PONTE SOBRE O RIO REAL

PARÂMETROS DOS MATERIAIS

CONCRETO

fck	35,00	Mpa=	3,50	kN/cm²	
Tipo do agregado:	Granito ou gnaisse	αε =			1
Eci =	33,13	GPa	30672,46	Mpa	
αi=	0,89				
Ecs=	29,40	GPa			
Coef de poisson ν	0,20				
γ c =	25,00	kN/m³			
Massa específica do concreto armado	γconc =		25	kN/m³	
Massa específica do aço	γaço		78,5	kN/m³	
Coeficiente de dilatação térmica do concreto e do aço	α =		10^-5	1/°C	
Coeficiente de minoração do concreto	γ c =		1,4		
Coeficiente de minoração do Aço	γ s =		1,15		

ARMADURA PASSIVA CA-50

Fyk =	500,00	MPa
Es =	210,00	GPa

APARELHOS DE APOIO

Dureza Shore(A)	50,00	60,00	70,00
Módulo G(MPa)	0,80	1,00	1,20

CLASSE DE AGREVICIDADE AMBIENTAL

Segundo a ABNT6118(2014) nos projetos de estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.
O local de implantação da OAE em apreço tem as seguintes características:
. Classe de agressividade ambiental I - agressividade ambiental fraca, ambiebnte rural, com risco insignificante de deteriorização da estrutura.
Assim sendo , foi adotado em atendimento As exigências de durabilidade relacionados à
. Abertura de fissura<= 0,3mm (ELS - W - combinação frequente)
.Cobrimento da armadura para todos os elementos da estrutura >=30mm

TAXA MÍNIMA DE ARMADURA DE VIGAS COM SEÇÃO RETANGULAR

FORA DA SEÇÃO	Valores de ρmin (%)			
	C-25	C-30	C-35	C-40
RETANGULAR	0,15	0,15	0,164	0,179

As,min = ρmin*Ac

TAXA MÍNIMA DE ARMADURA DE LAJES

TIPO DE ARMADURA	LAJES SEM PROTENÇÃO
ARMADURAS NEGATIVAS	Ps>=ρmin
ARMADURA NEGATIVAS DE BORDOS SEM CONTINUIDADE	ρs>=0,67*ρmin
ARMADURAS POSITIVAS DE LAJES ARADAS EM DUAS DIREÇÕES	ρs>=0,67*ρmin
ARMADURAS POSITIVAS (PRINCIPAIS) DE LAJES ARMADA EM UMA DIREÇÃO	Ps>=ρmin
ARMADURAS POSITIVAS (SECINDÁRIAS) DE LAJES ARMADUAS EM DUAS DIREÇÕES	As/s>=20% da armadura principal; As/s>= 0,9cm²/m ; ρs>= 0,5*ρmin

As, min = ρs*bw*h

PONTE SOBRE O RIO REAL

Ponte em concreto armado moldado no local

Sistema estrutural em vigas simplesmente apoiadas com vão central de 20m e balanços de 5,0m em cada extremidade

Seção transversal de duas vigas em seção T

Ponte rodoviária com carga móvel TB-450, conforme a NBR 7188 (ABNT 2013)

Tipo de via: pista simples, para volume médio diário de tráfego 50>VMD<200, que caracterizam a geometria da ponte (faixa de rolamento com 3,0m e largura de acostamento com 0,50m) Estrada vicinal.

Materiais:	Concreto C-30	fck (Mpa) =	35,00				
	Aço CA-50	fyk(Mpa)=	500,00				
VIGA							
	comprimento	l =	20,00	m			
	altura	h=	1,85	m	=	185,00	cm
	largura	bw =	0,25	m		25,00	cm
Viga T	largura	bf =	2,95	m		295,00	cm
a =						2.000,00	
B1=						140,00	
hf =						25,00	cm
B2=						395,00	
b1	200	70	200,00			70,00	cm
b2	200	197,5	200,00			200,00	cm
Altura do recapeamento			0,05	m		5,00	cm
Defensa (altura)			0,87	m		87,00	cm

CÁLCULO DAS SOLCITAÇÕES DEVIDO ÀS CARGAS PERMANENTES

PESO PRÓPRIO DO CONCRETO ARMADO	25	kN/m³
PESO PROPRIO DO REVESTIMENTO	24	kN/m³

CÁLCULO DA CARGA PERMANENTE

ELEMENTO	DESCRIÇÃO	CÁLCULO		p esp	peso (kN/m)
1	viga		0,59	25,00	14,84
2	laje interna		0,49	25,00	12,35
4	laje em balanço		0,42	25,00	10,47
5	Mísula externa		0,04	25,00	1,05

6	mísula interna	0,03	25,00	0,63		
7	Defensa	0,22	25,00	5,60		
8	pavimento	0,23	24,00	5,46		
	TOTAL			**50,39**		
	Peso próprio dos elementos estruturais(vigas e lajes)carga unif distribuída			**39,33**		
	75% das cargas permanente uniformmente distribUídas=			**37,79**	<	39,33
	Trata-se de grande ponte, logo os coeficientes de ponderações das cargas permanetes são:					
	Para efeito desfavorável			**1,30**		
	Para efeito favorável			**1,00**		

CÁLCULO DAS CARGAS CONCENTRADAS NAS VIGAS PRINCIPAIS9(LONGARINAS)

ELEMENTO	DESCRIÇÃO	CÁLCULO		p esp	peso (kN/)	
9	transversinas internas	0,25*1,00*(3,95)/2	0,67	25,00	**16,87**	
10	transversinas externas	2,4740625	2,47	25,00	**61,85**	
11	Met				**-29,59**	kNm

PARA CÁLCULO UTILIZANDO FTOOL POR LONGARINA

Comprimento total da ponte sem as alas	30,00	m
Comprimento do tramo central	20,00	m
Espaçamento entre pilares(apoios)	20,00	m
Comprimento dos balanços	5,00	m
Carga permanante distribuída	50,39	kN/m
Carga concentrada das transcersinas internas	16,87	kN
Carga concentrada das trnsversinas externas	61,85	kN

MOMENTOS FLETORES DEVIDO A CARGA PERMANENTE

SEÇÃO	Mg(kNm)
0	-29,59
5	-968,50
10	1.048,40
15	1.720,70
20	1.048,40
25	-968,50
30	-29,59

M0 = -29,59 kN.m

FORÇAS CORTANTES DEVIDO ACARGA PERMANENTE

SEÇÃO	Vg(kN)
0	-61,80
5E	-313,70
5D	529,40
10E	277,40
10D	260,40
15E	8,50
15D	-8,50
20E	-260,40
20D	-277,40
25E	-529,40
25D	313,80
30	61,80

REAÇÕES DE APOIO DEVIDO A CARGA PERMANENTE

	SEÇÃO	Rg(kN)
P1		859,90
p2		859,90

CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES DEVIDO A CARGA MÓVEL

Tb 450 P = 75 kN

P = 5 kN/m²

Coeficiente que multiplica as cargas móveis

ϕ = CIV*CNF*CIA 1,30 p/vigas 1,63 p/laje

CNF = 1-0,05*(n-2)>0,9

CIA = 1,25 Majora os esforços na laje

CIV = 1+1,06*(20/(Liv+50))

Para o vão Liv(m)= 20,00 CIV = 1,30

CNF = 1,00

CIA = 1,25

TREM TIPO DA VIGA PRINCIPAL

Q1= ϕ*75*(y1+y2)= ϕ* 146,43 kN

q1= ϕ*5*(A1+A2)= ϕ* 4,02 kN/m

q2= ϕ*5*A1= ϕ* 18,67 kN/m

ENVOLTÓRIA MOMENTOS FLETORES

SEÇÃO	MAX	MÍN
0	0,00	-29,59
5	-968,50	-2.557,90
10	2.950,80	202,00
15	4.257,20	809,30
20	2.950,80	202,00
25	-968,50	-2.557,90
30	0,00	-29,60

ENVOLTÓRIA ESFORÇOS CORTANTES

SEÇÃO	MÁX	MÍN
0	-61,80	-208,20
5E	-313,70	-780,40
5D	1.074,60	449,80
10E	648,40	186,20
10D	631,50	169,30
15E	227,90	-211,00
15D	211,00	-227,90
20E	-169,30	-631,50
20D	-186,20	-648,40
25E	-449,80	-1.074,50
25D	780,40	313,70
30	208,20	61,80

MOMENTOS FLETORES MÁXIMOS E MÍNIMOS DEVIDO A CARGA MÓVEL LONGARINA(ftool)

	ϕ		M(kNm)
máx M0	1,30	29,59	38,55
mínM0	1,30	0,00	0,00
máx M5	1,30	0,00	0,00
mínM5	1,30	-1.589,40	***-2.070,76***
máxM10	1,30	1.902,40	2.478,56
mínM10	1,30	-846,40	-1.102,74
máxM15	1,30	2.536,50	***3.304,70***
minM15	1,30	-911,40	-1.187,42
máxM20	1,30	1.902,40	2.478,56
mínM20	1,30	-846,40	-1.102,74
máx 25	1,30	0,00	0,00
mín25	1,30	-1.589,40	-2.070,76
máx30	1,30	29,59	38,55
min30	1,30	-0,01	-0,01

FORÇAS CORTANTES MÁXIMAS E MÍNIMAS DEVIDO À CARGA MÓVEL

		ϕ		V(kN)
	máxV0	1,30	0,00	0,00
	mínV0	1,30	-146,40	-190,74
	máxV5E	1,30	0,00	0,00
	minV5E	1,30	-466,70	-608,04
	máxV5D	1,30	545,20	710,32
	minV5D	1,30	-79,60	-103,71
	máxV10E	1,30	371,00	483,36
	minV10E	1,30	-91,20	-118,82
	maxV10D	1,30	371,10	483,49
	minV10D	1,30	-91,10	-118,69
	máx V15E	1,30	219,40	285,85
	mínV15E	1,30	-219,50	-285,98
	maxV15D	1,30	219,50	285,98
	minV15D	1,30	-219,40	-285,85
	maxV20E	1,30	360,10	469,16
	mínV20E	1,30	-371,10	-483,49
	máxV20D	1,30	91,20	118,82
	minV20D	1,30	-371,00	-483,36
	máxV25E	1,30	79,60	103,71
	minV25E	1,30	-545,10	-710,19
	maxV25D	1,30	466,60	607,91
	minV25D	1,30	-0,10	-0,13
	máxV30	1,30	146,40	190,74
	minV30	1,30	0,00	0,00

REAÇÕES DE APOIO MÁXIMAS E MÍNIMAS CARGA VARIÁVEL

		ϕ		Rq(kN)
P1	máxRq5	1,30	733,37	955,48
	minRq5	1,30	-80,10	-104,36
P2	máxRq25	1,30	733,37	955,48
	minRq25	1,30	-80,10	-104,36

DETERMINAÇÃO DOS VALORES PARA O ELU

Considerando que o peso próprio dos elementos estruturais(vigas e lajes) vale 67,7kN/m e 75% da carga uniformememe distribuída permanente de 84,15kN/m vale 63,11kN/m, trata-se portanto de grande ponte.
Assim:
Coeficiente de ponderação das cargas permanentes é de 1,30 para efeito desfavorável e 1,0 para efeito favorável.
O coeficiente de ponderação de ação variável vale 1,5.
Portanto os valores de cálculo são determinados com:

Fd = 1,30 *Fgk + 1,50 *Fqk

Ações no mesmo sentido.

Fd = 1,00 *fgk + 1,50 *fqk

Ações com sentidos opostos.

VALORES REPRESENTATIVOS DOS MOMENTOS FLETORES PARA O ELU

SEÇÃO	Mg(kNm)	max Mq(kNm)	min Mq(kNm)	Mdmáx (kNm)	Mdmin (kNm)
0	-29,59	38,55	0,00	19,36	-38,47
5	-968,50	0,00	-2.070,76	-1.259,05	-4.365,19
10	1.048,40	2.478,56	-1.102,74	5.080,75	-605,71
15	1.720,70	3.304,70	-1.187,42	***7.193,96***	-60,44
20	1.048,40	2.478,56	-1.102,74	5.080,75	-605,71
25	-968,50	0,00	-2.070,76	-1.259,05	-4.365,19
30	-29,59	38,55	-0,01	19,36	-38,49

VALORES REPRESENTATIVOS DAS FORÇAS CORTANTES PARA O ELU

SEÇÃO	Vg(Kn)	max Vq(kN)	min Vq(kN)	Vd max(kN)	Vd min(kN)
0	-61,80	0,00	-190,74	-80,34	-366,45
5E	-313,70	0,00	-608,04	-407,81	-1.319,88
5D	529,40	710,32	-103,71	1.753,70	532,66
10E	277,40	483,36	-118,82	1.085,66	182,39
10D	260,40	483,49	-118,69	1.063,76	160,48
15E	8,50	285,85	-285,98	439,82	-417,92
15D	-8,50	285,98	-285,85	417,92	-439,82
20E	-260,40	469,16	-483,49	365,22	-1.063,76
20D	-277,40	118,82	-483,36	-182,39	-1.085,66
25E	-529,40	103,71	-710,19	-532,66	-1.753,50
25D	313,80	607,91	-0,13	1.319,81	407,74
30	61,80	190,74	0,00	366,45	80,34

VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES DA VIGA PARA RESISTIR À FORÇA CORTANTE
Modelo de cálculo I da NBR6118(2014)

$V_{Rd2} = 0,27*\alpha_{v2}*f_{cd}*b_w*d0 =$ 2,41633125
$\alpha_{v2} = 1-(f_{ck}/250) =$ 0,86
$f_{cd} = f_{ck}/1,4 =$ 25,00 Mpa
Estimativa da altura útil 0,9h = 1,67 m 166,5 cm
Largura da viga bw = 0,25 m 25
Assim sendo :
$V_{Rd2} =$ 2,42 MN = 2416,33 kN
$|V_{dmáx}| =$ 1.753,70 kN
Desta forma a seção cortante atende ao ELU

VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES DA VIGA PARA MOMENTO FLETORES
SEÇÃO 15 MEIO DO VÃO
VIGA T Mdmáx

Largura colaborante $b_f =$ 2,95 m

$(\lambda/2)*\xi^2-\xi+(M_d/(\lambda*\alpha_c*b_f*d^2*f_{cd})=0$
Aço CA-50 500MPa 50,00 kN/cm²
Concreto fck(MPA) = 35,00 3,50 kN/cm²
$\lambda =$ 0,80
$\alpha_c =$ 0,85
$\xi_{lim} <$ 0,45
x=ξ*d
Md max= 7.193,96 kNm = 719.395,57 kNcm x=ξ*d = 8,30 cm
d = 1,76 m = 176,14 cm y=λ*x = 6,64 cm, < 25,00 cm
bf = 2,95 m = 295,00 cm linha neutra posicionada na mesa
h = 1,85 m = 185,00 cm
hf = 0,25 m= 25,00 cm
bw = 0,25 m = 25,00 cm
0,4 *ξ^2 -1 *ξ + 0,0462336 Utilizar ξ calculado
ξ = ***0,04712*** ok

$A_s = \lambda*\alpha_c*b_f*d*\xi*f_{cd}/f_{yd} =$ ***95,74*** cm²

As ,ef= ***98,17 cm²***

AC = 11.125,00 cm² 20 ϕ 25
BARRA ϕ = 25 mm SEÇÃO 4,91 cm² d=
$A_{smin} =$ 24,94 cm² cob = 3 cm 42 14
estribo 1 cm eh = 3 cm d'= 8,86 ok<10
ev = 3 cm

| | | |

CÁLCULO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA NO ESTÁDIO II (DEPREZANDO-SE A COLABORAÇÃO DO CONCRETO À TRAÇÃO)

$F_{d,freq} = \Sigma F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1,k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$

$F_{d,freq}$ força de cálculo para a combinação frequente de serviço

ψ_1 e ψ_{2j} coeficientes de redução para as ações variáveis principal e secundária

ψ = 0,5 para longarinas de vão até 100m

SEÇÃO 5

CÁLCULO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRO, DESPREZANDO-SE A ARMADURA DE COMPRESSÃO

$x_{II} = (-\alpha_e * A_{s,ef} + ((\alpha_e * A_{s,ef})^2 + 2 * b_w * \alpha_e * A_{s,e} f * d)^{0,5}) / b_w$

α_e =	10,00		ABNT 6118 2014	
$A_{s,ef}$ =	98,17	cm²	0,0098175	m²
d =	176,14	cm	1,7614474	m
b_w =	25,00	cm	0,25	m
x_{II} =	0,99	cm	0,01	m

$I_{II} = b_w * x_{II}^3/3 + \alpha_e * A_{s,ef} * (d - x_{II})^2$

I_{II} =	30.120.030,57	cm^4	0,30	m^4

A TENSÃO NORMAL ATUANTE NA ARMADURA NO REGIME ELÁSTICO E NO ESTÁDIO II

$\Delta\sigma s_s = (\alpha_e * \Delta M_{d,neg,freq} * (d - x_{II})) / I_{II}$

$M_{d,freq} = \Sigma M_{g,k} + \psi 1 * M_{q,k}$

$\psi 1$ =	0,50	vigas longitudinais
Mg,k,pos =	1.048,40	kNm
Mq,k,pos,max =	2.478,56	kNm
Mq,k,pos,min =	-1.102,74	kNm
Md,pos,max, freq =	2.287,68	kNm

Md,pos,min, freq	497,03	kNm				
Δ Md,neg,freq	*1.790,65*	*kNm*				
Δσs $_s$ =	*10,41*	*kN/cm²*	104,13	MPa<	175 Mpa	*ok*

TENSÕES NO CONCRETO

$\sigma_{max} = \sigma c_2 = M_{dpos,max,freq} * x_{II}/I_{II}$ =	75,01	kN/m²	0,08 MPa
$\sigma_{min} = \sigma_{c1} = M_{d,,min,\ freq} * (x_{II} - 0{,}3_j)/I_{II}$ =	-478,75	kN/m²	-0,48 MPa

$\eta_c * \gamma f * \sigma c,max < fcd,fad$

$f_{cd,fad} = 0{,}45 * f_{cd}$ =	*11,25*	MPa	
ηc = 1/(1,5-0,5*Iσc1I/Iσc2I)=	0,21		
γf =	1,00	Desnecessário correção de ferragem	

$\eta_c * \gamma f * \sigma c,max$				
=	*0,02*	*<*	*12,86*	*seção verificada*

SEÇÃO T 10

CÁLCULO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRO, DESPREZANDO-SE A ARMADURA DE COMPRESSÃO

$x_{II} = (-\alpha_e * A_{s,ef} + ((\alpha_e * A_{s,ef})^2 + 2 * b_w * \alpha_e * A_{s,e}f * d)^{0,5})/b_w$

α_e =	10				
$A_{s,ef}$ =	98,17	cm²			
bw =	25,00	cm			
hf =	20,00	cm			
d =	176,14	cm	1,7614474	m	
bf =	295,00	cm			
x_{II} =	31,68	cm >hf =	25	cm	

Logo, necessita-se determinar nova posição da linha neutra

$x_{II} = A * (-1 + (1 + 2 * d_0/A)^{0,5})$

$d_o = (A_{s,ef} * d + ((b_f - b_w) * h_f/2)/\alpha_e))/(A_{s,ef} + (b_f - b_w) * h_f/\alpha_e)$

$A = \alpha e * ((As,ef + (bf - bw) * hf/\alpha e)/bw$

d_0 =	27,52	cm			
A =	255,27	cm²			
x_{II} =	26,18	cm	0,26	m	
I_{II} =	22.232.988,81	cm^4	0,22	m^4	

$\Delta\sigma s_s = (\alpha_e * \Delta M_{d,pos,freq} * (d - x_{II}))/I_{II}$

$M_{d,freq} = \Sigma M_{g,k} + \psi 1 * M_{q,k}$

ψ1 =	0,50	vigas longitudinais
Mg,k,pos =	1.048,40	
Mq,k,pos,max =	2.478,56	
Mq,k,pos,min =	-1.187,42	
Md,pos,max, freq =	2.287,68	
Md,pos,min, freq =	454,69	
Δ Md,pos,freq	1.832,99	

Δσs = 0,12 kN/cm² 1,24 Mpa < 175 MPa ok

TENSÕES NO CONCRETO

$\sigma_{max} = \sigma c_2 = M_{d,pos,max,freq} * x_{II}/I_{II}$ =	2.693,63	kN/m²	2,69	MPa	-0,029016
$\sigma_{min} = \sigma_{c1} = M_{d,pos,min,\ freq} * (x_{II-0,}30_{)}/I_{II}$ =	-78,16	kN/m²	-0,08	MPa	-0,014508 1,514508
$\eta_c * \gamma f * \sigma c,max < fcd,fad$					0,66028
$f_{cd,fad} = 0,45 * f_{cd}$ =	9,64				
ηc = 1/(1,5-0,5*Iσc1I/Iσc2I)=	0,66				
γf =					

$\eta_c * \gamma f * \sigma c,max$ = 1,78 Mpa < 11,25 Mpa seção verificada

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA (MOM FLE POS)

SEÇÃO	Mmax(kNm)	Mmin(kNm)	*As, inf, efet*	ΔM,pos, freq	Δσss (Mpa)	comparação barra 25mm(Mpa)	k	Asnec	Quant Barras de 25	kN/m²
0	-10,31	-29,59	***9,82***	19,28	1,30	175,00	1,00	***9,82***	***2,00***	1.300,19
5	-968,50	-2.003,88	***68,72***	1.035,38	69,84	175,00	1,00	***68,72***	***14,00***	69.838,72
10	2.287,68	497,03	***34,36***	1.790,65	120,78	175,00	1,00	***34,36***	***7,00***	120.783,10
15	3.373,05	1.126,99	***98,17***	2.246,06	151,50	175,00	1,00	***98,17***	***20,00***	151.501,77
20	2.287,68	497,03	***34,36***	1.790,65	120,78	175,00	1,00	***34,36***	***7,00***	120.783,10
25	-968,50	-2.003,88	***68,72***	1.035,38	69,84	175,00	1,00	***68,72***	***14,00***	69.838,72
30	-10,31	-29,59646	***9,82***	19,28	1,30	175,00	1,00	***9,82***	***2,00***	1.300,63

VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA TRANSVERSAL

Vmáx = Vg+ψ1*maxVq

Vmin = Vg+ψ1*minVq

ψ1= 0,5 vigas pontes rodoviárias 0,5*Vc= 214,56 ***kN***

Δfsd,fad = 85 MPa Estribo de 10min

$\Delta\sigma_{sw} = (|V_{dmáx}| - |V_{dmin}|)/((A_{sw}/s)*0,9*d)$

SEÇÃO	Vd, max(kN)	Vd,min(kN)	Asw(cm²/m)	0,5Vc	k	Aswnec(cm²/m	σs,max	σs,min	Δσsw
0	-61,80	-157,17	7,85	214,56	1,00	***7,85***	0,00	0,00	0,00
5E	-313,70	-617,72	14,14	214,56	1,60	***22,56***	44,23	179,87	135,64
5D	884,56	477,55	20,42	214,56	1,48	***30,20***	206,95	81,23	125,72
10E	519,08	217,99	11,00	214,56	2,03	***22,34***	174,68	1,97	172,71
10D	502,15	201,05	9,43	214,56	2,26	***21,34***	192,46	0,00	192,46
15E	151,42	-134,49	7,85	214,56	1,00	***7,85***	0,00	0,00	0,00
15D	134,49	-151,42	7,85	214,56	1,00	***7,85***	0,00	0,00	0,00
20E	-25,82	-502,15	9,43	214,56	2,26	***21,34***	0,00	192,46	192,46
20D	-217,99	-519,08	11,00	214,56	2,03	***22,34***	1,97	174,68	172,71
25E	-477,55	-884,49	20,42	214,56	1,48	***30,20***	81,23	206,93	125,70
25D	617,76	313,73	14,14	214,56	1,60	***22,56***	179,89	44,25	135,64
30	157,17	61,80	7,85	214,56	0,00	***7,85***	0,00	0,00	0,00

Estribo ϕ10mm As, = 0,79 cm²

AS TRANSVERSINAS NÃO ESTÃO LIGADAS À LAJE, A NÃO SER AS DAS TESTEIRAS.

L1 = L3 LAJES EM BALANÇO

lx =	1,80	m	
ly =	30,00	m	
h =	0,25	m	espessura da laje
e=	0,05	m	considerar pav distribuído em toda largura da laje
t=	0,67		
t' =	0,32		
ly/lx=	16,67		CONSIDERAR INDEFINIDA
a=	2,00		
b=	0,50		

CARGA PERMENANTE LAJE L1=L3 em balanço

CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR E DA FORÇA CORTANTE NA SEÇÃO DO EIXO DA VIGA

ELEMENTO	G(kN)			x(m)		Mg(kNm)		
Peso próprio	0,25*1,68*25	10,50		0,90	0,90	9,45	Vgpplaje	6,25
Mísula ext	1,68*0,05*0,5*25	1,05		1,20	1,20	1,26	Vgdefen	5,51
Defensa	0,15*0,87*25	3,26	1,8-0,15/2		1,73	5,63		
	0,1*0,4*0,5*25	0,50		1,62	1,62	0,81		
	0,1*0,4*25	1,00		1,60	1,60	1,60		
	0,4*0,15/2*25	0,75		1,50	1,50	1,13		
Rev conc ext	1,4*0,05*24	1,68		0,70	0,70	1,18		
	Vg =	18,74			(-mg) =	21,05		

Mg = ***-21,05*** kNm/m

CARGA MÓVEL

As cargas moveis do TB - 450 são:

Q=	75,00	kN
q=	5,00	kN/m2
ϕ = CIV*CNF*CIA	1,63	
CIV =	1,30	Vão menor que 10,0m
CNF =	1,00	
CIA =	1,25	

PROGRAM TRUSCH

CÁLCULO DOS MOMENTO FLETORES DEVIDO ÀS CARGAS MÓVEIS com impacto

(-Mxe,q) =	***127,11***	kNm	Seção de engaste
Myr,q =	***36,97***	kNm	borda livre
Mxm,q =	***9,42***	kNm	momento positivo no meio da laje direção x
Mym,q =	***13,00***	kNm	momento no meio da laje na direção y
(-Mxm,q)=	***35,33***	kNm	momento negativo no meio da laje na direção x

CÁLCULO DA FORÇA CORTANTE (TABELAS RUSCH NÃO COBRE ESTA SITUAÇÃO)

PROCESSO INDICADO NA NORMA 6118 ABNT

LARGURA COLABORANTE

bcol = b+0,5*a1(1-b/l)			0,80 m	b=	0,55
e =	0,05	m	espessura do pavimento	a1=	0,68
h =	0,25	m	espessura da laje		
a* =	0,55	m	=b para o caso		
b* =	0,85	m			
a1 =	0,68	m	roda colada no passeio		
Vq =ϕ*Q/bw=	153,26	kN/m			

L2

lx =	4,20	m
ly =	30,00	m
h =	0,25	m
e=	0,05	m
t'=	0,32	
t=	0,67	
a=	2,00	m
lx/a =	2,10	
t/a=	0,33	
ly/lx=	7,14 >> 3,5	

t/a p p' k

CARGA PERMENANTE

CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR

Cargas:

Peso próprio da laje=0,25*25		6,25	kN/m²
peso pro do Rev 0,05*24		1,20	kN/m²
	g =	7,45	kN/m²
d		0,22	m
Mxm,g =	***5,48***	kNm/m	
Mym,g =	***0,91***	kNm/m	
(-Mxe,g) =	***10,95***	kNm/m	

CARGAS MÓVEIS

TB-450

Q =	75,00	kN	Qd=	126,56	kN
q=	5,00	kN/m²	qd=	8,44	kN/m²
ϕ = CIV*CNF*CIA	1,69				
CIV =	1,35	considerar o menor vão da laje			
CNF=	1,00				
CIA	1,25	lembrar de no dimensionamento aplicar 1,25 no caso da laje sobre o trecho da longarina em balanço.			

PROGRAM TRUSCH

Mxm,q =	***36,53***	kNm/m
Mym,q =	***18,91***	kNm/m
(-Mxe,q) =	***73,10***	kNm/m

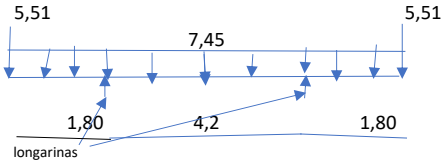
CÁLCULO DOS ESFORÇOS CORTANTES

LAJES UNIDIRECIONAIS - USAREMOS A TEORIA DAS VIGAS

CARGA PERMANENTE

DEF	5,51	kN
REVES ASF	1,20	kN/m
PPLAJE	6,25	kN/m
Reçao por viga	34,57	

Modelo estutural para cargas permanentes



Vg- =	12,00	kN	Seção esq junto à longarina
Vg+=	5,70	kN	Seção dir junto à longarina

CARGA MÓVEL Ftool

Vq- =	-75,90	kN	Seção esq junto à longarina	Vsd1=	169,81	kN/m
Vq+=	0,00	kN	Seção esq junto à longarina			
Vq+=	76,00		Seção dir junto à longarina	Vsd2=	193,07	kN/m seção mais crítica
Vq- =	-30,20		Seção dir junto à longarina	h=	0,20	m
				d=	0,17	m

VERIFICAÇÃO DE DISPENSA DE ESTRIBOS

$V_{sd} < V_{RD1}$

$V_{RD1} = (T_{Rd} * k(1,2+40\rho_1) * b_w * d)$ **195,84 kN/m > 193,07 kN/m OK**

k =(1,6-d)	Para a condição de mais de 50% da aramadura inferior chegar ao apoio		1,37
τ_{Rd}=	0,44	Mpa	
V_{SD} =	121,70	kN/m	
Adotar d =	h1-0,04	0,23	ver seção junto à longarina no des cad a 0,25m do eixo da longarina dir
$\rho1=A_{S1}/(b_w*d)$	0,00	< 0,02	
τ_{Rd} = 0,25*(0,7*(0,3*(fck^0,67)))/1,4	0,44	MPa =	0,04 kN/cm²

LAJES DET VR P ELU

LAJES L1 = L3

No apoio (na viga, em função das músulas) tomando-se a altura média da laje h=0,30m, demais seções h=0,25m

d= h-0,03=	0,26 m	26 cm	Na seção de engaste
d= h-0,03=	0,22 m	22 cm	demais seções

(-Mg) = 21,05

(-Mxe,q) = 127,11
Myr,q = 36,97
Mxm,q = 7,55
Mym,q = 0,00
(-Mxm,q) 0,00

Mxed = 218,03		0,4 *ξ^2		-1 ξ +	0,18972
	ξ =	0,21			
	As =	21,03 cm²/m		Aesf	
					21,16 cm²/m
Armadura mínima =0,179/100*100*25				4,48 cm2/m	
	ϕ12,5	17,09		5,85	
	ϕ16	**10,46**		**9,56**	**9,50 cm**
	ϕ10				

Myrd = 55,46		0,4 *ξ^2		-1 ξ +	0,067398
	ξ =	0,07			
	As=	7,05 cm²/m		Aesf	
					7,24 cm²
	ϕ12,5	**5,73**	***17,45***	**17,00 cm**	
	ϕ16	3,51	28,52	29,50	
	ϕ10	8,92	11,21	11,50	

Vx.d= 254,26 kN/m

LAJE 2

h =0,25m

d =0,25-0,03= 0,22m =	22 cm
No apoio tomar d=	26 cm

Mxm,g = 5,48
Mym,g = 0,91
Mxe,g = 10,95

Mxm,q = 36,53
Mym,q = 18,91
Mxe,q = 73,10

Mxmd =	***61,92***	0,4 *ξ^2		-1 ξ +	0,08	
		ξ =	0,08			
		As =	6,68 cm²/m		**Aesf**	
					7,90 cm2/m	
		φ10,0	***8,46***	***10,70***	**10,00 cm**	
		ϕ12,5	5,43	18,41	22	
		ϕ16	3,32	30,09	35,00 cm	

Mymd =	***29,55***	0,4 *ξ^2		-1 ξ +	0,04	
		ξ =	0,04		**Aesf**	
		As=	3,13 cm²/m		**3,95 cm²**	
		ϕ10,0	**3,97**	**25,20**	**20,00 cm**	
		ϕ12,5	***2,55***	***39,24***	**13,50 cm**	
		ϕ16	***3,97***	***25,20***	**10,00**	

Mxed =	***123,89***	0,40 *ξ^2		-1,00 ξ +	0,11	
		ξ =	0,11			
		As =	11,48 cm²/m		**Asef**	
					11,49 cm²/m	
		ϕ12,5	9,33	10,72	8,50 cm	
ϕ12,5	1,23 cm²	***φ16***	***5,71***	***17,51***	***17,50 cm***	
ϕ16	**2,01 cm²**					
ϕ10	0,79 cm²					
ϕ20	3,14 cm²	para correção por conta do cortante na laje				
ϕ25	4,91 cm²	Asnec =	11,49 cm²		14,95 cm²	refazer cálculo usando esta ferragem
			3,66	27,34	21,00 cm	
		ϕ25	3,045291	32,83758	7,5 cm	Utilizar esta configuração
					65,47 cm²	

COMBINAÇÃO FREQUENTE DE SERVIÇO PARA VERIFICAÇÃO DE FADIGA

$F_{d,freq} = \Sigma F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1,k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$

$F_{d,freq}$ força de cálculo para a combinação frequente de serviço
ψ_1 e ψ_{2j} coeficientes de redução para as ações variáveis principal e secundária
ψ_1 = 0,8 para laje do tabuleiro

Mxed,max,freq =	69,43	kNm/m
Mxed,min,freq =	10,95	kNm/m
Δmxed,freq =	58,48	kNm/m

Mxrd,max,freq =	69,43	kNm/m
Mxrd,min,freq =	10,95	kNm/m
ΔMxrd,freq =	58,48	kNm/m
Mxmd,max,freq =	34,70	kNm/m
Mxmd,min,freq =	5,48	kNm/m
ΔMxmd,freq =	29,22	kNm/m
Mymd, max,freq =	16,04	kNm/m
Mymd,min,freq =	0,91	kNm/m
ΔMymd,freq =	15,13	kNm/m

VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS NEGATIVAS
$\gamma_f * \Delta\sigma_{Ss} <= \Delta f_{sd,fad}$

$\Delta\sigma_{Ss} = \alpha_e * (\Delta M_{xed,freq}) * (d - x_{II}) / I_{II}$

Posição da linha neutra no estádio II : x_{II}

$x_{II} = (-\alpha_e * A_{s,ef} + ((\alpha_e * A_{s,ef})^2 + 2 * b_w * \alpha_e * A_{s,ef} * d)^{0,5}) / b_w$

α_e =	10	NBR6118					
x_{II} =	8,58	cm					
$I_{II} = b_w * x_{II}^3/3 + \alpha_e * A_{s,ef} * (d - x_{II})^2$							
I_{II} =	85.259,25	cm^4					
$\Delta\sigma_{Ss}$ =	11,95	kN/cm² =	119,45	MPa<	190,00	MPa	**ok**

$\Delta\sigma_{Ss} = \alpha_e * (\Delta M_{xrd,freq}) * (d - x_{II}) / I_{II}$

x_{II} =	6,66	cm					
I_{II} =	52.807,59	cm^4					
$\Delta\sigma_{Ss}$ =	16,98	kN/cm^2	169,83	MPa<	190,00	MPa	**ok**

VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS POSITIVAS

$\Delta\sigma_{Ss} = \alpha_e * (\Delta M_{xmd,freq}) * (d - x_{II}) / I_{II}$

x_{II} =	5,95						
I_{II} =	27.370,54						
$\Delta\sigma_{Ss}$ =	17,14	kN/cm2	171,39	MPa<	190,00	MPa	**ok**

$\Delta\sigma_{Ss} = \alpha_e * (\Delta M_{ymd,freq}) * (d - x_{II}) / I_{II}$

x_{II} =	3,79						
I_{II} =	14.913,02						
$\Delta\sigma_{Ss}$ =	18,47	kN/cm2	184,70	MPa<	190,00	Mpa	**ok**

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO
Momentos fletores negativos

Mxed

ηc*γf*σc,max < fcd,fad

ηc = 1/(1,5-1,5*módulo(σc1/σc2))

$|\sigma_{c1}| = M_{xed,min,freq} * (x_{II} - 30) / I_{II}$

$|\sigma_{c2}| = M_{xed,máx,freq} * x_{II} / I_{II}$

lσc1 l=	0,28	< 0 =	0,00	0,00	MPa		
lσc2 l=	0,70	kN/cm²	6,99	Mpa			
ηc =	0,67						
fcd, fad = 0,45*fcd	1,13	kN/cm²	11,25	Mpa			
ηc*γf*σc,max =	4,66	Mpa<fcd.fad =			11,25	MPa	**ok**

Mxrd

lσc1 l=	-0,48	< 0 =	0,00	0,00	MPa		
lσc2 l=	0,88	kN/cm²		8,76	Mpa		
ηc*γf*σc,max =	5,84	Mpa<fcd.fad =			11,25	MPa	**ok**

Mxmd

lσc1 l=	-0,48	<0 =	0,00	0,00	MPa		
lσc2 l=	0,75	kN/cm²		7,54	MPa		
ηc*γf*σc,max =	5,05	Mpa<fcd.fad =			11,25	MPa	**ok**

Mymd

lσc1 l=	-0,16	<0 =	0,00	0,00	MPa		
lσc2 l=	0,41	kN/cm²		4,08	MPa		
ηc*γf*σc,max =	2,73	Mpa<fcd.fad =			11,25	MPa	**ok**

ESFORÇOS LONGITUDINAIS

	Kp1 =	24.247,70	kN/m
	kp2 =	24.247,70	kN/m
	kn =	7.500,00	kN/m
	Pilares mais aparelhos de apoio		
	Para apoio 1 da esquerda		
	k1 =	5.728,22	kN/m
	k2 =	5.728,22	kN/m

1 Empuxo do solo em uma das cortinas

	ka = 0,33	0,33	
	Altura da cortina =	1,85	m
	γsol =	18,00	kN/m³
	Esol =ka*γsol*h*h/2 =	10,16	kN/m
	Largura da cortina =	7,80	m
	Força do solo Fsol =	79,29	N

2 Frenagem e acelaração

O maior dos dois valores

a) 5% da carga q na pista de rolamento

largura da pista	7,00	m
comprimento	30,00	m
q =	5,00	kN/m²
Ffren/ace 1 =	52,50	kN/m²

b) 30% do peso do veículo tipo

peso do veículo tipo =	450,00	kN
Fren/ace2 =	135,00	kN

3 Empuxo do solo produzido pela sobrecarga em uma das cortinas

qv =450/(3*6) =	25,00	kN
q equ =(qv*3,00+(lp-3,0))/lp =	11,29	kN/m²
Esobc = ka*qequ*h*h =	12,75	kN/m²
Fsobc =	89,22	kN

4 Deformação do tabuleiro

Estimativa da deformação do tabuleiro devido à variação de temperatura e retração

εct =ΔT*α= 0,00015

A retração pode ser estimada como uma que de tempera de 15°C

Logo:

εct+εcs = 0,0003

A variação de comprimento entre os dois apoios será

Δl = 0,0060 m

DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS NOS APOIOS

Considerando dois conjuntos pilar-aparekho de apoio de cada lado , então:

K'1 = 2*k1 =	11456,437	kN/m
k'2 =2*k2 =	11456,437	kN/m
Σki =	22912,873	kN/m

Para cada um dos pilares dos dois apoios, temos:

H1 =0,5F*k!1/Σki =	0,25	*F	kN
H2 =0,5*F*k'2/Σki =	0,25	*F	kN

FORÇAS LONGITUDINAIS NOS PILARES

	Força(kN)	Pilares da esquerda(kN)	Pilares da direita(kN)
Empuxo da terra +-	79,29	19,82	19,82
Frenagem +-	135,00	33,75	33,75
Empuxo devido a sobrecarga +-	89,22	22,31	22,31
Temperatura e retração +-	34,37	18,83	18,83

DISTRIBUIÇÃO DEVIDO A DEFORMAÇÃO DO TABULEIRO

Determina-se inicalmente a posição do baricentro das rigidezes - origem no apoio 1

xo =(Σki*xi)/Σki =		10,00	m
Sendo assim	x1 =	-10,00	m
	x2 =	10,00	m

As reações são determinadas por:

Hi =ε*xi*ki

Logo	H1 =	34,37	kN
	H2 =	-34,37	kN
Por pilar	P1	17,18	kN
	P2	-17,18	kN

DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS NA DIREÇÃO TRANSVERSAL

Neste caso as rigidezes dos apoios na direção transversal são iguais as da direção longitudinal.

kt1 =	11.456,44	kN/m
kt2 =	11.456,44	kN/m
x1=	-10,00	m
x2 =	10,00	m

AÇÕES DO VENTO

Considerar o maior dos dois valores:

a)	Ponte descarregada		
	Pressão do vento	1,50	kN/m²
	Altura da viga	1,85	m
	comprimento da viga	30,00	m
	Altura da defensa	0,87	m
	Fa =	122,40	kN
b)	Ponte Carregada		
	Pressão do vento =	1,00	kN/m²
	Altura do revestimento asfáltico	0,05	m
	Altura do veículo	2,00	m
	Fb =	117,00	kN

PRESSÃO DA ÁGUA

Considerando a cheia máxima 1,0m abaixo do funda da viga.

hágua =		2,00	m
Pilar circular k =		35,00	
Pilar de seção quadrada k=		72,00	
Velocidade da água		2,00	m/s
P(kgf/m²)=κ*v^2	(v em m/s)	140,00	kgf/m²
		288,00	

Força da água Fágua pilar circular = 196,00 kgf

Força da águ pilar quadrado 403,20

Força da água Fágua = 1,96 kN

Força da água Fágua = 4,03 kN

REAÇÕES DOS PILARES NA DIREÇÃO TRANSVERSAL

		Força(kN)	Pilares da esquerda(kN)	Pilares da direita(kN)
Vento		122,40	30,60	30,6
Água	pilar circular	1,96	0,98	0,98
	Pilar quadrado	4,03	2,02	2,02

TRANSVERSINAS CENTRAIS

O dimensionamento das transversinas centrais e das extremedidades, será efetuado considerando que são biapoiadas nas longarinas.

Dimensões:

Comprimento Lt =	3,95	m	395,00	cm
Largura lt =	0,25	m	25,00	cm
Altura ht =	1,40	m	140,00	cm
altura paa cálculo d	135	cm		

obtenção dos esforços solicitantes:

Dimensionamento das armaduras longitudinais

g =	8,75	kN/m		
Mg =	17,07	KNm		
Md =	22,18	KNm	2218,480469	kNcm

0,4 *ξ^2 -1 *ξ 6,39097E-06

ξ= 6,39098E-06

As = 0,00084337 cm²

ρ =0,179 0,179

Asmin = 6,27 cm² **Utilizar ferragem mínima**

ϕ 12,5 = 1,23 cm²

N = 5 barras de ϕ 12,5

Dimensionamento das armaduras transversais

Vg = 17,28 kN

Vsd = 22,465625 kN

$Vsd <= V_{Rd2} = 0,27*\alpha V2*fcd*bw*d$

V_{Rd2} = 2082,86 kN>Vsd

Para o modelo I a área de aço dos estribos é determinada a partir da equação:

Asw/s=Vsw/(0,9*d*fywd*(sen(α)+cos(α))

Vc=Vc0=0,6*fctd*bw*d 328,88 kN

fctd= fctk,inf/γc=(0,7*(0,3*fck^0,67)/γc = 1,62 Mpa 0,16 kN/cm²

Vsw = Vsd-Vc = -306,42 kN

Como Vsd é menor do que Vc, empregam-se taxa mínima para as armaduras transversais:

(Asw/s)min = 0,2*(fct,m/fywk)*bw*sen(α) 0,04 cm²/cm 3,55 cm²/m

fct,m =0,3*fck^0,67 =0,3*40^0,67 = 3,55 MPa= 0,36 kN/cm²

ϕ8,0 0,50 cm² utilizar estribo 2 pernas ϕ 8,0mm a cada 22,5cm

N = 3,55 28,15

VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Flecha elástica imediata no estádio I

$\Delta_{I,T0} = 5*ql^4/(384*Ecs*Ic)$

Ic =	5716666,667	cm^4		
q =	0,0875	kN/cm		
Ecs =αi*Eci	29,40	Gpa	2940,291652	kN/cm²

ΔI,T0 = 0,001650068 cm 0,017 mm<< 0,3 mm

FORMAÇÃO DE FISSURAS

Mr = α*Fct*Ic/Yt 24371,87972 14,2816
fct = 2,273761374 0,227376137 Kn/cm²
Md rara = 1706,523438 ok

FLECHA DIFERIDA NO TEMPO

ΔI,tf =ΔI,t08(1+αf) = 0,04 mm
αf=((ξ(t)-ξ(i0))/(1+50*ρ')= 1,32
Δlim=l/250 = 1,58 cm = 15,8 mm ok

TRANSVERSINAS EXTERNAS

Momentos 25,00
M+ = 506,00 kNm
M- = 849,20 180,00

Cortante 711,00 kN
V 711,00 kN

Mg = 66,50 KNm
Md = 129,68 KNm 12.967,50 kNcm

0,40 *ξ^2 -1,00 *ξ 0,00001
ξ= 2,50
As = 439,87 cm²
ρ =0,179 0,18
Asmin = 0,00 cm² Utilizar ferragem mínima
ϕ 12,5 = 1,23 cm²

Consideremos engastadana laje

Força horizontal perp à dir do tráfego	100,00	kN		

Combinações últimas excepicionais

Fd,exc = Σ(γgi*Fgi,k) + FQ1,exc + Σγqjψ0j,efFQj,k)

Assim sendo Fd,exc = FQ1,exc

Fd,exc =	100,00	kN		
Braço de alavanca da aplicação	1,025	m		
Md,exc =	102,5	kNm	10250	kNcm

Dimensionamento da armadura

bw =	100,00	cm		
d = h-d' =	13,00	cm		
fcd =	2,86	kN/cm²		
fyd =	43,48	kN/cm²		

0,4	*ξ^2	-1 ξ +	0,312174	
ξ =	0,365655	<	0,45	

As=	21,24	cm²/m		
ρmin =	0,0018			
Asmin =	2,33	cm²/m		

ϕlongmáx =	h/8	2,125		
Smax =		20	cm	
		34	cm	
ϕ16mm	(π*ϕ^²)/4	2,01	cm²	10,56
Sadot	0,094655	9,47		
Sadot =	**1ϕ16C9,5**			

VERIFICAÇÃO DA DISPENSA DE ESTRIBOS

Vsd = Vd,exc = 100 kN

As,ef	21,1644					
ρ1=	0,01628	<0,02				
τRd=0,25*(0,7*(0,3*(40^0,67)))/1,4			0,44	MPa	0,04	kN/cm²
VRd1=			**157,08**	**kN**	**> Vsd**	**OK**

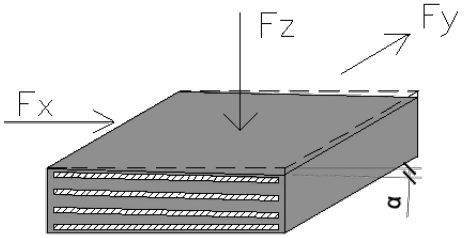
Desnecessário estribos na defensa.

Aparelho de Apoio Retangular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	5.30	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	2.22	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	3.34	>=0	OK
Estabilidade a flambagem	14.95	<=40.3	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

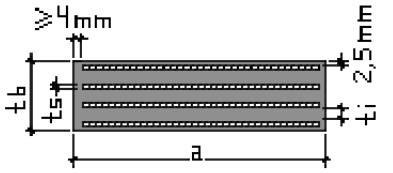
Variáveis de entrada

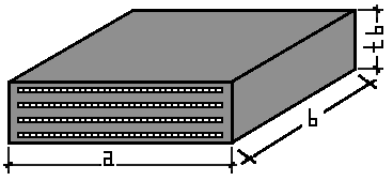
Fzk = 1852.91 kN
Fzd = 2595.8 kN Fzd,mín =705.08 kN
Fxd = 117.14 kN Fyd = 19.57 kN
vxd = 34.49 mm vyd = 5.76 mm
$\alpha_{a,d}$ = 0.001 rad $\alpha_{b,d}$ = 0.0 rad



Aparelho de apoio escolhido

a = 400.0 mm
b = 500.0 mm
n = 4.0 camadas
ts = 4.0 mm
ti = 12.0 mm
tb = 73.0 mm





Configurações

*Kf = 0.6
G = 0.9 MPa
Eb = 2000.0 MPa
fy = 210.0 MPa
ch = 4.0 mm
cv = 2.5 mm
**Kh = 1.0

*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto Kf = 0,6 e, para quais quer outros materiais Kf = 0,2.
**Para aparelhos de apoio com presença de furos Kh = 2,0 , caso contrário, Kf = 1,0.

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$K_L\left(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}\right) \leq \varepsilon_{u,d}$ = 1.5*(2.74+0.66+0.13) ≤ 7 = 5.30 < 7 →OK

$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \leq 1{,}0$ = 0.66 < 1 → OK

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$t_s{}' = \frac{K_p.F_{z,d}.(t_1+t_2).K_h.\gamma_m}{A_r.f_y} \leq t_s$ = 2.22 ≤4.00 → OK

Verificação 3: Condição limite - rotação

$\sum v_{z,d} - \frac{(a'.\alpha_{a,d}+b'.\alpha_{b,d})}{K_{r,d}} \geq 0$ = 3.34 ≥ 0 → OK

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2.a'.G.S_1}{3.T_e}$ = 14.95 ≤ 40.34→ OK

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d\ min}}{A_r} \geq 3$ = 4.06≥ 3 N/mm² → OK

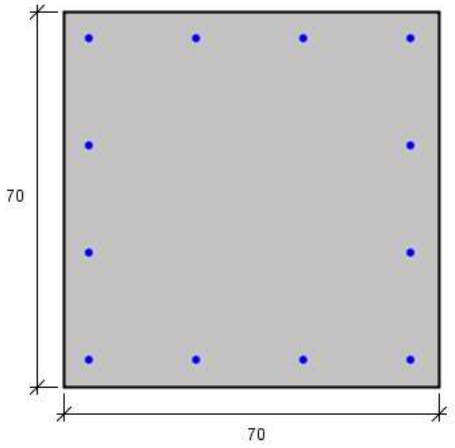
Sob Cargas totais:

$F_{xy,d} - \mu_e.F_{z,d\ min} \leq 0$ = -108016.47≤ 0 → OK

Ponte sobre o Rio Real Rib do Amparo BA

PILAR P1: Dados Gerais

Seção Transversal:



Armação: 12ϕ16 mm (As = 24.13 cm²)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: Ac = 4900 cm²

Centro de gravidade: x_{cg} = 35 cm

y_{cg} = 35 cm

Inércia em relação ao cg: Ix = 2000833 cm^4

Iy = 2000833 cm^4

Taxa de armadura: ρ_s = 0.49 %

Materiais: Concreto fck = 35 MPa

Aço fyk = 500 MPa

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: L = 350 cm

Índice de Esbeltez: λ_x = 35

λ_y = 35

PILAR P1: Dados Armadura

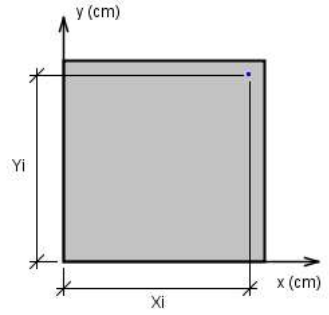


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	16.0	5	5
2	16.0	25	5
3	16.0	45	5
4	16.0	65	5
5	16.0	5	25
6	16.0	65	25
7	16.0	5	45
8	16.0	65	45
9	16.0	5	65
10	16.0	25	65
11	16.0	45	65
12	16.0	65	65

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

PILAR P1: Dados Esforços

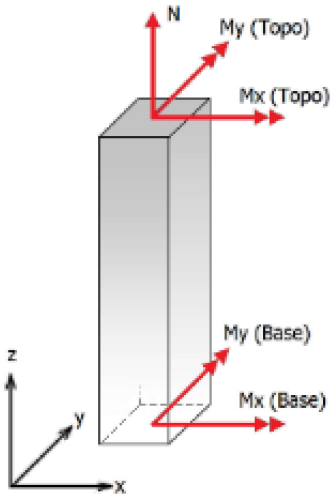


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, N < 0 para compressão

Combinação	N_{sk}	$M_{sk,x}$ (Topo)	$M_{sk,y}$ (Topo)	$M_{sk,x}$ (Base)	$M_{sk,y}$ (Base)
1	-1854.1	0	0	289	48.9
2	-503.6	0	0	289	48.9

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

PILAR P1: Resumo verificação ELU

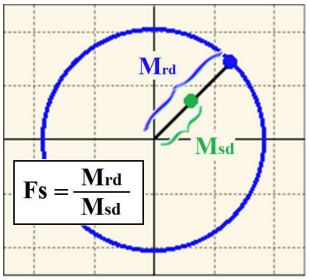


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-2595.7	-455	152.5	1.86
2	-705	-404.6	68.5	1.29

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

PILAR P1: Resultados da combinação nº 1

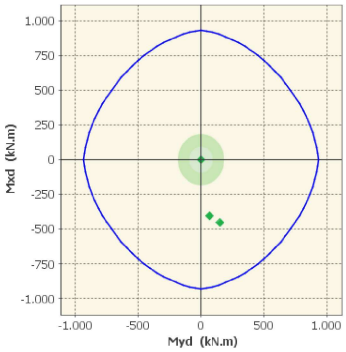


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

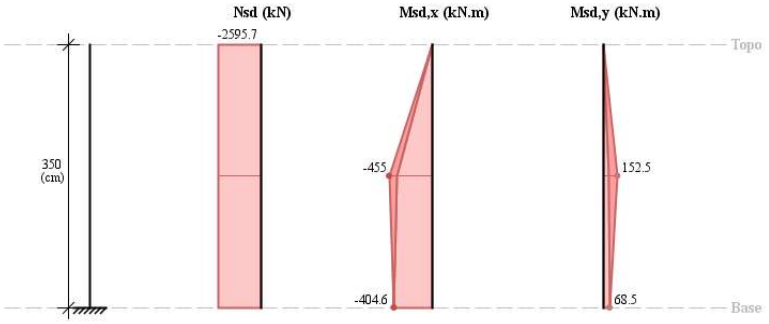


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método pilar-padrão com curvatura aproximada)

Momentos em torno do eixo x:

O momento total em torno da direção x é calculado pela expressão:

$$M_{d,tot,y} = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} = 455 \text{ kN.m}$$

Com:

$\alpha_b = 0.80 + 0.20\ M_C / M_A = 0.80 + 0.20\ (-202.3) / -404.6 = 0.9$, $\alpha_b \geq 0.85$;

$M_{1d,A} = -404.6$ kN.m e $N_{sd} = 2595.7$ kN;

$\ell_e = 7$ m;

$1 / r = 0.005 / [\ h_y\ (\ \nu + 0.5\ )\ ] = 0.005 / [\ 0.7\ (\ 0.2119 + 0.5\ )\ ] = 0.01003$ 1/m $\leq\ 0.005 / h_y = 0.00714$ 1/m;

$\nu = N_{sd} / (\ A_c\ f_{cd}\ ) = 2595.7 / (0.49 \times 35000 / 1.4\ ) = 0.2119$.

Momentos em torno do eixo y:

O momento total em torno da direção y é calculado pela expressão:

$$M_{d,tot,y} = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} = 152.5 \text{ kN.m}$$

Com:

$\alpha_b = 0.80 + 0.20\ M_C / M_A = 0.80 + 0.20\ (34.2) / 68.5 = 0.9$, $\alpha_b \geq 0.85$;

$M_{1d,A} = 68.5$ kN.m e $N_{sd} = 2595.7$ kN;

$\ell_e = 7$ m;

$1 / r = 0.005 / [\ h_x\ (\ \nu + 0.5\ )\ ] = 0.005 / [\ 0.7\ (\ 0.2119 + 0.5\ )\ ] = 0.01003$ 1/m $\leq\ 0.005 / h_x = 0.00714$ 1/m;

$\nu = N_{sd} / (\ A_c\ f_{cd}\ ) = 2595.7 / (0.49 \times 35000 / 1.4\ ) = 0.2119$.

PILAR P1: Resultados da combinação nº 2 (F.S. mínimo)

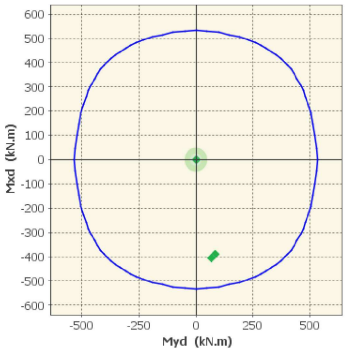


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

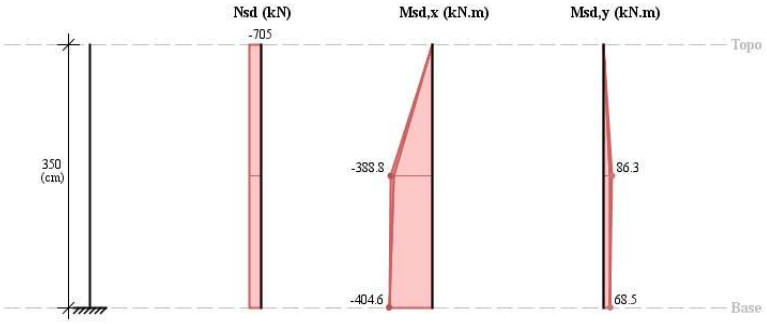


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 2)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método pilar-padrão com curvatura aproximada)

Momentos em torno do eixo x:

O momento total em torno da direção x é calculado pela expressão:

$$M_{d,tot,y} = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} = 388.8 \text{ kN.m}$$

Com:

$\alpha_b = 0.80 + 0.20\ M_C / M_A = 0.80 + 0.20\ (-202.3) / -404.6 = 0.9$, $\alpha_b \geq 0.85$;

$M_{1d,A} = -404.6$ kN.m e $N_{sd} = 705$ kN;

$\ell_e = 7$ m;

$1 / r = 0.005 / [\ h_y\ (\ \nu + 0.5\ )\ ] = 0.005 / [\ 0.7\ (\ 0.05755 + 0.5\ )\ ] = 0.01281$ 1/m $\leq$ $0.005 / h_y = 0.00714$ 1/m;

$\nu = N_{sd} / (\ A_c\ f_{cd}\ ) = 705 / (0.49 \times 35000 / 1.4\ ) = 0.05755$.

Momentos em torno do eixo y:

O momento total em torno da direção y é calculado pela expressão:

$$M_{d,tot,y} = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} = 86.3 \text{ kN.m}$$

Com:

$\alpha_b = 0.80 + 0.20\ M_C / M_A = 0.80 + 0.20\ (34.2) / 68.5 = 0.9$, $\alpha_b \geq 0.85$;

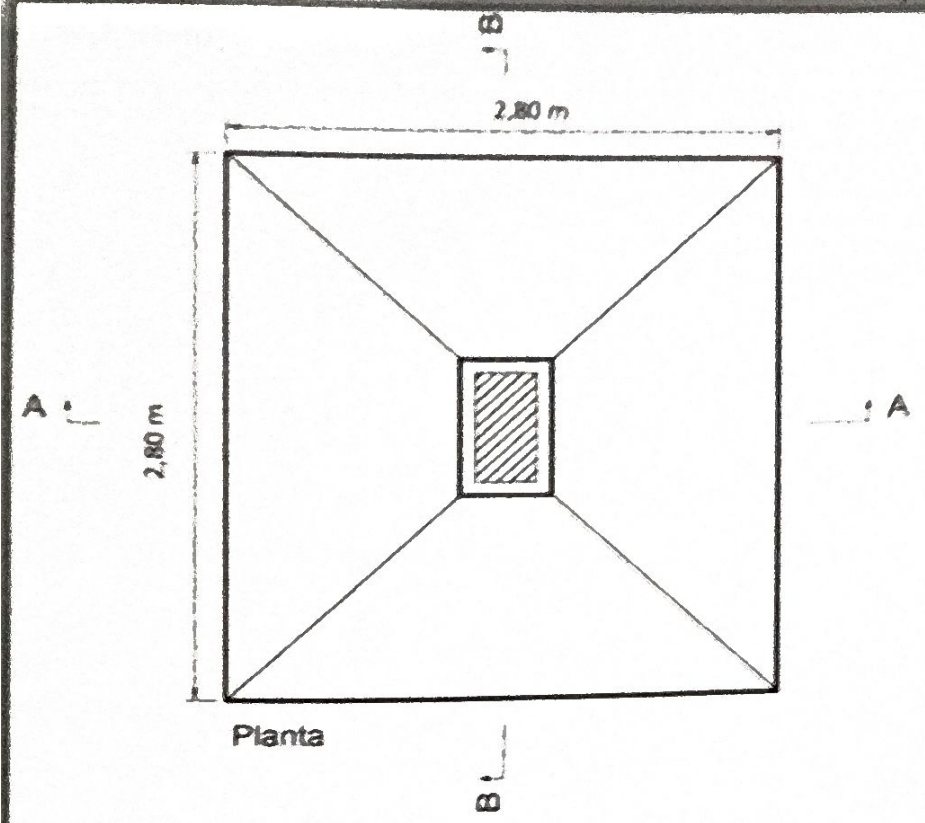
$M_{1d,A} = 68.5$ kN.m e $N_{sd} = 705$ kN;

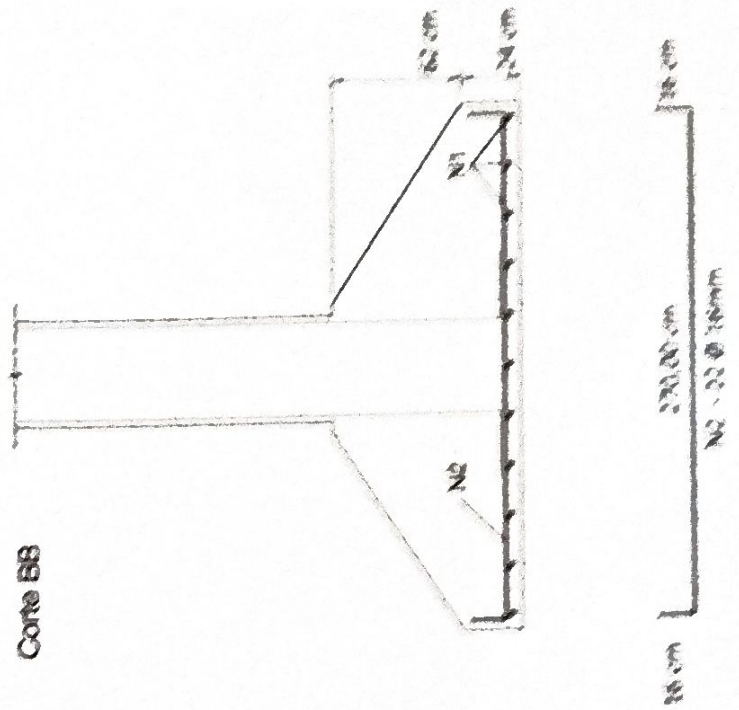
$\ell_e = 7$ m;

$1 / r = 0.005 / [\ h_x\ (\ \nu + 0.5\ )\ ] = 0.005 / [\ 0.7\ (\ 0.05755 + 0.5\ )\ ] = 0.01281$ 1/m $\leq$ $0.005 / h_x = 0.00714$ 1/m;

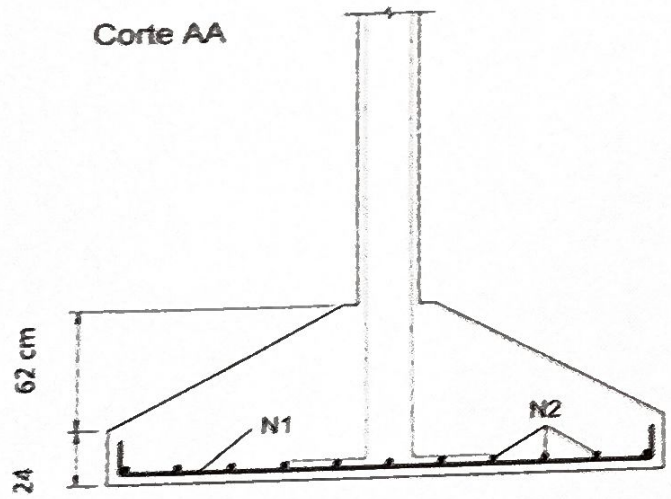
$\nu = N_{sd} / (\ A_c\ f_{cd}\ ) = 705 / (0.49 \times 35000 / 1.4\ ) = 0.05755$.

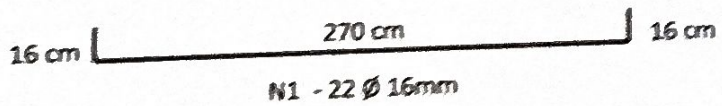
DETALHAMENTO DA ARMADURA, RESUMO DE AÇO E RESUMO GERAL





Corte AA





N1 - 22 Ø 16mm

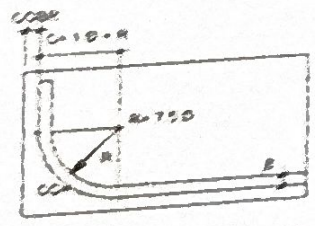
RESUMO DE AÇO					
Posição	Qtde.	Bitola	C. Unit.	C. Total	Peso
N1	22	16	3,02 m	66,44 m	102,98 kg
N2	22	16	3,02 m	66,44 m	102,98 kg
	Peso + 10%				
226,56 kg					

ESFORÇOS SOLICITANTES	
N	2595,0 kN
M_x	58,7 kN.m
M_y	346,8 kN.m
F_x	115,6 kN
F_y	19,6 kN

σ_{adm}	0,446 MPa

RESUMO GERAL	
f_{ck}	35,0 MPa
f_{yk}	500,0 MPa
E_s	210,0 GPa
γ_c	1,4
γ_s	1,15
γ_f	1,4
c	5,00 cm
σ_{adm}	0,446 MPa

ESQUEMA PARA DOBRAMENTOS E DESCONTOS DAS BARRAS INDICADAS



	CC=	C= 1 Ø + R
Ø 12,5	15cm	19,5 cm
Ø 16	19cm	13,5 cm
Ø 20	24cm	17 cm
Ø 25	30cm	21 cm

Volume de Concreto
$V_s = \frac{(H - h'')}{3} \cdot (B \cdot L + b \cdot l + \sqrt{B \cdot L \cdot b \cdot l}) + (B \cdot L \cdot h'')$
Volume = 3,94367 m³

Peso da sapata	
9859,19 kg	98,592 kN

VIGA TRAVAMENTO

O dimensionamento das vigas de tavamento dos pilares será efetuado considerando que são biapoiadas nos pilares.

Dimensões:

Comprimento Lt =	3,9	m	390	cm
Largura lt =	0,4	m	40	cm
Altura ht =	0,6	m	60	cm
altura paa cálculo d	55	cm		

obtenção dos esforços solicitantes:

Dimensionamento das armaduras longitudinais

g =	6	kN/m		
Mg =	11,4075	KNm		
Md =	14,82975	KNm	1482,975	kNcm

0,4 *ξ^2 -1 *ξ 8,34E-06

ξ=	8,34E-06		
As =	0,00082	cm²	
ρ =0,179	0,179		
Asmin =	4,296	cm²	Utilizar ferragem mínima
ϕ 12,5 =	1,23	cm²	
N =	3,493	barras	de ϕ 12,5

Dimensionamento das armaduras transversais

Vg =	11,7	kN
Vsd =	15,21	kN

Vsd <=VRd2 = 0,27*αV2*fcd*bw*d

VRd2 = 1357,714 kN>Vsd

Para o modelo I a área de aço dos estribos é determinada a partir da equação:

Asw/s=Vsw/(0,9*d*fywd*(sen(α)+cos(α))

Vc=Vc0=0,6*fctd*bw*(	214,3832152	kN		
fctd= fctk,inf/γc=(0,7*(0,3*fck^0,67)/γc =	1,624115	Mpa	0,162412	kN/cm²
Vsw = Vsd-Vc =	-199,1732152	kN		

Como Vsd é menor do que Vc, empregam-se taxa mínima para as armaduras transversais:

(Asw/s)min = 0,2*(fct,m/fywk)*bw*sen(α)	0,051972	cm²/cm	5,197169	cm²/m
fct,m =0,3*fck^0,67 =0,3*35^0,67 =	3,248231	MPa=	0,324823	kN/cm²
ϕ8,0 0,5 cm²	utilizar estribo 2 pernas ϕ 8,0mm a cada 19cm			
N = 5,197169	19,24124515			

VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Flecha elástica imediata no estádio I

ΔI,T0 = 5*ql^4/(384*Ecs*Ic)

Ic =	720000	cm^4		
q =	0,06	kN/cm		
Ecs =αi*Eci	31,5	Gpa	3150	kN/cm²
ΔI,T0 =	0,007969	cm	0,07969	mm

FORMAÇÃO DE FISSURAS

Mr = α*Fct*Ic/Yt	3356,860219	2,942678	
fct = 2,486563	0,248656313	Kn/cm²	
Md rara =	1140,75	ok	

FLECHA DIFERIDA NO TEMPO

ΔI,tf =ΔI,t08(1+αf) =	0,184881473	mm			
αf=((ξ(t)-ξ(i0))/(1+50*ρ')=	1,32				
Δlim=l/250 =	1,56	cm =	15,6	mm	ok

Francisco Gilvam Jardim
CREA nº 12.085-D
Chefe Dep. de Eng.