



GOVERNO MUNICIPAL DE ANTONIO CARLOS / SC
SECRETARIA DE PLANEJAMENTO DE ANTONIO CARLOS / SC
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ANTONIO CARLOS / SC

LOCAL: RUA ESTEVÃO MATIAS GORGES / SC
COORDENADAS: 27°29'43" S / 48° 49'07" O
AREA: 140 METRO QUADRADO (20,0 COMP. X 7,0 LARG.)
TIPO: CONCRETO ARMADO

MEMORIAL DE CÁLCULO ESTRUTURAL DE OBRA DE ARTE ESPECIAL
OAE ESTEVÃO MATIAS

Fase: Projeto de Engenharia
Volume 1.2: Memorial de Cálculo

Outubro / 2023



SUMÁRIO

1 SUPERESTRUTURA.....	1
1.1 CRITÉRIOS DE CÁLCULO.....	1
1.2 NORMAS DE REFERÊNCIA.....	2
1.3 DESCRIÇÃO DO MODELO	3
1.4 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	5
1.5 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SUPERESTRUTURA	7
1.6 CARREGAMENTOS.....	8
1.7 COMBINAÇÕES DE CARGA	10
1.8 HIPÓTESES DE POSICIONAMENTO PARA A CARGA MÓVEL.....	11
1.9 VERIFICAÇÃO DA LONGARINA DE 30,00M.....	12
1.10 PROPRIEDADES GOMÉTRICAS.....	15
1.11 CÁLCULO DAS PERDAS:	16
1.12 VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO CORTANTE NA LONGARINA.....	20
1.13 LAJE.....	24
1.14 DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE APOIO (350x250x52).....	27
2 MESOESTRUTURA LADO DIREITO	29
2.1 SOLICITAÇÕES ENCONTROS	29
2.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	32
3 INFRAESTRUTURA	36
3.1 CARGA NAS FUNDAÇÕES (BLOCOS)	36
3.2 CARGA NAS FUNDAÇÕES.....	36
4.2 CAPACIDADE DE CARGA GEOTECNICA	39
4.3 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO	39

1 SUPERESTRUTURA

1.1 CRITÉRIOS DE CÁLCULO

Neste memorial de cálculo se desenvolve o dimensionamento de uma Obra de Arte Especial com 28,70x7,00m entre extremidade de lajes de transição. Totalizando 200,90 m² de área.

O tabuleiro será composto por vigas do tipo I modulados em um vão de 20m sendo o concreto com protensão aderente às longarinas que serão postas a uma distância entre eixos de 180,00cm. Elas serão pro-tendidas com cordoalhas de 12,7mm de diâmetro.

As vigas, calculadas sobre apoios simples são caracterizadas por uma altura de 100cm e comprimento de 20,00m. Elas serão solidarizadas após o lançamento por uma laje.

O peso da laje e as cargas permanentes de segunda fase (pavimentação, barreiras de proteção, etc) aplicam-se às diferentes vigas em função de suas respectivas áreas de influência.

As cargas móveis previstas pela NBR 7188/13 (Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres), são repartidas transversalmente na superestrutura mediante um modelo de grelha de vigas, baseado no método dos elementos finitos. Os parâmetros flexionais e torcionais dos elementos que compõem a superestrutura foram calculados tendo como referência as características estático-geométricas da seção de concreto não homogenizada com a laje colaborante.

As verificações de estabilidade se desenvolveram na viga que resultou mais solicitada, as armaduras, assim determinadas, foram consideradas iguais para todas as outras vigas.

Leva-se em conta a diferente classe de resistência do concreto entre as vigas e a laje através de um coeficiente de homogenização, que equivale à razão entre aos seus respectivos módulos de elasticidade convencionais.

As perdas de tensão nas armaduras de protensão são descontadas ora na viga isolada, ora na seção composta, nas proporções indicadas nesse memorial.

Consideram-se positivos os momentos que tracionam as fibras inferiores da viga e da laje e as forças de compressão; quanto às tensões, convencionou-se como negativas as de compressão.

O elemento que representa a viga no modelo computacional têm coordenada de origem na sua extremidade.

1.2 NORMAS DE REFERÊNCIA

O cálculo se desenvolveu com referência, onde aplicável, às seguintes normas:

NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;

NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;

NBR 6122 - Projeto e execução de fundações;

NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações;

NBR 7187- Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento;

NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;

NBR 7483 - Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação;

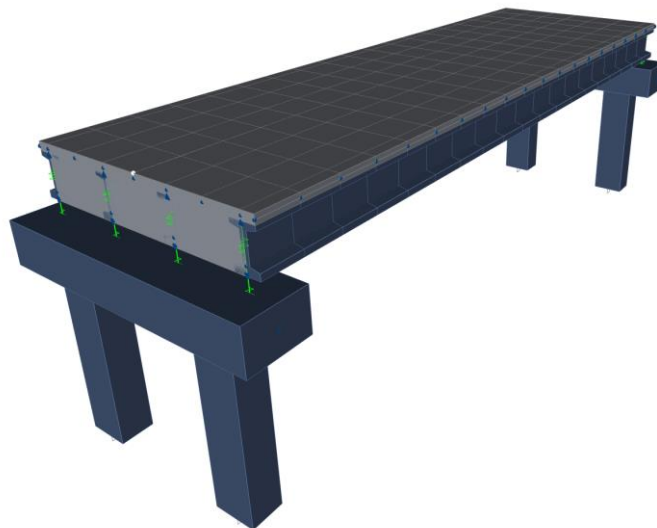
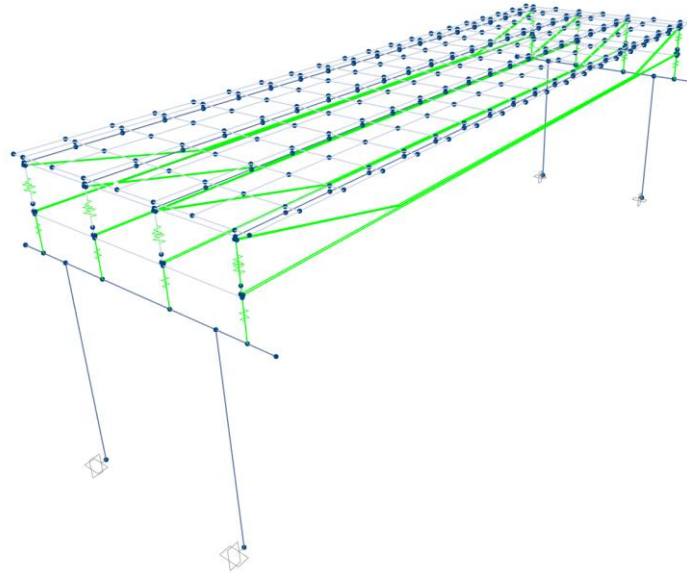
NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento;

NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.

1.3 DESCRIÇÃO DO MODELO

Nesse capítulo é apresentada uma breve descrição das características do modelo (seções, materiais e cargas aplicadas), idealizado com a finalidade de representar da maneira mais fiel possível o comportamento da estrutura.

A análise foi baseada no Método dos Elementos Finitos.



Modelo da OAE em MEF

Os parâmetros flexionais e torcionais das vigas que compõem o tabuleiro foram calculados considerando as características estático-geométricas das seções de concreto simples (sem homogenização) considerando a contribuição resistente da laje, quando apropriado.

Considerou-se um coeficiente de mola horizontal para o aparelho de neoprene temos: $K_n = G \cdot A_n / d_n$, onde:

K_n = rigidez horizontal do aparelho de neoprene;

G = módulo de elasticidade transversal do neoprene, $G = 1.000 \text{ KN/m}^2$;

A_n = área em planta do neoprene;

d_n = altura do neoprene, não se considera as chapas de aço de fretagem.

A intenção do modelo de elementos finitos é determinar o comportamento da estrutura em serviço, ou seja, a partir do momento em que a laje é solidarizada à longarina, onde a seção reagente é a seção composta.

Em primeira fase, quando a laje ainda não contribui na resistência do conjunto, o peso próprio da viga e da laje são calculados e aplicados diretamente na viga, em esquema isostático como carga uniformemente distribuída.

As travessinas são representadas por elementos com geometria retangular com largura igual a 30cm (intermediárias) 30cm (apoios) e altura proporcional à altura da longarina e desempenham a função de cortina da ponte, devidamente calculada para atender as duas funções .

O esquema de vínculo considerado prevê um apoio em neoprene fretado, portanto com rotação liberada.

Ao modelo supracitado foram aplicadas as cargas permanentes e cargas móveis definidas neste memorial.

As cargas foram combinadas entre si de acordo com as indicações da NBR 6118-(2014).

Da análise do modelo emerge que as vigas mais solicitadas são as de bordo.

1.4 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

- Classe de agressividade ambiental II, conforme NBR6118;
- Cobrimento Mínimo das armaduras: 2,5cm para Lajes, 3,0cm para Vigas e 5,0cm para elementos em contato com o solo.
- Concreto protendido nível 2 (protensão limitada).

1.4.1 CONCRETO PARA AS VIGAS PRÉ-MOLDADAS PROTENDIDAS (CLASSE C35)

- Diâmetro máximo agregados: 19mm
- Relação água/cimento máxima: 0,40

Fase inicial

- Resistência característica à compressão $F_{ckj} = 27,26\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade $E = 29238,22\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível $f_{tkj} = 2,72\text{MPa}$
- Compressão admissível $\sigma_c = 0,7 f_{ckj} = 17,50\text{MPa}$
- E.L.U.
- Coeficiente de segurança $\sigma_c = 1,4$
- Resistência à compressão de cálculo $f_{cdj} = f_{ckj} / \sigma_c = 19,47\text{MPa}$
- Resistência à tração de cálculo $f_{ctdj} = f_{ctkj} / \sigma_c = 1,94\text{MPa}$

Fase final

- Resistência característica à compressão $F_{ck} = 35\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade $E = 35417,51\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível $f_{tk} = 3,21\text{MPa}$
- E.L.U.
- Coeficiente de segurança $\sigma_c = 1,4$
- Resistência à compressão de cálculo $f_{cd} = f_{ck} / \sigma_c = 25,00\text{MPa}$
- Resistência à tração de cálculo $f_{cd} = f_{ctk} / \sigma_c = 2,29\text{Mpa}$

1.4.2 CONCRETO MOLDADO IN LOCO (CLASSE C30)

-Diâmetro máximo dos agregados	25mm
- Relação água/cimento máxima	0,45
- Resistência característica à compressão	$f_{ck} = 30\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível	$f_{tk} = 2,9\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade	30672,46MPa

E.L.U.

- coeficiente de segurança	$\gamma_c = 1,4$
- resistência à compressão de cálculo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21,43\text{Mpa}$
- resistência à tração de cálculo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,07\text{Mpa}$

1.4.3 AÇO PARA CORDOALHA DE 12,7mm

CP 190 RB

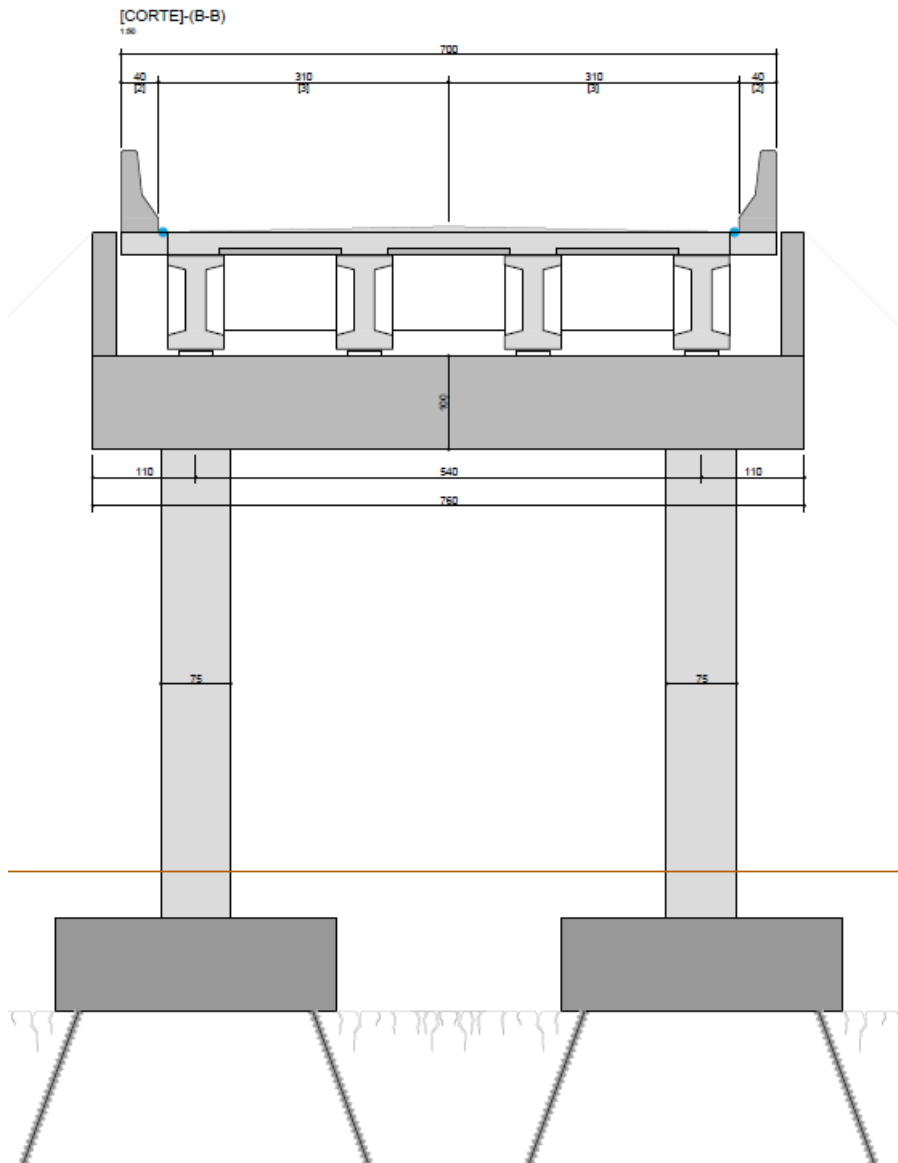
- $f_{ptk} = 1900\text{MPa}$
- $f_{pyk} = 1710\text{Mpa}$

A tensão máxima resistente da cordoalha deve verificar as seguintes desigualdades:

$$\gamma_{pi} \leq 0,74 f_{ptk} = 0,74 \times 1.900 = 1.406 \text{ MPa} = 140,6 \text{ kN/cm}^2 \text{ ou}$$
$$\gamma_{pi} \leq 0,82 f_{pyk} = 0,82 \times 1.710 = 1.4022 \text{ MPa} = 140,2 \text{ kN/cm}^2$$

1.5 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SUPERESTRUTURA

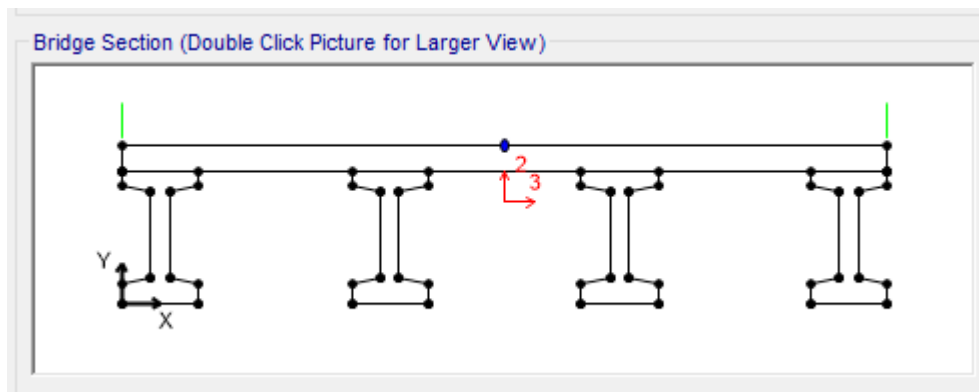
A seguir é ilustrada a seção transversal típica da ponte:



1.5.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS*:

*unidades: (kN - m - °C)

O tabuleiro completo possui as seguintes propriedades geométricas:



A	2,5241
J	0,
I33	0,4214
I22	8,9872
I23	0,
AS2	2,5241
AS3	2,5241
S33(+face)	0,9821
S33(-face)	0,5466
S22(+face)	2,9957
S22(-face)	2,9957
Z33	0,
Z22	0,
r33	0,4086
r22	1,8869
Xcg	3,
Ycg	0,7709
Xpna	3,
Ypna	0,7709

1.6 CARREGAMENTOS

1.6.1 CARGAS PERMANENTES (g)

a) *Peso próprio da longarina*

$$PP_{\text{viga}} = (0,444 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 11,1 \text{ kN/m}$$

b) *Peso da transversina:*

$$PP_{\text{transversina}} = (0,924 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 23,1 \text{ kN/extremidade de viga}$$

c) Peso da laje:

$$PP_{\text{laje}} = 0,21\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 5,25\text{kN/m}^2$$

d) Peso da pavimentação:

$$PP_{\text{laje}} = 0,05\text{m} \times 24\text{kN/m}^3 + 2\text{kN/m}^3 = 3,2\text{kN/m}^2$$

e) Peso do guarda rodas

$$PP_{\text{gr}} = (0,23\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3) = 5,75\text{kN/m}$$

f) Peso do guarda corpo

$$PP_{\text{gcorpo}} = 1\text{kN/m}$$

g) Peso próprio da travessa central (viga de apoio):

$$PP_{\text{trav. central}} = (0\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3) = 0\text{kN/m}$$

h) Peso próprio da travessa do encontro

$$PP_{\text{trav. encontro}} = (3,35\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3) = 83,75\text{kN/m}$$

i) Peso próprio das alas

$$PP_{\text{alas}} = 1,13\text{m}^3 \times 25\text{kN/m}^3 = 28,13\text{kN/ala}$$

$$\text{Mala} = 28,13\text{kN.m}$$

j) Peso laje de aproximação + camada de 50cm de solo

$$PP_{\text{laje aprox}} = (4\text{m} \times 0,25\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 + 4\text{m} \times 0,5\text{m} \times 18\text{kN/m}^3) / 2 = 30,5\text{kN/m}$$

k) Peso próprio do pilar

$$PP_{\text{pilar}} = 3,1415 \times (1,2)^2 / 4 \times 25\text{kN/m}^3 = 28,27\text{kN/m}$$

1.6.2 CARGAS VARIÁVEIS**a) Frenagem**

Veículo:

T45

Carga multidão: $p = 5\text{kN/m}^2$ Carga móvel do caminhão: $P = 450\text{kN}$

Largura da pista: 23,6m

Comprimento da pista: 19m

$$F1 = 0,3 \times 450 = 135\text{kN}$$

$$F2 = 0,05 \times 15,38 \times 23,6 \times 19 = 344,73\text{kN}$$

$$F3 = 0,25 \times 20,75 \times 23,6 = 122,43\text{kN}$$

b) Força longitudinal devida às deformações lentas e variação térmica (Creep)

Considerou-se, de forma simplificada, que as cargas horizontais causadas por esses fenômenos sejam equivalen-

tes a 3% do peso total da superestrutura:

$$F_{long} = 3\% \times 891,04 = 26,73 \text{ kN/pilar}$$

<i>c) Vento NBR 6123</i>		NBR Antiga (Usual)	
		<i>Descarregada</i>	<i>Carregada</i>
S1=	1		
categoria=	1		
classe=	B		
S3=	1,1		
Coef. de força (Cf)=	1,4		
Velocidade básica=	45,0m/s		
z=	10m		
S2=	1,09		
Área de influência =	90,00m ²		
Vk=	53,96m/s	3,00m	4,20m
qv=	2,50kN/m ²	1,50kN/m ²	1,00kN/m ²
Fvento =	224,85kN	4,50kN/m	4,20kN/m
	11,83kN/m		

1.6.3 CARGAS MÓVEIS (q)

Trem-Tipo da NBR 7188/13 – Classe 45.

Carregamento de “Multidão” - de acordo com a NBR 7188/13.

Transporte de Carga Especial de acordo com NBR 7188/13 TB512.

1.7 COMBINAÇÕES DE CARGA

As combinações de carga consideradas são as seguintes:

Considerando:

- g_1 = permanentes de primeira fase;
- g_2 = permanentes de segunda fase;
- q = cargas móveis;
- P_0 = Força de protensão inicial;
- P^∞ = Força de protensão a tempo infinito.

Estado limite de serviço(ELS).

Combinação 1: $0,8g_1 + P_0$

(Combinação especial de transporte, sob supervisão)

Combinação 2: $g_1 + P_0$

(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Combinação 3: $g_1 + \text{peso da laje} + P_0$ (sem considerar a contribuição geométrica da laje)
(Combinação de estado em vazio □ ações permanentes)

Combinação 4: $g_1 + g_2 + P_0$
(Combinação de estado em vazio □ ações permanentes)

Combinação 5: $g_1 + g_2 + 0,3 \cdot \varphi \cdot q + P_0$
(Combinação quase-permanente)

Combinação 6: $g_1 + g_2 + 0,5 \cdot \varphi \cdot q + P_0$
(Combinação freqüente)

Combinação 7: $g_1 + g_2 + \varphi \cdot q + P_0$
(Combinação rara)

O coeficiente Impacto Vertical é calculado através da fórmula:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

O coeficiente de numero de faixas é calculado através da fórmula:

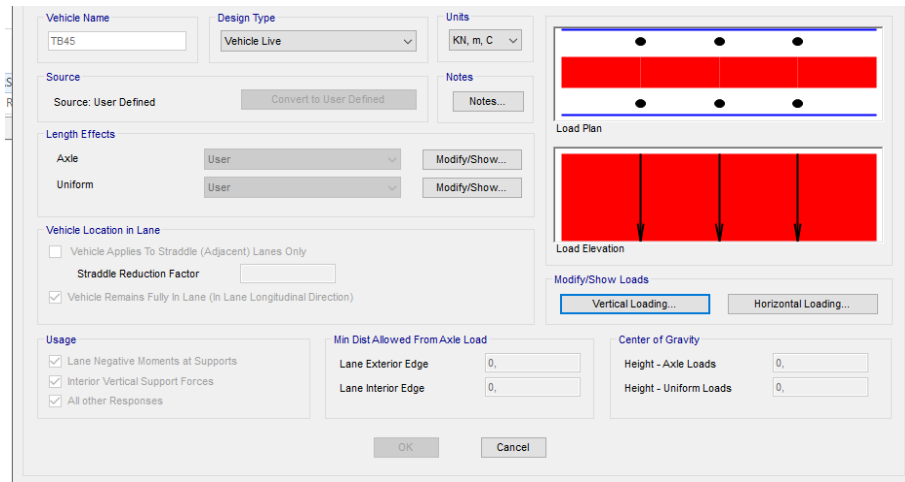
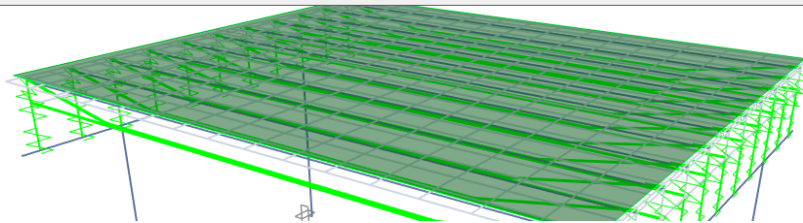
$$CNF = 1 - 0,056 \cdot (n - 2) \geq 0,9$$

Estado Limite Ultimo (ELU).

$$Md = 1,35 \cdot (M_{g1} + M_{g2}) + 1,5 \cdot CIV \cdot CNF \cdot M_q$$

1.8 HIPÓTESES DE POSICIONAMENTO PARA A CARGA MÓVEL

A obtenção dos carregamentos máximos para dimensionamento dos elementos estruturais teve como base a obtenção da envoltória de solicitações a partir do posicionamento do TB450 variando por todas as posições possíveis da pista de rodagem, já prevendo um futuro alagamento da O.A.E , com a pista sobrepondo os passeios.

1.9 VERIFICAÇÃO DA LONGARINA DE 20,00m

Peso próprio da Longarina

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
50	DEAD	-161,29	-11,75	-8,35
211	DEAD	-144,20	-20,30	228,03
372	DEAD	-126,71	19,73	426,71
533	DEAD	-108,92	17,35	597,24
694	DEAD	91,01	14,58	741,35
856	DEAD	72,95	11,74	859,33
1017	DEAD	54,79	8,90	951,15
1178	DEAD	36,58	6,08	1016,68
1339	DEAD	18,34	3,27	1055,84
1500	DEAD	0,09	0,48	1068,56

Peso próprio da laje + Transversinas (Fase não colaborante):

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
50	PP-LAJE+TRANS	-108,09	3,75	8,01
211	PP-LAJE+TRANS	102,97	-4,27	173,84
372	PP-LAJE+TRANS	91,42	3,77	317,24
533	PP-LAJE+TRANS	79,51	3,03	443,02
694	PP-LAJE+TRANS	67,36	2,45	550,86
856	PP-LAJE+TRANS	54,96	1,96	639,99
1017	PP-LAJE+TRANS	42,30	1,48	709,82
1178	PP-LAJE+TRANS	29,43	1,01	759,92
1339	PP-LAJE+TRANS	16,41	0,52	790,02
1500	PP-LAJE+TRANS	3,32	0,02	799,98

Permanentes de segunda fase: Pavimentação + Sobre Carga + Guarda Rodas

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
50	PAV+SC+GR	-105,52	-12,32	-15,02
211	PAV+SC+GR	99,13	-19,42	142,52
372	PAV+SC+GR	87,14	19,72	271,96
533	PAV+SC+GR	75,09	17,86	380,64
694	PAV+SC+GR	62,95	15,19	471,19
856	PAV+SC+GR	50,81	12,29	544,70
1017	PAV+SC+GR	38,73	9,36	601,59
1178	PAV+SC+GR	26,74	6,44	642,05
1339	PAV+SC+GR	14,80	3,55	666,11
1500	PAV+SC+GR	2,91	0,69	673,79

Carga móvel (Moving load)

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
50	TB45	8,79	41,51	71,60
211	TB45	266,45	58,82	417,52
372	TB45	247,88	60,22	763,65
533	TB45	228,60	56,24	1062,60
694	TB45	208,41	50,71	1314,21
856	TB45	187,87	44,97	1518,37
1017	TB45	167,59	39,49	1683,62
1178	TB45	147,95	34,40	1804,30
1339	TB45	129,21	29,76	1876,57
1500	TB45	111,68	25,71	1900,60

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
50	TB45	-275,80	-49,48	-73,26
211	TB45	-257,67	-59,28	-43,26
372	TB45	-238,92	-57,95	-45,53
533	TB45	-219,12	-53,31	-55,15
694	TB45	-198,66	-47,71	-79,82
856	TB45	-178,20	-42,12	-101,28
1017	TB45	-158,21	-36,84	-118,35
1178	TB45	-139,00	-31,99	-130,53
1339	TB45	-120,79	-27,65	-137,59
1500	TB45	-104,59	-24,21	-139,47

1.9.1 VERIFICAÇÃO À FLEXO-COMPRESSÃO E CORTANTE PARA C.P.

A verificação baseia-se, no que se refere às características mecânicas dos materiais e aos procedimentos de cálculo, nas normas técnicas vigentes (ver capítulo 2 “Normas de referência”) considerando todas as suas indicações e limitações.

No que concerne as características estáticas e geométricas das seções reagentes, é prevista a possibilidade de que a estrutura a ser verificada seja realizada em duas diferentes fases de concretagem: a primeira geralmente coincide com a viga pré-moldada no canteiro e a segunda, com a sucessiva concretagem integrativa (laje) realizada na obra.

As características de resistência da concreto empregado nas duas fases podem ser diferentes, nesse caso usa-se um coeficiente de homogeneização para a concretagem em segunda fase, equivalente à razão entre os módulos de elasticidade dos dois materiais.

No caso em estudo, as larguras de concretagem colaborante coincidem com a distância entre os eixos das longarinas; o coeficiente de homogeneização entre os concretos é 0,866.

As armaduras de precompressão têm coeficiente de homogeneização n igual a 7,54.

No que se refere às solicitações, e conseqüentemente o estado tensional, são previstas 6 diferentes fases que visam definir o estado de solicitação do elemento estrutural ao longo da sua vida útil:

I – Transporte;

II – Estocagem;

III – Primeira fase da concretagem da laje, onde age na estrutura o peso da laje mas não se considera a seção colaborante. Nessa fase são consideradas as perdas imediatas de protensão;

IV – Segunda fase de concretagem da laje, onde existe contribuição geométrica da laje no conjunto, considera-se nessa fase todas as perdas de protensão;

V – Inclusão das cargas permanentes de segunda fase;

VI – inclusão das cargas móveis, considerando combinação quase-permanente, frequente e rara.

1.10 PROPRIEDADES GOMÉTRICAS

Propriedades geométricas das vigas homogenizadas nas diferentes seções de verificação considerando a contribuição geométrica da armadura de pós-compressão:

1.10.1 GEOMETRIA VIGA SOZINHA, PARA VERIFICAÇÃO EM PRIMEIRA FASE (NO CANTEIRO)

SEC..	Ap (cm ²)	Ach (cm ²)	y _b (cm)	y _p (cm)	y ₂ (cm)	ep
0,50m	30,597	4503,83	68,33	66,77	71,88	5,10
2,11m	30,597	4503,83	51,87	50,75	72,41	21,66
3,72m	30,597	4503,83	41,21	40,37	72,76	32,40
5,33m	30,597	4503,83	32,18	31,58	73,06	41,48
6,94m	30,597	4503,83	24,79	24,39	73,31	48,91

8,56m	30,597	4503,83	19,05	18,80	73,50	54,69
10,17m	30,597	4503,83	14,95	14,81	73,63	58,82
11,78m	30,597	4503,83	12,49	12,41	73,71	61,30
13,39m	30,597	4503,83	11,67	11,61	73,74	62,13
15,00m	30,597	4503,83	11,67	11,61	73,74	62,13

1.10.2 GEOMETRIA DA VIGA + LAJE, PARA VERIFICAÇÕES DE SEGUNDA FASE (EM EXERCÍCIO)

SEC.	Ap (cm ²)	Ach (cm ²)	yp (cm)	y2 (cm)	ep
0,50m	30,597	9063,83	68,33	66,77	74,74
2,11m	30,597	9063,83	51,87	50,75	75,01
3,72m	30,597	9063,83	41,21	40,37	75,18
5,33m	30,597	9063,83	32,18	31,58	75,32
6,94m	30,597	9063,83	24,79	24,39	75,44
8,56m	30,597	9063,83	19,05	18,80	75,53
10,17m	30,597	9063,83	14,95	14,81	75,60
11,78m	30,597	9063,83	12,49	12,41	75,64
13,39m	30,597	9063,83	11,67	11,61	75,65
15,00m	30,597	9063,83	11,67	11,61	75,65

1.11 CÁLCULO DAS PERDAS:

1.11.1 PERDAS DE PRIMEIRA FASE (VIGA NO CANTEIRO)

Seção	Acom. An-coragem	Def. imediata	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (primeira fase)
				borda super.	borda infer.	
0,50m	2,78%	2,70%	2.20%	2,24%	2,40%	14,41%
2,11m	2,78%	3,44%	2.20%	2,05%	2,51%	15,26%
3,72m	2,78%	3,85%	2.20%	1,94%	2,55%	15,71%
5,33m	2,78%	4,19%	2.20%	1,84%	2,57%	16,08%
6,94m	2,78%	4,47%	2.20%	1,76%	2,58%	16,37%
8,56m	2,78%	4,68%	2.20%	1,70%	2,58%	16,58%
10,17m	2,78%	4,82%	2.20%	1,66%	2,58%	16,71%
11,78m	2,78%	4,88%	2.20%	1,64%	2,58%	16,77%

13,39m	2,78%	4,87%	2,20%	1,64%	2,57%	16,75%
15,00m	2,78%	4,85%	2,20%	1,65%	2,56%	16,73%

1.11.2 PERDAS DE SEGUNDA FASE (VIGA EM EXERCÍCIO)

Seção	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (segunda fase)
		borda super.	borda infer.	
0,50m	5.00%	6,97%	7,08%	12,08%
2,11m	5.00%	6,79%	7,11%	12,10%
3,72m	5.00%	6,67%	7,08%	12,08%
5,33m	5.00%	6,55%	7,04%	12,04%
6,94m	5.00%	6,44%	6,99%	11,99%
8,56m	5.00%	6,35%	6,95%	11,95%
10,17m	5.00%	6,29%	6,91%	11,91%
11,78m	5.00%	6,26%	6,89%	11,88%
13,39m	5.00%	6,25%	6,87%	11,87%
15,00m	5.00%	6,26%	6,87%	11,87%

1.11.3 VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES NO E.L.S.:

Nas tabelas seguintes, a primeira coluna indica a seção analisada, σ_s e σ_i (em kN/cm²) representam respectivamente as tensões na borda superior e inferior da viga pré-moldada.

As tensões máximas admissíveis para cada caso estão indicadas acima das tabelas:

Combinação A: $0,8g_1 + P_0$

(Combinação especial de transporte, sob supervisão)

$\sigma_{c,lim} = -0,7 f_{ckj} = -0,7 \times 27,26 = -19,082 \text{ MPa} = -1,9082 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{t,lim} = 1,2 f_{tkj} = 1,2 \times 2,72 = 3,264 \text{ MPa} = 0,326 \text{ kN/cm}^2$

Seção	σ_s	σ_i
0,50m	-0,380	-0,526
2,11m	-0,389	-1,187
3,72m	-0,235	-1,328
5,33m	-0,108	-1,445
6,94m	-0,010	-1,537
8,56m	0,063	-1,607
10,17m	0,110	-1,652

11,78m	0,132	-1,675
13,39m	0,131	-1,674
15,00m	0,124	-1,668

Combinação B: $g_1 + P_0$

(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Seção	σ_s	σ_i
0,50m	-0,380	-0,526
2,11m	-0,421	-1,158
3,72m	-0,293	-1,273
5,33m	-0,189	-1,368
6,94m	-0,110	-1,442
8,56m	-0,053	-1,495
10,17m	-0,018	-1,529
11,78m	-0,005	-1,542
13,39m	-0,011	-1,537
15,00m	-0,020	-1,529

Combinação C: $g_1 + \text{peso da laje} + P_0$ (sem considerar a contribuição geométrica da laje)

(Combinação de estado em vazio σ ações permanentes)

Seção	σ_s	σ_i
0,50m	-0,383	-0,523
2,11m	-0,540	-1,047
3,72m	-0,509	-1,069
5,33m	-0,490	-1,082
6,94m	-0,482	-1,085
8,56m	-0,485	-1,080
10,17m	-0,496	-1,068
11,78m	-0,516	-1,049
13,39m	-0,542	-1,023
15,00m	-0,558	-1,009

1.11.4 VERIFICAÇÕES DE 2º FASE

Combinação A: $g_1 + \text{peso da laje} + P_{\sigma}$ (considerando a contribuição geométrica da laje)

$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{ MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$

Seção	σ_s	σ_i
0,50m	-0,068	-0,465
2,11m	-0,107	-0,834

3,72m	-0,125	-0,803
5,33m	-0,142	-0,773
6,94m	-0,160	-0,745
8,56m	-0,177	-0,718
10,17m	-0,193	-0,693
11,78m	-0,209	-0,670
13,39m	-0,223	-0,650
15,00m	-0,230	-0,640

Combinação B: $g_1 + g_2 + P_{\square}$

(Combinação incluindo cargas permanentes de segunda fase)

$$\square_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$$

Seção	\square_s	\square_i
0,50m	-0,064	-0,469
2,11m	-0,151	-0,770
3,72m	-0,208	-0,682
5,33m	-0,259	-0,604
6,94m	-0,304	-0,535
8,56m	-0,344	-0,475
10,17m	-0,378	-0,425
11,78m	-0,405	-0,384
13,39m	-0,427	-0,353
15,00m	-0,436	-0,340

Combinação C: $g_1 + g_2 + 0,3q + P_{\square}$

(Combinação quase-permanente)(Tração na Região com As' para momento negativo)

$$\square_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$$

Seção	\square_s	\square_i
0,50m	-0,071	-0,461
2,11m	-0,199	-0,701
3,72m	-0,297	-0,554
5,33m	-0,383	-0,426
6,94m	-0,457	-0,314
8,56m	-0,520	-0,220
10,17m	-0,573	-0,142
11,78m	-0,614	-0,081
13,39m	-0,644	-0,037

15,00m	-0,656	-0,021
--------	--------	--------

Combinação C1: $g_1 + g_2 + 0,5q + P$

(Combinação freqüente)

$$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{ MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{t,lim} = 1,2 f_{tk} = 3,36 \text{ MPa} = 0,336 \text{ kN/cm}^2$$

Seção	σ_s	σ_i
0,50m	-0,076	-0,455
2,11m	-0,232	-0,654
3,72m	-0,356	-0,469
5,33m	-0,465	-0,307
6,94m	-0,558	-0,167
8,56m	-0,637	-0,050
10,17m	-0,702	0,047
11,78m	-0,753	0,122
13,39m	-0,789	0,173
15,00m	-0,803	0,193

1.11.5 VERIFICAÇÃO NO E.L.U DA SEÇÃO NO MEIO DO VÃO SOB AÇÃO DE CARREGAMENTOS COMBINADOS:

ELU	
$\sigma_{pré} =$	4,530E-03
Rpd=	5283,454 KN
Rcd=Rpd	
y=	22,380 cm
x=	27,974 cm
x/d=	0,176 < 0,259 Dominio 2
MRd=	7827,097 KN.m
As passiva =	12,06cm ²
MRdt=	8633,846 KN.m

1.12 VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO CORTANTE NA LONGARINA

1.12.1 CORTANTE E MOMENTO TORÇOR DE PROJETO:

SEC.	Vsdg (kN)	Vsdq (kN)	Tsdg (kN.m)	Tsdq (kN.m)	Vsd/Vrd 2+Tsd/Tr d2
0,50m	919,82	3557,90	66,13	690,3	0,35
2,11m	867,19	1414,31	89,11	690,3	0,74
3,72m	783,93	1562,27	103,51	690,3	0,65
5,33m	698,66	1687,47	93,81	690,3	0,55
6,94m	611,39	1789,91	81,53	690,3	0,46
8,56m	523,06	1869,58	68,81	690,3	0,38
10,17m	434,74	1926,49	56,27	690,3	0,31
11,78m	347,14	1960,63	44,07	690,3	0,24
13,39m	260,72	1972,02	32,24	690,3	0,18
15,00m	176,05	1972,02	20,88	690,3	0,12

1.12.2 VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES:

Parâmetros da seção resistente:

Seção	Area cortante (cm ²)	Ø estribo (mm)	S (cm)	Asw (cm ²)	d (cm)	he (cm)	Ae (cm ²)	ue (cm)
0,50	3116,00	8,00	10,00	1,01	164,00	10,00	4409,00	680,00
2,11	3116,00	8,00	10,00	1,01	164,00	10,00	4409,0	680,00
3,72	3116,00	8,00	12,50	1,01	164,00	10,00	4409,0	680,00
5,33	3116,00	8,00	12,50	1,01	164,00	10,00	4409,0	680,00
6,94	3116,00	8,00	20,00	1,01	164,00	10,00	4409,0	680,00
8,56	3116,00	8,00	20,00	1,01	164,00	10,00	4409,0	680,00
10,17	3116,00	8,00	20,00	1,01	164,00	10,00	4409,0	680,00
11,78	3116,00	8,00	20,00	1,01	164,00	10,00	4409,0	680,00
13,39	3116,00	8,00	25,00	1,01	164,00	10,00	4409,0	680,00
15,00	3116,00	8,00	25,00	1,01	164,00	10,00	4409,0	680,00

Verificação da armadura necessária para absorver o esforço cortante:

Seção	VRd2 (kN)	Vc0 (kN)	M0 (kN.m)	Msd,max (kN.m)	Vc (kN)	Vsw (kN)	VRd3 (kN)	Vsd (kN)
0,50	6057,50	984,01	937,23	72,11	1968,03	645,15	2613,17	913,61
2,11	2019,17	328,00	1474,37	1373,43	656,01	645,15	1301,16	889,86
3,72	2019,17	328,00	1817,89	2512,97	565,28	516,12	1081,40	801,28

5,33	2019,17	328,00	2105,52	3470,05	527,03	516,12	1043,15	713,69
6,94	2019,17	328,00	2339,24	4262,44	508,01	322,57	830,59	625,27
8,56	2019,17	328,00	2520,38	4902,31	496,64	322,57	819,21	536,41
10,17	2019,17	328,00	2649,82	5405,53	488,79	322,57	811,37	447,78
11,78	2019,17	328,00	2728,11	5760,03	483,36	322,57	805,93	359,76
13,39	2019,17	328,00	2755,51	5968,35	479,44	258,06	737,50	272,69
15,00	2019,17	328,00	2756,41	6031,70	477,90	258,06	735,96	187,10

Verificação da armadura necessária para absorver a torção:

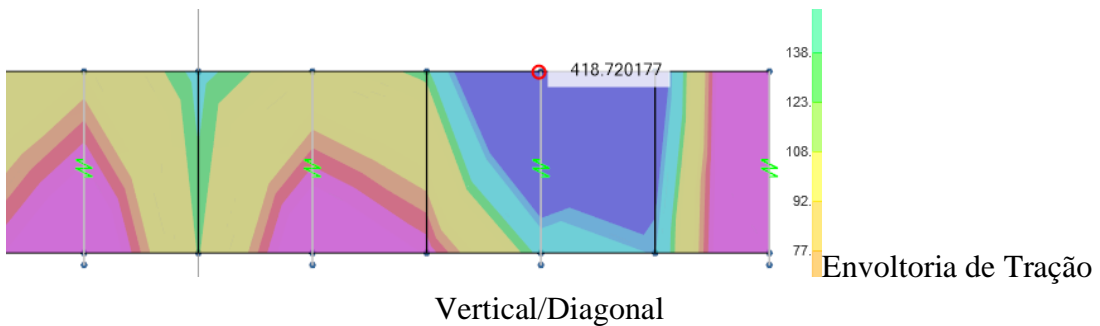
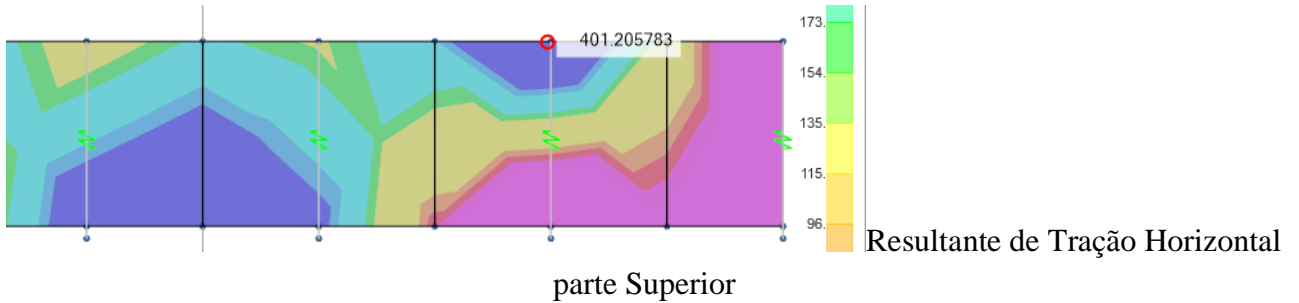
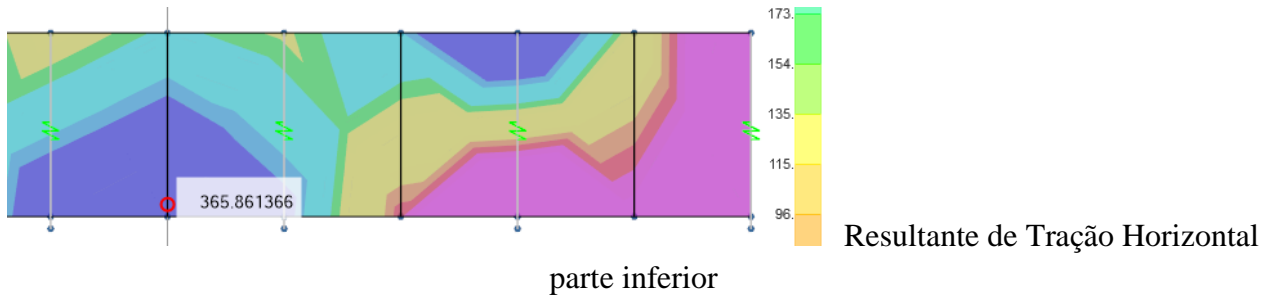
Seção	TRd2 (kN.m)	TRd3 (kN.m)	TRd4 (kN.m)	TSd (kN.m)	Vsd/Vrd2 +Tsd/Trd 2
0,50	529,08	385,43	183,64	86,23	0,31
2,11	529,08	385,43	183,64	96,23	0,62
3,72	529,08	308,34	183,64	-7,91	0,38
5,33	529,08	308,34	183,64	-2,37	0,35
6,94	529,08	192,71	183,64	1,56	0,31
8,56	529,08	192,71	183,64	4,84	0,27
10,17	529,08	192,71	183,64	7,99	0,24
11,78	529,08	192,71	183,64	11,23	0,20
13,39	529,08	154,17	183,64	14,76	0,16
15,00	529,08	154,17	183,64	18,97	0,13

Os esforços solicitantes são menores que os resistentes, portanto o elemento foi verificado.

1.12.3 TRANSVERSINAS

As transversinas foram analisadas como elementos de placas e as suas armaduras foram definidas através da Integração dos mapas de tração das solicitações máximas.

1.12.3.1.1 TRANSVERSINA DE TRAVAMENTO DAS LONGARINAS



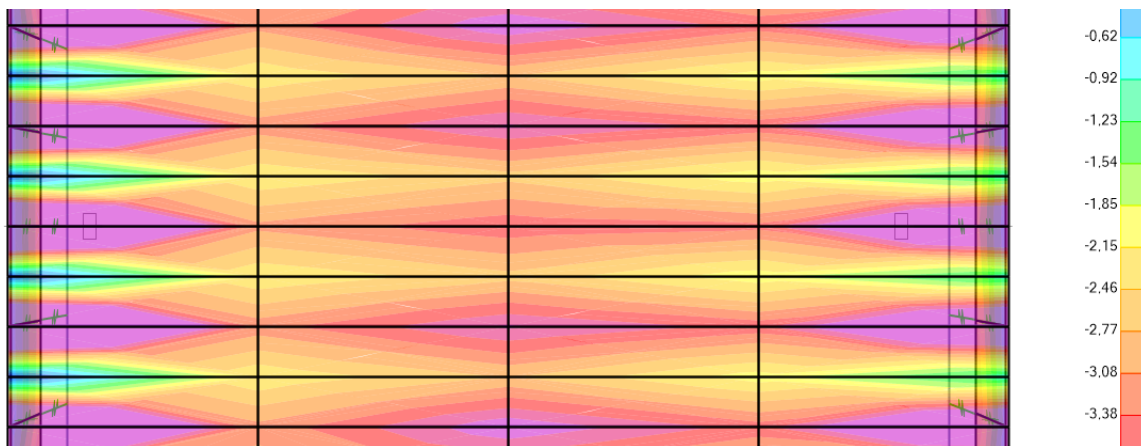
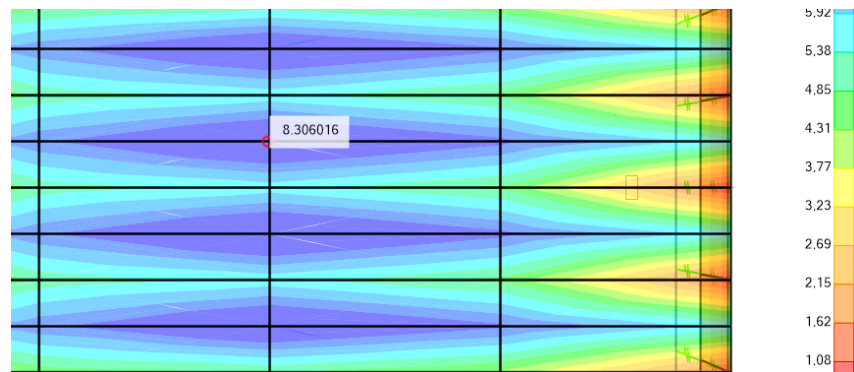
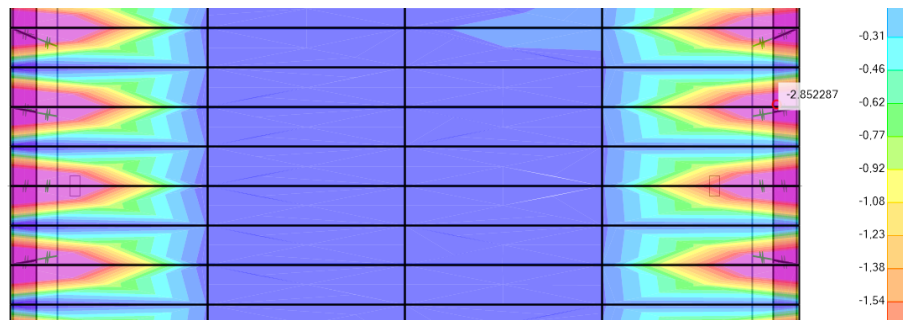
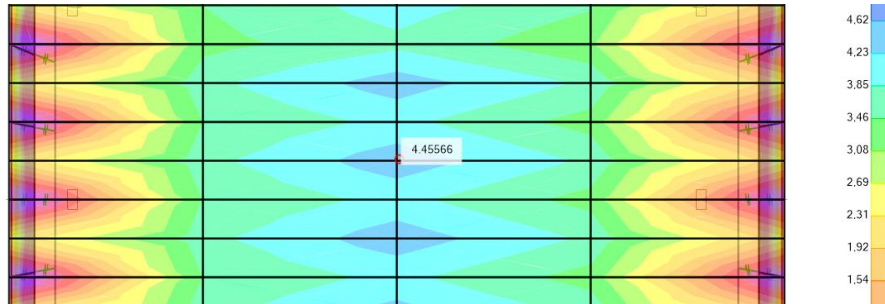
ARMADURA EM PLACAS																		
									Fck=	30	σ=	43,5	d'	5				
OBS:	H	bw	Fd +	Fd -	V _{sd}	z+	z-	A _s mínimo	A _s inferior	A _s superior	A _s Pele	V _{Rd2}	V. Conc.	V _c = V _{co}	V _{sw}	A _{sw} /s mínimo	A _{sw} /s	
	(cm)	(cm)	(kN)	(kN)	(kN)	(m)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ² /m)	(kN)		(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	
TR. AP 1	175	30	350	350	1000	1	1	7,9	8,0	8,0	3,0	2596,6	ok	443,2	556,8	3,5	8,4	
TR AP2																		

Resumo das armaduras:

- As= 7,40 cm² 4 barras de Ø 16mm
- As'= 8,00cm² → 4 barras de Ø 16mm
- Asw=3,10cm²/m <Aswmin → Ø 10 c.15
- Aspele= 3,0cm²/m → Ø 10 c.20

1.13 LAJE

1.13.1 SOLICITAÇÕES



1.13.2 DIMENSIONAMENTO

SOLICITAÇÕES		M22+	M22-	M11+	M11-	LC+	L.C-
Mgk	(tfm/m)	0,50	0,50	0,50	0,50	1,00	1,00
Mqk max	(tfm/m)	3,70	2,00	1,70	0,70	4,65	4,65
Mqk min	(tfm/m)	0,50	0,50	0,50	0,50	1,00	1,00

Propriedades dos materiais

fck	(MPa)	30	30	30	30	30	30
fyk	(MPa)	500	500	500	500	500	500

Propriedades da seq

h	(cm)	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
bw	(cm)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

Armadura inferior

ϕ (mm)	(mm)	12,5	10,0	8,0	8,0	16,0	16,0
cobrimento l	(cm)	4,00	3,00	4,00	3,00	3,00	3,00

Armadura superior

As'	(cm ² /m)						
d'	(cm)						

DIMENSIONAMENTO

Md	(tfm/m)	6,23	3,68	3,23	1,73	8,33	8,33
d	(cm)	15,38	16,50	15,60	16,60	16,20	16,20
x	(cm)	3,02	1,59	1,47	0,73	3,90	3,90
As	(cm ²)	10,10	5,33	4,94	2,43	13,08	13,08
As' nec.	(cm ²)						

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tfm/m)	3,46	2,10	1,86	1,06	4,72	4,72
M _{Dmin} tensões	(tfm/m)	0,90	0,90	0,90	0,90	1,80	1,80
σ_{smax}	(kgf/cm ²)	2436	2543	2565	2731	2462	2462
σ_{smin}	(kgf/cm ²)	634	1090	1241	2319	939	939
$\Delta\sigma_s$	(kgf/cm ²)	1802	1453	1324	412	1523	1523
$\Delta\sigma_s$ Admissível	(kgf/cm ²)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
K		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
A _{s,soff.}	(cm ² /m)	10,10	5,33	4,94	2,43	13,08	13,08

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ_{smax}	(kgf/cm ²)	2464	2563	2584	2743	2495	2495
ρ_{ri}		0,007	0,005	0,005	0,004	0,008	0,008
w1	(mm)	0,13	0,12	0,09	0,11	0,17	0,17
w2	(mm)	0,31	0,38	0,31	0,35	0,36	0,36
ELS-W w1	(mm)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
K		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
A _{s,soff.}	(cm ² /m)	10,10	5,33	4,94	2,43	13,08	13,08

Armadura	(Ø12,5c/12,3cm)	(Ø10c/15cm)	(Ø8c/10,1cm)	(Ø8c/20,5cm)	(Ø16c/15,2cm)	(Ø16c/15,2cm)
Barras	9	7	10	5	7	7

1.14 DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE APOIO (350x250x52)

		largura do aparelho: per. eixo	
Carga permanente	547,19 kN	long. obra:	350
Carga acidental	357,47 kN	comprimento do aparelho:	250
Fator majoração cargas vivas	1,50	espessura camada de elastômero:	ti 8
Rotação long. permanente	6,61E-05 rad	altura total elastômero = n.ti	32
Rotação long. acidental	9,69E-05 rad	G	1
Horizontal long. permanente	20,00 kN	fyk	210
Horizontal long. acidental	15,53 kN	atrito: concreto (6) ou demais (2)	6
Deslocamento long. permanente	4,00 mm		
Deslocamento long. acidental	0,00 mm		
Deslocamento total permanente			12,5 mm
Deslocamento total acidental			3,3 mm
Tensão normal considerando área total do aparelho			10,34 MPa
Tensão normal com área reduzida			11,62 MPa
Tensão normal permanente com área reduzida			6,96 MPa
Tmin - deslizamento - cargas permanentes			10,7 mm
Tmin - deslizamento - cargas totais			12,1 mm
Tmin - limitação deslocamento horizontal			22,5 mm
T _{máx} para estabilidade			121,03 mm
Soma das deflexões das camadas internas			2,6506 mm
Soma das deflexões das camadas de cobrimento			0,0552 mm
Deflexão total			2,7057 mm
Rotação admissível pela análise da estabilidade			2,39E-02 rad
Rotação admissível sem considerar camadas cobrimento			2,34E-02 rad
Rotação adicional permanente pelo limite deformação 5			9,53E-03 rad
Deformação de cisalhamento por esforços normais			2,37
Deformação de cisalhamento por esforços horizontais			0,43
Deformação de cisalhamento devida às rotações			0,05
Deformações totais por cisalhamento no elastômero			2,85
Deformações totais por cisalhamento no cobrimento			1,56
Espessura mínima para a chapa interna de			1,15 Mm

aço

espessura da chapa externa	3
espessura da chapa interna	3
cobrimto vertical	2,5
cobrimto horizontal	5
nº de aparelhos para uso	10
nº de aparelhos p/ ensaio	1

Fator de forma ti	8,79
Fator de forma cobrimto	20,10
H total	52,0
$\square_{\text{máx}}$ adm em area reduzida	12,5
$\square_{\text{mín}}$ adm em área reduzida	3
Volume Unitário	4,550
Volume Total para Compra	50,050

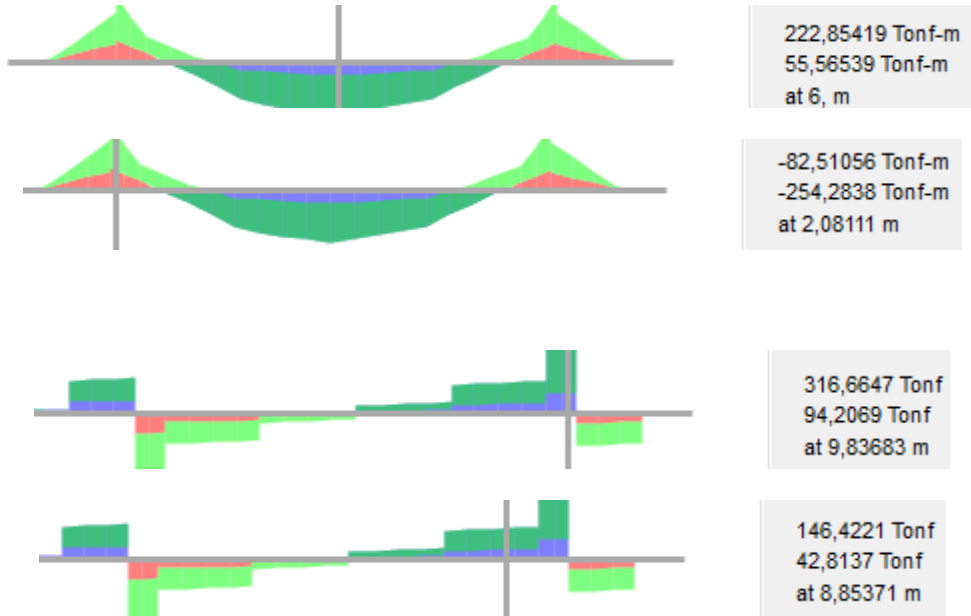
VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE

Soma deflexões cam.internas	0,9497
Soma deflexões cam. cobrim.	0,0306
Deflexão total	0,9803
Rot.adm. por estabilidade (K=1)	1,68E-02
Idem, sem cam. cobrimto (K=1)	1,63E-02
Rot. adm. permanente	1,01E-02

Dimensões adotadas: 350x250x52mm

2 MESOESTRUTURA LADO DIREITO

2.1 SOLICITAÇÕES ENCONTROS



2.1.1 DIMENSIONAMENTO

ESFORÇOS SOLICITANTES		[280]-(-2)	[230]-(-6)	[125]-(-4)	[200]-(-1,8)
Mgk	(tfm)	80,00	70,00	30,00	30,00
Mqk max	(tfm)	110,00	80,00	60,00	100,00
Mqk min	(tfm)	60,00	60,00	0,00	0,00

PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

fck	(MPa)	30	30	30	30
fyk	(MPa)	500	500	500	500

PROPRIEDADES DA SEÇÃO

bf	(cm)	0,00	0,00	0,00	0,00
hf	(cm)	0,00	0,00	0,00	0,00
bw	(cm)	180,00	180,00	120,00	120,00
h	(cm)	100,00	100,00	100,00	100,00
binf		0,00	0,00	0,00	0,00
hinf		0,00	0,00	0,00	0,00
espaç. barra hc	(cm)	5	5	5	5

ARMADURA INFERIOR

φ (mm)	(mm)	25,0	25,0	16,0	25,0
barras por camada		15	15	15	15
cobrimento na	(cm)	5,00	5,00	5,00	5,00

ARMADURA SUPERIOR

As'	(cm ²)				
d'	(cm)				

DIMENSIONAMENTO

Md	(tfm)	273,0	214,5	130,5	190,5
d	(cm)	93,8	93,8	94,0	93,8
x	(cm)	11,68	9,07	8,23	12,26
As	(cm ²)	70,49	54,74	33,09	49,32
As' nec.	(cm ²)				

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tfm)	135	110,00	60,00	80,00
M _{Dmin} tensões	(tfm)	110	100,00	30,00	30,00
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2199	2286	2050	1866
σ _{smin}	(kgf/cm ²)	1791	2078	1025	700
Δσ _s	(kgf/cm ²)	407	208	1025	1166
Δσ _s Admissível	(kgf/cm ²)	1750	1750	1900	1750
K < 1.79		1,00	1,00	1,00	1,00
A _{s,corr.}	(cm ²)	70,49	54,74	33,09	49,32

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

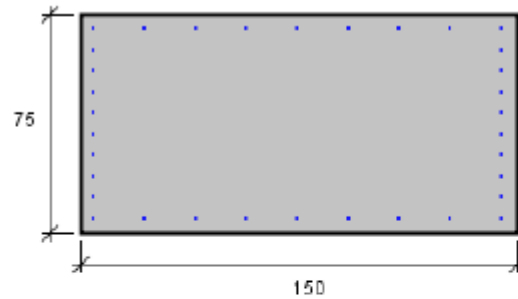
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2221	2305	2067	1885
ρ _{ri}		0,040	0,040	0,037	0,040
w1	(mm)	0,22	0,23	0,12	0,16
w2	(mm)	0,14	0,14	0,09	0,12
ELS-W wk ≤	(mm)	0,40	0,40	0,40	0,40
K		1,00	1,00	1,00	1,00
A _{s,corr.}	(cm ²)	70,49	54,74	33,09	49,32

Armadura sugerida	(14Ø25mm)	(11Ø25mm)	(17Ø16mm)	(10Ø25mm)	
CG barras	(cm)	6,3	6,3	6,0	6,3
número de caçadas		1	1	2	1

2.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

O dimensionamento dos pilares foi determinado a partir do pilar com maior solicitação.

2.2.1 DADOS GERAIS



Armação: 34 ϕ 16 mm ($A_s = 68.36 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 11250 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 75 \text{ cm}$

$y_{cg} = 37.5 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 5273438 \text{ cm}^4$

$I_y = 21093750 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.61 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 600 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 55$

$\lambda_y = 28$

2.2.2 DADOS DA ARMADURA

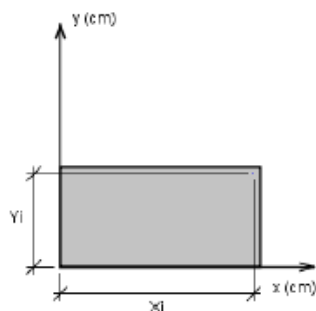


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	16.0	5	5
2	16.0	22.5	5
3	16.0	40	5
4	16.0	57.5	5
5	16.0	75	5
6	16.0	92.5	5
7	16.0	110	5
8	16.0	127.5	5
9	16.0	145	5
10	16.0	5	12.2
11	16.0	145	12.2
12	16.0	5	19.4
13	16.0	145	19.4
14	16.0	5	26.7
15	16.0	145	26.7
16	16.0	5	33.9
17	16.0	145	33.9
18	16.0	5	41.1
19	16.0	145	41.1
20	16.0	5	48.3
21	16.0	145	48.3
22	16.0	5	55.6
23	16.0	145	55.6
24	16.0	5	62.8
25	16.0	145	62.8
26	16.0	5	70
27	16.0	22.5	70
28	16.0	40	70
29	16.0	57.5	70
30	16.0	75	70
31	16.0	92.5	70
32	16.0	110	70
33	16.0	127.5	70
34	16.0	145	70

2.2.3 DADOS DOS ESFORÇOS DA ENVOLTORIA

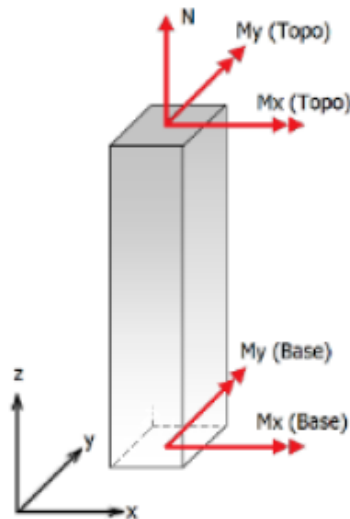


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{ak}	$M_{ak,x}$ (Topo)	$M_{ak,y}$ (Topo)	$M_{ak,x}$ (Base)	$M_{ak,y}$ (Base)
1	-4000	500	900	400	500

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

2.2.4 RESUMO DA VERIFICAÇÃO ELU

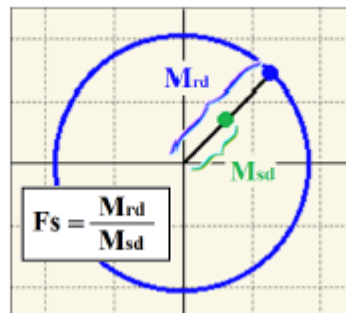


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-4000	500	-900	2.83

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

2.2.5 EFEITO DE 2º ORDEM (MÉTODO GERAL)

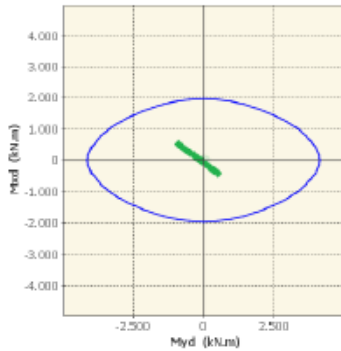


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

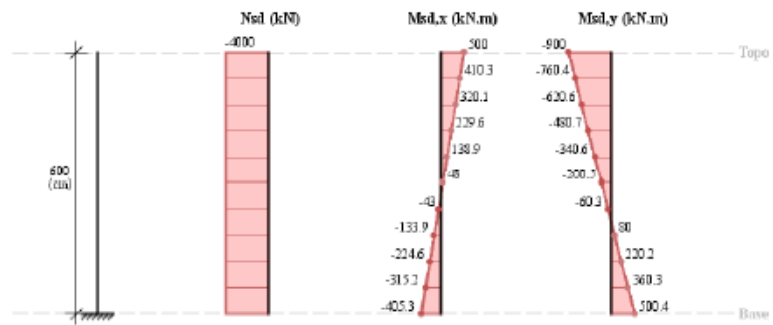


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método Geral com relação N, M, 1/r real em cada seção)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_F / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:



Figura: Deslocamento wx

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

z [m]	$M_{sd,tot,x} / \gamma_B$ [kN.m]	$1/r_x$ [$10^2/m$]	$EI_{sec,x}$ [kN.m ²]	w_y [m]	$M_{sd1,x}$ [kN.m]	$M_{sd2,x}$ [kN.m]	$M_{sd,tot,x}$ [kN.m]
6	454.5	0.415	1094292.14	0.00134	500	0	500
5.4	373	0.317	1178395.99	0.00141	410	0.3	410.3
4.8	291	0.236	1231103.1	0.00137	320	0.1	320.1
4.2	208.8	0.168	1241125.72	0.00124	230	-0.4	229.6
3.6	126.3	0.102	1241399.88	0.00106	140	-1.1	138.9
3	43.6	0.035	1241469.23	0.00083	50	-2	48
2.4	-39.1	-0.031	1241537.34	0.0006	-40	-3	-43
1.8	-121.7	-0.098	1241456.44	0.00037	-130	-3.9	-133.9
1.2	-204.2	-0.165	1241310.43	0.00018	-220	-4.6	-224.6
0.6	-286.5	-0.231	1240957.89	0.00005	-310	-5.2	-315.2
0	-368.5	-0.3	1226997.28	0	-400	-5.3	-405.3

Momentos em torno do eixo y:



Figura: Deslocamento wx

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

z [m]	$M_{sd,tot,y} / \gamma_B$ [kN.m]	$1/r_y$ [$10^2/m$]	$EI_{sec,y}$ [kN.m ²]	w_x [m]	$M_{sd1,y}$ [kN.m]	$M_{sd2,y}$ [kN.m]	$M_{sd,tot,y}$ [kN.m]
6	-818.2	-0.185	4428907.08	-0.0001	-900	0	-900
5.4	-691.3	-0.144	4793210.57	-0.0002	-760	-0.4	-760.4
4.8	-564.2	-0.112	5021563.55	-0.00026	-620	-0.6	-620.6
4.2	-437	-0.086	5063798.55	-0.00027	-480	-0.7	-480.7
3.6	-309.7	-0.061	5064897.14	-0.00025	-340	-0.6	-340.6
3	-182.2	-0.036	5065175.06	-0.00021	-200	-0.5	-200.5
2.4	-54.8	-0.011	5065448	-0.00016	-60	-0.3	-60.3
1.8	72.7	0.014	5065123.79	-0.0001	80	0	80
1.2	200.2	0.04	5064538.73	-0.00005	220	0.2	220.2
0.6	327.6	0.065	5063126.04	-0.00001	360	0.3	360.3
0	454.9	0.091	4976784.77	0	500	0.4	500.4

3 INFRAESTRUTURA

3.1 CARGA NAS FUNDAÇÕES (BLOCOS)

	Joint Object 7535		Joint Element 7535	
	1		2	3
Force	3209,274		98,458	-36,061
Moment	-1,283		235,207	214,713

Solicitações Máximas para Blocos dos Encontros.

	Joint Object 7523		Joint Element 7523	
	1		2	3
Force	6319,899		256,77	-62,55
Moment	-25,504		1248,398	529,69

Solicitações Máximas para Blocos Intermediários.

3.2 CARGA NAS FUNDAÇÕES

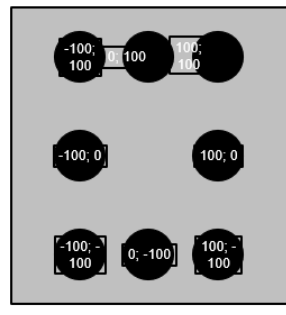
	Joint Object 7535		Joint Element 7535	
	1		2	3
Force	2281,249		68,318	-24,42
Moment	-0,852		159,283	149,777

Solicitações Máximas para estacas dos Encontros.

	Joint Object 7523		Joint Element 7523	
	1		2	3
Force	4525,108		179,49	-41,047
Moment	-17,016		847,906	371,534

Solicitações Máximas para estacas Intermediárias

4 DIMENSIONAMENTO

DADOS:		COORDENADAS (cm)		BLOCOS DE COROAMENTO		SOLICITAÇÕES CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS								
PILAR:		x	y			E	Nk	MKx	Mky	R.A				
$\phi \geq$	120cm	1	100			0	N1	468kN	0kN	63kN	532kN			
a=	150cm	2	100			100	N2	468kN	63kN	63kN	595kN			
b=	75cm	3	0			100	N3	468kN	63kN	0kN	532kN			
ESTACAS		4	-100			100	N4	468kN	63kN	-63kN	468kN			
$\phi \geq$	41cm	5	-100			0	N5	468kN	0kN	-63kN	405kN			
a=	0cm	6	-100			-100	N6	468kN	-63kN	-63kN	342kN			
b=	0cm	7	0			-100	N7	468kN	-63kN	0kN	405kN			
Fck=	30MPa	8	100			-100	N8	468kN	-63kN	63kN	468kN			
COBRIMENTO:		9												
d' =	5cm	10												
h' =	10cm	11												
ARMADURA DO PILAR		12												
diâm.=	20mm	13												
Diâm. Agré	2,5cm	14												
		15												
		16												
SOLICITAÇÕES		BLOCO		$\sigma_i = \frac{N}{S} + \frac{M_x y_i}{I_x} + \frac{M_y x_i}{I_y}$		$F_{solic} = \frac{Nd}{n} + \frac{M_x \cdot y_{i,x}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{i,y}}{\sum x_i^2}$								
Nk =	3500 kN	Nd =	5000 kN	L =	3,0 m	Nmax	x =	100	y =	100	655,94kN	143,33kN	100,00kN	899,27 kN
Mkx =	380 kN.m	Mdx =	860 kN	h =	1,1 m									
Mky =	380 kN.m	Mdy =	600 kN	b =	3,0 m									
		Total=	248 kN											
1) DEFINIÇÃO DA ALTURA ÚTIL E ALTURA TOTAL DO BLOCO		2a) VERIFICAÇÃO DA INCLINAÇÃO DA BIELA												
Condição 1:		B = 100,00cm		ângulo $\beta = 0,76rad$										
e = 100cm		ângulo $\beta = 43,5^\circ$ ($35^\circ < \beta < 50^\circ$)												
d \geq 10cm														
11cm $\leq d \leq$ 100,0cm														
Condição 2 (Ancoragem da armadura do pilar no bloco):														
d \geq 76cm														
VALOR ADOOTADO H= 110cm														
ADOTAR: d=95cm														
h = 110cm														
3) VERIFICAÇÃO DAS BIELAS		4) DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA												
a) Na região das estacas:		$\alpha = 0,79rad$												
$\sigma_{c,b} = 3,59 MPa < 18 MPa$		$\alpha = 45,0^\circ$												
b) Na região dos pilares:		Tid = 946,60kN		35cm Faixa armad. 49cm										
$\sigma_{c,b} = 13,48 MPa < 30 MPa$		F1 (em x) = 669,35kN		espaçamento máximo:										
		F1 (em y) = 669,35kN		$\leq 220cm$										
		As = 21,76cm ²		$15,39cm^2 \leq 20cm$										
		ϕ usado = 20mm		espaçamento mínimo:										
		Feixes 1		$14,25cm^2$										
		7 barras		$\geq 4,0cm$										
		espaçamen 8,2cm		$\geq 4,0cm$										
		(21,99cm ²)		$\geq 5,0cm$										
5) ANCORAGEM		6) ARMADURA DE PELE												
$l_{disponivel} = 19cm$		t = 15,00cm		B = 200cm										
$l_{req} = 55,2cm$		s \leq 20,00												
usar barra dobrada		AsL1 \geq 7,81cm ²												
Cálculo do Raio interno da dobra:		AsL2 \geq 2,72cm ²		Norma Antiga										
Ri = 15,0cm		AsL3 \geq 15,00cm ²												
Cálculo do comprimento de ancoragem reto:		7) ARMADURA DE SUSPENSÃO												
$l_{anc\ reto} = 75,2cm$		Asusp = 6,70cm ²		DISPENSAR										
Cálculo do trecho reto vertical:														
trecho reto vertical = 50,1cm ok														
R=15,0cm														
65														

Opção para Distribuição de Armaduras

4.1 CAPACIDADE DE CARGA GEOTECNICA

Identificamos em loco que o local se trata de rocha aflorante, por isso optamos pela fundação em tubulão pinado, onde o mesmo deverá ser ancorado em 2,00 metros em rocha sã. A confirmação de rocha sã será a partir do procedimento de perfuração do tubulão.

4.2 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO

Dados:

- espessura da laje: 25 cm
- espessura do pavimento: 5,0 cm
- espessura média do aterro: 45 cm
- altura média entre o pavimento e o plano médio da laje: 65 cm

Carga permanente:

- laje: $0,30 \times 2,5 = 0,75 \text{ tf/m}^2$
- aterro: $0,45 \times 1,80 = 0,81 \text{ tf/m}^2$
- pavimento: $0,05 \times 2,4 = 0,12 \text{ tf/m}^2$
- carregamento total permanente: $q_g = 1,68 \text{ tf/m}^2$

Carga móvel: Trem tipo: Classe-45

Carga de cada roda:

$$P = 7,5 \text{ tf} \quad p = \frac{7,5}{1,5 \times 1,8} = 2,77 \text{ tf/m}^2$$

Coeficiente de impacto:

Segundo NBR7188/13, Item 5.1.2.1, CIV = 1,35

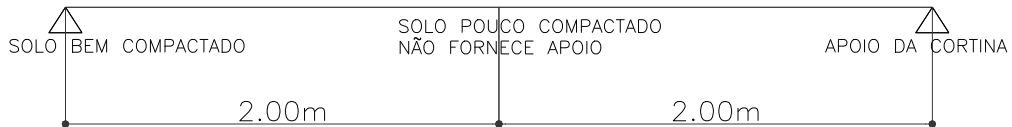
$$p = 2,77 \times 1,35 = 3,74 \text{ tf/m}^2$$

Momento positivo

- Esquema estático:

O momento positivo na laje de aproximação é justificado quando o apoio devido ao solo é formado na extremidade da laje de aproximação.

ESQUEMA ESTÁTICO ADOTADO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO



-Esforços:

- Momento devido à carga permanente: $M_g = \frac{1,68 \times 4,0^2}{8} \Rightarrow M_g = 3,36 \text{ tfm}$

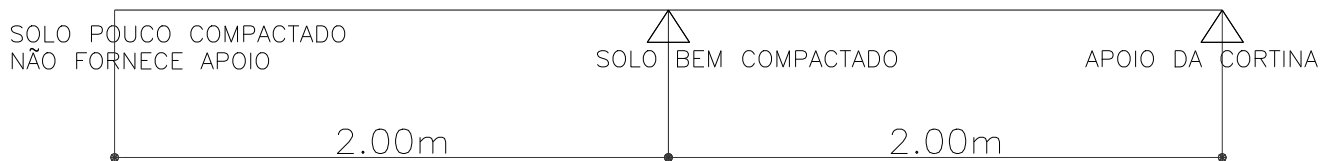
- Momento devido à carga móvel: $M_q = \frac{3,74 \times 4^2}{8} \Rightarrow M_q = 7,5 \text{ tfm}$

- Momento de cálculo: $M_d = 1,35 \times 3,36 + 1,5 \times 7,5 \Rightarrow M_d = 15,8 \text{ tfm}$

Momento Negativo

- Esquema estático:

O momento negativo na laje de aproximação é justificado quando o apoio devido ao solo é formado não mais na extremidade da laje, mas no meio do vão da laje de aproximação.



Esforços:

Momento devido à carga permanente: $M_g = \frac{1,68 \times 2,0^2}{2} \Rightarrow M_g = 3,36 \text{ tfm}$

Momento devido à carga móvel: $M_q = \frac{3,74 \times 2^2}{2} \Rightarrow M_q = 7,5 \text{ tfm}$

Momento de cálculo: $M_d = 1,35 \times 3,36 + 1,5 \times 7,5 \Rightarrow M_d = 15,8 \text{ tfm}$

Armadura necessária (cm²/m):	
Seção longitudinal	16,0
Seção transversal	3,2
<hr/>	
Seção longitudinal	ϕ 16 c/ 12.5 = 16,00 – trecho central
Seção transversal	ϕ 12.5 c/ 20 = 6.25

Responsável Técnico**José Niedo Netto****RN: 1210488620****SC: 130925-0**