

	Cód. Interno: MC-EST-14062-1841-001-0	Rev.:0
	Cód. Cliente:	Data de Emissão: 03/2014

Emitente: ACCIONA ENGENHARIA LTDA	Projetista: 
--------------------------------------	--

Localização: Morzarlândia – Nova América – Ponte sobre o Rio Taquaral
--

Documentos de Referência:

Conteúdo: Relatório de memória de calculo para dimensionamento da Superestrutura, Mesoestrutura e Infraestrutura da ponte em concreto armado e protendido.

Observações:

0	Relatório	RRomanek		Emissão Inicial
Rev.	Descrição	Elaborado		

SUMÁRIO:

1. Objetivo	5
2. Descrição da OAE e Características do Sistema de Construção.....	5
3. Características Geométricas	7
4. Critérios de Projeto.....	8
4.1. Normas.....	8
4.2. Características dos Materiais.....	8
4.3. Estudo Hidrológico.....	9
4.4. Classe de Agressividade Ambiental	11
4.5. Ações.....	11
4.6. Cargas Móveis segundo a NBR 7188.....	11
4.7. Coeficiente de Impacto.....	12
4.8. Vento Transversal	12
4.8.1. Ponte Carregada	12
4.8.2. Ponte Carregada	12
4.9. Coeficiente de Ponderação.....	12
4.10. Aberturas de Fissuras.....	12
4.11. Infraestrutura.....	13
4.11.1. Relatório de Sondagem.....	13
4.12. Combinações de Serviço e de Dimensionamento Utilizadas.....	18
4.12.1. Combinação Última (ELU)	18
4.12.2. Combinação em Serviço (ELS).....	18
4.12.3. Fatores de Combinação	19
5. Modelo Matemático	20
6. Superestrutura.....	23
6.1. Dimensionamento das Longarinas.....	23
6.1.1. Características dos Materiais.....	23
6.1.2. Características Geométricas das Seções das Vigas.....	23
6.1.3. Diagrama de Esforços Solicitantes.....	24

6.1.4.	Carregamentos Externos	29
6.1.5.	Esforços Solicitantes	29
6.1.6.	Dimensionamento da Armadura de Protensão	31
6.1.7.	Verificação da Armadura de Protensão	33
6.1.8.	Verificação do Estado Limite Último de Ruptura no ato da Protensão	34
6.1.9.	Calculo das excentricidades máximas e mínimas do cabo equivalente de protensão	37
6.1.10.	Cálculo das Perdas da Força de Protensão	40
6.1.11.	Fretagem	47
6.1.12.	Calculo da Armadura Suplementar	48
6.1.13.	Dimensionamento ao Cisalhamento	52
6.2.	Dimensionamento da Laje e pré-Laje	53
6.2.1.	Geometria	53
6.2.2.	Solicitações	53
6.2.3.	Dimensionamento	55
6.2.4.	Limites Para Deslocamentos	56
6.3.	Dimensionamento das Transversinas	57
6.3.1.	Geometria	57
6.3.2.	Esforços Solicitantes	57
6.3.3.	Dimensionamento	59
7.	MESO/INFRAESTRUTURA	60
7.1.	Dimensionamento dos Aparelhos de Apoio	60
7.1.1.	Dados de Entrada	60
7.1.2.	Esforços Solicitantes	60
7.1.3.	Verificações	61
7.2.	Dimensionamento das Travessas	62
7.2.1.	Geometria	62
7.2.2.	Carregamentos	63
7.2.3.	Esforços Solicitantes no E.L.U	64
7.2.4.	Dimensionamento	66
7.3.	Dimensionamento dos Pilares	68
7.3.1.	Geometria	68

CODIGO	REVISÃO
MC-EST-14062-1841-001-0	REV 0
EMIÇÃO	FOLHA
MARÇO-2014	04 de 89

7.3.2.	Carregamentos.....	68
7.3.3.	Esforços Solicitantes no E.L.U	69
7.3.4.	Dimensionamento	72
7.4.	TUBULÕES.....	78
7.4.1.	SOLICITAÇÕES – E.L.S. - CR.....	81
7.4.2.	DIMENSIONAMENTO	84

1. Objetivo

O presente documento tem por objetivo apresentar o memorial de cálculo de dimensionamento da superestrutura do tabuleiro e mesoestrutura da ponte em concreto armado e protendido com 2 tabuleiros de 30,00 m x 10,40 m (comprimento x largura), totalizando 60m de extensão e 10,40m de largura.

2. Descrição da OAE e Características do Sistema de Construção

O tabuleiro da O.A.E. sobre o Rio Taquaral consta de quatro longarinas pré-moldadas protendidas, com 29,40 m de comprimento, espaçadas entre si aproximadamente 2,75 m entre si. As longarinas são travadas no vão pela laje de rolamento, que é constituída por pré-lajes de 7 cm de espessura posteriormente solidarizada por concretagem in loco totalizando no geral 25 cm de espessura de laje. Foram previstas transversinas em concreto armado moldado in loco nos extremos do tabuleiro, além de que a troca dos aparelhos de apoio seja efetuada através do levantamento do tabuleiro pelo macaqueamento das longarinas pelas transversinas.

As vigas transversinas serão em concreto armado moldado “in loco” nos extremos do tabuleiro e serão consolidadas com a laje. A troca dos aparelhos de apoio será efetuada através do levantamento do tabuleiro pelo macaqueamento das transversinas.

Foi considerada ainda camada de pavimentação com espessura variável, devido ao caimento de 2% lateralmente, conduzindo as águas pluviais para as duas laterais do tabuleiro carroçável.

As barreiras rígidas serão de concreto armado tipo padrão.

A Laje de passeio de pedestres será localizada nas laterais dos tabuleiros.

As travessas centrais serão constituídas em concreto armado com seção “T” com largura de 2,50 / 0,80 x 3,42 m.

As travessas de encontro serão constituídas em concreto armado co seção retangular de 1,60x1,50 m.

Os aparelhos de apoio serão 500x400x63mm em cada viga.

Pilares, nos encontros serão 3 pilares com Ø 1,00m, fuste de tubulões com Ø 1,00m e base dos tubulões com Ø 2,30 m em concreto armado moldado “in loco”.

Pilares, nas travessas centrais serão 3 pilares com Ø 1,00m, fuste de tubulões com Ø 1,00m e base dos tubulões com Ø 2,50m em concreto armado moldado “in loco”.



CODIGO	REVISÃO
MC-EST-14062-1841-001-0	REV 0
EMIÇÃO	FOLHA
MARÇO-2014	06 de 89

Para a execução dos tubulões próximos a regiões com água, serão ensecadeiras no local dos mesmo. Devido a característica arenosa do terreno, bem como do elevado nível de água do mesmo, estamos prevendo que os tubulões sejam realizados a Ar comprimido, sendo a área destinada aos equipamentos posicionados na ensecadeira projetada para esta finalidade.

3. Características Geometricas

Apresentam-se a seguir figuras com as características da obra em questão.

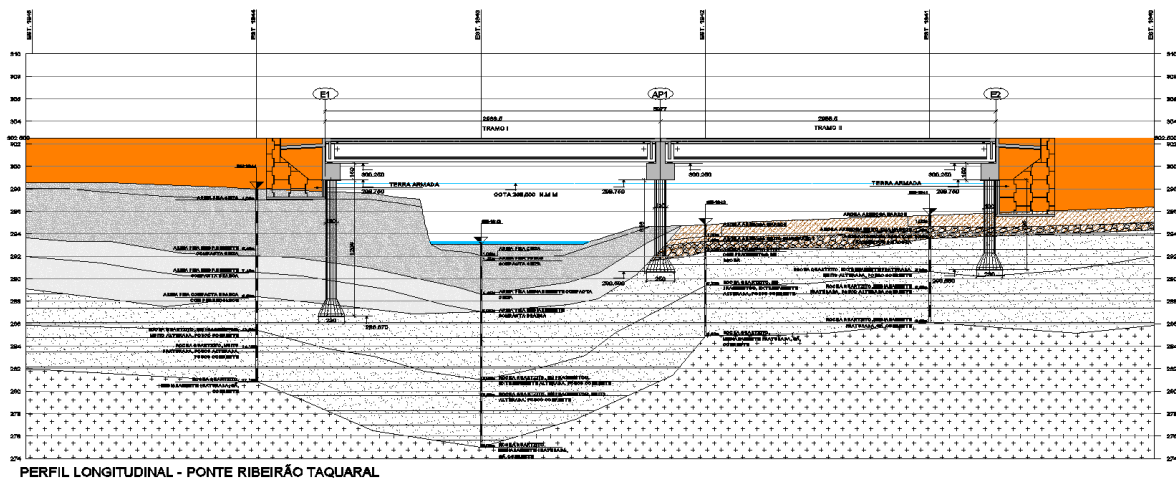


Figura 1 - O.A.E. - PERFIL LONGITUDINAL

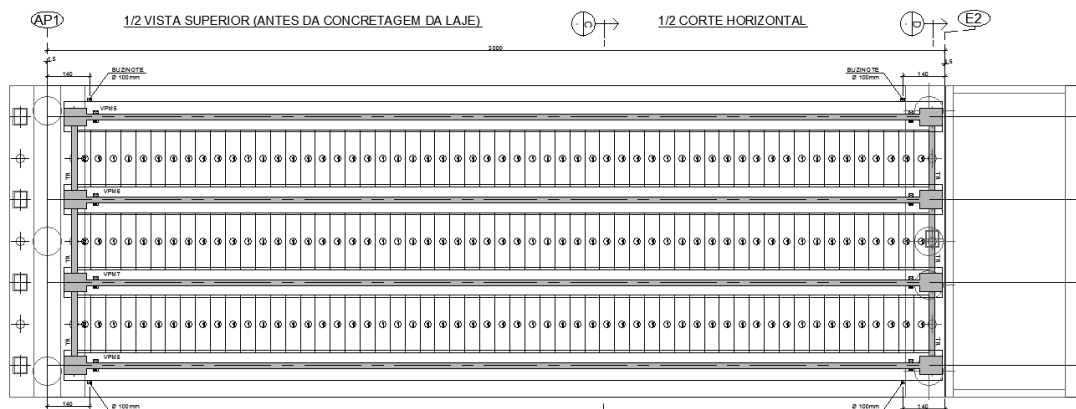


Figura 2 - Superestrutura - Vista Superior

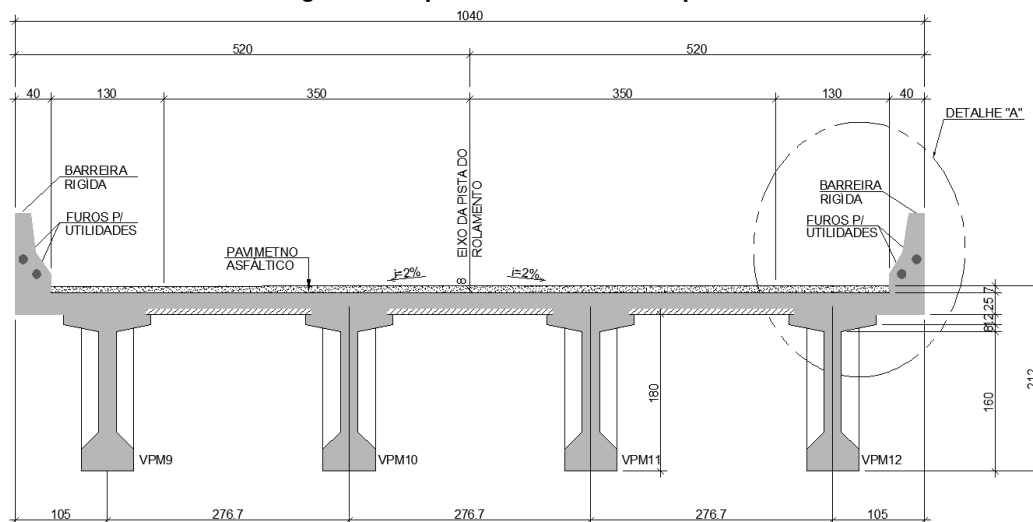


Figura 3 - Superestrutura - Seção Transversal

4. Critérios de Projeto

4.1. Normas

As normas relacionadas a seguir contêm disposições que, ao serem citadas neste texto, constituem prescrições para este estudo. As edições indicadas estavam em vigor no momento da elaboração deste documento.

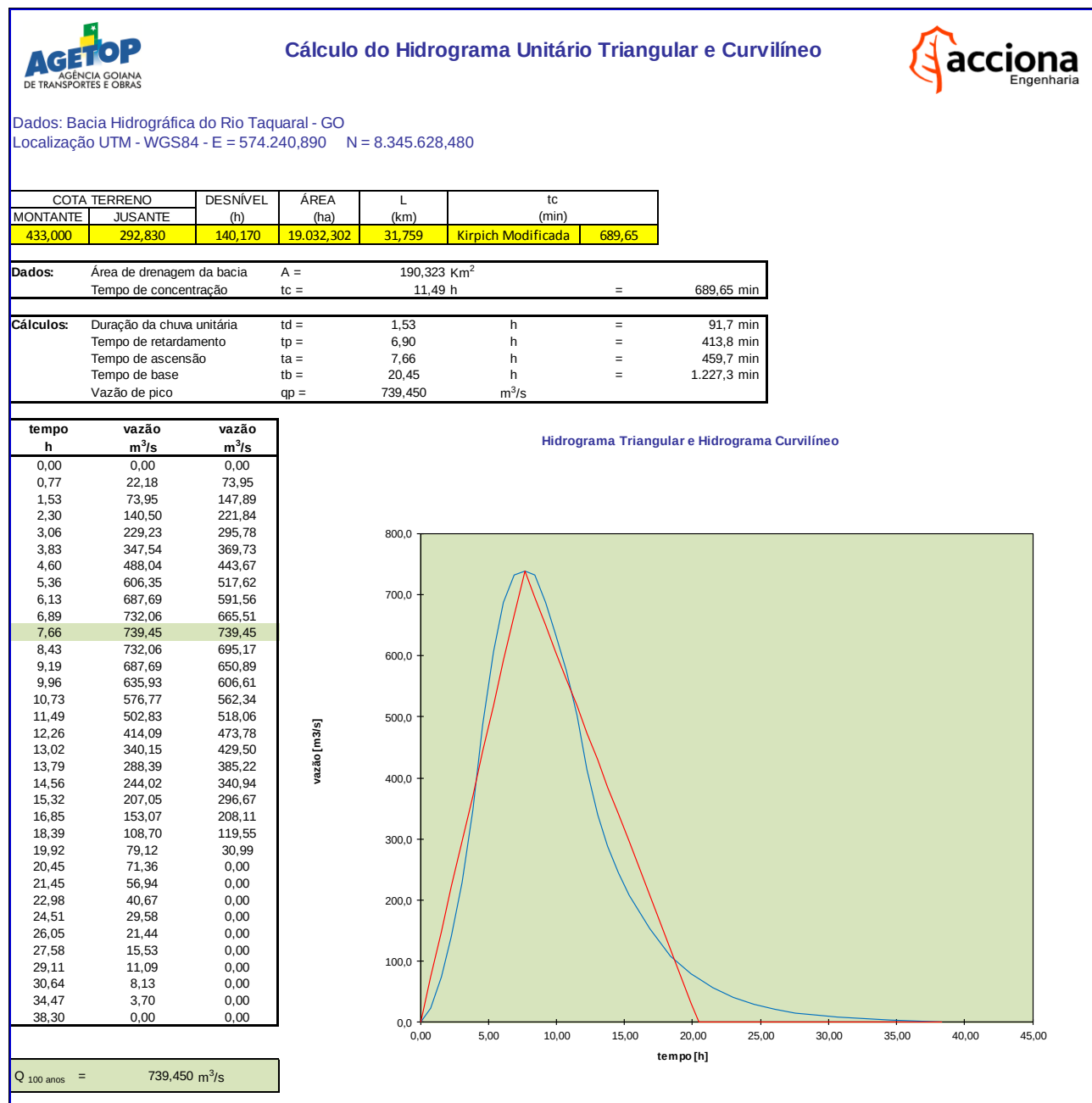
NBR 6118:2007	– Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.
NBR 6122:2010	– Projeto e execução de fundações – Procedimento.
NBR 6123:1988	– Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento.
NBR 7187:2003	– Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento.
NBR 7188:1984	– Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre – Procedimento.
NBR 8681:2003	– Ações e segurança nas estruturas – Procedimento
NBR 9062:2006	– Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado
NBR 10839:1989	– Execução de obras de arte especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento

4.2. Características dos Materiais

- Concreto estrutural: $f_{ck} \geq 40$ MPa para longarinas e lajes;
- Concreto estrutural: $f_{ck} \geq 30$ MPa para transversinas e guarda-rodas, travessas e pilares;
- Fator água cimento: $A/C = 0.50$ para vigas e lajes e 0.55 para demais elementos;
- $E_{ci} = 35417$ MPa para $f_{ck} \geq 40$ MPa, $E_{ci} = 30672$ MPa para $f_{ck} \geq 30$ MPa;
- $E_{cs} = 30104$ MPa para $f_{ck} \geq 40$ MPa, $E_{cs} = 26072$ MPa para $f_{ck} \geq 30$ MPa;
- Coeficiente de Poisson $\mu = 0.20$;
- Aço CA-50: $f_{yk} > 500$ MPa;
- $E_s = 210000000$ kN/m²;
- $\gamma_{conc} = 25$ kN/m³;
- $\gamma_{aço} = 78.50$ kN/m³;
- $\gamma_{pav.} = 24$ kN/m³;
- Aparelho de apoio em neoprene fretado - Dureza = 70 Shore.

4.3. Estudo Hidrológico

A estrutura em questão está situada sobre o Rio Taquaral sendo portanto realizado seu estudo hidrológico conforme abaixo.





OAE - RIO TAQUARAL



Local (seção fluvial)						Rio Taquaral	
Bacia hidrográfica principal						Rio Araguaia	
Empreendedor						AGETOP - Agência Goiana de Transportes e Obras	
Município						Nova América - GO	
Coordenadas UTM - WGS84						E = 574.240,890 N = 8.345.628,480	
Área de drenagem a montante do local (A)						190,323 km²	
Declividade do rio no trecho em estudo (I)						0,0054 m/m	
Profundidade no local de interesse (y)						7,52 m	
Coeficiente de perda de carga (n)						0,030	
Período de retorno adotado (recomendação DNIT - IPR726)						100 anos	
CÁLCULO DA VAZÃO (COTA x VOLUME)							
Cota	Área	Perímetro	RH	V	Q	n	0,030
(m)	(m2)	(m)	(m)	(m/s)	(m3/s)	i	0,0054
292,830	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	Cota do Fundo do Rio	
293,000	1,430	22,920	0,062	0,385	0,551	NA	
293,500	8,470	30,610	0,277	1,040	8,806		
294,000	16,450	34,500	0,477	1,495	24,587		
295,000	37,040	56,920	0,651	1,839	68,122		
296,000	77,330	101,570	0,761	2,042	157,921		
297,000	126,840	103,830	1,222	2,799	355,072		
298,000	180,450	118,640	1,521	3,240	584,669		
298,500	208,620	119,640	1,744	3,549	740,455	Cota - Nivel Maximo Maximorum	
299,000	237,030	122,640	1,933	3,801	901,063		
299,350	257,100	123,340	2,084	3,998	1.027,897	(Borda Livre do Canal - Folga Sugerida - 1,00 m)	
300,000	294,360	124,640	2,362	4,345	1.279,066		
300,350	315,660	125,380	2,518	4,535	1.431,385	Cota Inferior das Longarinas - PROJETADA	

Portanto a cota de nível Máximo maximorum se encontra abaixo do nível de fundo das longarinas, concluímos que não há problema quanto a suas características hidrológicas, podendo seguir a sua ampliação, com as mesmas características da ponte existente. Sendo necessário executar a limpeza do canal, conforme figura abaixo.

4.4. Classe de Agressividade Ambiental

- Classe de agressividade ambiental II;
- Cobrimento das armaduras: 3.5 cm (cabos de protensão e armadura passiva que os envolvem);
2,5 cm (lajes e placas pré-moldadas);
3,0 cm (demais elementos de concreto armado.)
- Umidade relativa do ar: 70%;
- Temperatura ambiente considerada: 20°C.

4.5. Ações

- Permanentes: devido ao peso próprio das estruturas de concreto;
- Variáveis para a Superestrutura: Trem-tipo TB-45, aplicando o efeito do impacto, presença de pedestres nos passeios e vento.
- Variáveis para a Mesoestrutura: Ações variáveis provenientes da Superestrutura, dos efeitos de frenagem e aceleração, da retração, temperatura e fluência do concreto e de ventos.

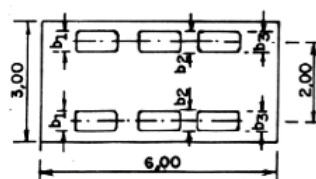
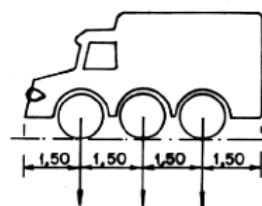
4.6. Cargas Móveis segundo a NBR 7188

CARGA TB 45

Veículo com 3 eixos afastados de 1.50 m na longitudinal, tendo 150 kN em cada um dos eixos (75 kN por roda), conforme tabela abaixo.

	Unidade	Tipo 45
Quantidade de eixos	Eixo	3
Peso total de veículo	kN-t _f	450-45
Peso de cada roda dianteira	kN-t _f	75-7,5
Peso de cada roda traseira	kN-t _f	75-7,5
Peso de cada roda intermediária	kN-t _f	75-7,5
Largura de contato b ₁ de cada roda dianteira	m	0,50
Largura de contato b ₃ de cada roda traseira	m	0,50
Largura de contato b ₂ de cada roda intermediária	m	0,50
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,50
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00

TIPOS 45 E 30



MULTIDÃO

Carga distribuída de 5.00 kN/m² em toda a pista, exceto sob a área de projeção do veículo (6 x 3 m²).

4.7. Coeficiente de Impacto

Coeficiente de impacto a ser aplicado ao trem tipo:

$$\varphi = (1.4 - 0.007 \times l) = (1.4 - 0.007 \times 30) = 1.19$$

4.8. Vento Transversal

O vento atuante na superestrutura da OAE de Taquaral será determinado a partir das duas condições abaixo:

4.8.1. Ponte Carregada

Adotando-se uma pressão de vento $q_v = 1,0 \text{ kN/m}^2$

$$P_v = (2,96 + 2,0\text{m}) \times q_v = 4,96 \text{ kN/m}$$

4.8.2. Ponte Carregada

Adotando-se uma pressão de vento $q_v = 1,5 \text{ kN/m}^2$

$$P_v = (2,96 + 1,0\text{m}) \times q_v = 4,44 \text{ kN/m}$$

Portanto, a carga de vento transversal adotada para a superestrutura é 4,96 kN/m

4.9. Coeficiente de Ponderação

- $\gamma_f = 1.40$ para ações permanentes;
- $\gamma_f = 1.40$ para ações variáveis;
- $\gamma_c = 1.40$;
- $\gamma_s = 1.15$.

4.10. Aberturas de Fissuras

- Limite adotado – $w_k = 0.30 \text{ mm}$

4.11. Infraestrutura

Para a execução da infraestrutura da O.A.E. sobre o Rio Taquaral, foram realizados quatro sondagens, abaixo apresentaremos os relatórios de sondagens e pontos de sondagens.

4.11.1. Relatório de Sondagem

A interaç

ão solo-estrutura (molas elásticas) foi estabelecida a partir dos perfis de sondagem apresentado abaixo.

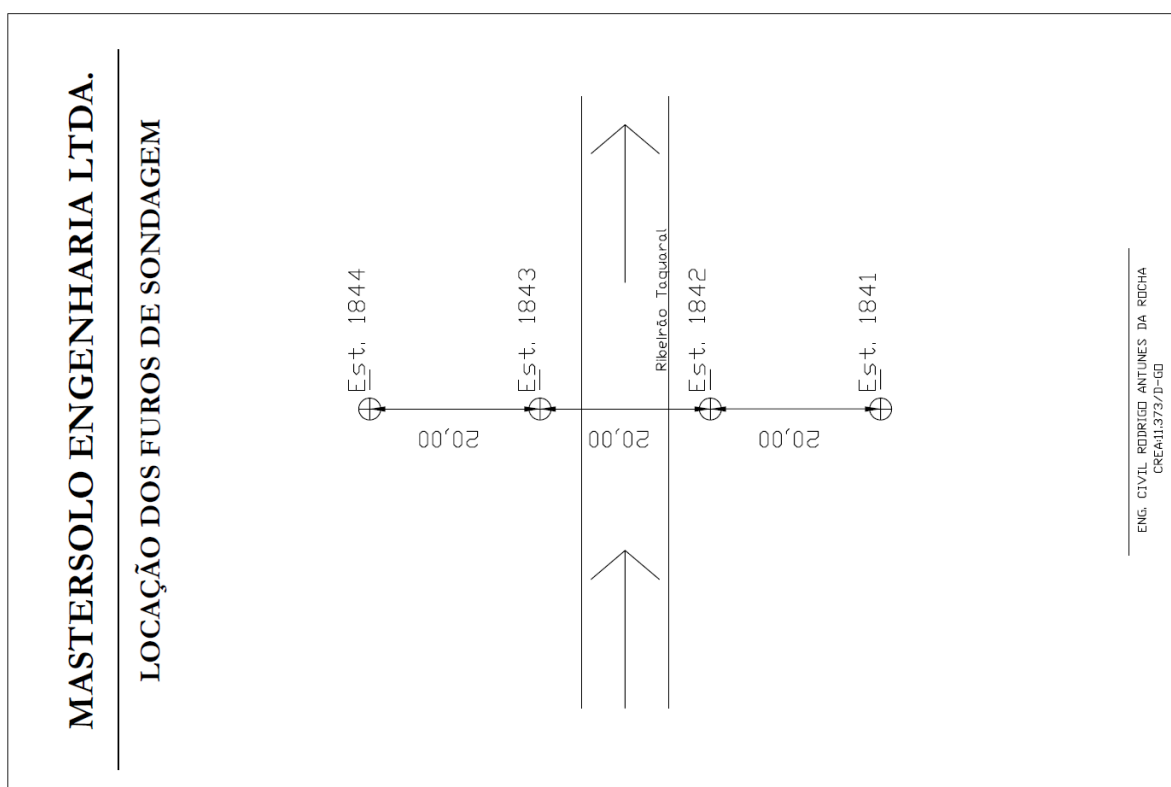


Figura 4 - Locação dos Pontos de Sondagens

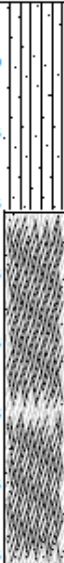
RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA														
					COORDENADAS:					REVESTIMENTO: Φ BW BARRILETE: Φ BW (barrilete duplo móvel giratório) Φ EXTERNO: 75,6 mm Φ INTERNO: 53,9 mm				
OBRA: PONTE SOBRE O RIBEIRÃO TAQUARAL					ESTACA: 1841					ESCALA S/N				
LOCAL: GO 334 TRECHO NOVA AMÉRICA/MOZARLÂNDIA					COTA:					INÍCIO: 30/01/14 TÉRMINO: 01/02/14				
PROFUNDIDADE	CAMADAS	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	Nº DE GOLPES		PORCENTAGEM DE R.Q.D. (%)					ALTERAÇÃO	FRATURAMENTO	COERÊNCIA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	NA (m)
			1ºe2º	2ºe3º	R5	R4	R3	R2	R1					
1,00		Argila arenosa marrom												
1,45		Argila arenosa muito rija marrom	15	16										
2,05		Argila arenosa dura com fragmentos de rocha	30/5											
3,55		Rocha quartzito, extremamente fraturada, muito alterada, pouco coerente	26%		8%						A3	F4	C3	
5,05		Rocha quartzito, extremamente fraturada, muito alterada, pouco coerente	43%		26%						A3	F4	C3	
6,55		Rocha quartzito, medianamente fraturada, pouco alterada, coerente	46%		40%						A1	F2	C2	
8,05		Rocha quartzito, medianamente fraturada, sã, coerente	76%		70%						A0	F2	C2	
9,55		Rocha quartzito, medianamente fraturada, sã, coerente	80%		66%						A0	F2	C2	
 Limite da Sondagem: 9,55 m														
obs.: Classificação conforme DNER - PRO 102/97 Avanço a Trado: Não houve Avanço por lavagem: 9,55 m Prof. Revestimento: 2,05 m														
Cliente: 					N° de Golpes Iniciais N° de Golpes Finais					N.A. 24hs: 3,20 m				
Responsável Técnico: Rodrigo Antunes da Rocha CREA: 11.373/D-GO										Assinatura: 				

Figura 5 - SONDAGEM EST. 1841

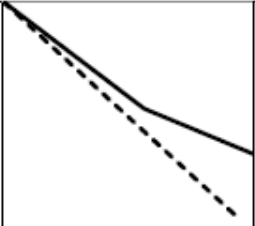
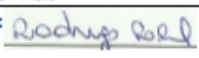
RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA														
					COORDENADAS:					REVESTIMENTO: Ø BW BARRILETE: Ø BW (barrilete duplo móvel giratório) Ø EXTERNO: 75,6 mm Ø INTERNO: 53,9 mm				
					N: _____									
OBRA: PONTE SOBRE O RIBEIRÃO TAQUARAL					ESTACA: 1842					ESCALA S/N				
LOCAL: GO 334 TRECHO NOVA AMÉRICA/MOZARLÂNDIA					COTA: _____					INÍCIO: 30/01/14 TÉRMINO: 01/02/14				
PROFUNDIDADE	CAMADAS	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	Nº DE GOLPES		PORCENTAGEM DE R.Q.D. (%)					ALTURAÇÃO	FRATURAMENTO	COERÊNCIA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	NA (m)
			1ºe2º	2ºe3º	R5	R4	R3	R2	R1					
			Recuperação %										Nº DE GOLPES	
1,00		Argila arenosa marrom												
1,45		Argila arenosa muito rija marrom	14	17										
2,33		Argila arenosa dura com fragmentos de rocha	28	48/18										
3,83		Rocha quartzito, em fragmentos, extremamente alterada, pouco coerente	30%							A4	F5	C3		2,30
5,33		Rocha quartzito, em fragmentos, extremamente alterada, pouco coerente	38%		8%					A4	F5	C3		
6,83		Rocha quartzito, extremamente fraturada, muito alterada, pouco coerente	56%		9%					A3	F4	C2		
8,33		Rocha quartzito, medianamente fraturada, sã, coerente	72%				52%			A0	F2	C2		
9,83		Rocha quartzito, medianamente fraturada, sã, coerente	75%				64%			A0	F2	C2		
 Limite da Sondagem: 9,83 m														
obs.: Classificação conforme DNER - PRO 102/97 Avanço a Trado: Não houve Avanço por lavagem: 9,83 m Prof. Revestimento: 2,33 m														
Cliente: 					Nº de Golpes Iniciais Nº de Golpes Finais					N.A. 24hs: 2,80 m				
Responsável Técnico: Rodrigo Antunes da Rocha CREA: 11.373/D-GO										Assinatura: 				

Figura 6 - SONDAGEM EST. 1842

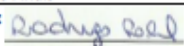
RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA															
				COORDENADAS:						REVESTIMENTO: Ø BW					
OBRA: PONTE SOBRE O RIBEIRÃO TAQUARAL				ESTACA: 1843		ESCALA S/N				BARRILETE: Ø BW (barrilete duplo móvel giratório)					
LOCAL: GO 334 TRECHO NOVA AMÉRICA/MOZARLÂNDIA				COTA:						INÍCIO: 03/02/14		TÉRMINO: 11/02/14			
PROFUNDIDADE	CAMADAS	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	Nº DE GOLPES		PORCENTAGEM DE R.Q.D. (%)					ALTERAÇÃO	FRATURAMENTO	COERÊNCIA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	NA (m)	
			1ºe2º	2ºe3º	R5	R4	R3	R2	R1						Nº DE GOLPES
1,00		Arela fina cinza													
1,45		Arela fina pouco compacta cinza	9	10											
2,45		Arela fina medianamente compacta cinza	11	13											
3,45		Arela fina medianamente compacta cinza	15	17											
4,45		Arela fina medianamente compacta cinza	19	20											
5,45		Arela fina medianamente compacta branca	19	21											
6,05		Arela fina compacta branca com pedregulhos	30/5												
7,55		Arela fina compacta branca com pedregulhos													
9,05		Arela fina compacta branca com pedregulhos													
10,55		Rocha quartzito, em fragmentos, extremamente alterada, pouco coerente	31%								A4	F5	C3		
12,05		Rocha quartzito, em fragmentos, extremamente alterada, pouco coerente	36%								A4	F5	C3		
13,55		Rocha quartzito, extremamente fraturada, muito alterada, pouco coerente	44%		16%						A3	F4	C3		
15,05		Rocha quartzito, medianamente fraturada, sã, coerente	70%			40%					A0	F2	C2		
16,55		Rocha quartzito, medianamente fraturada, sã, coerente	78%			38%					A0	F2	C2		
18,05		Rocha quartzito, medianamente fraturada, sã, coerente	80%			48%					A0	F2	C2		
															
obs.: Classificação conforme DNER - PRO 102/97															
Avanço a Trado: Não houve Avanço por lavagem: 18,05 m Prof. Revestimento: 9,05 m															
Cliente: 				--- Nº de Golpes Iniciais — Nº de Golpes Finais				N.A. 24hs: 2,50 m							
Responsável Técnico: Rodrigo Antunes da Rocha CREA: 11.373/D-GO										Assinatura: 					

Figura 7 - SONDAGEM EST. 1843

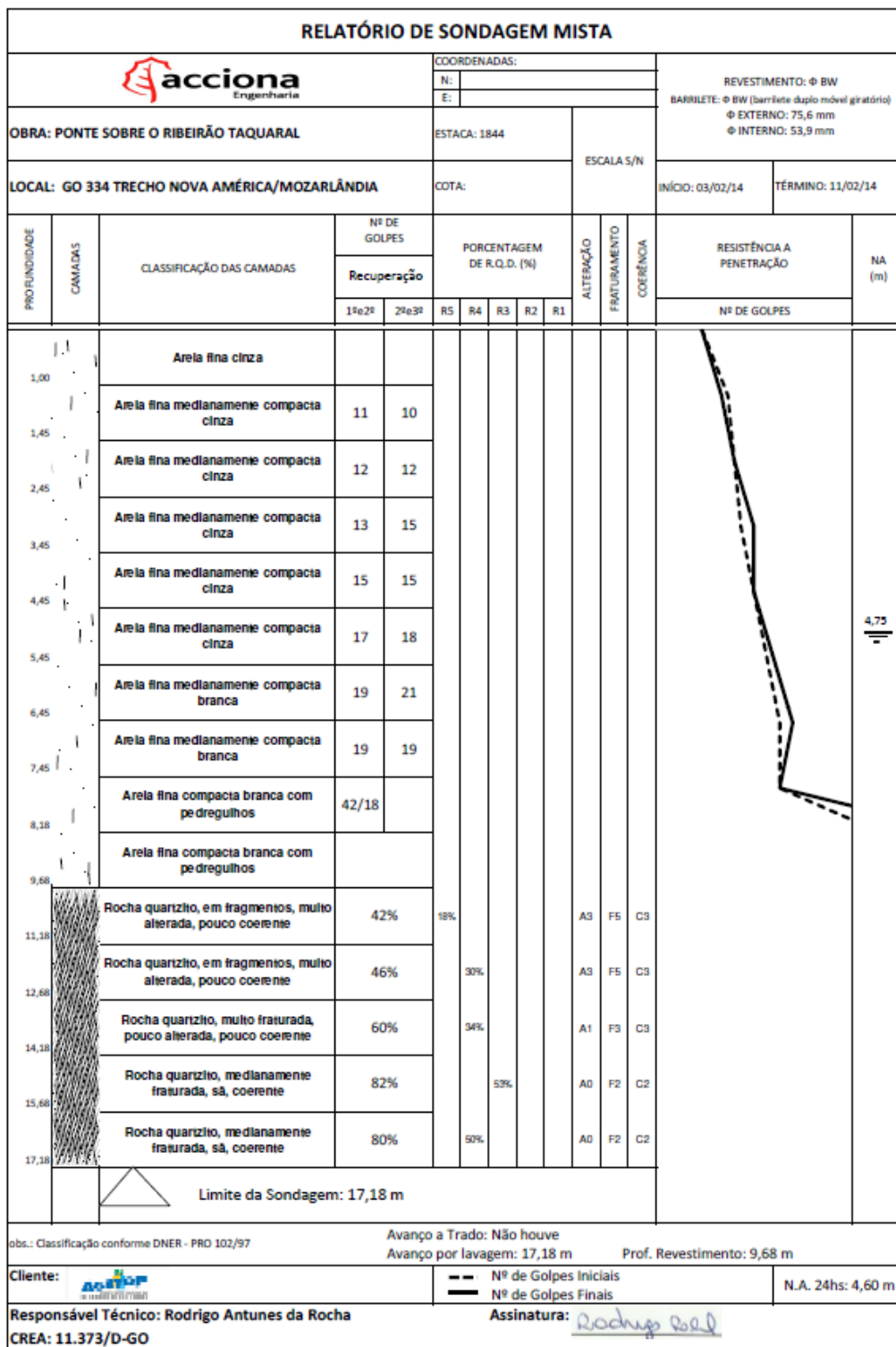


Figura 8 – SONDAGEM EST. 1844

Com base nos perfis de sondagens realizados, apresentaremos o calculo da infraestrutura no item-7

4.12. Combinações de Serviço e de Dimensionamento Utilizadas

4.12.1. Combinação Última (ELU)

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \Sigma \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} F_{\varepsilon qk}$$

Onde:

- γ_g – Fator de majoração para ações permanentes diretas
- F_{gk} – Ações permanentes diretas
- $\gamma_{\varepsilon g}$ – Fator de majoração para ações permanentes indiretas
- $F_{\varepsilon gk}$ – Ações permanentes indiretas (retração)
- γ_q – Fator de majoração para ações variáveis diretas
- F_{q1k} – Ação variável direta principal
- Ψ_{0j} – Coeficiente de combinação
- F_{qjk} – Demais ações variáveis diretas
- $\gamma_{\varepsilon q}$ – Fator de majoração para ações variáveis indiretas
- $F_{\varepsilon qk}$ – Ações variáveis indiretas (temperatura).

4.12.2. Combinação em Serviço (ELS)

a.) Combinação Quase-Permanente

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \Psi_{2j} F_{qj,k}$$

Onde:

- $F_{gi,k}$ – Ações permanentes diretas
- Ψ_{2j} – Fator de combinação quase permanente
- $F_{qj,k}$ – Ações variáveis diretas

b.) Combinação Frequente

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Psi_1 F_{q1,k} + \Sigma \Psi_{2j} F_{qj,k}$$

Onde:

- $F_{gi,k}$ – Ações permanentes diretas
- Ψ_1 – Fator de combinação freqüente
- $F_{q1,k}$ – Ação variável direta principal
- Ψ_{2j} – Fator de combinação quase permanente
- $F_{qj,k}$ – Demais ações variáveis diretas

c.) Combinação Rara

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + F_{q1,k} + \Sigma \Psi_{1j} F_{qj,k}$$

Onde:

- $F_{gi,k}$ – Ações permanentes diretas
- $F_{q1,k}$ – Ação variável direta principal
- Ψ_{1j} – Fator de combinação freqüente
- $F_{qj,k}$ – Demais ações variáveis diretas

4.12.3. Fatores de Combinação

Os fatores de redução de combinação utilizados são os seguintes:

$\psi_0 =$	0.7
$\psi_1 =$	0.5
$\psi_2 =$	0.3

5. Modelo Matemático

Para determinação dos esforços solicitantes foi utilizado o software de análise estrutural STRAP. A modelagem da Superestrutura contou com elementos de placa para as lajes e elementos de barra para as longarinas e transversinas, computando-se às cargas permanentes através do módulo convencional do STRAP e as cargas móveis através do módulo de pontes, onde as linhas de influência são traçadas automaticamente por meio de faixas pré-determinadas.

Para análise da Mesoestrutura e Infraestrutura foi elaborado um modelo com elementos de barras para representar a viga da travessa, pilares e tubulões. A interação solo-estrutura foi representada por elementos de mola.

São apresentadas a seguir figuras descrevendo os modelos utilizado.

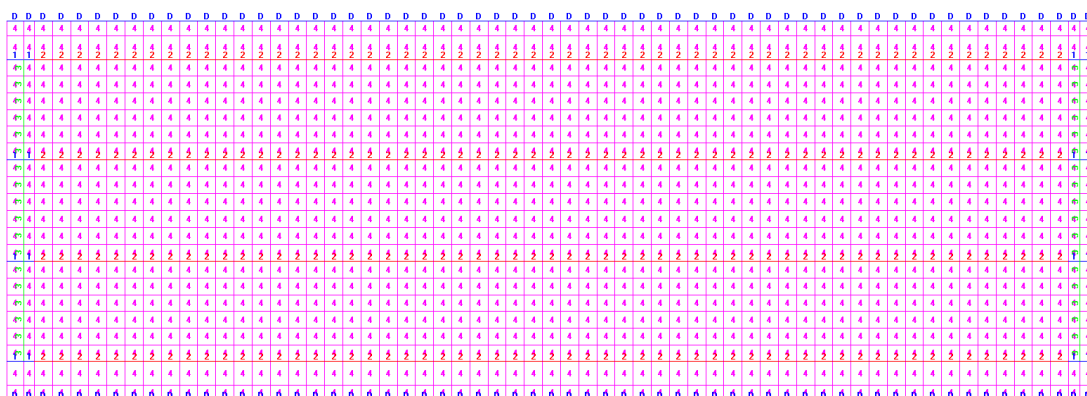


Figura 99 - Superestrutura - Modelo utilizado (Vista superior)

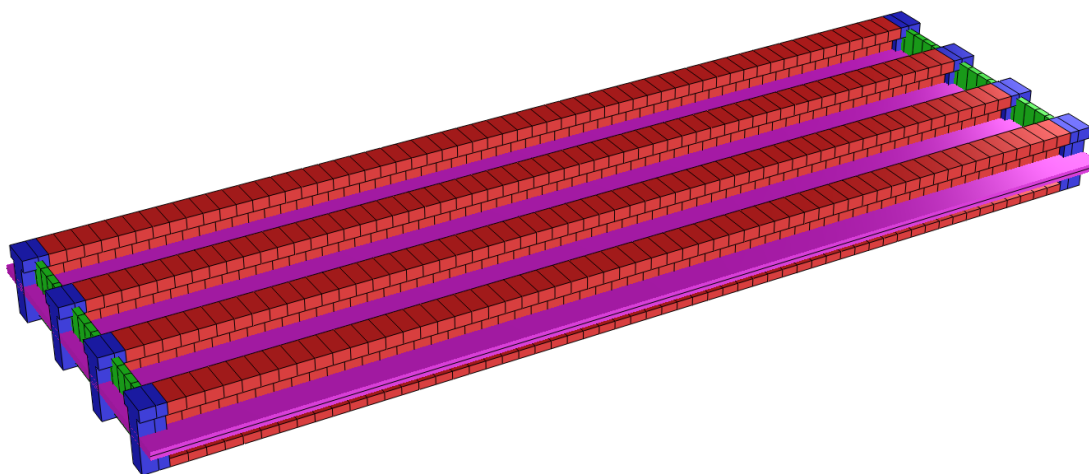


Figura 10 - Superestrutura - Isométrico - Modelo Renderizado

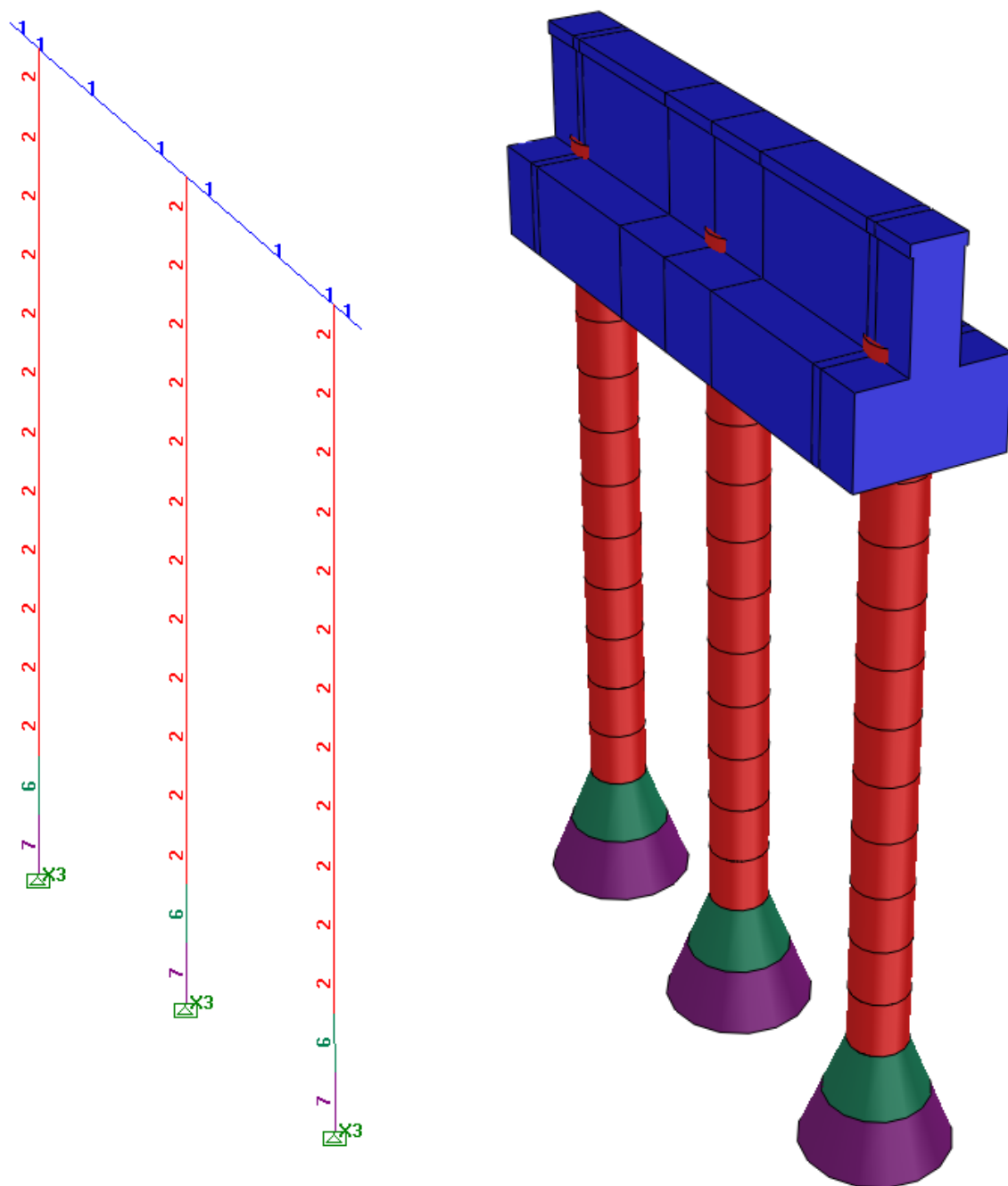


Figura 11 - Meso/Infraestrutura Apoios Centrais - Isométrico

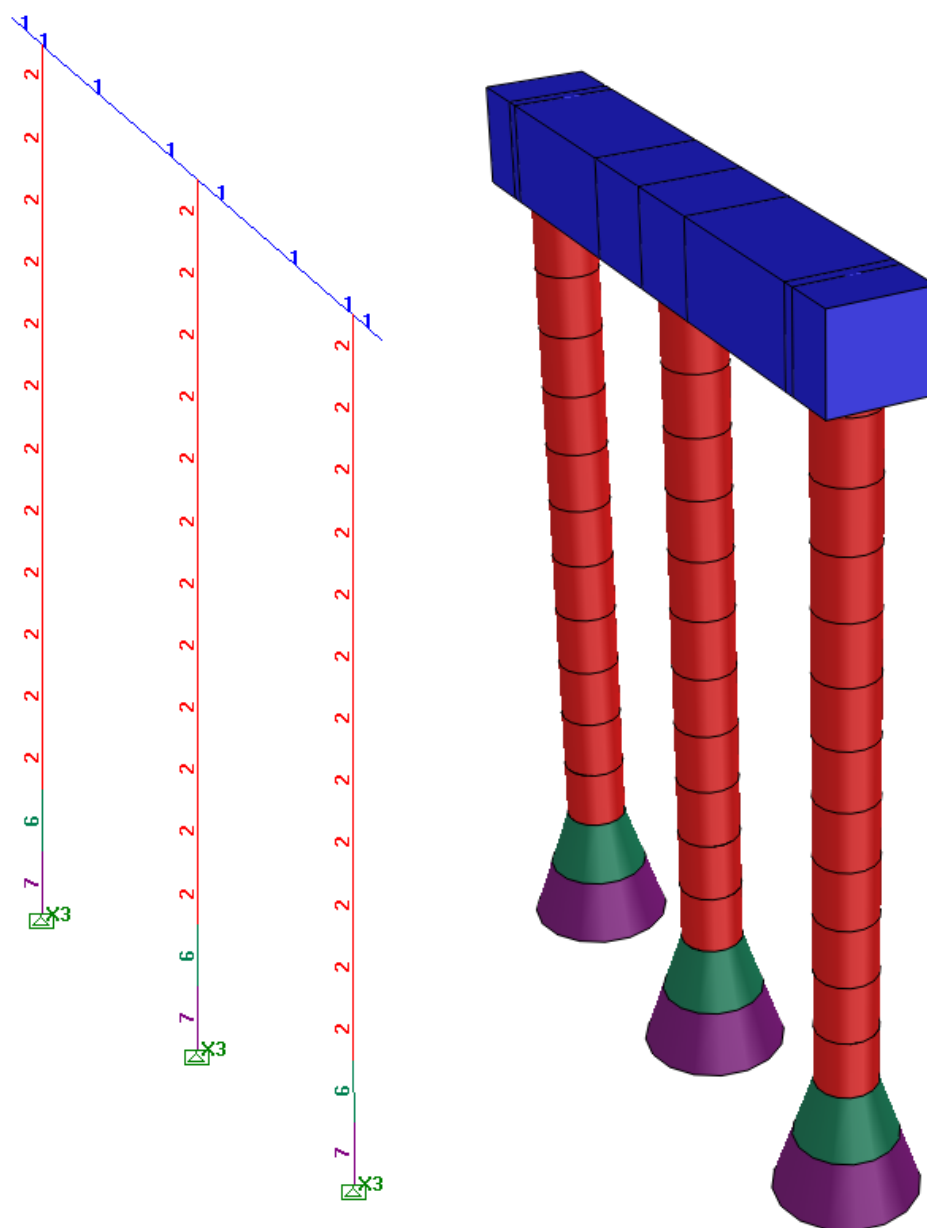


Figura 12 - Meso/Infraestrutura Apoios Centrais - Isométrico

6. Superestrutura

Neste item é apresentado o dimensionamento para os elementos da Superestrutura: Vigas longarinas e transversinas e Lajes.

6.1. Dimensionamento das Longarinas

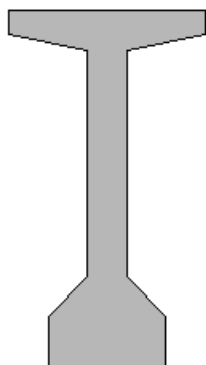
6.1.1. Características dos Materiais

Concreto		
fck =	40	Mpa
a/c <	0,5	
Eci =	35,41751	Gpa
Ecs =	30,104883	Gpa
c=	3	cm

Aço para armadura passiva		
Tipo	CA 50	
fyk=	500	Mpa
Es =	210	Gpa

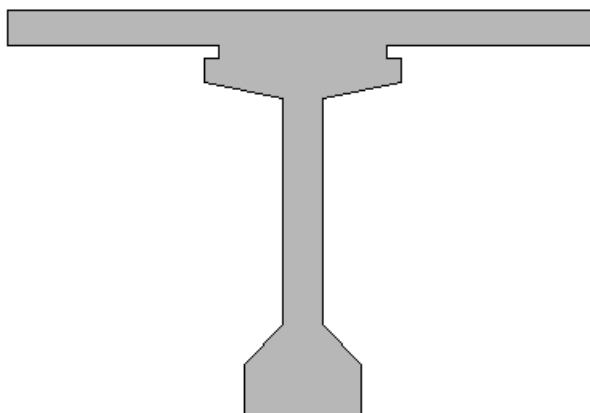
Aço para armadura ativa armadura pós tracionada		
Tipo	CP190RB	
fptk =	1900	Mpa
fpyk =	1710	Mpa
Ep =	195	Gpa

6.1.2. Características Geométricas das Seções das Vigas



Seção Inicial

Seção Inicial		
Seção T		
h=	1,8	m
A=	0,628	m²
Ix =	0,2575	m⁴
yinf =	0,9062	m
Ysup =	-0,8938	m
Winf =	0,284154	m³
Wsup =	-0,2881	m³



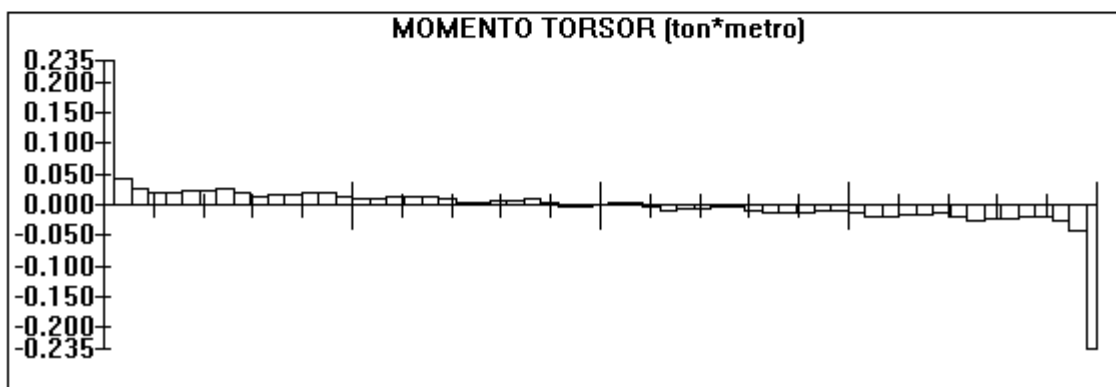
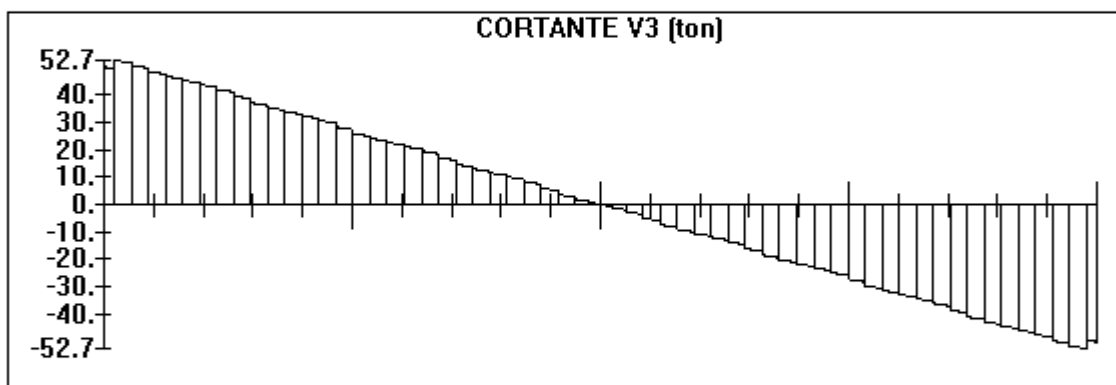
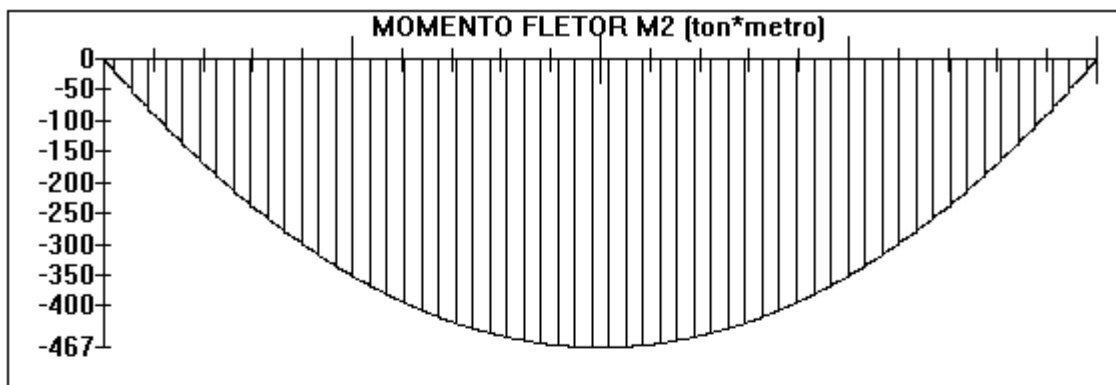
Seção Final

Seção final		
Seção T		
h=	2,05	m
A=	1,2284	m²
Ix =	0,5926	m⁴
yinf =	1,4152	m
Ysup =	-0,6348	m
Winf =	0,418739	m³
Wsup =	-0,93352	m³

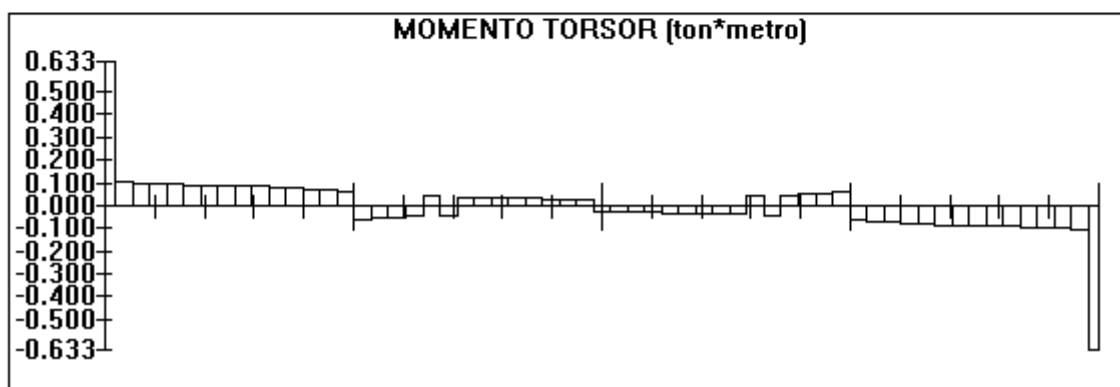
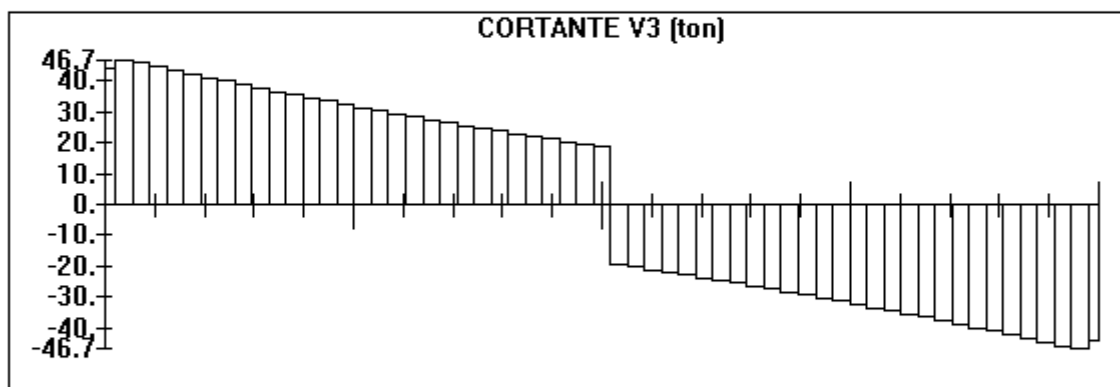
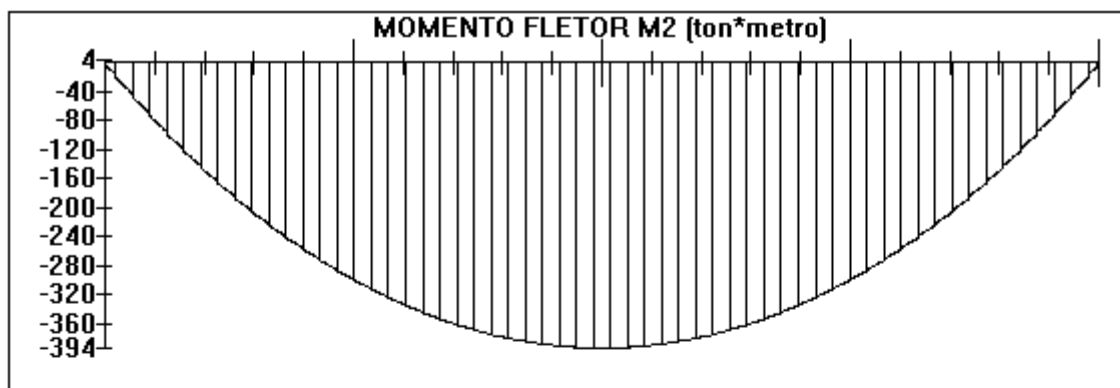
6.1.3. Diagrama de Esforços Solicitantes

a.) Esforços para a Viga Longariana V1 (Viga de Borda).

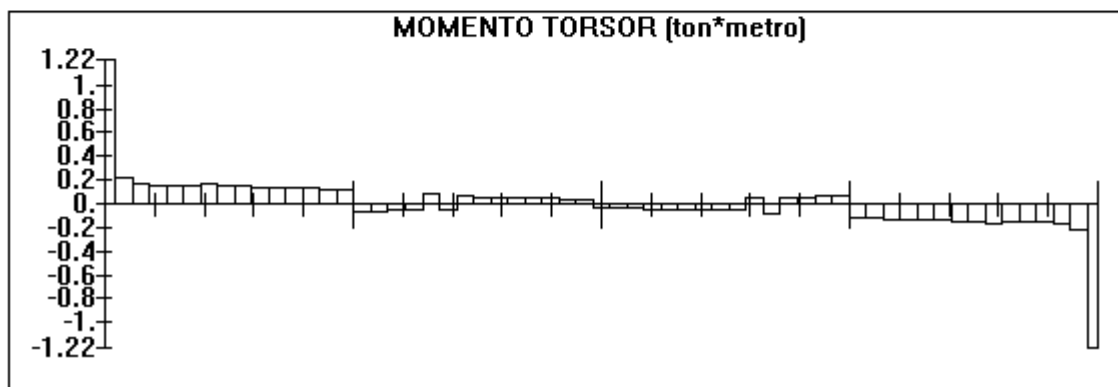
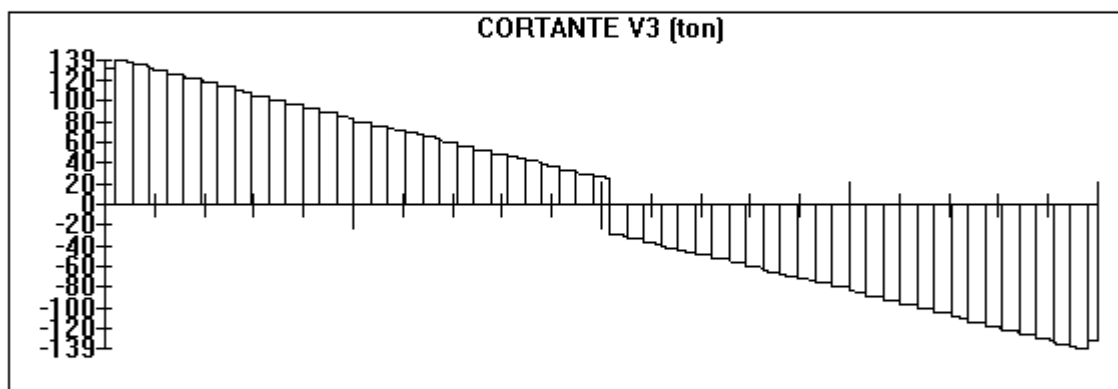
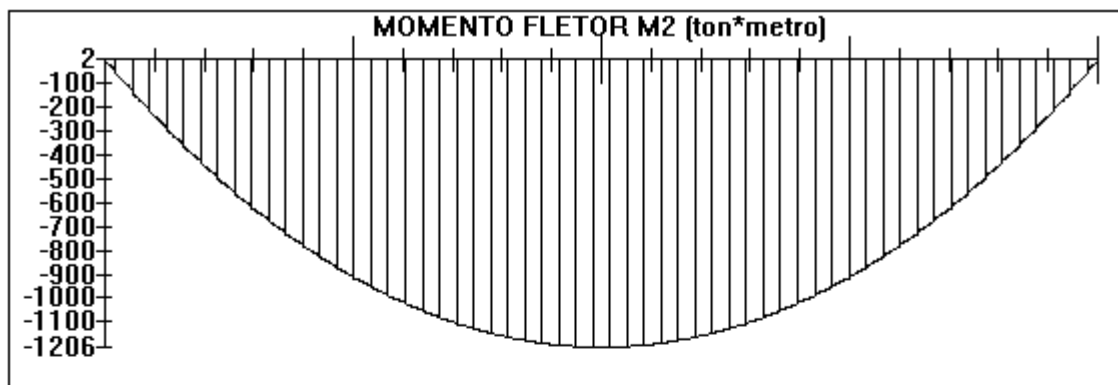
Combinação: Ações Permanentes ($G_0 \times 1,0 + G_2 \times 1,0 + G_3 \times 1,0 + G_4 \times 1,0$)



Combinação: Ações Variáveis ($Q1 \times 1,0 + Q3 \times 1,0$)

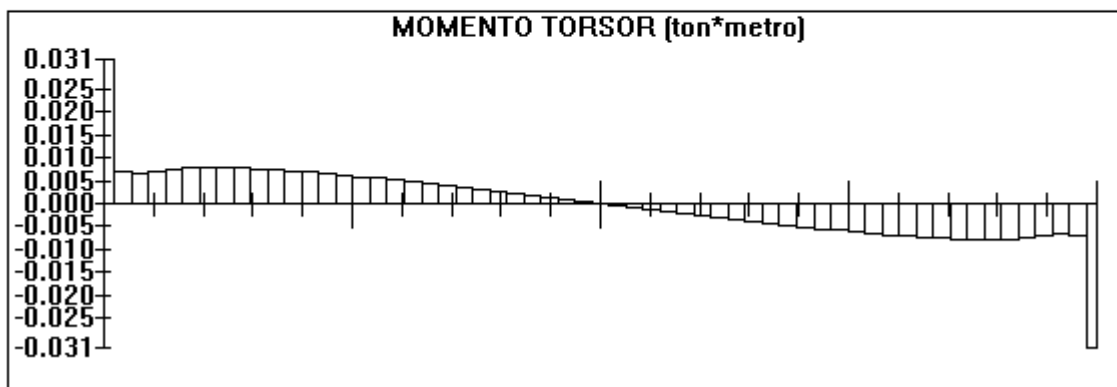
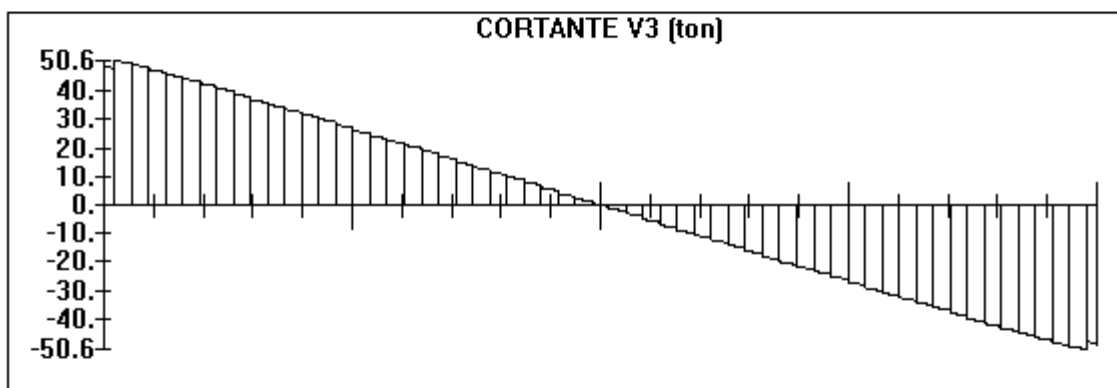
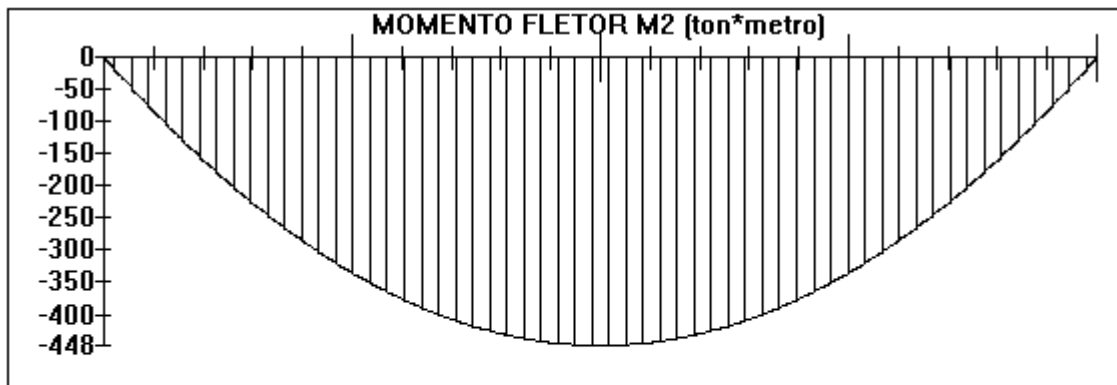


Combinação: Envolvória

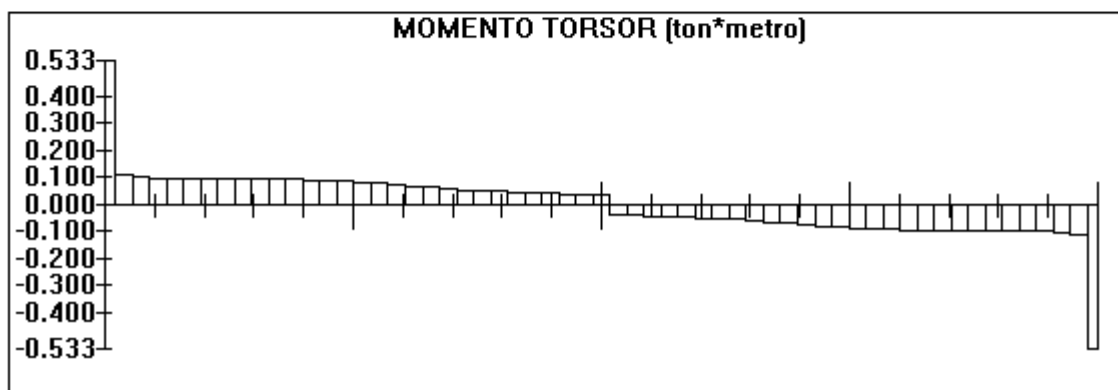
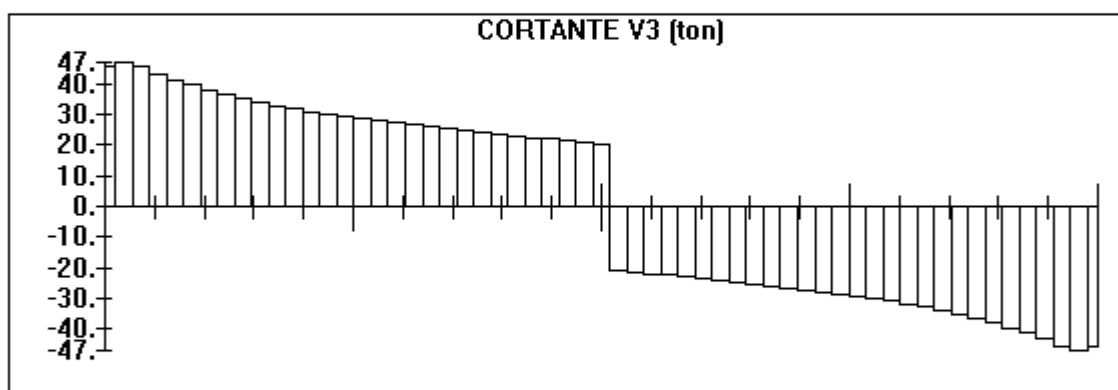
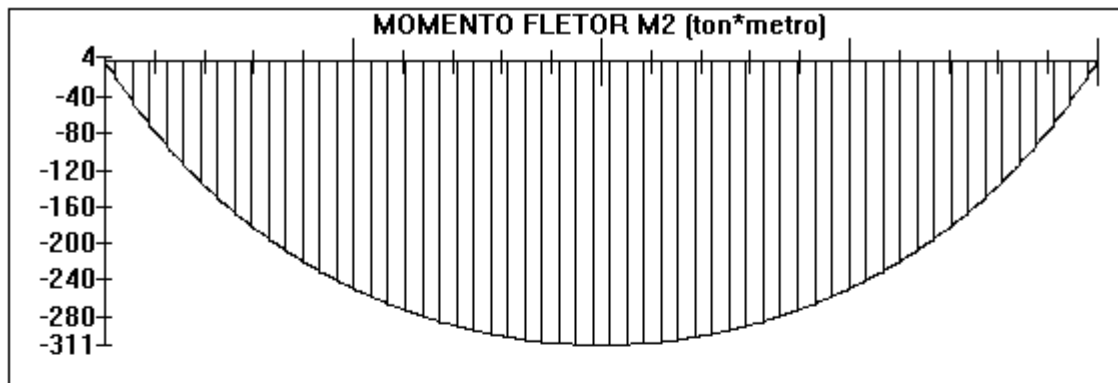


b.) Esforços para a Viga Longariana V2 (Viga de Meio).

Combinação: Ações Permanentes ($G_0 \times 1,0 + G_2 \times 1,0 + G_3 \times 1,0 + G_4 \times 1,0$)



Combinação: Ações Variáveis (Q1x1,0 + Q3 X 1,0)



6.1.4. Carregamentos Externos

a.) Carregamentos Externos

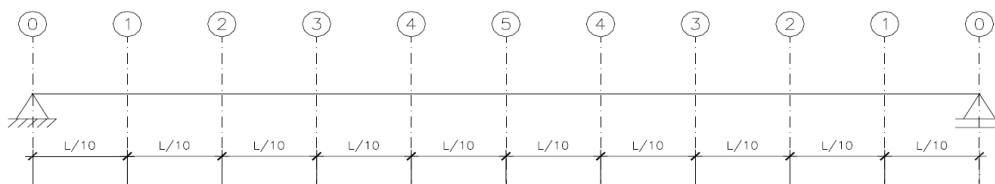
Peso Próprio	(g0)	15,7	kN/m
Laje	(g1)	17,5	kN/m
Pavimento	(g2)	6,67	kN/m
G.R.	(g3)	6,25	kN/m
Multidão + veículo	(q)	32,8	kN/m

Coefficiente de
impacto = 1,19

6.1.5. Esforços Solicitantes

Vão = 30 m

A viga será subdividida em décimos de vão, resultando em uma seção a cada 3 metros, conforme esquema a seguir:



Tensões Normais na seção 5 (meio do vão)

Momentos	
	kN.m
Mg0	1766,25
Mg1	1968,75
Mg2	750,375
Mg3	703,125
Mq	3690

Seção inicial			
Wsup m³	Winf m³	σsup Mpa	σinf Mpa
-0,288095771	0,284154	-6,130774	6,2158282
-0,288095771	0,284154	-6,833665	6,9284709
-0,288095771	0,284154	-2,604603	2,6407372
-0,288095771	0,284154	-2,440595	2,4744539
-0,288095771	0,284154	-12,80824	12,985934

Seção final			
Wsup m³	Winf m³	σsup Mpa	σinf Mpa
-0,9335224	0,418739	-1,892028	4,21801721
-0,9335224	0,418739	-2,108948	4,70161154
-0,9335224	0,418739	-0,80381	1,79198566
-0,9335224	0,418739	-0,753196	1,67914698
-0,9335224	0,418739	-3,952771	8,81216335

Tensões Normais na seção 1

Momentos	
	kN.m
Mg0	635,85
Mg1	708,75
Mg2	270,135
Mg3	253,125
Mq	1328,4

Seção inicial			
Wsup m³	Winf m³	σsup Mpa	σinf Mpa
-0,288095771	0,284154	-2,207079	2,2376981
-0,288095771	0,284154	-2,460119	2,4942495
-0,288095771	0,284154	-0,937657	0,9506654
-0,288095771	0,284154	-0,878614	0,8908034
-0,288095771	0,284154	-4,610967	4,6749362

Seção final			
Wsup m³	Winf m³	σsup Mpa	σinf Mpa
-0,9335224	0,418739	-0,68113	1,5184862
-0,9335224	0,418739	-0,759221	1,69258016
-0,9335224	0,418739	-0,289372	0,64511484
-0,9335224	0,418739	-0,27115	0,60449291
-0,9335224	0,418739	-1,422998	3,17237881

Tensões Normais na seção 2

Momentos		Seção inicial				Seção final			
	kN.m	Wsup m³	Winf m³	σsup Mpa	σinf Mpa	Wsup m³	Winf m³	σsup Mpa	σinf Mpa
Mg0	1130,4	-0,288095771	0,284154	-3,923695	3,97813	-0,9335224	0,418739	-1,210898	2,69953102
Mg1	1260	-0,288095771	0,284154	-4,373546	4,4342214	-0,9335224	0,418739	-1,349727	3,00903139
Mg2	480,24	-0,288095771	0,284154	-1,666946	1,6900718	-0,9335224	0,418739	-0,514439	1,14687082
Mg3	450	-0,288095771	0,284154	-1,561981	1,5836505	-0,9335224	0,418739	-0,482045	1,07465407
Mq	2361,6	-0,288095771	0,284154	-8,197274	8,3109977	-0,9335224	0,418739	-2,529773	5,63978454

Tensões Normais na seção 3

Momentos		Seção inicial				Seção final			
	kN.m	Wsup m³	Winf m³	σsup Mpa	σinf Mpa	Wsup m³	Winf m³	σsup Mpa	σinf Mpa
Mg0	1483,65	-0,288095771	0,284154	-5,14985	5,2212957	-0,9335224	0,418739	-1,589303	3,54313446
Mg1	1653,75	-0,288095771	0,284154	-5,740279	5,8199155	-0,9335224	0,418739	-1,771516	3,9493537
Mg2	630,315	-0,288095771	0,284154	-2,187866	2,2182192	-0,9335224	0,418739	-0,675201	1,50526795
Mg3	590,625	-0,288095771	0,284154	-2,0501	2,0785413	-0,9335224	0,418739	-0,632684	1,41048346
Mq	3099,6	-0,288095771	0,284154	-10,75892	10,908185	-0,9335224	0,418739	-3,320328	7,40221721

Tensões Normais na seção 4

Momentos		Seção inicial				Seção final			
	kN.m	Wsup m³	Winf m³	σsup Mpa	σinf Mpa	Wsup m³	Winf m³	σsup Mpa	σinf Mpa
Mg0	1695,6	-0,288095771	0,284154	-5,885543	5,967195	-0,9335224	0,418739	-1,816346	4,04929652
Mg1	1890	-0,288095771	0,284154	-6,560318	6,651332	-0,9335224	0,418739	-2,02459	4,51354708
Mg2	720,36	-0,288095771	0,284154	-2,500419	2,5351077	-0,9335224	0,418739	-0,771658	1,72030623
Mg3	675	-0,288095771	0,284154	-2,342971	2,3754757	-0,9335224	0,418739	-0,723068	1,6119811
Mq	3542,4	-0,288095771	0,284154	-12,29591	12,466497	-0,9335224	0,418739	-3,79466	8,45967681

6.1.6. Dimensionamento da Armadura de Protensão

Tensões Normais (seção 5 - meio do vão) devido à uma cordoalha ϕ

12,7 mm

Ap =	0,987	cm ²
$\sigma_{pi} <$	1402,2	Mpa
Npi =	-138,39714	kN
Npo =	-138,53554	kN
Np ∞ =	-103,79786	kN

Adotando-se as seguintes perdas:	
Imediatas	9 %
Progressivas	16 %
yp =	1,1
yf =	1

NBR 6118 item
17.2.4.3, pág 109

Adotando-se a distância do cabo equivalente de protensão à fibra inferior da seção yo =

13,5 cm, temos:

$$e = y_{inf} - y_o = 1,28 \text{ m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{Np_{\infty}}{Ac} - \frac{Np_{\infty} \cdot e}{W_{sup}} = 57,84634$$

$$\sigma_{inf} = \frac{Np_{\infty}}{Ac} + \frac{Np_{\infty} \cdot e}{W_{inf}} = -401,837$$

Tipo de Protensão: Limitada NBR 6118 - Tabela 13.3, pág 72

Exigências relativas à fissuração Combinação de ações em serviço
ELS-F (formação de fissuras) Combinação frequente
ELS-D (descompressão) Combinação quase-permanente

$\psi_0 =$	0,7
$\psi_1 =$	0,5
$\psi_2 =$	0,3

NBR 8681 - Tabela 6, pág. 13

a.) Para a verificação do ELS-F, temos:

Para a verificação do ELS-F, temos:

Combinação frequente

$$\sigma_{Np\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 1. \sigma_q \leq 0,7.f_{ck}$$

$$\sigma_{Np\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 1. \sigma_q \leq f_{ct,f} \quad f_{ct,f} = \alpha. 0,21. f_{ck}^{2/3}$$

$$0,7.f_{ck} = -28000 \text{ kPa}$$

$$f_{ct,f} = 2947,40988 \text{ kPa} \quad \alpha = 1,2 \quad \text{seção T}$$

Fibra inferior:

$$n^* \quad -401,83663 + 4218 + 4702 + 1792 + 1679 + 4406 \leq 2947,41 \text{ kPa}$$

$$n \geq 36 \text{ cordoalhas}$$

Fibra superior:

$$\sigma_{Np\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 1. \sigma_q = -5451,9$$

$$-5451,9 \leq -28000 \quad \text{Logo a verificação foi atendida!}$$

b.) Para a verificação do ELS-D, temos:

Para a verificação do ELS-D, temos:

Combinação quase-permanente

$$\sigma_{Np\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 2. \sigma_q \leq 0,7.f_{ck}$$

$$\sigma_{Np\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 2. \sigma_q \leq 0$$

$$0,7.f_{ck} = -28000 \text{ kPa}$$

Fibra inferior:

$$n^* \quad -401,83663 + 4218 + 4702 + 1792 + 579,147 + 2644 \leq 0 \text{ kPa}$$

$$n \geq 38 \text{ cordoalhas}$$

Fibra superior:

$$\sigma_{Np\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 2. \sigma_q = -4545,65$$

$$-4545,65 \leq -28000 \quad \text{Logo a verificação foi atendida!}$$

Mínimo necessário

38

Portanto serão adotadas no total 40 cordoalhas ϕ

12,7 mm,

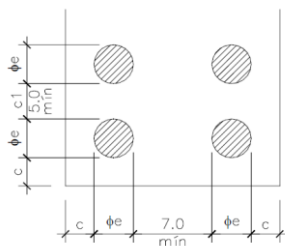
distribuídas em cabos de 10 cordoalhas, totalizando

4 cabos.

c.) Verificação das Tensões Normais

Verificação das Tensões Normais na seção 5 devido à uma cordoalha ϕ com excentricidades finais

12,7 mm,



c=	7	cm
ϕ_e =	7	cm
c1=	5	cm
nº de camadas =	2	

$$\therefore y_f = 13,5$$

Número de cabos por camada	
1ª camada	3
2ª camada	1

Portanto a excentricidade final será:

$$e_p = y_{inf} - y_f = 1,2802 \text{ m}$$

(e_p = excentricidade do cabo equivalente em relação ao baricentro da seção do concreto)

$$\sigma_{sup} = \frac{N p_{\infty}}{A_c} - \frac{N p_{\infty, e}}{W_{sup}} = 57,84633947$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N p_{\infty}}{A_c} + \frac{N p_{\infty, e}}{W_{inf}} = -401,8366316$$

6.1.7. Verificação da Armadura de Protensão

a.) Para a verificação do ELS-F, temos:

Combinação frequente

$$\sigma_{NP\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 1. \sigma_q \leq 0,7.f_{ck}$$

$$\sigma_{NP\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 1. \sigma_q \leq f_{ct, f} \quad f_{ct, f} = \alpha. 0,21. f_{ck}^{2/3}$$

$$0,7.f_{ck} = -28000 \text{ kPa}$$

$$f_{ct, f} = 2947,41 \text{ kPa} \quad \alpha = 1,2 \quad \text{seção T}$$

Fibra inferior:

$$-401,837 \quad 40 + \quad 4218 + \quad 4702 + \quad 1792 + \quad 1679 + \quad 4406 \leq \quad 2947,41 \text{ kPa}$$

$$723,3778 \leq \quad 2947,41 \quad \text{Logo a verificação foi atendida}$$

Fibra superior:

$$\sigma_{NP\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 1. \sigma_q = -5336,21$$

$$-5336,21 \leq \quad -28000 \quad \text{Logo a verificação foi atendida}$$

b.) Para a verificação do ELS-D, temos:

Combinação quase-permanente

$$\sigma_{NP\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 2. \sigma_q \leq 0,7. f_{ck}$$

$$\sigma_{NP\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 2. \sigma_q \leq 0$$

$$0,7. f_{ck} = -28000 \text{ kPa}$$

Fibra inferior:

$$n^* \quad -401,837 \quad + \quad 4218 \quad + \quad 4702 \quad + \quad 1792 \quad + \quad 1679 \quad + \quad 2644 \leq \quad 0 \text{ kPa}$$

$$-1039,05 \leq \quad 0 \quad \text{Logo a verificação foi atendida}$$

Fibra superior:

$$\sigma_{NP\infty} + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \psi 2. \sigma_q = -4545,65$$

$$-4545,65 \leq -28000 \quad \text{Logo a verificação foi atendida}$$

Portanto serão adotadas no total 40 cordoalhas ϕ 12,7 mm,
distribuídas em cabos de 10 cordoalhas, totalizando 4 cabos.

6.1.8. Verificação do Estado Limite Último de Ruptura no ato da Protensão

Número de etapas de protensão:	2		
1ª Etapa, protensão aos	7	dias, mobilizando	g0
2ª Etapa, protensão aos	28	dias, mobilizando	g0

Concreto convencional com processo normal de cura.

Tipo de cimento: CP-II

$$s = 0,25$$

	1ª Etapa	2ª Etapa
$f_{ckj} = \beta_1. f_{ck} =$	31,1520313	40

$\beta_1 = e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right]}$	0,77880078	1
--	------------	---

$f_{ctmj} = 0,3. f_{ckj}^{2/3} =$	2,97015309	3,50882129
-----------------------------------	------------	------------

a.) Tensões normais devidas à protensão de um cabo no instante da protensão

$$\sigma_{sup} = \frac{NP_0}{Ac} - \frac{NP_0 \cdot e}{W_{sup}} =$$

$$\sigma_{inf} = \frac{NP_0}{Ac} + \frac{NP_0 \cdot e}{W_{inf}} =$$

1ª camada	2ª camada			
1646,72062	1069,681103			
kPa	kPa			
1ª camada	2ª camada			
-6112,1303	-5527,08527			
kPa	kPa			

b.) Determinação do número de cabos que podem ser protendidos aos 7 dias

Fibra Inferior:

$$\sigma_{NPo} + \sigma_{g0} \leq 0,7f_{ckj}$$

$$n < 4,58469451$$

portanto, n <

4 cabos na primeira camada

$$n < 5,06998693$$

portanto, n <

5 cabos na segunda camada

Fibra superior:

$$\sigma_{NPo} + \sigma_{g0} \leq 1,2 \cdot f_{ctmj}$$

$$n < 5,88743311$$

portanto, n <

5 cabos na primeira camada

$$n < 9,06340916$$

portanto, n <

9 cabos na segunda camada

c.) Determinação do número de cabos que podem ser protendidos aos 14 dias

Fibra Inferior:

$$\sigma_{NPo} + \sigma_{g0} \leq 0,7f_{ckj}$$

$$n < 5,59802011$$

portanto, n <

5 cabos na primeira camada

$$n < 6,19057359$$

portanto, n <

6 cabos na segunda camada

Fibra superior:

$$\sigma_{NPo} + \sigma_{g0} \leq 1,2 \cdot f_{ctmj}$$

$$n < 6,27997197$$

portanto, n <

6 cabos na primeira camada

$$n < 9,66770312$$

portanto, n <

9 cabos na segunda camada

d.) Resumo das fases de protensão

Número de cabos a serem protendidos por camada (na seção do meio do vão), em etapas:

	1ª camada	2ª camada				σ_{sup}	σ_{inf}	
1ª Etapa	2	0				-2837,3325	-6008,4324	OK
2ª Etapa	1	1				-120,93082	-17647,648	OK

1ª Etapa: Protensão de 2 cabos aos 7 dias
2ª Etapa: Protensão de 2 cabos aos 28 dias

e.) Verificação da protensão para transporte da viga (Seção 5)

Verificação da protensão para transporte da viga (Seção 5)

Análise para o dia 7 após concretagem com protensão de 2 cabos.

$N_{pi} = -2767,9428 \text{ kN}$

$e_p = 0,8012 \text{ m}$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{pi}}{A_c} - \frac{(N_{pi} \cdot e_p + M_{go})}{W_{sup}} = -2840,6227 < -31152,031 \text{ kPa} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{pi}}{A_c} + \frac{(N_{pi} \cdot e_p + M_{go})}{W_{inf}} = -5996,2203 < 2970,15309 \text{ kPa} \quad \text{OK}$$

6.1.9. Cálculo das excentricidades máximas e mínimas do cabo equivalente de protensão

Para a verificação do ELS-F: Combinação Frequente (Fibra Inferior)

$$ep \geq \left(\frac{-fct, f + \sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \Psi_1 \cdot \sigma_q}{NP_{\infty}} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W_{\inf}$$

Para a verificação do ELS-D: Combinação Quase-permanente (Fibra Inferior)

$$ep \geq \left(\frac{\sigma_{g0} + \sigma_{g1} + \sigma_{g2} + \sigma_{g3} + \Psi_2 \cdot \sigma_q}{NP_{\infty}} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W_{\inf}$$

Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão: (Fibra superior)

$$ep \leq \left(\frac{-1,2 \cdot fct_{mj} - \sigma_{g0}}{NP_o} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W_{\sup}$$

Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: (Fibra Inferior)

$$ep \leq \left(\frac{0,7 \cdot fckj + \sigma_{g0}}{NP_o} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W_{\inf}$$

a.) Seção 5 (meio do vão)

Seção 5 (meio do vão)

Para a verificação do ELS-F: $ep \geq$	1,055896	$y_f \leq$	0,359304
Para a verificação do ELS-D: $ep \geq$	1,175407	$y_f \leq$	0,239793
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão: $ep \leq$		1,466823 m	0,996393 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: $ep \leq$		1,146438 m	1,302049 m
		1ª Etapa	2ª Etapa

Portanto: $-0,09019 \leq y_f \leq 0,239793$

CODIGO	REVISÃO
MC-EST-14062-1841-001-0	REV 0
EMISSION	FOLHA
MARÇO-2014	038 de 89

b.) Seção 1

Seção 1

Para a verificação do ELS-F: $ep \geq$	-0,02829	$yf \leq$	1,443488
Para a verificação do ELS-D: $ep \geq$	0,204982	$yf \leq$	1,210218
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão: $ep \leq$			1,058841 m 0,792402 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: $ep \leq$			1,55442 m 1,098058 m
			1ª Etapa 2ª Etapa

Portanto: $0,113798 \leq yf \leq 1,210218$

c.) Seção 2

Seção 2

Para a verificação do ELS-F: $ep \geq$	0,446043	$yf \leq$	0,969157
Para a verificação do ELS-D: $ep \geq$	0,629543	$yf \leq$	0,785657
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão: $ep \leq$			1,237333 m 0,881648 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: $ep \leq$			1,375928 m 1,187304 m
			1ª Etapa 2ª Etapa

Portanto: $0,024552 < yf < 0,785657$

d.) Seção 3

Seção 3

Para a verificação do ELS-F: $ep \geq$	0,78485	$yf \leq$	0,63035
Para a verificação do ELS-D: $ep \geq$	0,9328	$yf \leq$	0,4824
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão: $ep \leq$			1,364828 m 0,945396 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: $ep \leq$			1,248434 m 1,251051 m
			1ª Etapa 2ª Etapa

Portanto: $-0,0392 \leq yf \leq 0,4824$

e.) Seção 4

Seção 4

Para a verificação do ELS-F: $ep \geq$	0,988135	$yf \leq$	0,427065
Para a verificação do ELS-D: $ep \geq$	1,114755	$yf \leq$	0,300445
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão: $ep \leq$			1,441324 m 0,983644 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: $ep \leq$			1,171937 m 1,2893 m
			1ª Etapa 2ª Etapa

Portanto: $-0,07744 \leq yf \leq 0,300445$

f.) Seção 0

Seção 0 (apoio)

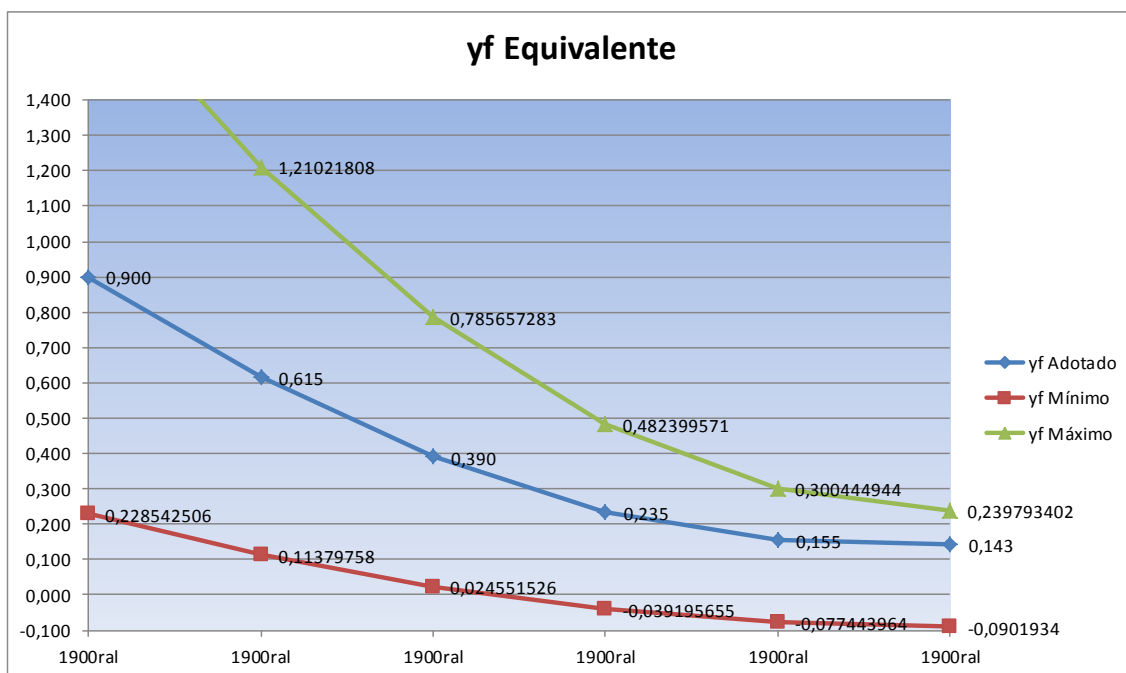
Para a verificação do ELS-F: $ep \geq -0,63814$ $yf \leq 2,053342$
 Para a verificação do ELS-D: $ep \geq -0,34088$ $yf \leq 1,756082$
 Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão: $ep \leq 0,829352$ m $0,677657$ m
 Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: $ep \leq 1,78391$ m $0,983313$ m
 1ª Etapa 2ª Etapa

Portanto: $0.228543 < vf < 1.756082$

g.) Excentricidades adotadas (cabo equivalente)

Número total de Cabos 4

	(m)	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4		
Seção 0	yf	1,500	1,100	0,700	0,300	0,000	0,000
	yf (eq)	0,900					
Seção 1	yf	1,026	0,713	0,449	0,211	0,000	0,060
	yf (eq)	0,615					
Seção 2	yf	0,660	0,415	0,261	0,144	0,000	0,080
	yf (eq)	0,390					
Seção 3	yf	0,410	0,211	0,139	0,101	0,000	0,080
	yf (eq)	0,235					
Seção 4	yf	0,276	0,101	0,084	0,081	0,000	0,080
	yf (eq)	0,155					



6.1.10. Cálculo das Perdas da Força de Protensão

Perdas imediatas

Perdas por atrito

Atrito considerado (μ)	0,24
k =	0,002
δ (m) =	0,006

Pi =	-5535,89
------	----------

$$\Delta P(x) = P_i \cdot (1 - e^{-(\mu\alpha + kx)})$$

Cabo 1	
Altura de Ancoragem:	1,5
Trecho Reto Inicial:	1
Trecho Parabólico:	13
Trecho Reto Final:	1
Altura do Trecho Reto:	0,25

β	1,083333
---------	----------

Posição	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
Altura cabo	1,5	1,251602564	1,025641	0,828526	0,660256	0,520833	0,410256	0,328526	0,275641	0,251603	0,25
Altura LN	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152
ep	-0,0848	0,163597436	0,389559	0,586674	0,754944	0,894367	1,004944	1,086674	1,139559	1,163597	1,1652
α	-9,46232	-9,24777692	-8,17123	-7,08885	-6,00136	-4,90951	-3,81407	-2,71584	0	-0,51418	0

Cabo 2	
Altura de Ancoragem:	1,1
Trecho Reto Inicial:	1
Trecho Parabólico:	13
Trecho Reto Final:	1
Altura do Trecho Reto:	0,08

β	0,884
---------	-------

Posição	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
Altura cabo	1,1	0,897307692	0,712923	0,552077	0,414769	0,301	0,210769	0,144077	0,100923	0,081308	0,08
Altura LN	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152
ep	0,3152	0,517892308	0,702277	0,863123	1,000431	1,1142	1,204431	1,271123	1,314277	1,333892	1,3352
α	-7,74471	-7,56808205	-6,68283	-5,79436	-4,90309	-4,00944	-3,11382	-2,21668	-1,31845	-0,41957	0

Cabo 3	
Altura de Ancoragem:	0,7
Trecho Reto Inicial:	1
Trecho Parabólico:	12
Trecho Reto Final:	2
Altura do Trecho Reto:	0,08

β	0,531429
---------	----------

Posição	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
Altura cabo	0,7	0,568065476	0,449048	0,346637	0,260833	0,191637	0,139048	0,103065	0,08369	0,08	0,08
Altura LN	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152
ep	0,7152	0,847134524	0,966152	1,068563	1,154367	1,223563	1,276152	1,312135	1,33151	1,3352	1,3352
α	-5,06156	-4,93565481	-4,30543	-3,67416	-3,042	-2,40909	-1,7756	-1,14167	-0,50746	0	0

Cabo 4	
Altura de Ancoragem:	0,3
Trecho Reto Inicial:	1
Trecho Parabólico:	12
Trecho Reto Final:	2
Altura do Trecho Reto:	0,08

β	0,188571
---------	----------

Posição	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
Altura cabo	0,3	0,253184524	0,210952	0,174613	0,144167	0,119613	0,100952	0,088185	0,08131	0,08	0,08
Altura LN	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152
ep	1,1152	1,162015476	1,204248	1,240587	1,271033	1,295587	1,314248	1,327015	1,33389	1,3352	1,3352
α	-1,80013	-1,75515717	-1,53025	-1,3053	-1,08031	-0,85528	-0,63023	-0,40516	-0,18007	0	0

Cabo equivalente											
Posição	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
Altura cabo	0,6	0,500860043	0,409761	0,329475	0,260004	0,202181	0,156838	0,123975	0,103594	0,095485	0,095
Altura LN	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152	1,4152
ep	0,8152	0,914339957	1,005439	1,085725	1,155196	1,213019	1,258362	1,291225	1,311606	1,319715	1,3202
α	-3,70598	-3,67591471	-3,27006	-2,86253	-2,45353	-2,03055	-1,55562	-1,07989	-0,33433	-0,15563	0

$$\Delta P(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)}]$$

	Posição	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
Cabo 1	$\Sigma \alpha$ (°)	0	0,21454529	1,291089	2,373472	3,460964	4,552813	5,648247	6,746481	9,462322	8,948143	9,462322
	ΔP_x (kN)	0	21,54065791	62,79507	103,8737	144,7594	185,435	225,8835	266,088	341,3051	345,699	372,3793
	ΔP_x (%)	0,00%	0,39%	1,13%	1,88%	2,61%	3,35%	4,08%	4,81%	6,17%	6,24%	6,73%

	Posição	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
Cabo 2	$\Sigma \alpha$ (°)	0	0,1766285	1,061879	1,950346	2,841618	3,735275	4,630889	5,52803	6,426259	7,325137	7,744711
	ΔP_x (kN)	0	20,66476988	57,53777	94,23756	130,755	167,081	203,2066	239,123	274,8215	310,2936	335,0953
	ΔP_x (%)	0,00%	0,37%	1,04%	1,70%	2,36%	3,02%	3,67%	4,32%	4,96%	5,61%	6,05%

	Posição	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
Cabo 3	$\Sigma \alpha$ (°)	0	0,125905995	0,756129	1,387398	2,019561	2,652466	3,28596	3,919889	4,554097	5,061561	5,061561
	ΔP_x (kN)	0	19,49284885	50,51703	81,39062	112,1108	142,6747	173,0795	203,3227	233,4016	260,5108	276,3132
	ΔP_x (%)	0,00%	0,35%	0,91%	1,47%	2,03%	2,58%	3,13%	3,67%	4,22%	4,71%	4,99%

	Posição	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
Cabo 4	$\Sigma \alpha$ (°)	0	0,04497479	0,26988	0,494833	0,719825	0,944851	1,169904	1,394976	1,62006	1,800132	1,800132
	ΔP_x (kN)	0	17,6224535	39,33307	60,95936	82,50148	103,9596	125,3339	146,6245	167,8316	187,947	203,9668
	ΔP_x (%)	0,00%	0,32%	0,71%	1,10%	1,49%	1,88%	2,26%	2,65%	3,03%	3,40%	3,68%

Cálculo de perdas por acomodação das ancoragens

δ (m) =	0,006	m =	0,006	m
E_p =	195000	Mpa	19500000	kPa
A_p =	9,87	cm ² =	0,000987	m ²

Alongamento dos cabos:

$$\Delta l = \frac{P_{méd} \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6
L (m)	15,073543	15,04904	15,01952737	15,00246	15	15,0007
Δl (mm)	418,82511	419,8287	420,9916373	423,4664	425,0419	425,0617

Cabo 1

Caso 1 ($x < a$). Adotando $a =$ 14,00 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k \right) \cdot P_0} = 4,78634649 \text{ OK!}$$

$$P_0' = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k \right) \right] = -1474,12 \text{ ou perda } (\Delta) = 3,17\% \text{ perda média} = 0,51\%$$

Cabo 2

Caso 1 ($x < a$). Adotando $a =$ 14,00 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k \right) \cdot P_0} = 5,207495668 \text{ OK!}$$

$$P_0' = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k \right) \right] = -1478,02 \text{ ou perda } (\Delta) = 2,91\% \text{ perda média} = 0,51\%$$

Cabo 3

Caso 1 ($x < a$). Adotando $a =$ 13,00 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k \right) \cdot P_0} = 5,994553719 \text{ OK!}$$

$$P_0' = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k \right) \right] = -1483,84 \text{ ou perda } (\Delta) = 2,53\% \text{ perda média} = 0,51\%$$

Cabo 4

Caso 1 ($x < a$). Adotando $a =$ 13,00 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k \right) \cdot P_0} = 8,459267592 \text{ OK!}$$

$$P_0' = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k \right) \right] = -1495,07 \text{ ou perda } (\Delta) = 1,79\% \text{ perda média} = 0,51\%$$

Caso 2 ($a < x < l/2$). Adotando $a =$ 13,00 m (a perda é absorvida no trecho retilíneo)

a.) Encurtamento imediato do concreto

Encurtamento imediato do concreto

$$\sigma_{cg} = \pm \frac{M_g}{I} \cdot y \quad \sigma_{cp} = \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_p}{I} \cdot y \quad \alpha = \frac{E_p}{E_c} = 5,505751$$

$$\Delta\sigma_p = \alpha(\sigma_{cg} + \sigma_{cp}) \frac{n-1}{2n}$$

Posição (m)	0	3	6	9	12	15
σ_{cg} (MPa)	0	3,169119	6,473151	9,254761	11,0244	11,55899
σ_{cp} (MPa)	-11,7861	-15,3452	-18,6701	-21,2288	-22,6349	-22,8673
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	-97,3368	-100,558	-100,73	-98,8893	-95,8869	-93,3913
ΔP (kN)	1,60%	1,65%	1,65%	1,62%	1,57%	1,53%

Resumo das perdas imediatas (média)

$\Delta P_{imediatas}$ 4,32% < 9,00% ok

b.) Perdas Progressivas

Como as ações permanentes são aplicadas parceladamente, em idades diferentes, é preciso considerar separadamente cada ação no tempo t_i . O valor da perda de tensão para o cabo equivalente é a aplicação da formula derivada da tensão média (de acordo com o item 9.6.3.4 da NBR 6118).

$$\Delta\sigma_p(\infty, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \alpha p \cdot \phi(t, t_0) \cdot \sigma_{c, p_0} + \alpha p \cdot \sum [\sigma_{c, g_i} \cdot \phi(t, t_i)] - \sigma_{p_0} \cdot \chi(t, t_0)}{1 - \alpha p \cdot \frac{\sigma_{c, p_0}}{\sigma_{p_0}} \cdot \left(1 + \frac{\phi(t, t_0)}{2}\right)}$$

Tempo reais, em dias:

g1 =	45	laje + gr	
g2 =	60	pavimento	
g3 =			

Idades fictícias, em dias:

t _{ef} , t ₀ =	28	para retração	
t _{ef} , t ₀ =	46	para fluência	
t _{ef} , t ₀ =	90	para g1	
t _{ef} , t ₀ =	120	para g2	

Umidade relativa do ambiente (U) =	70%
Temperatura média diária do ambiente =	22°C
α =	2,0 para fluência
α =	1,0 para retração

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot A_c}{u_{ar}} \quad \gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \cdot U)} = 1,449328964$$

u_{ar} =	00006
h, fic =	0,596434
Slump =	6
ε_{1s} =	-0,03%

Tipo Cimento =	CPV-ARI
s =	0,2

b.1) Retração

t0=	29,866667	dias
tef, ∞ =	50	anos
	19466,667	dias

h, fic =	0,59643407
ε2s	76,25%
εcs∞	-0,02%
A	40
B	50,71053034
C	36,34071418
D	481,2225819
E	182,5722573
βs(t0)	0,056863496
βs(t∞)	0,362816251
εcs(t,t0)	-0,01%

b.2) Fluência

Fluência no meio do vão

U (umidade) =	70	%
α =	2,0	
tef,0 =	46	dias
tef,∞ =	18250	dias
t0 =	98,13333	dias
t∞ =	38933,33	dias
Tipo cimento =	CPV-ARI	
s =	0,2	
β1 (t0) =	1,044943	
β1 (t) =	1,211872	
fc(t0) =	41,79771	MPa
fc(t) =	48,47487	MPa
φa =	0,110196	
φ1c =	2	
φd∞ =	0,4	
βd(t) =	0,998715	
αp =	5,506	

lc	0,59
Ac	1,23
Mg	5188,50
ep	1,32
Fp0	5826,37
σc,p0g	-10320,32
h,fic (m)	0,60
φ2c =	1,28
φf∞ =	2,55
A	348,11
B	980,27
C	795,30
D	13265,22
βf(t0)	0,44
βf(t∞)	0,99
φ(t,t0)	1,90

b.3) Relaxação do aço

Relaxação do aço

$f_{ptk} =$	1900	MPa
$A_p =$	9,870	cm ²
$t_{ef,0} =$	28	dias
$t_{ef,\infty} =$	18250	dias
$\alpha_p =$	5,506	

No meio do vão	
P_0 (kN)	5826,371
$\sigma_{p0} = P_0/A_p$ (MPa)	5903,111
$\sigma_{p0}/f_{ptk} =$	3,107
ψ_{1000}	2,35%
$\psi(t,t_0) =$	5,85%
$\chi(t,t_0) =$	6,03%
$\chi_c =$	1,951
$\chi_p =$	1,060
$\eta =$	4,613
$A_c =$	1,228
$\rho_p =$	0,080%
$\Delta\sigma(t,t_0)$ (MPa)	84,553
$\Delta P(t,t_0)$ (kN)	83,454
$\Delta P(t,t_0)$ (%)	6,03%
ΔP total (t,t ₀) (%)	10,35%
$\Delta\epsilon_{pt}$ (%)	0,137%

Portanto serão adotados 4 cabos de 10 cordoalhas de 12,7mm

6.1.11. Fretagem

Armadura de fretagem nas longarinas adotadas para a região de aplicação da protensão.

Calculo da força Z e Z borda de tração:

$$Z = 0,3 \cdot Pi \cdot \left(1 - \frac{a0}{a1}\right) \quad a0 = 0,25 \text{ m}$$

$$a1 = 0,40 \text{ m}$$

$$Z_{borda} = \frac{0,015 \cdot Pi}{1 - \sqrt{\frac{2 \cdot ei}{h}}} \quad ei = 0,9062 - 0,30 = 0,6062 \text{ m}$$

$$\therefore Z = 0,3 \cdot Pi \cdot \left(1 - \frac{a0}{a1}\right) = 0,3 \cdot 1384 \cdot 0,90 \cdot 1,10 \cdot \left(1 - \frac{0,25}{0,40}\right) = 154,14 \text{ kN}$$

$$\therefore Z_{borda} = \frac{0,015 \cdot Pi}{1 - \sqrt{\frac{2 \cdot ei}{h}}} = \frac{0,015 \cdot 1384 \cdot 0,9 \cdot 1,10}{1 - \sqrt{\frac{2 \cdot 0,6062}{1,80}}} = 114,63 \text{ kN}$$

$$As = \frac{1,4 \cdot 154,14}{\frac{50}{1,15} \cdot 0,8 \cdot 0,4} = 15,51 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotado: 6 ϕ 10 e ϕ 12,5 c/10.

$$As_{borda} = \frac{1,4 \cdot 114,63}{\frac{50}{1,15}} = 3,69 \text{ cm}^2$$

Adotado: 8 ϕ 10

6.1.12. Cálculo da Armadura Suplementar

ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Solicitações normais

O estado limite último é caracterizado pela ruptura convencional do concreto ($\epsilon_c = -0,35\%$) ou pelo alongamento plástico excessivo do aço, assim considerado quando o alongamento medido a partir do ponto de neutralização atinge 1%. O ponto de neutralização corresponde a zerar a tensão no concreto, no nível da armadura de protensão, levando em conta todas as perdas, isto é, em tempo infinito. Para isto, seria necessário anular o pré-alongamento da armadura de protensão. Portanto, o pré alongamento tem o seguinte valor:

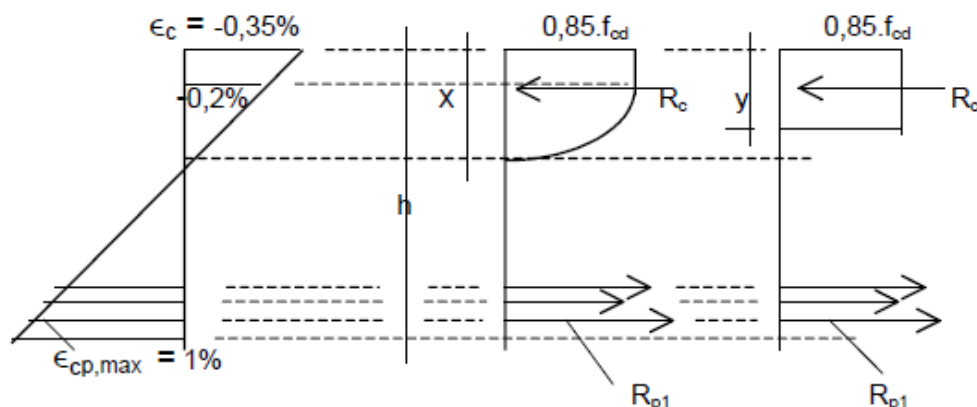
$$\epsilon_{pi} \text{ (na abcissa } x) = \frac{P_{m,t}(x)}{A_p \times E_p} - \frac{\sigma_{cpi,t}}{E_{cs}}, \text{ com } t = \infty$$

onde $\sigma_{cpi,t}$ representa a tensão no concreto (em geral negativa), no nível da referida armadura, atuando a protensão já com todas as perdas, mais as cargas mobilizadas pela sua aplicação (geralmente apenas o peso próprio).

A parcela $\frac{\sigma_{cpi,t}}{E_{cs}}$ é da ordem de apenas 0,05%, podendo ser desprezada (o que fica a favor da segurança).

A determinação do momento último de cálculo M_{ud} é feita, iterativamente, através dos seguintes passos:

1) Determina-se a posição da linha neutra x com a hipótese inicial de que o estado limite último seja atingido simultaneamente por compressão excessiva do concreto, com $\epsilon_c = -0,35\%$, e por alongamento plástico excessivo do aço, com $\epsilon_{cp,Max} = 1\%$, esta deformação considerada no concreto, na posição correspondente à armadura mais alongada (suposta aderente).



2) Determina-se a resultante de compressão no concreto, utilizando-se o diagrama parábola-retângulo ou o retangular simplificado equivalente.

3) Determinam-se as deformações das diferentes camadas de armadura, somando aos pré-alongamentos para as armaduras protendidas, calcula-se em seguida as tensões correspondentes e as forças.

4) Se a resultante das forças nas camadas de armadura for igual à resultante de compressão no concreto, a hipótese feita para determinação de x estará correta. Caso contrário, duas situações podem existir:

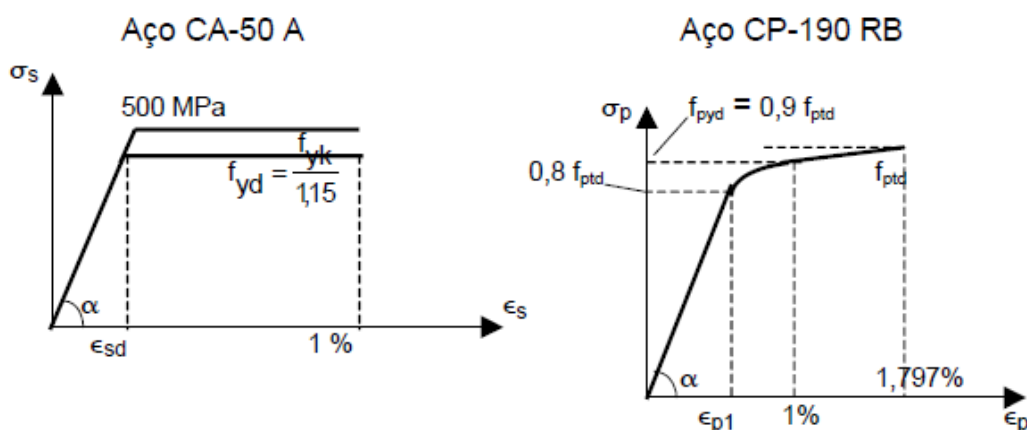
4.1) Se a resultante no aço for maior, x terá que ser aumentado, significando que o estado limite último será atingido pela ruptura convencional do concreto, sem que a deformação plástica excessiva do aço seja alcançada. Repetem-se as iterações até que as resultantes se igualem.

4.2) Se a resultante no aço for menor, x deverá ser adotado menor, diminuindo R_c e aumentando o braço de alavanca. Neste caso, pode ocorrer que a máxima deformação por compressão no concreto não ultrapasse $|-0,2\%$, e o diagrama será apenas parabólico.

5) Determinados os valores corretos das resultantes, o momento último de cálculo será o produto da resultante no aço pela sua distância ao ponto de aplicação de R_c . A condição a ser verificada é que:

$$Mud + Md = 1,30 Mg + 1,40 Mq$$

Caso esta condição não se verifique, a seção de concreto deverá ser aumentada ou a armadura de tração reforçada, conforme a deficiência existente. Para o cálculo das tensões nas camadas de armadura, são adotados os diagramas tensão deformação esquematizados a seguir:



Equações para o aço CA-50A:

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} MPa \quad E_s = tg \alpha = 210000 MPa$$

$$\epsilon_{sd} = \frac{500}{1,15 \times E_s} = 0,207\%$$

Equações para o aço CP-190 RB

$$f_{ptd} = \frac{1.900}{1,15} MPa \quad E_p = tg \alpha = 195000 MPa$$

$$\epsilon_{sd} = \frac{0,8 \times f_{ptd}}{E_p} = 0,678\%$$

Adotando-se uma parábola para o trecho curvo, resulta a equação:

$$\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + \left(\frac{1}{f_{ptd}^2} - \frac{90}{E_p \times f_{ptd}} \right) \times (\sigma_p - 0,8 \times f_{ptd})^2$$

$$1.000 \times \epsilon_p = \frac{\sigma_p}{195} + \frac{0,087 \times (\sigma_p - 1.321,739)^2}{1.000} \text{ ou}$$

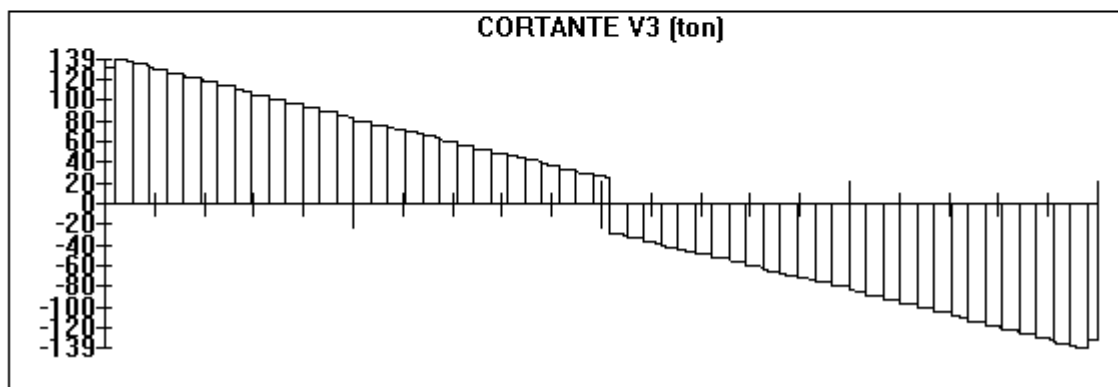
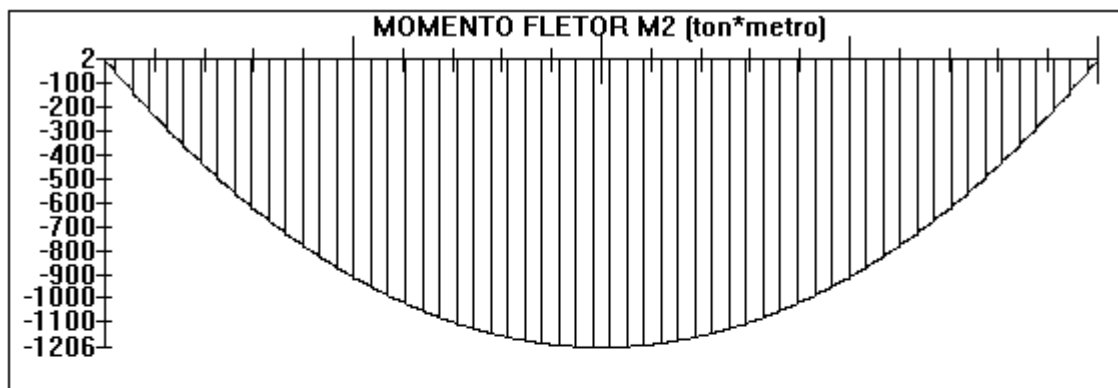
$$\sigma_p = 1.292,27 + \sqrt{11.494.253 \times \epsilon_p - 77.040}$$

Para o trecho com $\epsilon > 1\%$ temos:

$$\sigma_p = \left(0,9 \times f_{ptd} - \frac{f_{ptd}}{7,97} \right) + \epsilon_p \times \left(\frac{f_{ptd}}{7,97} \right)$$

a.) Cálculo da armadura suplementar

Para o cálculo do E.L.U., foi considerada a somatória dos esforços de utilização multiplicados por 1.4 para cargas permanentes e acidentais.



Parâmetros de entrada			
Altura da viga	2,05 m	y=0,8 x	0,0787 m
fck	40,00 MPa	0,85 fcd	24,29 MPa
x	0,0983 m	área comprimida	0,3147 m²

Força de compressão no concreto	Força de tração no aço
7641,50 kN	7641,50 kN

Verificação da armadura no ELU										
Camada	Distância da Camada à Face Superior (m)	Tipo de Armadura (CA-50 ou CP-190)	Área de Aço (cm²)	Tensão de Protensão (P∞)	Pré Alongamento	Deformação desconsiderando Pré Alongamento	Deformação considerando Pré Alongamento	Tensões (MPa)	Forças (kN)	Contribuição no Momento Resistente (tf.m)
1	2	CA-50	29,46			1,00%	1,00%	434,8	1280,9208	243,5891032
2	1,97	CP-190	29,61	1238,367681	0,64%	0,99%	1,62%	1615,5	4783,479158	895,3103302
3	1,8	CP-190	9,87	1238,367681	0,64%	0,90%	1,54%	1597,9	1577,101694	268,3709563
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										

Verificação do Momento Último Resistente	
Contribuição do Concreto no Momento Resistente	45,08 tf.m
Momento Último resistente (Mu)	1452,35 tf.m
Momento no Estado Limite Último (Mu)	1206,00 tf.m
Momento Último Resistente > Momento no Estado Limite Último	

b.) Armação Mínima

17.3.5.2 Valores limites para armaduras longitudinais de vigas

17.3.5.2.1 Armadura de tração

A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15%:

$$M_{d,min} = 0,8W_0 f_{ctk,sup}$$

onde:

W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração (ver 8.2.5).

O dimensionamento para $M_{d,min}$ pode ser considerado atendido se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura da tabela 17.3.

Tabela 17.3 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{1)}$ ($A_{s,min}/A_c$)							
	%							
	ω_{min} \ f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575

¹⁾ Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado com base no valor de ω_{min} dado.

NOTA Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

Em elementos estruturais superdimensionados, pode ser utilizada armadura menor que a mínima, com valor obtido a partir de um momento fletor igual ao dobro de M_d . Neste caso, a determinação dos esforços solicitantes deve considerar de forma rigorosa todas as combinações possíveis de carregamento, assim como os efeitos de temperatura, deformações diferidas e recalques de apoio. Deve-se ter ainda especial cuidado com o diâmetro e espaçamento das armaduras de limitação de fissuração.

Portanto, como os esforços de momento fletor no estado de limite ultimo (ELU), são atendidos na armação ativa, o dobro de $M_d = 0$, fazendo com que a armação suplementar (passiva) não seja solicitada. Neste caso, a armação será somente de construção, atendendo também os critérios de fissuração.

6.1.13. Dimensionamento ao Cisalhamento

a.) Força cortante máxima

Para o dimensionamento da armadura transversal de combate a força cortante, será utilizado o modelo de cálculo I de acordo com o item 17.4.2.2 da NBR 6118.

tf	SEÇÃO "T"		bw	h	d'	t	c	MS,CQP	MS,CR	MS,CF	MS,ser,min	Msd	PARÂMETROS		TIPO DE AÇO	
SEÇÃO	bf (m)	hf (m)	(m)	(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(tf.m)	(tf.m)	(tf.m)	(tf.m)	(tf.m)	fck =	40 MPa	fcd =	28,57 MPa
LONGARINA bw20 - S1			0,20	2,05	5,50	3,00	3,00						γc =	1,40	fct,m =	3,51 MPa
LONGARINA bw60	3,00	0,20	0,60	2,05	5,50	3,00	3,00						γs =	1,15	fctk,inf =	2,46 MPa
													Eci =	35418 MPa	fctk,sup =	4,56 MPa
													Ecs =	30105 MPa	fctd =	1,75 MPa

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO E VERIFICAÇÃO À FADIGA															
SEÇÃO	Vd,ser	Vd,ser,min	Vsd	VRD2	VRD3	Vc=V0	Vsd,min	Asw/s	Asw/min	Δσs,ser	FADIGA	Asw/s adot	ESTRIBOS: CISALHAMENTO / TORÇÃO		
	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)	(cm²/m)	(cm²/m)	(Mpa)	Kfad	(cm²/m)	Ø	Ramos	ARMADURA
LONGARINA bw20 - S1	74,10	52,70	139,00	258,55	291,65	42,00	63,91	12,43	2,81	172,23	2,03	30,79	12,5 mm	2	Ø 12,5 c/ 10,0 cm
LONGARINA bw60	74,10	52,70	139,00	775,66	375,65	126,00	191,74	1,67	8,42	131,80	1,55	29,90	12,5 mm	2	Ø 12,5 c/ 10,0 cm

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE TORÇÃO E VERIFICAÇÃO À FADIGA																	
SEÇÃO		Td,ser	Td,ser,min	Tsd	c1	2c1	A/u	He	Ae	Ue	TRD2	$\left(\frac{Vsd}{VRD2}\right)$	$\left(\frac{Tsd}{TRD2}\right)$	V+T< 1	FADIGA	As/lu=A90/s	As/luA90
		(tf.m)	(tf.m)	(tf.m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m²)	(m)	(tf.m)			-	Kfad	cm²/m	cm²/m
LONGARINA bw20 - S1		0,56	0,08	1,00	0,055	0,110	0,140	0,125	0,145	4,001	21,68	0,54	0,05	0,58	1,00	0,79	2,81
LONGARINA bw60		0,77	0,16	1,20	0,06	0,110	0,118	0,114	0,940	4,843	128,91	0,18	0,01	0,19	1,00	0,15	8,42

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL E VERIFICAÇÃO À FADIGA															
SEÇÃO	Obs.	Diâmetro Adotado	As,calc	Barras nec.	Barras adt.	As,ef	$\frac{As,ef}{As,calc}$	As cost/face	$\Delta\sigma_s$	Fadiga	Número de barras por camada				
			(cm²)	nº	nº	(cm²)		(cm²)	(MPa)	Kfad	1º Camada	2º Camada	3º Camada	4º Camada	CG (cm)
LONGARINA bw 20 - S1		Ø 25,0 mm	9,43	1,92	12	58,92	525%	4,10		1,0	4				5,50
LONGARINA bw60		Ø 25,0 mm	27,02	5,50	5	24,55	-9%	12,30		1,0	5				5,50

ARMAÇÃO DE REFORÇO ADOTADA:

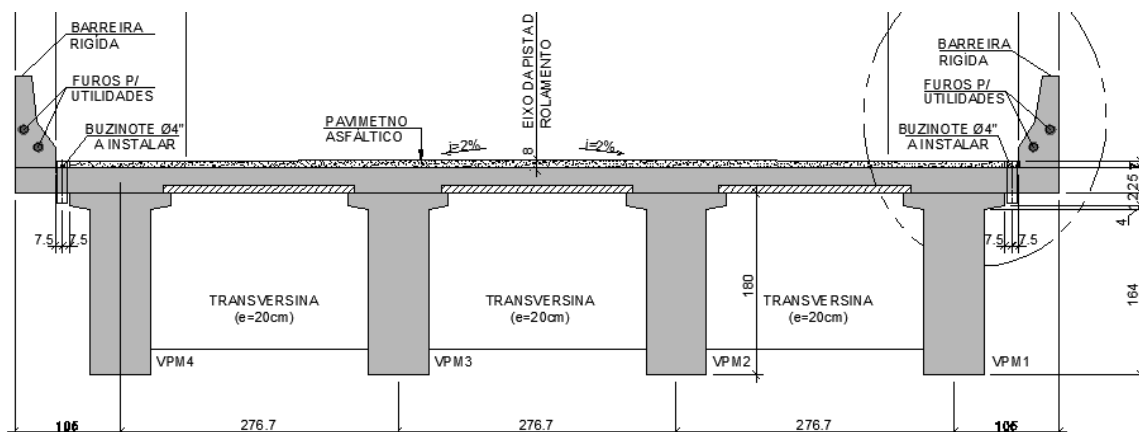
- Armação transversal: 2r Ø12.5c/10

6.2. Dimensionamento da Laje e pré-Laje

6.2.1. Geometria

A laje a ser dimensionada possui as seguintes características geométricas:

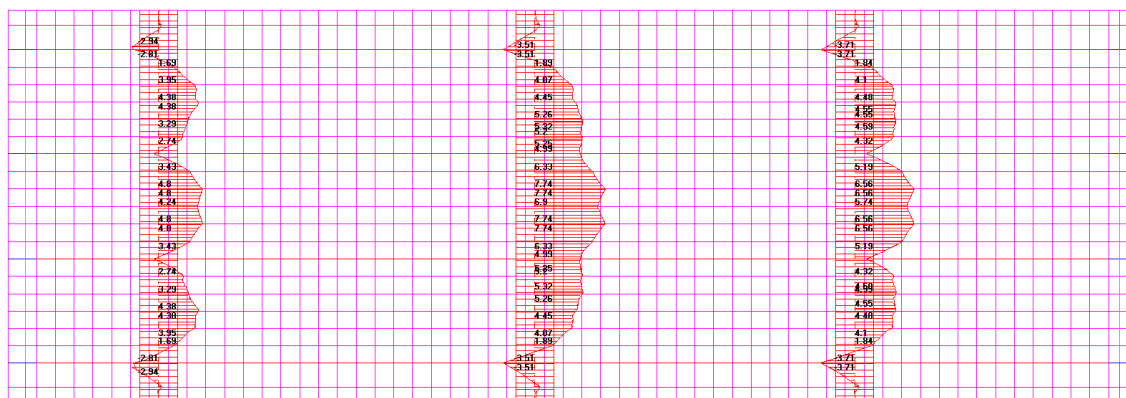
- Espessura da placa de pré-laje: 7,0 cm
- Espessura da laje: 25,0 cm
- Vão entre apoios: 275,0 cm



6.2.2. Solicitações

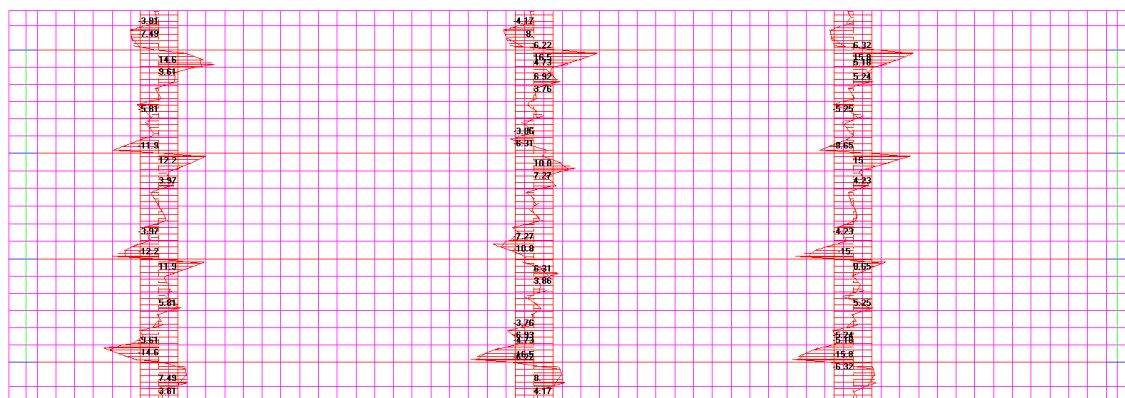
A armação das lajes será calculada a partir dos esforços internos existentes na seção mais solicitada e sob a combinação de Esforços Limites Últimos (ELU).

Sentido Transversal



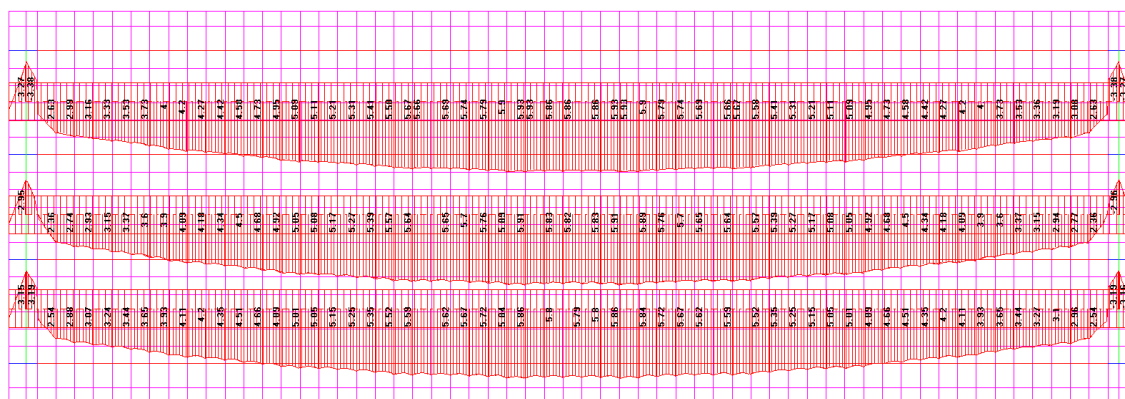
MOMENTO TRANSVERSAL POSITIVO = 7,53tf*m

MOMENTO TRANSVERSAL NEGATIVO = 3,71tf*m



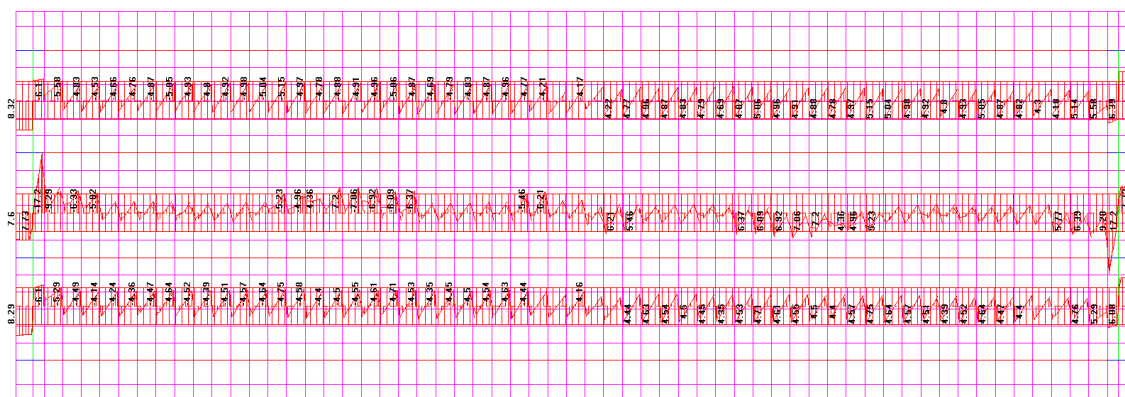
FORÇA CORTANTE TRANSVERSAL= 16,5tf

Sentido Longitudinal



MOMENTO LONGITUDINAL POSITIVO = 5,94tf*m

MOMENTO LONGITUDINAL NEGATIVO = 3,38tf*m



FORÇA CORTANTE TRANSVERSAL= 9,29tf

6.2.3. Dimensionamento

tf							MS,CQP					MS,CR					MS,CF					Md,ser,min					Msd					PARÂMETROS		TIPO DE AÇO	
SEÇÃO		bw		h		d'		t		c		(tf.m)		(tf.m)		(tf.m)		(tf.m)		(tf.m)						CA-50									
(+) TRANS		1,00		0,25		3,63		3,00		3,00		2,11		5,57		2,79		1,58		7,53		fck = 40 MPa		fcd = 28,57 MPa											
(-) TRANS		1,00		0,25		3,50		3,00		3,00		1,04		2,75		1,37		0,78		3,71		γc = 1,40		fct,m = 3,51 MPa											
(+) LONG		1,00		0,25		3,50		3,00		3,00		1,65		4,37		2,18		1,24		5,90		γs = 1,15		fctk,inf = 2,46 MPa											
(-) LONG		1,00		0,25		3,50		3,00		3,00		0,95		2,50		1,25		0,71		3,38		Eci = 35418 MPa		fctk,sup = 4,56 MPa											
																						Ecs = 30105 MPa		fctd = 1,75 MPa											

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO E VERIFICAÇÃO À FADIGA

SEÇÃO		Vd,ser	Vd,ser,min	Vsd	VRD1	Nec.	VRD2	VRD3	Asw/s	Asw/min	Δσs,ser	FADIGA	Asw/s adot	CISALHAMENTO		
		(tf)	(tf)	(tf)	(tf)	Armadura	(tf)	(tf)	(cm²/m)	(cm²/m)	(Mpa)	Kfad	(cm²/m)	Ø	Ramos	ARMADURA
(+) TRANS		10,73	1,82	16,50	17,69	Não										
(-) TRANS		8,26	1,40	12,70	17,21	Não										
(+) LONG		6,04	1,02	9,29	17,59	Não										
(-) LONG		5,27	0,89	8,11	17,21	Não										

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL E VERIFICAÇÃO À FADIGA

SEÇÃO		Obs.	Diâmetro Adotado	As,calc	Barras nec.	Barras adt.	As,ef	As,ef	As	Δσs	Fadiga	Número de barras por camada				
				(cm²)	nº	nº	(cm²)	AS,CAC	cost/face	(MPa)	Kfad	1º Camada	2º Camada	3º Camada	4º Camada	CG (cm)
(+) TRANS		ARM SIMPLES	Ø 12,5 mm	8,40	6,83	7	8,61	3%	-	73	1,0	5				3,63
(-) TRANS		ARM SIMPLES	Ø 10,0 mm	5,75	7,28	8	6,32	10%	-	48	1,0	6				3,50
(+) LONG		ARM SIMPLES	Ø 10,0 mm	6,49	8,21	10	7,90	22%	-	61	1,0	6				3,50
(-) LONG		ARM SIMPLES	Ø 10,0 mm	5,75	7,28	8	6,32	10%	-	44	1,0	6				3,50

CÁLCULO DAS ARMADURAS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

SEÇÃO		Tipo da Seção	f _{yd}	d	K _m	K _{m,lim}	K _x	K _y	K _z	M1d	M2d	AS NEC.	As'	Asmin	Rsd	al/d	As,calc.
			(tf/m²)	(m)						(tf.m)	(tf.m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(tf)		(cm²)
(+) TRANS		RET	4,35	0,21	0,058	0,230	0,088	0,070	0,965			8,40		5,75			
(-) TRANS		RET	4,35	0,22	0,028	0,230	0,042	0,034	0,983			4,04		5,75			
(+) LONG		RET	4,35	0,22	0,045	0,230	0,068	0,054	0,973			6,49		5,75			
(-) LONG		RET	4,35	0,22	0,026	0,230	0,038	0,031	0,985			3,67		5,75			

VERIFICAÇÃO - ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

SEÇÃO		J _{ess}	X	σ _C MAX	σ _C MIN	σ _S MAX	σ _S MIN	ε _C	ε _S
		(m4)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	‰	‰
(+) TRANS		3,77E-04	0,063	4,62	2,62	167,74	72,53	0,154	0,371
(-) TRANS		2,98E-04	0,055	2,54	1,44	110,45	47,76	0,084	0,245
(+) LONG		3,57E-04	0,061	3,70	2,10	141,83	61,33	0,123	0,314
(-) LONG		2,98E-04	0,055	2,31	1,31	100,63	43,51	0,077	0,223

VERIFICAÇÃO À FISSURAÇÃO

ω _{kmax}				0,30 mm		
Mr	Md,ser	p _{ri}	Ac _{ri}	ω _{k1}	ω _{k2}	ω _k
(tf.m)	(tf.m)	(%)	(cm²)	(mm)	(mm)	(mm)
3,84	5,57	0,50	243,75	0,05	0,30	0,05
3,84	2,75	0,48	165,00	0,02	0,16	0,02
3,84	4,37	0,48	165,00	0,03	0,21	0,03
3,84	2,50	0,48	165,00	0,01	0,15	0,01

Armação Adotada

Transversal: Positivo ø12,5mm c/12,5cm (Pré-laje)

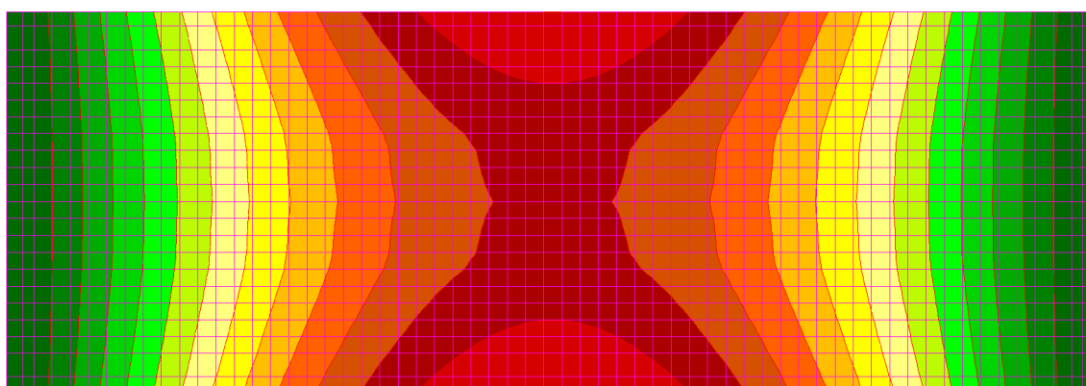
Negativo ø10mm c/10cm

Longitudinal: Negativo ø10mm c/12,5cm

6.2.4. Limites Para Deslocamentos

Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão / suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

$$D_{max} = \frac{l}{350} = \frac{3000}{350} = 8,57cm$$



Limite	Valor
0.38	
0.76	
1.15	
1.53	
1.91	
2.29	
2.67	
3.05	
3.44	
3.82	
4.20	
4.59	
4.97	

A tabela apresentada indica que a deformação da estrutura na situação projetada para as cargas consideradas e para a combinação de cálculo de Estado Limite de Serviço esta dentro dos parâmetro de norma.

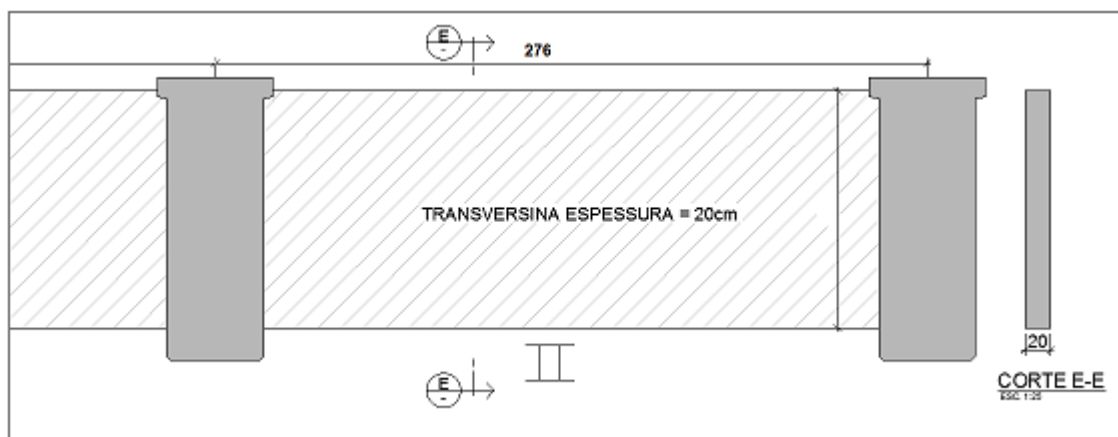
$$D_s \leq D_{max} = 4,97cm \leq 8,57cm$$

6.3. Dimensionamento das Transversinas

As vigas transversinas foram dimensionadas para uma situação de troca de aparelhos de apoio das vigas longarinas.

6.3.1. Geometria

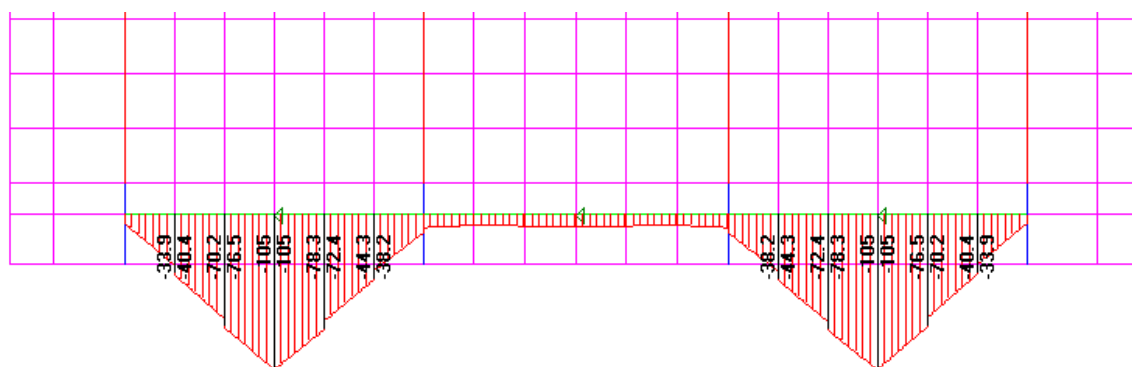
A viga transversina a ser dimensionada possui as seguintes características geométricas:



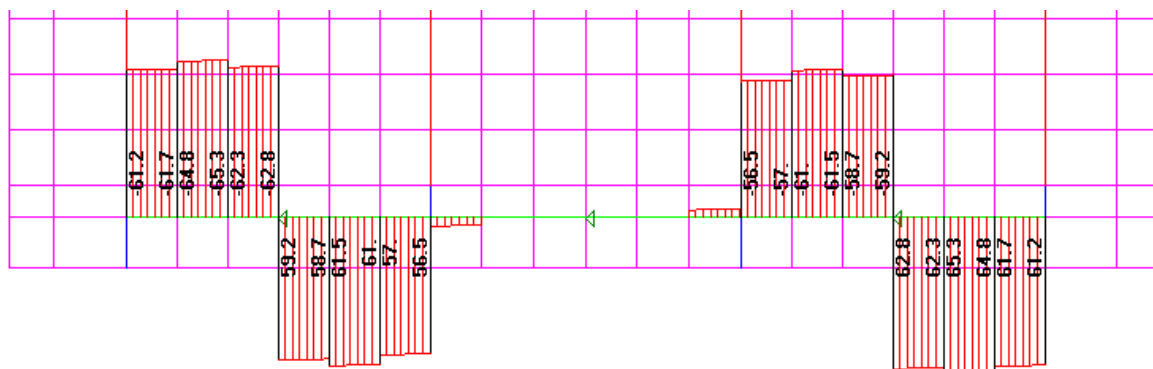
Base = 20cm e Altura = 180cm

6.3.2. Esforços Solicitantes

Para os esforços solicitantes na transversina, foram considerados os carregamentos permanentes em ELS (estado limite de serviço)



MOMENTO NEGATIVO = 105 tf*m



FORÇA CORTANTE TRANSVERSAL= 65,30tf

6.3.3. Dimensionamento

kN	2,00	SEÇÃO "T"		bw	h	d'	t	c	Md.ser CQP	Md.ser CR	Md.ser CF	Md.ser.min	Msd	PARÂMETROS		TIPO DE AÇO
SEÇÃO	bf (m)	hf (m)	(m)	(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	fck =	fyd =	CA-50
Transversina - macaqueamento			0,20	1,80	5,05	8,00	3,00						1.050,00	30 MPa	25,00 MPa	
														γc =	γs =	
														1,20	1,15	
														Eci =	Ecs =	
														30672 MPa	26072 MPa	
														fctk,inf =	fctk,sup =	
														2,03 MPa	3,77 MPa	
														fctd =	fctd =	
														1,69 MPa		

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO E VERIFICAÇÃO À FADIGA

SEÇÃO	Vd,ser (kN)	Vd,ser.min (kN)	Vsd (kN)	Vrd2 (kN)	Vrd3 (kN)	Vc=V0 (kN)	Vsd,min (kN)	Asw/s (cm²/m)	Asw/min (cm²/m)	Δσs,ser (MPa)	FADIGA Kfad	Asw/s adot (cm²/m)	ESTRIBOS: CISALHAMENTO / TORÇÃO		
													Ø	Ramos	ARMADURA
Transversina - macaqueamento			653,00	2078,41	697,01	354,72	513,35	4,36	2,32		1,00	4,36	8,0 mm	2	Ø 8,0 c/ 20,0 cm

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL E VERIFICAÇÃO À FADIGA

SEÇÃO	Obs.	Diâmetro Adotado	As,calc (cm²)	Barras nec. nº	Barras adt. nº	As,ef (cm²)	As,ef As,calc	As cost/face (cm²)	Δσs (MPa)	Fadiga Kfad	Número de barras por camada					CG (cm)
											1º Camada	2º Camada	3º Camada	4º Camada		
Transversina - macaqueamento	ARM SIMPLES	Ø 25,0 mm	14,41	2,94	3	14,73	2%	3,60		1,0	3					5,05

CÁLCULO DAS ARMADURAS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

SEÇÃO	Tipo da Seção	fyd (kN/m²)	d (m)	Km	Km,lim	Kx	Ky	Kz	M1d (kN.m)	M2d (kN.m)	AS NEC. (cm²)	AS' (cm²)	ASmin (cm²)	Rsd (kN)	al/d	As,calc. (cm²)
Transversina - macaqueamento	RET	43,48	1,75	0,069	0,270	0,105	0,084	0,958			14,41		6,23	714,77	1,09	16,44

Armação Adotada:

Longitudinal: Positivo 3 Ø20mm

Negativo 3Ø25mm

Transversal: Estribo 2rØ8mm c/20cm

7. MESO/INFRAESTRUTURA

A seguir, será apresentado o dimensionamento dos objetos que constituem a mesoestrutura.

7.1. Dimensionamento dos Aparelhos de Apoio

7.1.1. Dados de Entrada

Aparelho de apoio em neoprene fretado - Dureza = 70 Shore.

Elastômero Fretado 400x500x63mm

Chapa metálica com espessura de 3mm (6 unidades)

Neoprene com espessura de 8mm (5 camadas)

7.1.2. Esforços Solicitantes

Para as cargas horizontais aplicadas nos apoios das travessas foi considerado os valores da tabela abaixo:

	CARGAS HORIZONTAIS APLICADAS NA TRAVESSA POR APOIO								
	FREN/ACEL	TEMP	RETR.	VENTO	PP	ELS-CQP	ELS-CF	ELS-CR	ELU
P1N	33,750	1,75	4,08	0,960	0,000	11,875	12,225	16,29633	55,594
P2N	33,750	1,75	4,08	0,960	0,000	11,875	12,225	16,29633	55,594
P3N	33,750	1,75	4,08	0,960	0,000	11,875	12,225	16,29633	55,594
P4N	33,750	1,75	4,08	0,960	0,000	11,875	12,225	16,29633	55,594

7.1.3. Verificações

Carga Nomal Máxima	136000,00 kgf	Dimensão Lado Menor (a)	40 cm
Carga Normal Mínima	70200,00 kgf	Dimensão Lado Maior (b)	50 cm
HL - Longa Duração	4054,00 kgf	Nº de Camadas de Elastomero (n)	5 un
HL - Curta Duração	3646,00 kgf	Espessura de Camada de Elastomero (t)	8 mm
HT - Longa Duração	298,00 kgf	Espessura da Chapa Metálica (e)	3 mm
HT - Curta Duração	157,00 kgf	Espessura de Cobrimento vertical (cv)	2,5 mm
Rotação de Apoio de Montagem (A0)	0,003 rad	Espessura de Cobrimento horizontal (ch)	4 mm
Rotação de Carregamento (At)	0,002 rad	Módulo de Distorção (G)	10 kg/cm²

Tensões Normais	Atuante	Situação	Limite
f_{max}	70,52 kg/cm²	Atende	< 100,00 kg/cm²
f_{min}	36,40 kg/cm²	Atende	> 30,00 kg/cm²

Tensões de Cisalhamento da Força Normal			
Fator de Forma (ff)	13,64		
T_n	7,76 kg/cm²	Atende	< 30,00 kg/cm²

Rebaixamento			
Altura Total do Aparelho (h)	6,30 cm		
DH	0,041 cm	Atende	< 1,58 cm

Tensão de Cisalhamento das Forças Horizontais			
τ_{LL}	2,10 kg/cm²	Atende	< 5,00 kg/cm²
τ_{LC}	0,95 kg/cm²	Atende	< 5,00 kg/cm²
τ_{TL}	0,15 kg/cm²	Atende	< 5,00 kg/cm²
τ_{TC}	0,04 kg/cm²	Atende	< 5,00 kg/cm²
τ_L	3,05 kg/cm²	Atende	< 7,00 kg/cm²
τ_T	0,20 kg/cm²	Atende	< 7,00 kg/cm²

Distorção			
Hr	5889,05 kg		
Dab	1,22 cm		
TgA	0,19	Atende	< 0,50

Cisalhamento de Rotação			
τ_a	7,62 kg/cm²	Atende	< 15,00 kg/cm²

Cisalhamento de Rotação			
τ	18,62 kg/cm²	Atende	< 50,00 kg/cm²

Esbeltez			
h_{max}	6,30 cm	Atende	< 7,84 cm

Espessura Mínima			
h_{min}	4,00 cm	Atende	> 3,92 cm

Levantamento das Bordas do Aparelho			
At/n	0,00040 rad	Atende	< 0,00049 rad

Escorregamento			
Hr/Nmin	0,08389	Atende	< 0,26484

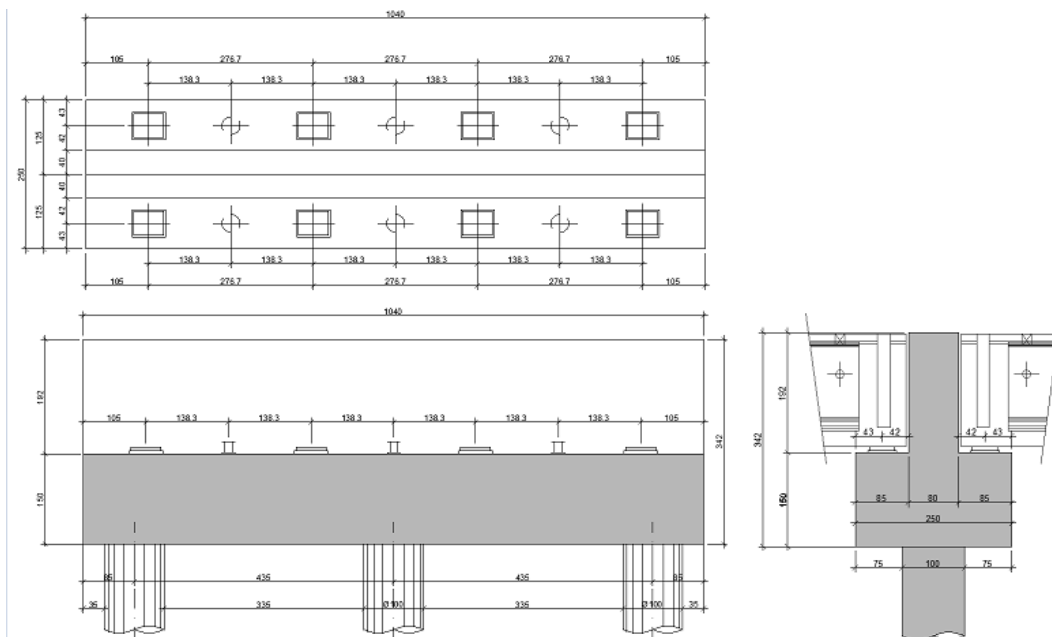
Deformabilidade			
Def	0,0002074 cm/kgf		

Espessura das Chapas metálicas			
e	0,12670 cm	Atende	< 0,30000 cm

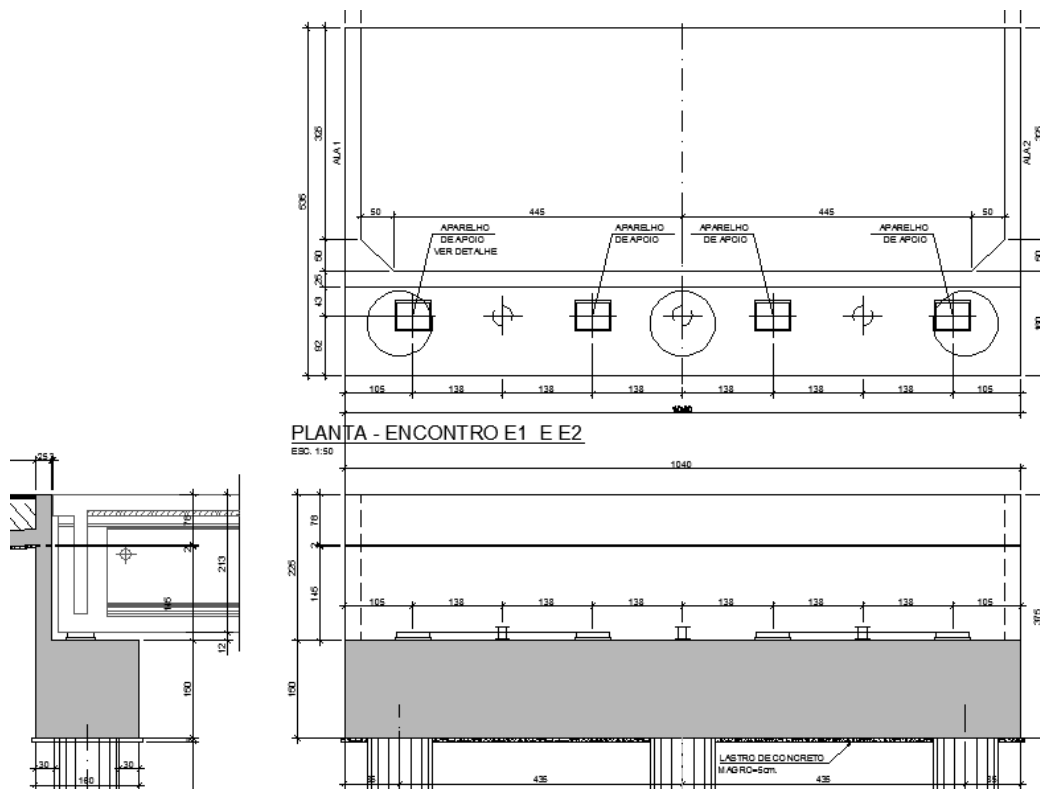
7.2. Dimensionamento das Travessas

7.2.1. Geometria

A travessa central projetada possui as seguintes características geométricas:



A travessa de encontro possui as seguintes características geométricas:



7.2.2. Carregamentos

Para o modelo de elementos finitos da Mesoestrutura e infraestrutura foram aplicados os seguintes carregamentos:

a) Carregamentos Verticais

a.1) Peso próprio da Mesoestrutura

a.2) Cargas permanentes provenientes da Superestrutura (Peso Próprio do tabuleiro) aplicadas nos pontos de aparelho de apoio. = 700kN/apoio

a.3) Cargas acidentais provenientes da Superestrutura (Carga móvel do TB 45) aplicadas nos pontos de aparelho de apoio = 690kN/apoio

b) Carregamentos Longitudinais

b.1) Aceleração ou frenagem

Conforme item 7.1.2, a carga proveniente da Aceleração e Frenagem é 135 kN / Encontro.

Logo, para cada aparelho de apoio: $135 \text{ tf} / 4 = 33,75 \text{ kN}$.

b.2) Temperatura, Retração e Deformação Lenta

Conforme item 7.1.2, a carga proveniente dos efeitos de Temperatura, Retração e Deformação Lenta é 22,8 kN / Encontro.

Logo, para cada aparelho de apoio: $22,8 \text{ kN} / 4 = 5,7 \text{ kN}$.

b.3) Vento Longitudinal

Conforme item 7.1.2, a carga proveniente do vento longitudinal é 18,6 kN / Encontro.

Logo, foi aplicado uma carga distribuída na face superior da travessa de 1,78 kN/m (18,6 kN/ 10.40m).

c) Carregamentos Transversais

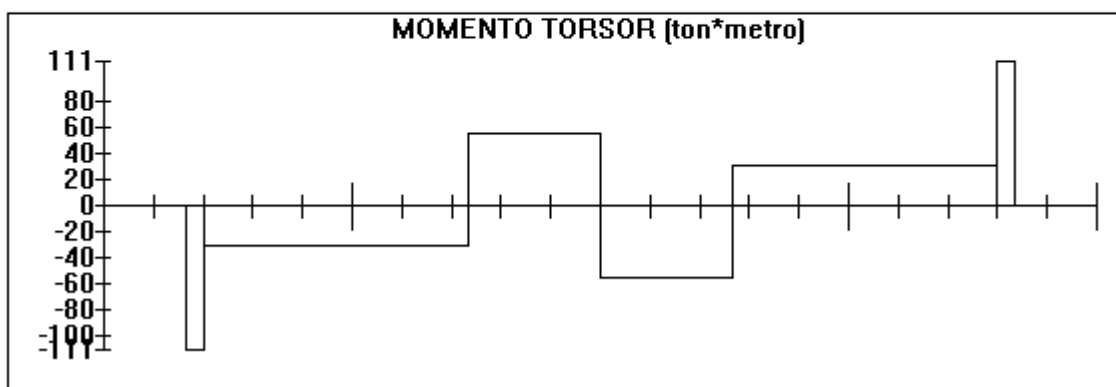
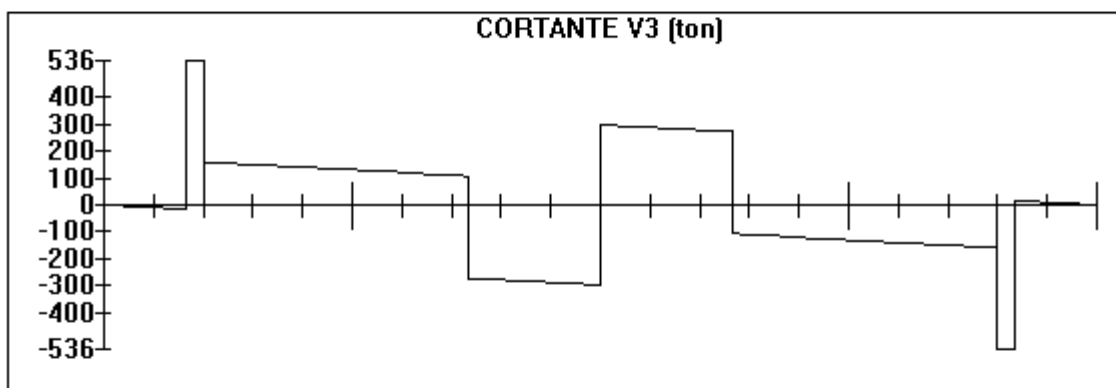
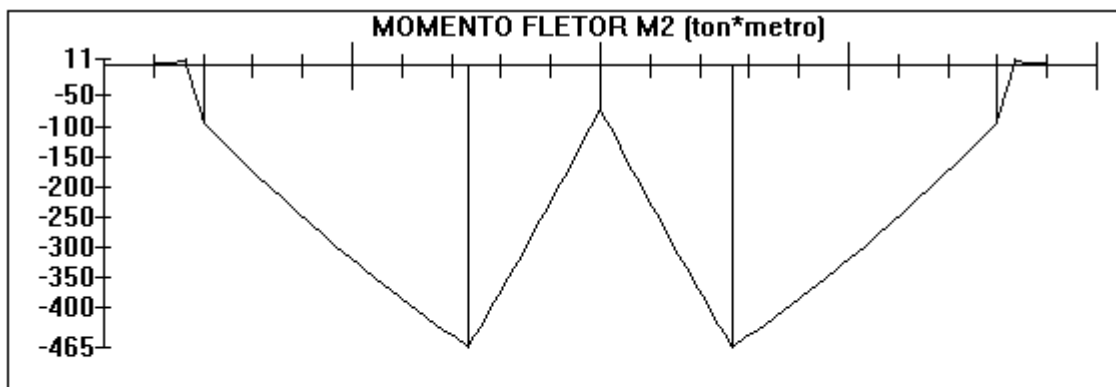
c.1) Vento Transversal

Conforme item 7.1.2, a carga proveniente do vento transversal é 7,44 kN / Encontro.

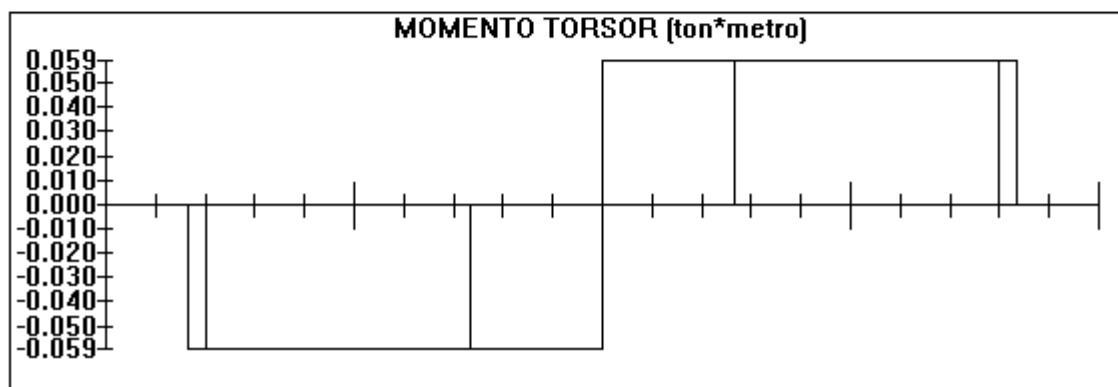
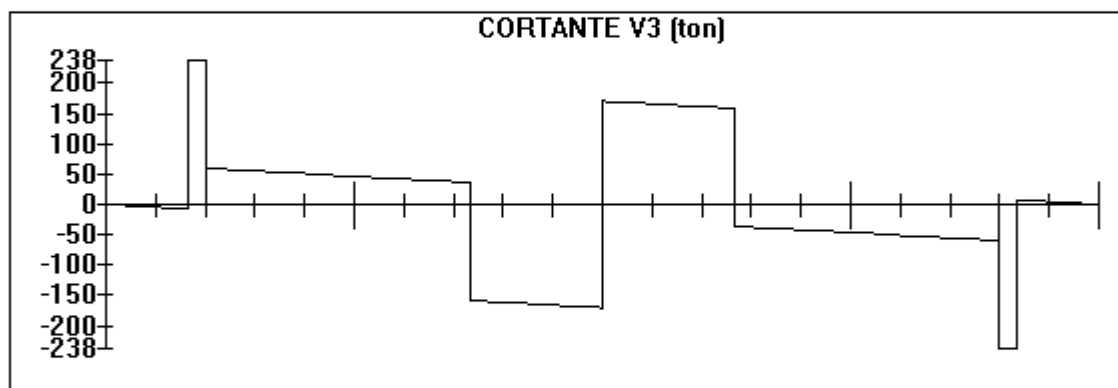
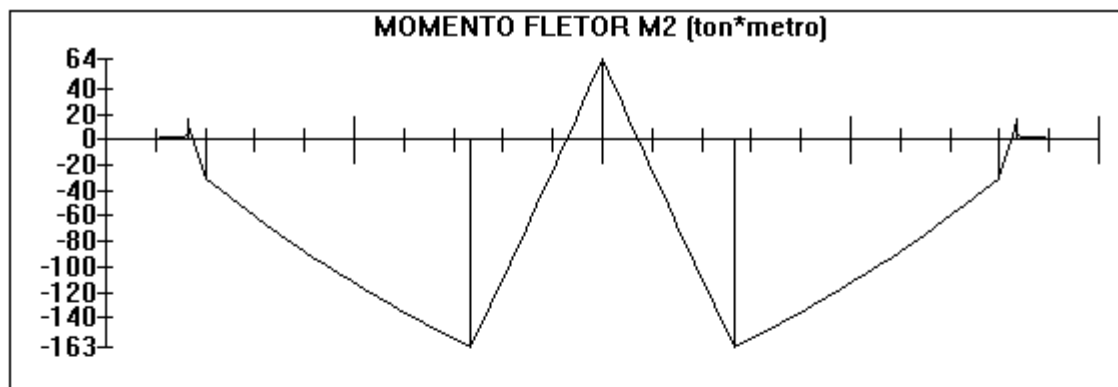
Logo, foi aplicada uma força concentrada de 1,86 kN na face superior da travessa para cada ponto de pilar ($7,44 \text{ kN} / 4$).

7.2.3. Esforços Solicitantes no E.L.U

a.) Esforços Solicitantes no E.L.U – Travessa Central



b.) Esforços Solicitantes no E.L.U – Travessa de encontro



7.2.4. Dimensionamento

a.) Dimensionamento da Travessa Central

kN		SEÇÃO "T"		bw		h		d'		t		c		MS _{CGP}		MS _{CR}		MS _{CF}		MS _{ser.min}		M _{sd}		PARÂMETROS		TIPO DE AÇO	
SEÇÃO		bf (m)		hf (m)		(m)		(m)		(cm)		(cm)		(cm)		(kN.m)		(kN.m)		(kN.m)		(kN.m)		(kN.m)		CA-50	
TRAVESSA - NEGATIVO						0,80		3,42		7,85		3,00		3,00		70,00		80,00		70,00		60,00		110,00		fck = 30 MPa fcd = 21,43 MPa	
TRAVESSA - POSITIVO						1,20		3,42		5,85		3,00		3,00		2.220,00		3.330,00		2.540,00		1.750,00		4.660,00		γc = 1,40 fct,m = 2,90 MPa	
																										γs = 1,15 fctk,inf = 2,03 MPa	
																										Eci = 30672 MPa fctk,sup = 3,77 MPa	
																										Ecs = 26072 MPa fctd = 1,45 MPa	

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO E VERIFICAÇÃO À FADIGA															
SEÇÃO	Vd,ser (kN)	Vd,ser.min (kN)	Vsd (kN)	V _{RD2} (kN)	V _{RD3} (kN)	Vc=V0 (kN)	Vsd,min (kN)	Asw/s (cm²/m)	Asw/min (cm²/m)	Δσs,ser (MPa)	FADIGA Kfad	Asw/s adot (cm²/m)	ESTRIBOS: CISALHAMENTO / TORÇÃO		
													Ø	Ramos	ARMADURA
TRAVESSA - NEGATIVO	1.660,00	1.200,00	2.980,00	13610,41	12835,50	2322,85	3534,77	5,03	9,27	496,29	5,84	72,66	16,0 mm	4	Ø 16,0 c/ 10,0 cm
TRAVESSA - POSITIVO	2.970,00	2.120,00	5.360,00	20537,80	20426,05	3505,13	5333,90	14,10	13,90	602,77	7,09	127,81	16,0 mm	4	Ø 16,0 c/ 7,5 cm

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE TORÇÃO E VERIFICAÇÃO À FADIGA																
SEÇÃO	Td,ser (kN.m)	Td,ser.min (kN.m)	Tsd (kN.m)	c1 (m)	2c1 (m)	A/u (m)	He (m)	Ae (m²)	Ue (m)	T _{RD2} (kN.m)	Vsd V_{RD2}	Tsd T_{RD2}	V+Tc 1 - Kfad	FADIGA	As/u=As0/s Asl/As0 mm²/m mm²/m	
TRAVESSA - NEGATIVO	396,00		1.110,00	0,059	0,117	0,324	0,221	1,854	7,558	3855,52	0,22	0,29	0,51	1,00	6,89	9,27
TRAVESSA - POSITIVO	396,00		1.110,00	0,06	0,117	0,444	0,281	2,886	8,118	7635,97	0,26	0,15	0,41	1,00	4,42	13,90

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL E VERIFICAÇÃO À FADIGA																
SEÇÃO	Obs.	Diâmetro Adotado	As,calc (cm²)	Barras nec. n°	Barras adt. n°	As,ef (cm²)	As,ef AS,calc	As cost/face (cm²)	Δσs (MPa)	Fadiga Kfad	Número de barras por camada					CG (cm)
											1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada	4ª Camada		
TRAVESSA - NEGATIVO	ARM SIMPLES	Ø 25,0 mm	47,33	9,64	10	49,10	4%	27,36	1	1,0	6	4			7,85	
TRAVESSA - POSITIVO	ARM SIMPLES	Ø 25,0 mm	71,00	14,46	16	78,56	11%	41,04	32	1,0	16				5,85	

CÁLCULO DAS ARMADURAS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO																
SEÇÃO	Tipo da Seção	f _{yd} (kN/m²)	d (m)	Km	K _{M,lim}	K _x	K _y	K _z	M1d (kN.m)	M2d (kN.m)	As _{NEC.} (cm²)	As' (cm²)	As _{min} (cm²)	Rsd (kN)	al/d	As,calc. (cm²)
TRAVESSA - NEGATIVO	RET	43,48	3,34	0,001	0,270	0,001	0,001	1,000			0,76		47,33	6756,77	2,27	155,41
TRAVESSA - POSITIVO	RET	43,48	3,36	0,016	0,270	0,024	0,019	0,990			32,19		71,00	7744,38	1,44	178,12

VERIFICAÇÃO - ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO								
SEÇÃO	I _{xx} (m4)	x (m)	σ _{C,MAX} (MPa)	σ _{C,MIN} (MPa)	σ _{S,MAX} (MPa)	σ _{S,MIN} (MPa)	ε _C ‰	ε _S ‰
TRAVESSA - NEGATIVO	6,05E-01	0,698	0,08	0,07	4,59	0,66	0,003	0,012
TRAVESSA - POSITIVO	9,72E-01	0,720	1,88	1,30	103,58	32,22	0,072	0,265

VERIFICAÇÃO À FISSURAÇÃO							ω _{k,max} 0,30 mm
Mr (kN.m)	Md,ser (kN.m)	p _{ri} (‰)	Ac _{ri} (cm²)	ω _{k1} (mm)	ω _{k2} (mm)	ω _k (mm)	
4742,96	80,00	1,01	483,79	0,00	0,01	0,00	0,00
7114,43	3330,00	2,11	232,72	0,05	0,10	0,05	0,05

Armação Adotada:

Armadura Positiva: 16 Ø 25mm

Armadura Negativa: 10 Ø 25mm – duas camadas (6 e 4)

Armadura de Pele: Ø 16mm c/10cm (por face)

Estrito 2x2r Ø 16mm c/10 cm

b.) Dimensionamento da Travessa de Encontro

SEÇÃO	bw	h	d'	t	c	MS _{CGP}	MS _{CR}	MS _{CF}	MS _{ser,min}	M _{sd}	PARÂMETROS	TIPO DE AÇO
SEÇÃO	bf (m)	hf (m)	(m)	(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	fck = 30 MPa	CA-50
TRAVESSA - NEGATIVO			1,60	1,50	5,50	3,00	3,00	306,00	455,00	349,00	242,00	fcd = 21,43 MPa
TRAVESSA - POSITIVO			1,60	1,50	5,50	3,00	3,00	795,00	1.170,00	901,00	636,00	fct,m = 2,90 MPa
											γs = 1,15	fctk,inf = 2,03 MPa
											Ecd = 30672 MPa	fctk,sup = 3,77 MPa
											Ecs = 26072 MPa	fctd = 1,45 MPa

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO E VERIFICAÇÃO À FADIGA												
SEÇÃO	Vd,ser	Vd,ser,min	Vsd	Vrd2	Vrd3	Vc=V0	Vsd,min	Asw/s	Asw/min	Δσs,ser	FADIGA	Asw/s adot
SEÇÃO	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm²/m)	(cm²/m)	(MPa)	Kfad	(cm²/m)
TRAVESSA - NEGATIVO	1.310,00	917,00	2.380,00	11771,38	4234,54	2008,99	3057,16	6,56	18,54	164,80	1,94	35,94
TRAVESSA - POSITIVO	1.310,00	917,00	2.380,00	11771,38	4234,54	2008,99	3057,16	6,56	18,54	164,80	1,94	35,94

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE TORÇÃO E VERIFICAÇÃO À FADIGA												
SEÇÃO	Td,ser	Td,ser,min	Tsd	c1	2c1	A/u	He	Ae	Ue	Trd2	Vsd	Tsd
SEÇÃO	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m²)	(m)	(kN.m)	(Vsd/Vrd2)	(Tsd/Trd2)
TRAVESSA - NEGATIVO												
TRAVESSA - POSITIVO												

DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL E VERIFICAÇÃO À FADIGA												
SEÇÃO	Obs.	Diâmetro Adotado	As,calc	Barras nec.	Barras adt.	As,ef	As,ef	As	cost/face	Δσs	Fadiga	Número de barras por camada
SEÇÃO			(cm²)	nº	nº	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(MPa)	Kfad	1ª Camada
TRAVESSA - NEGATIVO	ARM SIMPLES	Ø 25,0 mm	41,52	8,46	10	49,10	18%	24,00	16	1,0	10	2ª Camada
TRAVESSA - POSITIVO	ARM SIMPLES	Ø 25,0 mm	41,52	8,46	10	49,10	18%	24,00	40	1,0	10	3ª Camada
												4ª Camada
												CG (cm)

CÁLCULO DAS ARMADURAS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO												
SEÇÃO	Tipo da Seção	f _{yd}	d	Km	K _{m,lim}	Kx	Ky	Kz	M1d	M2d	As _{NEC.}	As'
SEÇÃO		(kN/m²)	(m)						(kN.m)	(kN.m)	(cm²)	(cm²)
TRAVESSA - NEGATIVO	RET	43,48	1,45	0,009	0,270	0,013	0,011	0,995			10,21	41,52
TRAVESSA - POSITIVO	RET	43,48	1,45	0,023	0,270	0,034	0,027	0,986			26,30	41,52
												7633,76
												3,21
												175,58

VERIFICAÇÃO - ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO							
SEÇÃO	J _{rel}	X	σ _{MAX}	σ _{MIN}	σ _{MAX}	σ _{MIN}	ε _c
SEÇÃO	(m4)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	%
TRAVESSA - NEGATIVO	1,11E-01	0,322	1,01	0,70	53,13	16,29	0,039
TRAVESSA - POSITIVO	1,11E-01	0,322	2,62	1,85	137,17	40,34	0,100

VERIFICAÇÃO À FISSURAÇÃO					
Mr	Md,ser	p _{ri}	Ac _{ri}	σ _{k1}	σ _{k2}
(kN.m)	(kN.m)	(%)	(cm²)	(mm)	(mm)
1824,77	455,00	1,22	401,47	0,01	0,08
1824,77	1170,00	1,22	401,47	0,08	0,22

Armação Adotada:

Armadura Positiva: 10 Ø 25mm

Armadura Negativa: 10 Ø 25mm

Armadura de Pele: Ø 16mm c/10cm (por face)

Estribo 2x2r Ø 12,5mm c/12,5 cm

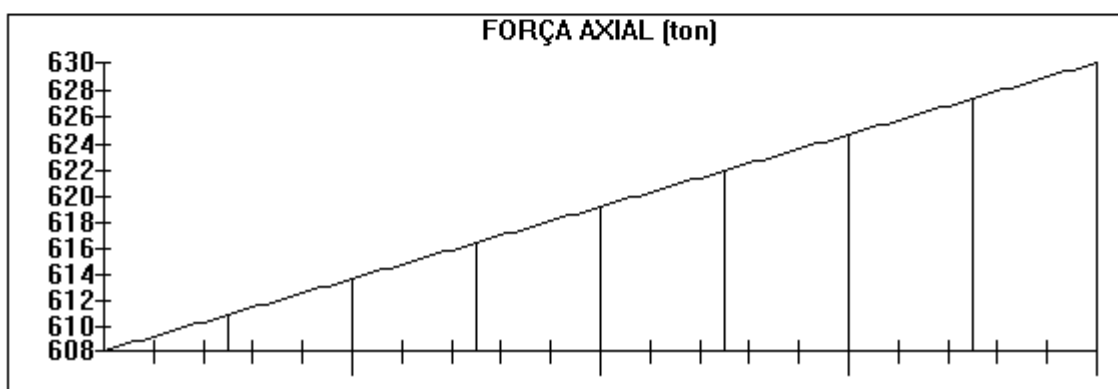
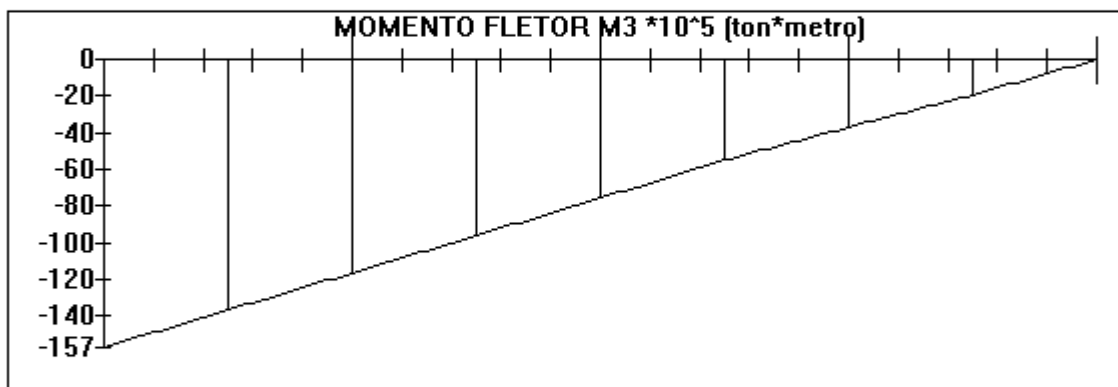
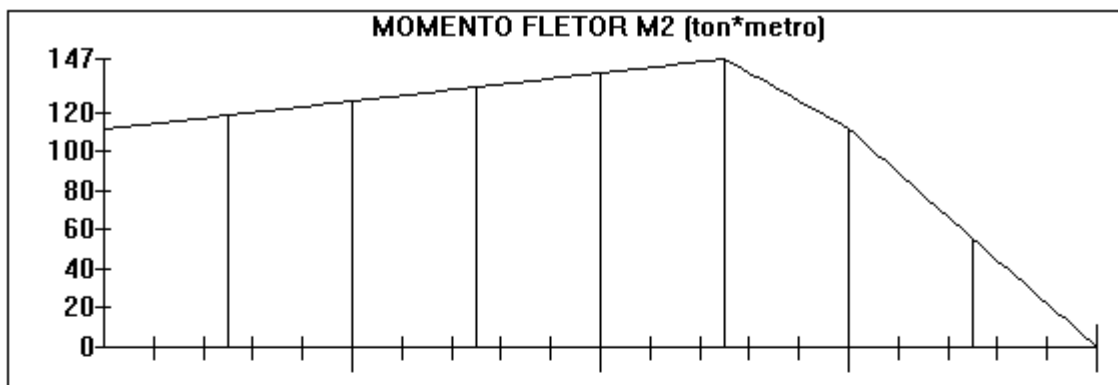
7.3.1. Geometria

Technical drawing of a column cross-section. The drawing includes a top view and a side view. The top view shows a square cross-section with a central square hole. The dimensions are as follows: the outer square has a side length of 250; the inner square hole has a side length of 100; the distance from the center of the hole to the outer edge is 125; the distance from the center of the hole to the inner edge of the hole is 50; the distance from the center of the hole to the outer edge of the hole is 125; the distance from the center of the hole to the outer edge of the hole is 125. The side view shows a rectangular cross-section with a height of 100 and a width of 100. A section line B-B is indicated on the side view, passing through the center of the column.

Os carregamentos considerados para o dimensionamento dos pilares/estações são conforme a lista de carregamentos apresentada no item 7.2.2.

7.3.3. Esforços Solicitantes no E.L.U

a.) Esforços solicitantes nos Pilares das travessas centrais

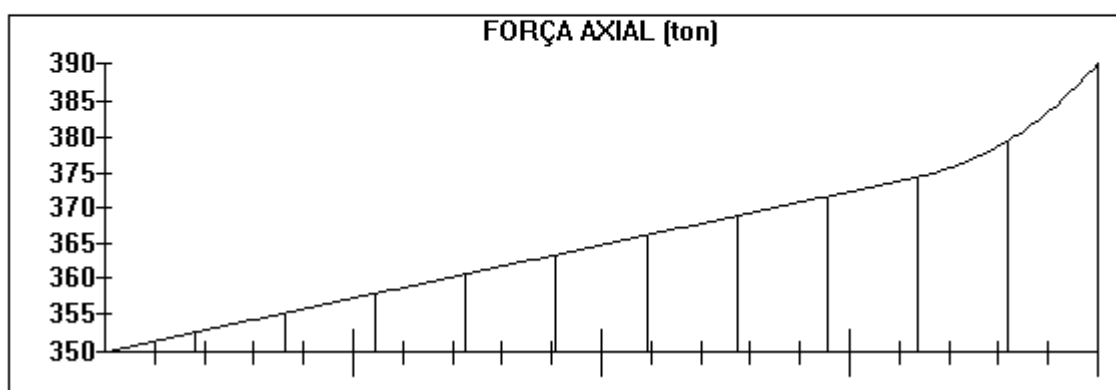
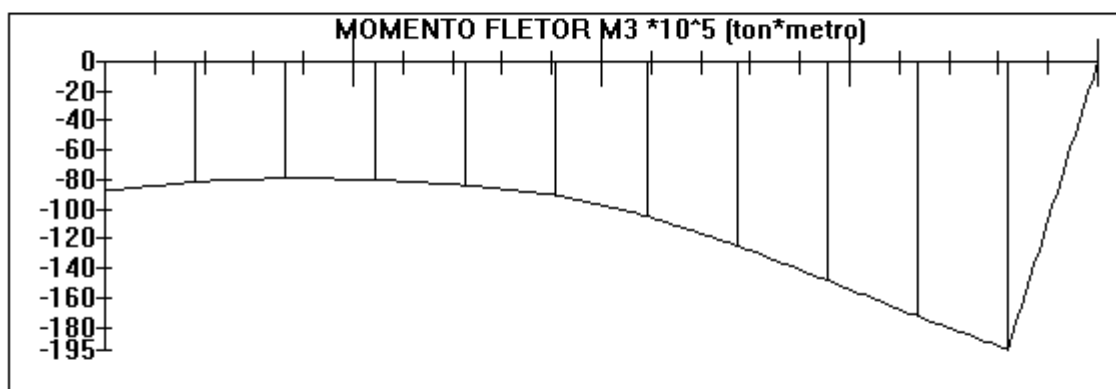
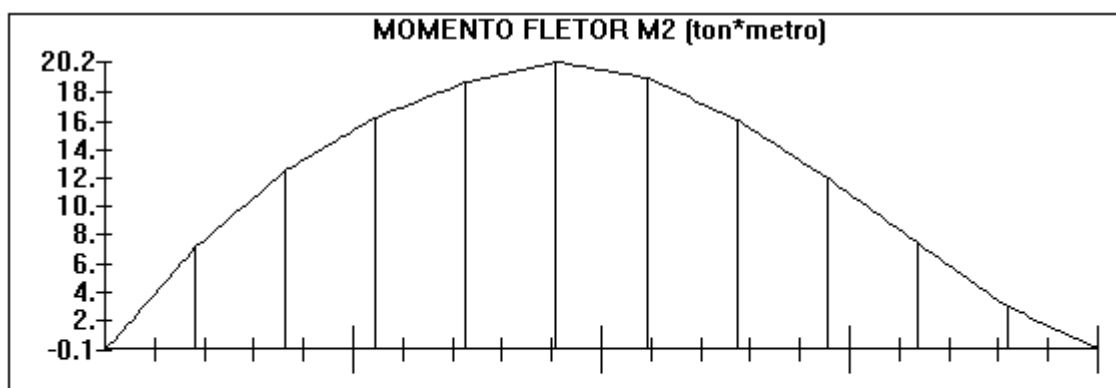


Resumo dos esforços:

Máximo Força Axial = 630 tf (6300 kN)

Máximo Momento Fletor = 147 tf x m (1470 kN x m)

b.) Esforços solicitantes nos Pilares das travessias de encontro 01

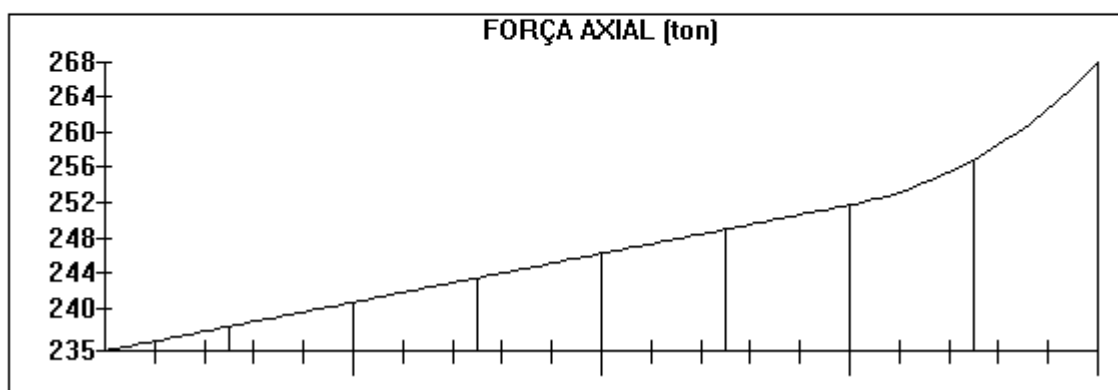
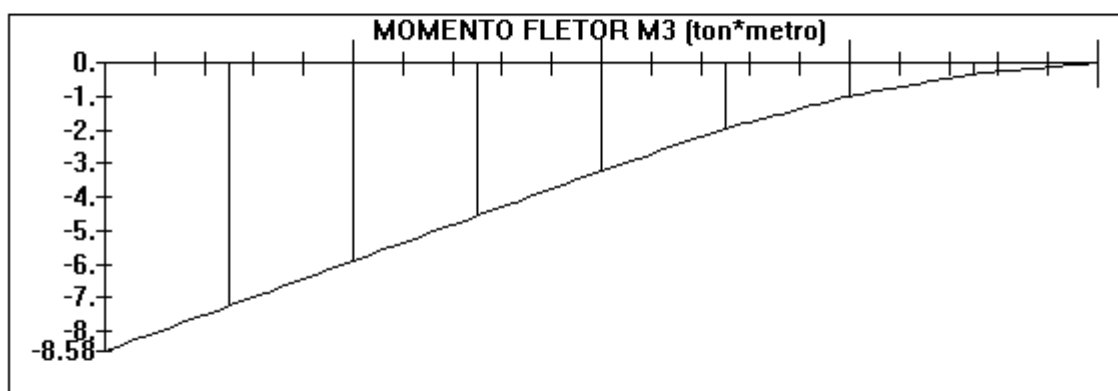
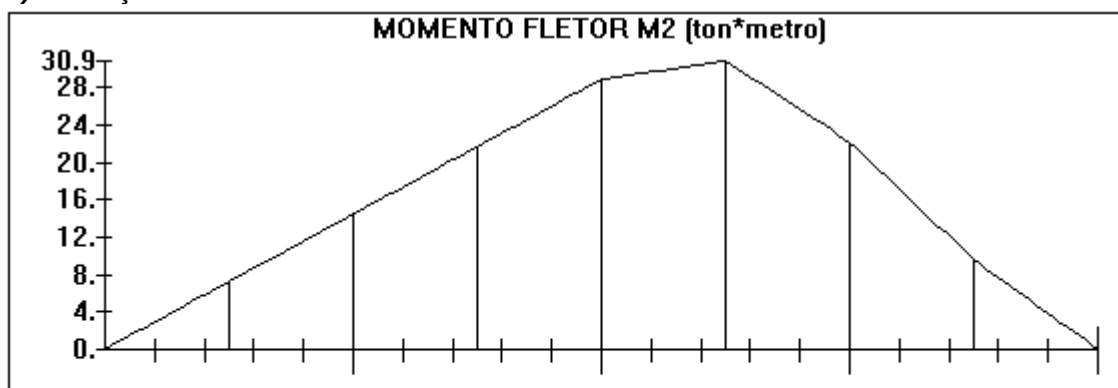


Resumo dos esforços:

Máximo Força Axial = 390 tf (3900kN)

Máximo Momento Fletor = 20,2 tf x m (202 kNxm)

c.) Esforços solicitantes nos Pilares das travessias de encontro 02



Resumo dos esforços:

Máximo Força Axial = 268 tf (2680kN)

Máximo Momento Fletor = 30,9 tf x m (309 kNxm)

7.3.4. Dimensionamento

a.) Dimensionamento dos pilares centrais

PILAR CIRCULAR OU EM COROA CIRCULAR

OBRA : PONTE TAQUARAL

TÍTULO : PILAR Ø1,00m - TRAVESSA CENTRAL

Dados de Entrada

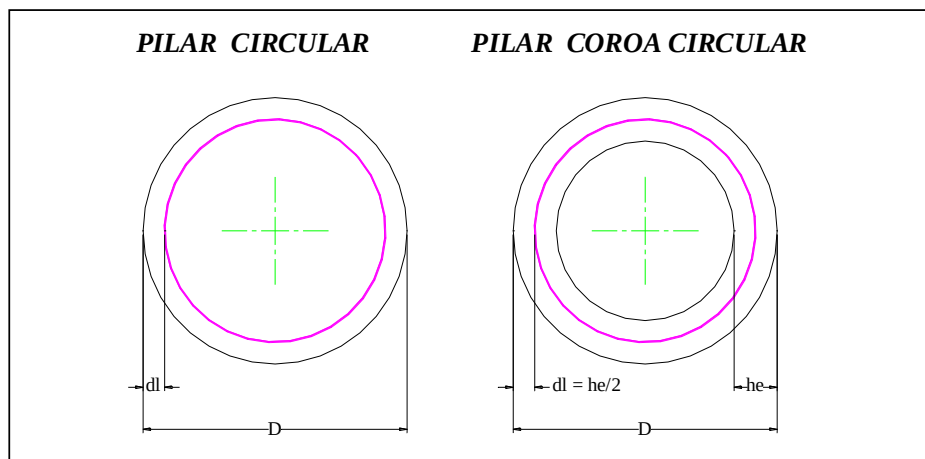
Pilar : P
 $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 $f_{yck} = 500 \text{ MPa}$
 $D = 1,000 \text{ m}$
 $h_e = 0,500 \text{ m}$
 $dl = 0,050 \text{ m}$
 $L_{fl} = 10,00 \text{ m}$
 $N = 6.300 \text{ KN}$
 $M = 1.470 \text{ KN.m}$

Resultados

$A_c = 7854 \text{ cm}^2$
 $\lambda = 40$
 $ea = 0,033 \text{ m}$
 $e_2 = 0,000 \text{ m}$
 $\nu = 0,52$
 $\mu = 0,14$
 $w = 0,24$
 $A_s = 91,23 \text{ cm}^2$
 $A_{s \text{ min}} = 62,83 \text{ cm}^2$

Obs.

Nomenclatura



L_{fl} - Comprimento de Flambagem
 N - Força Normal de compressão
 M - Momento Fletor
 ea - Excentricidade acidental
 e_2 - Excentricidade de 2a. Ordem
 λ - Índice de esbeltez
 $\nu = N_d / A_c \cdot f_{cd}$
 $\mu = [M_d + N_d \cdot (ea + e_2)] / A_c \cdot D \cdot f_{cd}$
 $w = A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd}$

De acordo com a NBR 6118:2007, o diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal, ou seja:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \phi_\ell / 4 \end{cases}$$

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

$$s_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 12\phi_\ell \text{ para CA - 50} \\ 25\phi_\ell \text{ para CA - 25} \end{cases}$$

Armação Adotada:

Armadura Longitudinal: 22 Ø 25mm

Armadura transversal Ø 10mm c/ 20 cm

b.) Dimensionamento dos pilares de encontro 01

PILAR CIRCULAR OU EM COROA CIRCULAR

OBRA : PONTE TAQUARAL

TÍTULO : PILAR Ø1,00m - ENCONTROS E01

Dados de Entrada

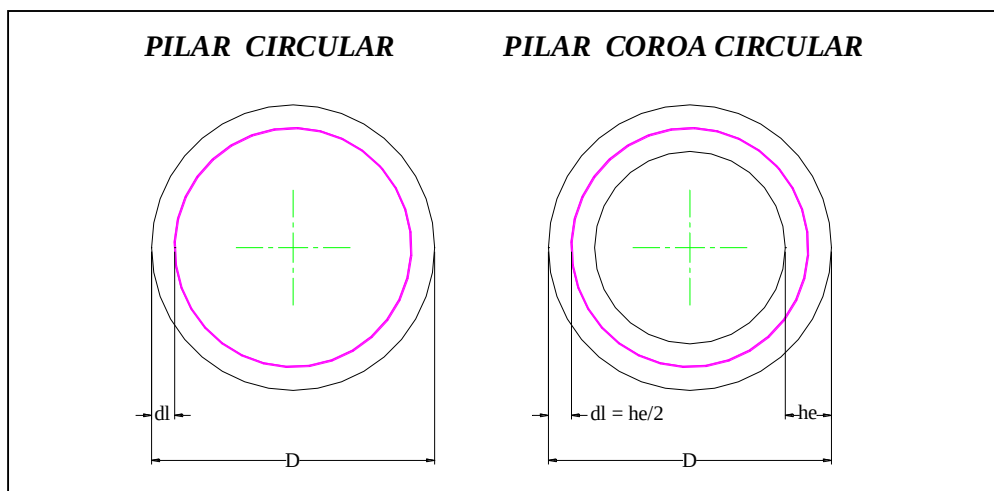
Pilar : P
 $f_{ck} = 30$ Mpa
 $f_{yck} = 500$ MPa
 $D = 1,000$ m
 $h_e = 0,500$ m
 $d_l = 0,050$ m
 $L_{fl} = 10,00$ m
 $N = 3.900$ KN
 $M = 202$ KN.m

Resultados

$A_c = 7854$ cm²
 $\lambda = 40$
 $ea = 0,033$ m
 $e_2 = 0,000$ m
 $\nu = 0,32$
 $\mu = 0,03$
 $w = -0,17$
 $A_s = 0,00$ cm²
 $A_{s \min} = 62,83$ cm²

Obs.

Nomenclatura



L_{fl} - Comprimento de Flambagem
 N - Força Normal de compressão
 M - Momento Fletor
 ea - Excentricidade accidental
 e_2 - Excentricidade de 2a. Ordem
 λ - Índice de esbeltez
 ν - $N_d / A_c \cdot f_{cd}$
 μ - $[M_d + N_d \cdot (ea + e_2)] / A_c \cdot D \cdot f_{cd}$
 w - $A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd}$

De acordo com a NBR 6118:2007, o diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal, ou seja:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \phi_\ell / 4 \end{cases}$$

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

$$s_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 12\phi_\ell \text{ para CA - 50} \\ 25\phi_\ell \text{ para CA - 25} \end{cases}$$

Armação Adotada:

Armadura Longitudinal: 15 Ø 25mm

Armadura transversal Ø 10mm c/ 20 cm

c.) Dimensionamento dos pilares de encontro 02

PILAR CIRCULAR OU EM COROA CIRCULAR

OBRA : PONTE TAQUARAL

TÍTULO : PILAR Ø1,00m - ENCONTROS E02

Dados de Entrada

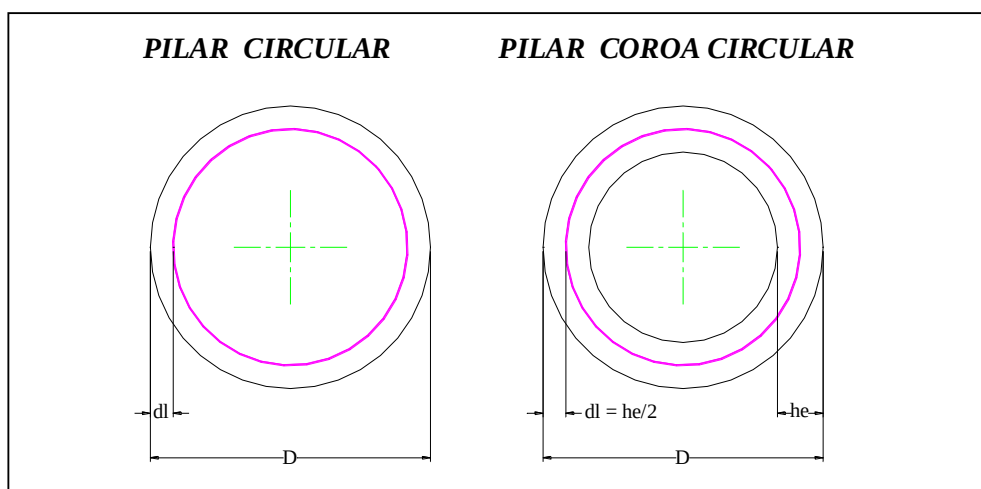
Pilar : P
fck = 30 Mpa
fyck = 500 MPa
D = 1,000 m
he = 0,500 m
dl = 0,050 m
Lfl = 15,00 m
N = 3.820 KN
M = 285 KN.m

Resultados

Ac = 7854 cm²
 λ = 60
ea = 0,033 m
e2 = 0,125 m
 ν = 0,32
 μ = 0,07
w = -0,03
As = 0,00 cm²
As min = 62,83 cm²

Obs.

Nomenclatura



Lfl - Comprimento de Flambagem
 N - Força Normal de compressão
 M - Momento Fletor
 ea - Excentricidade accidental
 e2 - Excentricidade de 2a. Ordem
 λ - Índice de esbeltez
 ν - $N_d / A_c \cdot f_{cd}$
 μ - $[M_d + N_d \cdot (ea + e2)] / A_c \cdot D \cdot f_{cd}$
 w - $A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd}$

De acordo com a NBR 6118:2007, o diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal, ou seja:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \phi_\ell / 4 \end{cases}$$

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

$$s_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 12\phi_\ell \text{ para CA - 50} \\ 25\phi_\ell \text{ para CA - 25} \end{cases}$$

Armação Adotada:

Armadura Longitudinal: 15 Ø 25mm

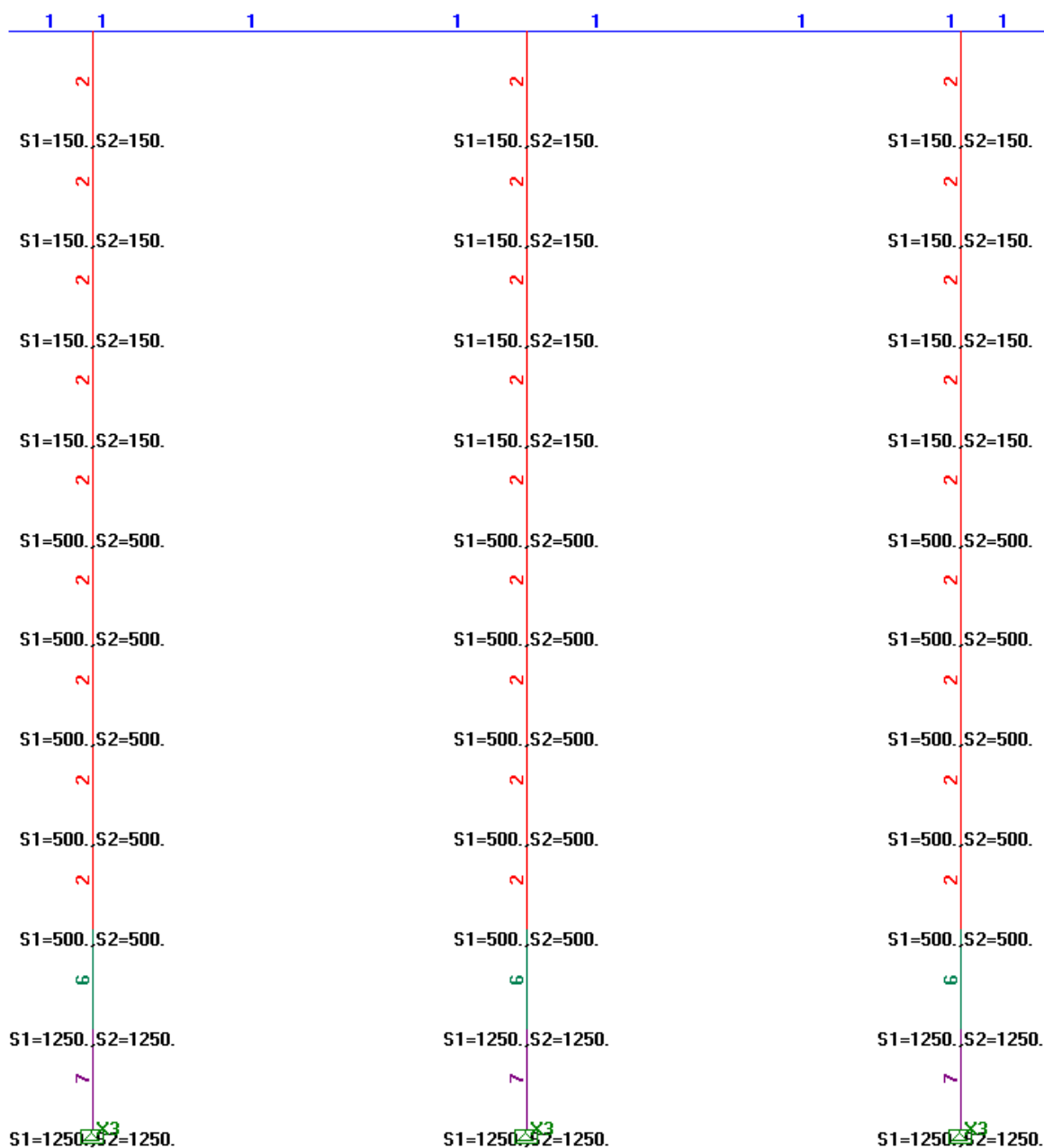
Armadura transversal Ø 10mm c/ 20 cm

7.4. TUBULÕES

A seguir, serão dimensionados os elementos que fazem parte da infraestrutura da ponte.

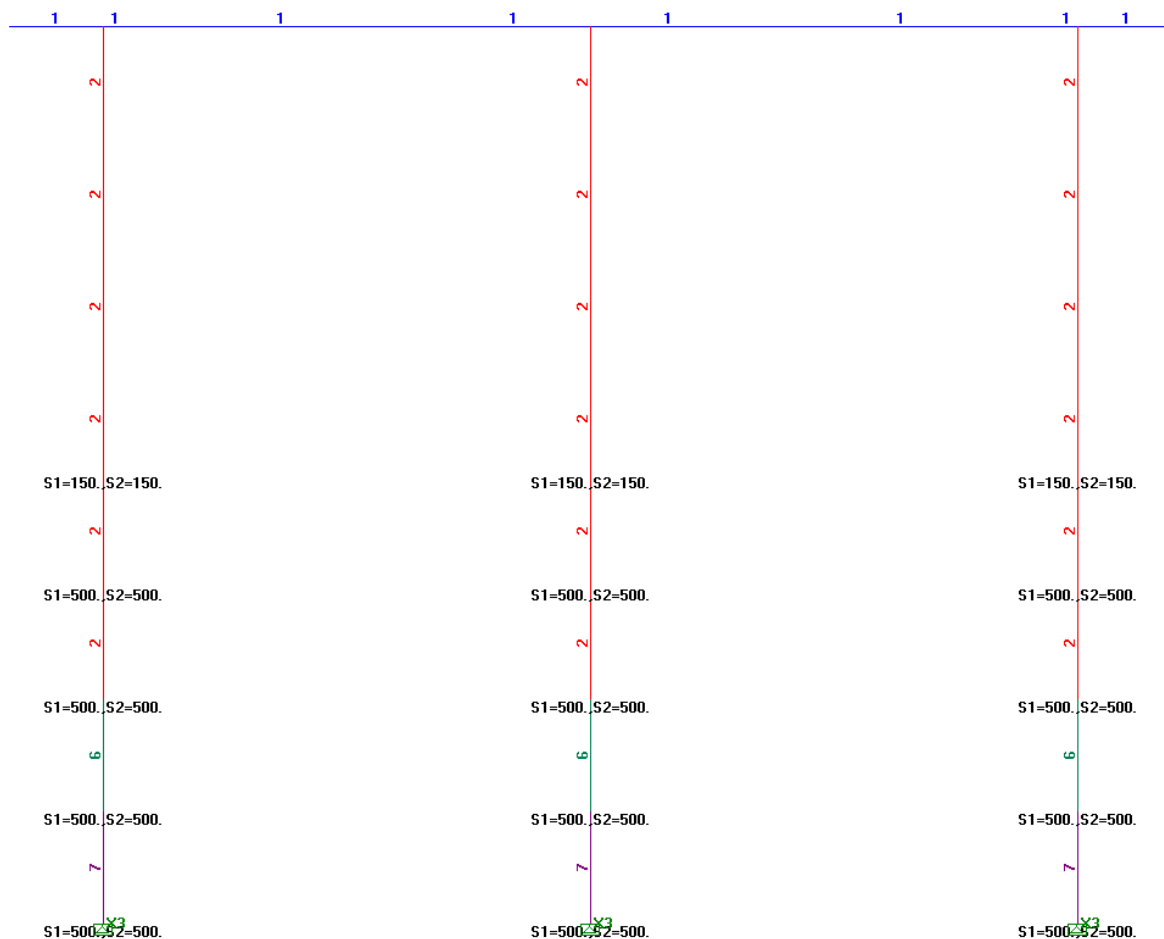
Para interação solo-estrutura (molas elásticas) foi estabelecida a partir dos perfis de sondagem apresentado no item 4.11.1.

Molas no Apoio de Encontro 01



CODIGO	REVISÃO
MC-EST-14062-1841-001-0	REV 0
EMIÇÃO	FOLHA
MARÇO-2014	079 de 89

Molas no Apoio de Encontro 02

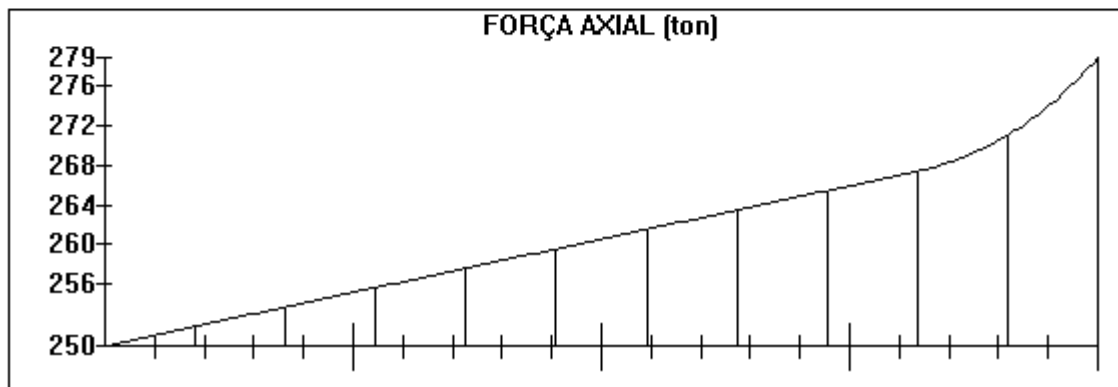
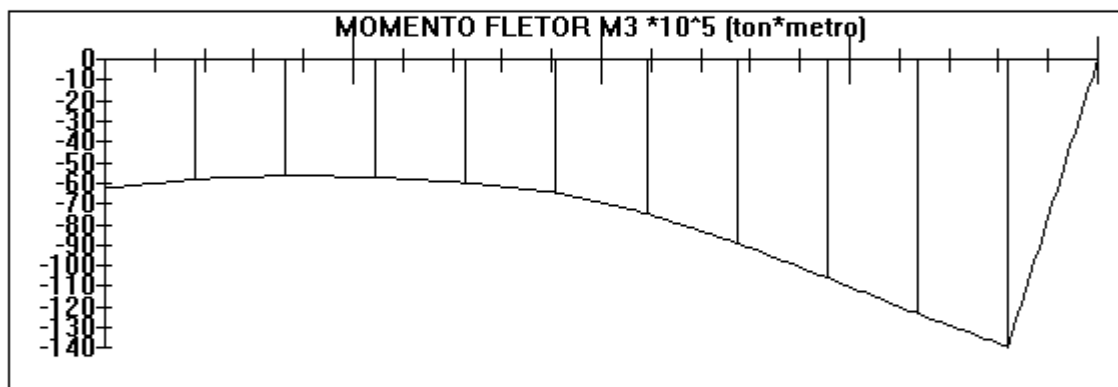
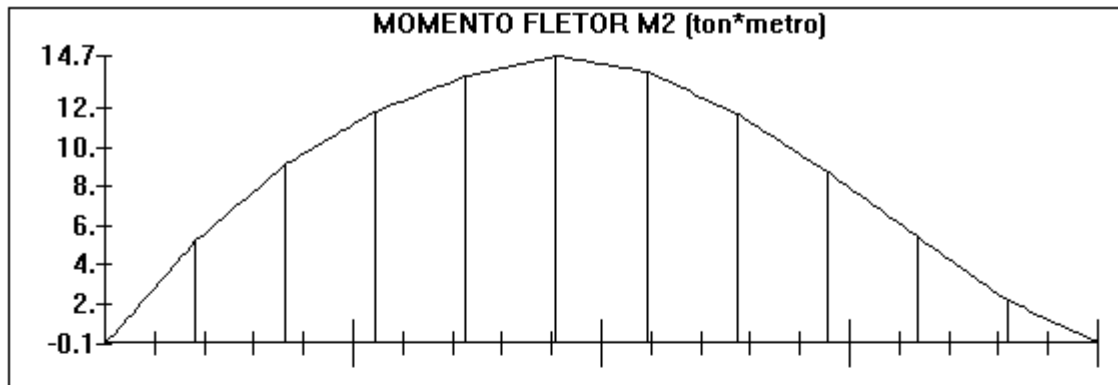


Molas no Apoio Central

1	1	1	1	1	1	1	1
2			2			2	
2			2			2	
2			2			2	
2			2			2	
2			2			2	
2			2			2	
2			2			2	
S1=500. S2=500.			S1=500. S2=500.			S1=500. S2=500.	
2			2			2	
S1=500. S2=500.			S1=500. S2=500.			S1=500. S2=500.	
2			2			2	
S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.	
2			2			2	
S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.	
2			2			2	
S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.	
2			2			2	
S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.	
2			2			2	
S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.	
6			6			6	
S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.	
7			7			7	
S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.			S1=1250. S2=1250.	
3			3			3	

7.4.1. SOLICITAÇÕES – E.L.S. - CR

a.) Tubulão do Encontro 01

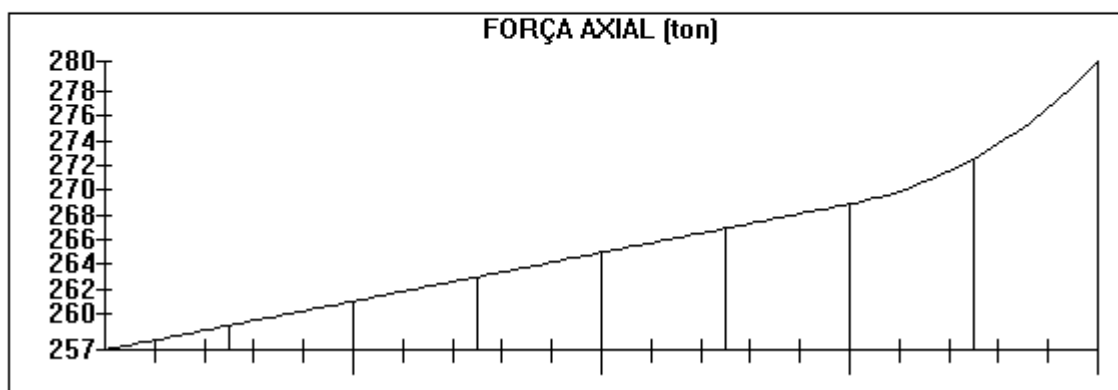
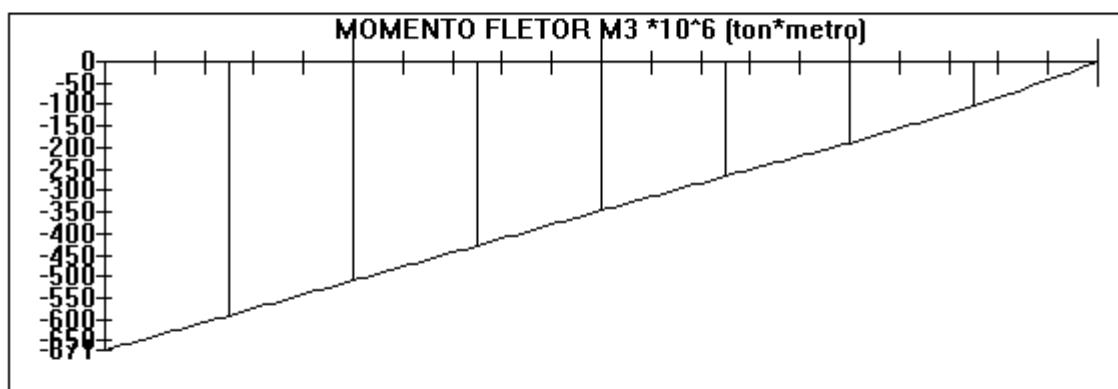
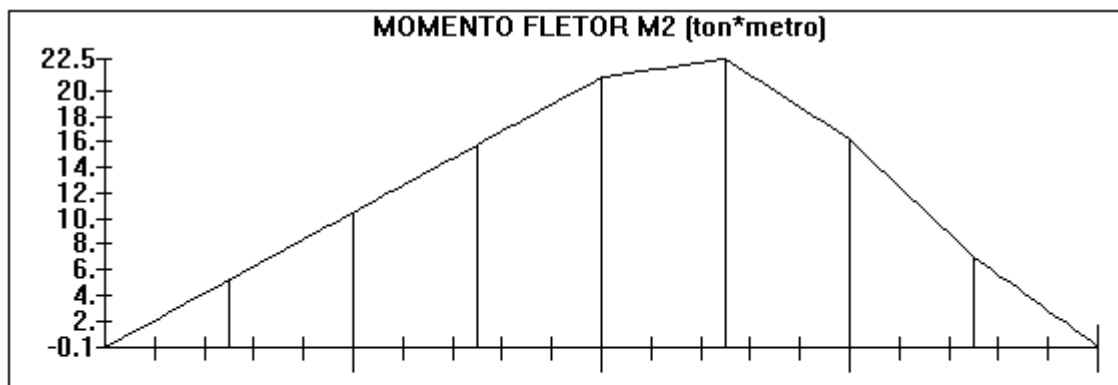


Resumo dos esforços:

Máximo Força Axial = 14,7 tf (147kN)

Máximo Momento Fletor = 279 tf x m (2790 kNxm)

b.) Tubulão do Encontro 02

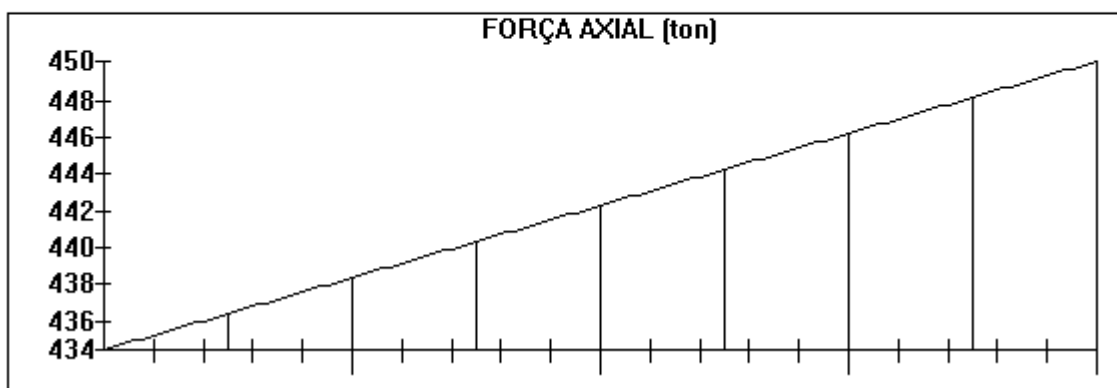
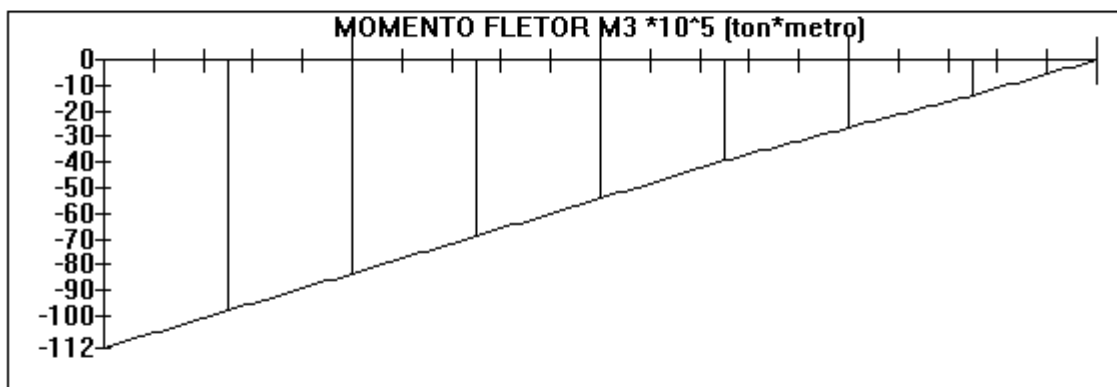
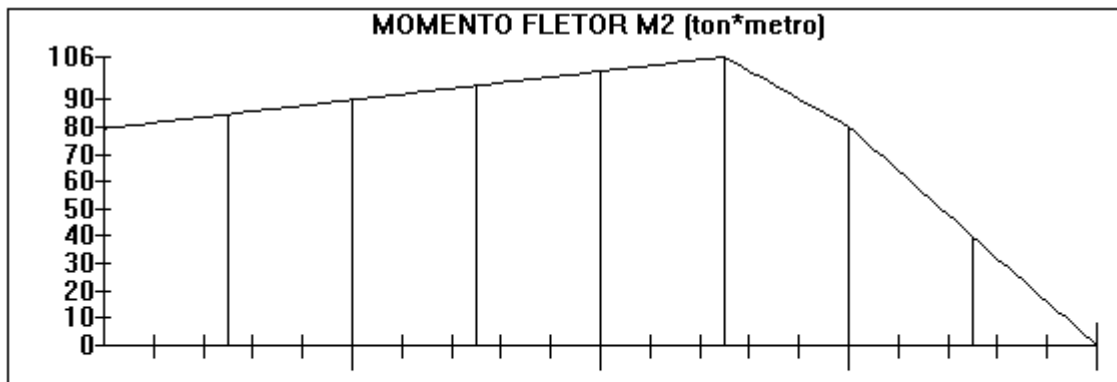


Resumo dos esforços:

Máximo Força Axial = 22,5 tf (225kN)

Máximo Momento Fletor = 280 tf x m (2800 kNxm)

c.) Tubulões dos Apoios Centrais



Resumo dos esforços:

Máximo Força Axial = 450 tf (4500kN)

Máximo Momento Fletor = 106 tf x m (1060 kNxm)

7.4.2. DIMENSIONAMENTO

a.) Tubulões do Encontro 01

DADOS DE ENTRADA

Nsd	279	tf
σ_s	10,0	kg/cm ²
CONCRETO	30	Mpa
Md	20	tf*m
h Fuste	10,0	m

DIMENSIONAMENTO DO FUSTE

DIÂMETRO DO FUSTE C/ REVESTIMENTO	0,54	m	ADOTAR Ø MÍNIMO PARA TUBULÃO = 0,70m
DIÂMETRO DO FUSTE S/ REVESTIMENTO	0,56	m	ADOTAR Ø MÍNIMO PARA TUBULÃO = 0,70m

DIMENSIONAMENTO DA BASE

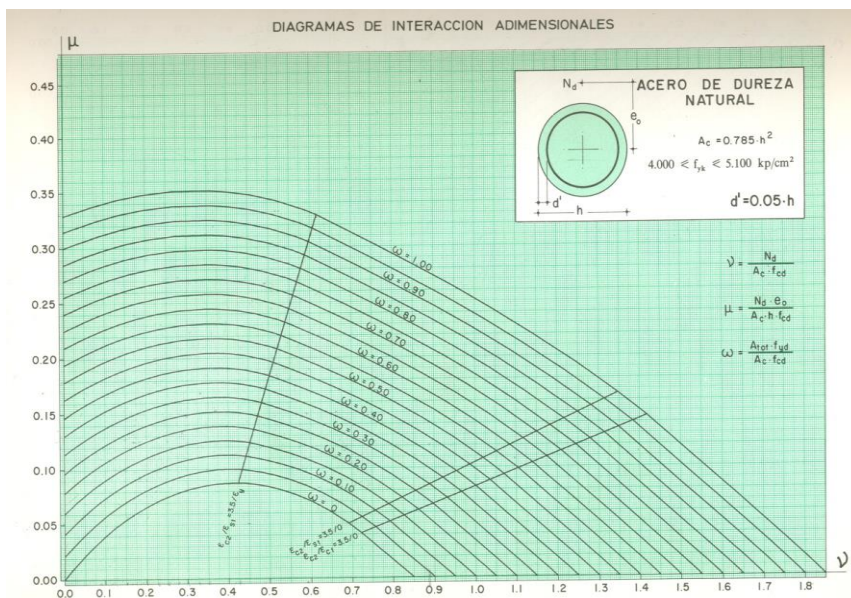
DIÂMETRO DA BASE DO TUBULÃO	1,88	m
-----------------------------	------	---

DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DA BASE $\alpha=60^\circ$

ALTURA DA BASE C/REVESTIMENTO	1,02	m	OK
ALTURA DA BASE S/REVESTIMENTO	1,02	m	OK

ARMAÇÃO

ÁBACO DE MONTOYA



$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \text{Kn} \quad \text{m}^2 \cdot \text{Kpa}$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h}$$

$$\omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

ÁBACO (PREENCHER)

$\nu = 0,338$

$\mu = 0,002$

$\omega = 0$

$\omega = 0,00 \text{ cm}^2$ **AS MÍNIMO**

$$A_{s,min} = (0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}}) \geq 0,004 A_c$$

As mín= 9,63 15,39 cm²

b.) Tubulões do Encontro 02

DADOS DE ENTRADA

Nsd	280	tf
σ_s	10,0	kg/cm ²
CONCRETO	30	Mpa
Md	23	tf*m
h Fuste	8,0	m

DIMENSIONAMENTO DO FUSTE

DIÂMETRO DO FUSTE C/ REVESTIMENTO	0,54	m	ADOTAR Ø MÍNIMO PARA TUBULÃO = 0,70m
DIÂMETRO DO FUSTE S/ REVESTIMENTO	0,56	m	ADOTAR Ø MÍNIMO PARA TUBULÃO = 0,70m

DIMENSIONAMENTO DA BASE

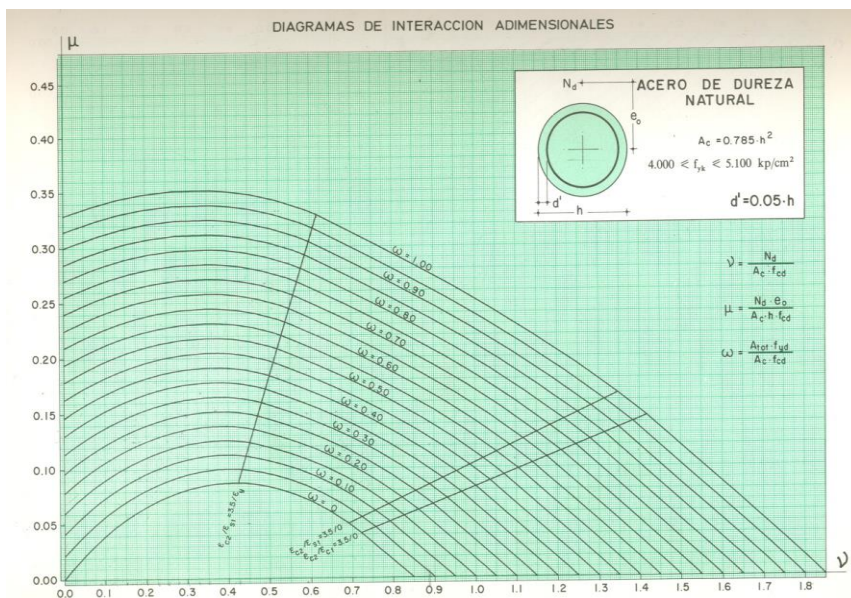
DIÂMETRO DA BASE DO TUBULÃO	1,89	m
-----------------------------	-------------	----------

DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DA BASE $\alpha=60^\circ$

ALTURA DA BASE C/REVESTIMENTO	1,03	m	OK
ALTURA DA BASE S/REVESTIMENTO	1,03	m	OK

ARMAÇÃO

ÁBACO DE MONTOYA



$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \text{Kn} \quad \text{m}^2 \cdot \text{Kpa}$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h}$$

$$\omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

ÁBACO (PREENCHER)

$\nu = 0,340$

$\mu = 0,003$

$\omega = 0$

$\omega = 0,00 \text{ cm}^2$ **AS MÍNIMO**

$$A_{s,min} = (0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}}) \geq 0,004 A_c$$

As mín= 9,66 15,39 cm²

c.) Tubulões dos Apoios Centrais

DADOS DE ENTRADA

Nsd	450	tf
σ_s	10,0	kg/cm ²
CONCRETO	30	Mpa
Md	106	tf*m
h Fuste	8,0	m

DIMENSIONAMENTO DO FUSTE

DIÂMETRO DO FUSTE C/ REVESTIMENTO	0,69	m	ADOTAR Ø MÍNIMO PARA TUBULÃO = 0,70m
DIÂMETRO DO FUSTE S/ REVESTIMENTO	0,71	m	OK

DIMENSIONAMENTO DA BASE

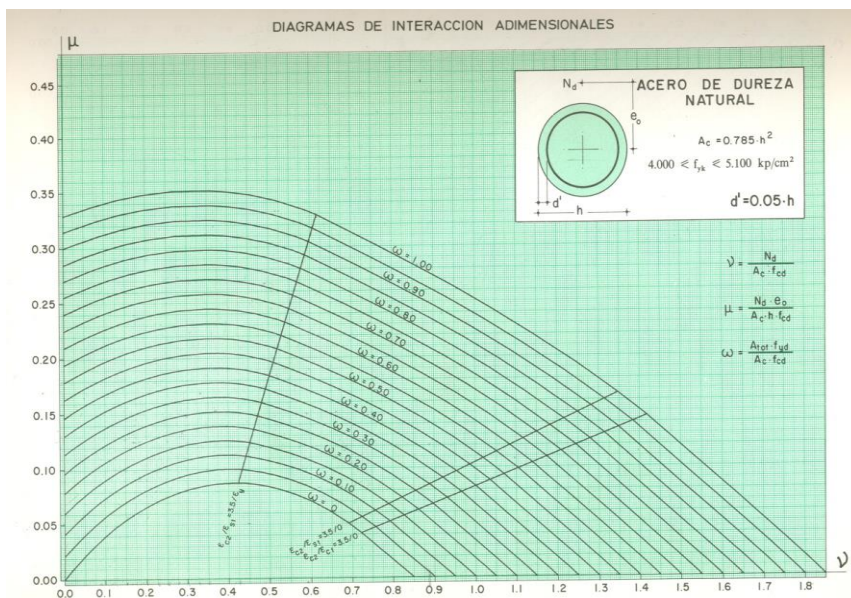
DIÂMETRO DA BASE DO TUBULÃO	2,39	m
-----------------------------	-------------	----------

DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DA BASE $\alpha=60^\circ$

ALTURA DA BASE C/REVESTIMENTO	1,46	m	OK
ALTURA DA BASE S/REVESTIMENTO	1,45	m	OK

ARMAÇÃO

ÁBACO DE MONTOYA



$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \text{Kn} \quad \text{m}^2 \cdot \text{Kpa}$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h}$$

$$\omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

ÁBACO (PREENCHER)

$\nu = 0,546$

$\mu = 0,016$

$\omega = 0$

$\omega = 0,00 \text{ cm}^2$ **AS MÍNIMO**

$$A_{s,min} = (0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}}) \geq 0,004 A_c$$

As mín= **15,5** 15,39 cm²