 24,61 \times 0,60 = 14,77 \text{ kN.m}$$

Laje 2

$$M_a / \text{nerv} = 9,19 \times 0,60 = 5,51 \text{ kN.m}$$

$$M_b / \text{nerv} = 9,07 \times 0,60 = 5,44 \text{ kN.m}$$

$$X_a / \text{nerv} = 24,06 \times 0,60 = 14,44 \text{ kN.m}$$

$$X_b / \text{nerv} = 23,29 \times 0,60 = 13,97 \text{ kN.m}$$

4.2.5 Resumo do detalhamento

$$f_c = 0,85 \times f_{ck} / 1,4 = 1,518 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_r = f_c \times b_f \times h_f \times (d - h_f/2) = 1,518 \times 60 \times 5 \times (22 - 5/2) = 8880.3 \text{ kN.cm} = 88,80 \text{ kN.m}$$

Pode-se notar que todos os momentos atuantes nas lajes são menores que o M_r , mesmo para momentos de cálculo tem $M_d < M_r$. Dessa forma, a linha neutra “sobe” e podemos usar as fórmulas de flexão simples com base $b_f = 60\text{cm}$.

Para os dimensionamentos das lajes nervuradas, foi utilizado uma planilha do EXCEL.

Laje 1

M / nerv = 5,06 kN.m = 506 kg.m \implies Adotar 2 \varnothing 8mm.

Dimensionamento Flexão NBR-6118/2003		
Fck	kg/cm ²	250
Aço	kg/cm ²	5000
d'	cm	3,0

bw	cm	10,0
bf	cm	60,0
h	cm	25,0
hf	cm	5,0

MF _k	kg.m/barra	506
As	cm ²	0,75
A's	cm ²	0,00

Detalhamento para As			
Diam. (mm)	Quant. (unid.)	Espaçam. (cm)	As (cm ²)
5,0	4	26	0,79
6,3	3	41	0,94
8,0	2	67	1,01
10,0	1	105	0,79
12,5	1	164	1,23
16,0	1	269	2,01
20,0	1	420	3,14
22,0	1	509	3,80
25,0	1	657	4,91

Md	kg.m	708,4
Md,ref	kg.m	8879,5
Fc	kg/cm ²	152
Fyd	kg/cm ²	4348
d	cm	22
K lim		0,320
K (t)		-10,921
K (ret)		0,016
A1	cm ²	0,75
A2	cm ²	0,00
As	cm ²	0,75
As,min	cm ²	0,38

**OBS.: DIMENSIONAR MOMENTO FLETOR
NEGATIVO COMO VIGA COM SEÇÃO
RETANGULAR bw x h**

**CONSIDERAR SEÇÃO
RETANGULAR bf x h**

Prosseguindo da mesma forma para todos os momentos flectores, temos o resumo abaixo:

	M / nerv (kN.m)	Md / nerv (kN.m)	K	As (cm ²)	Detalhamento
Laje 1	5,06	7,08	0,016	0,75	2 \varnothing 8
	7,06	9,88	0,022	1,05	2 \varnothing 8
	-16,82	-23,55	0,32	3,08	\varnothing 10 c/15
	-14,77	-20,68	0,28	2,60	\varnothing 8 c/12

	M / nerv (kN.m)	Md / nerv (kN.m)	K	As (cm ²)	Detalhamento
Laje 2	5,51	7,71	0,018	0,81	2 \varnothing 8
	5,44	7,62	0,017	0,8	2 \varnothing 8
	-14,44	-20,22	0,275	2,53	\varnothing 8 c/12
	-13,97	-19,56	0,266	2,43	\varnothing 8 c/12

Para o dimensionamento dos momentos negativos nas lajes nervuradas, deve-se atentar que a mesma não pode ser tratada com "T", então nestes casos temos b=bw=10cm.

Ver o detalhamento, lista de ferros e resumo de aço das lajes e vigas em anexo.

4.2.6 Resumo dos quantitativos

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)
Laje nervurada – Armadura positiva					
50A	1	8	72	775	55800
50A	2	8	36	765	27540
50A	3	8	140	642	89880
Laje nervurada – Armadura negativa					
50A	1	8	265	406	107590
50A	2	10	100	406	40600

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	8	2808	1109
50A	10	406	251
Peso Total 50A =			1360 kg

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V1=V3 (x2)					
50A	1	12,5	18	1200	18200
50A	2	12,5	18	800	12800
50A	3	12,5	8	770	8180
60B	4	5	252	130	32780
V2					
50A	1	6,3	2	300	600
50A	2	16	12	1100	13200
50A	3	16	12	860	10320
50A	4	16	8	785	4710
50A	5	8	96	152	14592
50A	6	6,3	60	150	9000
50A	7	6,3	24	748	17952
V4=V7 (x2)					
50A	1	12,5	8	500	4000
50A	2	12,5	8	900	7200
50A	3	12,5	8	685	5320
60B	4	5	136	110	14960
V5=V6 (x2)					
50A	1	16	12	500	8000
50A	2	16	12	950	11400
50A	3	12,5	20	670	13400
50A	4	6,3	196	150	28400
50A	5	6,3	32	615	18680

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60B	5	477	73
50A	6,3	766	188
50A	8	146	58
50A	12,5	681	656
50A	16	456	720
Peso Total 60B =			73 kg
Peso Total 50A =			1822 kg

Volume de Concreto	
Elemento	Volume (m³)
Laje	31,0
Pilar (12x)	5,8
Viga	11,4
Total	48,2

Fôrmas	
Elemento	Área (m²)
Laje	267,8
Pilar (12x)	57,6
Viga	97,7
Total	423,1

5 CONCLUSÃO

De acordo com os resultados obtidos, observa-se que a laje nervurada tem uma pequena vantagem em relação ao consumo de aço e uma grande economia no volume do concreto consumido, quando comparado com a estrutura composta por laje lisa. Mas, ao considerar o item fôrmas, ela apresenta um gasto muito maior.

Para decidir qual a estrutura é mais vantajosa em termos de economia, tem-se que analisar os preços dos insumos aço, concreto e fôrma e também a região onde será executada, para conhecer melhor a mão de obra do lugar.

A laje nervurada exige uma mão de obra mais qualificada e o processo de montagem é mais demorado e ainda deve-se considerar que para a execução é preciso alugar cubas plásticas ou se preferir (como foi calculado) os blocos de material inerte, onerando ainda mais o preço final.

A laje lisa, apesar de ter um maior gasto final na soma dos insumos ainda é mais vantajosa, pois, se analisarmos tempo e trabalho de execução, a forma e a armação é menos trabalhosa do que a da laje nervurada.

6 NORMAS / BIBLIOGRAFIAS ADOTADAS

- NBR-6118 / 2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento.

- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Projeto de Estruturas de Concreto II dos Professores: Ney Amorim Silva, José Miranda Tepedino e Ronaldo Azevedo Chaves

ANEXO