Prefeitura de Joinville

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE

SEINFRA – SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

ELABORAÇÃO DE PROJETO PONTE MEMORIAL ALFONSO ALTRAK

MEMORIAL DE CÁLCULO ESTRUTURAL

VOLUME 02

Elaboração: **EXCELÊNCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA**

EXCELÊNCIA PROJETOS E ASSESSORIA

VANDERLEI CARDOSO:04735882936 Assinado de forma digital por VANDERLEI CARDOSO:04735882936 Dados: 2024.09.13 10:28:37 -03'00'

EXCELENCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA:29174101000160 Assinado de forma digital por EXCELENCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA:29174101000160 Dados: 2024.09.13 10:28:58 -03'00'

EXCELÊNCIA PROJETOS E ASSESSORIA EIRELI
CNPJ - 29.174.101/0001-60
Vanderlei Cardoso
Engenheiro Civil
CREA-SC 108762-6

gov.br Documento assinado digitalmente
JAMERSON FERNANDO CORDEIRO
Data: 01/12/2025 10:10:08-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

AGOSTO 2024

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE

SEINFRA – SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

ESTRADA: ESTRADA BLUMENAU

TRECHO: INTERIOR

MUNICIPIO: JOINVILLE/SC

EXTENSÃO: 46,00

DIREÇÃO: SEINFRA – SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

COORDENAÇÃO: UNIDADE DE OBRAS ESPECIAIS

ELABORAÇÃO: EXCELÊNCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA

CONTRATANTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE

RESP. TÉCNICO: VANDERLEI CARDOSO – CREA-SC 108762-6

CONTRATO: Nº 746/2024

PROCESSO ADMINISTRATIVO: 20.0.085040-7

EDITAL: PREGÃO ELETRÔNICO - EDITAL Nº 515/2023

ORDEM SE SERVIÇO: Nº 0021551254/2024

DATA	SITUAÇÃO	REVISÃO
01/08/2024	Emissão Inicial	00

ÍNDICE

MEMORIAIS DE CÁLCULO ESTRUTURAL 6

1 MEMORIAIS DE CÁLCULO ESTRUTURAL 7

1.1 INTRODUÇÃO 7
1.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS 8
1.2.1 LOCAÇÃO 8
1.2.2 CORTE LONGITUDINAL 9
1.2.3 PLANTA BAIXA 9
1.2.4 SEÇÃO TRANSVERSAL 10
1.2.5 SEÇÃO TRANSVERSAL ALAS 11
1.3 PROGRAMA DE CÁLCULO 11
1.3.1 UNIDADES UTILIZADAS 11
1.4 GEOMETRIA ESTRUTURAL DA OBRA 12
1.4.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SUPERESTRUTURA 12
1.4.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA INFRAESTRUTURA 16
1.4.3 EIXOS GLOBAIS 32
1.5 PROPRIEDADE DAS BARRAS 33
1.5.1 SUPERESTRUTURA 33
1.5.2 INFRAESTRUTURA 34
1.6 PROPRIEDADE DAS MALHAS ELEMENTOS FINITOS 34
1.6.1 SUPERESTRUTURA 34
1.6.2 INFRAESTRUTURA 35
1.7 MATERIAIS E PROPRIEDADES 36
1.7.1 MATERIAIS 36
1.7.2 FLUÊNCIA, RETRAÇÃO DOS MATERIAIS 40
1.7.3 MODULO DE ELASTICIDA 42
1.8 FASES EXECUTIVAS 42
1.9 CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA 43
1.9.1 CARREGAMENTOS PERMANENTES 43
1.9.2 CARREGAMENTOS MÓVEIS 44
1.9.3 PESO PRÓPRIO (G1) 47
1.9.4 ESFORÇOS HORIZONTAIS 47
1.9.5 VARIAÇÃO DE TEMPERATURA 48
1.9.6 RETRAÇÃO + FLUÊNCIA DO CONCRETO 48
1.9.7 CABOS DE PROTENSÃO 48
1.10 ILUSTRAÇÃO DOS CARREGAMENTOS CALCULADOS PARA A SUPERESTRUTURA 49
1.10.1 G1: PESO PRÓPRIO DAS VIGAS SEM EFEITO GRELHA 49
1.10.2 G2: LAJE E PRÉ-LAJE SEM EFEITO GRELHA 50
1.10.3 G3: PAVIMENTO, DEFENSAS E OUTROS 50

1.10.4 VARIAÇÃO E GRADIENTE DE TEMPERATURA 51
1.10.5 VEÍCULOS COM IMPACTO NO TABULEIRO 51
1.11 COMBINAÇOES DE CÁLCULO 52
1.11.1 COEFICIENTE DE AÇÃO DAS AÇÕES 52
1.11.2 COMBINAÇÕES ELS 53
1.11.3 COMBINAÇÕES ELU 54
1.12 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DAS LAJES TABULEIRO – ESFORÇOS SOLICITANTES 55
1.12.1 RESUMO TABELADO DOS MOMENTOS FLETORES 55
1.12.2 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES 57
1.12.3 ARMADURA MÍNIMA PARA LAJE 82
1.13 DIMENSIONAMNETO E VERIFICAÇÃO DA FERRAGEM DAS PRÉ-LAJES DO TABULEIRO 82
1.13.1 FORAM APLICADOS NAS PRÉ LAJES OS SEGUINTES CARREGAMENTOS 82
1.13.2 GEOMETRIA 83
1.13.3 MATERIAL 84
1.13.4 CARREGAMENTO 84
1.13.5 DIMENSIONAMENTO DA PRÉ-LAJE 86
1.14 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGARINAS – ARMAÇÃO POSITIVA – VÃO 88
1.14.1 Esforços de momento 88
1.14.2 FORÇAS CORTANTES VÃO 92
1.14.3 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NORMAIS DE PROTENSÃO 97
1.14.4 ESQUEMA LONGITUDINAL DOS CABOS 98
1.14.5 POSIÇÃO DOS CABOS NO MEIO DA VIGA 99
1.14.6 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES: PROGRAMA CPTEN 1 99
1.14.7 ENTRADA E SAÍDA DE RESULTADOS PARA PROTENSÃO 103
1.14.8 CÁLCULO DA ARMADURA PASSIVA DA VIGA LONGARINA 111
1.14.9 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À RUPTURA NA FLEXÃO (SEÇÃO COMPOSTA) 111
1.14.10 HIPÓTESES BÁSICAS PARA SEGURANÇA À RUPTURA NA FLEXÃO 111
1.14.11 VERIFICAÇÃO 111
1.14.12 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE (RUPTURA) 113
1.14.13 DIMENSIONAMENTO DA VIGA LONGARINA 114
1.14.14 DIMENSIONAMENTO À CORTANTE 115
1.14.15 ARMADURA DE PELE 116
1.15 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGARINAS – ARMAÇÃO NEGATIVA - BALANÇO 117
1.15.1 VIGA COM OS MAIORES ESFORÇOS DE MOMENTOS FLETORES SOLICITANTES 117
1.15.2 RESUMO ARMAÇÃO DA VIGA LONGARINA VÃO 137
1.16 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS – NOS APOIOS 139
1.16.1 ESFORÇOS SOLICITANTES TRANSVERSINA 139
1.16.2 DIMENSIONAMENTO 142
1.17 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS – NOS APOIOS PARA TROCA DOS APARELHOS DE NEOPRENE FRETADO 157

1.17.1 ESFORÇOS SOLICITANTES TRANSVERSINA 158
1.17.2 DIMENSIONAMENTO 160
1.18 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS – NOS APOIOS 170
1.18.1 ESFORÇOS SOLICITANTES TRANSVERSINA 170
1.18.2 DIMENSIONAMENTO 173
1.19 DIMENSIONAMENTO DAS CORTINAS – NOS ENCONTROS 184
1.19.1 ESFORÇOS SOLICITANTES TRANSVERSINA 185
1.19.2 DIMENSIONAMENTO 188
1.20 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO 200
1.20.1 DODOS PARA CÁLCULO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO 200
1.20.2 ESFORÇOS SOLICITANTES 201
1.20.3 DIMENSIONAMENTO ARMADURA POSITIVA E NEGATIVA 203
1.21 REAÇÕES DE APOIO DA SUPERESTRUTURA 204
1.21.1 G1 – PESO DA VIGA 204
1.21.2 G2 – PESO DA LAJE 204
1.21.3 G3 – PAVIMENTO, DEFENSAS E OUTROS 205
1.21.4 ENVOLTÓRIA DE VEÍCULO MÁXIMA + MULTIDÃO 206
1.21.5 ENVOLTÓRIA DE VEÍCULO MÍNIMO + MULTIDÃO 206
1.22 CARREGAMENTOS DA INFRAESTRUTURA 207
1.22.1 RESUMO DAS REAÇÕES DA SUPERESTRUTURA VÃO 01 207
1.22.2 CARGAS HORIZONTAIS 207
1.22.3 VÃO 207
1.22.4 COMBINAÇÕES DE CÁLCULO P/ ESTADO LIMITE ÚLTIMO 211
1.22.5 EFEITO DE SEGUNDA ORDEM 212
1.22.6 CARREGAMENTOS DEFINIDOS NO CÁLCULO 214
1.23 REPRESENTAÇÃO DOS CARREGAMENTOS DEFINIDOS NO CÁLCULO 215
1.23.1 CARREGAMENTOS DEFINIDOS 215
1.23.2 CARGAS DA SUPERESTRUTURA 215
1.24 DIMENSIONAMENTO DO APOIO 01 E 02 219
1.24.1 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DA VIGA TRAVESSA 219
1.24.2 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DOS APARELHOS DE APOIO FRETADOS 230
1.24.3 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DOS PILARES 234
1.24.4 VERIFICAÇÃO DE CALCULO DOS BLOCO DE FUNDAÇÃO 238
1.24.5 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DOS BALDRAMES 248
1.24.6 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DAS ESTACAS 253
1.25 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DAS AÇÕES (NBR-8681) 259
1.25.1 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO 259
1.25.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO 259

MEMORIAIS DE CÁLCULO ESTRUTURAL

1 MEMORIAIS DE CÁLCULO ESTRUTURAL

OAE – Ponte Classe 45 / item 3.5 DA NBR 7188/24

Classe de Agressividade Ambiental III, NBR 6118/2024

Materiais

Aço Comum:	CA – 50 A	fyk = 500 Mpa
Aço Protensão:	CP 190 RB	
Fundação:		
Estacas Tipo Raiz:		D – 410mm em Solo
		D – 305mm em Rocha

Concreto:	Lastro de Regularização	fck = 15 MPa
	Estaca Raiz	fck = 30 Mpa
	Bloco Fundação	fck = 30 Mpa
	Viga Transversinas	fck = 30 Mpa
	Viga Travessa	fck = 30 Mpa
	Viga Longarina Pré-Moldada	fck = 50 Mpa
	Laje Tabuleiro	fck = 30 MPa
	Defensas e Laje de Aproximação	fck = 25 MPa
	Parede de Fechamento, Alas e Cortina	fck = 30 MPa

Bibliografia

NBR 6118, NBR 7187, NBR 7188, NBR 7197, NBR 6122.

Fundamentos Da Técnica De Armar - P. B. Fusco.

Técnicas De Armar As Estruturas De Concreto - Péricles B. Fusco.

1.1 INTRODUÇÃO

Este relatório tem por objetivo apresentar os critérios, especificações técnicas e dimensionamentos correspondentes ao projeto executivo da Infra, Meso e Superestrutura da OAE (Obra de Arte Especial).

Inicialmente montamos todos os elementos estruturais da obra em questão em um modelo tridimensional. Aplicamos todos os esforços preconizados em Norma, sobre laje, viga e travessas, atuando simultaneamente com seus respectivos coeficientes de ponderação nas Combinações usualmente utilizadas para esse tipo de estrutura, onde ocorrem esforços longitudinais e transversais, a saber:

São feitos os levantamentos de todos os carregamentos atuantes sobre a OAE com os respectivos coeficientes de ponderação conforme preconiza a NBR-7187, NBR-7188 e NBR-6118.

Confrontamos o resultado mais crítico de cada combinação com a capacidade resistente dos elementos estruturais aos quais são expostos e verificamos se ambos armados conforme desenho, atendem as hipóteses.

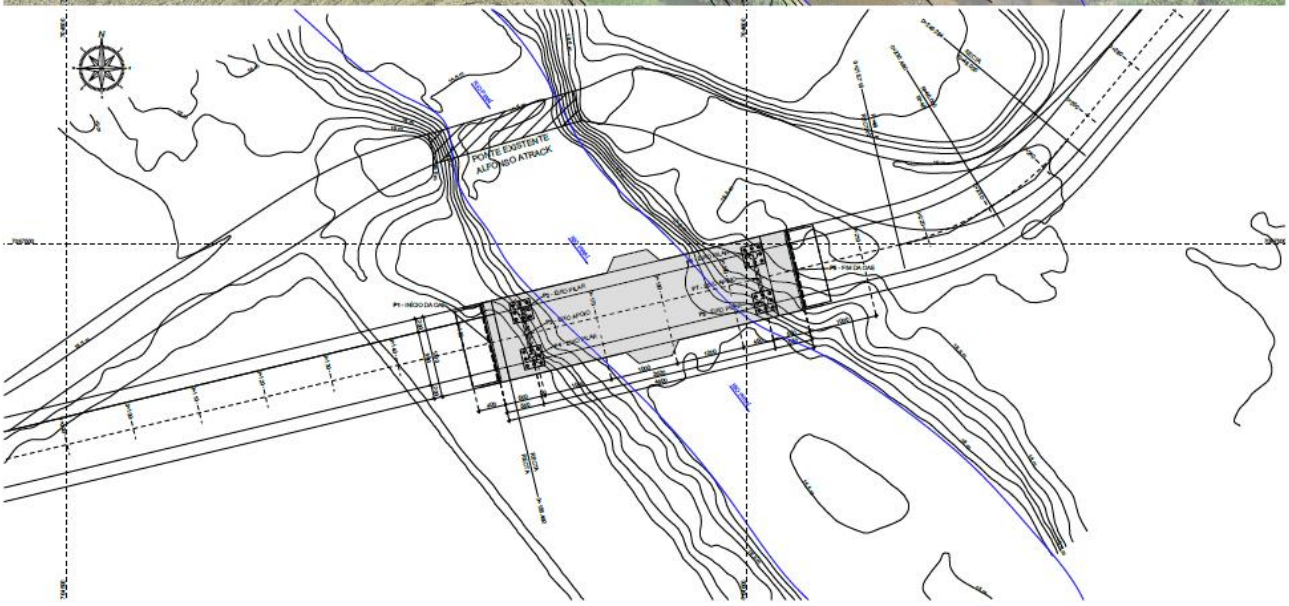
O mesmo procedimento foi adotado com a estrutura, aonde foi considerada uma envoltória de esforços devidos às cargas móveis.

Sendo assim, consideramos que as armaduras indicadas, concretos e geometria, atendem ao dimensionamento nas piores hipóteses, na fase construtiva e ao longo de sua vida útil.

Utilizamos para o processamento da estrutura o programa: Software MIDAS Information Technology Co. Ltd – Versão 2024.

1.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

1.2.1 LOCAÇÃO



1.2.2 CORTE LONGITUDINAL

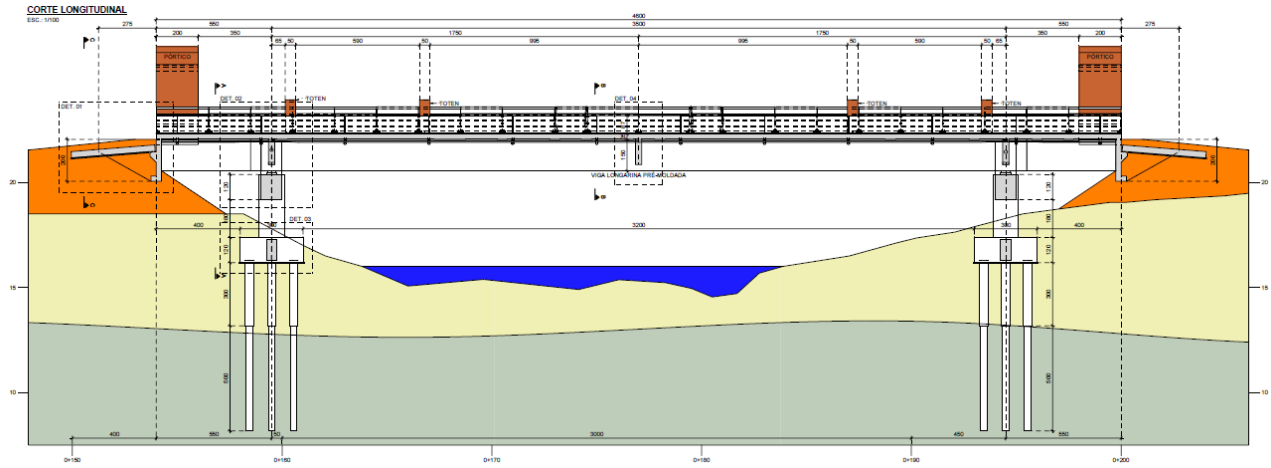


Figura 1 – Corte Longitudinal.

1.2.3 PLANTA BAIXA

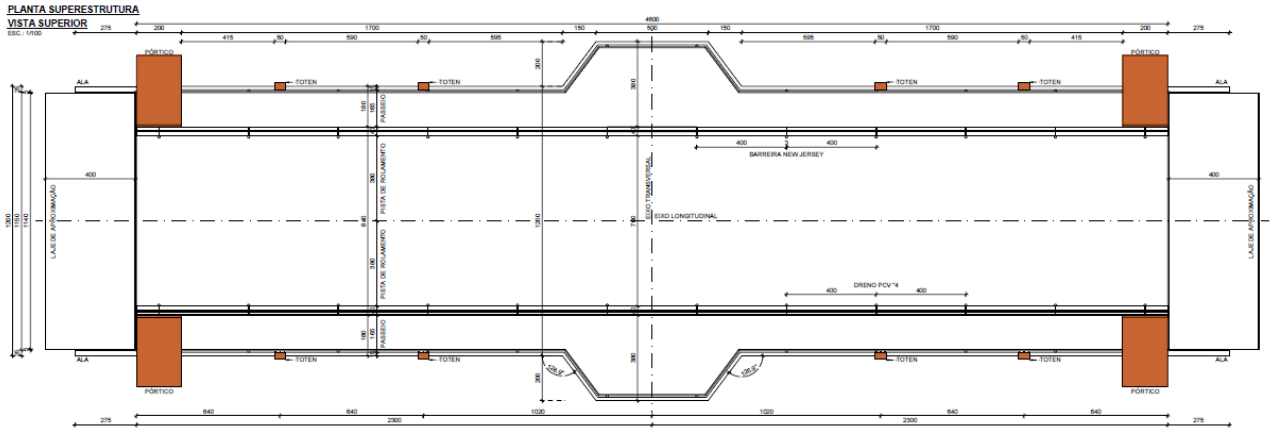


Figura 2 - Planta OAE Superestrutura.

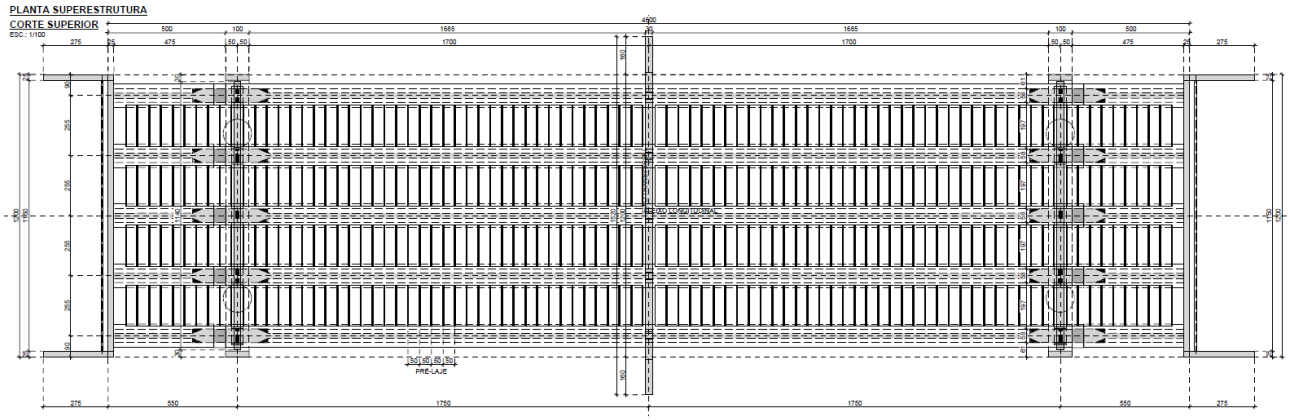


Figura 3 - Planta OAE Mesoestrutura.

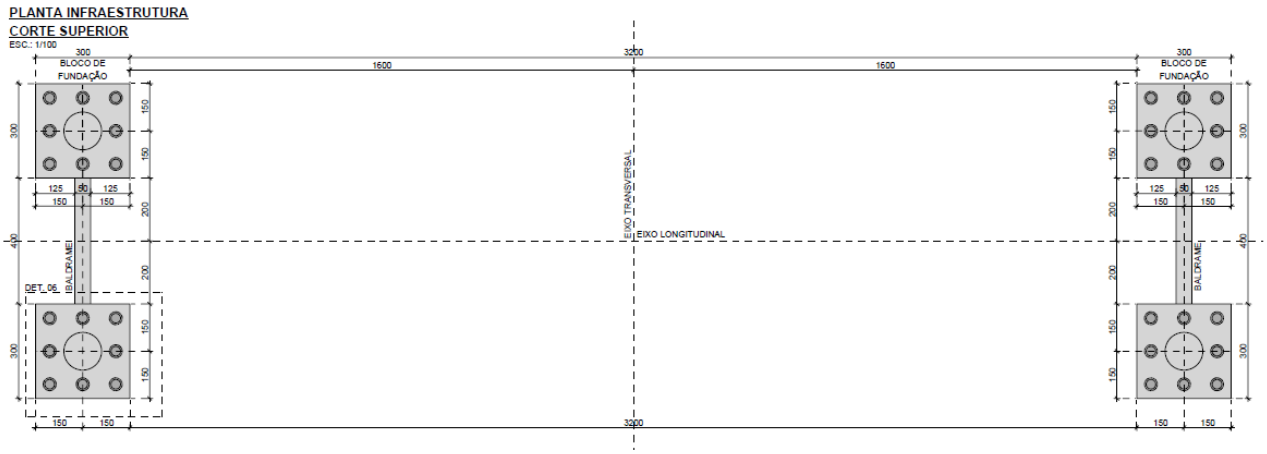


Figura 4 – Planta OAE Infraestrutura.

1.2.4 SEÇÃO TRANSVERSAL

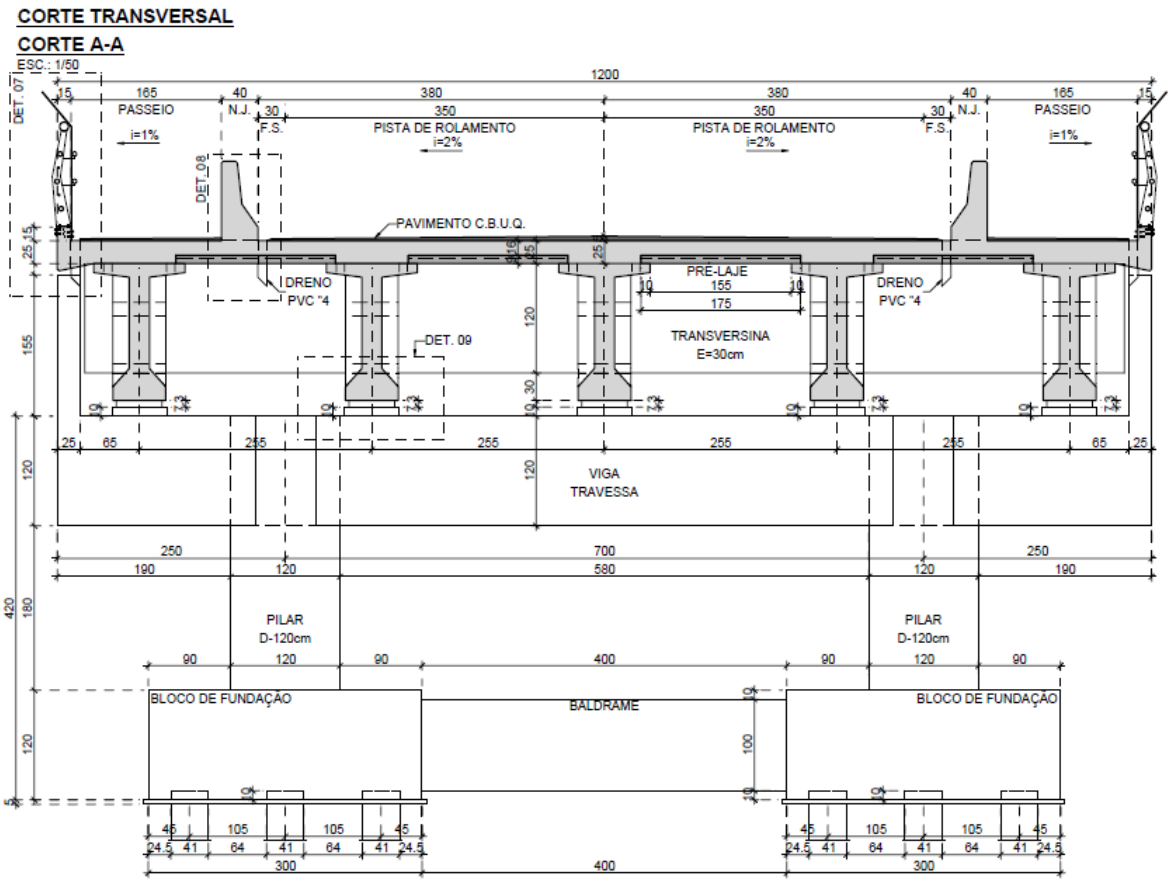
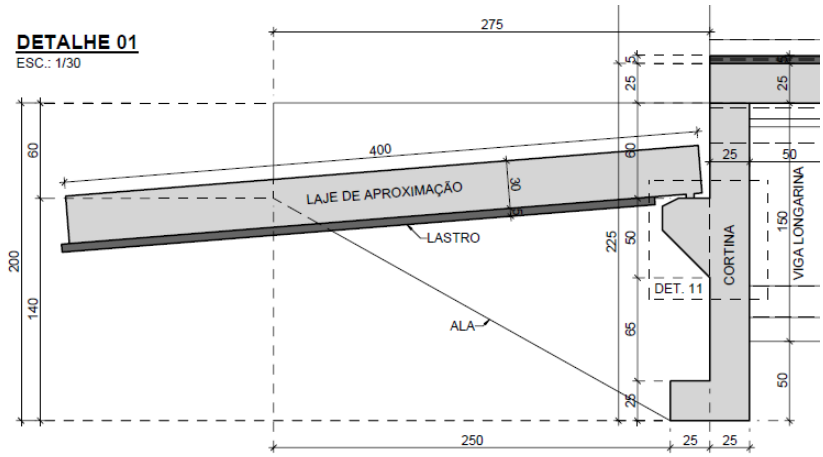


Figura 5 - Corte transversal estrutura existente.

1.2.5 SEÇÃO TRANSVERSAL ALAS



1.3 PROGRAMA DE CÁLCULO

Discretização da estrutura para o modelo de cálculo;

A estrutura foi discretizada em elementos de barras e elementos compondo um modelo estrutural em grelha plana, também podendo ser visualizado em 3 dimensões. Este modelo foi gerado para determinação dos esforços nos elementos estruturais vigas, travessas e lajes. Utilizamos o programa de cálculo MIDAS versão 2024 (Structural Analysis Program).

O software análise estrutural, MIDAS, é um conjunto de programas destinados a geração da geometria do modelo, composição de cargas e verificação de resultados e análise estrutural.

As etapas de análise de um modelo são:

1- Geração da geometria, características das propriedades mecânicas das barras e restrições de apoio;

2- Discretização dos carregamentos da estrutura, tais como: peso próprio, sobrecargas, cargas móveis, vento, etc.;

3 - Cálculos do modelo;

4 - Verificações dos resultados.

1.3.1 UNIDADES UTILIZADAS

$Força - tf$

$Mola - tf/m$

$Momento\ fletor - tf \times m$

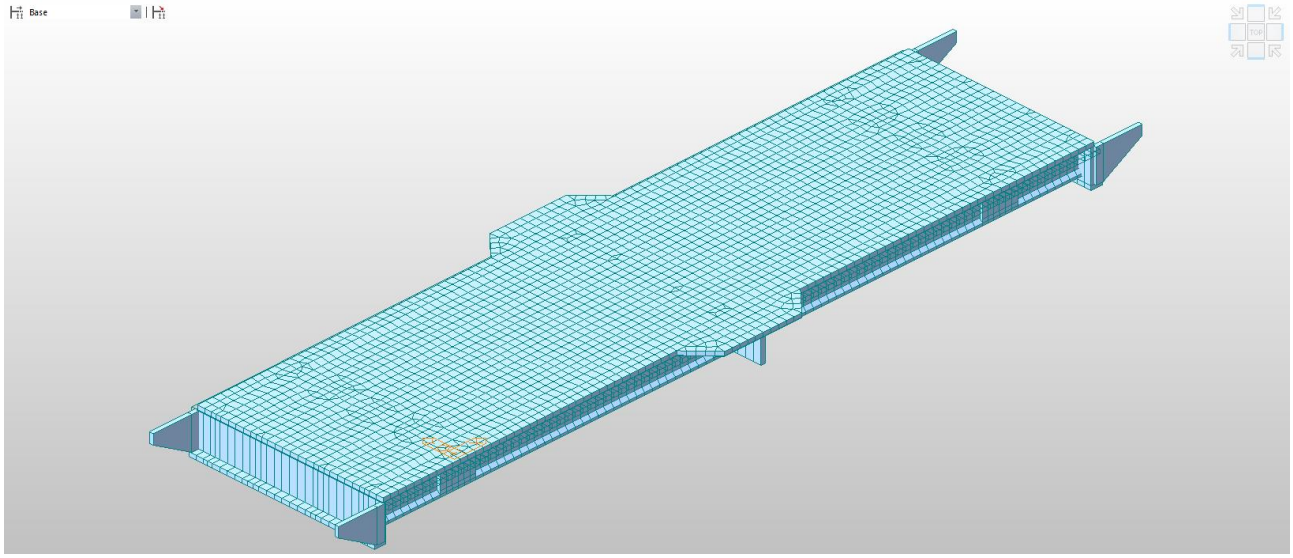
$Cortante - tf$

$Deslocamento\ - mm$

$Momento\ torsor - tf \times m$

1.4 GEOMETRIA ESTRUTURAL DA OBRA

1.4.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SUPERESTRUTURA



Distância entre apoios de vigas dos vãos 01: 35,00 m.

Comprimento dos Balanços: 5,50 m.

O tabuleiro é constituído de: 5 Vigas Longarinas por vão;

Elementos finitos que simulam a laje;

Viga transversina;

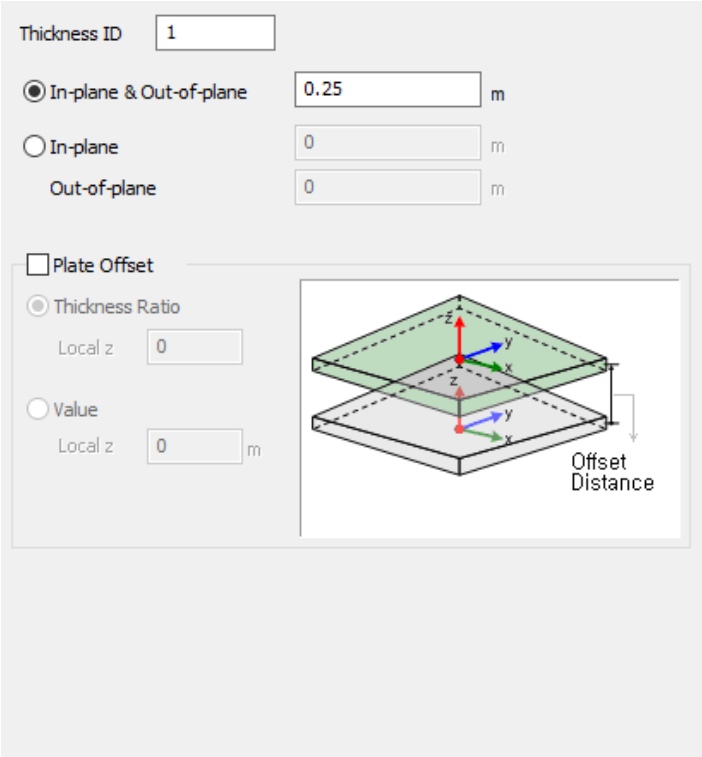
Barreira New Jersey e Passeio

Largura do tabuleiro é de 12,00 m.

1.4.1.1 LAJE TABULEIRO

Laje em concreto com espessura de concreto 25,00cm.

Será adotada pré-laje com espessura de 9,00cm.



1.4.1.2 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS VIGAS – PERFIL COMPOSTO

1.4.1.2.1 DETERMINAÇÃO DA MESA COLABORANTE PARA O VÃO 01

Para determinar a mesa colaborante consideraremos a viga. Para uma carga unitária na viga temos o seguinte esquema de momentos fletores na viga.

A largura da mesa colaborante é determinada pela distância entre momentos nulos, acima a = 35,00m. Conforme a norma NBR 6118/14:

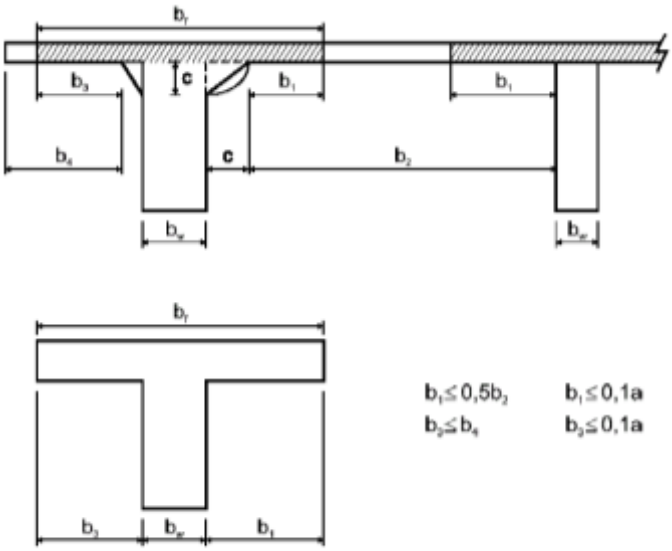


Figura 17 - Largura de mesa colaborante

Onde “a” corresponde à distância entre momento fletor nulo:

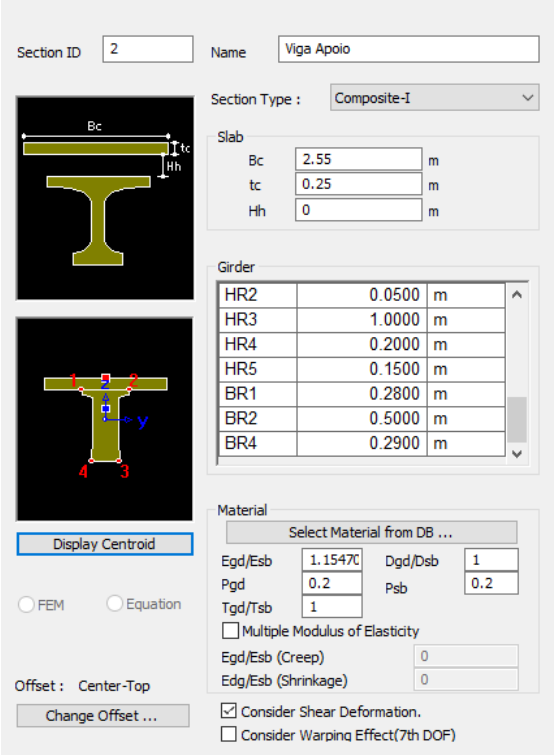
$$b1 = 0{,}1 \times a = 0{,}1 \times 35{,}00 = 3{,}50m$$

$$bf\ máximo = 2 \times 3{,}50 + 0{,}3 = 7{,}30m$$

Como esta distância ultrapassa o entre eixo de vigas, adotaremos o valor do entre eixo de vigas.

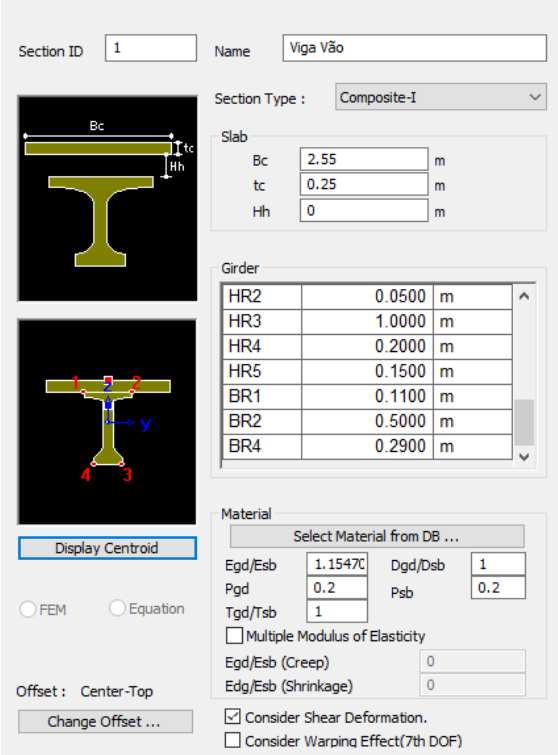
bf = 2,50 m.

1.4.1.3 SEÇÃO TRANSVERSAL ENGROSSAMENTO DAS VIGAS LONGARINAS COMPOSTAS – VÃO 01 E BALANÇOS



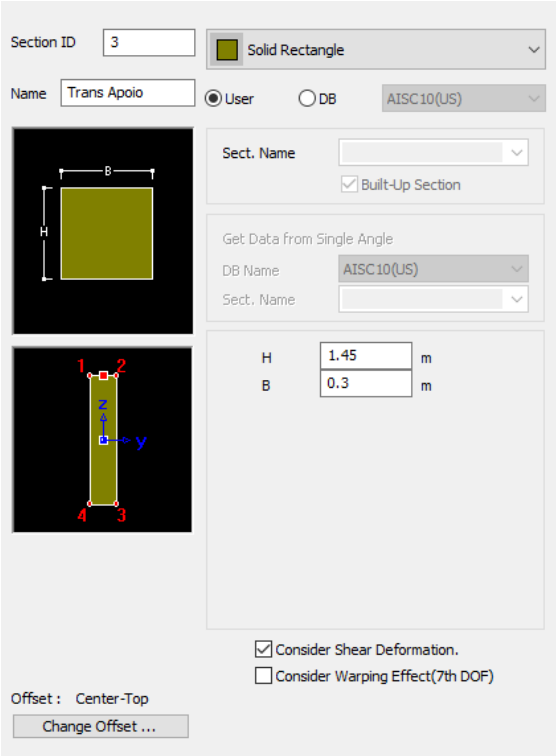
	Value(Before)	Value(After)	Unit
Area	9.000000e-001	1.452091e+000	m^2
Asy	6.524173e-001	7.171540e-001	m^2
Asz	7.110886e-001	7.447869e-001	m^2
Ixx	6.854379e-002	7.521307e-002	m^4
Iyy	1.841203e-001	4.264169e-001	m^4
Izz	3.062900e-002	3.297934e-001	m^4
Cyp	5.000000e-001	5.000000e-001	m
Cym	5.000000e-001	5.000000e-001	m
Czp	7.114722e-001	3.934419e-001	m
Czm	7.885278e-001	1.106558e+000	m
Qyb	0.000000e+000	0.000000e+000	m^2
Qzb	0.000000e+000	0.000000e+000	m^2
Peri:O	4.931720e+000	1.053172e+001	m
Peri:I	0.000000e+000	0.000000e+000	m
Center:y	5.000000e-001	1.275000e+000	m
Center:z	7.885278e-001	1.106558e+000	m
y1	-5.000000e-001	-5.000000e-001	m
z1	7.114722e-001	3.934419e-001	m
y2	5.000000e-001	5.000000e-001	m
z2	7.114722e-001	3.934419e-001	m
y3	2.900000e-001	2.900000e-001	m
z3	-7.885278e-001	-1.106558e+000	m
y4	-2.900000e-001	-2.900000e-001	m
z4	-7.885278e-001	-1.106558e+000	m

1.4.1.4 SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA DAS VIGAS LONGARINAS COMPOSTAS – VÃO 01 E BALANÇOS



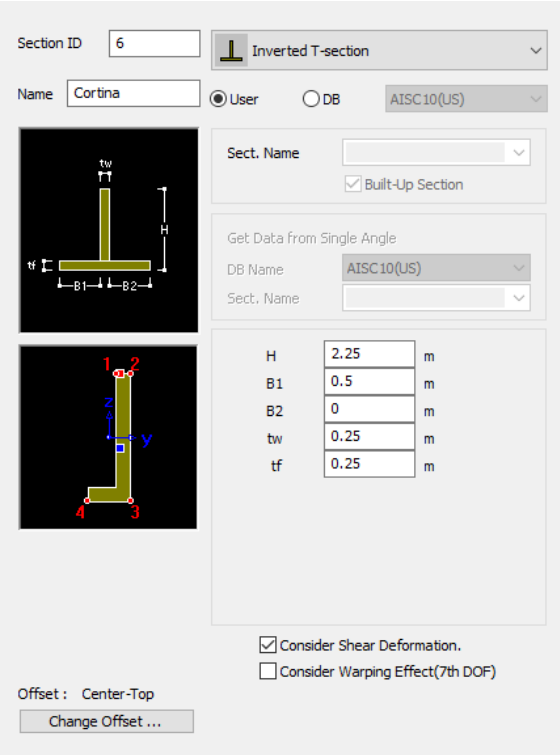
	Value(Before)	Value(After)	Unit
Area	5.175000e-001	1.069591e+000	m^2
Asy	2.344128e-001	6.168398e-001	m^2
Asz	2.997070e-001	3.492162e-001	m^2
Ixx	9.013624e-003	1.531674e-002	m^4
Iyy	1.427626e-001	3.400705e-001	m^4
Izz	1.427457e-002	3.134390e-001	m^4
Cyp	5.000000e-001	5.000000e-001	m
Cym	5.000000e-001	5.000000e-001	m
Czp	7.281643e-001	2.877862e-001	m
Czm	7.718357e-001	1.212214e+000	m
Qyb	0.000000e+000	0.000000e+000	m^2
Qzb	0.000000e+000	0.000000e+000	m^2
Peri:O	5.404529e+000	1.100453e+001	m
Peri:I	0.000000e+000	0.000000e+000	m
Center:y	5.000000e-001	1.275000e+000	m
Center:z	7.718357e-001	1.212214e+000	m
y1	-5.000000e-001	-5.000000e-001	m
z1	7.281643e-001	2.877862e-001	m
y2	5.000000e-001	5.000000e-001	m
z2	7.281643e-001	2.877862e-001	m
y3	2.900000e-001	2.900000e-001	m
z3	-7.718357e-001	-1.212214e+000	m
y4	-2.900000e-001	-2.900000e-001	m
z4	-7.718357e-001	-1.212214e+000	m

1.4.1.5 SEÇÃO DA TRANSVERSINA – VÃO 01



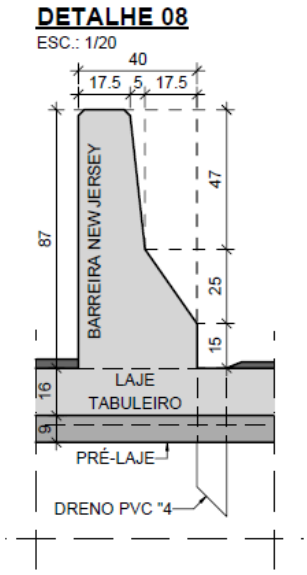
	Value	Unit
Area	4.350000e-001	m^2
Asy	3.625000e-001	m^2
Asz	3.625000e-001	m^2
Ixx	1.134926e-002	m^4
Iyy	7.621562e-002	m^4
Izz	3.262500e-003	m^4
Cyp	1.500000e-001	m
Cym	1.500000e-001	m
Czp	7.250000e-001	m
Czm	7.250000e-001	m
Qyb	2.628125e-001	m^2
Qzb	1.125000e-002	m^2
Peri:O	3.500000e+000	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	1.500000e-001	m
Center:z	7.250000e-001	m
y1	-1.500000e-001	m
z1	7.250000e-001	m
y2	1.500000e-001	m
z2	7.250000e-001	m
y3	1.500000e-001	m
z3	-7.250000e-001	m
y4	-1.500000e-001	m
z4	-7.250000e-001	m

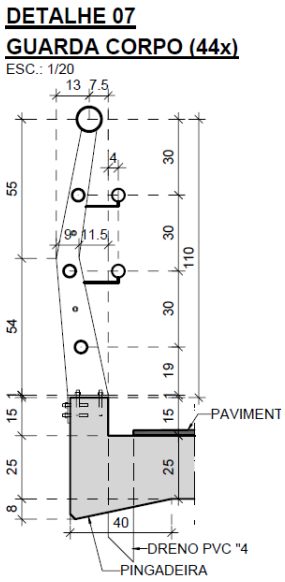
1.4.1.6 SEÇÃO DA CORTINA – BALANÇOS



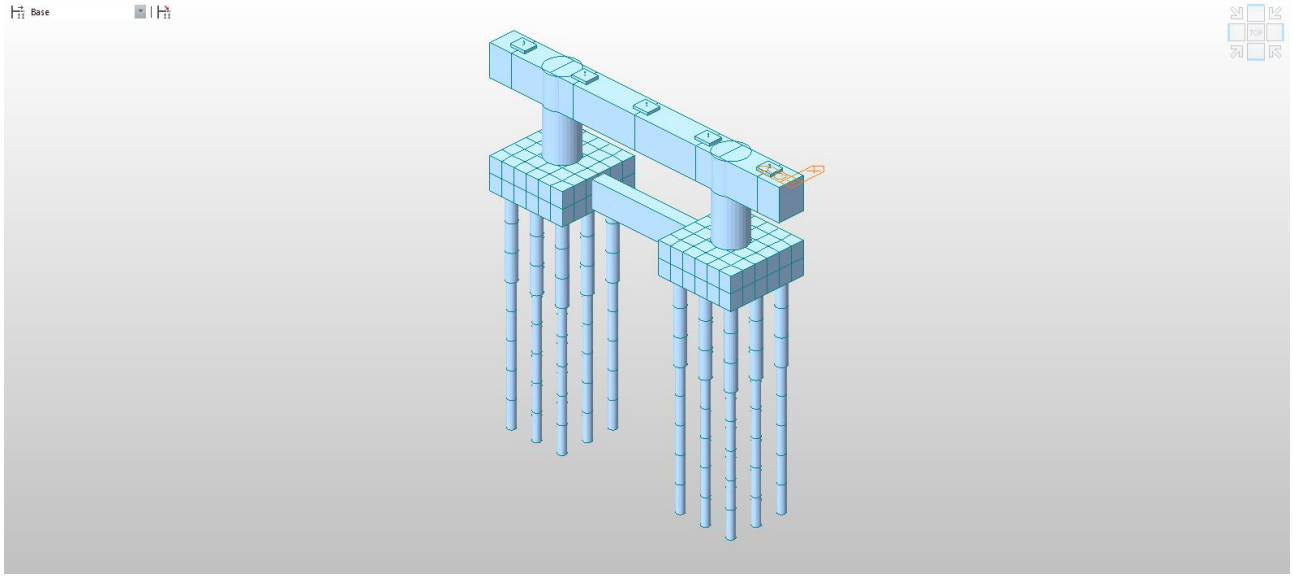
	Value	Unit
Area	6.875000e-001	m^2
Asy	1.562500e-001	m^2
Asz	5.625000e-001	m^2
Ixx	1.452380e-002	m^4
Iyy	3.402285e-001	m^4
Izz	1.991596e-002	m^4
Cyp	1.931818e-001	m
Cym	5.568182e-001	m
Czp	1.306818e+000	m
Czm	9.431818e-001	m
Qyb	8.538869e-001	m^2
Qzb	1.550232e-001	m^2
Peri:O	6.000000e+000	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	5.568182e-001	m
Center:z	9.431818e-001	m
y1	-5.681818e-002	m
z1	1.306818e+000	m
y2	1.931818e-001	m
z2	1.306818e+000	m
y3	1.931818e-001	m
z3	-9.431818e-001	m
y4	-5.568182e-001	m
z4	-9.431818e-001	m

1.4.1.7 BARREIRA NEW JERSEY E PASSEIO





1.4.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA INFRAESTRUTURA



1.4.2.1 APARELHO DE APOIO

Calculo da rigidez dos Neoprenes Barra equivalente Centrais

Dados Neoprene

nº de chapas de aço	n=	5	
tn – espessura da camada Neoprene	tn=(cm)	7,30	
q → Numero de neoprenes **por viga**	q=	1	
A → menor dimensão do Neoprene	A=(cm)	40,00	40 cm
B → maior dimensão do Neoprene	B=(cm)	50,00	cm
G → Modulo de elasticidade transv	G=kgf/cm²	10	kgf/cm²
δn= [(n-1). Tn] / (A.B.G)	**δn**=(cm/kgf	0,000146	cm/kgf
fn=1/δn	**fn**=(kgf/cm)	6849,32	kgf/cm
	fn=(tf/m)	684,93	tf/m
	684,93	tf/m para cada aparelho	

Barra de concreto equivalente ao neoprene

Considerando barra de concreto de comprimento l=0,10m e Ec=3000000 tf/m², temos

δ=p.l³ / (3.E.J) rp = 1 / δ= para p=1,0 tf → rigidez de barra equibvalente

Assim	p=(tf)	1	
	l=(m)	0,10	altura do neoprene equivalente
	EC=(Tf/m²)	3000000	
	rp=fn	684,93	tf/m
		9,00E+09	
	J=	7,61E-08	

como **J=(π*D4)/64** temos o diametro da barra equivalente

D= 0,0353 (m) **Diamentro da barra equivalente ao neoprene**

Adotar esse valor como o diametro do neoprene equivalentee altura igual a 0,10 m

Utilização de molas Elastic Link (fornecer a rigidez)

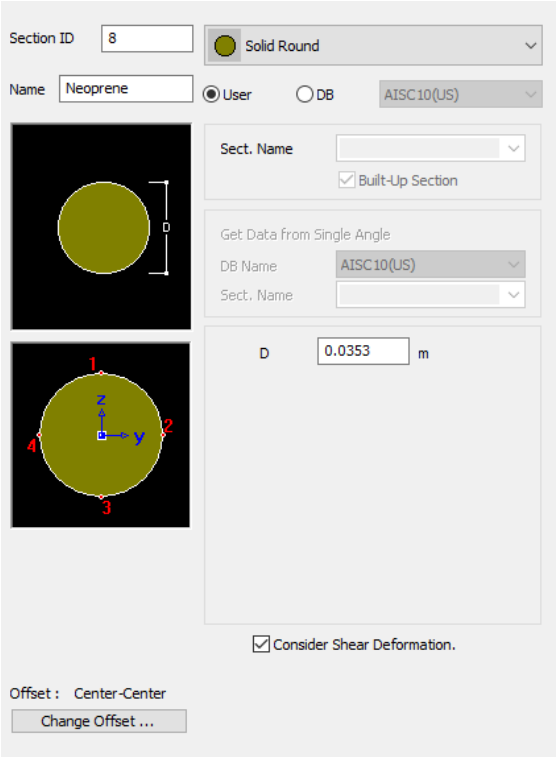
SDX- rigidez no eixo local do elastic link (direção vertical) valor elevado 1.000.000.000 tf/m

SDY - rigidez no eixo local do elastic link (direção transversal) valor de **fn** em tf/m

SDZ - rigidez no eixo local do elastic link (direção longitudinal) valor **fn** em tf/m

Verificar as direções dos eixos locais

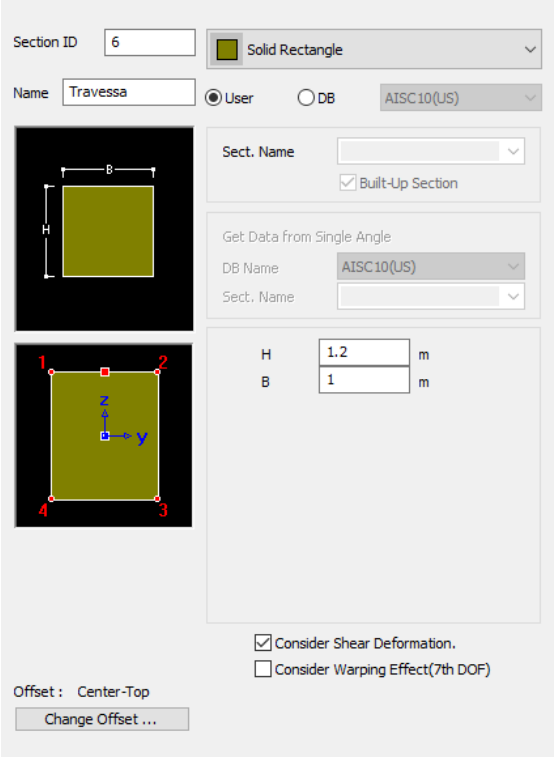
Exemplo No calços de balanço e viga caixão onde tenho apenas dois neoprenes utilizo o numero de elastic link como o numero de neoprenes por viga = 10



	Value	Unit
Area	9.786768e-004	m^2
Asy	8.808091e-004	m^2
Asz	8.808091e-004	m^2
Ixx	1.524399e-007	m^4
Iyy	7.621996e-008	m^4
Izz	7.621996e-008	m^4
Cyp	1.765000e-002	m
Cym	1.765000e-002	m
Czp	1.765000e-002	m
Czm	1.765000e-002	m
Qyb	1.038408e-004	m^2
Qzb	1.038408e-004	m^2
Peri:O	1.108982e-001	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	1.765000e-002	m
Center:z	1.765000e-002	m
y1	0.000000e+000	m
z1	1.765000e-002	m
y2	1.765000e-002	m
z2	0.000000e+000	m
y3	0.000000e+000	m
z3	-1.765000e-002	m
y4	-1.765000e-002	m
z4	0.000000e+000	m

1.4.2.2 VIGA TRAVESSA APOIO 01 E 02

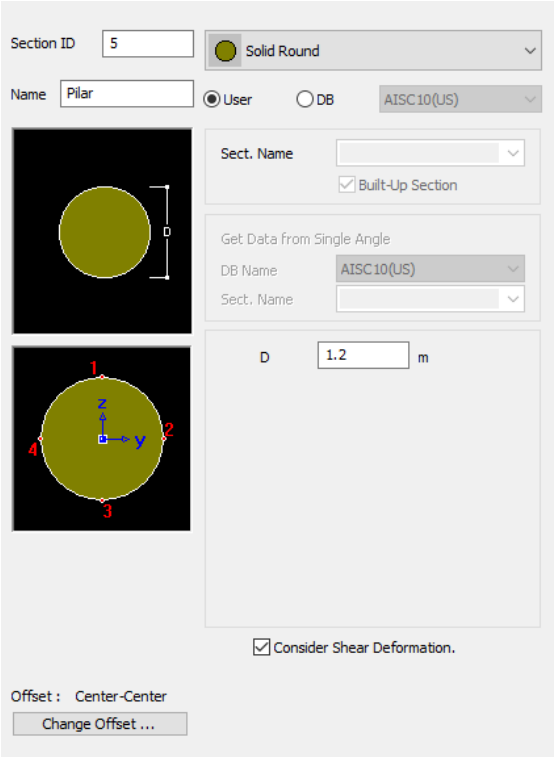
Dimensões - $1{,}00 \times 1{,}20m$ $(seções\ retangular)$.



	Value	Unit
Area	1.200000e+000	m^2
Asy	1.000000e+000	m^2
Asz	1.000000e+000	m^2
Ixx	1.984394e-001	m^4
Iyy	1.440000e-001	m^4
Izz	1.000000e-001	m^4
Cyp	5.000000e-001	m
Cym	5.000000e-001	m
Czp	6.000000e-001	m
Czm	6.000000e-001	m
Qyb	1.800000e-001	m^2
Qzb	1.250000e-001	m^2
Peri:O	4.400000e+000	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	5.000000e-001	m
Center:z	6.000000e-001	m
y1	-5.000000e-001	m
z1	6.000000e-001	m
y2	5.000000e-001	m
z2	6.000000e-001	m
y3	5.000000e-001	m
z3	-6.000000e-001	m
y4	-5.000000e-001	m
z4	-6.000000e-001	m

1.4.2.3 PILAR

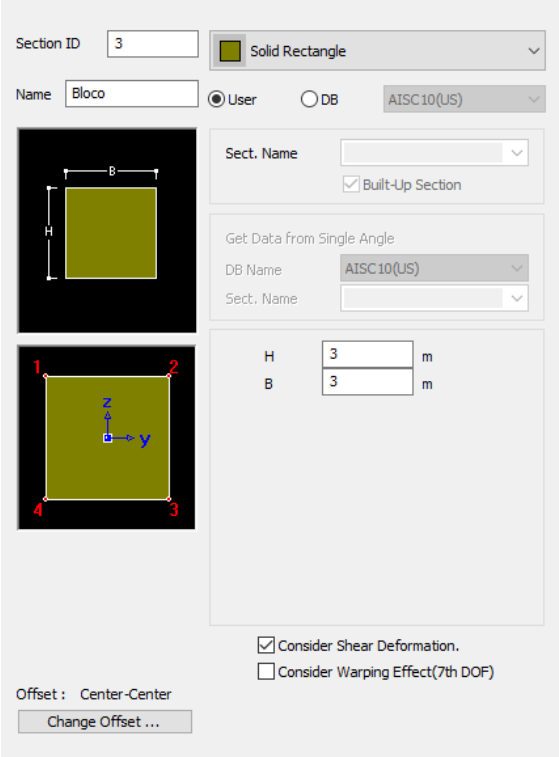
Dimensões - $\emptyset 1{,}20m$ $(seção\ cicular)$.



	Value	Unit
Area	1.130973e+000	m^2
Asy	1.017876e+000	m^2
Asz	1.017876e+000	m^2
Ixx	2.035752e-001	m^4
Iyy	1.017876e-001	m^4
Izz	1.017876e-001	m^4
Cyp	6.000000e-001	m
Cym	6.000000e-001	m
Czp	6.000000e-001	m
Czm	6.000000e-001	m
Qyb	1.200000e-001	m^2
Qzb	1.200000e-001	m^2
Peri:O	3.769911e+000	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	6.000000e-001	m
Center:z	6.000000e-001	m
y1	0.000000e+000	m
z1	6.000000e-001	m
y2	6.000000e-001	m
z2	0.000000e+000	m
y3	0.000000e+000	m
z3	-6.000000e-001	m
y4	-6.000000e-001	m
z4	0.000000e+000	m

1.4.2.4 BLOCO DE FUNDAÇÃO

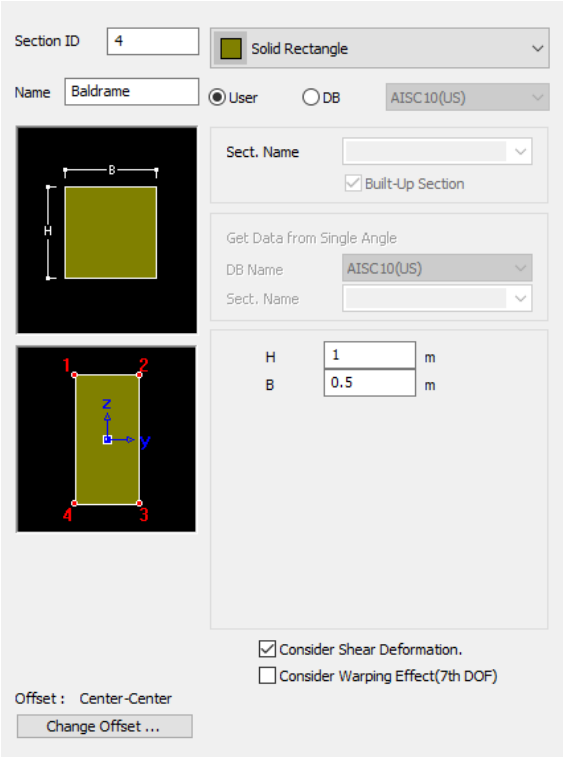
Dimensões - $3{,}0 \times 3{,}00 \ \times 1{,}20m$ $(seções\ retangular)$.



	Value	Unit
Area	9.000000e+000	m^2
Asy	7.500000e+000	m^2
Asz	7.500000e+000	m^2
Ixx	1.139063e+001	m^4
Iyy	6.750000e+000	m^4
Izz	6.750000e+000	m^4
Cyp	1.500000e+000	m
Cym	1.500000e+000	m
Czp	1.500000e+000	m
Czm	1.500000e+000	m
Qyb	1.125000e+000	m^2
Qzb	1.125000e+000	m^2
Peri:O	1.200000e+001	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	1.500000e+000	m
Center:z	1.500000e+000	m
y1	-1.500000e+000	m
z1	1.500000e+000	m
y2	1.500000e+000	m
z2	1.500000e+000	m
y3	1.500000e+000	m
z3	-1.500000e+000	m
y4	-1.500000e+000	m
z4	-1.500000e+000	m

1.4.2.5 BALDRAME

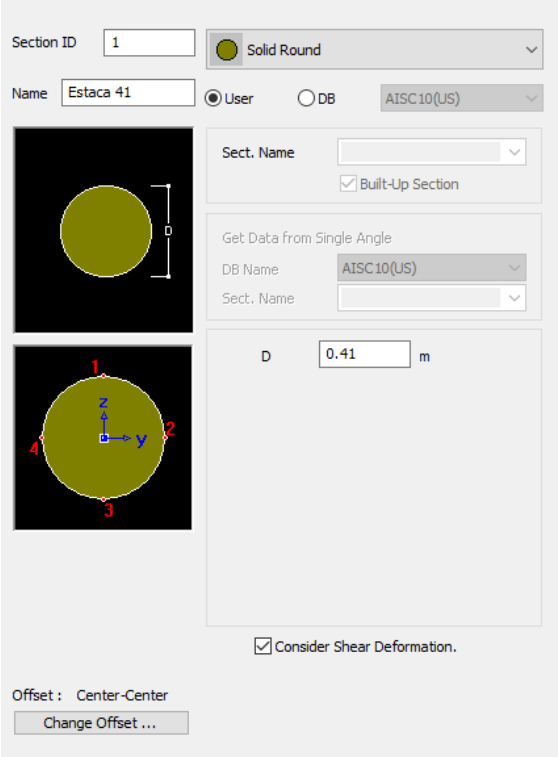
Dimensões - $4{,}00 \times 0{,}50 \ \times 1{,}00m$ $(seções\ retangular)$.



	Value	Unit
Area	5.000000e-001	m^2
Asy	4.166667e-001	m^2
Asz	4.166667e-001	m^2
Ixx	2.861003e-002	m^4
Iyy	4.166667e-002	m^4
Izz	1.041667e-002	m^4
Cyp	2.500000e-001	m
Cym	2.500000e-001	m
Czp	5.000000e-001	m
Czm	5.000000e-001	m
Qyb	1.250000e-001	m^2
Qzb	3.125000e-002	m^2
Peri:O	3.000000e+000	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	2.500000e-001	m
Center:z	5.000000e-001	m
y1	-2.500000e-001	m
z1	5.000000e-001	m
y2	2.500000e-001	m
z2	5.000000e-001	m
y3	2.500000e-001	m
z3	-5.000000e-001	m
y4	-2.500000e-001	m
z4	-5.000000e-001	m

1.4.2.6 ESTACA RAIZ EM SOLO

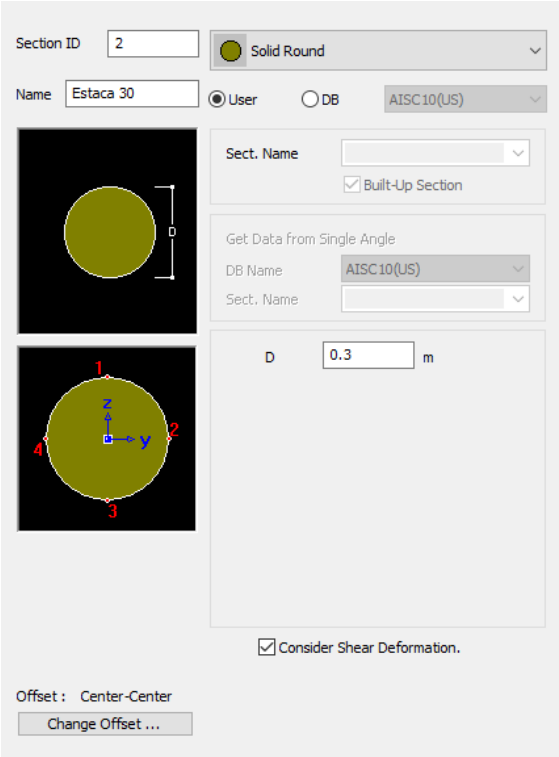
Dimensões - $\emptyset 0{,}41m$ $(seção\ cicular)$.



	Value	Unit
Area	1.320254e-001	m^2
Asy	1.188229e-001	m^2
Asz	1.188229e-001	m^2
Ixx	2.774184e-003	m^4
Iyy	1.387092e-003	m^4
Izz	1.387092e-003	m^4
Cyp	2.050000e-001	m
Cym	2.050000e-001	m
Czp	2.050000e-001	m
Czm	2.050000e-001	m
Qyb	1.400833e-002	m^2
Qzb	1.400833e-002	m^2
Peri:O	1.288053e+000	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	2.050000e-001	m
Center:z	2.050000e-001	m
y1	0.000000e+000	m
z1	2.050000e-001	m
y2	2.050000e-001	m
z2	0.000000e+000	m
y3	0.000000e+000	m
z3	-2.050000e-001	m
y4	-2.050000e-001	m
z4	0.000000e+000	m

1.4.2.7 ESTACA RAIZ EM ROCHA

Dimensões - $\emptyset 0{,}305m$ $(seção\ cicular)$.



	Value	Unit
Area	7.068583e-002	m^2
Asy	6.361725e-002	m^2
Asz	6.361725e-002	m^2
Ixx	7.952156e-004	m^4
Iyy	3.976078e-004	m^4
Izz	3.976078e-004	m^4
Cyp	1.500000e-001	m
Cym	1.500000e-001	m
Czp	1.500000e-001	m
Czm	1.500000e-001	m
Qyb	7.500000e-003	m^2
Qzb	7.500000e-003	m^2
Peri:O	9.424778e-001	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	1.500000e-001	m
Center:z	1.500000e-001	m
y1	0.000000e+000	m
z1	1.500000e-001	m
y2	1.500000e-001	m
z2	0.000000e+000	m
y3	0.000000e+000	m
z3	-1.500000e-001	m
y4	-1.500000e-001	m
z4	0.000000e+000	m

1.4.2.8 SONDAGENS - SPT

AZIMUTE ENGENHARIA

SONDAGEM

(47) 3334-6069

A

EXCELÊNCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA

ESTRADA BLUMENAU - BAIRRO VILA NOVA - JOINVILLE – SC

Obra: **PONTE - AFONSO ATRACK**

Estamos apresentando o relatório referente a Sondagem "SPT" (Standard Penetration Test), e Sondagem a Trado, com o qual temos o objetivo de conhecer:

1 – O tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada, a cada metro perfurado;
2 – A resistência "N" oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado;
3 – A posição do nível ou dos níveis d'água, quando encontrados durante a deformação.

Foram executados neste terreno **02 (duas) perfurações** ao solo, assim sendo as perfurações que se pode analisar **totalizaram 13,10m de perfuração**, nas posições demarcadas em planta anexa.

As perfurações de SPT foram executadas observando-se as resistências oferecidas pelo terreno à cravação do amostrador padrão de 1.3/8" e 2" de diâmetros interno e externo, respectivamente.

Anotou-se o número de golpes de um martelo de 65kg, que cai em queda livre de uma altura de 75cm, necessários à penetração de 30cm do amostrador padrão descrito acima, nas camadas de solo atravessadas.

Os procedimentos da Sondagem a Trado foram realizados conforme descrito na NBR 9603/86

O número obtido fornece a avaliação dos parâmetros de resistência em função ao SPT: grau de compacidade ou densidade relativa, ângulo de atrito, índice de consistência, coesão não drenada, conforme tabela abaixo:

SOLOS	Nº DE GOLPES "N"	ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA	COESÃO NÃO DRENADA
Argilas			
Muito Mole	≤ 2	0	< 0,10
Mole	3 – 5	0 – 0,25	0,10 – 0,25
Média	6 – 10	0,25 – 0,50	0,25 – 0,50
Rija	11 – 19	0,50 – 0,75	0,50 – 1,00
Dura	≥ 19	> 1,00	> 1,00
Areias		**Grau de Compacidade**	**Ângulo de Atrito**
Muito Fofa	≤ 4	< 0,20	< 30º
Fofa	5 – 8	0,20 – 0,40	30º - 35º
Média	9 – 18	0,40 – 0,60	35º - 40º
Compacta	19 – 40	0,60 – 0,80	40º - 45º
Muito Compacta	≥ 40	> 0,80	> 45º

As amostras ostarão à disposição até 30dias.
Estamos a disposição para demais esclarecimentos.

Atenciosamente,

AZIMUTE ENGENHARIA

Blumenau, 30 de julho de 2024

COORDENADAS PONTOS SONDAGEM		
PONTO	X	Y
1	704610,15	7087494,52
2	704580,48	7087466,15
RN	704621,25	7087499,35

Cliente: EXCELENCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA	Data: JUL/2024	Sondador:	Escala: S/ESCALA
Obra: PONTE	Responsável Técnico: RUI ARNO SCHREIBER CREA 10° REG. N° 21.057-4		Ficha N° 01
Localizacao: ESTRADA BLUMENAU – BAIRRO VILA NOVA – PONTE AFONSO ATRACK – JOINVILLE – SC			Fichas N° 01

AZIMUTE ENGENHARIA LTDA
SONDAGENS

LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM

AZIMUTE ENGENHARIA LTDA
Topografia, Sondagem e Estaqueamento
Fone: 47-3334-8069 / 9966-0288 Email: azimute@azimute.net.br

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT NBR-6484/20

OBRA: PONTE - AFONSO ATRACK
LOCAL: ESTRADA BLUMENAU - BAIRRO VILA NOVA - JOINVILLE - SC
CLIENTE: EXCELENCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA

IDENTIFICAÇÃO: SOND - 2954
FOLHA: 01

SP - 01

DATA INÍCIO: 22/07/2024
DATA TÉRMINO: 22/07/2024

AMOSTRADOR PADRÃO
Ø INTERNO = 1 3/8"
Ø EXTERNO = 2"
PESO BATENTE = 65 kg
ALTURA DE QUEDA = 75 cm

COORDENADAS UTM:
E: N:
RN: 0,00
COTA: 0,00

NA Inicial: (22/07/2024) 1,00m
NA Final: (23/07/2024) 1,90m
TH - TRADO HELICOIDAL: 0,00m a 1,00m
CA - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA: 1,00m a 7,00m

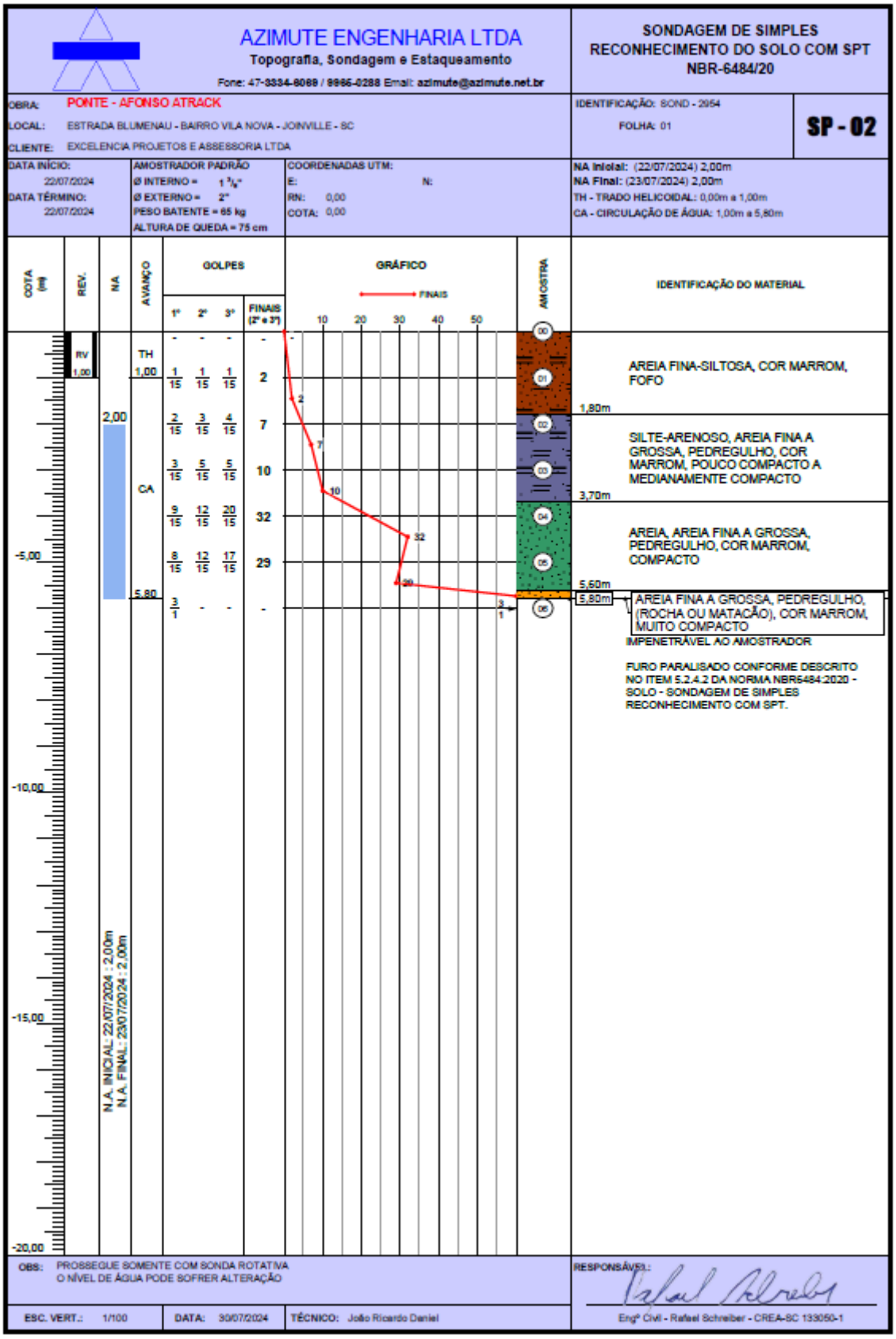
COTA (m)	REV.	NA	AVANÇO	GOLPES 1°	2°	3°	FINAIS (2° e 3°)	AMOSTRA	IDENTIFICAÇÃO DO MATERIAL
	RV 1,00		TH	-	-	-	-	00	
			1,00	12/15	8/15	7/15	15	01	SILTE-ARENOSO, AREIA FINA A GROSSA, PEDREGULHO, COR MARROM, MEDIANAMENTE COMPACTO
		1,90		3/15	4/15	5/15	9	02	2,60m
				3/15	4/15	4/15	8	03	SILTE-ARENOSO, AREIA FINA A MÉDIA, DETRITOS VEGETAIS, COR CINZA, POUCO COMPACTO
			CA	3/15	4/15	3/15	7	04	4,80m
-5,00				4/15	4/15	5/15	9	05	SILTE-ARENOSO, AREIA FINA A GROSSA, COR MARROM, POUCO COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO
				2/15	3/15	5/15	8	06	
			7,00	5/15	11/15	15/1	26/16	07	7,30m
-10,00									IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR FURO PARALISADO CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.2 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.
-15,00		N.A. INICIAL: 22/07/2024 : 1,00m N.A. FINAL: 23/07/2024 : 1,90m							
-20,00									

GRÁFICO — FINAIS — 10 20 30 40 50

OBS: PROSSEGUE SOMENTE COM SONDA ROTATIVA
O NÍVEL DE ÁGUA PODE SOFRER ALTERAÇÃO

RESPONSÁVEL:
Engº Civil - Rafael Schreiber - CREA-SC 133050-1

ESC. VERT.: 1/100 | DATA: 30/07/2024 | TÉCNICO: Vandler Anderson Mette


AZIMUTE ENGENHARIA LTDA
Topografia, Sondagem e Estaqueamento
Fone: 47-3334-8069 / 9986-0288 Email: azimute@azimute.net.br
SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT NBR-6484/20
OBRA: PONTE - AFONSO ATRACK
LOCAL: ESTRADA BLUMENAU - BAIRRO VILA NOVA - JOINVILLE - SC
CLIENTE: EXCELENCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA
IDENTIFICAÇÃO: SOND - 2954
FOLHA: 01
SP - 02
DATA INÍCIO: 22/07/2024
DATA TÉRMINO: 22/07/2024
AMOSTRADOR PADRÃO
Ø INTERNO = 1 3/4"
Ø EXTERNO = 2"
PESO BATENTE = 65 kg
ALTURA DE QUEDA = 75 cm
COORDENADAS UTM:
E: N:
RN: 0,00
COTA: 0,00
NA Inicial: (22/07/2024) 2,00m
NA Final: (23/07/2024) 2,00m
TH - TRADO HELICOIDAL: 0,00m a 1,00m
CA - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA: 1,00m a 5,80m
COTA (m)
REV.
NA
AVANÇO
GOLPES
1º 2º 3º
FINAIS (2º e 3º)
GRÁFICO
FINAIS
10 20 30 40 50
AMOSTRA
IDENTIFICAÇÃO DO MATERIAL
RV 1,00
TH 1,00
CA
5,80
2,00
1/15 1/15 1/15 2
2/15 3/15 4/15 7
3/15 5/15 5/15 10
9/15 12/15 20/15 32
8/15 12/15 17/15 29
3/1 - - -
-5,00
-10,00
-15,00
-20,00
N.A. INICIAL: 22/07/2024 : 2,00m
N.A. FINAL: 23/07/2024 : 2,00m
AREIA FINA-SILTOSA, COR MARROM, FOFO
1,80m
SILTE-ARENOSO, AREIA FINA A GROSSA, PEDREGULHO, COR MARROM, POUCO COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO
3,70m
AREIA, AREIA FINA A GROSSA, PEDREGULHO, COR MARROM, COMPACTO
5,60m
5,80m
AREIA FINA A GROSSA, PEDREGULHO, (ROCHA OU MATACÃO), COR MARROM, MUITO COMPACTO
IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR
FURO PARALISADO CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.2 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.
OBS.: PROSSEGUE SOMENTE COM SONDA ROTATIVA
O NÍVEL DE ÁGUA PODE SOFRER ALTERAÇÃO
RESPONSÁVEL:
Engº Civil - Rafael Schreiber - CREA-SC 133050-1
ESC. VERT.: 1/100
DATA: 30/07/2024
TÉCNICO: João Ricardo Daniel

1.4.2.9 SONDAGENS – MISTA ROTATIVA

AZIMUTE ENGENHARIA

SONDAGEM

(47) 3334-6069

A

EXCELÊNCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA

ESTRADA BLUMENAU - BAIRRO VILA NOVA - JOINVILLE – SC

Obra: **PONTE - AFONSO ATRACK**

1 – INTRODUÇÃO

O presente relatório tem por objetivo apresentar os resultados das sondagens de reconhecimento geológico/geotécnico executada no periodo de 22 de julho a 23 de julho de 2024, com o intuito de fornecer subsídios ao reconhecimento do maciço rochoso.

2 – MÉTODO E EQUIPAMENTOS

As sondagens foram executadas por meio de um conjunto de sonda Rotativa marca Sondeq tipo SS35N, tendo sido utilizado barrilete duplo NW e coroa diamantada NQ (diâmetro do furo 75.7mm e diâmetro do testemunho 47,6mm). Os testemunhos foram acondicionados em caixas plásticas e dispostos na sequência do furo.

3 – SERVIÇOS EXECUTADOS

Foi executado 1 (Um) furo de sondagem rotativa, totalizando 12,70 (Doze metros e setenta centímetros) de perfuração, distribuídos conforme segue:

FURO	PERCUSSÃO EM SOLO (m)	SONDAGEM ROTATIVA (m)		TOTAL
		EM ALTER. DE ROCHA, ENTULHO	EM ROCHA SÃ, ROCHA ALTERADA E MATACÃO.	
SM - 01	7,30		5,40	12,70
TOTAL	7,30		5,40	12,70

4 – ANEXOS

*Croqui de localização dos furos
*Perfil individual do furo de sondagem
*Foto das caixas de testemunhos

Atenciosamente,

AZIMUTE ENGENHARIA

Blumenau, 30 de julho de 2024.

Cliente: EXCELENCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA	Data: JUL/2024	Sondador:	Escala: S/ESCALA
Obra: PONTE	Responsável Técnico: RUI ARNO SCHREIBER CREA 10ª REG. Nº 21.057-4		Ficha Nº 01
Localizacao: ESTRADA BLUMENAU – BAIRRO VILA NOVA – PONTE AFONSO ATRACK – JOINVILLE – SC			Fichas Nº 01

AZIMUTE ENGENHARIA LTDA
SONDAGENS

LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA

SM - 01

CLIENTE:	EXCELÊNCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA
OBRA:	PONTE - AFONSO ATRACK
LOCAL:	ESTRADA BLUMENAU - BAIRRO VILA NOVA - JOINVILLE - SC

COTA:	0,00	INC:	90°	DATA:	30/07/24
COORDENADAS		DIR.:	VERTICAL	FOLHA:	01 / 01
N:		INÍCIO:	22/07/24	REVISÃO:	ENG. RAFAEL SCHREIBER
E:		TÉRMINO:	23/07/24	RESP. TÉC.:	Engº Civil - Rafael Schreiber - CREA-SC 133050-1
FUSO:	22S	REF.:	0,00		

ESCALA - SEM	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO / NA	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MAIORES	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SPT Nº DE GOLPES INICIAIS	SPT Nº DE GOLPES FINAIS	TORQUE	DESIGNAÇÃO DA QUALIDADE DA ROCHA % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA
		1,90		SILTE-ARENOSO, AREIA FINA A GROSSA, PEDREGULHO, COR MARROM, MEDIANAMENTE COMPACTO				20	15	-				
								7	9	-				
			2,60	SILTE-ARENOSO, AREIA FINA A MÉDIA, DETRITOS VEGETAIS, COR CINZA, POUCO COMPACTO				7	8	-				
								7	7	-				
-5,000			4,60					8	9	-				
				SILTE-ARENOSO, AREIA FINA A GROSSA, COR MARROM, POUCO COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTO				5	8	-				
	59,56							16	26/16	-				
			7,30			7,30								
				GNAISSE, SÃ, EXTREMAMENTE RESISTENTE, POUCO FRATURADA, RUGOSA, COR CINZA			H, SH, I, R — 90%				60%	1	2	1
						8,70								
							H, SH, I, R — 100%				88%	1	2	1
-10,000						9,80								
							H, SH, I, R — 100%				85%	1	2	1
-12,700			12,70			12,70								

OBSERVAÇÕES:

GRAU DE ALTERAÇÃO — A1 - ROCHA SÃ • A2 - ROCHA ALTERADA DURA • A3 - ROCHA ALTERADA MOLE • A4 - SOLO DE ALTERAÇÃO
GRAU DE COERÊNCIA — C1 - MUITO RESISTENTE • C2 - RESISTENTE • C3 - MEDIANAMENTE RESISTENTE • C4 - ROCHA BRANDA • C5 - MUITO BRANDA
GRAU DE RQD — D1 - 75 A 100 - BOA/EXCEL. • D2 - 50 A 75 - REGULAR • D3 - 25 A 50 - POBRE • D4 - 0 A 25 - MUITO POBRE
GRAU DE FRATURAMENTO — F1 - MUITO POUCO • F2 - POUCO FRATURADA • F3 - MEDIANA FRATURADA • F4 - MUITO FRATURADA 11-20 • F5 - EXTREMAMENTE FRATURADA >20
ORIENT. DESCONTINUIDADES — H - HORIZONTAL • SH - SUB HORIZONTAL [1° a 20°] • I - INCLINADA [20° a 70°] • SV - SUBVERTICAL [70° a 90°]
CARACT. DESCONTINUIDADES — P - PLANA • R - RUGOSA • E - ESTRIADA • S - SEDOSAS • O - OXIDADA
N.A. N.F.E — NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO

Azimute ENGENHARIA LTDA

Fone: 47-3334-6069 / 9965-0200 • Email: azimute@azimute.net.br

AZIMUTE ENGENHARIA

SONDAGEM

(47) 3334-6069

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO

EXCELÊNCIA PROJETOS E ASSESSORIA LTDA
ESTRADA BLUMENAU - BAIRRO VILA NOVA - JOINVILLE – SC
Obra: **PONTE - AFONSO ATRACK**

1.4.2.10 VINCULAÇÃO ELÁSTICA E MOLAS

1.4.2.10.1 APOIOS

O Apoio foi modelado com estacas tipo **Raiz** com comprimento variável por bloco. Aplicamos lateralmente molas de metro a metro conforme SPT da respectiva camada de solo, aterro e rocha.

As molas foram aplicadas nas direções longitudinais e transversais e as molas da base também rotacionais x e y.

Diâmetro da Estaca	
0,31	m
Área de Influencia do Nó	
1,00	m
Fator de Minoração do Bloco	
1	

Tabela 1	Kh
Spt < 1	100
1>Spt<6	500
8>Spt>6	800
10>Spt>8	1000
12>Spt>10	1200
20>Spt>12	1500
Spt>20	2000
Spt>30	3000
Spt>40	4000
Spt>50	5000

Vinculações elásticas horizontais e verticais (molas). Adotamos as seguintes correlações das molas em relação ao SPT da sondagem.

Conhecido o Kh, o vínculo elástico "Sh"é estimado por:

$S_H = f \cdot k_H \cdot \phi \cdot h$, onde:

f: fator de minimização devido proximidade das estacas no bloco (a favor da segurança, $f = 0,80$ para blocos triangulares e $f = 0,67$ para blocos retangulares);

ϕ: diâmetro do estacão;

h: altura de influência do ponto no estacão onde é posicionado o vínculo elástico ($h = 0,5m$ para ponto próximo ao bloco e $h = 1,0m$ para demais pontos).

Os coeficientes de mola na direção vertical são estimados em:

$S_V = 0,25 \cdot S_H$

Além destas vinculações, as pontas de todos os estacas foram impedidos de rotacionar e transladar

1.4.2.10.2 CALCULO DAS MODAS DE REAÇÃO

Diâmetro da Estaca	
0,41	m
Área de Influencia do Nó	
1,00	m
Fator de Minoração do Bloco	
0,67	

Tabela 1	Kh
Spt < 1	100
1>Spt<6	500
8>Spt>6	800
10>Spt>8	1000
12>Spt>10	1200
20>Spt>12	1500
Spt>20	2000
Spt>30	3000
Spt>40	4000
Spt>50	5000

Vinculações elásticas horizontais e verticais (molas). Adotamos as seguintes correlações das molas em relação ao SPT da sondagem.

Conhecido o Kh, o vínculo elástico "Sh"é estimado por:

$S_H = f \cdot k_H \cdot \phi \cdot h$, onde:

f: fator de minimização devido proximidade das estacas no bloco (a favor da segurança, $f = 0,80$ para blocos triangulares e $f = 0,67$ para blocos retangulares);

ϕ: diâmetro do estacão;

h: altura de influência do ponto no estacão onde é posicionado o vínculo elástico ($h = 0,5m$ para ponto próximo ao bloco e $h = 1,0m$ para demais pontos).

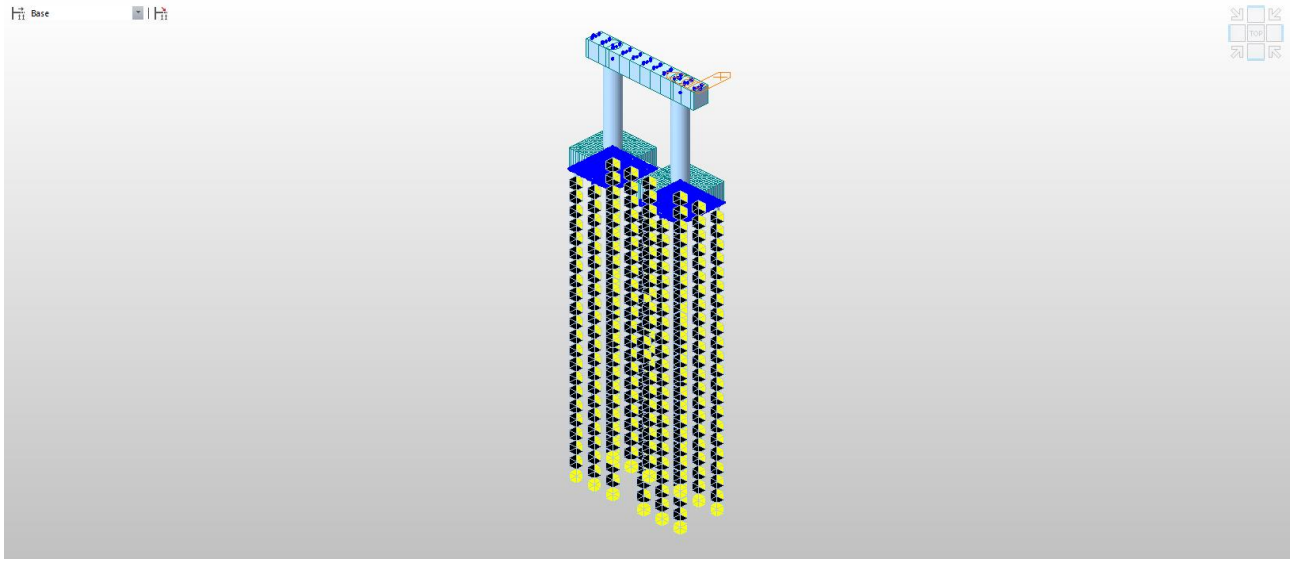
Os coeficientes de mola na direção vertical são estimados em:

$S_V = 0,25 \cdot S_H$

Além destas vinculações, as pontas de todos os estacas foram impedidos de rotacionar e transladar

Calculo de Mola em Estaca							
Profundidade	SPT	kH (tonf/m³)	Sh (tf/m)	Sv (tf/m)	sø	s (kgf/cm²)	kv (kgf/cm³)
1	15	1500	412	103	8,33	3,00	6,01
2	9	1000	275	69	5,13	1,80	3,70
3	8	800	220	55	4,60	1,60	3,32
4	7	800	220	55	4,07	1,40	2,93
5	9	1000	275	69	5,13	1,80	3,70
6	8	800	220	55	4,60	1,60	3,32
7	28	2000	549	137	15,27	5,60	11,01
8	50	5000	1374	343	27,00	10,00	19,47
9	50	5000	1374	343	27,00	10,00	19,47
10	50	5000	1374	343	27,00	10,00	19,47
11	50	5000	1374	343	27,00	10,00	19,47
12	50	5000	1374	343	27,00	10,00	19,47
13	50	5000	1374	343	27,00	10,00	19,47
14	50	5000	1374	343	27,00	10,00	19,47

1.4.2.10.3 REPRESENTAÇÃO DAS MOLAS



Molas de reação das estacas.

1.4.3 EIXOS GLOBAIS

$Altura - X3$;

$Transversal - X2$;

$Longitudinal - X1$.

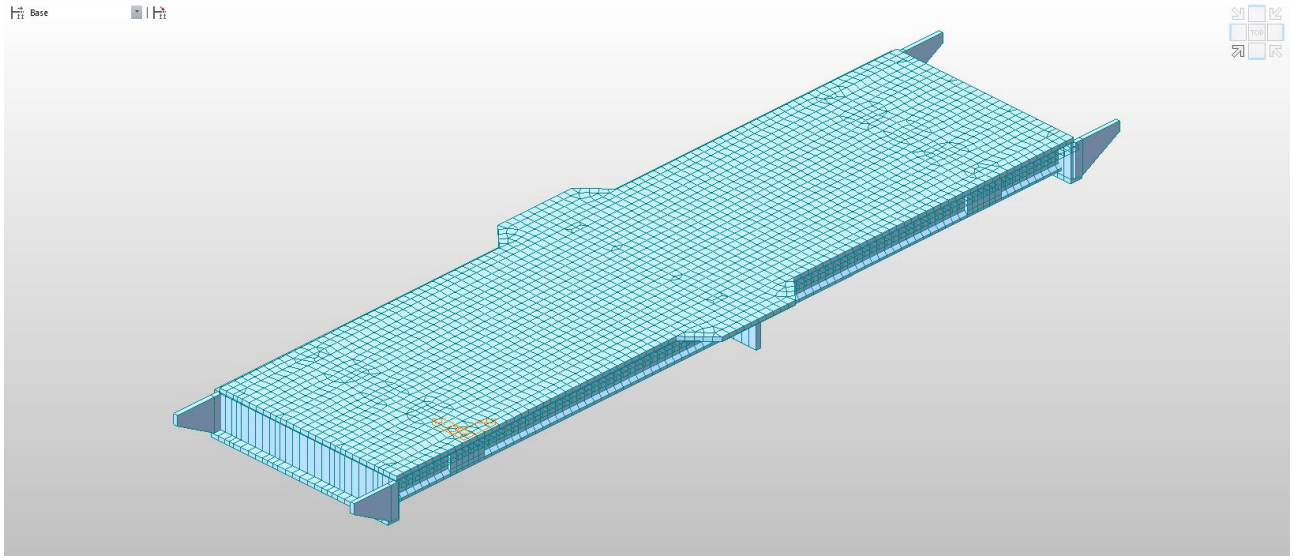
Força longitudinal aplicada no sentido positivo de X1, força transversal aplicada no sentido negativo de X2 e força vertical (pesos) aplicados no sentido negativo de X3. Momentos longitudinais aplicados no sentido positivo de X1, momentos transversais aplicados no sentido negativo de X2.

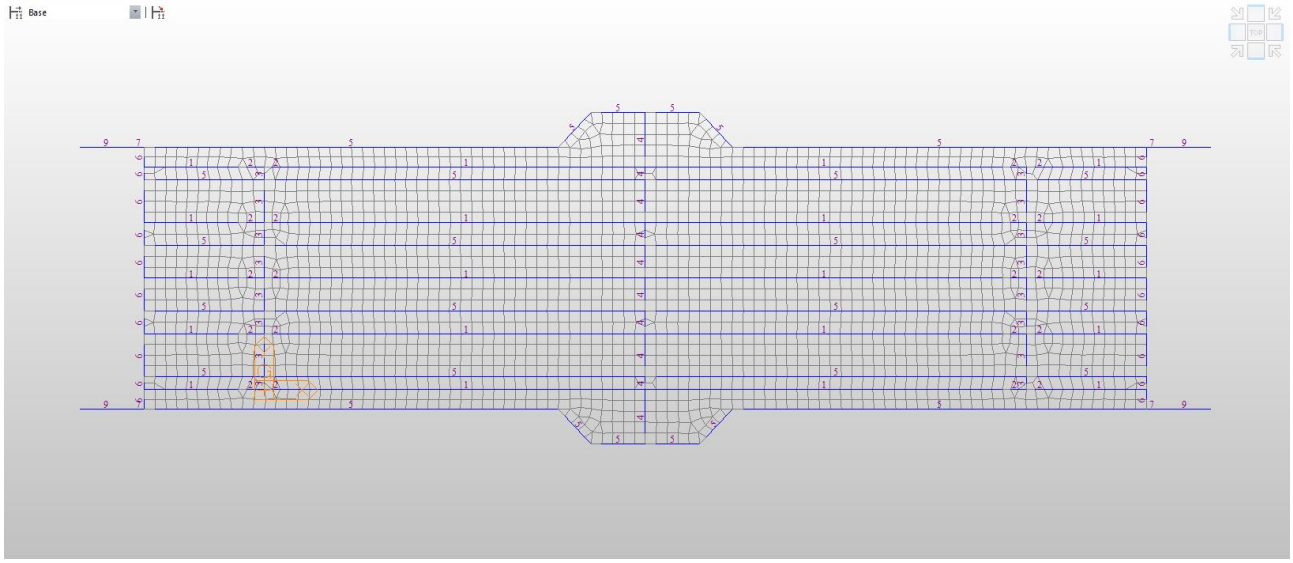
1.5 PROPRIEDADE DAS BARRAS

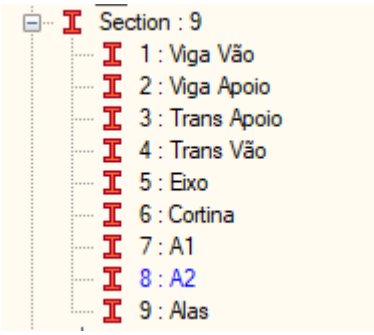
Todas as propriedades geométricas foram determinadas pelo programa Midas Information Technology Co. Ltd©.

1.5.1 SUPERESTRUTURA

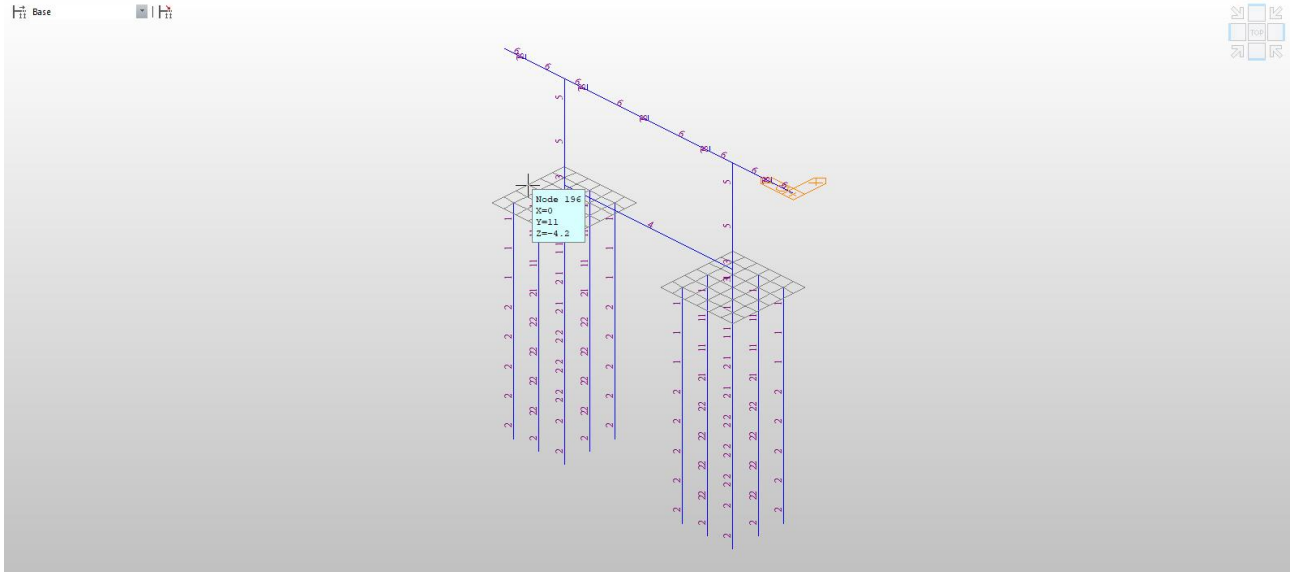
Vão 01 e Balanços







1.5.2 INFRAESTRUTURA

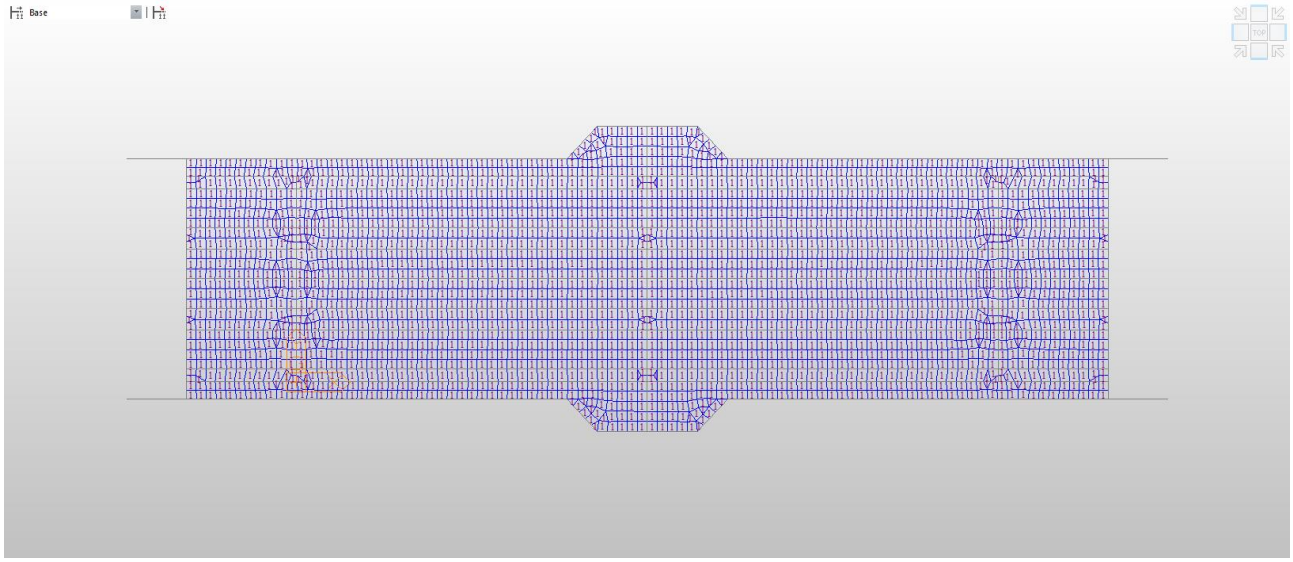


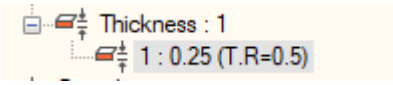
Obs.: Modelamos a estrutura com Bloco e estacas tipo raiz. A definição de sua profundidade está relacionada com a capacidade da base e atrito lateral, verificada no final desta memória no item verificação e capacidade das estacas.

Como trabalhamos na modelagem com eixos, a altura e dimensões das peças estão de acordo com os eixos das peças.

1.6 PROPRIEDADE DAS MALHAS ELEMENTOS FINITOS

1.6.1 SUPERESTRUTURA

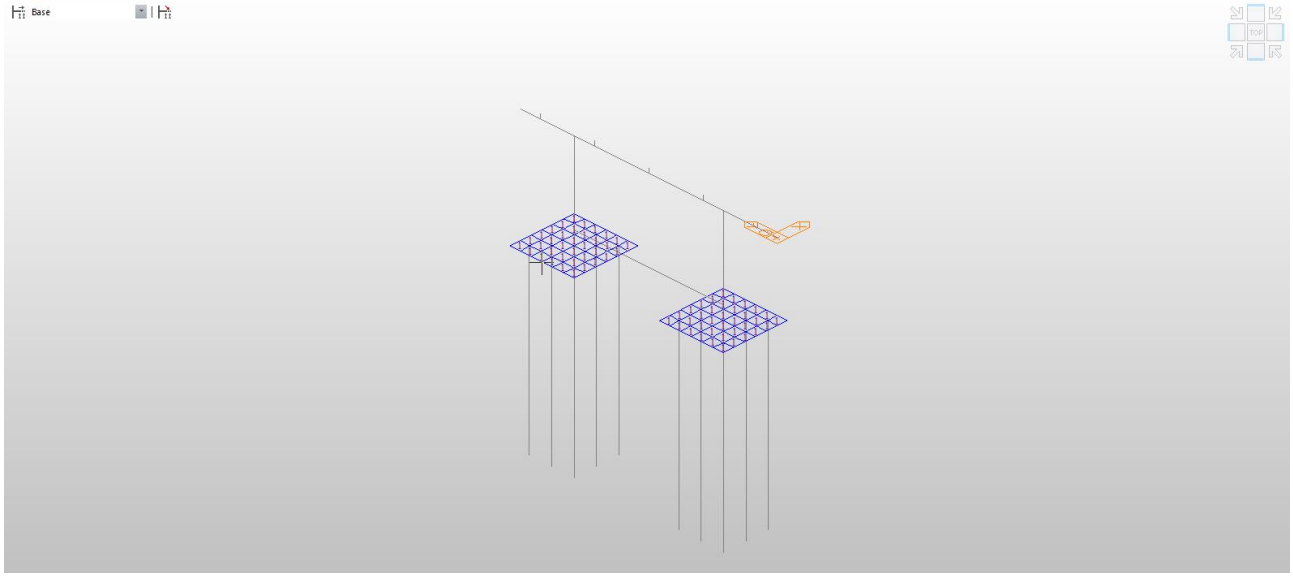


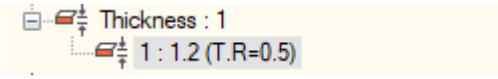


Elementos:

1 – Laje Tabuleiro, Malha em Elementos finitos 25x25cm.

1.6.2 INFRAESTRUTURA

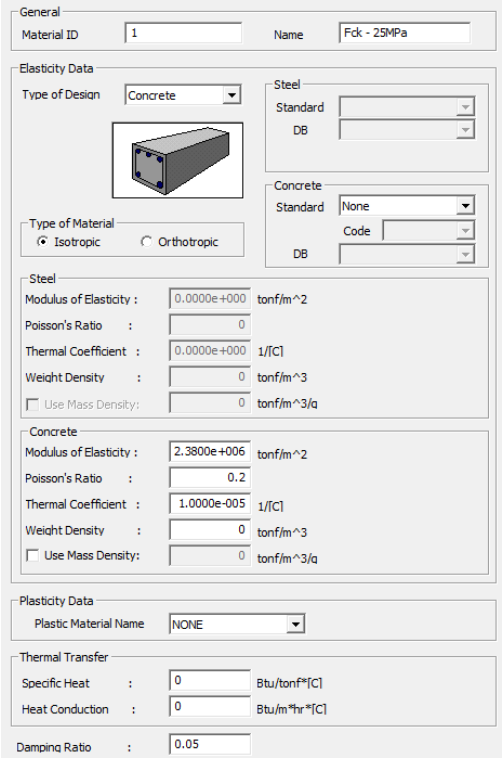




1.7 MATERIAIS E PROPRIEDADES

1.7.1 MATERIAIS

1.7.1.1 CONCRETO – FCK = 25MPA



Classe do concreto (MPa):	25
Coef. minoração da resitência do concreto:	1.4

$$\sigma_c = 0{,}85\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{0{,}002}\right)^2\right]$$

ε_c	σ_c (MPa)
0.0000	0.00
0.0002	2.88
0.0004	5.46
0.0006	7.74
0.0008	9.71
0.0010	11.38
0.0012	12.75
0.0014	13.81
0.0016	14.57
0.0018	15.03
0.0020	15.18
0.0035	15.18

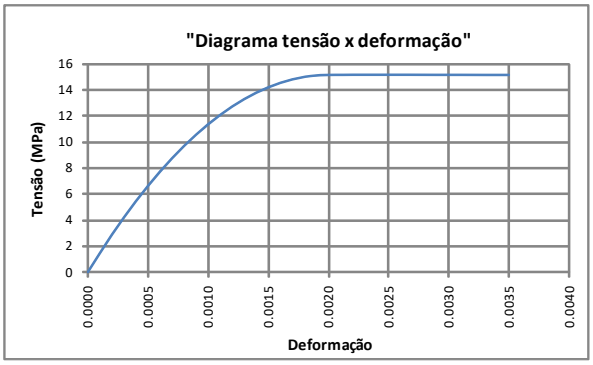
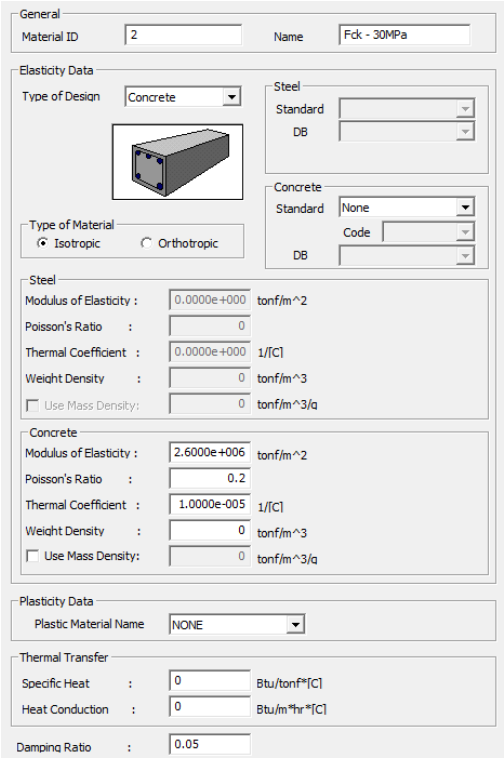


Diagrama conforme item 8.2.10.1 da NBR-6118

Módulo de elasticidade secante (item 8.2.8 da NBR-6118):	23800 MPa
Peso específico (item 8.2.2 da NBR-6118):	2500 kgf/m³
Coeficiente de Poisson (item 8.2.9 da NBR-6118):	0.2

Concreto classe C25:(item 8.2.10.1 da NBR-6118 – fig. 8.2).

1.7.1.2 CONCRETO – FCK = 30MPA



Concreto classe C30:(item 8.2.10.1 da NBR-6118 – fig. 8.2).

Classe do concreto (MPa):	30
Coef. minoração da resitência do concreto:	1.4

$$\sigma_c = 0{,}85\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{0{,}002}\right)^2\right]$$

ε_c	σ_c (MPa)
0.0000	0.00
0.0002	3.46
0.0004	6.56
0.0006	9.29
0.0008	11.66
0.0010	13.66
0.0012	15.30
0.0014	16.58
0.0016	17.49
0.0018	18.03
0.0020	18.21
0.0035	18.21

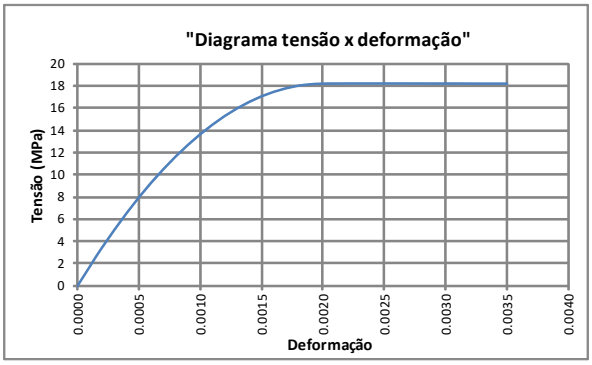
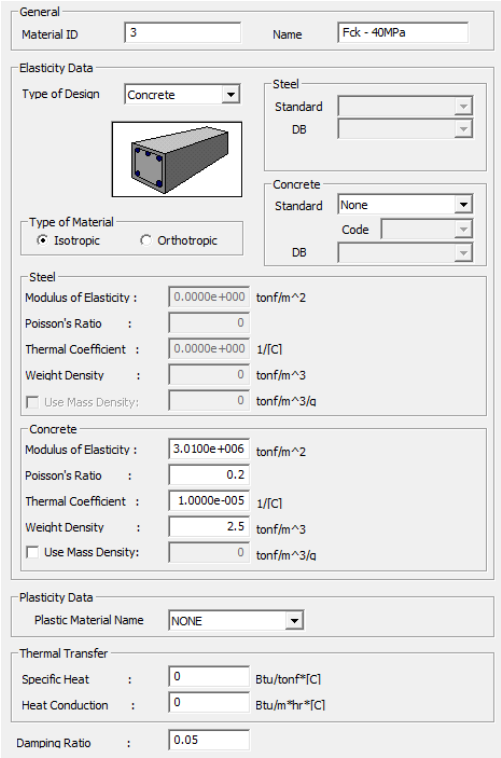


Diagrama conforme item 8.2.10.1 da NBR-6118

Módulo de elasticidade secante (item 8.2.8 da NBR-6118):	26072 MPa
Peso específico (item 8.2.2 da NBR-6118):	2500 kgf/m³
Coeficiente de Poisson (item 8.2.9 da NBR-6118):	0.2

1.7.1.3 CONCRETO – FCK = 40MPA



Concreto classe C40:(item 8.2.10.1 da NBR-6118 – fig. 8.2).

Classe do concreto (MPa):	40
Coef. minoração da resitência do concreto:	1.4

$$\sigma_c = 0{,}85\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{0{,}002}\right)^2\right]$$

ε_c	σ_c (MPa)
0.0000	0.00
0.0002	4.61
0.0004	8.74
0.0006	12.39
0.0008	15.54
0.0010	18.21
0.0012	20.40
0.0014	22.10
0.0016	23.31
0.0018	24.04
0.0020	24.29
0.0035	24.29

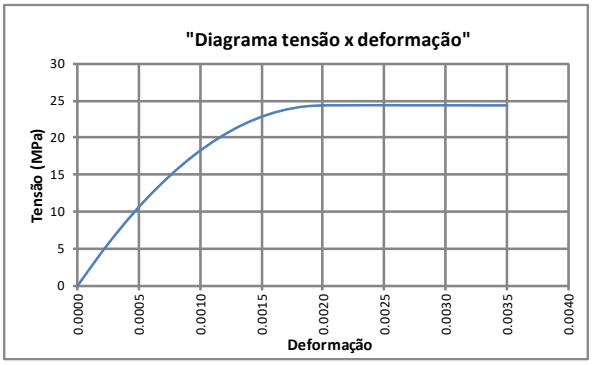


Diagrama conforme item 8.2.10.1 da NBR-6118

Módulo de elasticidade secante (item 8.2.8 da NBR-6118):	30105 MPa
Peso específico (item 8.2.2 da NBR-6118):	2500 kgf/m³
Coeficiente de Poisson (item 8.2.9 da NBR-6118):	0.2

1.7.1.4 AÇO DE ARMADURA PASSIVA: CA-50 (ITEM 8.3.6 DA NBR-6118 – FIG. 8.4)

Tensão de escoamento da arm. passiva (MPa):	500
Coef. minoração da resitência do aço:	1.15

$$\sigma_s = E \cdot \varepsilon \ (para\ 0 < a < \frac{f_{yk}/\gamma_s}{E})$$

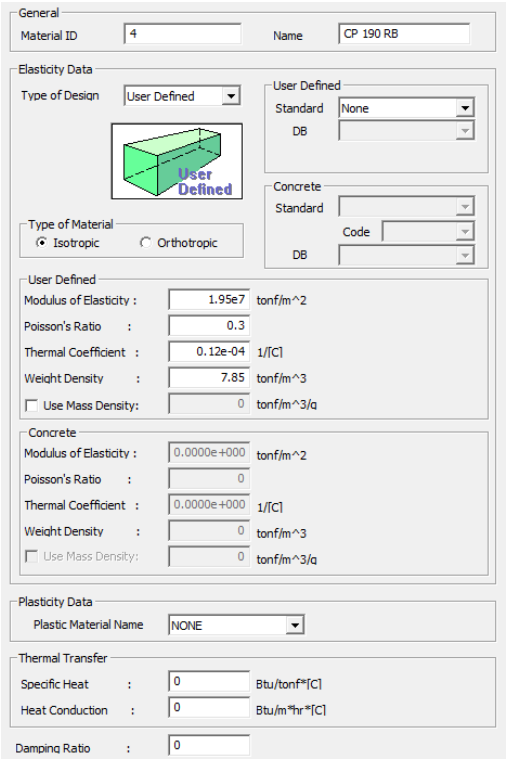
$$\sigma_s = f_{yk}/\gamma_s \ (para\ \frac{f_{yk}/\gamma_s}{E} < \varepsilon < 0{,}01)$$

ε_c	σ_s (MPa)
0.00000	0
0.00207	435
0.01000	435

Diagrama conforme item 8.4.5 da NBR-6118

Módulo de elasticidade (item 8.3.5 da NBR-6118): 210000 MPa

1.7.1.5 CABOS DE PROTENSÃO – CP 190 RB



Aço de armadura ativa: CP190-RB (item 8.4.5 da NBR-6118 – fig. 8.5).

Tensão de escoamento da arm. ativa (MPa):	1900
Coef. minoração da resitência do aço:	1.15

ε_c	σ_s (MPa)
0.00000	0
0.00763	1487
0.03500	1652

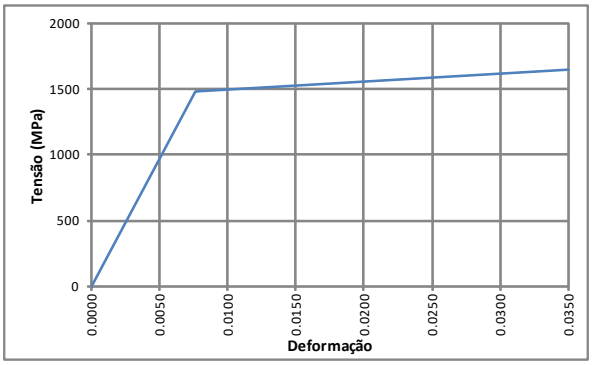


Diagrama conforme item 8.4.5 da NBR-6118

$$\sigma_s = E \cdot \varepsilon \ (para\ 0 < \varepsilon < 0{,}9\frac{f_{yk}/\gamma_s}{E})$$

$$\sigma_s = \frac{0{,}9 \cdot f_{yk}}{\gamma_s} + \left(\frac{0{,}1\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{0{,}035 - 0{,}9\frac{f_{yk}/\gamma_s}{E}}\right) \cdot \left(\varepsilon - 0{,}9\frac{f_{yk}/\gamma_s}{E}\right) \ (para\ \frac{f_{yk}/\gamma_s}{E} < \varepsilon < 0{,}035)$$

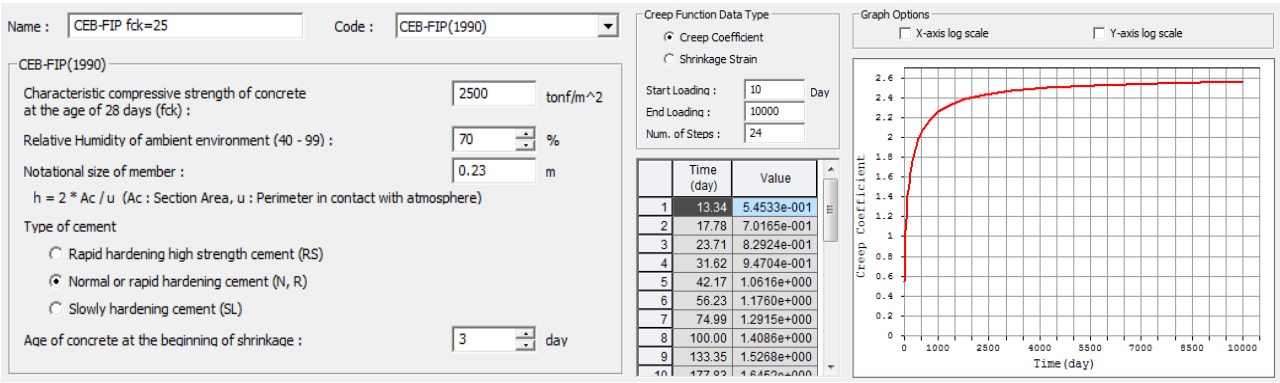
Módulo de elasticidade (item 8.3.5 da NBR-6118): 195000 MPa

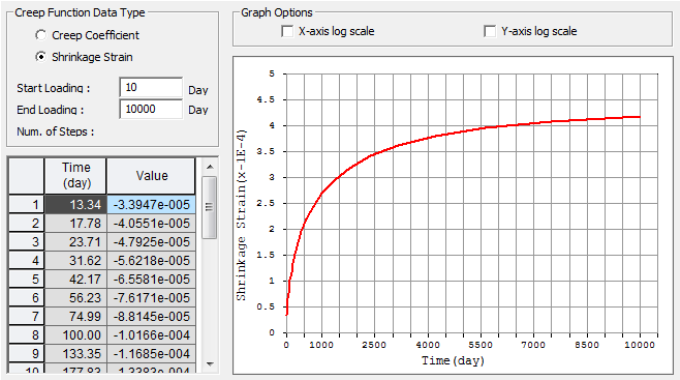
1.7.2 FLUÊNCIA, RETRAÇÃO DOS MATERIAIS

O programa Midas considera os efeitos de fluência, retração e avanço do módulo de elasticidade ao longo do tempo.

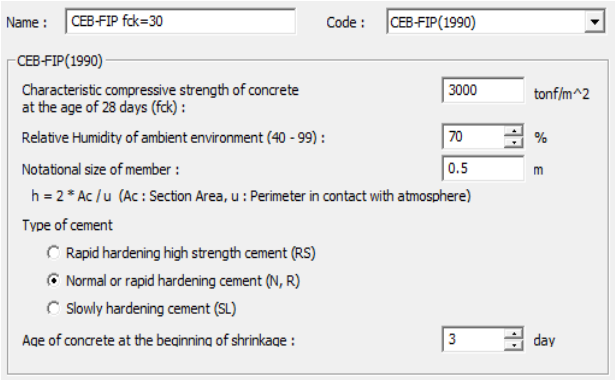
Para a retração e fluência utilizaremos a formulação do CEB (creep = fluência / shrinkage = retração).

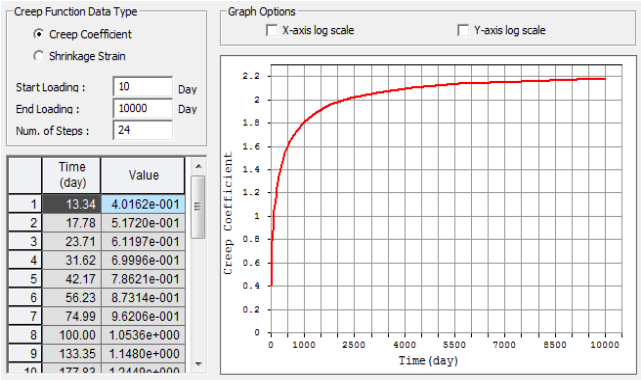
1.7.2.1 CONCRETO - FCK = 25MPA

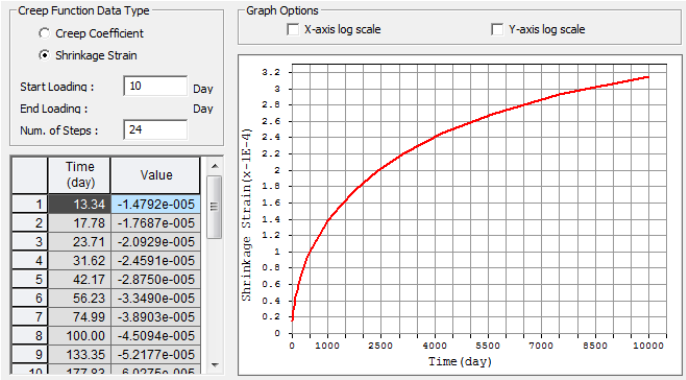




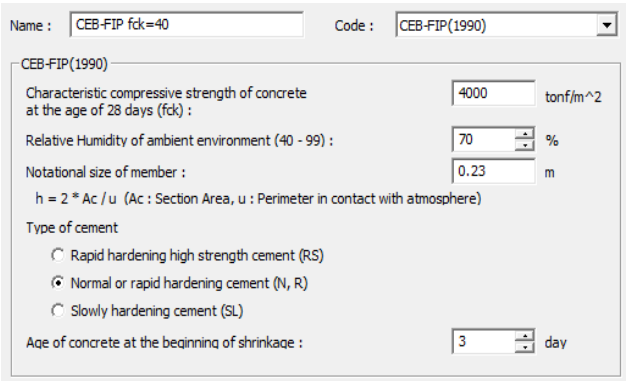
1.7.2.2 CONCRETO - FCK = 30MPA

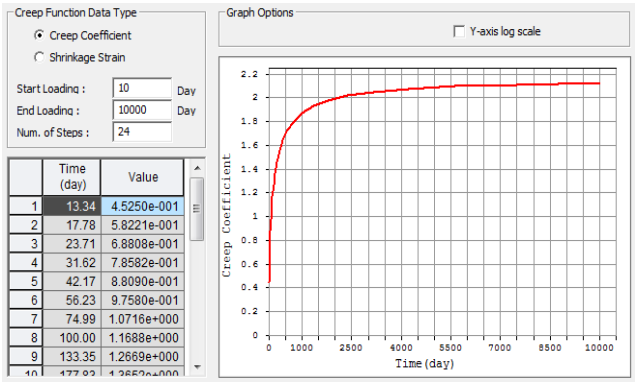


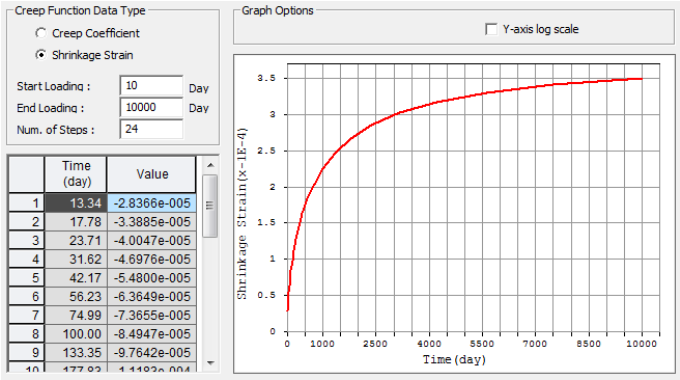




1.7.2.3 CONCRETO - FCK = 40MPA

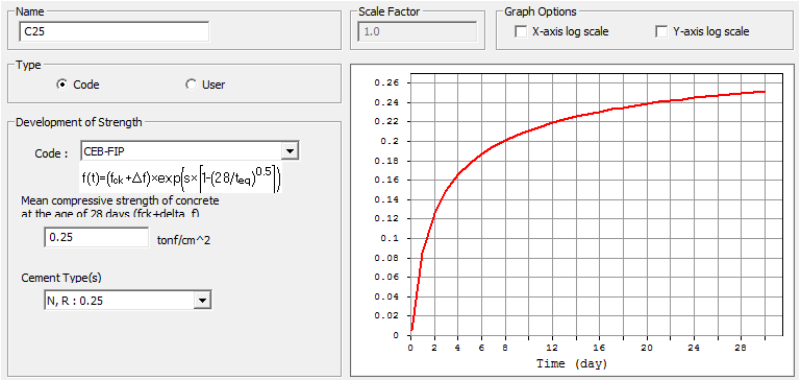




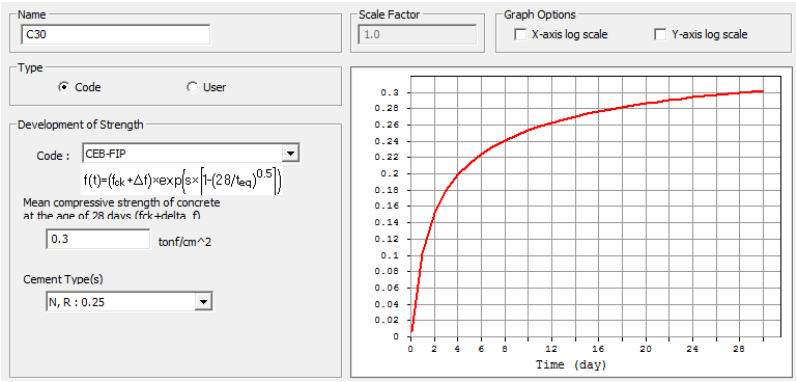


1.7.3 MODULO DE ELASTICIDA

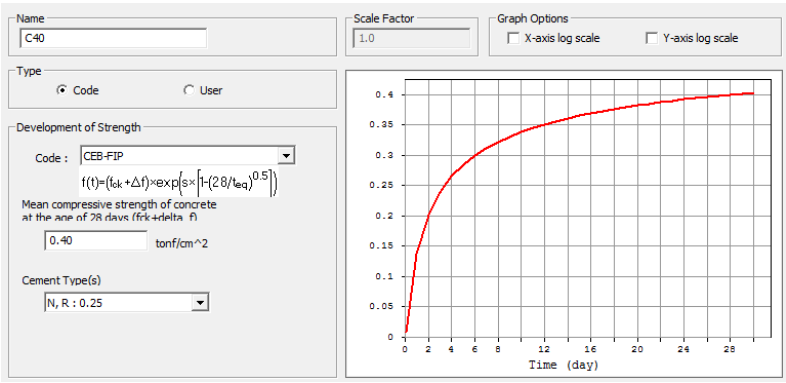
1.7.3.1 CONCRETO - FCK = 25MPA



1.7.3.2 CONCRETO - FCK = 30MPA



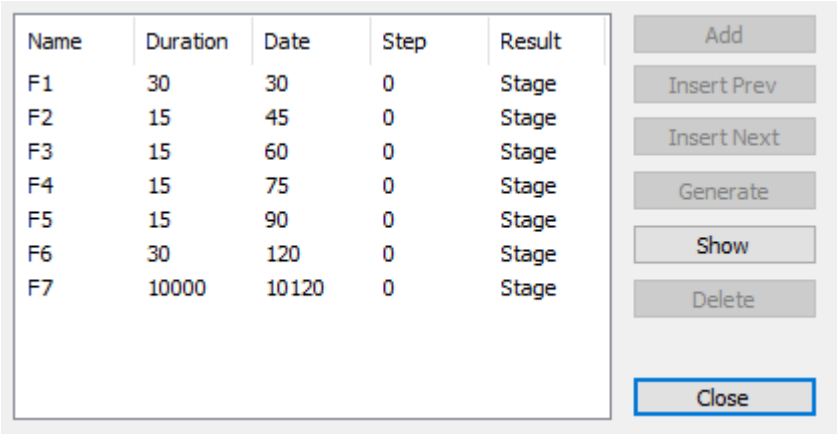
1.7.3.3 CONCRETO - FCK = 40MPA



1.8 FASES EXECUTIVAS

A seguir apresentamos as fases de execução da obra:

Fases de execução da obra.



Name	Duration	Date	Step	Result
F1	30	30	0	Stage
F2	15	45	0	Stage
F3	15	60	0	Stage
F4	15	75	0	Stage
F5	15	90	0	Stage
F6	30	120	0	Stage
F7	10000	10120	0	Stage

- Fase 1 – Execução das estacas, blocos e pilares de fundação, viga travessa e execução das vigas longarinas;
- Fase 2 – Protensão das vigas longarinas;
- Fase 3 – Lançamento das vigas longarinas;
- Fase 4 – Execução dos balanços;
- Fase 5 – Lançamento das pré-lajes e laje de tabuleiro;
- Fase 6 – Execução do pavimento, new jersey e passeio;
- Fase 7 - CS10000 – Situação da obra após 10000 dias da sua conclusão.

1.9 CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA

1.9.1 CARREGAMENTOS PERMANENTES

Para obter estes valores, adotou-se:

Peso próprio do tabuleiro: $p = A_{seção} \cdot \gamma_c$, onde:

$A_{seção}$: área da seçã;

$\gamma_c = 2{,}5\, tf/m^3$: peso específico do concreto.

$A_{seção\ Vaã}$: $0{,}5175m^2 \times 2{,}5 =$ **1,294tf/m**

$A_{seção\ Apoio}$: $0{,}9177m^2 \times 2{,}5 =$ **2,294tf/m**

1.9.1.1 PRÉ-LAJES E LAJES (G2)

g2$_{\text{laje tabuleiro}}$ = $0{,}25 \times 2{,}5 =$ $\mathbf{0{,}625\ tf/m2}$

1.9.1.2 PAVIMENTO E OUTROS (G3)

g3$_{\text{pavimento}}$= $0{,}10 \times 2{,}4 =$ $\mathbf{0{,}240\ tf/m^2}$

g3$_{\text{new jersey}}$ = $\frac{0{,}2410 \times 2{,}5}{0{,}40} =$ $\mathbf{1{,}506\ tf/\ m^2\ ou\ 0{,}603\ tf/m}$

g3$_{\text{transversina}}$ $= 1{,}20 \times 0{,}30 = 0{,}360m^2 \times 2{,}5 =$ $\mathbf{0{,}900\ tf/m}$

g3$_{\text{cortina}}$ $= 2{,}25 \times 0{,}25 = 0{,}563m^2 \times 2{,}5 =$ $\mathbf{1{,}406\ tf/m}$

g3$_{\text{ala}}$ $= (\frac{0{,}60+2{,}00}{2} = 1{,}30 * 0{,}25 = 0{,}325m^2 \times 2{,}5 =$ $\mathbf{0{,}813\ tf/m}$

g3$_{\text{apoio passeio}}$ =$[(0{,}15 \times 0{,}15 \times 1) \times 2{,}5] = 56{,}25kgf/m + 200kgf/m = \mathbf{0{,}256\ tf/m}$ – Ressaltos + Guarda Corpo.

g3$_{\text{recapa}}$**:** Será calculado, conforme NBR-07187/2003, item 7.1.2. $\mathbf{0{,}200tf/m^2}$

g3$_{\text{pórtico}}$**:** $\mathbf{3{,}673tf}$

1.9.2 CARREGAMENTOS MÓVEIS

1.9.2.1 COEFICIENTE DE IMPACTO VERTICAL

$CIV = 1{,}35, para\ estruturas\ com\ vão\ menor\ do\ que\ 10{,}00m;$

$CIV = 1 + 1{,}06 \times \left(\frac{20}{Liv + 50}\right), Para\ estruturas\ com\ vão\ entre\ 10{,}00m\ e\ 200{,}00m$

$Liv =$ é o vão em metros para o cálculo CIV, conforme NBR 7188/2013, item 5.1.2.1.

$$CIV = 1 + 1{,}06 \times \left(\frac{20}{35{,}00 + 50}\right) = 1{,}25$$

1.9.2.2 COEFICIENTE DE NÚMERO DE FAIXAS

$$CNF = 1 - 0{,}05 \times (n - 2) > 0{,}9$$

Onde: n é o número inteiro de faixas de tráfego rodoviária a serem carregadas sobre o tabuleiro transversalmente continuo. Acostamento e faixa de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

1.9.2.3 COEFICIENTE DE IMPACTO ADICIONAL

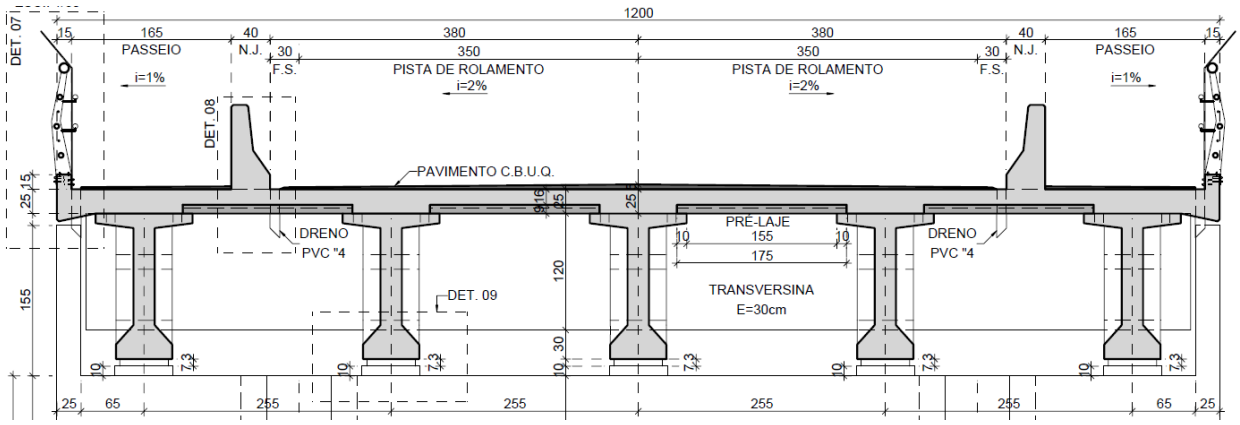
Os esforços das cargas móveis definidas pelo TB devem ser majorados nas regiões das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majoradas pelo coeficiente de impacto adicional, abaixo definido:

$CIA = 1{,}25\ para\ obras\ em\ concreto\ ou\ misto;$

$CIA = 1{,}15\ para\ obras\ em\ aço.$

1.9.2.4 MULTIDÃO (Q)

Para obter estes valores, adotou-se:



Largura total da OAE 12,00

12,00m/4 linhas = 3,00m largura da faixa.

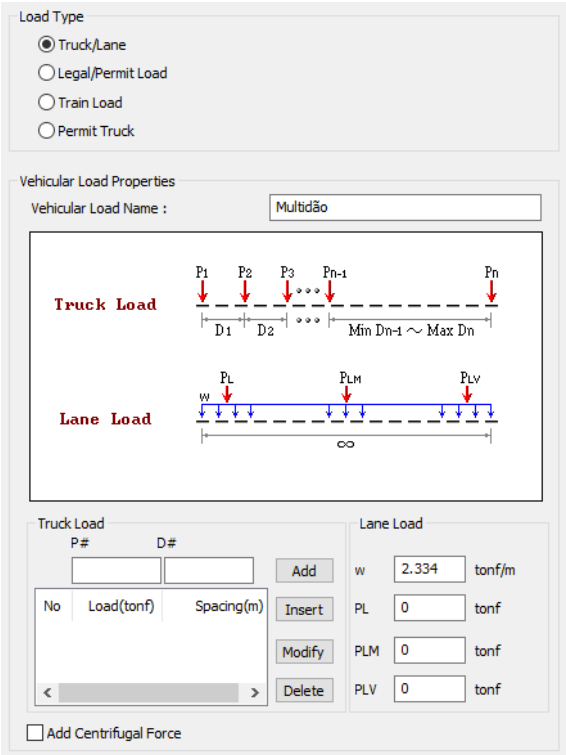
Carregamento devido multidão: $q_m = L_{lc} \cdot q \cdot CIV$, onde:

$L_{lc} = 3{,}00m$: largura da linha de influência;

$q = 0{,}5\, tf/m^2$: carga de multidão;

$q_m Vão = 3{,}00m \times 0{,}5\, tf/m^2 \times 1{,}25 = 1{,}875\, tf/m.$

$q_m Encontro = 3{,}00m \times 0{,}5\, tf/m^2 \times 1{,}25 \times 1{,}25 = 2{,}334\, tf/m.$



1.9.2.5 VEÍCULO: TB-45

Carregamento devido TB-45: $Q_{TB} = n_{TB} \cdot Q_{eixo} \cdot CIV$, onde:

n_{TB}: número de trens-tipo (a favor da segurança, admitiu-se a possibilidade de que haja um trem-tipo em cada linha de influência);

Será desconsiderada a carga da multidão sobre o veículo.

$TB45 = 45tf$

$Veiculo = 3{,}00 \times 6{,}00 = 18{,}00m^2$

$Multidão = 0{,}500tf/m^2$

$0{,}500tf/m^2 \times 18{,}00m^2 = 9{,}00tf$

$p = 45ton - 9{,}00ton = 36{,}00tf$

$$Q_{eixo} = \frac{36{,}00tf}{3\ eixos} = 12tf$$

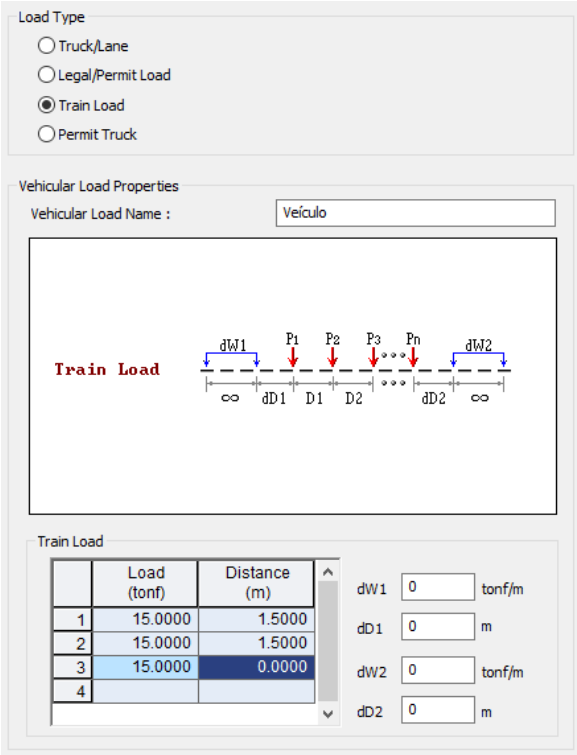
$Q_{eixo} = 12tf$: peso do eixo do trem-tipo;

Assim:

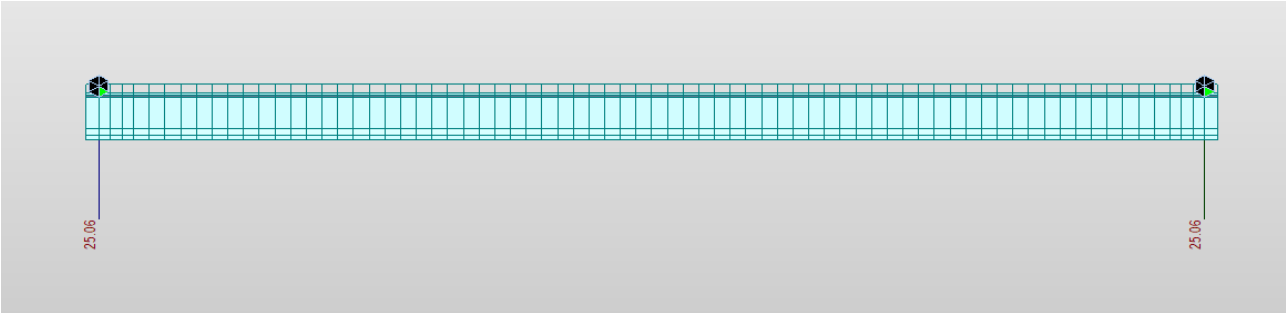
$Q_{TB} = 12tf \times \mathrm{CIV} \times \mathrm{CNF} =$

$Q_{TB} = 12tf \times 1{,}25 \times 1 = 15{,}00\ tf/m$

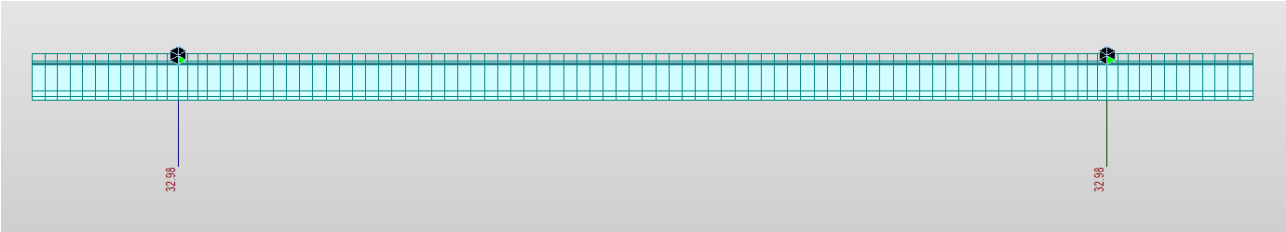
Nos encontros já está sendo adotado o CIA de 1,25 sobre a carga.



1.9.3 PESO PRÓPRIO (G1)



$\boldsymbol{Peso\ da\ Viga\ Isolada - 50,12Tonf}$



$\boldsymbol{Peso\ da\ Viga + Balanço - 65,96Tonf}$

Obs.: Para o cálculo da viga consideramos a carga atuando somente sobre a viga sem o funcionamento de grelha do modelo de cálculo (ou seja, a carga da laje sendo distribuída proporcionalmente à área de contribuição). Contudo para o dimensionamento da laje o efeito de grelha foi considerado.

1.9.4 ESFORÇOS HORIZONTAIS

1.9.4.1 FRENAGEM /ACELERAÇÃO

As forças horizontais devido à frenagem e/ou aceleração aplicadas no nível do pavimento são um percentual da carga característica dos veículos aplicadas sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável, concomitantemente com a respectiva carga:

$$Hf = 0{,}25 \times B \times L \times CNF$$

Onde:

$Hf \geq 135KN$

$B\ =\ \text{é}\ a\ largura\ efetiva, expressa\ em\ (m), da\ carga\ distribuída\ de\ 5kN/m^2$

$L\ =\ \text{é}\ o\ comprimento\ concomitante, expresso\ em\ (m), da\ carga\ distribuída$

$$Ponte\ Existente -\ Hf1 = 0{,}25 \times 12{,}00 \times 46{,}00 \times 1$$

$$Hf1 = 138{,}00kN$$

1.9.5 VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Força longitudinal devido à variação de temperatura nas barras:

$\Delta T = \pm 10ºC\ conforme\ item\ 11.4.2.1\ b\ da\ NBR\ 6118.$

$Coeficiente\ de\ dilatação\ térmica: \alpha = 10^{-5} m/m.ºC$

Enquanto o gradiente de temperatura entre topo e fundo da Laje é de $\Delta T = 5ºC$

1.9.6 RETRAÇÃO + FLUÊNCIA DO CONCRETO

Consideramos a retração e fluência do concreto calculada automaticamente pelo programa, de acordo com os parâmetros apresentados.

1.9.7 CABOS DE PROTENSÃO

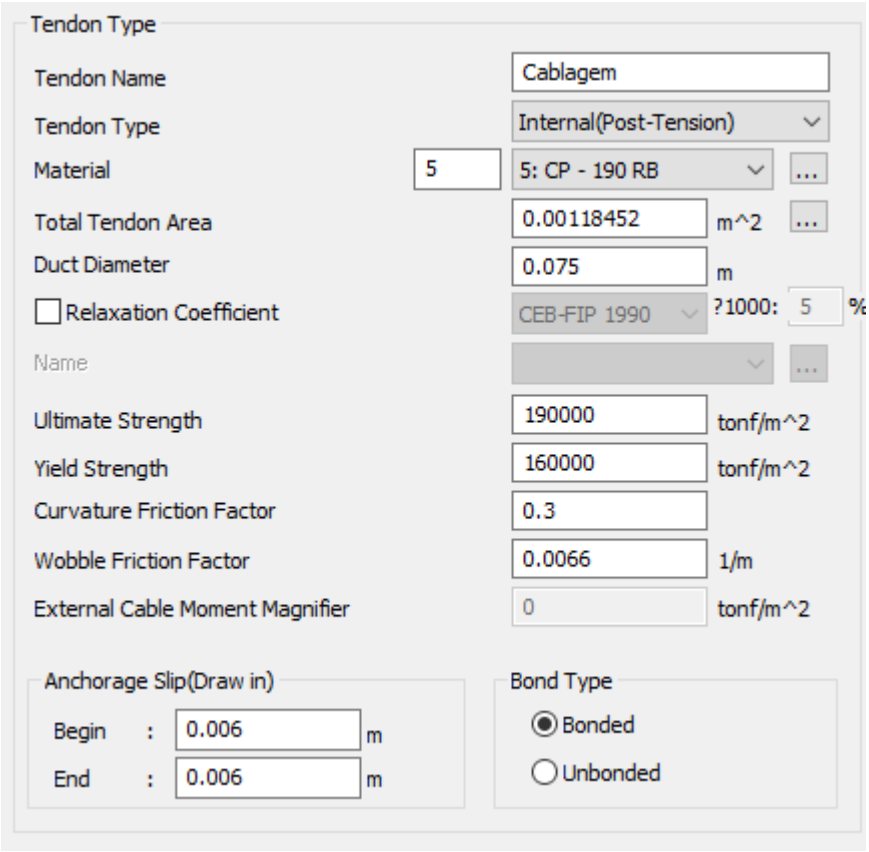
Os cabos de protensão nesta memória de cálculo são com o intuito de analisar os efeitos de retração e fluência causados pela compressão.

Os cabos médios foram lançados para garantir tensões de compressão das vigas na combinação quase permanente.

A protensão será melhor detalhada e analisada no cálculo das vigas longarinas.

Cordoalhas de Ø12,7mm

1.9.7.1 FORÇA DE PROTENSÃO – VÃO 01



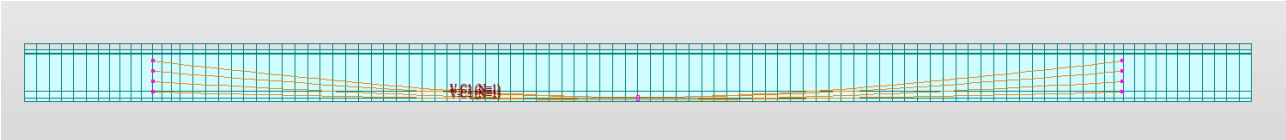
Cordoalha	
12,70	mm
Quantidade de Cordoalhas	
14,00	unidades
Força de Protensão p/ cordoalha	
14,00	tf
Força de tensão	
141.843,97 tf/m²	
Área de 1 cordoalha	
98,70 mm²	
Área para: 14,00	
1.381,80 mm²	

Cabos protendidos com a tensão de 141.843,97 tf/m² para as vigas do vão 01.

Área de cada cordoalha = 9,87e^{-5} m²

Protensão de cada cordoalha = 14,00 tf

Cada cabo abaixo equivale a 14 cordoalhas de Ø12,7mm (3 cabos de 14 Ø12,7mm) - Por viga.

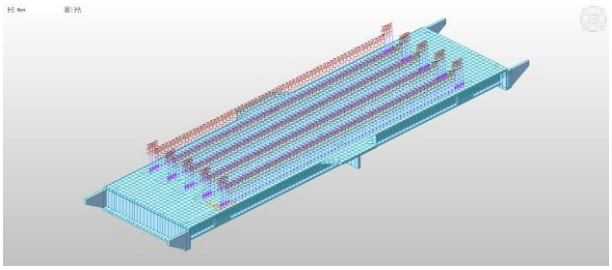


O programa Midas leva em conta as perdas nos cabos devido ao atrito e encunhamento e também ao longo do tempo como pode ser visto pelos resultados a seguir.

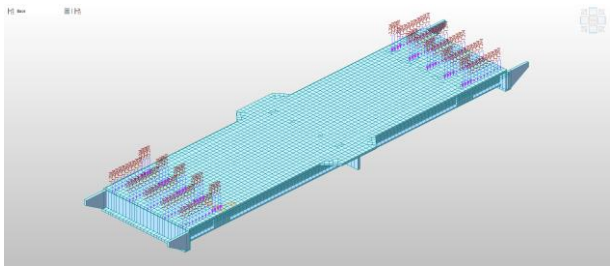
Esta configuração de cabos foi adotada para simplificar a execução da obra. Com 3 cabos de 14 cordoalhas Ø12,7mm.

1.10 ILUSTRAÇÃO DOS CARREGAMENTOS CALCULADOS PARA A SUPERESTRUTURA

1.10.1 G1: PESO PRÓPRIO DAS VIGAS SEM EFEITO GRELHA

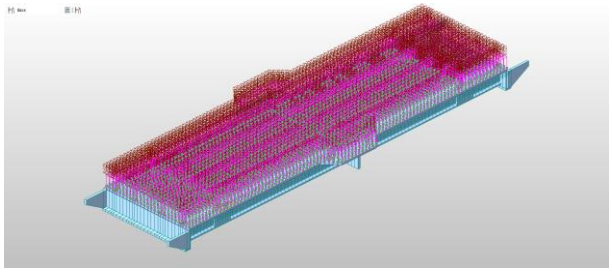


Carregamento Vigas Longarinas.



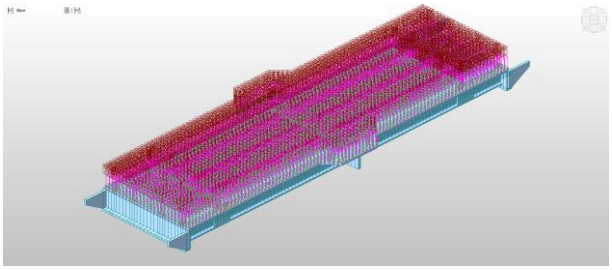
Carregamento Viga Balanço.

1.10.2 G2: LAJE E PRÉ-LAJE SEM EFEITO GRELHA

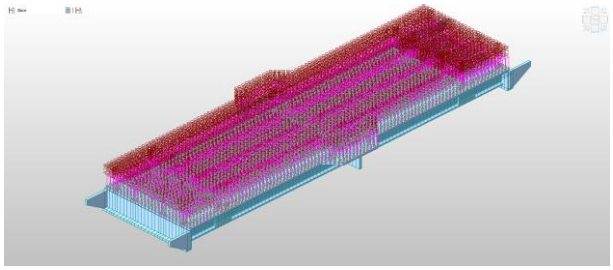


Laje Tabuleiro.

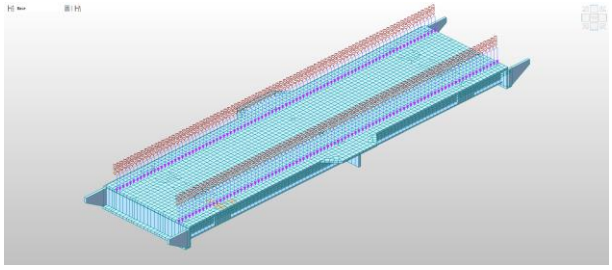
1.10.3 G3: PAVIMENTO, DEFENSAS E OUTROS



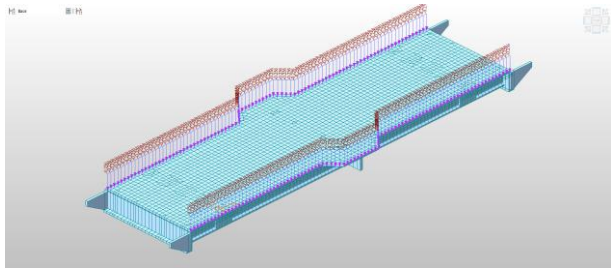
Pavimento.



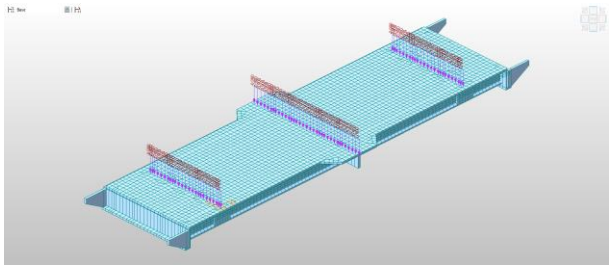
Recapa.



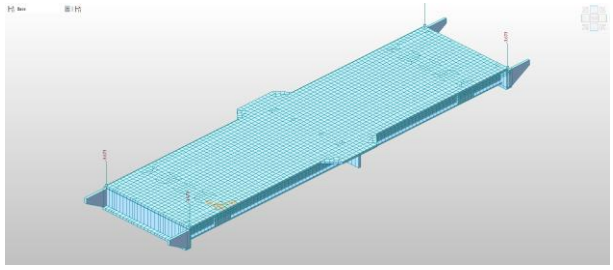
Barreira New Jersey.



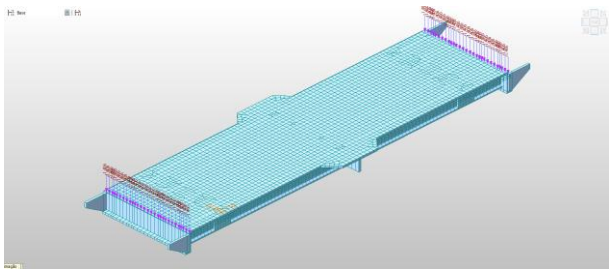
Guarda Corpo Passeio.



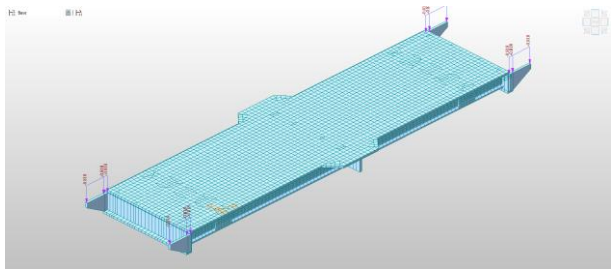
Transversinas.



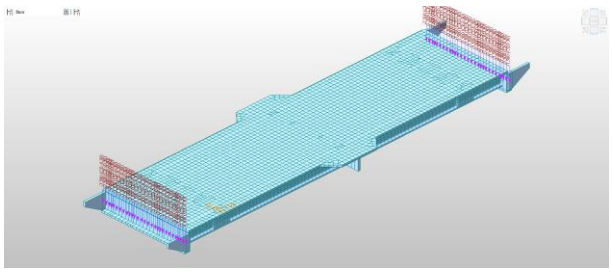
Pórtico.



Cortina.

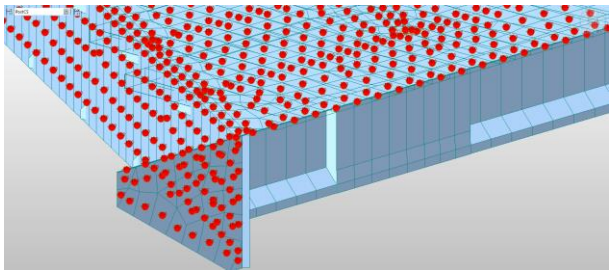


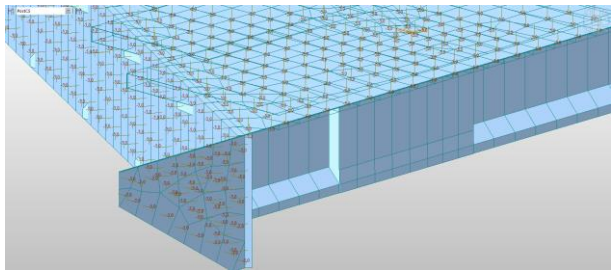
Alas.



Laje de Aproximação.

1.10.4 VARIAÇÃO E GRADIENTE DE TEMPERATURA

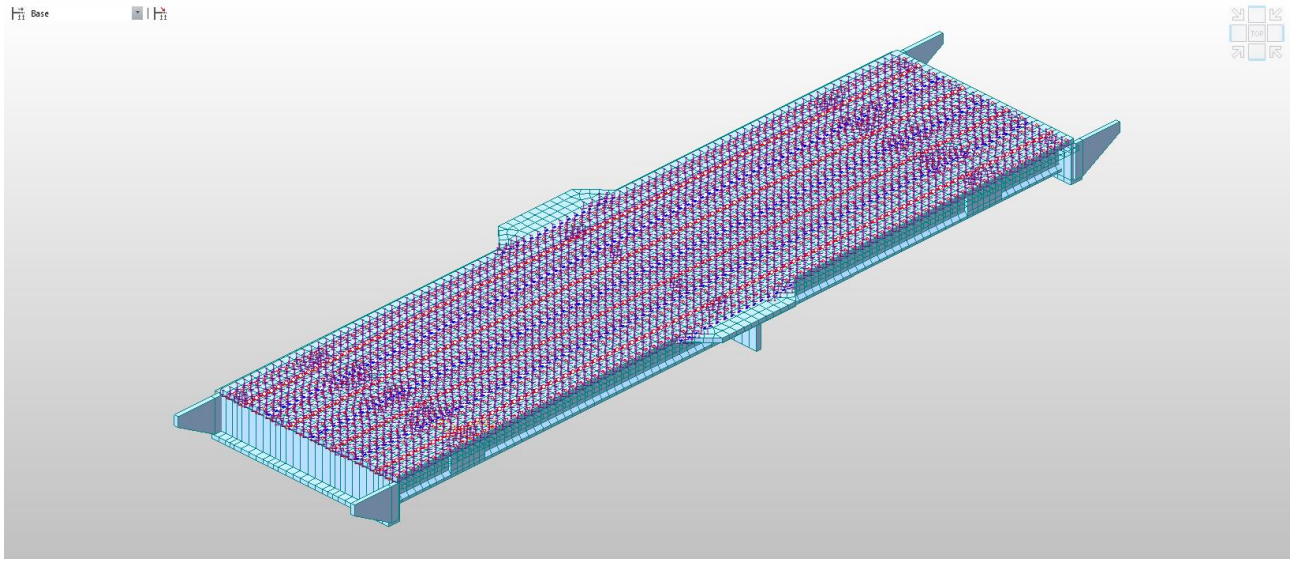




1.10.5 VEÍCULOS COM IMPACTO NO TABULEIRO

No total foram consideradas várias posições de veículos no tabuleiro. Das quais apresentamos algumas:

Característica do veículo tipo subtraído da carga de multidão com impacto.



1.11 COMBINAÇOES DE CÁLCULO

1.11.1 COEFICIENTE DE AÇÃO DAS AÇÕES

Tabela 11.1 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (*g*)		Variáveis (*q*)		Protensão (*p*)		Recalques de apoio e retração	
	D	*F*	*G*	*T*	*D*	*F*	*D*	*F*
Normais	1,4 [a]	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde

D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

[a] Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 11.2 – Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1 [a]	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas [b]	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas [c]	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

[a] Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
[b] Edifícios residenciais.
[c] Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

1.11.2 COMBINAÇÕES ELS

Combinações de Estado Limite de Serviço.

Tabela 11.4 – Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$

onde

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

1.11.3 COMBINAÇÕES ELU

Combinações de Estado Limite de Último.

Tabela 11.3 – Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado [a]	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \Sigma\psi_{0j} F_{qjk}\right) + \gamma_{\varepsilon q}\psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{kmáx}$ e $P_{kmín}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,\,min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \Sigma\,\psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção [b]	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \Sigma\psi_{0j} F_{qjk}\right) + \gamma_{\varepsilon q}\psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$	
Excepcionais [b]	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \Sigma\psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q}\psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$	

onde

F_d	é o valor de cálculo das ações para combinação última;
F_{gk}	representa as ações permanentes diretas;
$F_{\varepsilon k}$	representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;
F_{qk}	representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

1.12 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DAS LAJES TABULEIRO – ESFORÇOS SOLICITANTES

Conforme resultado do processamento do programa "MIDAS", são apresentados a seguir os esforços solicitantes;

Para uma melhor obtenção dos resultados foi realizado 4 cortes na laje, da esquerda para direita, linha 01 esforços na ponta da laje, linha 02, linha 03 e linha 04 cortes no centro da obra.

1.12.1 RESUMO TABELADO DOS MOMENTOS FLETORES

A laje será armada transversalmente com uma armadura diferenciada em alguns pontos. Desta forma apresentaremos os resultados tabelados da seção com os maiores esforços solicitantes.

Os valores apresentados nas tabelas abaixo foram retirados dos gráficos apresentados acima para Mx e My, conforme imagem.

Combinação:

Carga Perm.

Carga Mov.

Carga Perm. + Carga Móvel

Envoltória

- Mym – Transversal Positivo;
- Mye – Transversal Negativo;
- Mxm – Longitudinal Positivo;
- Mxe – Longitudinal Negativo;

$Mg = Mg2 + Mg3 + (Mrec\ se\ favorável);$

$Mq = (Mmultidão + Mveículo) \times Coef.impactoMd = (1{,}35) \times Mg + 1{,}5 \times Mq.$

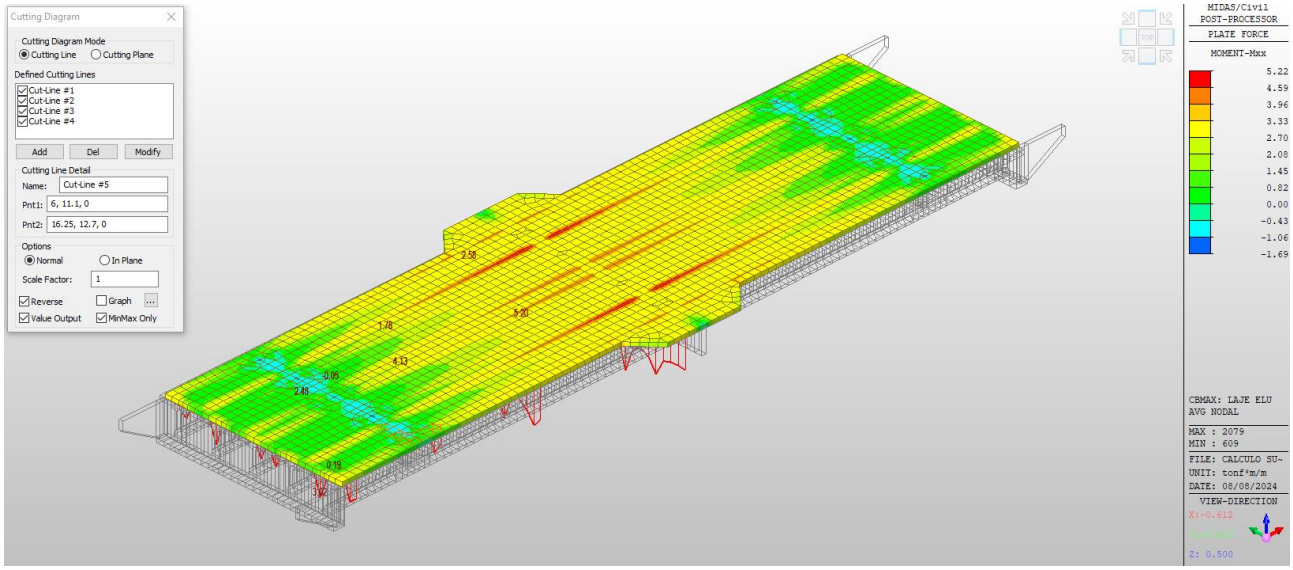
Os momentos devido à carga móvel (Mq) foram multiplicados por 1,35 devido à relação dos coeficientes de impacto da viga e da laje.

$Mg = Mg2 + Mg3 + (Mrec\ se\ favorável\ ou\ 0);$

$Mq = (Mmultidão + Mveículo) \times 1{,}35;$

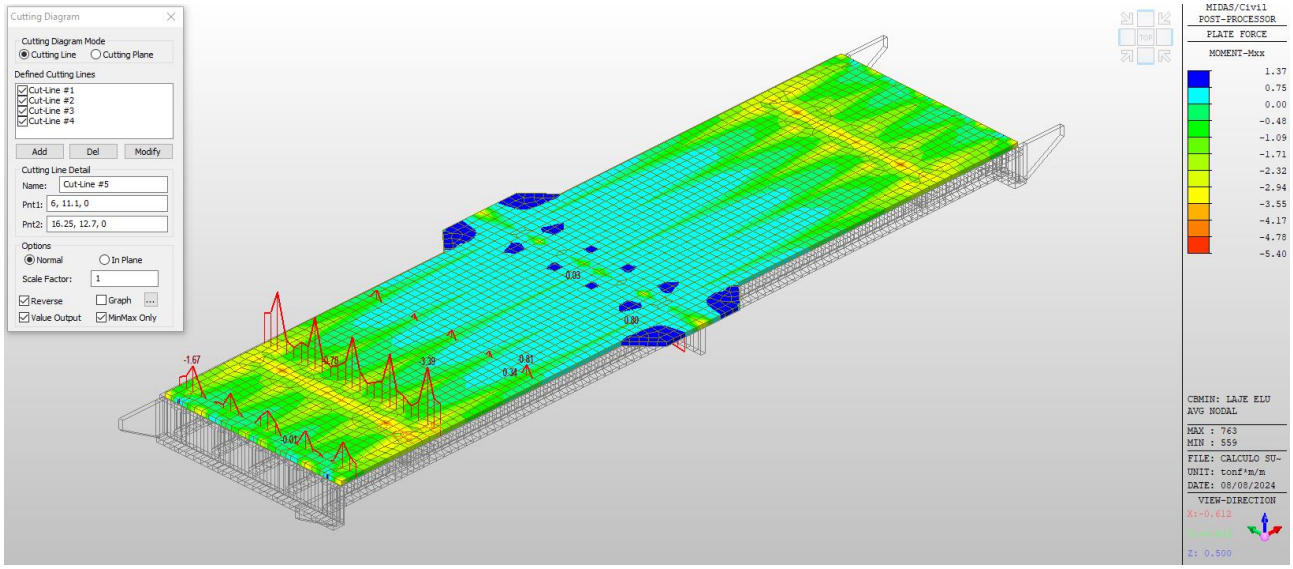
$Md = 1{,}35 \times Mg + 1{,}5 \times Mq.$

1.12.1.1 ENVOLTÓRIA MÁX. (MX)



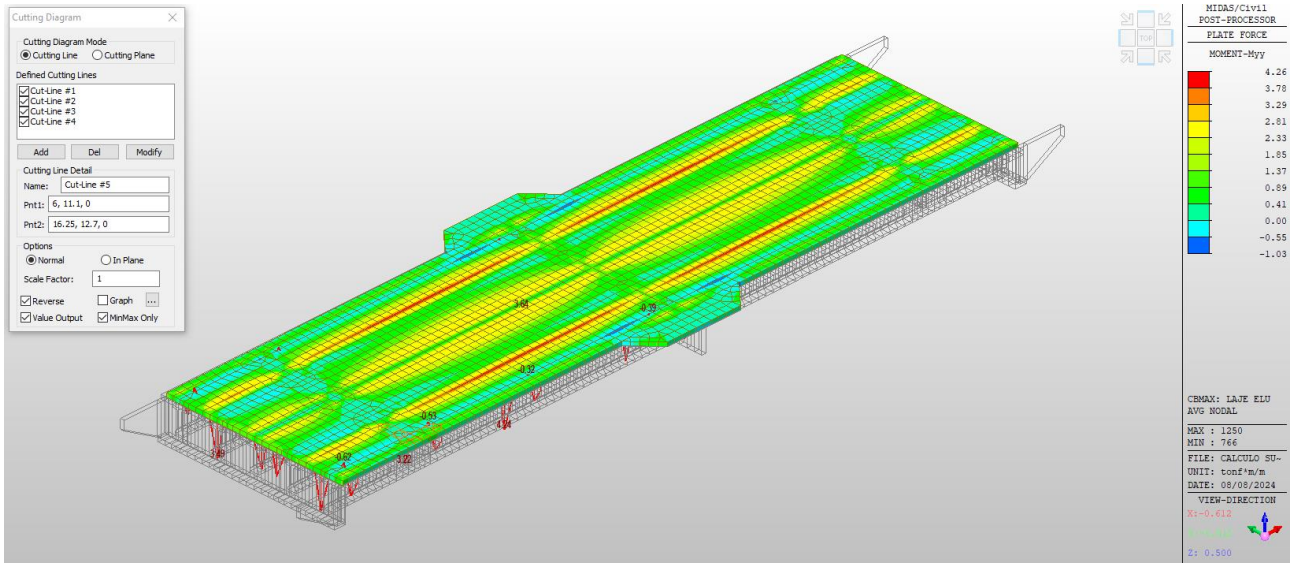
$Mxm = +5{,}22 tonf * m/m$

1.12.1.2 ENVOLTÓRIA MÍN. (MX)



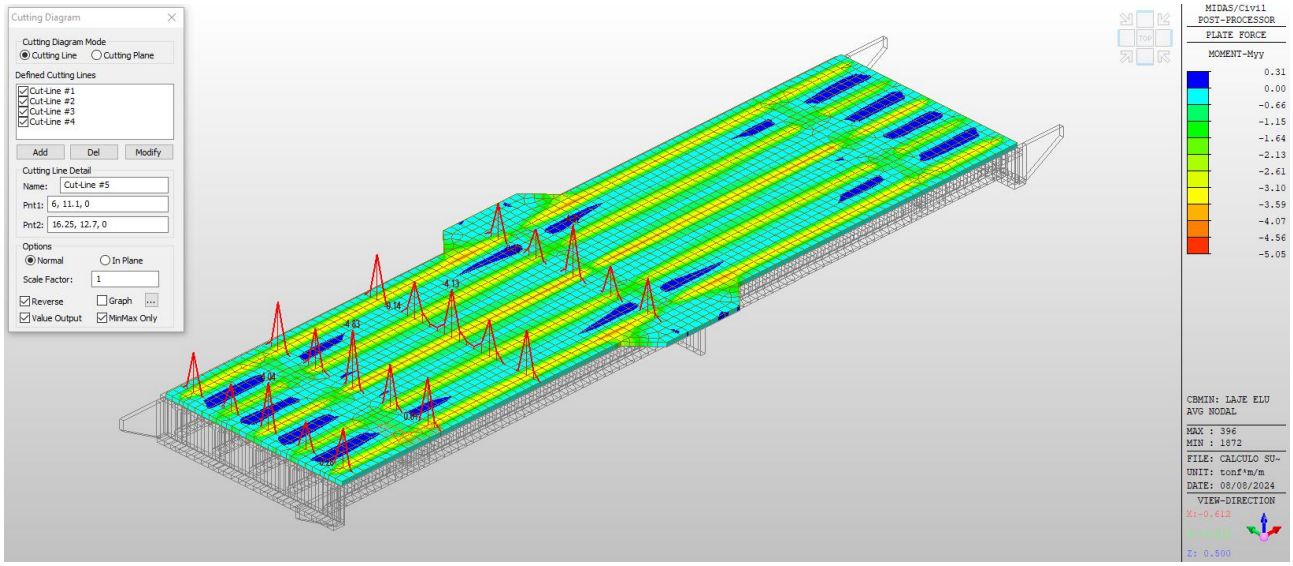
$Mxe = -5{,}40 tonf * m/m$

1.12.1.3 ENVOLTÓRIA MÁX. (MY)



$Mym + 4{,}26tonf * m/m$

1.12.1.4 ENVOLTÓRIA MÍN. (MY)



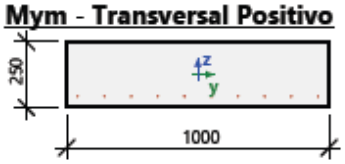
$Mye = -5{,}05tonf * m/m$

1.12.2 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

Será feito o dimensionamento à flexão, com verificação do estado limite último de resistência à fadiga e do estado limite de fissuração.

- Para Mym altura da seção de cálculo = 25cm - (altura real - transversal positiva);
- Para Mye altura da seção de cálculo = 25cm;
- Para Mxm altura da seção de cálculo = 25cm (seção útil) - (longitudinal positiva);
- Para Mxe altura da seção de cálculo = 25cm.

Mym - Transversal Positivo



10ϕ8 (503 mm2)

Configurações de cálculo

EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11	EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008
Tipo de elemento	Viga Verificação
Comprimento do elemento	1 m
Classes de ambiente	XC1

Materiais

Concreto	C 25/30
Arm. longitudinal	B 500 B
Armadura de cisalhamento	Nenhum

Resumo de Cálculo

Verificação	Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Edy,rec}$ [kNm]	$M_{Edz,rec}$ [kNm]	Fatores verificação	Status
N+My+Mz - Diagrama	ELU / 1	0	0	0	0	42.6	0	0,92	OK
N+My+Mz - Resposta	ELU / 1	0	0	0	0	42.6	0	0,94	OK
Interação V+T	ELU / 1	0	0	0	0	42.6	0	0,00	OK

Cobrimento

Cobrimento mínimo devido às necessidades de aderência

$c_{min,b,l} = 8$ mm

$c_{min,b,s} = 8$ mm

$c_{min,b} = \max(c_{min,b,l} - \phi_s; c_{min,b,s}) = \max(8 - 8; 8) = 8$ mm §4.4.1.2(3)

Cobrimento mínimo devido às condições ambientais: XC1, XD0, XS0, XF0, XA0

Classe estrutural S4

$c_{min,dur} = 15$ mm §4.4.1.2(5)

Elemento de segurança aditivo

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm §4.4.1.2(6)

Redução do cobrimento mínimo pelo o uso de aço inoxidável

$\Delta c_{dur,st} = 0$ mm §4.4.1.2(7)

Redução do cobrimento mínimo por causa de proteção adicional

$\Delta c_{dur,add} = 0$ mm §4.4.1.2(8)

Cobrimento de concreto mínimo

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) = \max(8; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15$ mm (4.2)

Tolerância no projeto por causa do desvio

$\Delta c_{dev} = 10$ mm §4.4.1.3(1)

Cobrimento de concreto necessário

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25$ mm §4.4.1.3(1)

Coeficiente de fluência

Configurações de cálculo

A idade do concreto na hora do carregamento $t_0 = 28$ dias

A idade no momento considerado $t = 18250$ dias

Umidade relativa RH = 50 %

Características do material

Classe do cimento R

O coeficiente depende do tipo de cimento $s = 0.2$

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t

$\beta_{cc(t)} = 1.21$ (3.2)

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t_0

$$\beta_{cc(t_0)} = e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right)} = 2.72^{\left(0.2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{28}}\right)\right)} = 1 \quad (3.2)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade fcm(t)

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)} \cdot f_{cm} = 1.21 \cdot 33 = 40 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade do carregamento fcm(t_0)

$$f_{cm(t0)} = \beta_{cc(t0)} \cdot f_{cm} = 1 \cdot 33 = 33 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

Características da seção

Área da seção transversal de concreto $A_c = 0.25 \text{ m}^2$

Perímetro da parte que está exposta a secagem $u = 2.5 \text{ m}$

O tamanho fictício $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0.25}{2.5} = 200 \text{ mm}$

Cálculo do coeficiente de fluência EN1992-1-1

Os coeficientes a serem considerarem a influência da resistência do concreto

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.7} = 1.04 \quad (B.8c)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.2} = 1.01 \quad (B.8c)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.5} = 1.03 \quad (B.8c)$$

Os coeficientes que dependem da umidade relativa e do tamanho do elemento fictício

$$\beta_H = \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \cdot RH\right)^{18}\right) \cdot h_0 \cdot 1000 + 250; 1500\right) \quad (B.8a)$$

$$= \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \cdot 50\right)^{18}\right) \cdot 0.2 \cdot 1000 + 250; 1500\right) = 550$$

O coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento

$$\beta_{c(t,t0)} = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{18250 - 28}{550 + 18250 - 28}\right)^{0.3} = 0.991 \quad (B.7)$$

O efeito do tipo de cimento no coeficiente de fluência

$$t_{0,c} = \max\left(t_0 \cdot \left(\left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1\right)\right)^{\alpha}; 0.5\right) = \max\left(28 \cdot \left(\left(\frac{9}{2 + 28^{1.2}} + 1\right)\right)^{1}; 0.5\right) = 32.5 \text{ dias} \quad (B.9)$$

O coeficiente da idade do concreto no carregamento

$$\beta_{(t0)} = \frac{1}{\left(0.1 + \left(t_{0,c}\right)^{0.2}\right)} = \frac{1}{\left(0.1 + \left(32.5\right)^{0.2}\right)} = 0.4749 \quad (B.5)$$

O coeficiente da resistência do concreto

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{33}} = 2.9245 \quad (B.4)$$

O coeficiente da umidade relativa

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1 + \frac{1 - 0.5}{0.1 \cdot 200^{\frac{1}{3}}} = 1.8550 \quad (B.3a)$$

O coeficiente da fluência fictícia

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta_{(fcm)} \cdot \beta_{(t0)} = 1.8550 \cdot 2.9245 \cdot 0.4749 = 2.5763 \quad (B.2)$$

O coeficiente de fluência

$$\phi_{(t,t0)} = \phi_0 \cdot \beta_{c(t,t0)} = 2.5763 \cdot 0.991 = 2.5534 \quad (B.1)$$

Capacidade N+My+Mz - Diagrama

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Forças

$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 42.6 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

Dados de entrada para a geração dos diagramas de interação

Método de verificação do diagrama de interação	N_uM_u
Divisão de deformações verticais	300
Número de cortes verticais	180
Valor resultante do momento fletor	M_{res} = 42.6 kNm
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção M_y no plano horizontal M_y-M_z	α_{MyMz} = 180 °
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção N no plano vertical N-M_{res}	α_{NM} = 0 °

Cálculo das resistências

Resistências na direção positiva N_{Rd+} = 0 kN M_{Rdy+} = 46 kNm M_{Rdz+} = 0 kNm

Resistências na direção negativa N_{Rd-} = 0 kN M_{Rdy-} = -8 kNm M_{Rdz-} = 0 kNm

Resumo da verificação

Forças: N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 42.6 kNm M_{Edz} = 0 kNm

Resistência: N_{Rd} = 0 kN M_{Rdy} = 46 kNm M_{Rdz} = 0 kNm

Cálculo do fator de verificação:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{0^2 + 42.6^2 + 0^2}}{\sqrt{0^2 + 46.4^2 + 0^2}} = 0.919 \quad <= 1 \quad \text{OK}$$

Diagrama de interação 3D - Seção vertical N-M_y

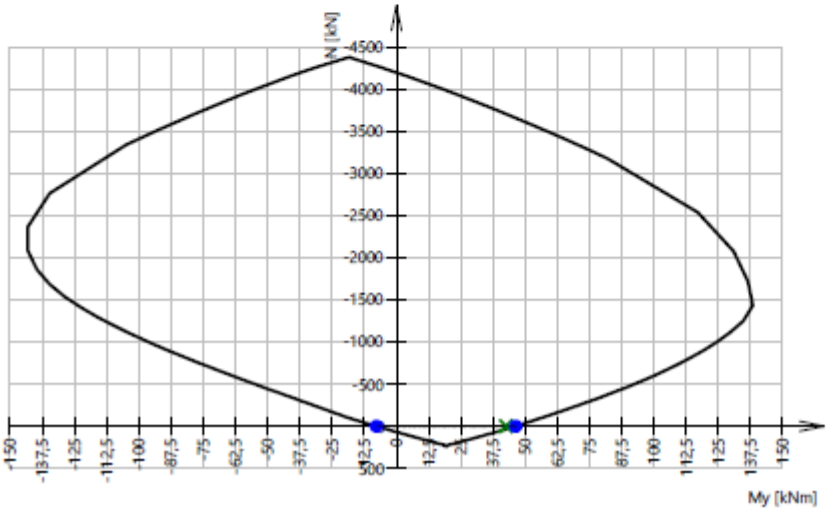
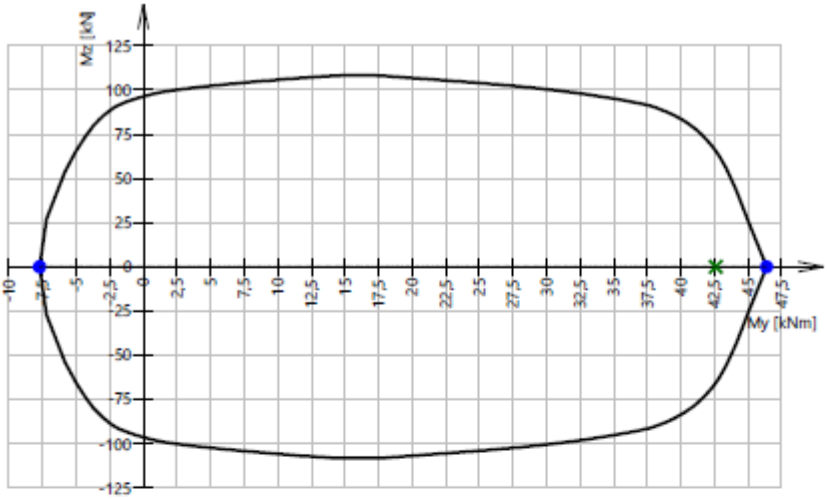


Diagrama de interação 3D - Seção horizontal M_y-M_z



Capacidade N+My+Mz - Resposta

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

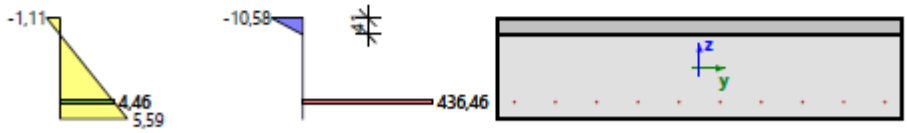
Content of combination: CO1

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 42.6 kNm M_{Edz} = 0 kNm

Resumo da verificação

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Verificação deformação [-]	Verificação tensão [-]	Fator de verif.[-]	Limite [-]	Status
Concreto	5	-1.11	-10.6	0,32	0,63	0,94	1	OK
Arm.	1	4.46	436	0,10	0,94			

Distribuição da tensão e da deformação

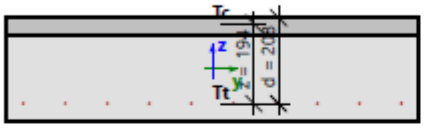


Valores extremos da tensão/deformação em componente

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Fator de verif.[-]	Status
Concreto - compressão	5	-1.11	-3.5	-10.6	-16.7	0,63	OK
Concreto - tração	1	5.59	0	0	0	0,00	OK
Armadura - compressão	1	0	0	0	0	0,00	OK
Armadura - tração	1	4.46	45	436	466	0,94	OK

Plano de deformação

Deformação no centro de gravidade	ε_x = 2.24 ‰
Curvatura ao redor do eixo (y)	ε_y = -26.8 ‰
Curvatura ao redor do eixo (z)	ε_z = 0 ‰
Altura da zona comprimida	x = 41 mm
Altura equilibrada da zona de compressão	x_{bal} = 125 mm
Altura limite da zona de compressão	x_{lim} = 15 mm
Inclinação da linha neutra	α_{NA} = 0 °
Altura da seção perpendicular à linha neutra	h = 250 mm
Altura efetiva da seção perpendicular à linha neutra	d = 208 mm
Braço de alavanca da seção perpendicular à linha neutra	z = 194 mm



Características da seção

Tipo do componente	t_y [m]	t_z [m]	A [m²]	I_y [m⁴]	I_z [m⁴]
Concreto - compressão	0	0.104	0.0415	$457 \cdot 10^{-6}$	$3.46 \cdot 10^{-3}$
Concreto - tração	0	-0.021	0.209	$845 \cdot 10^{-6}$	0.0174
Armadura - compressão	0	0	0	0	0
Armadura - tração	0	-0.083	$503 \cdot 10^{-6}$	$3.46 \cdot 10^{-6}$	$43 \cdot 10^{-6}$
Todo o concreto	0	0	0.25	$1.3 \cdot 10^{-3}$	0.0208
Todas as barras da arm.	0	-0.083	$503 \cdot 10^{-6}$	$3.46 \cdot 10^{-6}$	$43 \cdot 10^{-6}$

Forças em todos os componentes da seção

Tipo do componente	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concreto - compressão	-219	24.4	0	0	0.111
Concreto - tração	0	0	0	0	0
Armadura - compressão	0	0	0	0	0
Armadura - tração	219	18.2	0	0	-0.083
Todos em compressão	-219	24.4	0	0	0.111
Todas tracionadas	219	18.2	0	0	-0.083
Resumo	0	42.6	0		

Resultados detalhados das tensões e deformações nas fibras de concreto

Fibra	Material	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\varepsilon / \varepsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Verificação
1	C 25/30	-0.5	-0.125	5.59	0	0	0	0	0	OK
2	C 25/30	0	-0.125	5.59	0	0	0	0	0	OK
3	C 25/30	0.5	-0.125	5.59	0	0	0	0	0	OK
4	C 25/30	0.5	0	2.24	0	0	0	0	0	OK
5	C 25/30	0.5	0.125	-1.11	-3.5	-10.6	-16.7	0.32	0.63	OK
6	C 25/30	0	0.125	-1.11	-3.5	-10.6	-16.7	0.32	0.63	OK
7	C 25/30	-0.5	0.125	-1.11	-3.5	-10.6	-16.7	0.32	0.63	OK
8	C 25/30	-0.5	0	2.24	0	0	0	0	0	OK

Resultados detalhados das tesnões e deformações nas barras da armadura

Barra	Material	d_s [mm]	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	$ε_{lim}$ [‰]	σ [MPa]	$σ_{lim}$ [MPa]	ε / $ε_{lim}$ [-]	σ / $σ_{lim}$ [-]	Verificação
1	B 500 B	8	-0.458	-0.083	4.46	45	436	466	0.1	0.94	OK
2	B 500 B	8	-0.356	-0.083	4.46	45	436	466	0.1	0.94	OK
3	B 500 B	8	-0.254	-0.083	4.46	45	436	466	0.1	0.94	OK
4	B 500 B	8	-0.153	-0.083	4.46	45	436	466	0.1	0.94	OK
5	B 500 B	8	-0.051	-0.083	4.46	45	436	466	0.1	0.94	OK
6	B 500 B	8	0.051	-0.083	4.46	45	436	466	0.1	0.94	OK
7	B 500 B	8	0.153	-0.083	4.46	45	436	466	0.1	0.94	OK
8	B 500 B	8	0.254	-0.083	4.46	45	436	466	0.1	0.94	OK
9	B 500 B	8	0.356	-0.083	4.46	45	436	466	0.1	0.94	OK
10	B 500 B	8	0.458	-0.083	4.46	45	436	466	0.1	0.94	OK

Interação V_y+V_z+T

Configurações

Método para o cáclulo das resistências ao cisalhamento: Padrão

Valor limite do ângulo entre o momento fletor e a força cortante resultante para o uso o método padrão: $α_{VM,lim}$ = 15 °

Seção transversal de parede fina equivalente: Seção transversal inserida

O ângulo entre a biela de compressão de concreto e elemento de eixo: Entrada do usuário: $θ_{inp}$ = 25 ° => cot($θ_{inp}$) = 2.14

Forças

Conteúdo da combinação: CO1

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 42.6 kNm M_{Edz} = 0 kNm V_{Edy} = 0 kN V_{Edz} = 0 kN T_{Ed} = 0 kNm

Ângulo do gradiente do plano de deformação

$α_M$ = 90 °

Ângulo da resultante da cortante

$α_V$ = 90 °

Resultante da força cortante

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + 0^2} = 0 \text{ kN}$$

Diferenças entre ângulos $α_M$ and $α_V$

$$α_{MV} = abs(α_M - α_V) = abs(90 - 90) = 0 \text{ °}$$

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

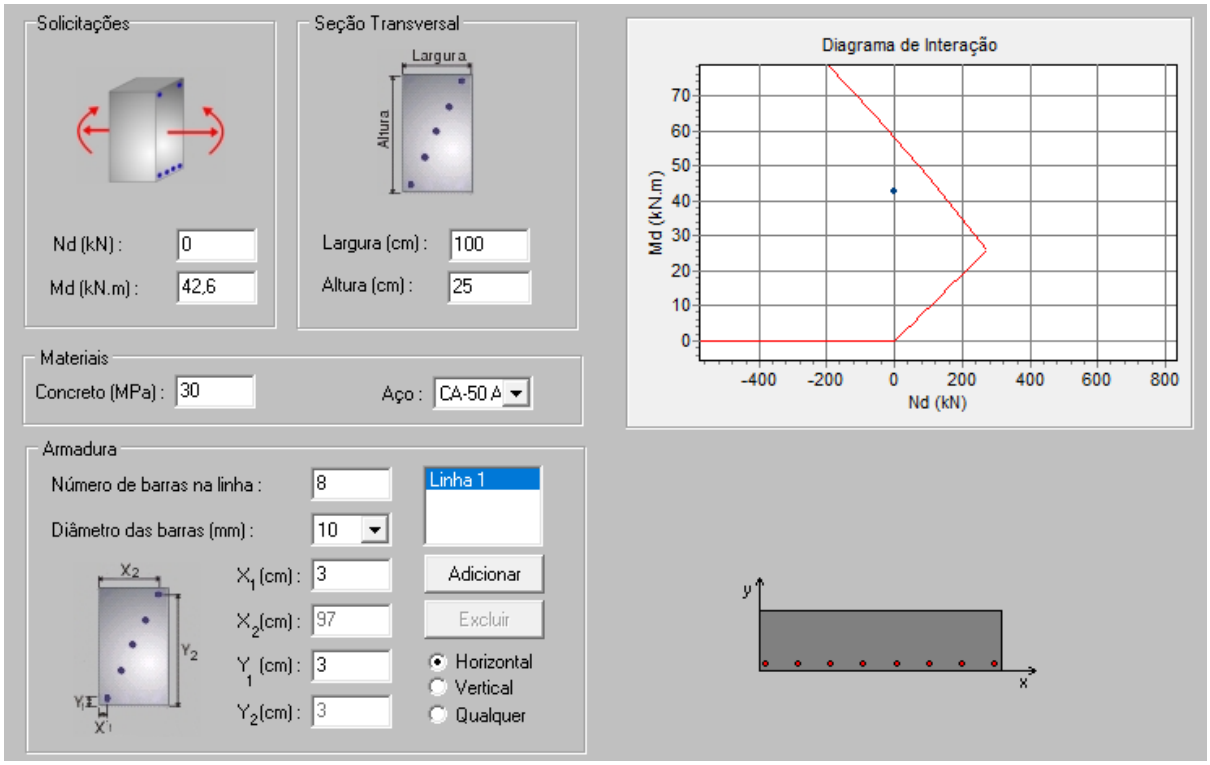
$$f_{cd} = \frac{α_{cc} \cdot f_{ck}}{γ_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo à tração do concreto

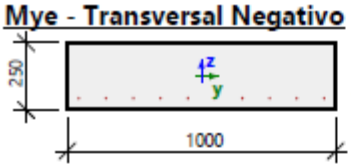
$$f_{ctd} = \frac{α_{ct} \cdot f_{ctk005}}{γ_C} = \frac{1 \cdot 1.8}{1.5} = 1.2 \text{ MPa} \qquad (3.15, 3.16)$$

Verificação de interação Vy+Vz+T

Nota: A verificação não foi feita, pois o momento torsor (T_{Ed}) e a resultante das forças cortantes (V_{Ed}) são zero.



Mye - Transversal Negativo



10ϕ10 (785 mm2)

Configurações de cálculo

EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11	EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008
Tipo de elemento	Viga Verificação
Comprimento do elemento	1 m
Classes de ambiente	XC1

Materiais

Concreto	C 25/30
Arm. longitudinal	B 500 B
Armadura de cisalhamento	Nenhum

Resumo de Cálculo

Verificação	Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Edy,rec}$ [kNm]	$M_{Edz,rec}$ [kNm]	Fatores verificação	Status
N+My+Mz - Diagrama	ELU / 1	0	0	0	0	50.5	0	0,73	OK
N+My+Mz - Resposta	ELU / 1	0	0	0	0	50.5	0	0,75	OK
Interação V+T	ELU / 1	0	0	0	0	50.5	0	0,00	OK

Cobrimento

Cobrimento mínimo devido às necessidades de aderência

$c_{min,b,l} = 10$ mm

$c_{min,b,s} = 8$ mm

$c_{min,b} = \max(c_{min,b,l} - \phi_s; c_{min,b,s}) = \max(10 - 8; 8) = 8$ mm §4.4.1.2(3)

Cobrimento mínimo devido às condições ambientais: XC1, XD0, XS0, XF0, XA0

Classe estrutural S4

$c_{min,dur} = 15$ mm §4.4.1.2(5)

Elemento de segurança aditivo

$\Delta c_{dur,y} = 0$ mm §4.4.1.2(6)

Redução do cobrimento mínimo pelo o uso de aço inoxidável

$\Delta c_{dur,st} = 0$ mm §4.4.1.2(7)

Redução do cobrimento mínimo por causa de proteção adicional

$\Delta c_{dur,add} = 0$ mm §4.4.1.2(8)

Cobrimento de concreto mínimo

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) = \max(8; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15$ mm (4.2)

Tolerância no projeto por causa do desvio

$\Delta c_{dev} = 10$ mm §4.4.1.3(1)

Cobrimento de concreto necessário

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25$ mm §4.4.1.3(1)

Coeficiente de fluência

Configurações de cálculo

A idade do concreto na hora do carregamento $t_0 = 28$ dias

A idade no momento considerado $t = 18250$ dias

Umidade relativa RH = 50 %

Características do material

Classe do cimento R

O coeficiente depende do tipo de cimento $s = 0.2$

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t

$\beta_{cc(t)} = 1.21$ (3.2)

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t_0

$$\beta_{cc(t0)} = e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right)} = 2.72^{\left(0.2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{28}}\right)\right)} = 1 \quad (3.2)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade fcm(t)

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)} \cdot f_{cm} = 1.21 \cdot 33 = 40 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade do carregamento fcm(t_0)

$$f_{cm(t0)} = \beta_{cc(t0)} \cdot f_{cm} = 1 \cdot 33 = 33 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

Características da seção

Área da seção transversal de concreto $A_c = 0.25 \text{ m}^2$

Perímetro da parte que está exposta a secagem $u = 2.5 \text{ m}$

O tamanho fictício $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0.25}{2.5} = 200 \text{ mm}$

Cálculo do coeficiente de fluência EN1992-1-1

Os coeficientes a serem considerarem a influência da resistência do concreto

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.7} = 1.04 \quad (B.8c)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.2} = 1.01 \quad (B.8c)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.5} = 1.03 \quad (B.8c)$$

Os coeficientes que dependem da umidade relativa e do tamanho do elemento fictício

$$\beta_H = \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \cdot RH\right)^{18}\right) \cdot h_0 \cdot 1000 + 250; 1500\right) \quad (B.8a)$$

$$= \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \cdot 50\right)^{18}\right) \cdot 0.2 \cdot 1000 + 250; 1500\right) = 550$$

O coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento

$$\beta_{c(t,t0)} = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{18250 - 28}{550 + 18250 - 28}\right)^{0.3} = 0.991 \quad (B.7)$$

O efeito do tipo de cimento no coeficiente de fluência

$$t_{0,c} = \max\left(t_0 \cdot \left(\left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1\right)\right)^{\alpha}; 0.5\right) = \max\left(28 \cdot \left(\left(\frac{9}{2 + 28^{1.2}} + 1\right)\right)^{1}; 0.5\right) = 32.5 \text{ dias} \quad (B.9)$$

O coeficiente da idade do concreto no carregamento

$$\beta_{(t0)} = \frac{1}{\left(0.1 + \left(t_{0,c}\right)^{0.2}\right)} = \frac{1}{\left(0.1 + \left(32.5\right)^{0.2}\right)} = 0.4749 \quad (B.5)$$

O coeficiente da resistência do concreto

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{33}} = 2.9245 \quad (B.4)$$

O coeficiente da umidade relativa

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1 + \frac{1 - 0.5}{0.1 \cdot 200^{\frac{1}{3}}} = 1.8550 \quad (B.3a)$$

O coeficiente da fluência fictícia

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta_{(fcm)} \cdot \beta_{(t0)} = 1.8550 \cdot 2.9245 \cdot 0.4749 = 2.5763 \quad (B.2)$$

O coeficiente de fluência

$$\phi_{(t,t0)} = \phi_0 \cdot \beta_{c(t,t0)} = 2.5763 \cdot 0.991 = 2.5534 \quad (B.1)$$

Capacidade N+My+Mz - Diagrama

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Forças

$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 50.5 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

Dados de entrada para a geração dos diagramas de interação

Método de verificação do diagrama de interação	$N_u M_u$
Divisão de deformações verticais	300
Número de cortes verticais	180
Valor resultante do momento fletor	M_{res} = 50.5 kNm
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção M_y no plano horizontal M_y-M_z	α_{MyMz} = 180 °
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção N no plano vertical N-M_{res}	α_{NM} = 0 °

Cálculo das resistências

Resistências na direção positiva N_{Rd+} = 0 kN M_{Rdy+} = 69 kNm M_{Rdz+} = 0 kNm

Resistências na direção negativa N_{Rd-} = 0 kN M_{Rdy-} = -11 kNm M_{Rdz-} = 0 kNm

Resumo da verificação

Forças: N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 50.5 kNm M_{Edz} = 0 kNm

Resistência: N_{Rd} = 0 kN M_{Rdy} = 69 kNm M_{Rdz} = 0 kNm

Cálculo do fator de verificação:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{0^2 + 50.5^2 + 0^2}}{\sqrt{0^2 + 69.2^2 + 0^2}} = 0.73 \quad <= 1 \quad \text{OK}$$

Diagrama de interação 3D - Seção vertical N-M_y

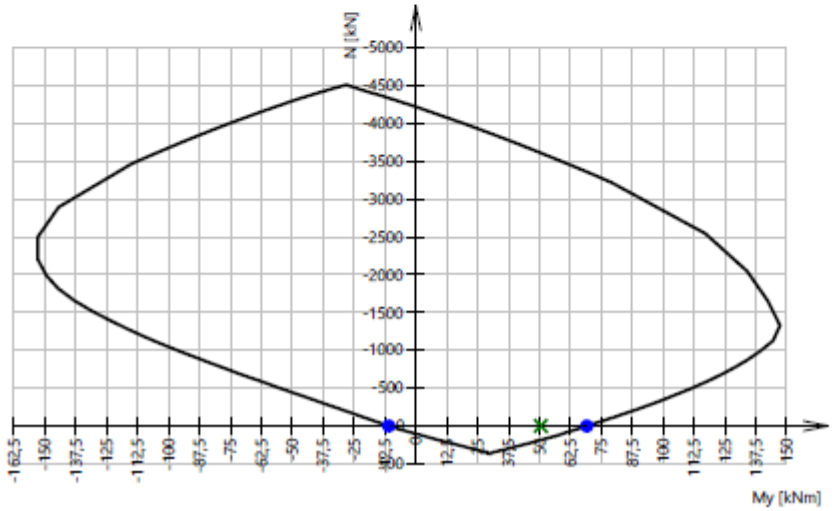
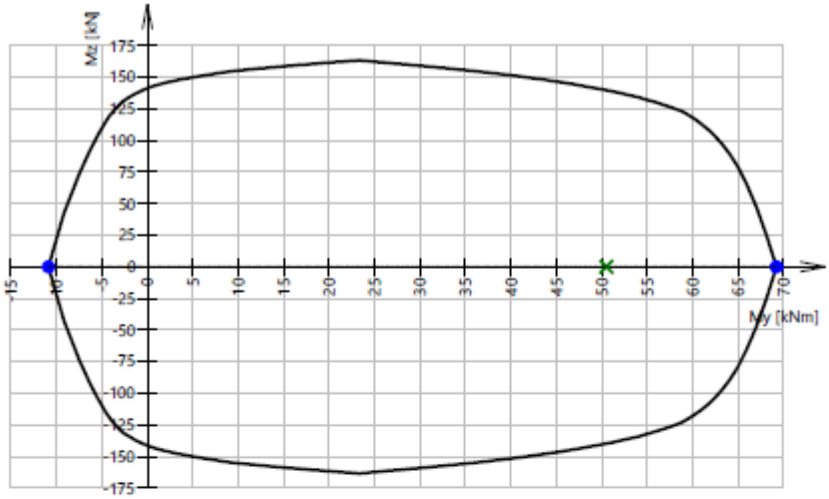


Diagrama de interação 3D - Seção horizontal M_y-M_z



Capacidade N+My+Mz - Resposta

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

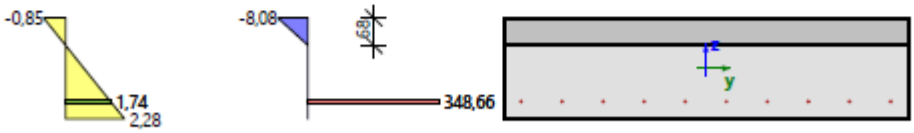
Content of combination: CO1

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 50.5 kNm M_{Edz} = 0 kNm

Resumo da verificação

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Verificação deformação [-]	Verificação tensão [-]	Fator de verif.[-]	Limite [-]	Status
Concreto	5	-0.849	-8.08	0,24	0,48	0,75	1	OK
Arm.	1	1.74	349	0,04	0,75			

Distribuição da tensão e da deformação

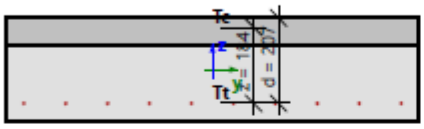


Valores extremos da tensão/deformação em componente

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Fator de verif.[-]	Status
Concreto - compressão	5	-0.849	-3.5	-8.08	-16.7	0,48	OK
Concreto - tração	1	2.28	0	0	0	0,00	OK
Armadura - compressão	1	0	0	0	0	0,00	OK
Armadura - tração	1	1.74	45	349	466	0,75	OK

Plano de deformação

Deformação no centro de gravidade	ε_x = 0.717 ‰
Curvatura ao redor do eixo (y)	ε_y = -12.5 ‰
Curvatura ao redor do eixo (z)	ε_z = 0 ‰
Altura da zona comprimida	x = 68 mm
Altura equilibrada da zona de compressão	x_{bal} = 124 mm
Altura limite da zona de compressão	x_{lim} = 15 mm
Inclinação da linha neutra	α_{NA} = 0 °
Altura da seção perpendicular à linha neutra	h = 250 mm
Altura efetiva da seção perpendicular à linha neutra	d = 207 mm
Braço de alavanca da seção perpendicular à linha neutra	z = 184 mm



Características da seção

Tipo do componente	t_y [m]	t_z [m]	A [m^2]	I_y [m^4]	I_z [m^4]
Concreto - compressão	0	0.091	0.0678	$589 \cdot 10^{-6}$	$5.65 \cdot 10^{-3}$
Concreto - tração	0	-0.034	0.182	$714 \cdot 10^{-6}$	0.0152
Armadura - compressão	0	0	0	0	0
Armadura - tração	0	-0.082	$785 \cdot 10^{-6}$	$5.28 \cdot 10^{-6}$	$66.8 \cdot 10^{-6}$
Todo o concreto	0	0	0.25	$1.3 \cdot 10^{-3}$	0.0208
Todas as barras da arm.	0	-0.082	$785 \cdot 10^{-6}$	$5.28 \cdot 10^{-6}$	$66.8 \cdot 10^{-6}$

Forças em todos os componentes da seção

Tipo do componente	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concreto - compressão	-274	28.1	0	0	0.102
Concreto - tração	0	0	0	0	0
Armadura - compressão	0	0	0	0	0
Armadura - tração	274	22.5	0	0	-0.082
Todos em compressão	-274	28.1	0	0	0.102
Todas tracionadas	274	22.5	0	0	-0.082
Resumo	-0.05	50.5	0		

Resultados detalhados das tensões e deformações nas fibras de concreto

Fibra	Material	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\varepsilon / \varepsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Verificação
1	C 25/30	-0.5	-0.125	2.28	0	0	0	0	0	OK
2	C 25/30	0	-0.125	2.28	0	0	0	0	0	OK
3	C 25/30	0.5	-0.125	2.28	0	0	0	0	0	OK
4	C 25/30	0.5	0	0.72	0	0	0	0	0	OK
5	C 25/30	0.5	0.125	-0.85	-3.5	-8.08	-16.7	0.24	0.48	OK
6	C 25/30	0	0.125	-0.85	-3.5	-8.08	-16.7	0.24	0.48	OK
7	C 25/30	-0.5	0.125	-0.85	-3.5	-8.08	-16.7	0.24	0.48	OK
8	C 25/30	-0.5	0	0.72	0	0	0	0	0	OK

Resultados detalhados das tesnões e deformações nas barras da armadura

Barra	Material	d_s [mm]	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\varepsilon / \varepsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Verificação
1	B 500 B	10	-0.457	-0.082	1.74	45	349	466	0.04	0.75	OK
2	B 500 B	10	-0.355	-0.082	1.74	45	349	466	0.04	0.75	OK
3	B 500 B	10	-0.254	-0.082	1.74	45	349	466	0.04	0.75	OK
4	B 500 B	10	-0.152	-0.082	1.74	45	349	466	0.04	0.75	OK
5	B 500 B	10	-0.051	-0.082	1.74	45	349	466	0.04	0.75	OK
6	B 500 B	10	0.051	-0.082	1.74	45	349	466	0.04	0.75	OK
7	B 500 B	10	0.152	-0.082	1.74	45	349	466	0.04	0.75	OK
8	B 500 B	10	0.254	-0.082	1.74	45	349	466	0.04	0.75	OK
9	B 500 B	10	0.355	-0.082	1.74	45	349	466	0.04	0.75	OK
10	B 500 B	10	0.457	-0.082	1.74	45	349	466	0.04	0.75	OK

Interação V_y+V_z+T

Configurações

Método para o cáclulo das resistências ao cisalhamento: Padrão

Valor limite do ângulo entre o momento fletor e a força cortante resultante para o uso o método padrão: $\alpha_{VM,lim} = 15\,°$

Seção transversal de parede fina equivalente: Seção transversal inserida

O ângulo entre a biela de compressão de concreto e elemento de eixo: Entrada do usuário: $\theta_{inp} = 25\,° \Rightarrow \cot(\theta_{inp}) = 2.14$

Forças

Conteúdo da combinação: CO1

$N_{Ed} = 0$ kN $M_{Edy} = 50.5$ kNm $M_{Edz} = 0$ kNm $V_{Edy} = 0$ kN $V_{Edz} = 0$ kN $T_{Ed} = 0$ kNm

Ângulo do gradiente do plano de deformação

$\alpha_M = 90\,°$

Ângulo da resultante da cortante

$\alpha_V = 90\,°$

Resultante da força cortante

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + 0^2} = 0 \text{ kN}$$

Diferenças entre ângulos α_M and α_V

$$\alpha_{MV} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(90 - 90) = 0\,°$$

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

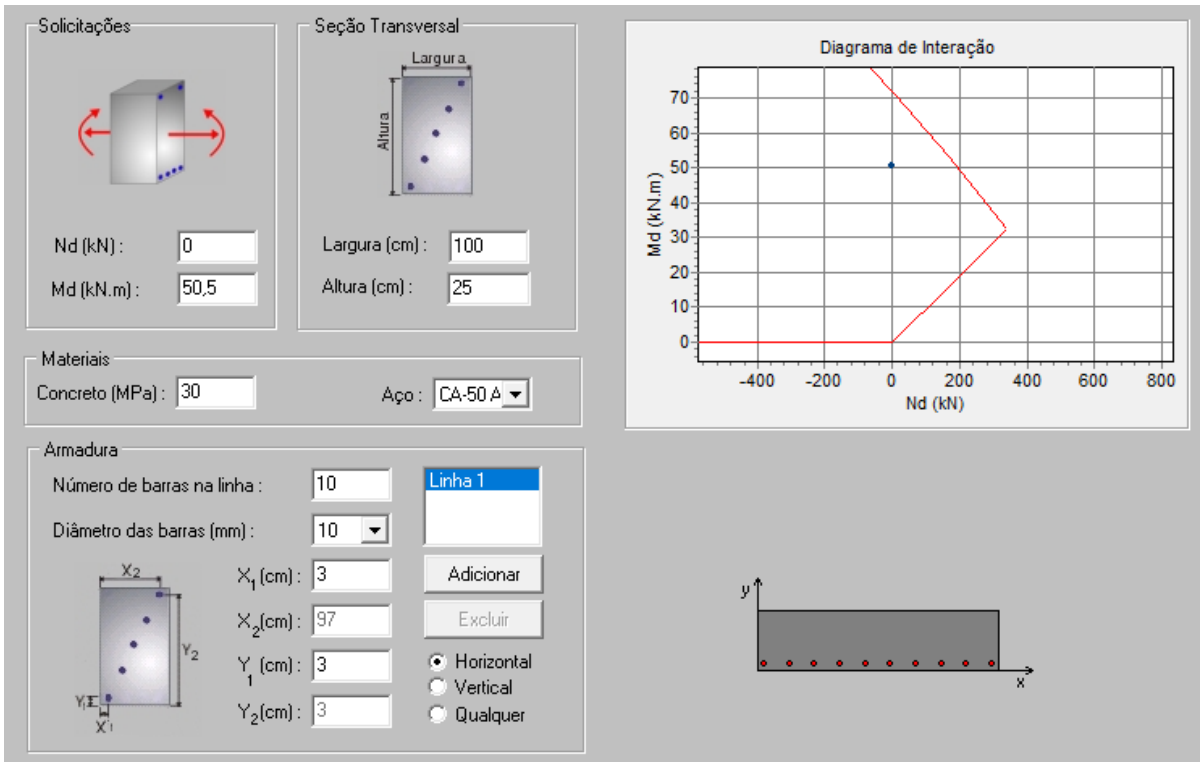
$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo à tração do concreto

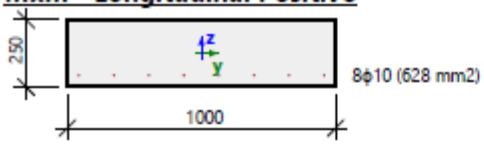
$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk005}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 1.8}{1.5} = 1.2 \text{ MPa} \qquad (3.15, 3.16)$$

Verificação de interação Vy+Vz+T

Nota: A verificação não foi feita, pois o momento torsor (T_{Ed}) e a resultante das forças cortantes (V_{Ed}) são zero.



Mxm - Longitudinal Positivo



Configurações de cálculo

EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11	EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008
Tipo de elemento	Viga Verificação
Comprimento do elemento	1 m
Classes de ambiente	XC1

Materiais

Concreto	C 25/30
Arm. longitudinal	B 500 B
Armadura de cisalhamento	Nenhum

Resumo de Cálculo

Verificação	Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Edy,rec}$ [kNm]	$M_{Edz,rec}$ [kNm]	Fatores verificação	Status
N+My+Mz - Diagrama	ELU / 1	0	0	0	0	52.2	0	0,92	OK
N+My+Mz - Resposta	ELU / 1	0	0	0	0	52.2	0	0,94	OK
Interação V+T	ELU / 1	0	0	0	0	52.2	0	0,00	OK

Cobrimento

Cobrimento mínimo devido às necessidades de aderência

$c_{min,b,l} = 10$ mm

$c_{min,b,s} = 8$ mm

$c_{min,b} = \max(c_{min,b,l} - \phi_s; c_{min,b,s}) = \max(10 - 8; 8) = 8$ mm §4.4.1.2(3)

Cobrimento mínimo devido às condições ambientais: XC1, XD0, XS0, XF0, XA0

Classe estrutural S4

$c_{min,dur} = 15$ mm §4.4.1.2(5)

Elemento de segurança aditivo

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm §4.4.1.2(6)

Redução do cobrimento mínimo pelo o uso de aço inoxidável

$\Delta c_{dur,st} = 0$ mm §4.4.1.2(7)

Redução do cobrimento mínimo por causa de proteção adicional

$\Delta c_{dur,add} = 0$ mm §4.4.1.2(8)

Cobrimento de concreto mínimo

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) = \max(8; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15$ mm (4.2)

Tolerância no projeto por causa do desvio

$\Delta c_{dev} = 10$ mm §4.4.1.3(1)

Cobrimento de concreto necessário

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25$ mm §4.4.1.3(1)

Coeficiente de fluência

Configurações de cálculo

A idade do concreto na hora do carregamento $t_0 = 28$ dias

A idade no momento considerado $t = 18250$ dias

Umidade relativa RH = 50 %

Características do material

Classe do cimento R

O coeficiente depende do tipo de cimento $s = 0.2$

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t

$\beta_{cc(t)} = 1.21$ (3.2)

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t_0

$$\beta_{cc(t0)} = e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right)} = 2.72^{\left(0.2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{28}}\right)\right)} = 1 \quad (3.2)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade fcm(t)

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)} \cdot f_{cm} = 1.21 \cdot 33 = 40 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade do carregamento fcm(t_0)

$$f_{cm(t0)} = \beta_{cc(t0)} \cdot f_{cm} = 1 \cdot 33 = 33 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

Características da seção

Área da seção transversal de concreto $A_c = 0.25 \text{ m}^2$

Perímetro da parte que está exposta a secagem $u = 2.5 \text{ m}$

O tamanho fictício $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0.25}{2.5} = 200 \text{ mm}$

Cálculo do coeficiente de fluência EN1992-1-1

Os coeficientes a serem considerarem a influência da resistência do concreto

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.7} = 1.04 \quad (B.8c)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.2} = 1.01 \quad (B.8c)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.5} = 1.03 \quad (B.8c)$$

Os coeficientes que dependem da umidade relativa e do tamanho do elemento fictício

$$\beta_H = \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \cdot RH\right)^{18}\right) \cdot h_0 \cdot 1000 + 250; 1500\right) \quad (B.8a)$$
$$= \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \cdot 50\right)^{18}\right) \cdot 0.2 \cdot 1000 + 250; 1500\right) = 550$$

O coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento

$$\beta_{c(t,t0)} = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{18250 - 28}{550 + 18250 - 28}\right)^{0.3} = 0.991 \quad (B.7)$$

O efeito do tipo de cimento no coeficiente de fluência

$$t_{0,c} = \max\left(t_0 \cdot \left(\left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1\right)\right)^{\alpha}; 0.5\right) = \max\left(28 \cdot \left(\left(\frac{9}{2 + 28^{1.2}} + 1\right)\right)^{1}; 0.5\right) = 32.5 \text{ dias} \quad (B.9)$$

O coeficiente da idade do concreto no carregamento

$$\beta_{(t0)} = \frac{1}{\left(0.1 + \left(t_{0,c}\right)^{0.2}\right)} = \frac{1}{\left(0.1 + \left(32.5\right)^{0.2}\right)} = 0.4749 \quad (B.5)$$

O coeficiente da resistência do concreto

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{33}} = 2.9245 \quad (B.4)$$

O coeficiente da umidade relativa

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1 + \frac{1 - 0.5}{0.1 \cdot 200^{\frac{1}{3}}} = 1.8550 \quad (B.3a)$$

O coeficiente da fluência fictícia

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta_{(fcm)} \cdot \beta_{(t0)} = 1.8550 \cdot 2.9245 \cdot 0.4749 = 2.5763 \quad (B.2)$$

O coeficiente de fluência

$$\phi_{(t,t0)} = \phi_0 \cdot \beta_{c(t,t0)} = 2.5763 \cdot 0.991 = 2.5534 \quad (B.1)$$

Capacidade N+My+Mz - Diagrama

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Forças

$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 52.2 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

Dados de entrada para a geração dos diagramas de interação

Método de verificação do diagrama de interação	N_uM_u
Divisão de deformações verticais	300
Número de cortes verticais	180
Valor resultante do momento fletor	M_{res} = 52.2 kNm
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção M_y no plano horizontal M_y-M_z	α_{MyMz} = 180 °
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção N no plano vertical N-M_{res}	α_{NM} = 0 °

Cálculo das resistências

Resistências na direção positiva N_{Rd+} = 0 kN M_{Rdy+} = 56 kNm M_{Rdz+} = 0 kNm

Resistências na direção negativa N_{Rd-} = 0 kN M_{Rdy-} = -9 kNm M_{Rdz-} = 0 kNm

Resumo da verificação

Forças: N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 52.2 kNm M_{Edz} = 0 kNm

Resistência: N_{Rd} = 0 kN M_{Rdy} = 56 kNm M_{Rdz} = 0 kNm

Cálculo do fator de verificação:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{0^2 + 52.2^2 + 0^2}}{\sqrt{0^2 + 56.5^2 + 0^2}} = 0.924 \quad <= 1 \quad \text{OK}$$

Diagrama de interação 3D - Seção vertical N-M_y

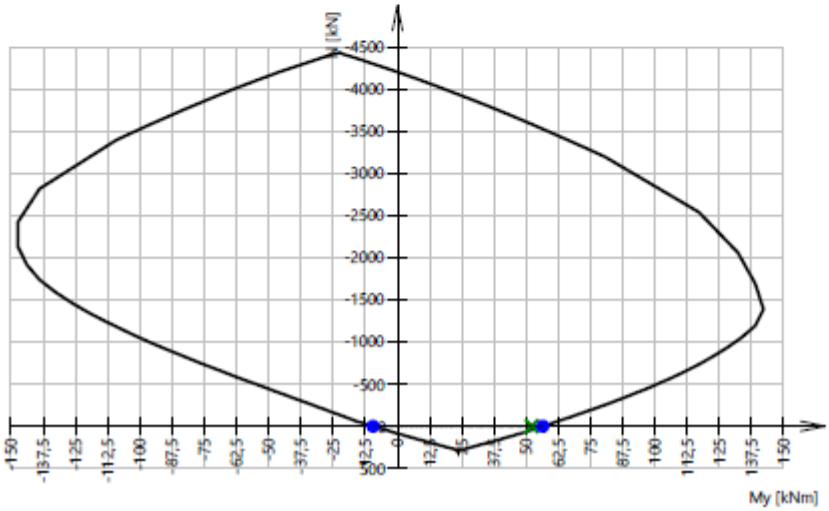
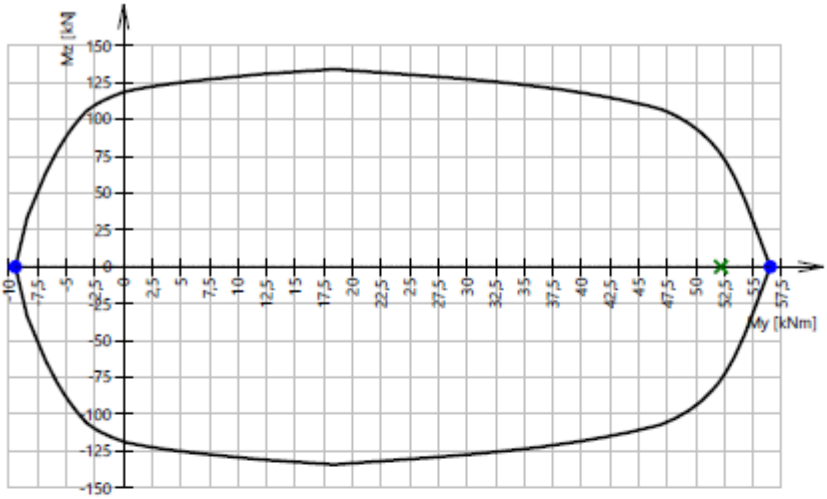


Diagrama de interação 3D - Seção horizontal M_y-M_z



Capacidade N+My+Mz - Resposta

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

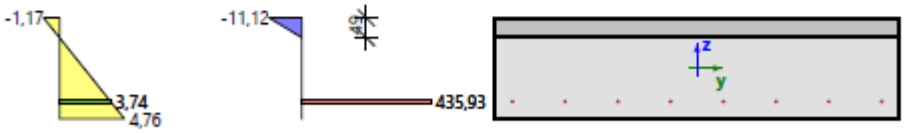
Content of combination: CO1

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 52.2 kNm M_{Edz} = 0 kNm

Resumo da verificação

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Verificação deformação [-]	Verificação tensão [-]	Fator de verif.[-]	Limite [-]	Status
Concreto	5	-1.17	-11.1	0,33	0,67	0,94	1	OK
Arm.	1	3.74	436	0,08	0,94			

Distribuição da tensão e da deformação

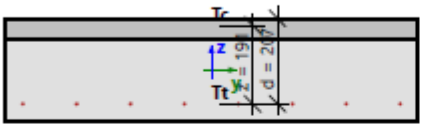


Valores extremos da tensão/deformação em componente

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Fator de verif.[-]	Status
Concreto - compressão	5	-1.17	-3.5	-11.1	-16.7	0,67	OK
Concreto - tração	1	4.76	0	0	0	0,00	OK
Armadura - compressão	1	0	0	0	0	0,00	OK
Armadura - tração	1	3.74	45	436	466	0,94	OK

Plano de deformação

Deformação no centro de gravidade	ε_x = 1.8 ‰
Curvatura ao redor do eixo (y)	ε_y = -23.7 ‰
Curvatura ao redor do eixo (z)	ε_z = 0 ‰
Altura da zona comprimida	x = 49 mm
Altura equilibrada da zona de compressão	x_{bal} = 124 mm
Altura limite da zona de compressão	x_{lim} = 15 mm
Inclinação da linha neutra	α_{NA} = 0 °
Altura da seção perpendicular à linha neutra	h = 250 mm
Altura efetiva da seção perpendicular à linha neutra	d = 207 mm
Braço de alavanca da seção perpendicular à linha neutra	z = 191 mm



Características da seção

Tipo do componente	t_y [m]	t_z [m]	A [m²]	I_y [m⁴]	I_z [m⁴]
Concreto - compressão	0	0.1	0.0493	$506 \cdot 10^{-6}$	$4.11 \cdot 10^{-3}$
Concreto - tração	0	-0.025	0.201	$796 \cdot 10^{-6}$	0.0167
Armadura - compressão	0	0	0	0	0
Armadura - tração	0	-0.082	$628 \cdot 10^{-6}$	$4.22 \cdot 10^{-6}$	$56.2 \cdot 10^{-6}$
Todo o concreto	0	0	0.25	$1.3 \cdot 10^{-3}$	0.0208
Todas as barras da arm.	0	-0.082	$628 \cdot 10^{-6}$	$4.22 \cdot 10^{-6}$	$56.2 \cdot 10^{-6}$

Forças em todos os componentes da seção

Tipo do componente	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concreto - compressão	-274	29.7	0	0	0.109
Concreto - tração	0	0	0	0	0
Armadura - compressão	0	0	0	0	0
Armadura - tração	274	22.5	0	0	-0.082
Todos em compressão	-274	29.7	0	0	0.109
Todas tracionadas	274	22.5	0	0	-0.082
Resumo	-0.03	52.2	0		

Resultados detalhados das tensões e deformações nas fibras de concreto

Fibra	Material	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\varepsilon / \varepsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Verificação
1	C 25/30	-0.5	-0.125	4.76	0	0	0	0	0	OK
2	C 25/30	0	-0.125	4.76	0	0	0	0	0	OK
3	C 25/30	0.5	-0.125	4.76	0	0	0	0	0	OK
4	C 25/30	0.5	0	1.79	0	0	0	0	0	OK
5	C 25/30	0.5	0.125	-1.17	-3.5	-11.1	-16.7	0.33	0.67	OK
6	C 25/30	0	0.125	-1.17	-3.5	-11.1	-16.7	0.33	0.67	OK
7	C 25/30	-0.5	0.125	-1.17	-3.5	-11.1	-16.7	0.33	0.67	OK
8	C 25/30	-0.5	0	1.79	0	0	0	0	0	OK

Resultados detalhados das tesnões e deformações nas barras da armadura

Barra	Material	d_s [mm]	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\varepsilon / \varepsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Verificação
1	B 500 B	10	-0.457	-0.082	3.74	45	436	466	0.08	0.94	OK
2	B 500 B	10	-0.326	-0.082	3.74	45	436	466	0.08	0.94	OK
3	B 500 B	10	-0.196	-0.082	3.74	45	436	466	0.08	0.94	OK
4	B 500 B	10	-0.065	-0.082	3.74	45	436	466	0.08	0.94	OK
5	B 500 B	10	0.065	-0.082	3.74	45	436	466	0.08	0.94	OK
6	B 500 B	10	0.196	-0.082	3.74	45	436	466	0.08	0.94	OK
7	B 500 B	10	0.326	-0.082	3.74	45	436	466	0.08	0.94	OK
8	B 500 B	10	0.457	-0.082	3.74	45	436	466	0.08	0.94	OK

Interação V_y+V_z+T

Configurações

Método para o cáclulo das resistências ao cisalhamento: Padrão

Valor limite do ângulo entre o momento fletor e a força cortante resultante para o uso o método padrão: $\alpha_{VM,lim} = 15$ °

Seção transversal de parede fina equivalente: Seção transversal inserida

O ângulo entre a biela de compressão de concreto e elemento de eixo: Entrada do usuário: $\theta_{inp} = 25$ ° => $\cot(\theta_{inp}) = 2.14$

Forças

Conteúdo da combinação: CO1

$N_{Ed} = 0$ kN $M_{Edy} = 52.2$ kNm $M_{Edz} = 0$ kNm $V_{Edy} = 0$ kN $V_{Edz} = 0$ kN $T_{Ed} = 0$ kNm

Ângulo do gradiente do plano de deformação

$\alpha_M = 90$ °

Ângulo da resultante da cortante

$\alpha_V = 90$ °

Resultante da força cortante

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + 0^2} = 0 \text{ kN}$$

Diferenças entre ângulos α_M and α_V

$$\alpha_{MV} = abs(\alpha_M - \alpha_V) = abs(90 - 90) = 0 \text{ °}$$

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

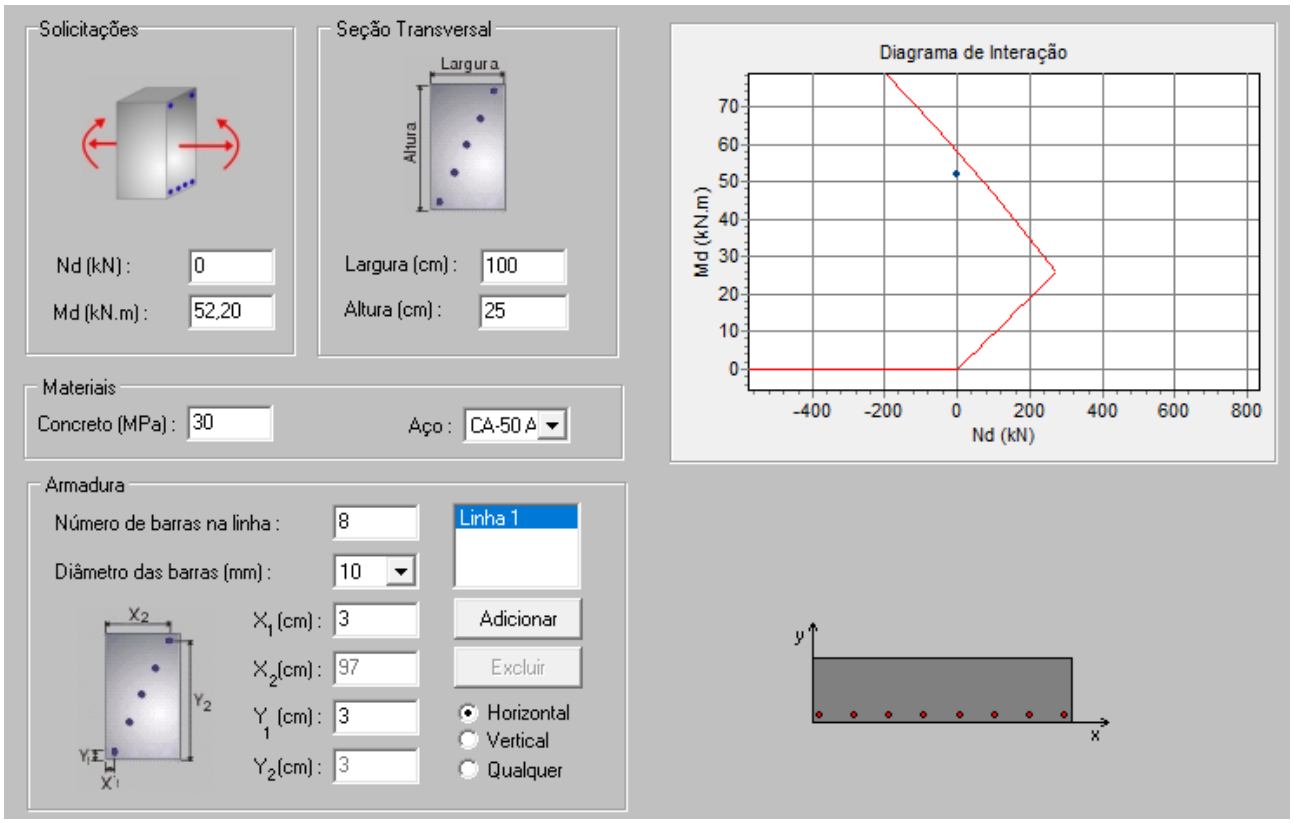
$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo à tração do concreto

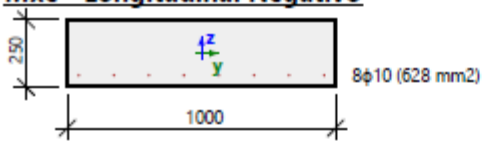
$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk005}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 1.8}{1.5} = 1.2 \text{ MPa} \qquad (3.15, 3.16)$$

Verificação de interação Vy+Vz+T

Nota: A verificação não foi feita, pois o momento torsor (T_{Ed}) e a resultante das forças cortantes (V_{Ed}) são zero.



Mxe - Longitudinal Negativo



Configurações de cálculo

EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11	EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008
Tipo de elemento	Viga Verificação
Comprimento do elemento	1 m
Classes de ambiente	XC1

Materiais

Concreto	C 25/30
Arm. longitudinal	B 500 B
Armadura de cisalhamento	Nenhum

Resumo de Cálculo

Verificação	Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Edy,rec}$ [kNm]	$M_{Edz,rec}$ [kNm]	Fatores verificação	Status
N+My+Mz - Diagrama	ELU / 1	0	0	0	0	54	0	0,96	OK
N+My+Mz - Resposta	ELU / 1	0	0	0	0	54	0	0,97	OK
Interação V+T	ELU / 1	0	0	0	0	54	0	0,00	OK

Cobrimento

Cobrimento mínimo devido às necessidades de aderência

$c_{min,b,l} = 10$ mm

$c_{min,b,st} = 8$ mm

$c_{min,b} = \max(c_{min,b,l} - \phi_s; c_{min,b,s}) = \max(10 - 8; 8) = 8$ mm §4.4.1.2(3)

Cobrimento mínimo devido às condições ambientais: XC1, XD0, XS0, XF0, XA0

Classe estrutural S4

$c_{min,dur} = 15$ mm §4.4.1.2(5)

Elemento de segurança aditivo

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm §4.4.1.2(6)

Redução do cobrimento mínimo pelo o uso de aço inoxidável

$\Delta c_{dur,st} = 0$ mm §4.4.1.2(7)

Redução do cobrimento mínimo por causa de proteção adicional

$\Delta c_{dur,add} = 0$ mm §4.4.1.2(8)

Cobrimento de concreto mínimo

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) = \max(8; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15$ mm (4.2)

Tolerância no projeto por causa do desvio

$\Delta c_{dev} = 10$ mm §4.4.1.3(1)

Cobrimento de concreto necessário

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25$ mm §4.4.1.3(1)

Coeficiente de fluência

Configurações de cálculo

A idade do concreto na hora do carregamento $t_0 = 28$ dias

A idade no momento considerado $t = 18250$ dias

Umidade relativa RH = 50 %

Características do material

Classe do cimento R

O coeficiente depende do tipo de cimento $s = 0.2$

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t

$\beta_{cc(t)} = 1.21$ (3.2)

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t_0

$$\beta_{cc(t0)} = e^{\left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right)} = 2.72^{\left(0.2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{28}}\right)\right)} = 1 \quad (3.2)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade fcm(t)

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)} \cdot f_{cm} = 1.21 \cdot 33 = 40 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade do carregamento fcm(t_0)

$$f_{cm(t0)} = \beta_{cc(t0)} \cdot f_{cm} = 1 \cdot 33 = 33 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

Características da seção

Área da seção transversal de concreto $A_c = 0.25 \text{ m}^2$

Perímetro da parte que está exposta a secagem $u = 2.5 \text{ m}$

O tamanho fictício $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0.25}{2.5} = 200 \text{ mm}$

Cálculo do coeficiente de fluência EN1992-1-1

Os coeficientes a serem considerarem a influência da resistência do concreto

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.7} = 1.04 \quad (B.8c)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.2} = 1.01 \quad (B.8c)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.5} = 1.03 \quad (B.8c)$$

Os coeficientes que dependem da umidade relativa e do tamanho do elemento fictício

$$\beta_H = \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \cdot RH\right)^{18}\right) \cdot h_0 \cdot 1000 + 250; 1500\right) \quad (B.8a)$$
$$= \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \cdot 50\right)^{18}\right) \cdot 0.2 \cdot 1000 + 250; 1500\right) = 550$$

O coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento

$$\beta_{c(t,t0)} = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{18250 - 28}{550 + 18250 - 28}\right)^{0.3} = 0.991 \quad (B.7)$$

O efeito do tipo de cimento no coeficiente de fluência

$$t_{0,c} = \max\left(t_0 \cdot \left(\left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1\right)\right)^{\alpha}; 0.5\right) = \max\left(28 \cdot \left(\left(\frac{9}{2 + 28^{1.2}} + 1\right)\right)^{1}; 0.5\right) = 32.5 \text{ dias} \quad (B.9)$$

O coeficiente da idade do concreto no carregamento

$$\beta_{(t0)} = \frac{1}{\left(0.1 + \left(t_{0,c}\right)^{0.2}\right)} = \frac{1}{\left(0.1 + \left(32.5\right)^{0.2}\right)} = 0.4749 \quad (B.5)$$

O coeficiente da resistência do concreto

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{33}} = 2.9245 \quad (B.4)$$

O coeficiente da umidade relativa

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1 + \frac{1 - 0.5}{0.1 \cdot 200^{\frac{1}{3}}} = 1.8550 \quad (B.3a)$$

O coeficiente da fluência fictícia

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta_{(fcm)} \cdot \beta_{(t0)} = 1.8550 \cdot 2.9245 \cdot 0.4749 = 2.5763 \quad (B.2)$$

O coeficiente de fluência

$$\phi_{(t,t0)} = \phi_0 \cdot \beta_{c(t,t0)} = 2.5763 \cdot 0.991 = 2.5534 \quad (B.1)$$

Capacidade N+My+Mz - Diagrama

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Forças

$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 54 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

Dados de entrada para a geração dos diagramas de interação

Método de verificação do diagrama de interação	N_uM_u
Divisão de deformações verticais	300
Número de cortes verticais	180
Valor resultante do momento fletor	M_{res} = 54 kNm
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção M_y no plano horizontal M_y-M_z	α_{MyMz} = 180 °
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção N no plano vertical N-M_{res}	α_{NM} = 0 °

Cálculo das resistências

Resistências na direção positiva N_{Rd+} = 0 kN M_{Rdy+} = 56 kNm M_{Rdz+} = 0 kNm

Resistências na direção negativa N_{Rd-} = 0 kN M_{Rdy-} = -9 kNm M_{Rdz-} = 0 kNm

Resumo da verificação

Forças: N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 54 kNm M_{Edz} = 0 kNm

Resistência: N_{Rd} = 0 kN M_{Rdy} = 56 kNm M_{Rdz} = 0 kNm

Cálculo do fator de verificação:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{0^2 + 54^2 + 0^2}}{\sqrt{0^2 + 56.5^2 + 0^2}} = 0.956 \quad <= 1 \quad \text{OK}$$

Diagrama de interação 3D - Seção vertical N-M_y

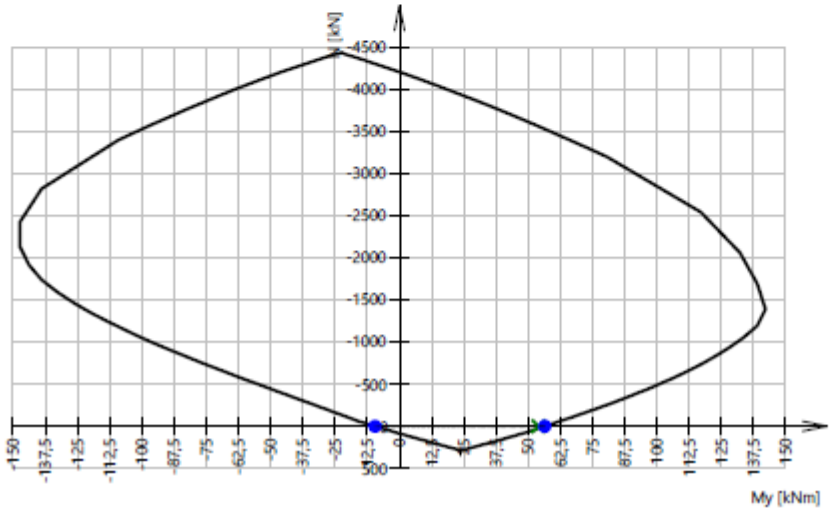
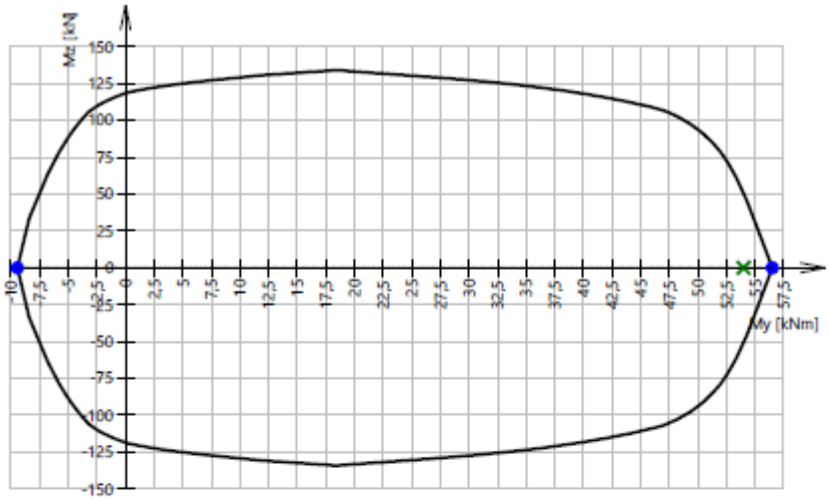


Diagrama de interação 3D - Seção horizontal M_y-M_z



Capacidade N+My+Mz - Resposta

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

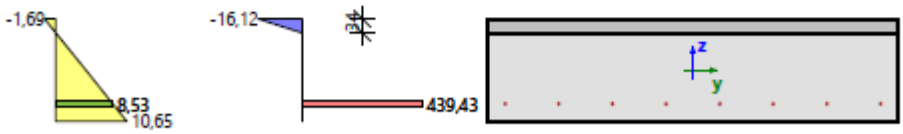
Content of combination: CO1

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 54 kNm M_{Edz} = 0 kNm

Resumo da verificação

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Verificação deformação [-]	Verificação tensão [-]	Fator de verif.[-]	Limite [-]	Status
Concreto	5	-1.69	-16.1	0,48	0,97	0,97	1	OK
Arm.	1	8.53	439	0,19	0,94			

Distribuição da tensão e da deformação

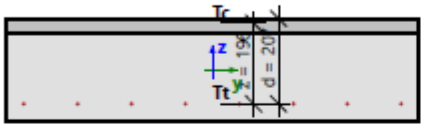


Valores extremos da tensão/deformação em componente

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Fator de verif.[-]	Status
Concreto - compressão	5	-1.69	-3.5	-16.1	-16.7	0,97	OK
Concreto - tração	1	10.7	0	0	0	0,00	OK
Armadura - compressão	1	0	0	0	0	0,00	OK
Armadura - tração	1	8.53	45	439	466	0,94	OK

Plano de deformação

Deformação no centro de gravidade	ε_x = 4.48 ‰
Curvatura ao redor do eixo (y)	ε_y = -49.4 ‰
Curvatura ao redor do eixo (z)	ε_z = 0 ‰
Altura da zona comprimida	x = 34 mm
Altura equilibrada da zona de compressão	x_{bal} = 124 mm
Altura limite da zona de compressão	x_{lim} = 15 mm
Inclinação da linha neutra	α_{NA} = 0 °
Altura da seção perpendicular à linha neutra	h = 250 mm
Altura efetiva da seção perpendicular à linha neutra	d = 207 mm
Braço de alavanca da seção perpendicular à linha neutra	z = 196 mm



Características da seção

Tipo do componente	t_y [m]	t_z [m]	A [m^2]	I_y [m^4]	I_z [m^4]
Concreto - compressão	0	0.108	0.0343	$402 \cdot 10^{-6}$	$2.86 \cdot 10^{-3}$
Concreto - tração	0	-0.017	0.216	$900 \cdot 10^{-6}$	0.018
Armadura - compressão	0	0	0	0	0
Armadura - tração	0	-0.082	$628 \cdot 10^{-6}$	$4.22 \cdot 10^{-6}$	$56.2 \cdot 10^{-6}$
Todo o concreto	0	0	0.25	$1.3 \cdot 10^{-3}$	0.0208
Todas as barras da arm.	0	-0.082	$628 \cdot 10^{-6}$	$4.22 \cdot 10^{-6}$	$56.2 \cdot 10^{-6}$

Forças em todos os componentes da seção

Tipo do componente	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concreto - compressão	-276	31.4	0	0	0.114
Concreto - tração	0	0	0	0	0
Armadura - compressão	0	0	0	0	0
Armadura - tração	276	22.6	0	0	-0.082
Todos em compressão	-276	31.4	0	0	0.114
Todas tracionadas	276	22.6	0	0	-0.082
Resumo	-0.07	54	0		

Resultados detalhados das tensões e deformações nas fibras de concreto

Fibra	Material	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\varepsilon / \varepsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Verificação
1	C 25/30	-0.5	-0.125	10.7	0	0	0	0	0	OK
2	C 25/30	0	-0.125	10.7	0	0	0	0	0	OK
3	C 25/30	0.5	-0.125	10.7	0	0	0	0	0	OK
4	C 25/30	0.5	0	4.48	0	0	0	0	0	OK
5	C 25/30	0.5	0.125	-1.69	-3.5	-16.1	-16.7	0.48	0.97	OK
6	C 25/30	0	0.125	-1.69	-3.5	-16.1	-16.7	0.48	0.97	OK
7	C 25/30	-0.5	0.125	-1.69	-3.5	-16.1	-16.7	0.48	0.97	OK
8	C 25/30	-0.5	0	4.48	0	0	0	0	0	OK

Resultados detalhados das tesnões e deformações nas barras da armadura

Barra	Material	d_s [mm]	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\varepsilon / \varepsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Verificação
1	B 500 B	10	-0.457	-0.082	8.53	45	439	466	0.19	0.94	OK
2	B 500 B	10	-0.326	-0.082	8.53	45	439	466	0.19	0.94	OK
3	B 500 B	10	-0.196	-0.082	8.53	45	439	466	0.19	0.94	OK
4	B 500 B	10	-0.065	-0.082	8.53	45	439	466	0.19	0.94	OK
5	B 500 B	10	0.065	-0.082	8.53	45	439	466	0.19	0.94	OK
6	B 500 B	10	0.196	-0.082	8.53	45	439	466	0.19	0.94	OK
7	B 500 B	10	0.326	-0.082	8.53	45	439	466	0.19	0.94	OK
8	B 500 B	10	0.457	-0.082	8.53	45	439	466	0.19	0.94	OK

Interação V_y+V_z+T

Configurações

Método para o cáclulo das resistências ao cisalhamento: Padrão

Valor limite do ângulo entre o momento fletor e a força cortante resultante para o uso o método padrão: $\alpha_{VM,lim} = 15\,°$

Seção transversal de parede fina equivalente: Seção transversal inserida

O ângulo entre a biela de compressão de concreto e elemento de eixo: Entrada do usuário: $\theta_{inp} = 25\,°$ => $\cot(\theta_{inp}) = 2.14$

Forças

Conteúdo da combinação: CO1

$N_{Ed} = 0$ kN $M_{Edy} = 54$ kNm $M_{Edz} = 0$ kNm $V_{Edy} = 0$ kN $V_{Edz} = 0$ kN $T_{Ed} = 0$ kNm

Ângulo do gradiente do plano de deformação

$\alpha_M = 90\,°$

Ângulo da resultante da cortante

$\alpha_V = 90\,°$

Resultante da força cortante

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + 0^2} = 0 \text{ kN}$$

Diferenças entre ângulos α_M and α_V

$$\alpha_{MV} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(90 - 90) = 0\,°$$

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

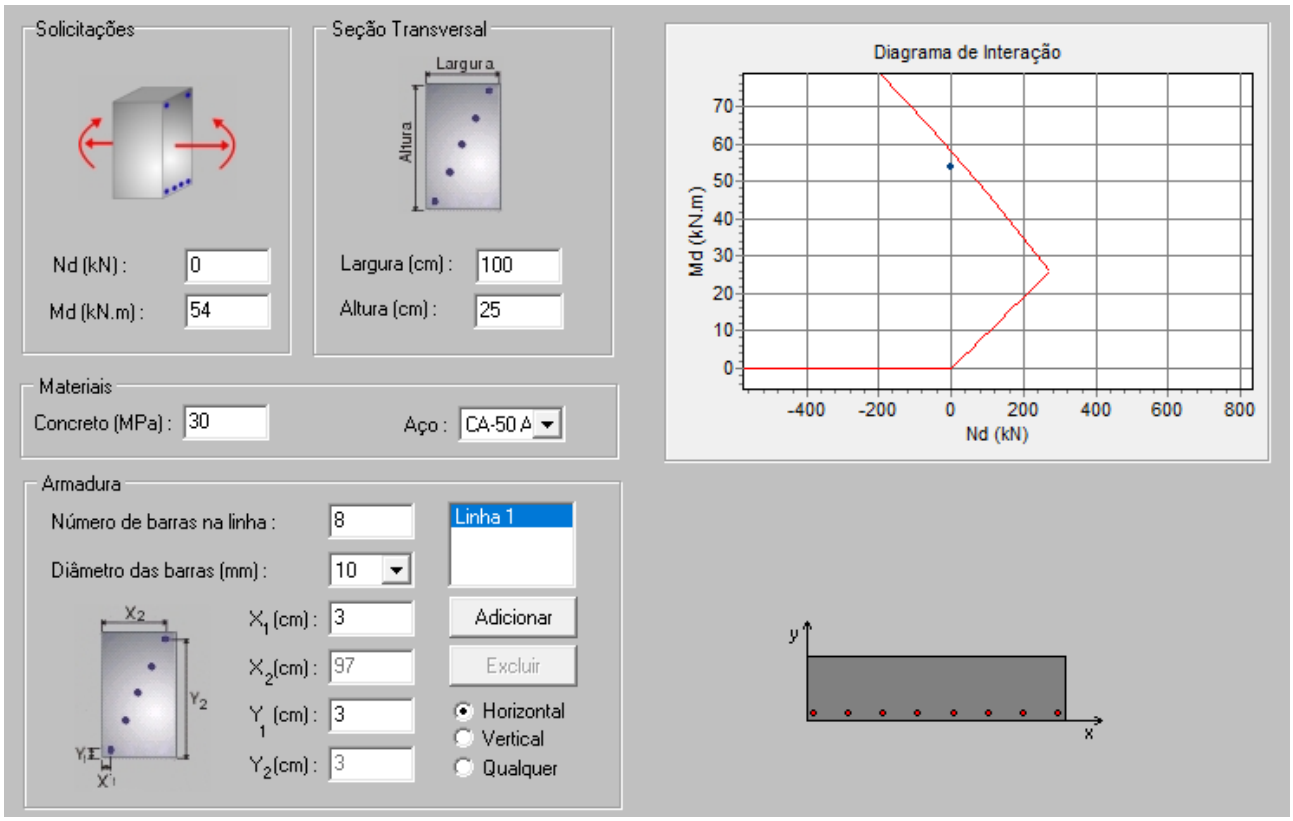
$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo à tração do concreto

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk005}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 1.8}{1.5} = 1.2 \text{ MPa} \qquad (3.15, 3.16)$$

Verificação de interação Vy+Vz+T

Nota: A verificação não foi feita, pois o momento torsor (T_{Ed}) e a resultante das forças cortantes (V_{Ed}) são zero.



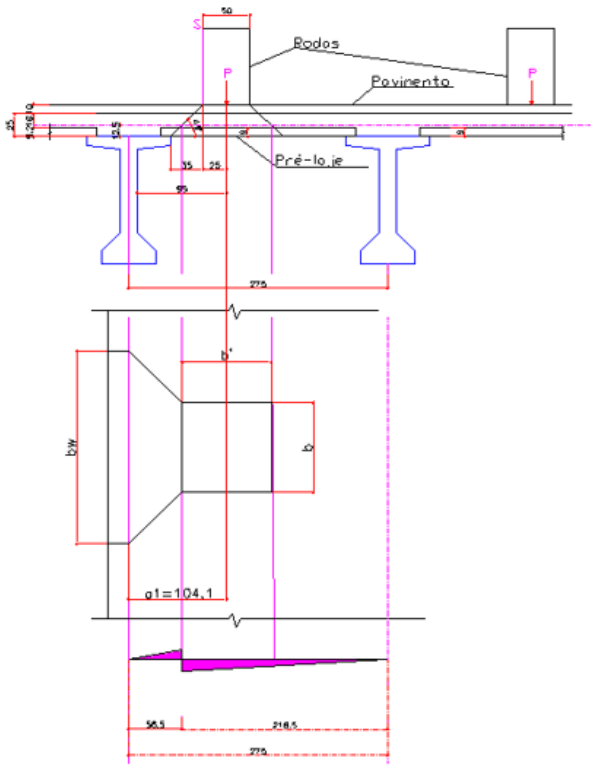
Verificação do Cisalhamento da Laje

L = entre eixo de viga L= 2,55 m
l = largura da viga l= 0,22 m

Critérios e descrição das variáveis

Variável	Descrição	Valor	
x1 =	Largura da roda do veiculo em m	0,50	
x2 =	espessura do pavimento em m	0,05	
x3 =	Espessura total da laje com pré-laje em m	0,25	
x4 =	Distancia do ponto de aplicação ao eixo em m	0,30	x3+x2
x5 =	Meia roda em m	0,25	
x6 =	Largura da viga /2 + x4 em m	0,41	
x7 =	L - x6 em m	2,14	
x8 =	L - (l/2 + x4+x5) em m	1,89	
x9 =	x6 / L em m	0,16	
x10 =	x7 / L em m	0,84	
x11 =	x8 / L em m	0,74	
b =	x3+2(x2+x3/2) em m	0,6	
b`1 =	x1+2(x2+(x3/2) em m	0,85	
a1=	dist do apoio ao centro da carga em m	0,685	
bw=	Largura útil	1,12	
	item 3.3.2.5 NBR 6118		

Consideramos a espessura total da laje como 0,25 de media



Força Cortante de calculo Vsd

Laje/pavim	Vvp = x3 * 2,5 + x2 *	Vvp =	0,745	Tf/m²
	Vgk = Vvp* (A2-A1)	Vgk=	0,64	Tf/m²
Coef. de in	φ = 1,4-0,007*L	φ =	1,38	
Vveiculo	Vveic = 7,5 * φ* x11	Vveic=	7,68	Tf
Vqmax	Vqmax = Vveic/bw	Vqmax=	6,84	Tf/mlaje
Vsd	Vsd = 1,35 * Vgk + 1	Vsd =	11,12	Tf/mlaje

Força Cortante Resistente Vrd1

Pelo item 10.8.1 da NBR 7187, te **Vrd1 = tRd x k (1 + 50ρ1) x bw x d** Para d consideramos a mesa da viga contribuido

Tabela 07 da NBR 7187 à pagina **tRd = 0,30 Mpa =** 30 **tf/m²**

k = 1,6 -d **k =** 1,35 **(m) observação k > 1**

Área da ferragem adotada = ferragem transversal positiva **Asadot =** 6,40 **cm²/ml**
ferro de 10mm a cada 12,5cm

ρ1 = Asl / bw x ρ1 = 0,00256

Vrd1 = 11,4210 **Tf/mlaje** **Ok satisfaz a condicao de cisalhamento**

1.12.3 ARMADURA MÍNIMA PARA LAJE

$Conforme\ NBR - 6118\ Tab.4.4.1 -\ As\ mínimo\ 0{,}17 \times h$

$0{,}17 \times 25\ =\ 4{,}25\ cm^2/m$

1.13 DIMENSIONAMNETO E VERIFICAÇÃO DA FERRAGEM DAS PRÉ-LAJES DO TABULEIRO

1.13.1 FORAM APLICADOS NAS PRÉ LAJES OS SEGUINTES CARREGAMENTOS

Peso próprio da laje do tabuleiro = $0{,}16 \times 2{,}5\ =\ 0{,}400\ tf/m\ (0{,}16\ =\ espessura\ total\ da\ laje)$;

Peso próprio da pré-laje = $0{,}09 \times 2{,}5\ =\ 0{,}255\ tf/m$;

Sobrecarga = $0{,}500\ tf/m$.

Resultado da envoltória das cargas:

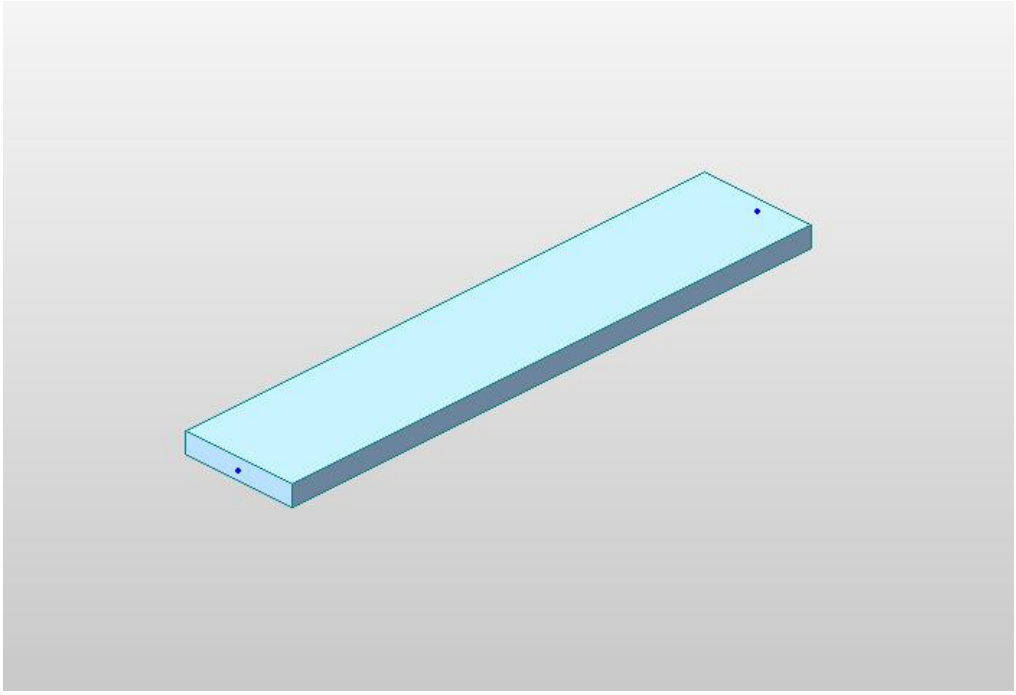
$$\mathbf{0,400 + 0,225 + 0,500 = 1.125\ tf/m}$$

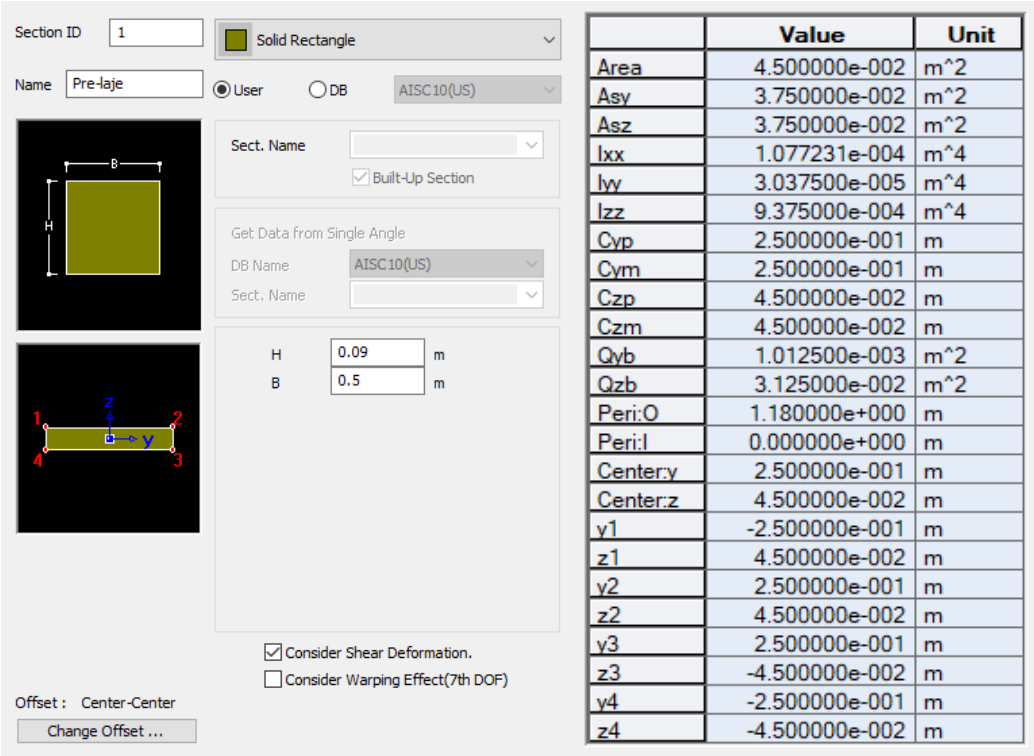
1.13.2 GEOMETRIA

Comprimento - 1,75m;

Largura - - 0,50m;

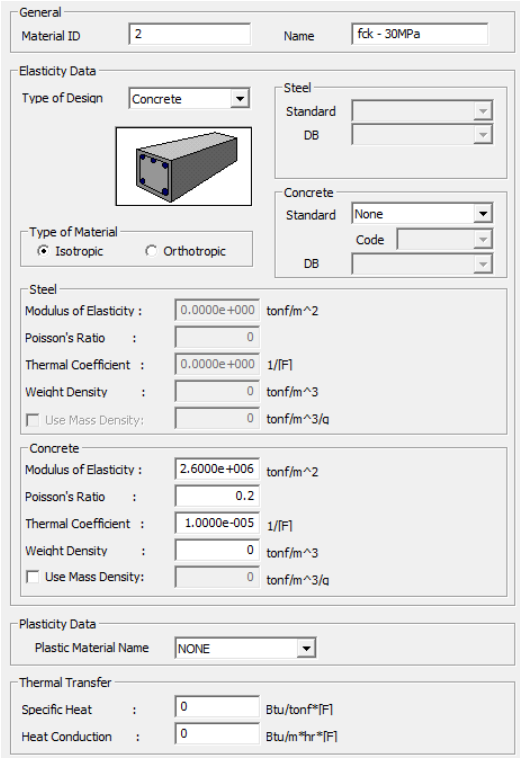
Espessura - 0,09m.





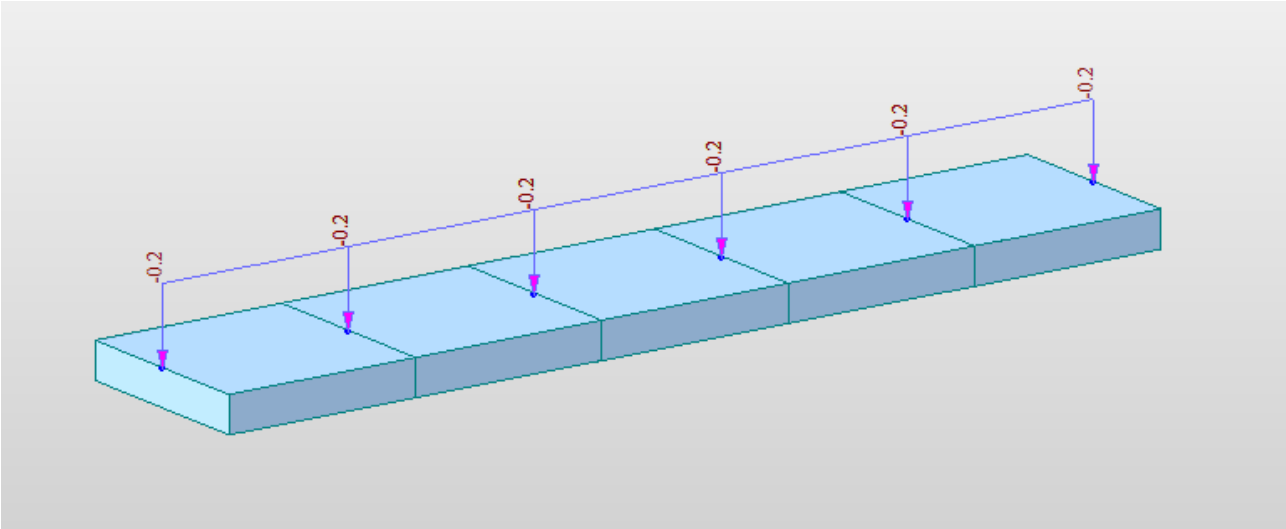
	Value	Unit
Area	4.500000e-002	m^2
Asy	3.750000e-002	m^2
Asz	3.750000e-002	m^2
Ixx	1.077231e-004	m^4
Iyy	3.037500e-005	m^4
Izz	9.375000e-004	m^4
Cyp	2.500000e-001	m
Cym	2.500000e-001	m
Czp	4.500000e-002	m
Czm	4.500000e-002	m
Qyb	1.012500e-003	m^2
Qzb	3.125000e-002	m^2
Peri:O	1.180000e+000	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	2.500000e-001	m
Center:z	4.500000e-002	m
y1	-2.500000e-001	m
z1	4.500000e-002	m
y2	2.500000e-001	m
z2	4.500000e-002	m
y3	2.500000e-001	m
z3	-4.500000e-002	m
y4	-2.500000e-001	m
z4	-4.500000e-002	m

1.13.3 MATERIAL

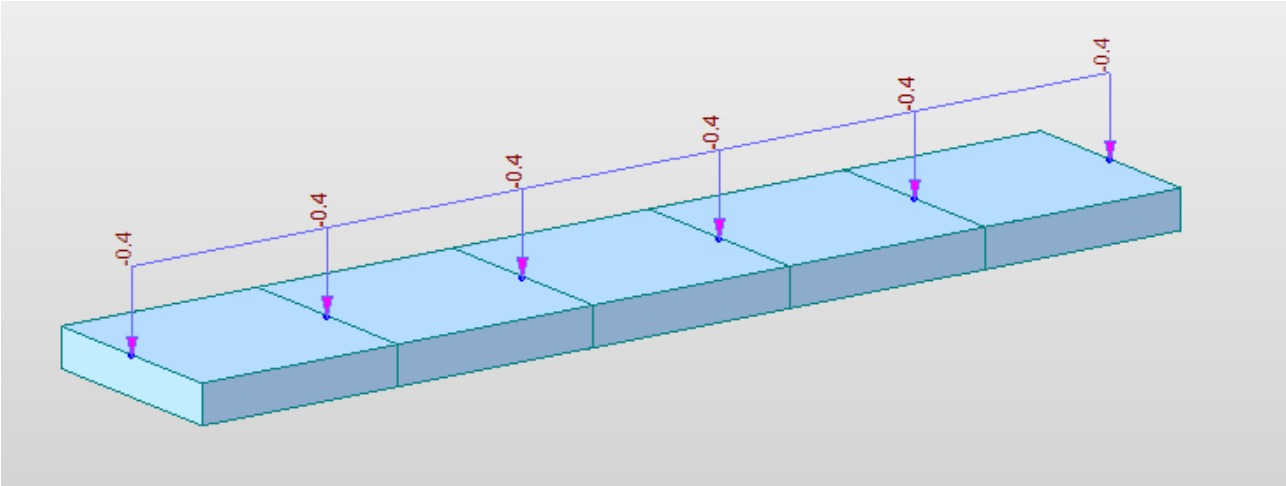


1.13.4 CARREGAMENTO

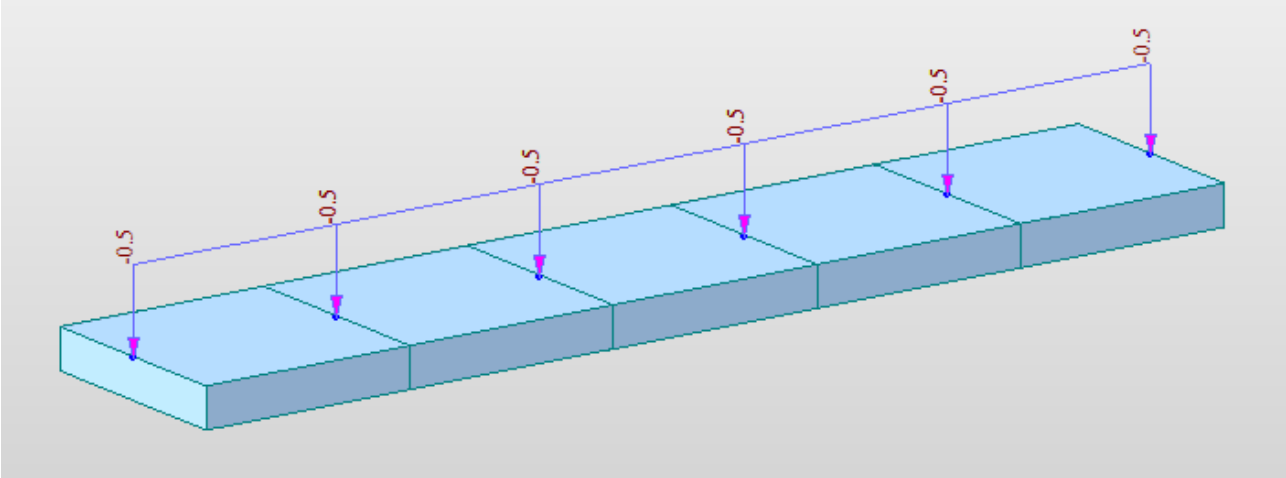
1.13.4.1 PESO PROPRIO



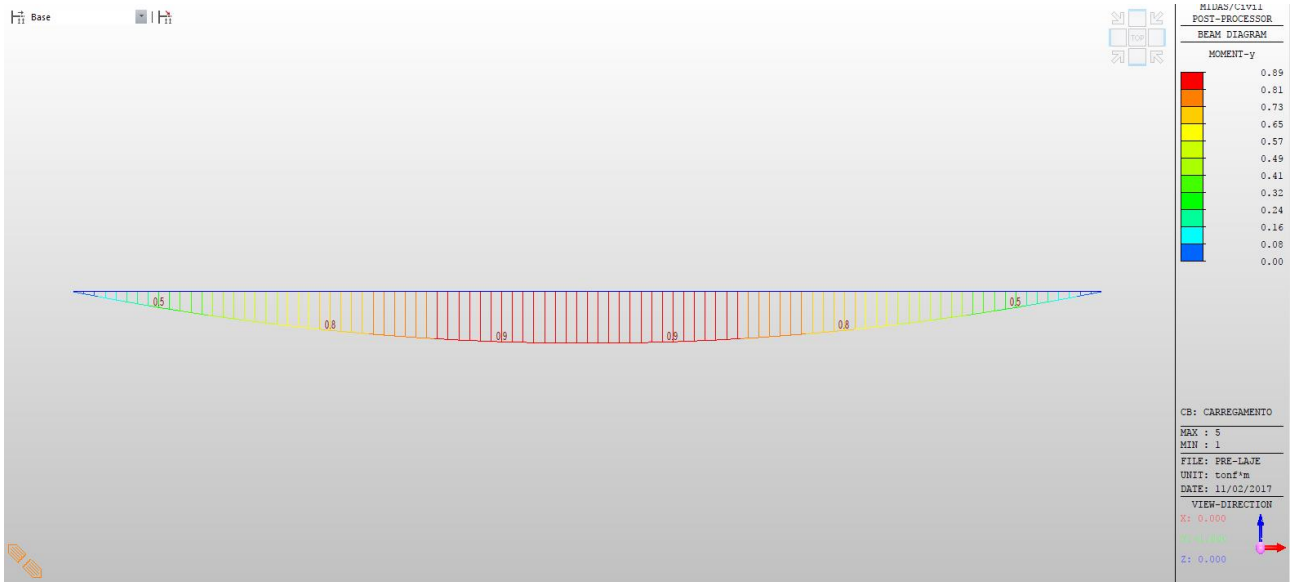
1.13.4.2 PESO DA LAJE TABULEIRO



1.13.4.3 SOBRECARGA



1.13.4.4 MOMENTO



Momento máximo = $0{,}89\ tf.m\ =\ 8{,}75KN.m$

1.13.5 DIMENSIONAMENTO DA PRÉ-LAJE

vão de apoio (cm)	Esp. Pré laje	Dente	entre pré-lajes	Esp média total da laje	Sobrecarga (tf/m2)	Md (kN m)	bw (cm)
209	9	0	50	25	0,5	8,63	100,0

Vão de apoio =vão + espes. da pré-laje

flecha (cm)	0,18
E (tf/m²)	2,61E+06

limite (cm)	0,696666667

Coeficientes de Cálculo Adotados
Pré-Laje - gama 1.2
Concreto da Laje + Sobrecarga - gama 1.4

Peso em (tf)
0,235

Calcular

UMA PLACA	
As	1,67
Nº de Barras	2

CONCRETO ARMADO - Flexão simples Calajem2 - ver 3.0

PRÉ-LAJE

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Momentos: (+) arm. Trac. (-) arm. Comp.

Dados para cálculo

Md	(kNm)	8,63
fck	(MPa)	30,00
h	(cm)	10,00
bw	(cm)	100,00
c	(cm)	3,00
cmin	(cm)	1,50

Barras de alta aderência? (●) Sim ( ) Não

fyk	(MPa)	500,00
Es/Ec		10,00

Dados para armadura inferior

dminf	(mm)	10,00
f		80,00

Dados para armadura superior

As'	(cm²)	
dmsup	(mm)	8,00
d'	(cm)	1,00

Resultados

epsonsup		(‰)	0,732
epsoninf		(‰)	4,070
x		(cm)	1,07
cgc		(cm)	0,43
cgt		(cm)	6,50
Rc		(kN)	145,11
Rt		(kN)	144,79
As	**(5 Ø 10)**	**(cm²)**	**3,33**
As'		(cm²)	¤
d'		(cm)	¤
Mdr	**(>= Md)**	(kNm)	8,80
Md		(kNm)	8,63
xlim		(cm)	¤
cgclim		(cm)	¤
cgtlim		(cm)	¤
Rclim		(kN)	¤
Rtlim		(kN)	¤
Mdclim		(kNm)	¤

VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FADIGA

Dados para cálculo

Verificação à fadiga? (●) Sim ( ) Não

Mgk	(kNm)	27,10
Mqkmax	(kNm)	28,30
Mqkmin	(kNm)	0,00

Resultados

M1	(kNm)	38,42
M2	(kNm)	27,10

comb. de ações conforme NBR 8681/84

k			4,374
As	(19 Ø 10)	(cm²)	14,57
As'		(cm²)	¤

VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE FISSURAÇÃO

Dados para cálculo: informar Mgk e Mqkmax apenas se não verificado à fadiga

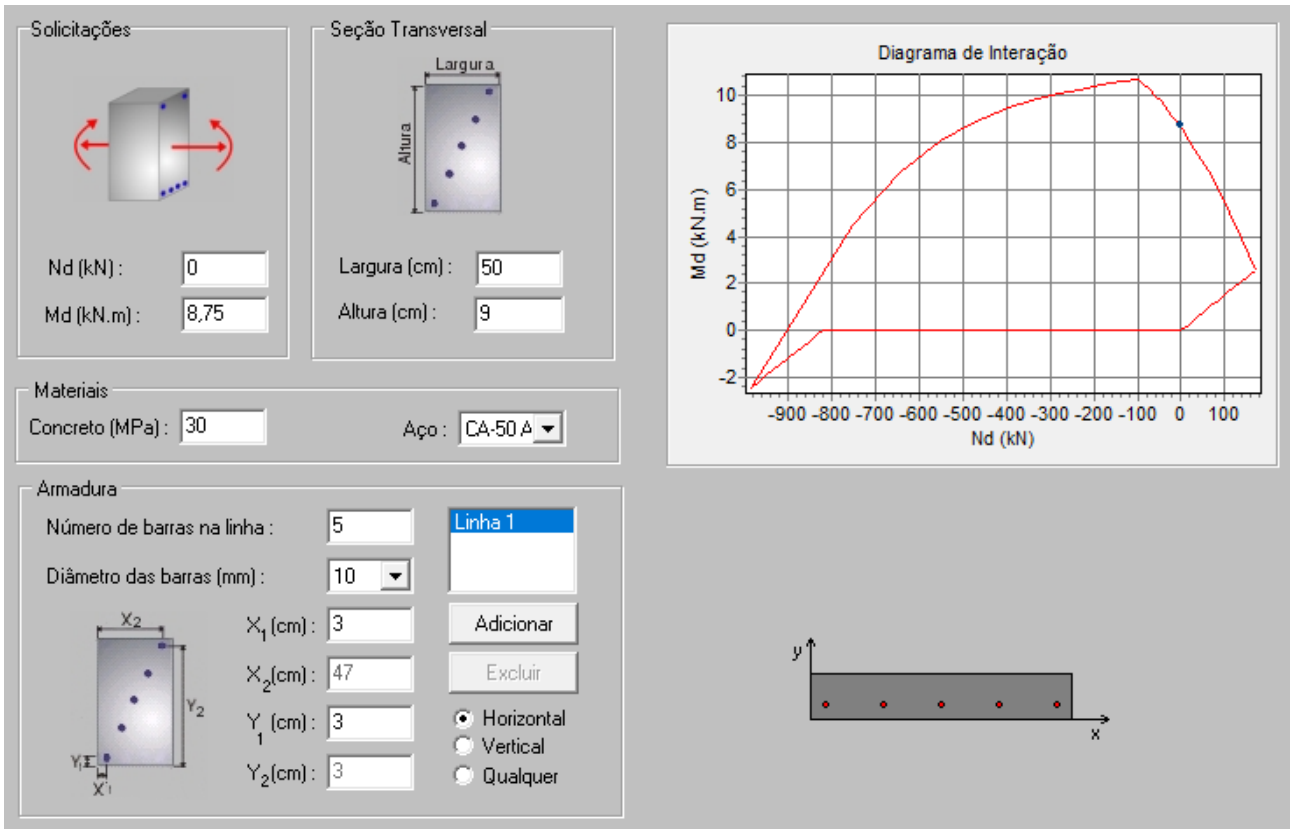
Verificação à fissuração ? ( ) Sim (●) Não

Mgk	(kNm)	27,10
Mqkmax	(kNm)	28,30

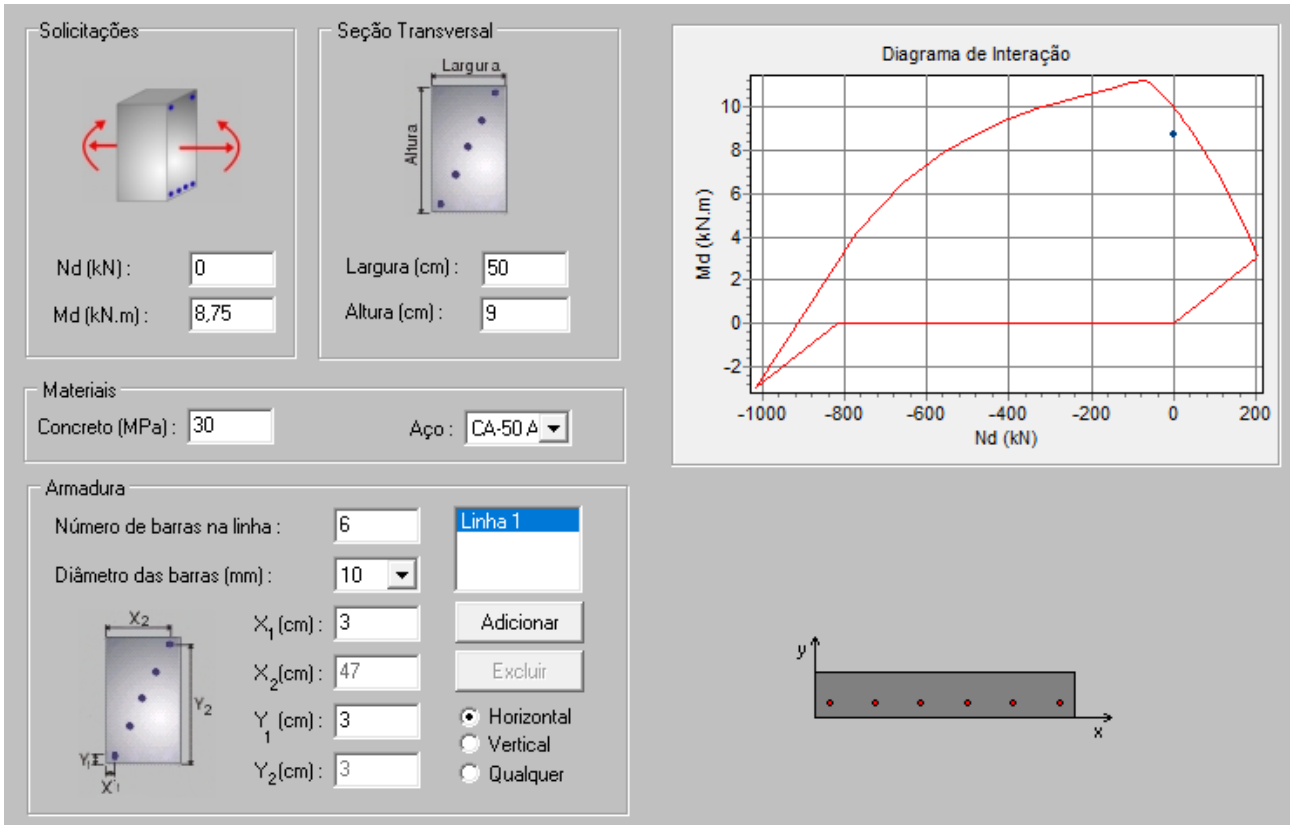
Condições do meio ambiente:
( ) Não agressivo
(●) Pouco agressivo
( ) Muito agressivo

1.13.5.1 VERIFICAÇÃO DA ARMAÇÃO DA PRÉ-LAJE

Armação adotada como Positiva Transversal na laje é de $\emptyset 10{,}0mm\ c/10cm$, sendo assim cada pré-laje com largura de $50cm$ terá $5\ ferros\ de\ 10{,}0mm$.

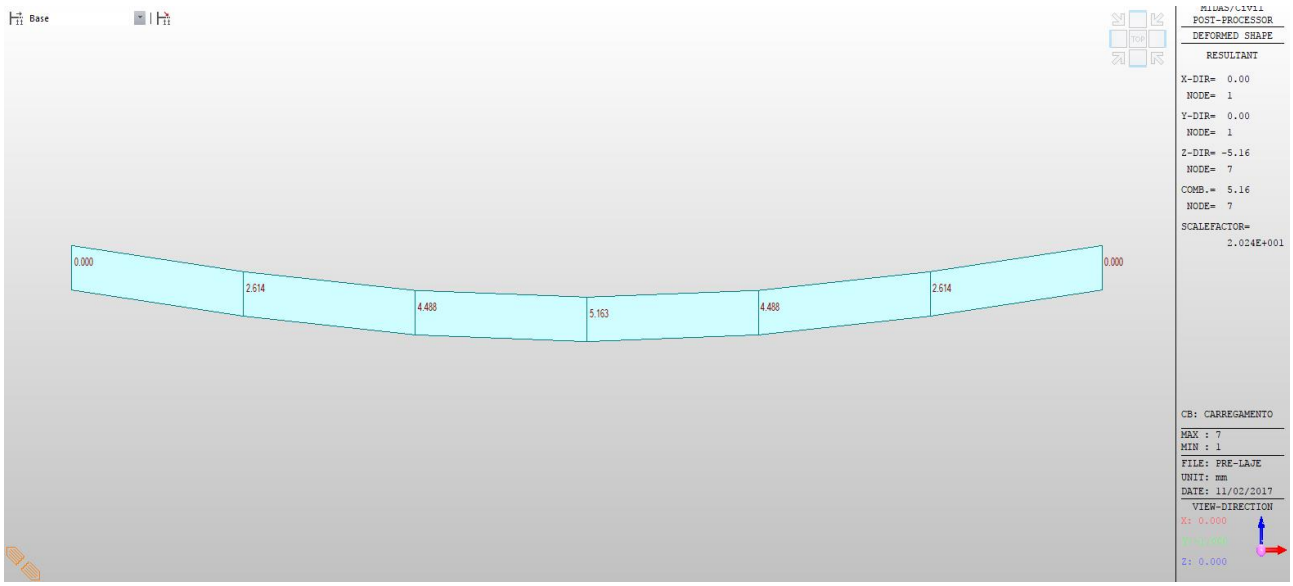


$5\ ferros\ de\ 10{,}0mm.$ *Não Atende*



$6\ ferros\ de\ 10{,}0mm.\ ok, Atende$

1.13.5.2 DESLOCAMENTO DAS PRÉ LAJES



O carregamento gera deslocamentos na pré-laje de 5,16mm.

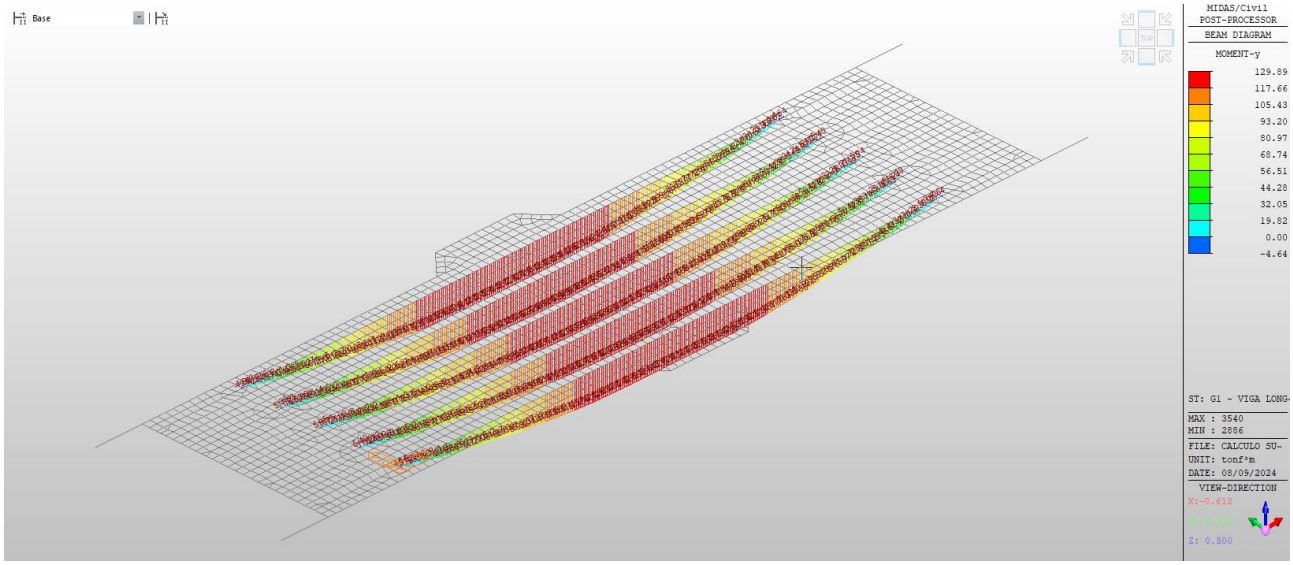
	$As_{calculado}$	$As_{adotado}$	***Armadura Adotada***
Armação	$2{,}15cm^2$	$4{,}80cm^2$	$6\ \emptyset 10{,}00\ \ p/Pré\ Laje$
Flecha	$5{,}16cm^2$	$Limite\ 6{,}96mm$	$Ok, Atende$

1.14 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGARINAS – ARMAÇÃO POSITIVA – VÃO

1.14.1 ESFORÇOS DE MOMENTO

1.14.1.1 MG1 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DAS VIGAS (G1)

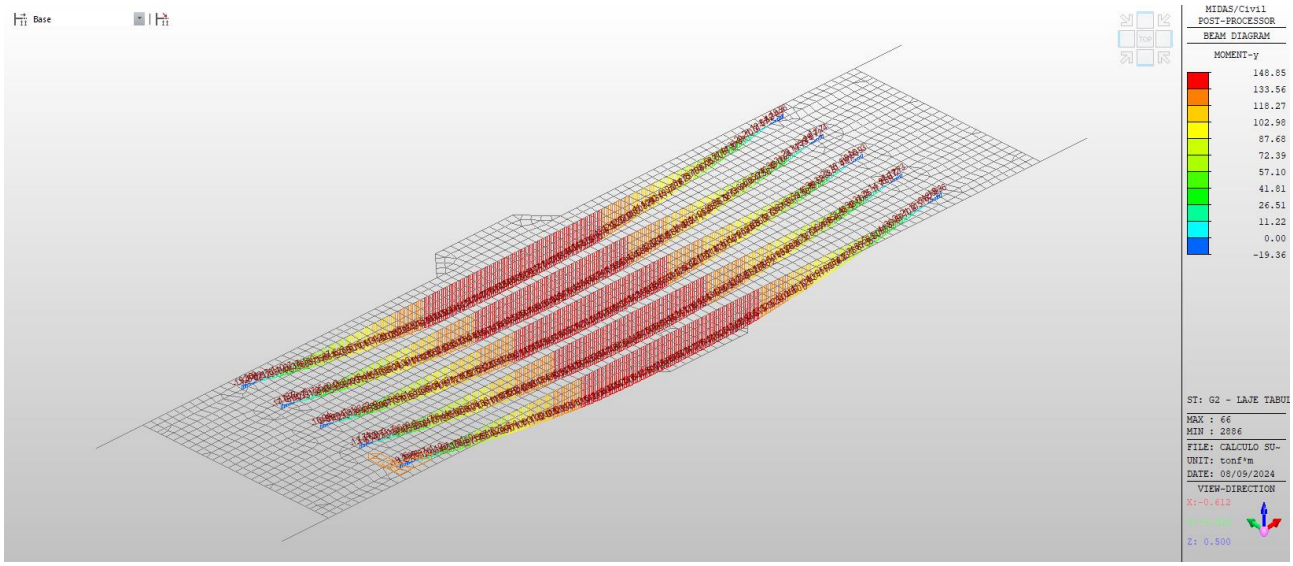
Sem efeito grelha, viga simples sem balanço;



*My 129,89tonf*m*

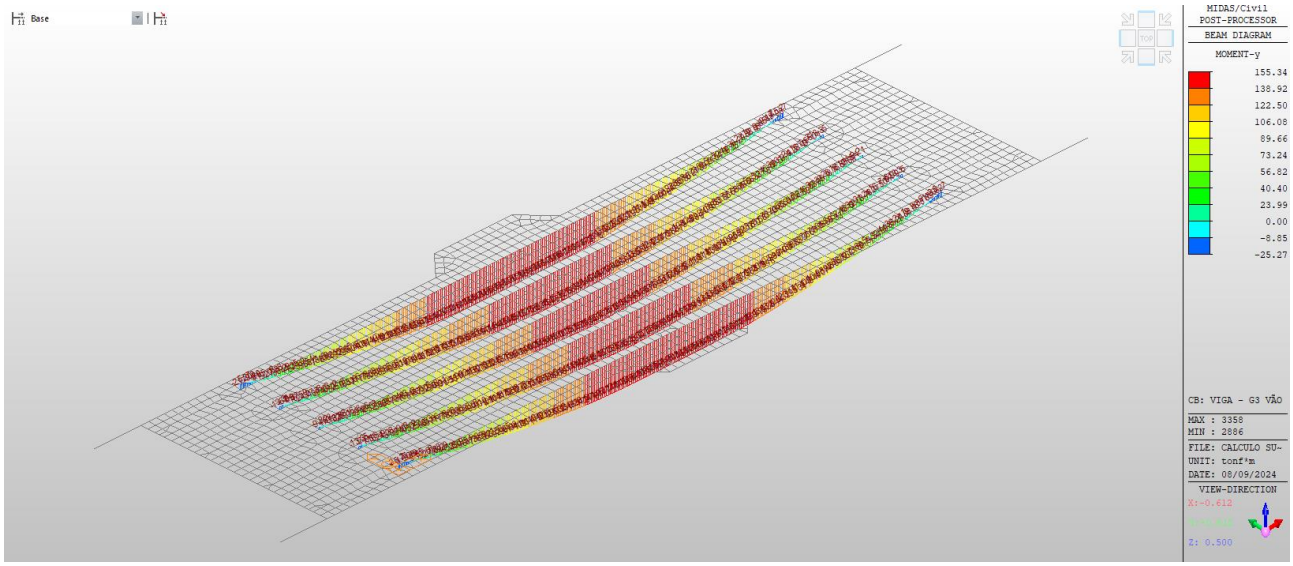
1.14.1.2 MG2 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO PESO DA LAJE + PRÉ-LAJE (G2)

Sem efeito grelha



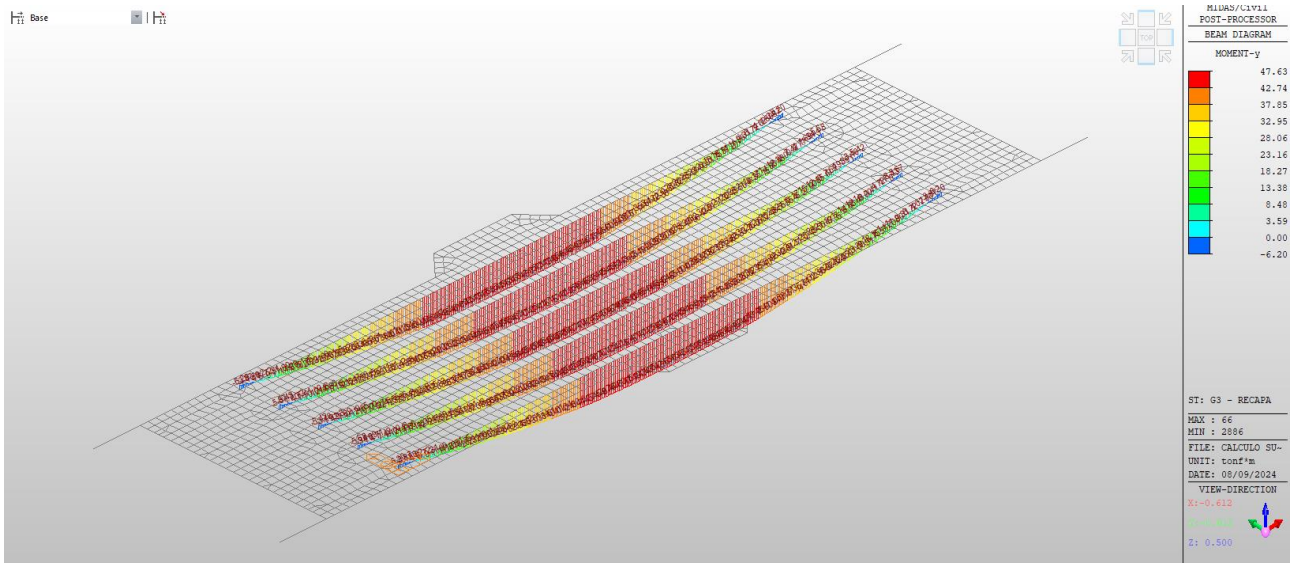
*My 148,85 tonf*m*

1.14.1.3 MG3 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO PAVIMENTO, DEFENSAS E OUTROS (G3)



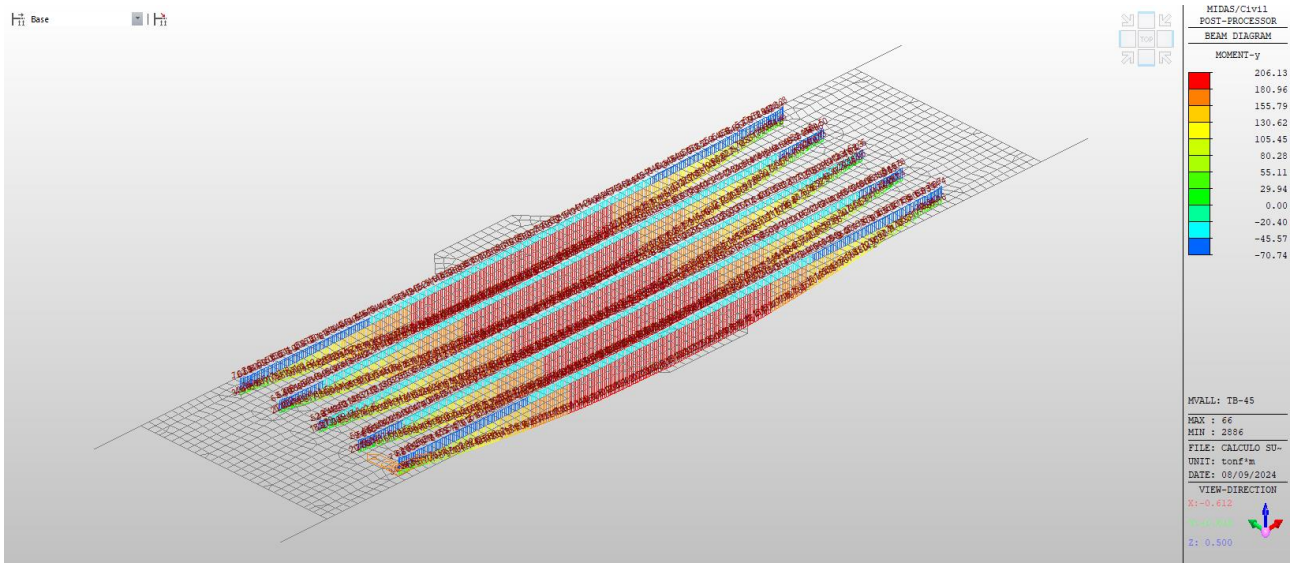
*My 155,34 tonf*m*

1.14.1.4 MG3 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO A RECAPA (G3)



*My 47,63 tonf*m*

1.14.1.5 MVEÍC – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO VEÍCULO + MULTIDÃO COM IMPACTO - ENVOLTÓRIA

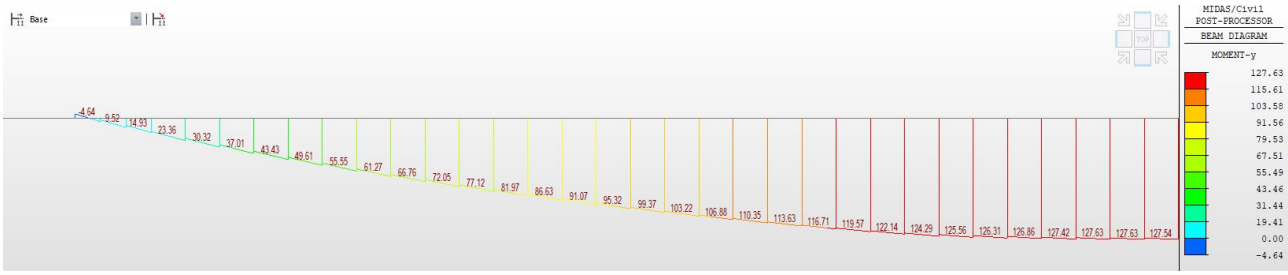


*My 206,13 tonf*m*

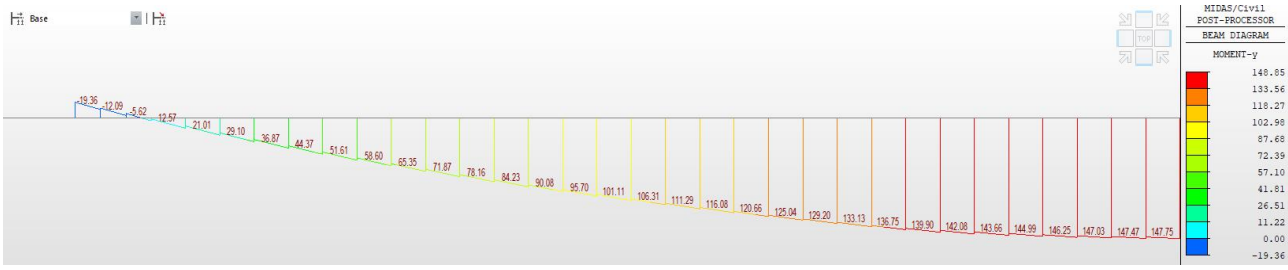
1.14.1.6 VIGA COM OS MAIORES ESFORÇOS DE MOMENTOS FLETORES SOLICITANTES

Viga V1, de cima para baixo.

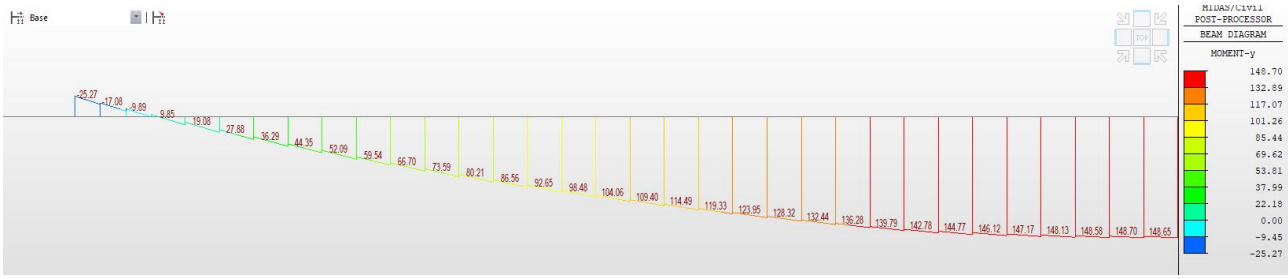
1.14.1.7 MG1 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DAS VIGAS (G1)



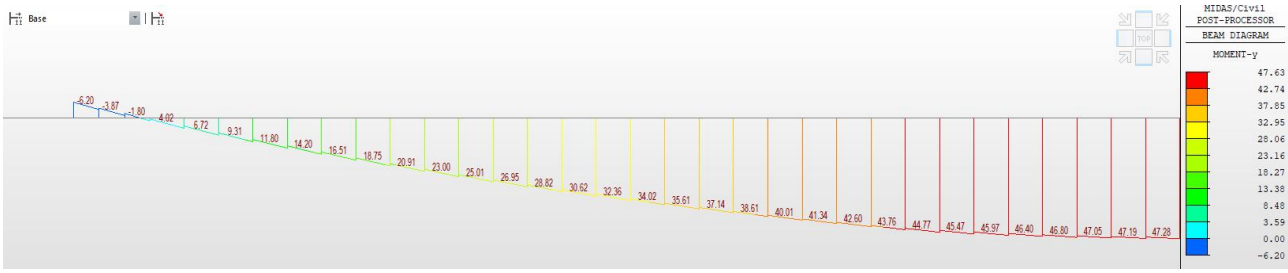
1.14.1.8 MG2 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO PESO DA LAJE + PRÉ-LAJE (G2)



1.14.1.9 MG3 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO PAVIMENTO, DEFENSAS E OUTROS (G3)



1.14.1.10 MG3 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO A RECAPA (G3)



1.14.1.11 MVEÍC – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO VEÍCULO + MULTIDÃO COM IMPACTO - ENVOLTÓRIA

1.14.1.12 QUADRO-RESUMO

Todos os valores do quadro-resumo abaixo estão expressos em $\boldsymbol{tf.m}$.

$Mg = Mg1 + Mg2 + Mg3 + Mrec;$

$Mq = Mmultidão + Mveículo;$

$Md = 1{,}35\ ou\ 1{,}00 \times Mg + 1{,}5 \times Mq.$

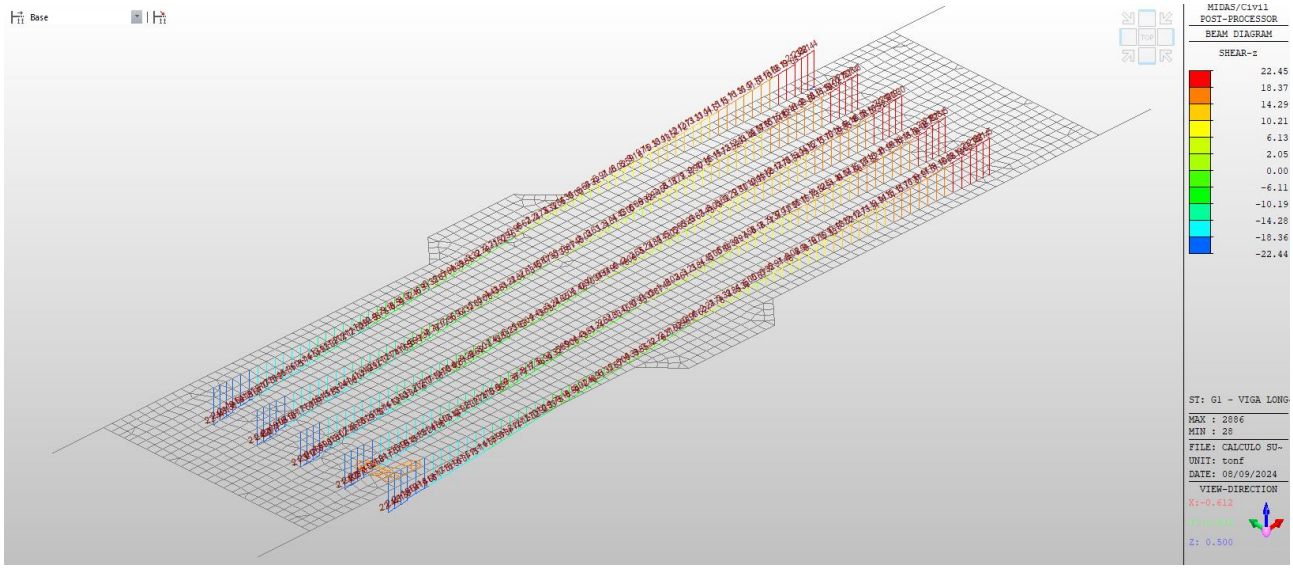
1.14.1.13 VIGAS COM MAIOR ESFORÇO PARA CÁLCULO V1

MOMENTO FLETOR: COM MAIOR CARREGAMENTO								V1
SEÇÃO	M_{g1}	M_{g2}	M_{g3}	M_{recapa}	$M_{veículo+Mmultidão}$	M_{gk}	M_{qk}	M_d
1	23,36	12,57	12,91	4,02	51,96	52,86	51,96	**149,30**
2	55,55	51,61	41,22	16,51	95,92	164,89	95,92	**366,48**
3	86,63	90,08	62,69	28,82	139,17	268,22	139,17	**570,85**
4	122,14	135,75	75,34	43,76	191,09	376,99	191,09	**795,57**
5	127,42	146,25	79,74	46,80	200,64	400,21	200,64	**841,24**
6	129,89	148,85	79,92	47,63	206,13	406,29	206,13	**857,69**

1.14.2 FORÇAS CORTANTES VÃO

1.14.2.1 VG1 - DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DA VIGA (G1)

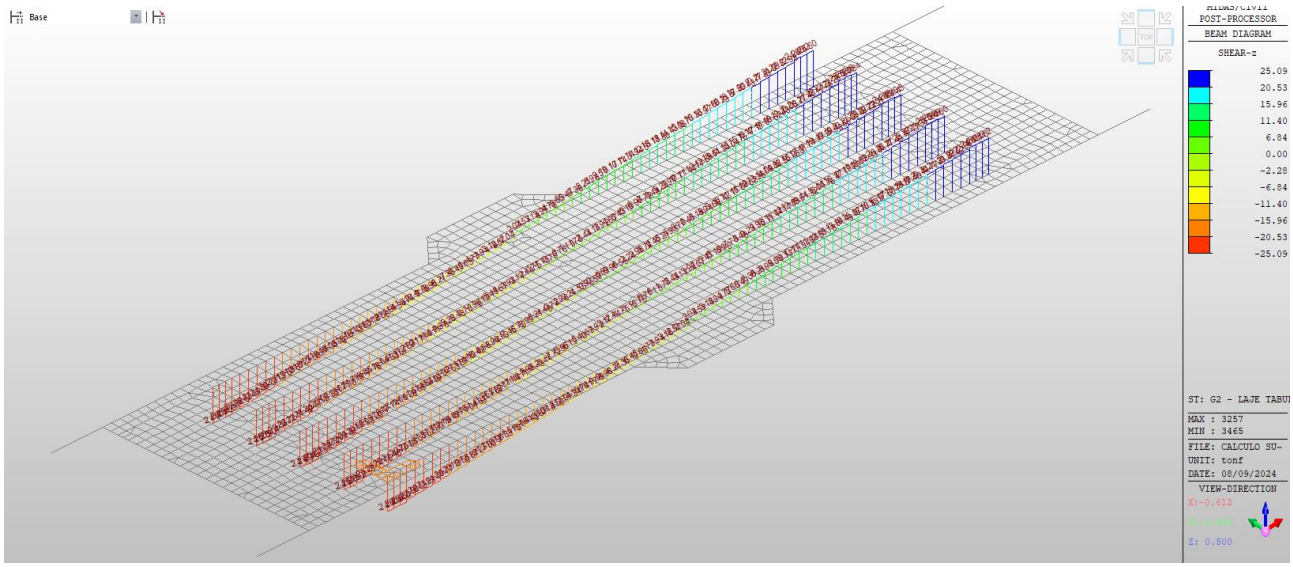
Sem efeito de grelha no tabuleiro;



Fz 22,45 tonf

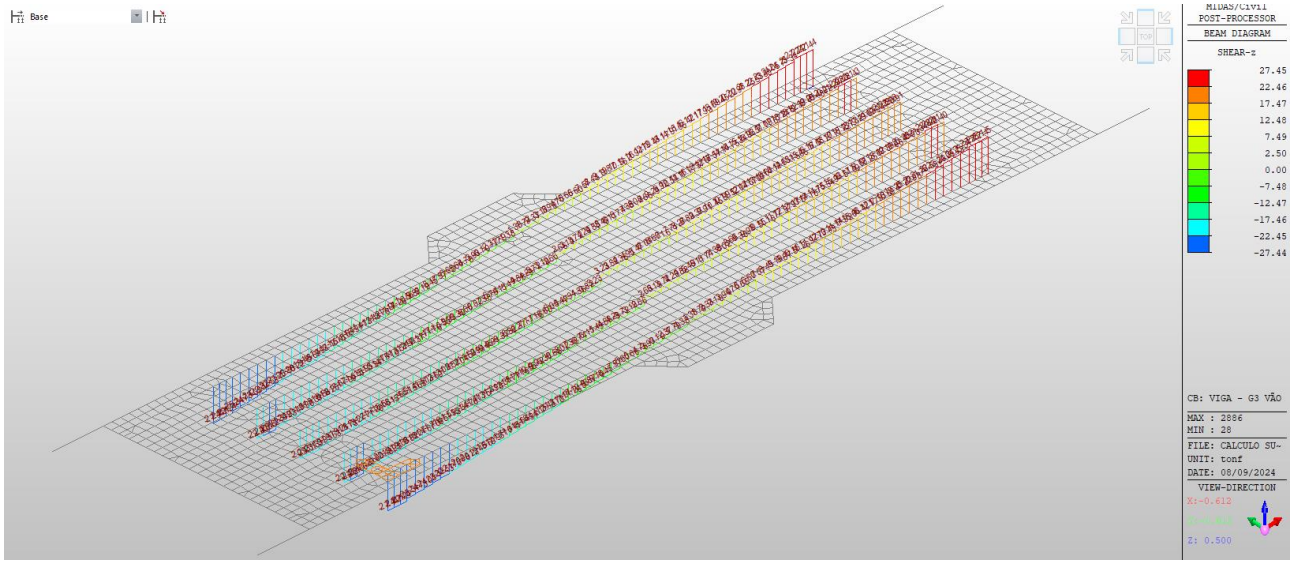
1.14.2.2 VG2 - DEVIDO AO PESO DA LAJE + PRÉ-LAJE (G2)

Sem efeito de grelha no tabuleiro;



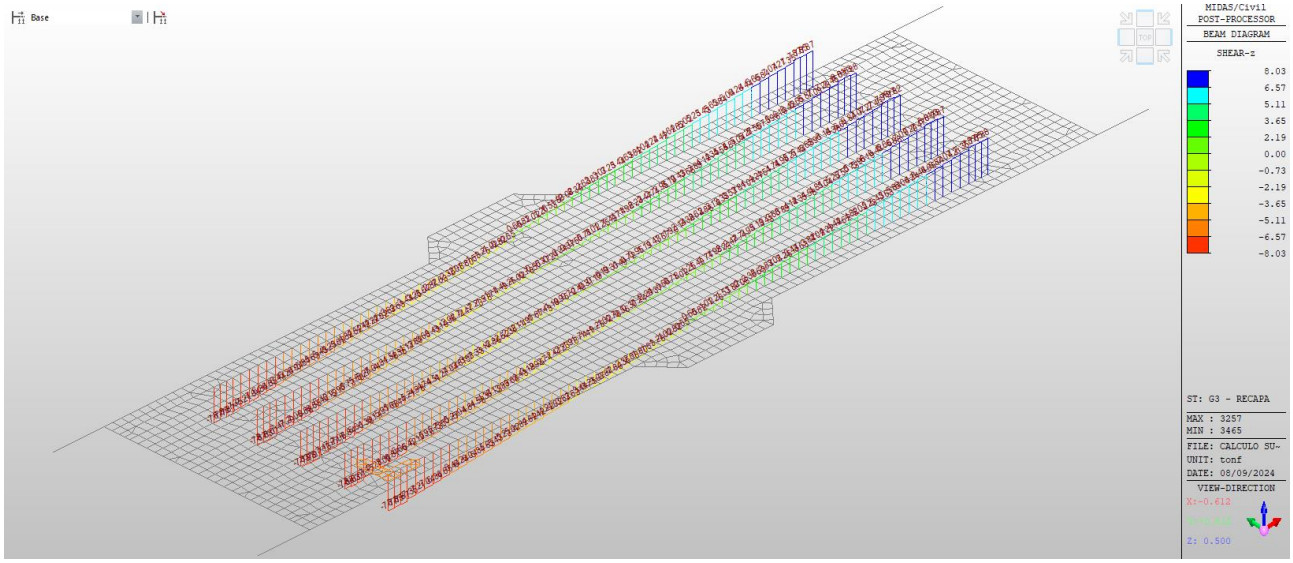
Fz 25,09 tonf

1.14.2.3 VG3 - DEVIDO AO PAVIMENTO E DEFENSA (G3)



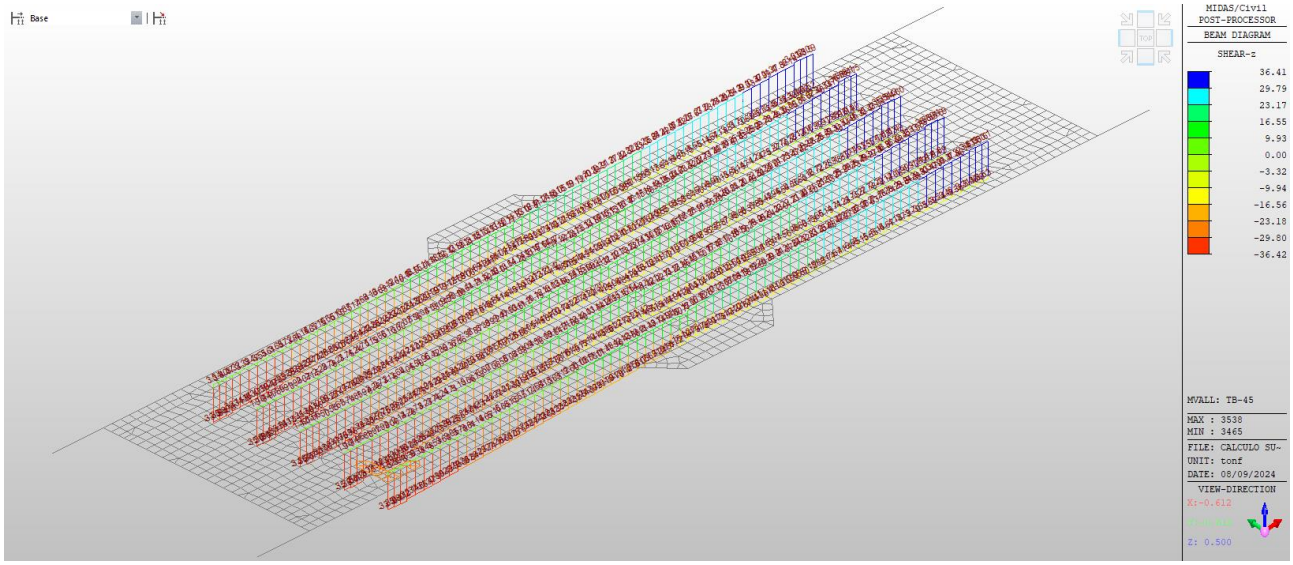
Fz 27,45 tonf

1.14.2.4 VG3 - DEVIDO A RECAPA (G3)



Fz 8,03 tonf

1.14.2.5 V MULT. - DEVIDO À MULTIDÃO COM IMPACTO EM TODO O TABULEIRO



Fz 36,41 tonf

Serão apresentados também os resultados do modelo de cálculo. Os maiores resultados obtidos serão utilizados para o dimensionamento.

1.14.2.6 V MULT - DEVIDO À MULTIDÃO COM IMPACTO

Para este cálculo do esforço cortante, será considerado, a favor da segurança, o esforço cortante gerado pela multidão variando a cada décimo de vão isoladamente em cada viga.

$$CIV = 1 + 1{,}06 \times \left(\frac{20}{35{,}00 + 50}\right) = 1{,}25$$

1.14.2.6.1 VIGA INTERNA

Análise para o esforço cortante gerado pela multidão variando a cada décimo de vão isoladamente em cada viga. Analisado pela linha de influência para cortante em cada seção de cálculo.

Faixa de contribuição = 2,55 m (entre eixo de vigas).

Para obter estes valores, adotou-se:

Para obter estes valores, adotou-se:

Carregamento devido multidão: $q_m = L_{lc} \cdot q \cdot CIV$, onde:

$L_{lc} = 2{,}55m$: largura da linha de influência;

$q = 0{,}5\, tf/m^2$: carga de multidão;

Assim:

Vão 01: $q_m = 2{,}55m \times 0{,}5\, tf/m^2 \times 1{,}25 = \mathbf{1{,}594\, tf/m}$

CORTANTE:

Cálculo do Cortante devido à Multidão (Vigas Intermediárias)

Faixa = 2,550

φ = 1,25

q = 0,62

q = 1,593 tf/m

L = 35,00 m

Seção	Vmáx (tf)	Vmín (tf)
0,0 L	27,88	0,00
0,1 L	22,58	-0,28
0,2 L	17,84	-1,12
0,3 L	13,66	-2,51
0,4 L	10,04	-4,46
0,5 L	6,97	-6,97

1.14.2.6.2 VIGA DE BORDA

Faixa de contribuição = 2,175 m – multidão:

Para obter estes valores, adotou-se:

Carregamento devido multidão: $q_m = L_{lc} \cdot q \cdot CIV$, onde:

$L_{lc} = 2{,}175m$: largura da linha de influência;

$q = 0{,}5\, tf/m^2$: carga de multidão;

Assim:

Vão 01: $q_m = 2{,}175m \times 0{,}5\, tf/m^2 \times 1{,}25 = \mathbf{1{,}359\, tf/m}$

Cálculo do Cortante devido à Multidão (Vigas Extremas)

Faixa = 2,175

φ = 1,25

q = 0,62

q = 1,359 tf/m

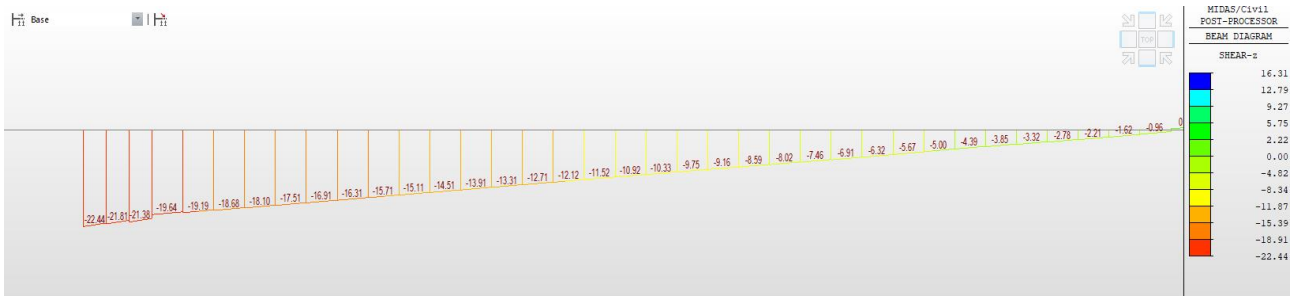
L = 35,00 m

Seção	Vmáx (tf)	Vmín (tf)
0,0 L	23,78	0,00
0,1 L	19,26	-0,24
0,2 L	15,22	-0,95
0,3 L	11,65	-2,14
0,4 L	8,56	-3,80
0,5 L	5,94	-5,94

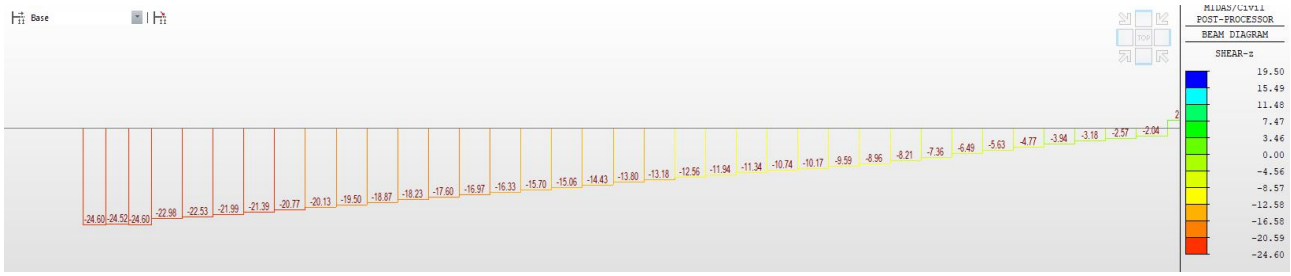
1.14.2.7 VIGA COM AS MAIORES FORÇAS CORTANTES

Representação da viga com os maiores esforços.

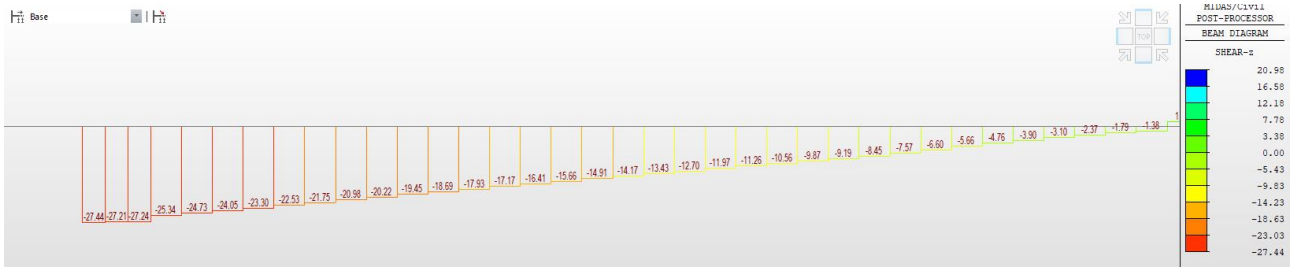
1.14.2.7.1 VG1 - DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DA VIGA (G1)



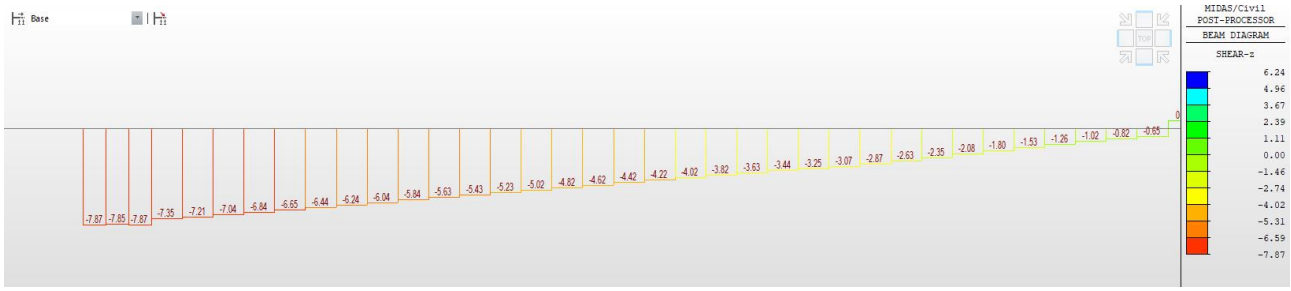
1.14.2.7.2 VG2 - DEVIDO AO PESO DA LAJE + PRÉ-LAJE (G2)



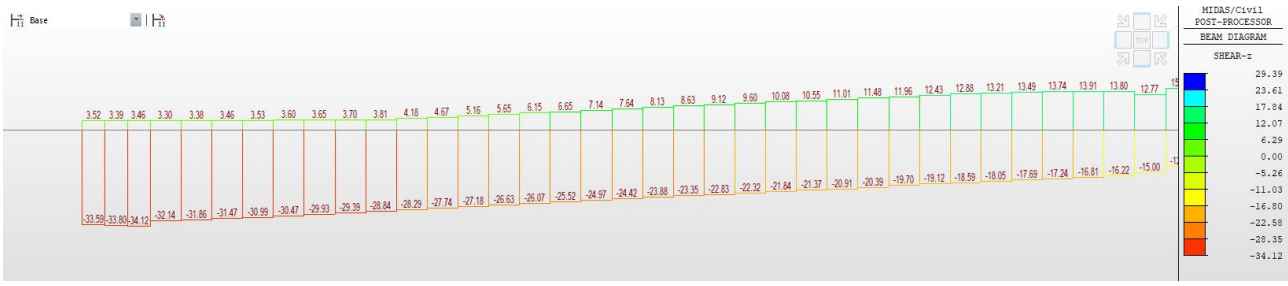
1.14.2.7.3 VG3 - DEVIDO AO PAVIMENTO E DEFENSA (G3)



1.14.2.7.4 VG3 - DEVIDO A RECAPA (G3)



1.14.2.7.5 V VEÍC. – ENVOLTÓRIA DE CORTANTES DEVIDO AO VEÍCULO + MULTIDÃO COM IMPACTO



1.14.2.8 QUADRO-RESUMO DOS ESFORÇOS CORTANTES

$Vgk = Vg1 + Vg2 + Vg3;$

$Vqk\ máx. = Vmult.,máx. + Vveíc.,máx.;$

$Vqk\ mín. = Vmult.,mín. + Vveíc.,mín.;$

$Vsd = 1{,}35 \times Vg + 1{,}5 \times Vq\ máx.$

1.14.2.8.1 ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO PARA A VIGAS MAIS COMPROMETIDA

FORÇA CORTANTE COM MAIOR CARREGAMENTO										
SEÇÃO	V_{g1}	V_{g2}	V_{g3}	V_{recapa}	$V_{veículo+Multidão}$		V_{gk}	V_{qk}		V_{Sd}
					Max.	Min.		Max.	Min.	
1	22,44	24,60	19,66	7,87	33,59	-3,52	74,57	33,59	-3,52	**151,05**
2	19,19	22,53	16,56	7,21	31,96	-3,38	65,49	31,96	-3,38	**136,35**
3	16,91	20,13	11,48	6,44	29,93	-3,65	54,96	29,93	-3,65	**119,09**
4	14,51	17,60	8,76	5,63	27,74	-4,67	46,50	27,74	-4,67	**104,39**
5	12,12	15,06	6,16	4,82	25,52	-6,65	38,16	25,52	-6,65	**89,80**
6	9,75	12,56	3,64	4,02	23,35	-8,63	29,97	23,35	-8,63	**75,48**

1.14.2.9 QUADRO-RESUMO DOS ESFORÇOS CORTANTES NECESSÁRIOS E ARMADURA DE PELE

			Armadura de Estribo Calculada				As - Necessário
Seção	Estribo (cm²/m)	Pele	Quantidade de Ramos	Diâmetro da armadura	Espaçamento (cm)	As	
1	11,70	2R 5,80	2,00	12,50	10,00	24,54	11,70
2	18,85	2R 2,20	2,00	12,50	10,00	24,54	18,85
3	16,06	2R 2,20	2,00	12,50	10,00	24,54	16,06
4	12,61	2R 2,20	2,00	10,00	10,00	15,71	12,61
5	10,35	2R 2,20	2,00	10,00	10,00	15,71	10,35
6	8,18	2R 2,20	2,00	8,00	10,00	10,05	8,18

1.14.2.10 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA À CORTANTE DEVIDO À PROTENSÃO

SEÇÃO	V_{Sd} (tf)	d (cm)	bw (cm)	A_{swmin} (cm²/m)	V_{Rd2} (tf)	Concreto	V_{cd} (tf)	$A_{swcalc.}$ (cm²/m)
1	128,03	120,0	58,0	8,70	745,71	ok	73,08	11,70
2	116,25	120,0	22,0	3,30	282,86	ok	27,72	18,85
3	103,11	120,0	22,0	3,30	282,86	ok	27,72	16,06
4	94,50	130,5	22,0	3,30	307,53	ok	30,14	12,61
5	86,60	136,2	22,0	3,30	320,95	ok	31,45	10,35
6	75,48	137,0	22,0	3,30	322,93	ok	31,65	8,18

1.14.3 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NORMAIS DE PROTENSÃO

A protensão é composta de protensão com aderência posterior.

CABSEN & COTSEN & TENS3BA Ver 10.0

instruções de uso			
cordoalhas	14		
altura da viga (m)	1,5	18,0	36
número de cabos	3		
área do cabo (m²)	0,001413		
Módulo de elasticidade (tf/m²)	20000000		
perda por encunham. (m)	0,006	μ	μ'
relação de atrito	1	0,2	0,0015
força protensão (tf)	196		
cotas para desenho (m)	1,00		

Autocad Lt dar paste no cad

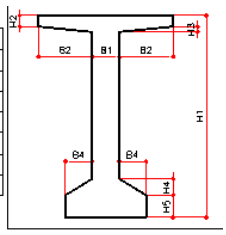
1° ângulo | 2° Cotas | 3° Cotse | 4° Desenhar elevação | 5° Desenhar cortes | 6° Desenhar Tabela

vão de cálculo (L)	35		
TENS3BA			
	N (tf)	V (tf)	CG (cm)
1	-541,3	-31,3	68,0
2	-547,0	-29,1	48,3
3	-554,0	-23,2	31,4
4	-562,0	-14,1	19,5
5	-568,3	-4,6	13,8
6	-564,6	0,0	13,0

-26,9

TENS3BA

	cm
B1	22
B2	35
B4	18
H1	150
H2	10
H3	5
H4	20
H5	15



	diâm. ext.	7																
	cabo 1	1	cabo 2	1	cabo 3	1	cabo 4		cabo 5		cabo 6		cabo 7		cabo 8		cabo 9	
ângulo de saída (°)	4,604161	4°36'	3,5135	3°31'	1,8212	1°49'												
x de saída (m)	17,850	3,00	17,850	5,00	17,850	5,00												
y de saída (m)	1,05	0,000	0,7	-0,050	0,35	0,050												
x de levantamento (m)	1,08	6,00	2,50	8,00	5,50	8,00												
y de levantamento (m)	0,19	0,00	0,1	0,00	0,1	0,00												
l - compr.+ pontas 1.8m (m)	37,57	32	37,54	32	37,51	32												
forca média de protensão (tf)	184,85		185,97		187,69													
1/2 alongamento (cm) A.Ativa	12,30		12,36		12,46													
cotas (cm)	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y

$$\textit{Teremos 3 cabos com 14 cordoalhas de } \varnothing 12,7mm$$

$$\textit{Força de Protensão} - 196,00\ tonf.$$

Perdas no cabo:

μ	μ'	Encunhamento
0,2	0,0015	6,00mm

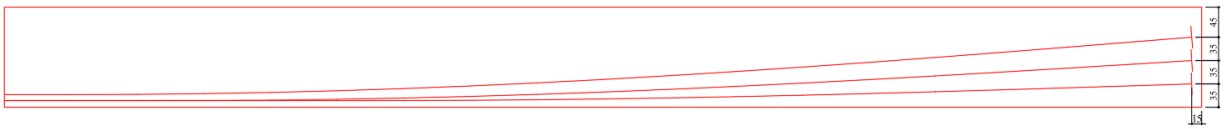
Abaixo temos os esforços normais nas seções de cálculo e cortantes devido aos cabos com aderência posterior.

	N (tf)	V (tf)	CG (cm)
1	-541,3	-31,3	68,0
2	-547,0	-29,1	48,3
3	-554,0	-23,2	31,4
4	-562,0	-14,1	19,5
5	-568,3	-4,6	13,8
6	-564,6	0,0	13,0

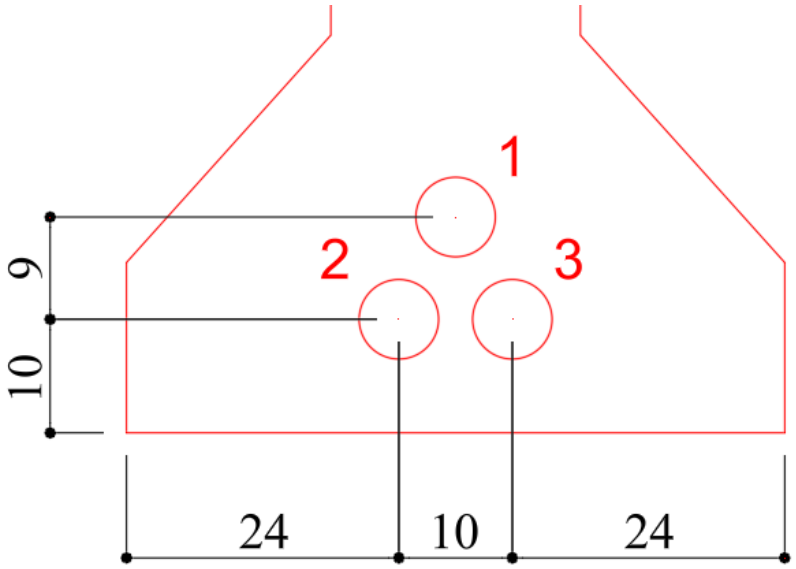
Força nas cordoalhas após perdas de atrito e encunhamento e força média considerando a protensão com aderência anterior e posterior:

SEÇÃO	N(tf)	Nº DE CORD.	N/CORD. (tf)	C.G.Cabos (m)	N(tf)	Nº	C.G. Cabos	V (tf)
S1	-541,34	42	-12,89	0,68	-541,34	42	67,97	-31,26
S2	-546,99	42	-13,02	0,48	-546,99	42	48,29	-29,12
S3	-554,00	42	-13,19	0,31	-554,00	42	31,42	-23,19
S4	-562,03	42	-13,38	0,20	-562,03	42	19,53	-14,14
S5	-568,29	42	-13,53	0,14	-568,29	42	13,84	-4,62
S6	-564,59	42	-13,44	0,13	-564,59	42	13,00	0,00

1.14.4 ESQUEMA LONGITUDINAL DOS CABOS



1.14.5 POSIÇÃO DOS CABOS NO MEIO DA VIGA



1.14.6 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES: PROGRAMA CPTEN 1

Para a verificação das tensões normais no estado limite último, foi utilizado o programa CPTEN1, cujo objetivo é determinar as tensões no concreto e suas respectivas perdas de protensão em cada etapa.

1.14.6.1 HIPÓTESES

1.14.6.1.1 PROTENSÃO LIMITADA (NBR 6118/2014) - DEVEM SER VERIFICADAS AS DUAS CONDIÇÕES

Para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, respeitando o limite de descompressão;

Para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, respeitando o limite de formação de fissuras.

Quando não forem atendidas as condições acima, será considerado como Protensão Parcial (NBR 6118/2024), para as combinações frequentes de ações previstas no projeto, respeitando se os limites para a abertura máxima de fissuras do concreto.

1.14.6.2 AÇO PROTENDIDO CP-190 – RB

Tensão de ruptura = 190.000 tf/m^2;

Módulo de deformação longitudinal do aço: 19.600.000 tf/m^2.

Convenção:

Tensão > 0 $\Rightarrow$ tração;

Tensão < 0 $\Rightarrow$ compressão.

1.14.6.3 POSIÇÃO DE REFERÊNCIA PARA OS DADOS GEOMÉTRICOS: BORDA INFERIOR DA SEÇÃO

Não se Considera a Contribuição da Armadura Passiva;

Umidade Relativa do Ar: UR = 70%;

Fases Consideradas:

Fase I - pista de concretagem e protensão;

Fase II - transporte e colocação das vigas nos apoios;

Fase III - colocação das pré-lajes e concretagem das lajes;

Fase IV - conclusão da obra;

Fase V - perdas no infinito;

Fase VI - introdução das cargas móveis 0,5Q;

Fase VII - introdução das cargas móveis 0,8Q – para a 2 ª hipótese

1.14.6.4 AVALIAÇÃO DAS PERDAS

1.14.6.4.1 FASE I

Perdas por deformação imediata do concreto (carregamento g1 + 1,1P).

1.14.6.4.2 FASE II

Perdas na data t1 devido à deformação por:

a. fluência do concreto considerando-se:

- Fluência rápida;
- Deformação lenta irreversível;
- Fluência lenta reversível.

b. retração do concreto;

c. relaxação do aço.

1.14.6.4.3 FASE III

Introdução do carregamento G2 (regime elástico e perfil simples).

1.14.6.4.4 FASE IV

Introdução do carregamento G3 (regime elástico e perfil composto).

1.14.6.4.5 FASE V

Perdas no infinito (data t_2 e perfil composto) devido à deformação por:

a. fluência do concreto considerando-se:

- Deformação lenta irreversível (de t_1 a t_2);
- Fluência lenta reversível (parcela recuperada da Fase II).

b. retração do concreto;

c. relaxação do aço.

1.14.6.4.6 FASE VI

Introdução do carregamento móvel 0,5Q (regime elástico e perfil composto). Esta fase será utilizada na verificação de combinações quase permanente de ações.

1.14.6.4.7 FASE VII

Introdução dos carregamentos 0,8Q (regime elástico e perfil composto). Esta fase será utilizada na verificação de combinações frequentes de ações. Para a 2ª Hipótese

1.14.6.5 ENTRADA DE DADOS

1.14.6.5.1 INTERVALOS DE TEMPO

t_0 = pista de concretagem e protensão;

t_1 = transporte e colocação das vigas nos apoios;

t_2 = infinito.

1.14.6.5.2 CONCRETO

fck = resistência característica do concreto à compressão;

ALFAP = relação entre os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto;

ALFA = valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento;

Abatimento = abatimento do concreto.

1.14.6.5.3 DADOS GEOMÉTRICOS

Perfil simples:

Altura = altura da viga;

CG = centro de gravidade da viga;

Área = área da viga;

Momento de inércia = momento de inércia da viga;

UAR = parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar;

Perfil composto:

Altura = altura do perfil composto (viga + laje);

CG = centro de gravidade do perfil composto;

Área = área do perfil composto;

Momento de inércia = momento de inércia do perfil composto.

1.14.6.5.4 AÇO PROTENDIDO CP-190 – RB

1.14.6.5.5 CARGA DE PROTENSÃO

Diâmetro (9,5 ou 11,0 ou 12,7 ou 15,2 mm);

CG superior = centro de gravidade das cordoalhas superiores;

CG inferior = centro de gravidade das cordoalhas inferiores;

Nº cordoalhas - superior = número de cordoalhas superiores;

Nº cordoalhas - inferior = número de cordoalhas inferiores;

1.14.6.5.6 CARREGAMENTOS

MG1 = momento fletor devido ao carregamento G1,

MG2 = momento fletor devido ao carregamento G2,

MG3 = momento fletor devido ao carregamento G3,

MQ = momento fletor devido ao carregamento Q.

Sendo:

G1 = carga permanente: peso próprio da viga;

G2 = carga permanente: peso próprio da laje + pré-laje;

G3 = carga permanente: peso próprio da transversina + defensa + recapa;

Q = carga móvel: concentrada + distribuída.

TABELA 1 - RESUMO DAS FASES DE PROTENSÃO EM CADA FASE:

Fase	Data	Carregamento (*)	Seção Geométrica
I	T_0	G1 + 1,1 P	perfil simples
II	T_1	G1 + P	perfil simples
III	Logo após t_1	G1 + G2 + P	perfil simples
IV	Logo após t_1	G1 + G2 + G3 + P	perfil composto
V	T_2	G1 + G2 + G3 + P	perfil composto
VI	T_2	G1 + G2 + G3 + P + 0,5Q	perfil composto
VII	T_2	G1 + G2 + G3 + P + 0,8/0,5Q	perfil composto

(*) acrescentar as respectivas perdas.

1.14.6.6 TENSÃO NORMAL (CONCRETO)

Laje $\sigma_{laje;}$

Face superior $\sigma_{ss;}$

Cordoalha superior $\sigma_{s;}$

Cordoalha inferior $\sigma_{i;}$

Face inferior $\sigma_{ii.}$

1.14.6.7 LIMITE DE TENSÕES

1.14.6.7.1 FASE I[1]

Compressão: $\sigma_{max.} \leq 0{,}70$ fck

$\sigma_{max.c}$ = 0,70 x 40 = 28 MPa = 2800 tf/m² (nova norma 6118).

Tração:

$\sigma_{max.} \leq 1{,}20$ fct,m = 1,2 x 0,3 x fck$^{2/3}$ = 421 tf/m² (nova norma 6118).

1.14.6.7.2 FASE VI

(Combinação quase permanente das ações).

$\sigma \leq 0$.

1.14.6.7.3 FASE VII

(Combinação frequente das ações).

Tração:

Utilizando-se o limite estabelecido pela NBR 6118, temos que: $f_{ctk\,inf}$ = 0,7 fct,m

$\Rightarrow \sigma_t \leq 1{,}2\, f_{ctk\,inf}$, sendo $f_{ct,m} = 0{,}3 \times f_{ck}^{2/3} \Rightarrow \therefore 1{,}2 \times 0{,}7\,(0{,}3 \times 50^{2/3}) = 3{,}42$ MPa = 342 tf/m².

1.14.7 ENTRADA E SAÍDA DE RESULTADOS PARA PROTENSÃO

Apresentaremos os resultados para a viga que apresentou as maiores solicitações:

PROTENSÃO - TENSÕES NORMAIS

protensão limitada

ENTRADA

Cpten1 - ver 3.1

Concreto

fck	(MPa)	50
ALFAP (Eaço/Econcreto)		5,94
ALFA (Tab. A-2, NBR 6118/03)		3
Econcreto28	(tf/m²)	3.365.828
Abatimento	(cm¹)	9,00

Intervalos de tempo

t0 (dias) = 20
t1 (dias) = 30
t2 (anos) = 50

Aço CP-190-RB Ø 12,7

E aço	(tf/m²)	20.000.000
Carga ruptura a tração	(tf)	18,730
Diâmetro	(mm¹)	12,700
Área	(m²)	1,009E-04

Processar as seis seções

PERFIL SIMPLES		SEÇÃO 1	SEÇÃO 2	SEÇÃO 3	SEÇÃO 4	SEÇÃO 5	SEÇÃO 6
Altura	(m¹)	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500
CG	(m¹)	0,786	0,772	0,772	0,772	0,772	0,772
Área	(m²)	0,918	0,518	0,518	0,518	0,518	0,518
Momento de inércia	(m^4)	0,185	0,143	0,143	0,143	0,143	0,143
UAR	(m)	4,940	5,400	5,400	5,400	5,400	5,400

OBS: Adotada umidade relativa do ambiente U = 70%

PERFIL COMPOSTO		SEÇÃO 1	SEÇÃO 2	SEÇÃO 3	SEÇÃO 4	SEÇÃO 5	SEÇÃO 6
Altura	(m¹)	1,750	1,750	1,750	1,750	1,750	1,750
CG	(m¹)	1,083	1,195	1,195	1,195	1,195	1,195
Área	(m²)	1,398	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998
Momento de inércia	(m^4)	0,423	0,337	0,337	0,337	0,337	0,337

AÇO CP-190-RB		SEÇÃO 1	SEÇÃO 2	SEÇÃO 3	SEÇÃO 4	SEÇÃO 5	SEÇÃO 6
Carga de protensão	(tf)	12,890	13,020	13,190	13,390	13,540	13,450
CG superior	(m¹)						
CG inferior	(m¹)	0,680	0,483	0,314	0,195	0,138	0,130
Nº cordoalhas - superior							
Nº cordoalhas - inferior		42	42	42	42	42	42

CARREGAMENTO		SEÇÃO 1	SEÇÃO 2	SEÇÃO 3	SEÇÃO 4	SEÇÃO 5	SEÇÃO 6
MG1	(tf.m)	23,360	55,550	86,630	122,140	127,420	129,890
MG2	(tf.m)	12,570	51,610	90,080	135,750	146,250	148,850
MG3	(tf.m)	16,930	57,730	91,510	119,110	126,540	127,550
MQ	(tf.m)	51,960	95,920	139,170	191,090	200,640	206,130

PROTENSÃO - TENSÕES NORMAIS

Seção 1

FASE I: Pista de concretagem, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	1,1 Protensão	Total		
Face superior	-90,27	x	x	x	x	-393,47	-483,74	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	13,42	x	x	x	x	-671,52	-658,09	526,47	2,75
Face inferior	99,34	x	x	x	x	-892,68	-793,34		

FASE II: Transporte e colocação das vigas nos apoios, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-90,27	x	x	x	x	-346,26	-436,53	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	13,42	x	x	x	x	-586,51	-573,09	509,64	5,86
Face inferior	99,34	x	x	x	x	-785,59	-686,24		

Tempo

t0 =	20	dias
t1 =	30	dias
t2 =	50	anos

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)	CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço	x	2.198,93
Retração do concreto	x	81,93
Fluência do concreto	x	1.690,34
Total	x	3.971,20
Deform. lenta reversível concreto	x	-704,09

FASE III: Colocação das pré-lajes e concretagem das lajes, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-90,27	-48,57	x	x	x	-346,39	-485,23	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	13,42	7,22	x	x	x	-586,72	-566,08	509,83	5,83
Face inferior	99,34	53,46	x	x	x	-785,87	-633,07		

FASE IV: Conclusão da obra, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-26,71	x	x	-0,03	-26,74		
Face superior	-90,27	-48,57	-16,70	x	x	-346,52	-502,06	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	13,42	7,22	16,16	x	x	-587,17	-550,37	510,23	5,75
Face inferior	99,34	53,46	43,38	x	x	-786,58	-590,40		

FASE V: Perdas no infinito, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-26,71	x	x	36,74	10,03		
Face superior	-90,27	-48,57	-16,70	x	x	-305,53	-461,07	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	13,42	7,22	16,16	x	x	-532,35	-495,55	443,12	18,15
Face inferior	99,34	53,46	43,38	x	x	-720,30	-524,12		

DEFORMAÇÕES	CORD SUP	CORD INF
Fluência rápida	0,00E+00	0,00E+00
Def. lenta irreversivel	-2,49E-04	-2,32E-04
Def. lenta reversivel	-7,01E-05	-6,53E-05
Def. lenta revers. (fase II)	-4,23E-05	-3,52E-05
Deformação total	2,77E-04	2,62E-04

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)	CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço	x	5.953,03
Retração do concreto	x	4.636,68
Fluência do concreto	x	5.246,03
Total	x	15.835,74

FASE VI: Introdução da carga móvel (0,5 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-26,71	-40,99	x	36,69	-31,01		
Face superior	-90,27	-48,57	-16,70	-25,62	x	-305,73	-486,89	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	13,42	7,22	16,16	24,79	x	-533,04	-471,44	443,75	18,03
Face inferior	99,34	53,46	43,38	66,57	x	-721,39	-458,64		

FASE VII: Introdução da carga móvel (0,8 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-26,71	x	-65,58	36,66	-55,63		
Face superior	-90,27	-48,57	-16,70	x	-41,00	-305,85	-502,38	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	13,42	7,22	16,16	x	39,67	-533,45	-456,98	444,12	17,96
Face inferior	99,34	53,46	43,38	x	106,51	-722,05	-419,35		

OBS: Todas as posições são relativas à borda inferior.

Cptenlf - ver 3.1

PROTENSÃO - TENSÕES NORMAIS

Seção 2

FASE I: Pista de concretagem, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	1,1Protensão	Total		
Face superior	-283,47	*	*	*	*	-260,47	-543,95	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Cord inferior	112,46	*	*	*	*	-1.436,14	-1.323,68	516,90	5,48
Face inferior	300,44	*	*	*	*	-1.987,16	-1.686,71		

FASE II: Transporte e colocação das vigas nos apoios, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-283,47	*	*	*	*	-225,23	-508,70	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Cord inferior	112,46	*	*	*	*	-1.237,63	-1.125,16	491,66	10,09
Face inferior	300,44	*	*	*	*	-1.718,29	-1.417,85		

Tempo		
t0 =	20	dias
t1 =	30	dias
t2 =	50	anos

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)	CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço	*	2.039,09
Retração do concreto	*	189,14
Fluência do concreto	*	3.728,11
Total	*	5.956,34
Deform. lenta reversível concreto	*	-1.412,67

FASE III: Colocação das pré-lajes e concretagem das lajes, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-283,47	-263,37	*	*	*	-226,36	-773,20	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Cord inferior	112,46	104,49	*	*	*	-1.243,83	-1.026,88	494,12	9,64
Face inferior	300,44	279,14	*	*	*	-1.726,90	-1.147,32		

FASE IV: Conclusão da obra, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-95,01	*	*	0,49	-94,52		
Face superior	-283,47	-263,37	-52,21	*	*	-227,39	-826,44	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Cord inferior	112,46	104,49	121,91	*	*	-1.251,04	-912,18	497,00	9,11
Face inferior	300,44	279,14	204,57	*	*	-1.737,04	-952,89		

FASE V: Perdas no infinito, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-95,01	*	*	41,35	-53,66		
Face superior	-283,47	-263,37	-52,21	*	*	-169,92	-768,98	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Cord inferior	112,46	104,49	121,91	*	*	-1.126,01	-787,16	419,47	23,29
Face inferior	300,44	279,14	204,57	*	*	-1.579,95	-795,79		

DEFORMAÇÕES	CORD SUP	CORD INF
Fluência rápida	0,00E+00	0,00E+00
Def. lenta irreversivel	-3,99E-04	-3,82E-04
Def. lenta reversivel	-1,13E-04	-1,08E-04
Def. lenta revers.(fase II)	-8,95E-05	-7,06E-05
Deformação total	4,23E-04	4,20E-04

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)		CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço		*	5.307,35
Retração do concreto		*	4.589,15
Fluência do concreto		*	8.398,62
Total		*	18.295,11

FASE VI: Introdução da carga móvel (0,3 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-95,01	-78,93	*	41,75	-132,19		
Face superior	-283,47	-263,37	-52,21	-43,38	*	-170,78	-813,21	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Cord inferior	112,46	104,49	121,91	101,27	*	-1.132,00	-691,87	421,86	22,86
Face inferior	300,44	279,14	204,57	169,95	*	-1.588,37	-634,26		

FASE VII: Introdução da carga móvel (0,5 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-95,01	*	-126,29	42,00	-179,31		
Face superior	-283,47	-263,37	-52,21	*	-69,40	-171,29	-839,75	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Cord inferior	112,46	104,49	121,91	*	162,04	-1.135,59	-634,70	423,29	22,59
Face inferior	300,44	279,14	204,57	*	271,92	-1.593,42	-537,35		

OBS: Todas as posições são relativas à borda inferior.

Cptenlf - ver 3.1

PROTENSÃO - TENSÕES NORMAIS

Seção 3

FASE I: Pista de concretagem, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	1,1 Protensão	Total		
Face superior	-442,07	x	x	x	x	228,94	-213,13	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	277,80	x	x	x	x	-1.929,02	-1.651,22	516,74	6,72
Face inferior	468,54	x	x	x	x	-2.505,18	-2.036,64		

FASE II: Transporte e colocação das vigas nos apoios, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-442,07	x	x	x	x	196,41	-245,66	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	277,80	x	x	x	x	-1.657,90	-1.380,10	487,65	11,97
Face inferior	468,54	x	x	x	x	-2.149,23	-1.680,69		

Tempo		
t0 =	20	dias
t1 =	30	dias
t2 =	50	anos

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)	CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço	x	2.036,46
Retração do concreto	x	189,14
Fluência do concreto	x	4.638,55
Total	x	6.864,15
Deform. lenta reversível concreto	x	-1.757,66

FASE III: Colocação das pré-lajes e concretagem das lajes, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-442,07	-459,68	x	x	x	199,11	-702,64	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	277,80	288,86	x	x	x	-1.680,69	-1.114,03	494,35	10,76
Face inferior	468,54	487,20	x	x	x	-2.178,78	-1.223,03		

FASE IV: Conclusão da obra, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-150,61	x	x	2,49	-148,12		
Face superior	-442,07	-459,68	-82,77	x	x	197,97	-786,55	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	277,80	288,86	239,02	x	x	-1.699,05	-893,38	499,91	9,76
Face inferior	468,54	487,20	324,28	x	x	-2.201,71	-921,68		

FASE V: Perdas no infinito, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-150,61	x	x	21,39	-129,22		
Face superior	-442,07	-459,68	-82,77	x	x	242,59	-741,93	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	277,80	288,86	239,02	x	x	-1.532,46	-726,78	424,11	23,44
Face inferior	468,54	487,20	324,28	x	x	-2.002,79	-722,76		

DEFORMAÇÕES	CORD SUP	CORD INF
Fluência rápida	0,00E+00	0,00E+00
Def. lenta irreversivel	-3,86E-04	-3,74E-04
Def. lenta reversivel	-1,09E-04	-1,06E-04
Def. lenta revers. (fase II)	-1,07E-04	-8,79E-05
Deformação total	3,88E-04	3,93E-04

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)		CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço		x	5.447,41
Retração do concreto		x	4.589,15
Fluência do concreto		x	7.851,37
Total		x	17.887,93

FASE VI: Introdução da carga móvel (0,5 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-150,61	-114,52	x	23,28	-241,85		
Face superior	-442,07	-459,68	-82,77	-62,94	x	241,72	-805,74	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	277,80	288,86	239,02	181,75	x	-1.546,42	-558,99	428,34	22,68
Face inferior	468,54	487,20	324,28	246,58	x	-2.020,22	-493,61		

FASE VII: Introdução da carga móvel (0,8 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-150,61	x	-183,24	24,42	-309,43		
Face superior	-442,07	-459,68	-82,77	x	-100,70	241,20	-844,02	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	277,80	288,86	239,02	x	290,80	-1.554,80	-458,32	430,87	22,22
Face inferior	468,54	487,20	324,28	x	394,53	-2.030,68	-356,12		

OBS: Todas as posições são relativas à borda inferior.

CptenIf - ver 3.1

PROTENSÃO - TENSÕES NORMAIS

Seção 4

FASE I: Pista de concretagem, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	1,1 Protensão	Total		
Face superior	-623,28	×	×	×	×	576,45	-46,83	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	493,44	×	×	×	×	-2.427,08	-1.933,64	519,11	7,69
Face inferior	660,60	×	×	×	×	-2.883,87	-2.223,27		

FASE II: Transporte e colocação das vigas nos apoios, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-623,28	×	×	×	×	491,30	-131,98	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	493,44	×	×	×	×	-2.073,88	-1.580,44	486,67	13,46
Face inferior	660,60	×	×	×	×	-2.457,86	-1.797,26		

Tempo		
t0 =	20	dias
t1 =	30	dias
t2 =	50	anos

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)	CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço	×	2.075,57
Retração do concreto	×	189,14
Fluência do concreto	×	5.390,29
Total	×	7.655,00
Deform. lenta reversível concreto	×	-2.042,51

FASE III: Colocação das pré-lajes e concretagem das lajes, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-623,28	-692,73	×	×	×	503,91	-812,11	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	493,44	548,42	×	×	×	-2.127,09	-1.085,23	499,15	11,24
Face inferior	660,60	734,21	×	×	×	-2.520,93	-1.126,12		

FASE IV: Conclusão da obra, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-196,03	×	×	5,20	-190,83		
Face superior	-623,28	-692,73	-107,73	×	×	503,11	-920,63	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	493,44	548,42	353,10	×	×	-2.159,19	-764,23	507,25	9,80
Face inferior	660,60	734,21	422,08	×	×	-2.557,71	-740,81		

FASE V: Perdas no infinito, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-196,03	×	×	8,97	-187,06		
Face superior	-623,28	-692,73	-107,73	×	×	536,90	-886,85	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	493,44	548,42	353,10	×	×	-1.968,77	-573,80	437,02	22,29
Face inferior	660,60	734,21	422,08	×	×	-2.343,84	-526,94		

DEFORMAÇÕES	CORD SUP	CORD INF
Fluência rápida	0,00E+00	0,00E+00
Def. lenta irreversivel	-3,10E-04	-3,20E-04
Def. lenta reversivel	-8,80E-05	-9,07E-05
Def. lenta revers.(fase II)	-1,17E-04	-1,02E-04
Deformação total	2,82E-04	3,09E-04

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)	CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço	×	5.805,04
Retração do concreto	×	4.589,15
Fluência do concreto	×	6.177,39
Total	×	16.571,57

FASE VI: Introdução da carga móvel (0,5 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-196,03	-157,25	×	13,15	-340,13		
Face superior	-623,28	-692,73	-107,73	-86,42	×	536,26	-973,90	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	493,44	548,42	353,10	283,24	×	-1.994,51	-316,30	443,51	21,14
Face inferior	660,60	734,21	422,08	338,58	×	-2.373,34	-217,87		

FASE VII: Introdução da carga móvel (0,8 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-196,03	×	-251,60	15,65	-431,98		
Face superior	-623,28	-692,73	-107,73	×	-138,26	535,88	-1.026,13	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	493,44	548,42	353,10	×	453,19	-2.009,96	-161,81	447,41	20,44
Face inferior	660,60	734,21	422,08	×	541,72	-2.391,04	-32,43		

OBS: Todas as posições são relativas à borda inferior.

CptenIf - ver 3.1

PROTENSÃO - TENSÕES NORMAIS

Seção 5

FASE I: Pista de concretagem, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	1,1 Protensão	Total		
Face superior	-650,23	x	x	x	x	744,57	94,35	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	565,58	x	x	x	x	-2.710,95	-2.145,37	520,73	8,43
Face inferior	689,16	x	x	x	x	-3.069,15	-2.380,00		

FASE II: Transporte e colocação das vigas nos apoios, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-650,23	x	x	x	x	631,36	-18,87	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	565,58	x	x	x	x	-2.304,09	-1.738,51	485,70	14,59
Face inferior	689,16	x	x	x	x	-2.602,46	-1.913,31		

	Tempo	
t0 =	20	dias
t1 =	30	dias
t2 =	50	anos

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)	CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço	x	2.102,49
Retração do concreto	x	189,14
Fluência do concreto	x	5.973,60
Total	x	8.265,23
Deform. lenta reversível concreto	x	-2.263,54

FASE III: Colocação das pré-lajes e concretagem das lajes, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-650,23	-746,32	x	x	x	650,33	-746,21	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	565,58	649,16	x	x	x	-2.373,35	-1.158,61	500,30	12,02
Face inferior	689,16	791,00	x	x	x	-2.680,69	-1.200,53		

FASE IV: Conclusão da obra, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-208,26	x	x	6,64	-201,62		
Face superior	-650,23	-746,32	-114,45	x	x	649,91	-861,08	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	565,58	649,16	396,48	x	x	-2.412,24	-801,02	509,32	10,44
Face inferior	689,16	791,00	448,41	x	x	-2.723,49	-794,92		

FASE V: Perdas no infinito, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-208,26	x	x	3,79	-204,47		
Face superior	-650,23	-746,32	-114,45	x	x	680,59	-830,40	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	565,58	649,16	396,48	x	x	-2.198,95	-587,74	437,92	22,99
Face inferior	689,16	791,00	448,41	x	x	-2.491,64	-563,07		

DEFORMAÇÕES	CORD SUP	CORD INF
Fluência rápida	0,00E+00	0,00E+00
Def. lenta irreversivel	-3,33E-04	-3,36E-04
Def. lenta reversivel	-9,44E-05	-9,51E-05
Def. lenta revers.(fase II)	-1,25E-04	-1,13E-04
Deformação total	3,03E-04	3,18E-04

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)		CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço		x	5.907,58
Retração do concreto		x	4.589,15
Fluência do concreto		x	6.352,16
Total		x	16.848,88

FASE VI: Introdução da carga móvel (0,5 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-208,26	-165,11	x	9,05	-364,31		
Face superior	-650,23	-746,32	-114,45	-90,73	x	680,25	-921,47	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	565,58	649,16	396,48	314,33	x	-2.229,79	-304,25	445,07	21,74
Face inferior	689,16	791,00	448,41	355,50	x	-2.525,58	-241,51		

FASE VII: Introdução da carga móvel (0,8 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-208,26	x	-264,17	12,21	-460,21		
Face superior	-650,23	-746,32	-114,45	x	-145,17	680,05	-976,11	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Cord inferior	565,58	649,16	396,48	x	502,92	-2.248,29	-134,15	449,35	20,98
Face inferior	689,16	791,00	448,41	x	568,80	-2.545,94	-48,57		

OBS: Todas as posições são relativas à borda inferior.

CptenIf - ver 3.1

PROTENSÃO - TENSÕES NORMAIS

Seção 6

FASE I: Pista de concretagem, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	1,1 Protensão	Total		
Face superior	-662,83	×	×	×	×	763,47	100,64	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	584,19	×	×	×	×	-2.733,82	-2.149,64	516,90	8,50
Face inferior	702,52	×	×	×	×	-3.072,41	-2.369,89		

FASE II: Transporte e colocação das vigas nos apoios, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-662,83	×	×	×	×	647,36	-15,47	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	584,19	×	×	×	×	-2.323,26	-1.739,07	482,11	14,65
Face inferior	702,52	×	×	×	×	-2.605,14	-1.902,62		

Tempo

t0 =	20	dias
t1 =	30	dias
t2 =	50	anos

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)	CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço	×	2.039,08
Retração do concreto	×	189,14
Fluência do concreto	×	5.979,94
Total	×	8.208,16
Deform. lenta reversível concreto	×	-2.265,94

FASE III: Colocação das pré-lajes e concretagem das lajes, perfil simples

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Face superior	-662,83	-759,58	×	×	×	667,54	-754,87	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	584,19	669,46	×	×	×	-2.395,69	-1.142,04	497,14	11,99
Face inferior	702,52	805,06	×	×	×	-2.686,36	-1.178,78		

FASE IV: Conclusão da obra, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-209,92	×	×	6,87	-203,05		
Face superior	-662,83	-759,58	-115,36	×	×	667,18	-870,60	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	584,19	669,46	402,82	×	×	-2.435,64	-779,17	506,30	10,37
Face inferior	702,52	805,06	451,99	×	×	-2.730,07	-770,50		

FASE V: Perdas no infinito, perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-209,92	×	×	3,12	-206,81		
Face superior	-662,83	-759,58	-115,36	×	×	696,62	-841,15	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	584,19	669,46	402,82	×	×	-2.224,30	-567,83	436,53	22,72
Face inferior	702,52	805,06	451,99	×	×	-2.501,47	-541,90		

DEFORMAÇÕES	CORD SUP	CORD INF
Fluência rápida	0,00E+00	0,00E+00
Def. lenta irreversível	-3,23E-04	-3,27E-04
Def. lenta reversível	-9,15E-05	-9,25E-05
Def. lenta revers. (fase II)	-1,24E-04	-1,13E-04
Deformação total	2,90E-04	3,06E-04

PERDAS DE TENSÃO (tf/m²)		CORD SUP	CORD INF
Relaxação do aço		×	5.758,19
Retração do concreto		×	4.589,15
Fluência do concreto		×	6.114,71
Total		×	16.462,04

FASE VI: Introdução da carga móvel (0,5 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-209,92	-169,62	×	8,66	-370,88		
Face superior	-662,83	-759,58	-115,36	-93,22	×	696,33	-934,66	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	584,19	669,46	402,82	325,49	×	-2.256,58	-274,62	443,93	21,41
Face inferior	702,52	805,06	451,99	365,23	×	-2.536,79	-211,99		

FASE VII: Introdução da carga móvel (0,8 Mq), perfil composto

TENSÃO (tf/m²)	G1	G2	G3	0,5 Q	0,8 Q	Protensão	Total		
Laje	0,00	0,00	-209,92	×	-271,40	11,99	-469,33		
Face superior	-662,83	-759,58	-115,36	×	-149,15	696,16	-990,76	Força (tf)	Perdas (%)
Cord superior	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Cord inferior	584,19	669,46	402,82	×	520,79	-2.275,95	-98,70	448,36	20,63
Face inferior	702,52	805,06	451,99	×	584,36	-2.557,98	-14,05		

OBS: Todas as posições são relativas à borda inferior.

CptenIf - ver 3.1

Definição;
Tração > 0
Compressão < 0

Verificações:

fck= 45 Mpa

	FASE I		Limites		
Seção	σ inf	σ sup	Tração	Compres.	
1	-793,34	-483,74	455,5	-3150	tf/m²
2	-1.686,71	-543,95			
3	-2.036,64	-213,13			
4	-2.223,27	-46,83			
5	-2.380,00	94,35			
6	-2.369,89	100,64			

	FASE VI	
Seção	σ	Limite
1	-31,01	σ <= 0
2	-132,19	
3	-241,85	
4	-217,87	
5	-241,51	
6	-211,99	

	FASE VII		
Seção	σ	Limite	
1	-55,63	342,0	tf/m²
2	-179,31		
3	-309,43		
4	-32,43		
5	-48,57		
6	-14,05		

110,88 ok, não é necessária armadura
-231,14 delta

	FASE V				
Seção	nº cord	F inf	Perda inf	F sup	Perda sup
1	42	443,12	18,15	¤	¤
2	42	419,47	23,29	¤	¤
3	42	424,11	23,44	¤	¤
4	42	437,02	22,29	¤	¤
5	42	437,92	22,99	¤	¤
6	42	436,53	22,72	¤	¤

FASE VII	
σ sup	σ inf
-502,38	-419,35
-839,75	-537,35
-844,02	-356,12
-1.026,13	-32,43
-976,11	-48,57
-990,76	-14,05

1.14.7.1 VERIFICAÇÃO FORMA DE RUPTURA

Seção	Nº de Cord.	As (cm^2)	C.G. Cabos	d(cm)	R_{st} (kgf)	y (cm)	X (cm)	Enc. do Conc.	Verificação
2	42	41,45	48,29	120,0	616403	8,0	10,0	0,00090	Verificada Forma de Ruptura
3	42	41,45	31,42	120,0	616403	8,0	10,0	0,00090	Verificada Forma de Ruptura
4	42	41,45	19,53	130,5	616403	8,0	10,0	0,00083	Verificada Forma de Ruptura
5	42	41,45	13,84	136,2	616403	8,0	10,0	0,00079	Verificada Forma de Ruptura
6	42	41,45	13,00	137,0	616403	8,0	10,0	0,00078	Verificada Forma de Ruptura

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_{qk} (tf.m)	Md (tf.m)	Z (m)	M_{RD} (tf.m)	Verificação	
2	67,97	-31,26	44,88	1,16	715,14	Não será necessária armadura passiva	cm²
3	48,29	-29,12	21,51	1,16	715,14	Não será necessária armadura passiva	cm²
4	31,42	-23,19	7,64	1,26	779,65	Não será necessária armadura passiva	cm²
5	19,53	-14,14	5,16	1,32	814,75	Não será necessária armadura passiva	cm²
6	13,84	-4,62	11,76	1,33	819,93	Não será necessária armadura passiva	cm²

1.14.8 CÁLCULO DA ARMADURA PASSIVA DA VIGA LONGARINA

Calculo da Armadura Passiva

Diametro da Bainha	7	cm
Quantidade de cabos	3	uni
Area das Bainhas	115,45	cm²
As minimo	11,55	cm²

Armadura Adotada

Barras	Diametro (mm)	As calculado cm²	Verificação
6	20	18,85	**Atendido**

Armadura mínima a ser adotada devido à protensão 6 ferros de 20 mm como armadura passiva.

1.14.9 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À RUPTURA NA FLEXÃO (SEÇÃO COMPOSTA)

Para a determinação da capacidade resistente da seção serão admitidas as hipóteses descritas a seguir.

1.14.10 HIPÓTESES BÁSICAS PARA SEGURANÇA À RUPTURA NA FLEXÃO

Manutenção da Seção Plana;

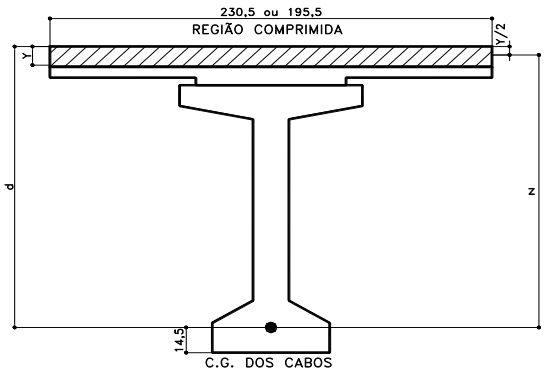
Zona Tracionada do Concreto Desprezada;

Caracterização da Ruptura: Concreto $\Rightarrow$ ε_{cd} = 3,5 $^{o}/_{oo}$; Aço $\Rightarrow$ $\Delta\varepsilon_{sd}$ = 10 $^{o}/_{oo}$;

Distribuição das Tensões de Compressão no Concreto $\Rightarrow$ Retangular Simplificado.

1.14.11 VERIFICAÇÃO

Verificaremos a ruptura na viga V1, por apresentar as maiores solicitações, devido à flexão. O procedimento abaixo descrito para a seção 6 (meio do vão) foi o mesmo adotado para as demais seções.



Caracterização da Forma de Ruptura:

$\Delta\varepsilon_{sd}$ = 10 $^{o}/_{oo} \Rightarrow$ $\varepsilon_{cd} \leq$ 3,5 $^{o}/_{oo;}$

$\sigma_{sd} = f_{pyd} \Rightarrow R_{st} = A_s x f_{pyd;}$

Obs.: Para Aço RB190 $\Rightarrow f_{pyk} = 0{,}9_{fptk}$ = 0,9 x 1900 = 1710 MPa $\Rightarrow f_{pyd}$ = 1710 / 1,15 = **1487 Mpa= 14870 kgf/cm;**

Posição da L.N.

$R_{cc} = R_{st}$ = 0,85 fcd x b_f x y $\Rightarrow$ **X = 1,25 y;**

R_{st} = (N x 1,4) x (14870), onde N é o número de cordoalhas e 1,009mm² é a área de cada cordoalha Ø12,7mm.

X = 1,25 y

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{10\%_{00}} = \frac{x}{d-x} \Rightarrow \varepsilon_{cd} \leq 3{,}5\ ^{o}/_{oo}$$ (verificada forma de ruptura).

1.14.11.1 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE

M_{RD} = R.z;

z = d –0,5.y.

Momento Atuante:

Md < Mrd $\Rightarrow$ Não Será necessária Armadura Passiva;

Md > Mrd $\Rightarrow$ Será necessária Armadura Passiva.

Para viga longarina:

RB 190 = 1900 MPa

f_{pyk} = $0{,}9f_{ptk}$ = 1710 MPa

◉ 12.7
○ 15.2

Caracterização da Forma de Ruptura

Alongamento do Aço

$s_{sd} = f_{pyd}$ $R_{st} = As.f_{ypd}$

Posição da L.N.

$R_{cc} = R_{st} = 0{,}85.f_{cd}.b_f.y$

X = 1,25y

f_{ck} (MPa)	b_f (cm)	H (cm)	h_f (cm)	b_w (cm)	f_{yk} =	f_{yd} =
50	255	150	25	22	5000	4348

f_{cd} (kgf/cm²)
357

f_{pyd} = 1487 MPa

As tabelas a seguir apresentam um resumo de todas as seções com as verificações de ruptura.

Seção	Nº de Cord.	As (cm²)	C.G. Cabos	d(cm)	R_{st} (kgf)	y (cm)	X (cm)	Enc. do Conc.	Verificação
2	42	41,45	48,29	120,0	616403	8,0	10,0	0,00090	Verificada Forma de Ruptura
3	42	41,45	31,42	120,0	616403	8,0	10,0	0,00090	Verificada Forma de Ruptura
4	42	41,45	19,53	130,5	616403	8,0	10,0	0,00083	Verificada Forma de Ruptura
5	42	41,45	13,84	136,2	616403	8,0	10,0	0,00079	Verificada Forma de Ruptura
6	42	41,45	13,00	137,0	616403	8,0	10,0	0,00078	Verificada Forma de Ruptura

Verificada a condição de ruptura da viga.

1.14.12 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE (RUPTURA)

Segundo o item 17.4.2.1 da NBR-6118/2014, devem ser satisfeitas as seguintes desigualdades:

a) $V_{Sd} < V_{Rd2}$;

b) $V_{Sd} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$.

Onde será utilizado para o dimensionamento o modelo II da norma NBR 6118 com biela a 45°:

$V_{Rd2} = 0{,}54\alpha_v \times f_{cd} \times b_w \times d$, com $\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$ em MPa;

$V_{sw} = (A_{sw}/s).0{,}9.d.f_{ywd}.(\text{sen}\ \alpha \cos \alpha)$;

$V_c = V_{c1}$ na flexão simples e na flexo-tração, com a linha neutra cortando a seção;

$V_{c1} = V_{c0} = 0{,}6.f_{ctd}.b_w.d$ quando $Vsd \leq V_{c0}$;

$V_{c1} = 0$ quando $Vsd = V_{rd2}$, interpolando-se linearmente para valores intermediários;

$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$;

$f_{ctk,inf} = 0{,}21.f_{ck}^{2/3}$;

fywd = tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos ($\leq$ 435 MPa).

c = altura total menos a distância da base ao CG das cordoalhas (≥ 0,8 h).

Para cálculo de V_{Sd} temos a seguinte expressão:

$$Vsd = \begin{Bmatrix} 1,35 \\ 1,00 \end{Bmatrix} Vgk + \begin{Bmatrix} 1,5 \\ 0 \end{Bmatrix} Vqk + \begin{Bmatrix} 1,2 \\ 0,9 \end{Bmatrix} Vpk$$

1.14.12.1.1 VERIFICAÇÃO DA FADIGA

De acordo com a NBR-6118 (2024), a verificação do Estado Limite Último de Fadiga consiste na limitação na variação de tensões da armadura dimensionada. No caso de estribos, a norma estabelece um valor limite igual a 8500 tf/m^2 para qualquer diâmetro. O cálculo das tensões na armadura deve ser realizado para a Combinação Frequente das Ações com ψ_1 igual a 0,5. Além disso, na determinação das tensões máximas e mínimas, deverá ser adotado 50% do valor de V_{co} descrito anteriormente.

1.14.13 DIMENSIONAMENTO DA VIGA LONGARINA

Força Cortante e normal devido a Protensão com aderência posterior;

1.14.13.1 RESUMO DOS ESFORÇOS

SEÇÃO	V_{gk} (tf)	V_{qk} (tf)	V_{pk} (tf)	V_{Sd} (tf)
1	74,57	33,59	-25,59	128,03
2	65,49	31,96	-22,34	116,25
3	54,96	29,93	-17,75	103,11
4	46,50	27,74	-10,99	94,50
5	38,16	25,52	-3,55	86,60
6	29,97	23,35	0,00	75,48

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

g_{fg} =	1,35	g_{fq} =	1,50
g_{fg} =	1,00	g_{fp} =	0,90

Estado Limite de Utilização (Combinação Freqüente das Ações):

g_{fq} =	1,00	y_1 =	0,50
Nº de Ciclos	2,00E+06	$D_{fsd\ fadiga\ (MPa)}$	85

Modelo de verificação
- (●) Modelo I
- ( ) Modelo II

Calcular

COEF. DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS:

g_c =	1,4
g_s =	1,15

MATERIAIS E ÂNGULO DOS ESTRIBOS:

f_{ck} (MPa)	50	Ø Bainha (cm)	7
f_{yk} (MPa)	500	TETA (°)	45
a (graus)	90		

1.14.14 DIMENSIONAMENTO À CORTANTE

Estado limite último - Cisalhamento/Torção

ESFORÇOS SOLICITANTES:

		SEÇÃO 1	SEÇÃO 2	SEÇÃO 3	SEÇÃO 4	SEÇÃO 5	SEÇÃO 6
Vgk	(tf)	74,57	65,49	54,96	46,50	38,16	29,97
Vqkmax	(tf)	33,59	31,96	29,93	27,74	25,52	23,35
Vqkmin	(tf)	-3,52	-3,38	-3,65	-4,67	-6,65	-8,63
Vpk	(tf)	-25,59	-22,34	-17,75	-10,99	-3,55	0,00
Tgk	(tf m)						
Tqk	(tf m)						

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO:

		SEÇÃO 1	SEÇÃO 2	SEÇÃO 3	SEÇÃO 4	SEÇÃO 5	SEÇÃO 6
d	(cm)	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0
bw	(cm)	58,00	22,00	22,00	22,00	22,00	22,00
bainha na alma		s	s	s	s	s	s
bw útil	(cm)	54,50	18,50	18,50	18,50	18,50	18,50
bitola (mm)	(mm)	12,5	12,5	10	10	8	8
Ramos de estribo		2	2	2	2	2	2
Ae	(cm²)						
hef	(cm)						
uef	(cm)						

CÁLCULO:

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

		SEÇÃO 1	SEÇÃO 2	SEÇÃO 3	SEÇÃO 4	SEÇÃO 5	SEÇÃO 6
Vsd	(tf)	128	116	103	94	87	75
Vrd2	(tf)	631	214	214	214	214	214
Tsd	(tf m)	0	0	0	0	0	0
Trd2	(tf m)						
Tsd/Trd2+ Vsd/Vrd2		**0,20**	**0,54**	**0,48**	**0,44**	**0,40**	**0,35**

DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

fctm	(MPa)	4,07	4,07	4,07	4,07	4,07	4,07
fctd	(MPa)	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04
Vc = Vco	(tf)	200	67	58	56	54	53
Taxa mínima		0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Aswmin	(cm2/m)	9,45	3,58	3,58	3,58	3,58	3,58
Asw	(cm2/m)	**0,00**	**8,46**	**7,67**	**6,62**	**5,49**	**3,75**
		Vco(1+Mo/Msd)	**√co(1+Mo/Msd**	**co(1+Mo/Ms**	**co(1+Mo/Ms**	**√co(1+Mo/Msd**	**√co(1+Mo/Msd)**

VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

VSdmax	(tf)	66	59	52	49	47	42
VSdmin	(tf)	47	41	35	33	31	26
sswmax	(MPa)	0	226	223	241	272	295
sswmin	(MPa)	0	72	61	60	55	0
Dss	(MPa)	0	155	162	181	217	295
Dssadm	(MPa)	85	85	85	85	85	85
K < 2		1,00	1,82	1,91	2,00	2,00	2,00
Aswcorrig.	(cm2/m)	**9,45**	**15,40**	**14,63**	**13,24**	**10,99**	**7,50**

Armadura cisalham.	(cm2/m)	9,4	15,4	14,6	13,2	11,0	7,5

CÁLCULO DA FADIGA EB-3/67							
SEÇÃO		**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Vg	(tf)	74,57	65,49	54,96	46,50	38,16	29,97
Vqmáx	(tf)	33,59	31,96	29,93	27,74	25,52	23,35
Vqmín	(tf)	-3,52	-3,38	-3,65	-4,67	-6,65	-8,63
Q1	(tf)	114,88	103,84	90,88	79,79	68,78	57,99
Q2	(tf)	70,35	61,43	50,58	40,90	30,18	19,61
DQ	(tf)	44,53	42,41	40,30	38,89	38,60	38,38
se	MPa	500	500	500	500	500	500
s1	MPa	280	280	280	280	280	280
k = ((DQ)/Q1)*(se/s1)		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,18
Asw ruptura	(cm2/m)	9,45	8,46	7,67	6,62	5,49	3,75
Asw fadiga	(cm2/m)	9,45	8,46	7,67	6,62	5,50	4,43

Para armadura à cortante adotamos a maior solicitação.

Adotamos no corpo da viga ferros = (1/3) – 12,50 mm a cada 10 cm;

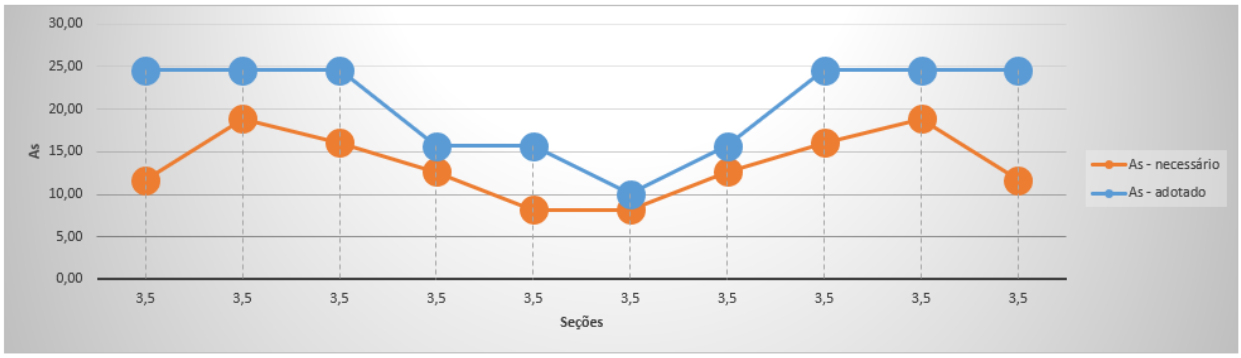
(1/3) – 10,00 mm a cada 10 cm;

(1/3) – 8,00 mm a cada 10 cm.

Metade da viga repetindo para a simetria.

Gráfico de Armação das Vigas Longarinas

Comprimento da Viga:	35 m									
10 Seções de:	3,5 m									
Seções ;	Seção 01	Seção 02	Seção 03	Seção 04	Seção 05	Seção 06	Seção 07	Seção 08	Seção 09	Seção 10
As - necessário	11,70	18,85	16,06	12,61	8,18	8,18	12,61	16,06	18,85	11,70
As - adotado	24,54	24,54	24,54	15,71	15,71	10,05	15,71	24,54	24,54	24,54
Tamanho das das Seções	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5



1.14.15 ARMADURA DE PELE

Armadura de Pele Calculada				As - Necessário
Quantidade de Ramos	Diâmetro da armadura	Espaçamento (cm)	As - Adotado	
1,00	12,50	10,00	12,27	5,80
1,00	8,00	10,00	5,03	2,20
1,00	8,00	10,00	5,03	2,20
1,00	8,00	10,00	5,03	2,20
1,00	8,00	10,00	5,03	2,20
1,00	8,00	10,00	5,03	2,20

Norma Para Armadura de Pele Mínima		
0,10	x	Espessura da Peça
0,10	Fator Adotado para Armadura de Pele	

Largura máxima da viga = 58,00 cm, levando-se em consideração que a altura é 1,50m.

Segundo a norma devemos ter como armadura de pele mínima o valor de $0{,}1 \times bw = 0{,}1 \times 58{,}0 = 5{,}80\ cm^2/m\ por\ face$.

Recomendamos a armadura mínima de $Ø12{,}5\ c/10\ cm\ =\ 12{,}50 cm^2/m$ p/ face da Viga Longarina nas seções de engrossamento.

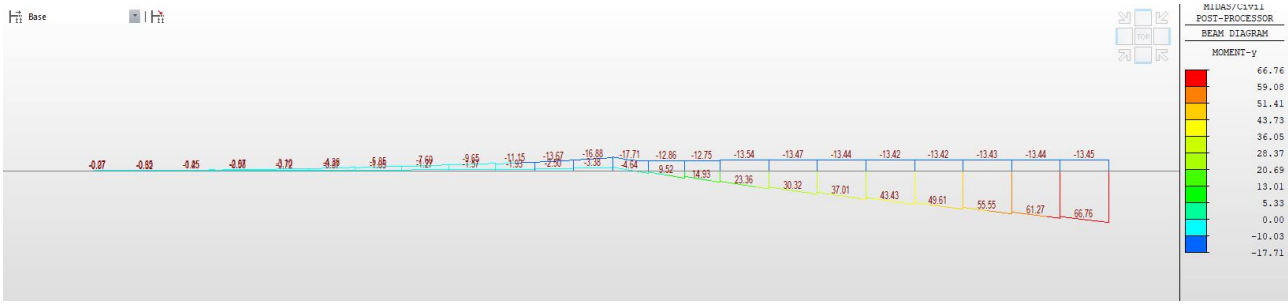
Recomendamos a armadura mínima de $Ø8\ c/10\ cm\ =\ 5{,}03 cm^2/m$. p/ face da Viga Longarina nas na seção típica.

1.15 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGARINAS – ARMAÇÃO NEGATIVA - BALANÇO

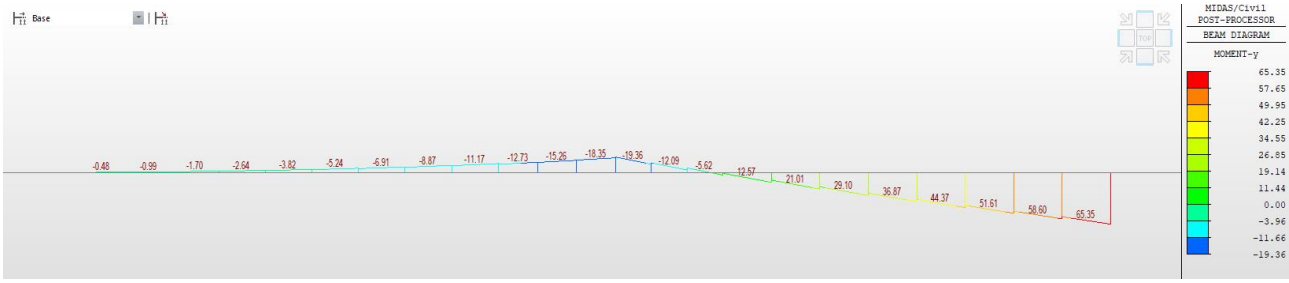
1.15.1 VIGA COM OS MAIORES ESFORÇOS DE MOMENTOS FLETORES SOLICITANTES

Viga V1, de cima para baixo.

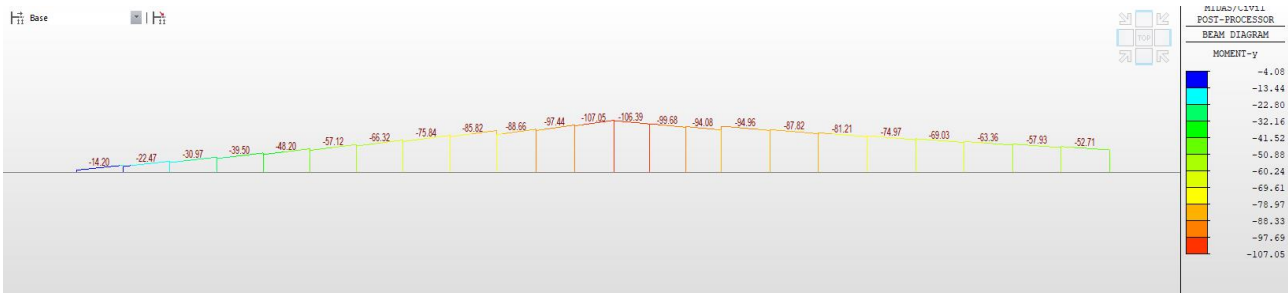
1.15.1.1 MG1 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DAS VIGAS (G1)



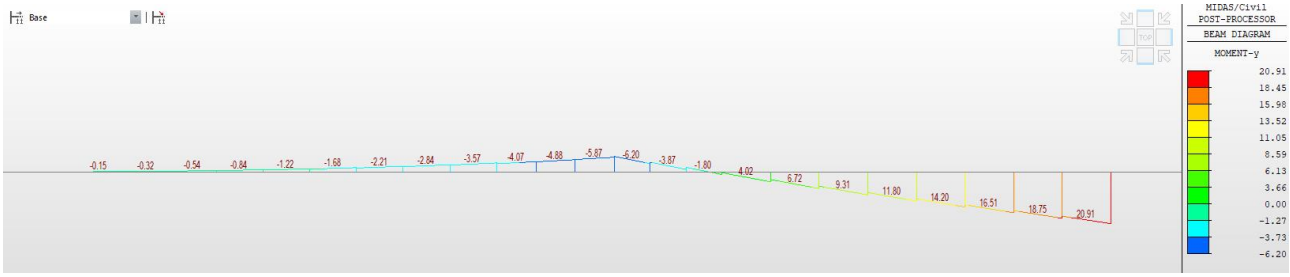
1.15.1.2 MG2 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO PESO DA LAJE + PRÉ-LAJE (G2)



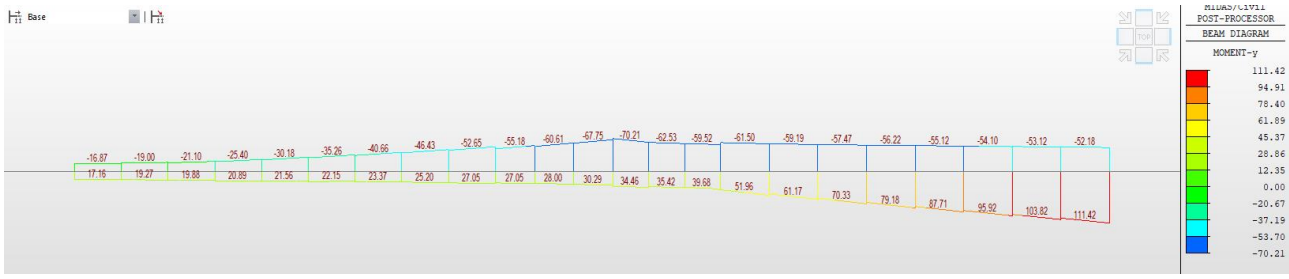
1.15.1.3 MG3 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO PAVIMENTO, DEFENSAS E OUTROS (G3)



1.15.1.4 MG3 – MOMENTOS FLETORES DEVIDO A RECAPA (G3)



1.15.1.5 MVEÍC – MOMENTOS FLETORES DEVIDO AO VEÍCULO + MULTIDÃO COM IMPACTO - ENVOLTÓRIA



1.15.1.6 QUADRO-RESUMO

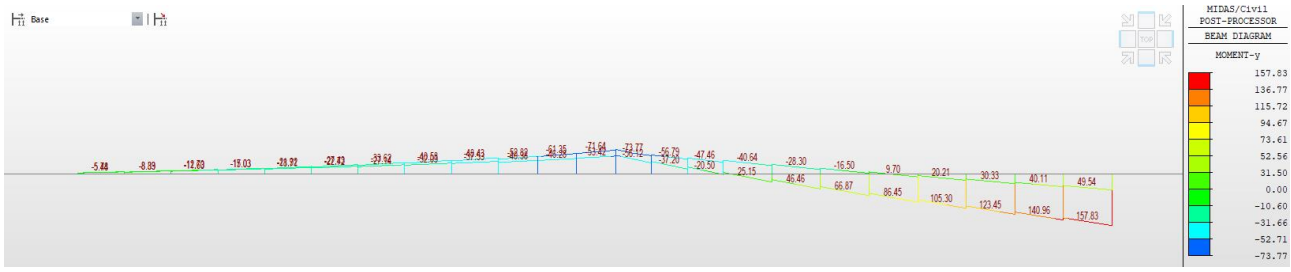
Todos os valores do quadro-resumo abaixo estão expressos em $\boldsymbol{tf.m}$.

$Mg = Mg1 + Mg2 + Mg3 + Mrec;$

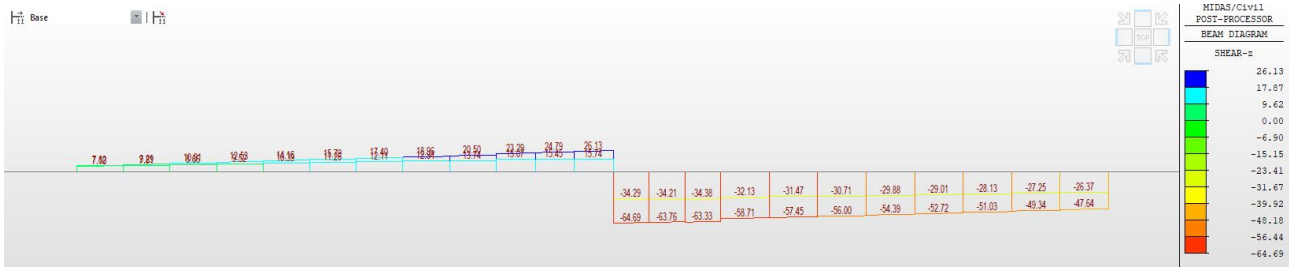
$Mq = Mmultidão + Mveículo;$

$Md = 1{,}35\ ou\ 1{,}00 \times Mg + 1{,}5 \times Mq.$

1.15.1.6.1 BALANÇO DURANTE A CONCRETAGEM DA LAJE + CORTINA E ALAS

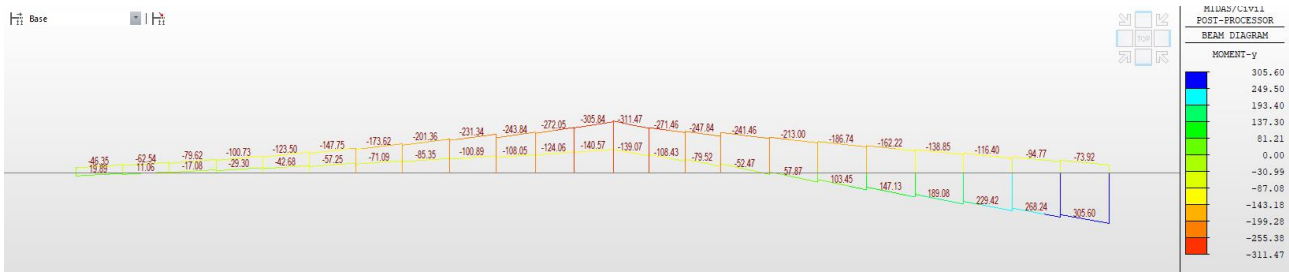


*Momento para viga simples – 73,77 tonf*m*

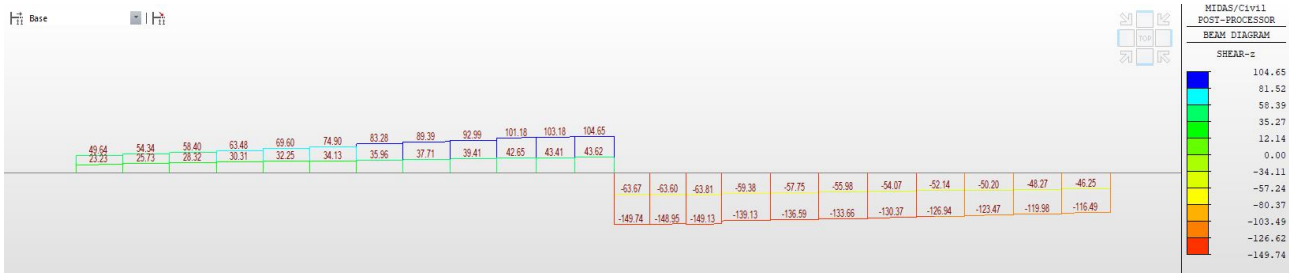


Cortante para viga simples – 64,69 tonf

1.15.1.6.2 BALANÇO COMPLETO



*Momento para viga composta – 311,47 tonf*m*

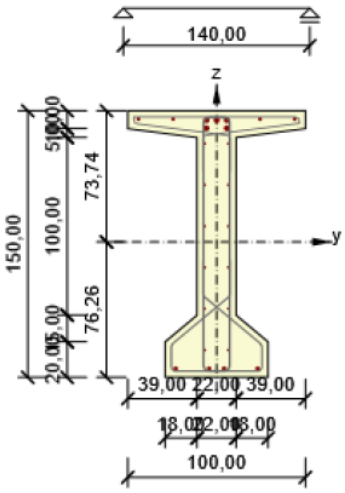


Cortante para viga composta – 149,74tonf

1.15.1.7 DIMENSIONAMENTO NEGATIVOS DO BALANÇO

2.1.1 Extreme S 1 - E 1

Design member	M 1
Reinforced cross-section	R 1



Concrete: fck 50MPa
Age: 28,0 d
Reinforcement: (CA-50)
4ø1,25 (4,91cm²), z = 69,11 cm
3ø2,50 (14,73cm²), z = 68,49 cm
2ø2,50 (9,82cm²), z = 64,00 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = 55,34 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = 32,10 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = 8,86 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = -14,38 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = -37,62 cm
2ø0,08 (0,01cm²), z = -58,24 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = -60,86
...

Stirrups:
ø1,25 - 10,00 cm
ø0,80 - 10,00 cm
ø1,00 - 10,00 cm
Cover:
Other edges: 3,00 cm
Lower edge: 3,00 cm
Upper edge: 3,00 cm

2.1.1.1 Load effects - internal forces

Load type	Combination type	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Total	Fundamental ULS	0,0	12,5	646,9	8,5	-723,4	25,1

2.1.1.2 Overall

Governing type of check	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Interaction	0,0	-723,4	25,1	647,0	8,5	81,0	OK
Type of check	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Value [%]**	**Check**
Capacity N-M-M	0,0	-723,4	25,1			44,5	OK
Shear	0,0			647,0	8,5	50,3	OK
Torsion					8,5	2,9	OK
Interaction	0,0	-723,4	25,1	647,0	8,5	81,0	OK
Flexural slenderness	0,0	0,0	0,0			0,0	OK

Limit value of the exploitation of the cross-section: 100,0 %

2.1.1.3 Capacity N-M-M

Results presented for combination : Fundamental ULS

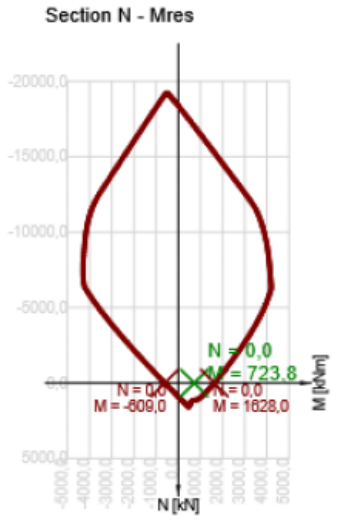
N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Type	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	-723,4	25,1	Nu-Mu-Mu	44,5	100,0	OK

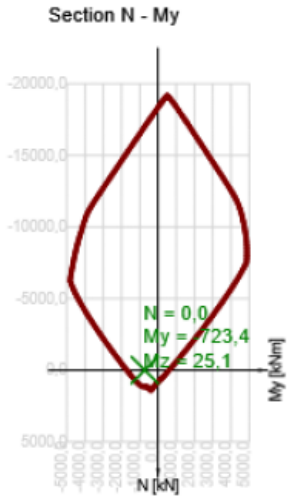
Design resistance of css subjected to bending and axial force

Type	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	-723,4	-1627,0	608,7
M_z [kNm]	25,1	56,4	-21,1

Nonconformity

No nonconformities





2.1.1.4 Shear

Results presented for combination : Fundamental ULS

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Check zone	Clause	Value [%]	Limit [%]	Check
647,0	0,0	1286,0	without reduction	6.2.3(3)	50,3	100,0	OK

Design and resistance shear forces

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
647,0	195,5	2882,9	2479,6	1286,0	1286,0

Input values and intermediate results of shear design

n_c	a_{sw} [cm²/m]	A_{sl} [cm²]	b_w [cm]	d [cm]	z [cm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
2	24,54	34,48	22,00	140,86	131,01	45,0	90,0	1,00

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	ν [-]	ν_1 [-]
0,12	1,38	0,15	0,01	0,0	207,4	0,4	0,48	0,60

Nonconformity

No nonconformities

2.1.1.5 Torsion

Results presented for combination : Fundamental ULS

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Value [%]	Limit [%]	Check
8,5	290,9	2,9	100,0	OK

Design and resistance torsional moments

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
8,5	100,4	422,6	290,9	290,9

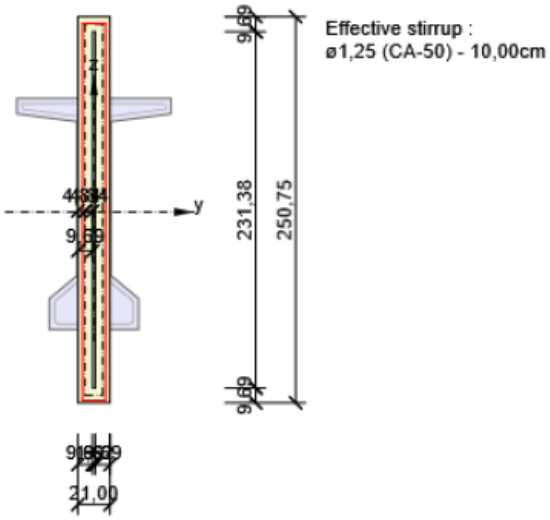
Input values and intermediate results of torsion design

A_k [cm^2]	u_k [cm]	t_{eff} [cm]	a_{sw} [cm^2/m]	A_{sl} [cm^2]	A_{sp} [cm^2]	θ [°]
2726,34	504,75	9,69	12,27	43,54	0,00	45,0

Nonconformity

	Nonconformities
⚠	It is not possible to create equivalent thin-walled section for torsion check automatically from stirrups outline, because not all edges of equivalent section contain stirrup effective for torsion.
⚠	Thin-walled rectangular cross-section created automatically based on the area and the perimeter of original (real) cross-section was used as equivalent section for torsion check.

Equivalent thin-walled section for torsion check



2.1.1.6 Interaction

Results presented for combination : Fundamental ULS

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value V+T [%]	Value V+T+M [%]	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	-723,4	25,1	647,0	8,5	47,7	81,0	81,0	100,0	OK

Interaction check of shear and torsion (concrete)

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	Eq. 6.31 [%]	Eq. 6.29 [%]	Value [%]	Limit [%]	Check
195,5	100,4	2882,9	422,6	339,5	24,5	24,5	100,0	OK

Interaction check of shear and torsion (longitudinal reinforcement)

A_{sl} [cm^2]	F_{sl} [kN]	$F_{sl,lim}$ [kN]	Value [%]	Limit [%]	Check
43,54	725,6	1892,9	38,3	100,0	OK

Interaction check of shear and torsion (shear reinforcement)

a_{sw} [cm^2/m]	F_{sw} [kN]	$F_{sw,lim}$ [kN]	Value [%]	Limit [%]	Check
12,27	254,6	533,6	47,7	100,0	OK

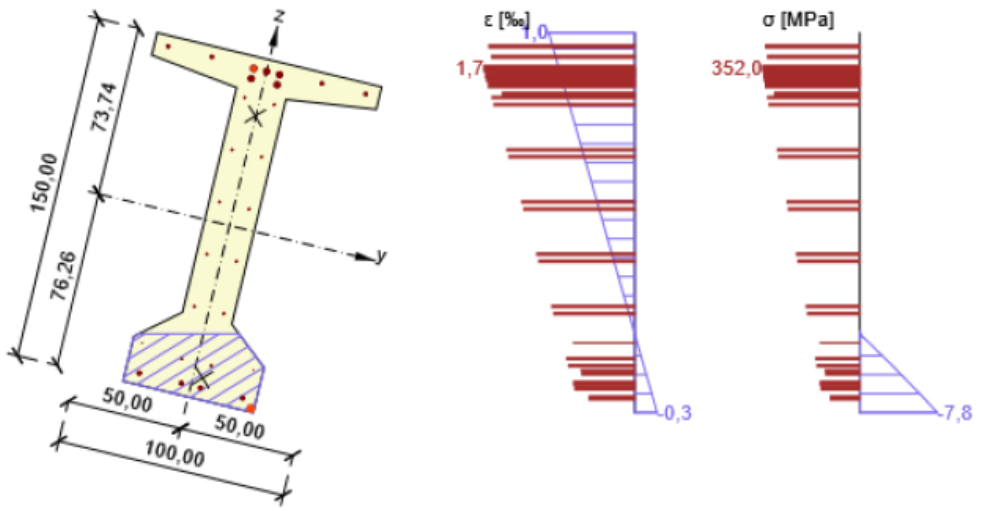
Interaction check of shear, torsion, bending and normal force

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta\varepsilon_s$ [‰]	$\Delta\varepsilon_t$ [‰]	Extreme in bar	Value [%]	Limit [%]	Check
522,0	647,0	78,6	0,7	0,1	29	81,0	100,0	OK

Detailed check of reinforcement

Bar	y_i [cm]	z_i [cm]	$\Delta\varepsilon_{st}$ [‰]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	$\Delta\sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
29	-5,75	68,49	0,8	1,7	2,1	175,1	352,0	434,8	81,0	OK

Stress and strain distributions in the cross-section



2.1.1.8 Response N-M-M

Results presented for combination : Fundamental ULS

$N_{Ed,tot}$ [kN]	$M_{Ed,ytot}$ [kNm]	$M_{Ed,ztot}$ [kNm]	Concrete fibre	Extreme in bar	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	-723,4	25,1	7	26	44,1	100,0	OK

Plane of strain

x [cm]	d [cm]	z [cm]	ε_x [‰]	φ_z [‰]	φ_y [‰]
34,12	143,33	128,53	0,3	-0,2	0,7

Forces in components of cross-section

Component of css	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	A [cm^2]	y_i [cm]	z_i [cm]
Concrete	-522,0	-349,0	21,7	1522,69	4,16	-66,85
Reinforcement in tension	551,7	-353,5	2,6	34,48	-0,47	64,07
Reinforcement in compression	-29,7	-21,0	0,8	9,06	2,74	-70,54
Total	0,0	-723,4	25,1			

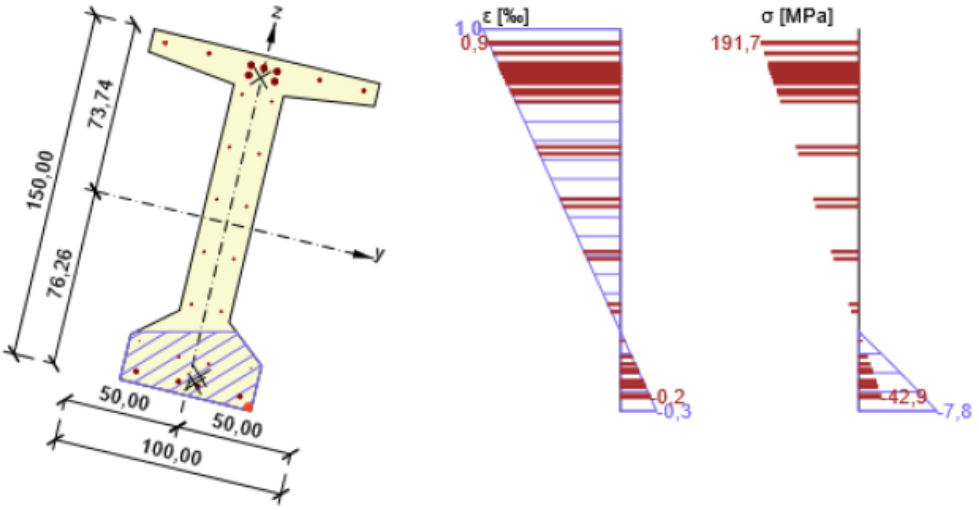
Detailed check of concrete

Fibre	y_i [cm]	z_i [cm]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7	29,00	-76,26	-0,3	-3,5	-7,8	-33,3	23,4	OK

Detailed check of reinforcement

Bar	y_i [cm]	z_i [cm]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
26	-44,00	69,11	0,9	2,1	191,7	434,8	44,1	OK

Stress and strain distributions in the cross-section



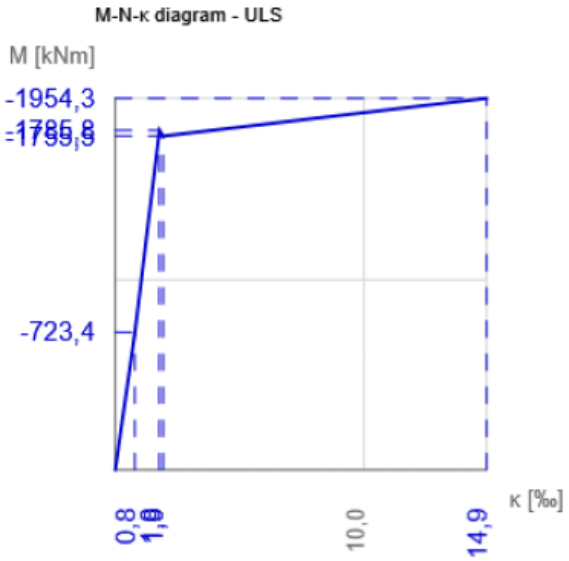
2.1.1.9 M-N-κ diagram

M-N-κ diagram - ULS

Type	N [kN]	M_y [kNm]	κ [‰]	x_u [cm]	ε_{top} [‰]	σ_{top} [MPa]	ε_{bottom} [‰]	σ_{bottom} [MPa]	EI_y [MNm^2]
Mc	0,1	-1954,3	14,9	13,40	-2,0	-33,3	19,7	434,8	131
Ms	-0,1	-1755,5	1,9	37,54	-0,7	-12,0	2,1	434,8	914
Mu	0,0	-1785,8	1,8	28,83	-0,5	-14,9	2,1	434,7	1005
Md	0,0	-723,4	0,8	76,26	-0,6	-10,1	0,5	114,8	914

Nonconformity

	Nonconformities
⚠	The effects of quasi-permanent combination have not been input. Calculation of M-N-κ diagrams for short-term and long-term effects have cannot be done.
⚠	M-N-κ diagram is calculated for bending moment My only. Internal forces acting on section contain also bending moment Mz, which is not taken into account



Concrete

Name	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	v [-]	Unit mass [kg/m^3]
fck 50MPa	50,0	58,0	4,1	37277,9	0,20	2500
	ε_{c2} = 2,0 ‰, ε_{cu2} = 3,5 ‰, ε_{c3} = 1,8 ‰, ε_{cu3} = 3,5 ‰, Exponent - n: 2,00, Aggregate size = 1,60 cm, Cement class: R (s = 0,20), Diagram type: Parabolic					

Explanation

Symbol	Explanation
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
f_{cm}	Mean value of concrete cylinder compressive strength
f_{ctm}	Mean value of axial tensile strength of concrete
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete
ε_c	Compressive strain in the concrete at the peak stress fc
ε_{cu}	Ultimate compressive strain in the concrete

Reinforcement Steel

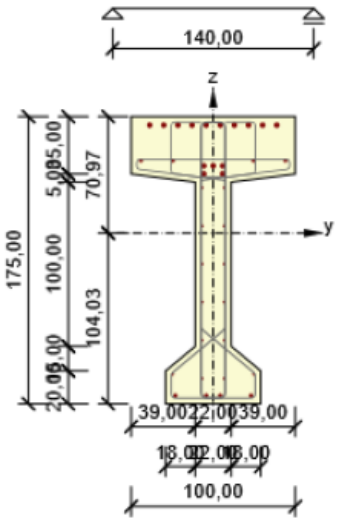
Name	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	v [-]	Unit mass [kg/m^3]
CA-50	500,0	540,0	210000,0	0,20	7850
	f_{tk}/f_{yk} = 1,00, ε_{uk} = 10,0 ‰, Type: Bars, Bar surface: Ribbed, Class: B, Fabrication: Hot rolled, Diagram type: Bilinear with an inclined top branch				

Explanation

Symbol	Explanation
f_{yk}	Characteristic yield strength of reinforcement
f_{tk}	Characteristic tensile strength of reinforcement
E	Modulus of elasticity of reinforcement steel
ε_{uk}	Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

2.1.1 Extreme S 1 - E 1

Design member	M 1
Reinforced cross-section	R 1



Concrete: fck 50MPa
Age: 28,0 d
Reinforcement: (CA-50)
10ø2,50 (49,09cm²), z = 65,72 cm
4ø1,25 (4,91cm²), z = 44,00 cm
3ø2,50 (14,73cm²), z = 41,00 cm
2ø2,50 (9,82cm²), z = 36,00 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = 27,57 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = 4,33 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = -18,91 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = -42,15 cm
2ø0,80 (1,01cm²), z = -65,39 cm
...

Stirrups:
ø1,25 - 10,00 cm
ø0,80 - 10,00 cm
ø1,00 - 10,00 cm
ø0,80 - 10,00 cm
Cover:
Other edges: 3,00 cm
Lower edge: 3,00 cm
Upper edge: 3,00 cm

2.1.1.1 Load effects - internal forces

Load type	Combination type	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Total	Fundamental ULS	0,0	132,0	1468,5	162,9	-3054,5	155,0
Total	Accidental	0,0	0,0	297,0	0,0	-962,8	0,0
Total	Characteristic	0,0	0,0	0,0	0,0	-1664,0	0,0
Total	Quasi-permanent	0,0	0,0	0,0	0,0	-1847,0	0,0

2.1.1.2 Overall

Governing type of check	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Shear	0,0			1474,4	162,9	95,5	OK
Type of check	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Value [%]**	**Check**
Capacity N-M-M	0,0	-3054,5	155,0			80,1	OK
Shear	0,0			1474,4	162,9	95,5	OK
Torsion					162,9	37,6	OK
Stress Limitation	0,0	-1847,0	0,0			46,3	OK
Crack Width	0,0	-1847,0	0,0			53,3	OK
Flexural slenderness	0,0	-1847,0	0,0			2,6	OK

Limit value of the exploitation of the cross-section: 100,0 %

2.1.1.3 Capacity N-M-M

Results presented for combination : Fundamental ULS

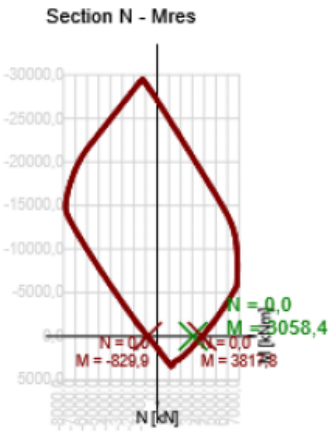
N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Type	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	-3054,5	155,0	Nu-Mu-Mu	80,1	100,0	OK

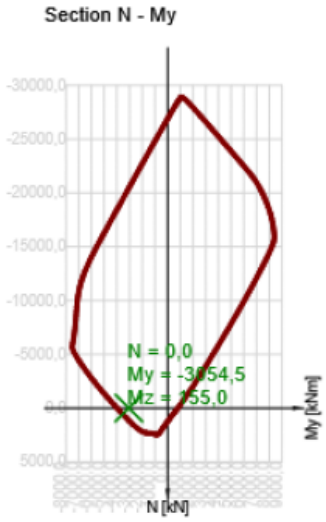
Design resistance of css subjected to bending and axial force

Type	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	-3054,5	-3812,9	828,8
M_z [kNm]	155,0	193,5	-42,1

Nonconformity

No nonconformities





2.1.1.4 Shear

Results presented for combination : Fundamental ULS

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Check zone	Clause	Value [%]	Limit [%]	Check
1474,4	0,0	1543,4	without reduction	6.2.3(3)	95,5	100,0	OK

Design and resistance shear forces

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
1474,4	269,4	2566,1	2864,0	1543,4	1543,4

Input values and intermediate results of shear design

n_c	a_{sw} [cm²/m]	A_{sl} [cm²]	b_w [cm]	d [cm]	z [cm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
2	24,45	82,56	22,09	162,07	145,22	45,0	90,0	1,00

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	ν [-]	ν_1 [-]
0,12	1,35	0,15	0,02	0,0	500,0	0,4	0,48	0,48

2.1.1.5 Torsion

Results presented for combination : Fundamental ULS

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Value [%]	Limit [%]	Check
162,9	432,6	37,6	100,0	OK

Design and resistance torsional moments

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
162,9	201,5	848,6	432,6	432,6

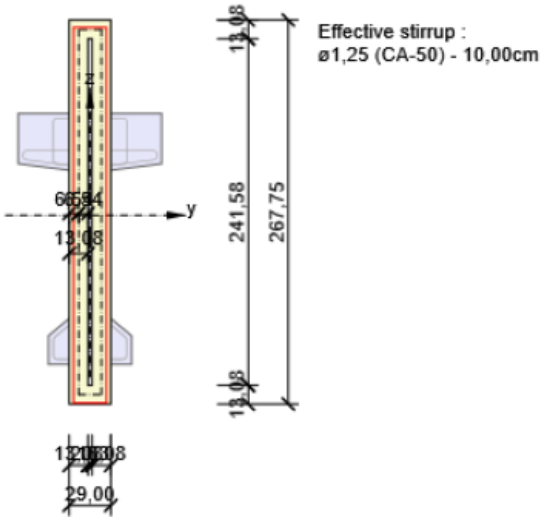
Input values and intermediate results of torsion design

A_k [cm^2]	u_k [cm]	t_{eff} [cm]	a_{sw} [cm^2/m]	A_{sl} [cm^2]	A_{sp} [cm^2]	θ [°]
4053,68	541,17	13,08	12,27	73,98	0,00	45,0

Nonconformity

	Nonconformities
⚠	It is not possible to create equivalent thin-walled section for torsion check automatically from stirrups outline, because not all edges of equivalent section contain stirrup effective for torsion.
⚠	Thin-walled rectangular cross-section created automatically based on the area and the perimeter of original (real) cross-section was used as equivalent section for torsion check.

Equivalent thin-walled section for torsion check



2.1.1.6 Stress limitation

Stress limitation - short-term effect

Type of check	Component type	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Limit [%]	Check
7.2(3)-Quasi	Concrete fibre	6	-10,4	-22,5	46,3	100,0	OK

Stress limitation - long-term effect

Type of check	Component type	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Limit [%]	Check
7.2(3)-Quasi	Concrete fibre	6	-6,3	-22,5	28,2	100,0	OK

Detailed check of concrete - short-term effect

Type of check	Fibre	y_i [cm]	z_i [cm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(2)-Char	6	-29,00	-104,03	0,0	-1664,0	0,0	-9,4	-30,0	31,3	OK
7.2(3)-Quasi	6	-29,00	-104,03	0,0	-1847,0	0,0	-10,4	-22,5	46,3	OK

Detailed check of reinforcement - short-term effect

Type of check	Bar	y_i [cm]	z_i [cm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(5)-Char	35	38,75	65,72	0,0	-1664,0	0,0	152,0	400,0	38,0	OK

Detailed check of concrete - long-term effect

Type of check	Fibre	y_i [cm]	z_i [cm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(2)-Char	6	-29,00	-104,03	0,0	-1664,0	0,0	-5,7	-30,0	19,0	OK
7.2(3)-Quasi	6	-29,00	-104,03	0,0	-1847,0	0,0	-6,3	-22,5	28,2	OK

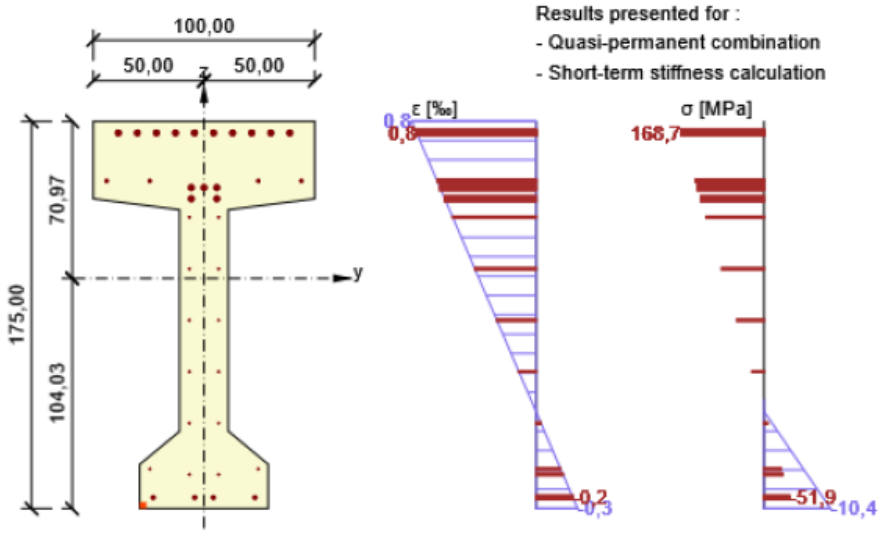
Detailed check of reinforcement - long-term effect

Type of check	Bar	y_i [cm]	z_i [cm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(5)-Char	35	38,75	65,72	0,0	-1664,0	0,0	41,4	400,0	10,3	OK

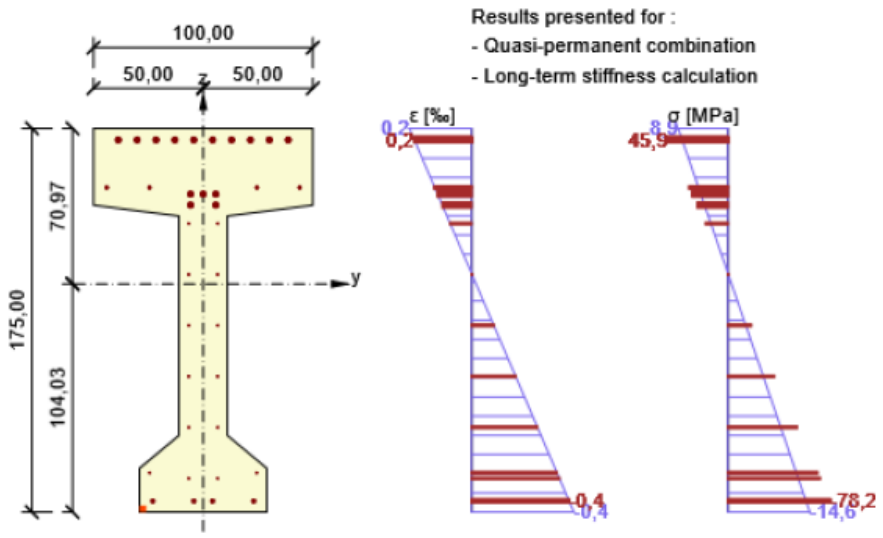
Creep coefficient

Way of assessment	h_0 [cm]	A_c [cm^2]	u [cm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [‰]	Use γ_{lt}	$\varphi(t,t_0)$ [-]
Automatic	26,17	7765,00	593,50	18250,0	28,0	7,0	650	No	1,30

Stress and strain distributions in the cross-section



Stress and strain distributions in the cross-section



2.1.1.7 Crack width

Crack width - short-term effect

Combination	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Value [%]	Limit [%]	Check
Quasi	0,0	-1847,0	0,0	0,160	0,300	53,3	100,0	OK

Crack width - long-term effect

Combination	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Value [%]	Limit [%]	Check
Quasi	0,0	-1847,0	0,0	0,000	0,300	0,0	100,0	OK

Intermediate results and coefficients for crack width calculation - short-term effect

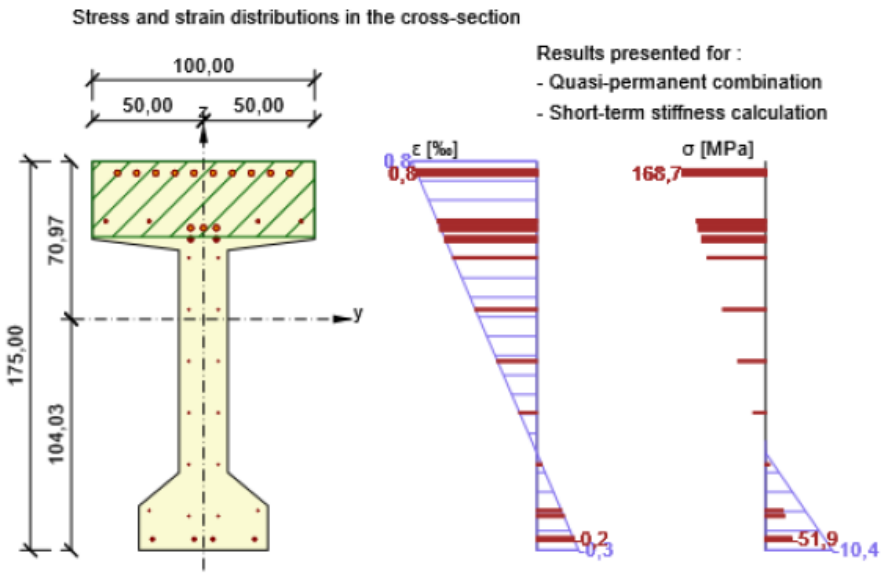
x [cm]	$h_{c,eff}$ [cm]	d [cm]	$A_{c,eff}$ [cm^2]	$A_{s,eff}$ [cm^2]	$\rho_{p,eff}$ [-]
43,81	33,95	161,42	3394,88	68,72	0,02

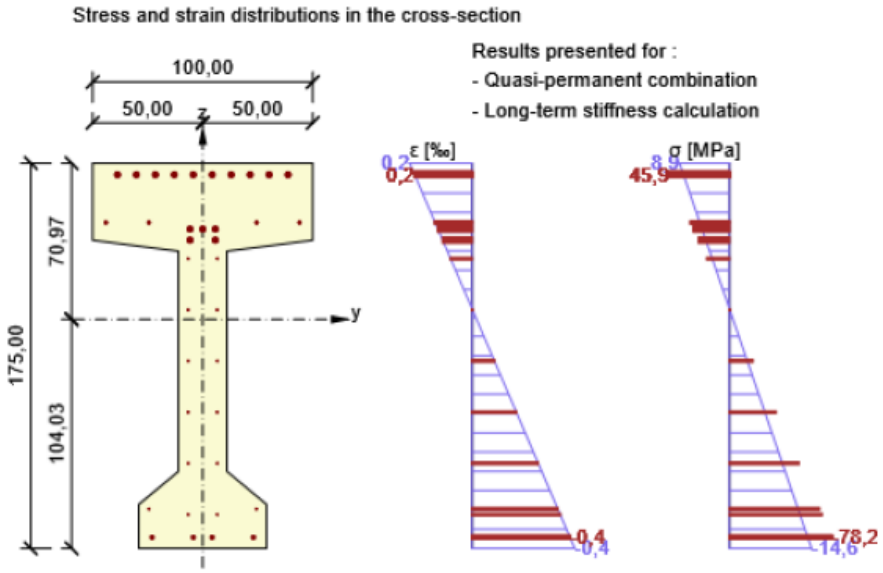
k_t [-]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ [‰]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]
0,60	0,5	0,80	0,50	3,40	0,43

c [cm]	ε_1 [‰]	ε_2 [‰]	$s_{r,max}$ [cm]	Φ [cm]	σ_s [MPa]
4,00	0,8	-0,3	33,20	2,33	168,7

Creep coefficient

Way of assessment	h_0 [cm]	A_c [cm^2]	u [cm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [‰]	Use γ_{lt}	$\varphi(t,t_0)$ [-]
Automatic	26,17	7765,00	593,50	18250,0	28,0	7,0	650	No	1,30





2.1.1.8 Flexural slenderness

N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	λ [-]	$λ_d$ [-]	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	-1847,0	0,0	0,87	34,05	2,6	100,0	OK

l_n [cm]	l_{eff} [cm]	d [cm]	K	ρ [%]	$ρ_0$ [%]	ρ' [%]	$σ_s$
100,00	140,00	160,24	1	1,1	0,7	0,1	168,7

2.1.1.9 Response N-M-M

Results presented for combination : Fundamental ULS

$N_{Ed,tot}$ [kN]	$M_{Ed,ytot}$ [kNm]	$M_{Ed,ztot}$ [kNm]	Concrete fibre	Extreme in bar	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	-3054,5	155,0	7	58	79,4	100,0	OK

Plane of strain

x [cm]	d [cm]	z [cm]	ε_x [‰]	φ_z [‰]	φ_y [‰]
56,38	149,85	124,47	0,6	-0,8	1,1

Forces in components of cross-section

Component of css	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	A [cm^2]	y_i [cm]	z_i [cm]
Concrete	-1986,8	-1784,2	90,2	2057,17	4,54	-89,81
Reinforcement in tension	2085,4	-1175,2	60,1	82,56	-2,88	56,35
Reinforcement in compression	-98,6	-95,1	4,7	11,06	4,75	-96,45
Total	0,0	-3054,5	155,0			

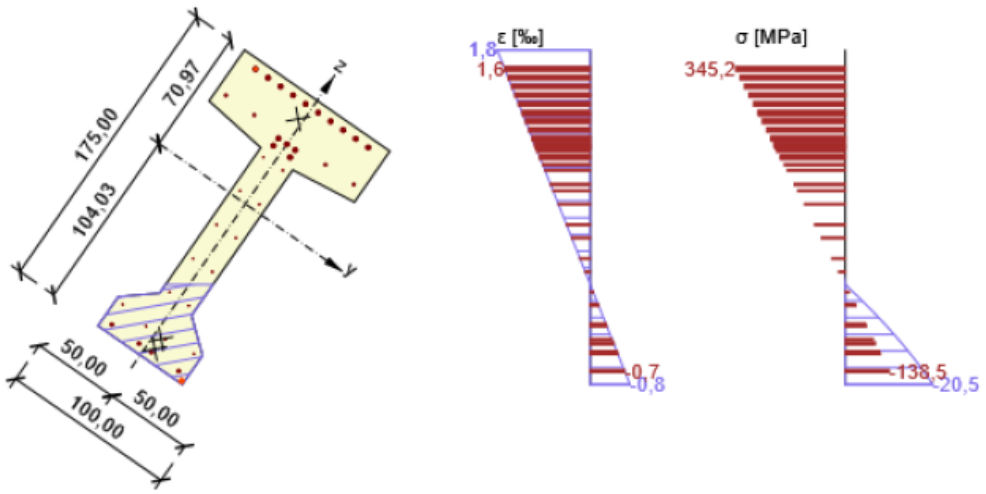
Detailed check of concrete

Fibre	y_i [cm]	z_i [cm]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7	29,00	-104,03	-0,8	-3,5	-20,5	-33,3	61,6	OK

Detailed check of reinforcement

Bar	y_i [cm]	z_i [cm]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
58	-38,75	65,72	1,6	2,1	345,2	434,8	79,4	OK

Stress and strain distributions in the cross-section



2.1.1.10 Stiffness

Short-term

Combination type	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	β_{st} [-]	σ_s [MPa]	ζ_{st} [-]
Quasi-permanent	0,0	-1847,0	0,0	1,00	168,7	0,12
Characteristic	0,0	-1664,0	0,0	1,00	152,0	0,00
Critical load (Quasi)	0,0	-1733,8	0,0	1,00	158,4	0,00
Critical load (Char)	0,0	-1733,8	0,0	1,00	158,4	0,00

Short-term cross-section charakteristics

Type	α_e [-]	x [cm]	t_y [cm]	t_z [cm]	A [cm^2]	I_y [cm^4]	I_z [cm^4]
Linear	5,63	104,03	0,00	0,00	7765,00	27270804,88	3560020,83
Uncracked cross-section	5,63	106,29	0,00	2,26	8292,39	29258487,76	3785168,07
Cracked cross-section (Quasi)	5,63	43,81	0,00	-60,22	2481,21	7766162,84	654351,18
Cracked cross-section (Char)	5,63	43,81	0,00	-60,22	2481,21	7766162,84	654351,18

Resulting short-term stiffnesses and curvatures

Type	EA_x [MN]	EI_y [MNm^2]	EI_z [MNm^2]	ε_x [‰]	$1/r_y$ [1/m]	$1/r_z$ [1/m]
Linear	28946	10166	1327	0,0	0,00	0,00
Uncracked cross-section	30912	10907	1411	0,0	0,00	0,00
Cracked cross-section (Quasi)	9249	2895	244	0,0	0,00	0,00
Cracked cross-section (Char)	9249	2895	244	0,0	0,00	0,00
Resulting stiffness (Quasi)	24183	8208	900	0,0	0,00	0,00
Resulting stiffness (Char)	30912	10907	1411	0,0	0,00	0,00

Long-term

Combination type	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	β_{lt} [-]	σ_s [MPa]	ζ_{lt} [-]
Quasi-permanent	0,0	-1847,0	0,0	0,50	175,4	0,50
Critical load (Quasi)	0,0	-1952,5	0,0	0,50	185,5	0,50

Long-term cross-section charakteristics

Type	α_e [-]	x [cm]	t_y [cm]	t_z [cm]	A [cm^2]	I_y [cm^4]	I_z [cm^4]
Linear	12,95	104,03	0,00	0,00	7765,00	27270804,88	3560020,83
Uncracked cross-section	12,95	108,83	0,00	4,81	8977,11	31729416,83	4077478,84
Cracked cross-section (Quasi)	12,95	63,22	0,00	-40,81	3593,00	14520001,09	963887,31

Resulting long-term stiffnesses and curvatures

Type	EA_x [MN]	EI_y [MNm^2]	EI_z [MNm^2]	ε_x [‰]	$1/r_y$ [1/m]	$1/r_z$ [1/m]
Linear	28946	10166	1327	0,0	0,00	0,00
Uncracked cross-section	14561	5146	661	0,0	0,00	0,00
Cracked cross-section (Quasi)	5828	2355	156	0,0	0,00	0,00
Resulting stiffness (Quasi)	8324	3231	253	0,0	0,00	0,00

Shrinkage cross section characteristics

Type	α_e [-]	x [cm]	A [cm^2]	S [cm^3]	I_y [cm^4]
Uncracked cross-section	14,45	109,31	9117,83	2838,09	32224158,26

Type	α_e [-]	x [cm]	A [cm^2]	S [cm^3]	I_y [cm^4]
Cracked cross-section	14,45	66,08	3796,55	6885,39	15674032,35

Curvature due to shrinkage

ε_{cs} [‰]	$1/r_{cs,I}$ [1/m]	$1/r_{cs,II}$ [1/m]	ζ_{lt} [-]	$1/r_{cs}$ [1/m]
0,4	0,00	0,00	0,50	0,00

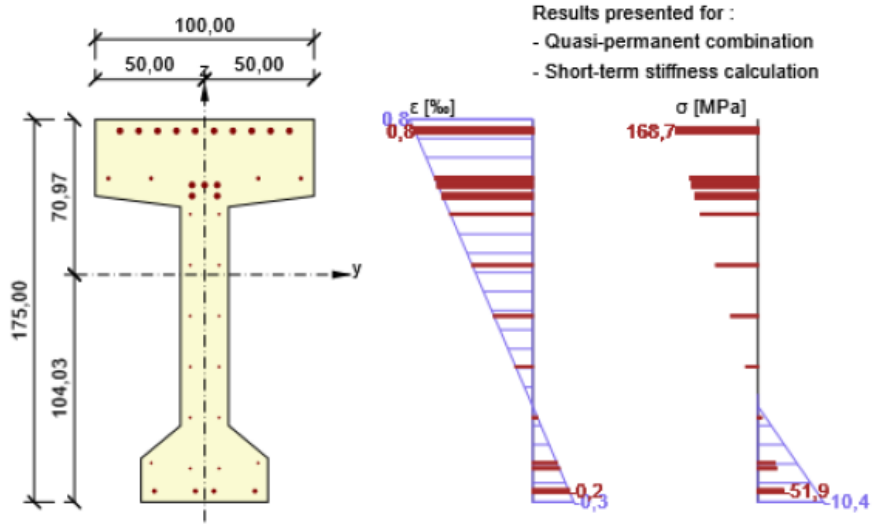
Creep coefficient

Way of assessment	h_0 [cm]	A_c [cm^2]	u [cm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [‰]	Use γ_{lt}	$\varphi(t,t_0)$ [-]
Automatic	26,17	7765,00	593,50	18250,0	28,0	7,0	650	No	1,30

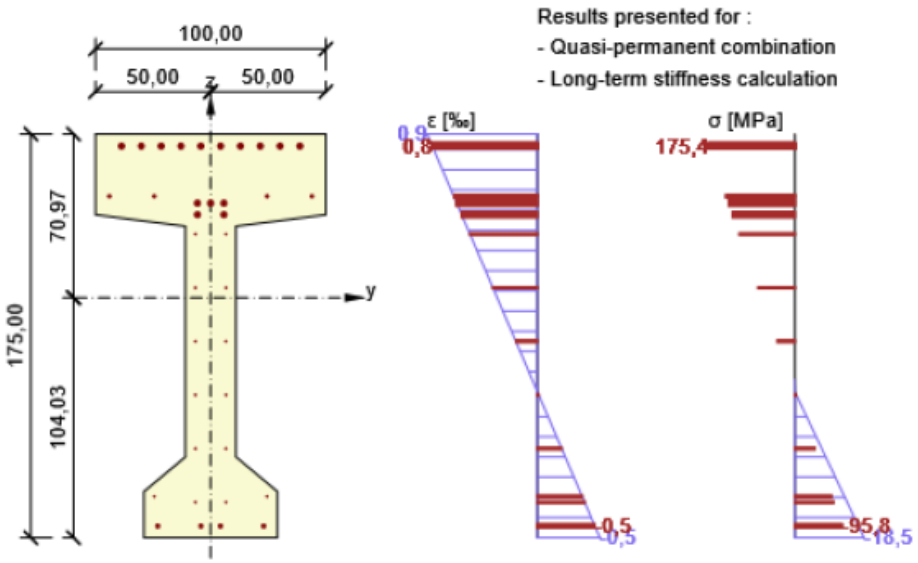
Nonconformity

No nonconformities

Stress and strain distributions in the cross-section



Stress and strain distributions in the cross-section



2.1.1.11 M-N-κ diagram

M-N-κ diagram - ULS

Type	N [kN]	M_y [kNm]	κ [‰]	x_u [cm]	ε_{top} [‰]	σ_{top} [MPa]	ε_{bottom} [‰]	σ_{bottom} [MPa]	EI_y [MNm²]
Mc	0,0	-5248,8	5,7	34,93	-2,0	-33,3	7,7	434,8	917
Ms	0,0	-4584,0	1,9	62,52	-1,2	-20,1	2,1	434,8	2374
Mu	0,0	-4687,7	1,7	49,83	-0,9	-22,5	2,1	434,7	2716
Md	0,0	-3054,5	1,3	104,03	-1,3	-22,3	0,8	177,6	2374

M-N-κ diagram - short-term effect

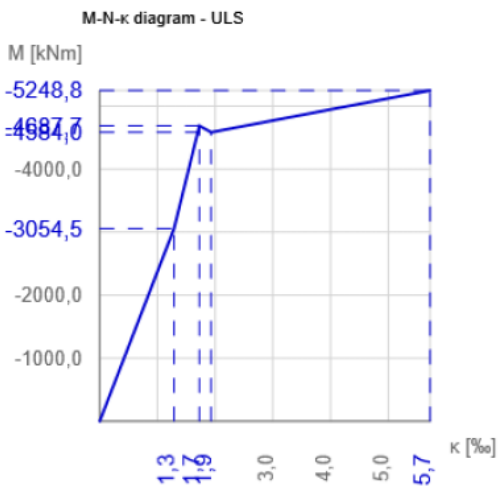
Type	N [kN]	M_y [kNm]	κ [‰]	x_u [cm]	ε_{top} [‰]	σ_{top} [MPa]	ε_{bottom} [‰]	σ_{bottom} [MPa]	EI_y [MNm²]
Mr	0,0	-1733,8	0,2	106,29	-0,2	-6,3	0,1	4,1	10907
Mc	0,0	-6110,6	4,9	27,22	-1,3	-50,0	7,0	500,0	1240
Ms	0,0	-5473,2	1,9	43,81	-0,8	-30,9	2,4	500,0	2895
Mu	0,0	-6225,1	21,0	16,23	-3,4	-50,0	32,2	500,0	296
Md	0,0	-1847,0	0,2	104,03	-0,2	-8,2	0,1	29,2	8738

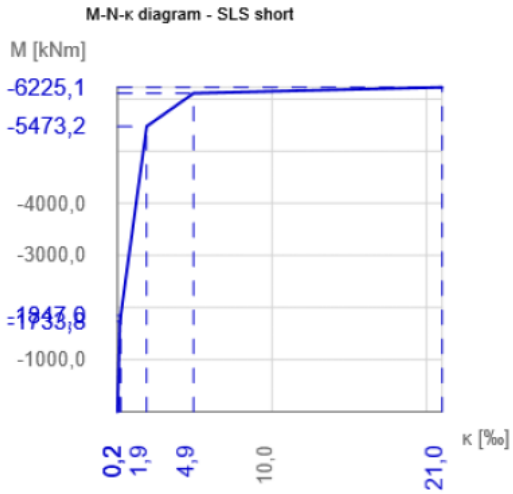
M-N-κ diagram - long-term effect

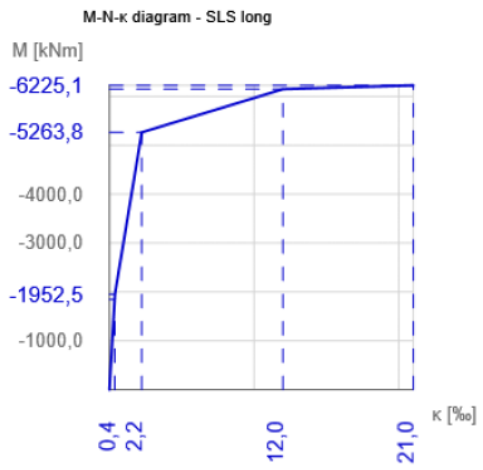
Type	N [kN]	M_y [kNm]	κ [‰]	x_u [cm]	ε_{top} [‰]	σ_{top} [MPa]	ε_{bottom} [‰]	σ_{bottom} [MPa]	EI_y [MNm²]
Mr	0,0	-1952,5	0,4	108,83	-0,4	-6,7	0,3	4,1	5146
Mc	0,0	-6148,0	12,0	25,70	-3,1	-50,0	17,3	500,0	513
Ms	0,0	-5263,8	2,2	63,22	-1,4	-22,9	2,4	500,0	2355
Mu	0,0	-6225,1	21,0	16,23	-3,4	-50,0	32,2	500,0	296
Md	0,0	-1847,0	0,4	104,03	-0,4	-6,1	0,2	49,5	5146

Creep coefficient

Way of assessment	h_0 [cm]	A_c [cm²]	u [cm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [‰]	Use γ_{lt}	$\varphi(t,t_0)$ [-]
Automatic	26,17	7765,00	593,50	18250,0	28,0	7,0	650	No	1,30







Concrete

Name	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	v [-]	Unit mass [kg/m³]
fck 50MPa	50,0	58,0	4,1	37277,9	0,20	2500
	ε_{c2} = 2,0 ‰, ε_{cu2} = 3,5 ‰, ε_{c3} = 1,8 ‰, ε_{cu3} = 3,5 ‰, Exponent - n: 2,00, Aggregate size = 1,60 cm, Cement class: R (s = 0,20), Diagram type: Parabolic					

Explanation

Symbol	Explanation
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
f_{cm}	Mean value of concrete cylinder compressive strength
f_{ctm}	Mean value of axial tensile strength of concrete
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete
ε_c	Compressive strain in the concrete at the peak stress fc
ε_{cu}	Ultimate compressive strain in the concrete

Reinforcement Steel

Name	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	v [-]	Unit mass [kg/m³]
CA-50	500,0	540,0	210000,0	0,20	7850
	f_{tk}/f_{yk} = 1,00, ε_{uk} = 10,0 ‰, Type: Bars, Bar surface: Ribbed, Class: B, Fabrication: Hot rolled, Diagram type: Bilinear with an inclined top branch				

1.15.2 RESUMO ARMAÇÃO DA VIGA LONGARINA VÃO

Protensão:

3 cabos CP- 190 RB com 14 cordoalhas de 12,7mm, tensionados a uma força de 196,00 tf.

Armação Negativa no vão:

No apoio balanço – 15 barras **Ø** 25mm, sendo 5 na viga e 10 na laje. Totalizando A_s de 75,00cm².

No apoio sem balanço – 4 barras **Ø** 20mm + 2 barras **Ø** 16mm + 2 barras **Ø** 12,5mm. Totalizando A_s de 19,10cm².

Na faixa central – 6 barras **Ø** 16mm. Totalizando A_s de 12,00cm².

Armação Positiva:

Na faixa central – 6 barras **Ø** 20mm. Totalizando A_s de 35,00cm².

Armação dos Estribos no Vão:

Adotamos no corpo da viga ferros = (1/3) – 12,50 mm a cada 10 cm;

(1/3) – 10,00 mm a cada 10 cm;

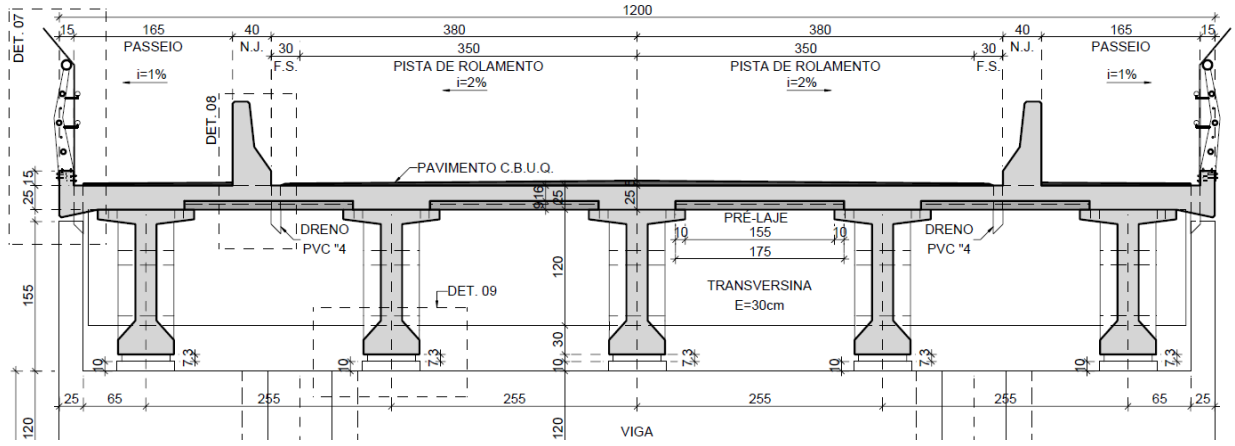
(1/3) – 8,00 mm a cada 10 cm;

Armação de Pele:

Recomendamos a armadura mínima de Ø 12,5 c/10 cm = 12,50 cm²/m. p/ face da Viga Longarina nas seções de engrossamento.

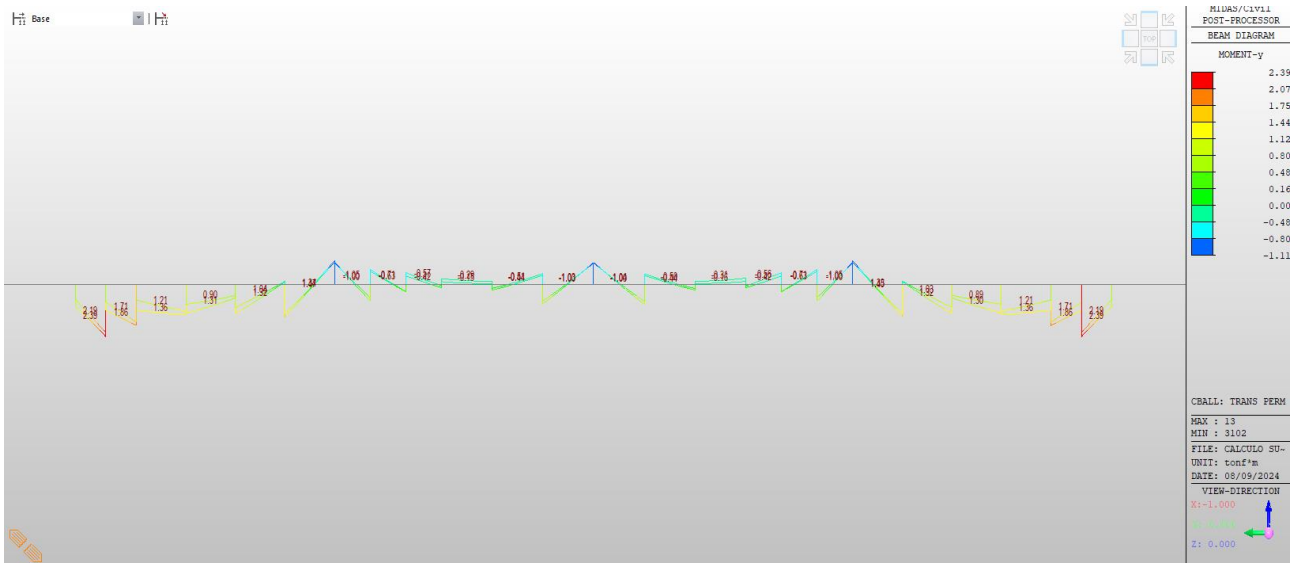
Recomendamos a armadura mínima de Ø 10,0 c/15 cm = 5,33 cm²/m. p/ face da Viga Longarina nas na seção típica.

1.16 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS – NOS APOIOS

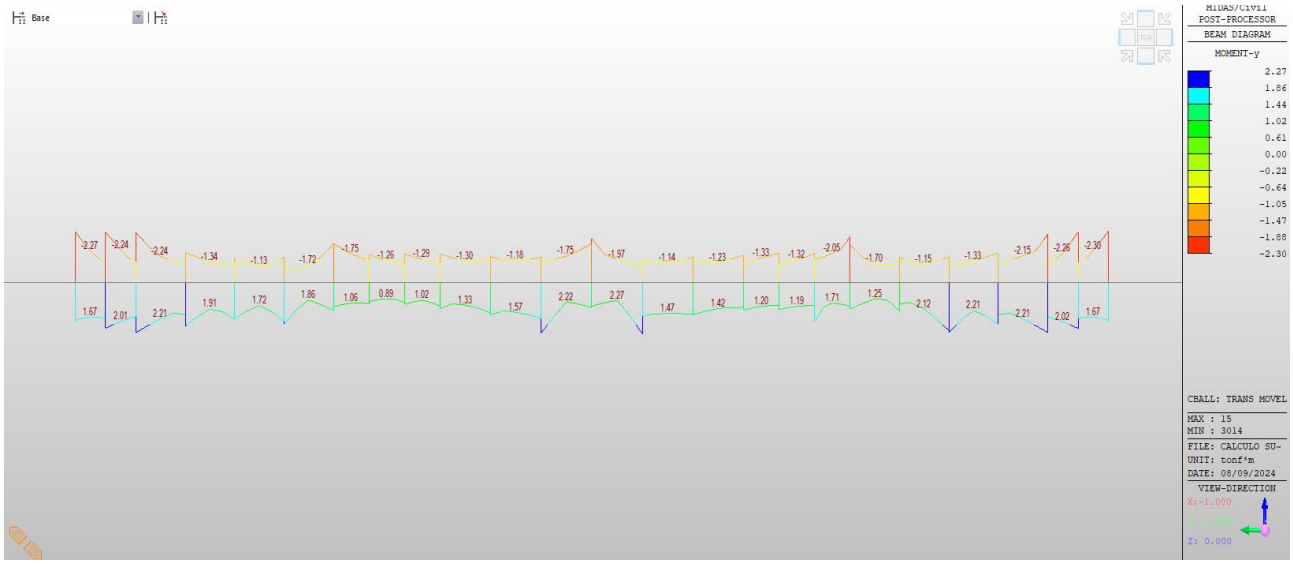


1.16.1 ESFORÇOS SOLICITANTES TRANSVERSINA

1.16.1.1 MOMENTO FLETOR DEVIDO AO CARREGAMENTO PERMANENTE



1.16.1.2 ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES DEVIDO A CARGA DE VEÍCULOS + MULTIDÃO

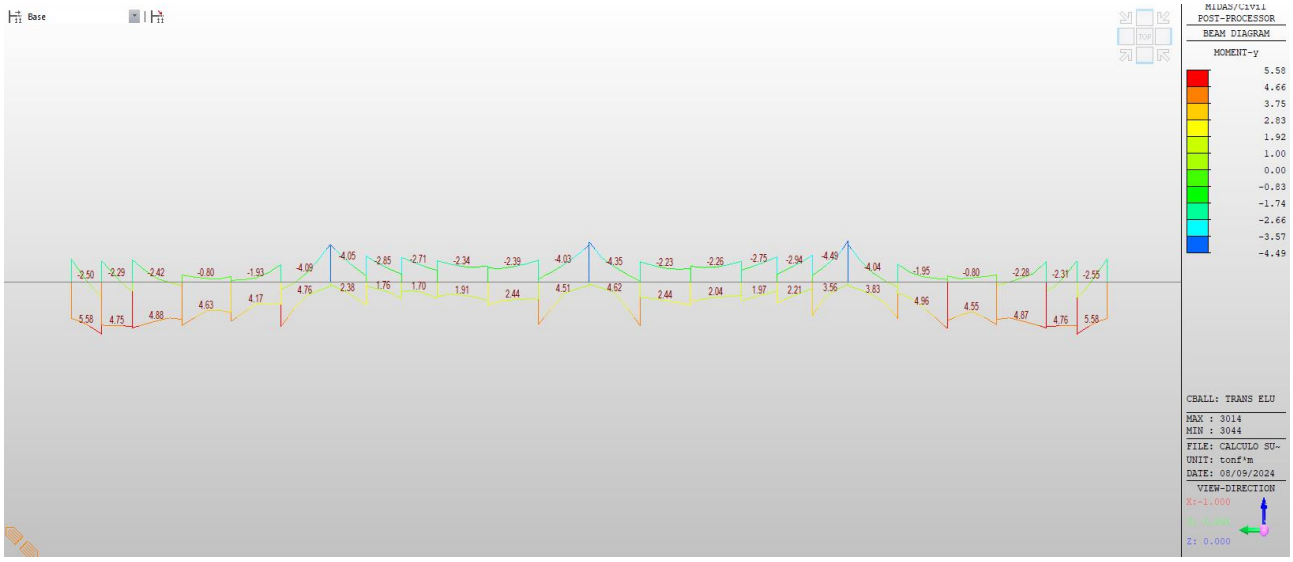


A favor da segurança, consideraremos apenas os maiores esforços na cortina. Sem levar em consideração a posição do esforço.

$Md = 1{,}35 \times Mg + 1{,}5 \times Mq$

Onde: Mg – Momento das cargas permanentes.

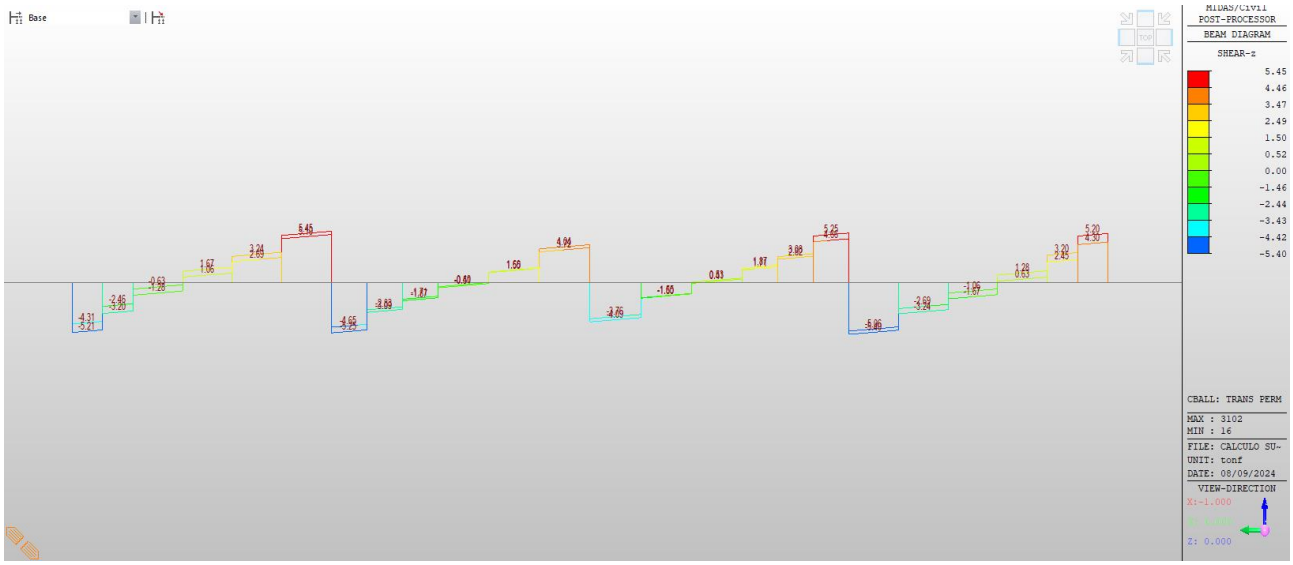
Mq – Momento das cargas móveis.



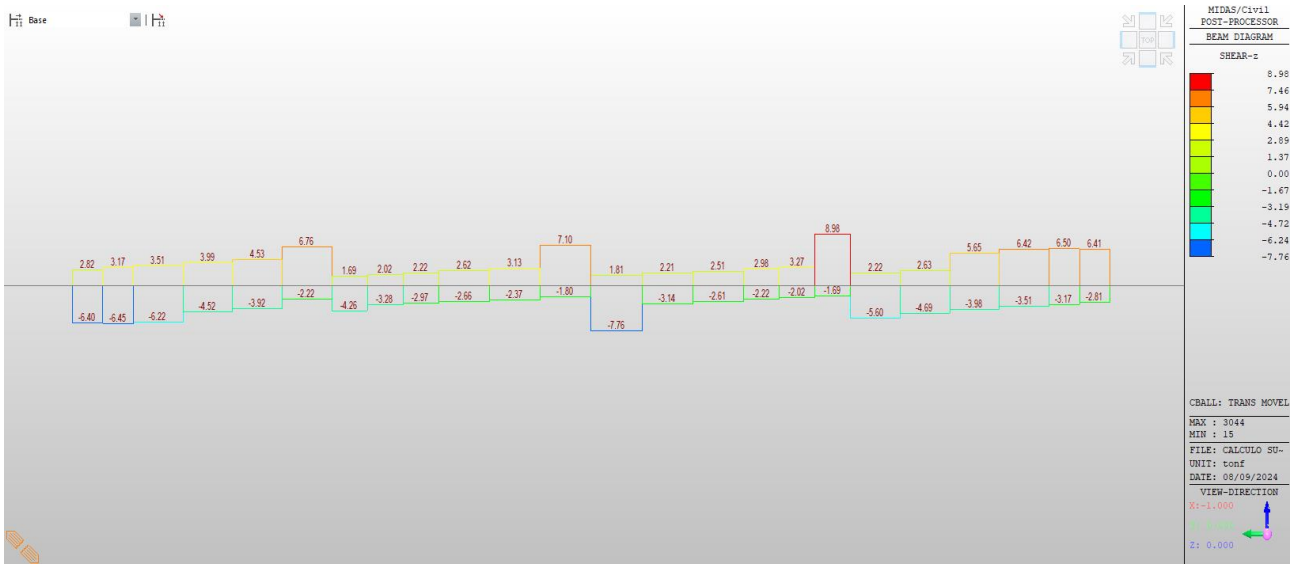
$Md_{Positivo} = 5{,}58\ tf * m.$

$Md_{Negativo} = 4{,}49 tf * m.$

1.16.1.3 ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS CORTANTES CARREGAMENTO PERMANENTE



1.16.1.4 ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS CORTANTES DEVIDO A CARGA DE VEÍCULOS + MULTIDÃO

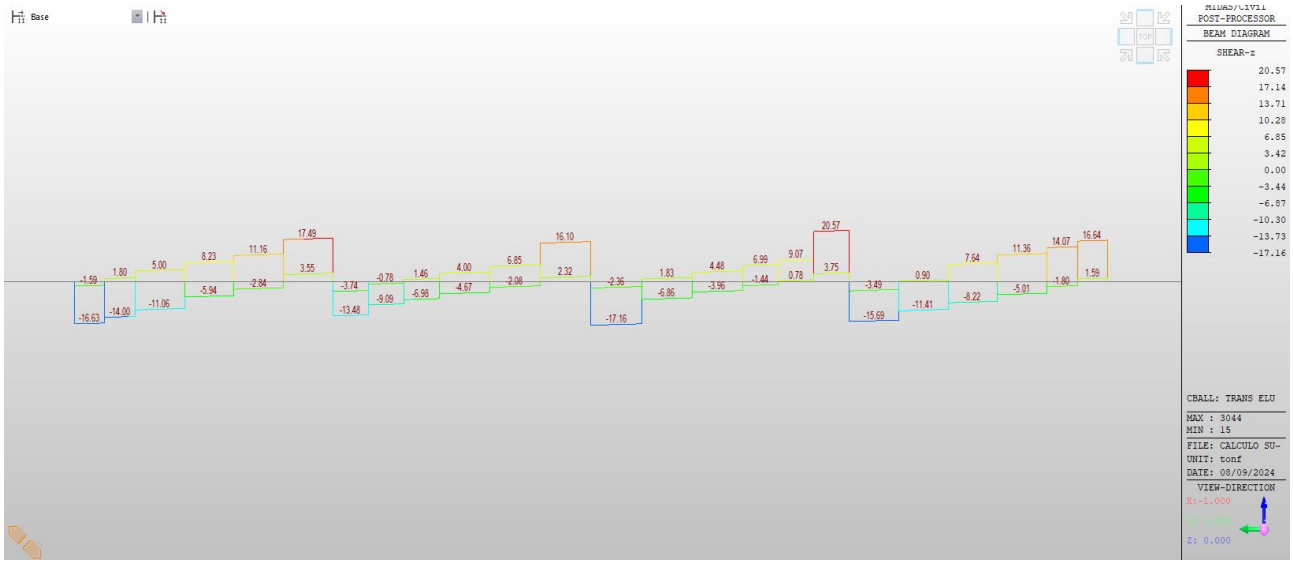


A favor da segurança, consideraremos apenas os maiores esforços na cortina. Sem levar em consideração a posição do esforço.

$Vsd = 1{,}35 \times Vg + 1{,}5 \times Vq$

Onde: Vg – Esforços cortantes das cargas permanentes.

Vq - Esforços cortantes das cargas móveis.



$Vsd = 20{,}57\ tf$

1.16.1.5 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS DAS TRANSVERSINAS

Todas os esforços apresentados já estão com seus devidos coeficiente de ponderação.

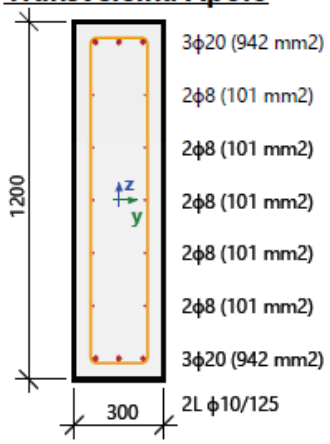
Esforços de momento Pos.	My– $5{,}58\ tonf * m$
Esforços de momento Neg.	My – $4{,}49\ tonf * m$
Esforços cortante	Fz – $20{,}57\ tonf$
Esforços de momento transversal	Mz – $11{,}17\ tonf * m$

Esforços de cortante transversal $Fy - 17{,}87\ tonf$

Esforços de torção $Mx - 5{,}77\ tonf * m$

1.16.2 DIMENSIONAMENTO

Transversina Apoio



Configurações de cálculo

EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11	EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008
Tipo de elemento	Viga Verificação
Comprimento do elemento	12 m
Classes de ambiente	XC1

Materiais

Concreto	C 25/30
Arm. longitudinal	B 500 B
Armadura de cisalhamento	B 500 B

Resumo de Cálculo

Verificação	Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Edy,rec}$ [kNm]	$M_{Edz,rec}$ [kNm]	Fatores verificação	Status
N+My+Mz - Diagrama	ELU / 1	0	179	206	57.7	55.8	112	0,91	OK
N+My+Mz - Resposta	ELU / 2	0	179	206	57.7	-44.9	112	1,00	OK
Interação V+T	ELU / 2	0	179	206	57.7	-44.9	112	0,85	OK

Cobrimento

Cobrimento mínimo devido às necessidades de aderência

$c_{min,b,l} = 20$ mm

$c_{min,b,s} = 10$ mm

$c_{min,b} = \max(c_{min,b,l} - \phi_s; c_{min,b,s}) = \max(20 - 10; 10) = 10$ mm §4.4.1.2(3)

Cobrimento mínimo devido às condições ambientais: XC1, XD0, XS0, XF0, XA0

Classe estrutural S4

$c_{min,dur} = 15$ mm §4.4.1.2(5)

Elemento de segurança aditivo

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm §4.4.1.2(6)

Redução do cobrimento mínimo pelo o uso de aço inoxidável

$\Delta c_{dur,st} = 0$ mm §4.4.1.2(7)

Redução do cobrimento mínimo por causa de proteção adicional

$\Delta c_{dur,add} = 0$ mm §4.4.1.2(8)

Cobrimento de concreto mínimo

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) = \max(10; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15$ mm (4.2)

Tolerância no projeto por causa do desvio

$\Delta c_{dev} = 10$ mm §4.4.1.3(1)

Cobrimento de concreto necessário

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25$ mm §4.4.1.3(1)

Coeficiente de fluência

Configurações de cálculo

A idade do concreto na hora do carregamento $t_0 = 28$ dias

A idade no momento considerado $t = 18250$ dias

Umidade relativa RH = 50 %

Características do material

Classe do cimento R

O coeficiente depende do tipo de cimento $s = 0.2$

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t

$\beta_{cc(t)} = 1.21$ (3.2)

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t_0

$$\beta_{cc(t0)} = e^{\left(s\cdot\left(1-\sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right)} = 2.72^{\left(0.2\cdot\left(1-\sqrt{\frac{28}{28}}\right)\right)} = 1 \qquad (3.2)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade fcm(t)

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)}\cdot f_{cm} = 1.21\cdot 33 = 40\ \text{MPa} \qquad (3.1)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade do carregamento fcm(t_0)

$$f_{cm(t0)} = \beta_{cc(t0)}\cdot f_{cm} = 1\cdot 33 = 33\ \text{MPa} \qquad (3.1)$$

Características da seção

Área da seção transversal de concreto	$A_c = 0.36\ m^2$
Perímetro da parte que está exposta a secagem	$u = 3\ m$
O tamanho fictício	$h_0 = \frac{2\cdot A_c}{u} = \frac{2\cdot 0.36}{3} = 240\ mm$

Cálculo do coeficiente de fluência EN1992-1-1

Os coeficientes a serem considerarem a influência da resistência do concreto

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.7} = 1.04 \qquad (B.8c)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.2} = 1.01 \qquad (B.8c)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.5} = 1.03 \qquad (B.8c)$$

Os coeficientes que dependem da umidade relativa e do tamanho do elemento fictício

$$\beta_H = \min\left(1.5\cdot\left(1+\left(0.012\cdot RH\right)^{18}\right)\cdot h_0\cdot 1000 + 250;1500\right) \qquad (B.8a)$$
$$= \min\left(1.5\cdot\left(1+\left(0.012\cdot 50\right)^{18}\right)\cdot 0.24\cdot 1000 + 250;1500\right) = 610$$

O coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento

$$\beta_{c(t,t0)} = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{18250-28}{610+18250-28}\right)^{0.3} = 0.99 \qquad (B.7)$$

O efeito do tipo de cimento no coeficiente de fluência

$$t_{0,c} = \max\left(t_0\cdot\left(\left(\frac{9}{2+t_0^{1.2}}+1\right)\right)^{\alpha};0.5\right) = \max\left(28\cdot\left(\left(\frac{9}{2+28^{1.2}}+1\right)\right)^{1};0.5\right) = 32.5\ \text{dias} \qquad (B.9)$$

O coeficiente da idade do concreto no carregamento

$$\beta_{(t0)} = \frac{1}{\left(0.1 + \left(t_{0,c}\right)^{0.2}\right)} = \frac{1}{\left(0.1 + \left(32.5\right)^{0.2}\right)} = 0.4749 \qquad (B.5)$$

O coeficiente da resistência do concreto

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{33}} = 2.9245 \qquad (B.4)$$

O coeficiente da umidade relativa

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1 + \frac{1 - 0.5}{0.1 \cdot 240^{\frac{1}{3}}} = 1.8046 \qquad (B.3a)$$

O coeficiente da fluência fictícia

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta_{(fcm)} \cdot \beta_{(t0)} = 1.8046 \cdot 2.9245 \cdot 0.4749 = 2.5063 \qquad (B.2)$$

O coeficiente de fluência

$$\phi_{(t,t0)} = \phi_0 \cdot \beta_{c(t,t0)} = 2.5063 \cdot 0.99 = 2.4817 \qquad (B.1)$$

Capacidade N+My+Mz - Diagrama

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

$N_{Ed} = 0$ kN $M_{Edy} = 55.8$ kNm $M_{Edz} = 112$ kNm

Dados de entrada para a geração dos diagramas de interação

Método de verificação do diagrama de interação	N_uM_u
Divisão de deformações verticais	300
Número de cortes verticais	180
Valor resultante do momento fletor	M_{res} = 125 kNm
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção M_y no plano horizontal M_y-M_z	α_{MyMz} = 117 °
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção N no plano vertical N-M_{res}	α_{NM} = 0 °

Cálculo das resistências

Resistências na direção positiva N_{Rd+} = 0 kN M_{Rdy+} = 61 kNm M_{Rdz+} = 123 kNm

Resistências na direção negativa N_{Rd-} = 0 kN M_{Rdy-} = -61 kNm M_{Rdz-} = -123 kNm

Resumo da verificação

Forças: N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 55.8 kNm M_{Edz} = 112 kNm

Resistência: N_{Rd} = 0 kN M_{Rdy} = 61 kNm M_{Rdz} = 123 kNm

Cálculo do fator de verificação:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{0^2 + 55.8^2 + 112^2}}{\sqrt{0^2 + 61.4^2 + 123^2}} = 0.909 \quad <= 1 \quad \text{OK}$$

Diagrama de interação 3D - Seção vertical N-M_{res}

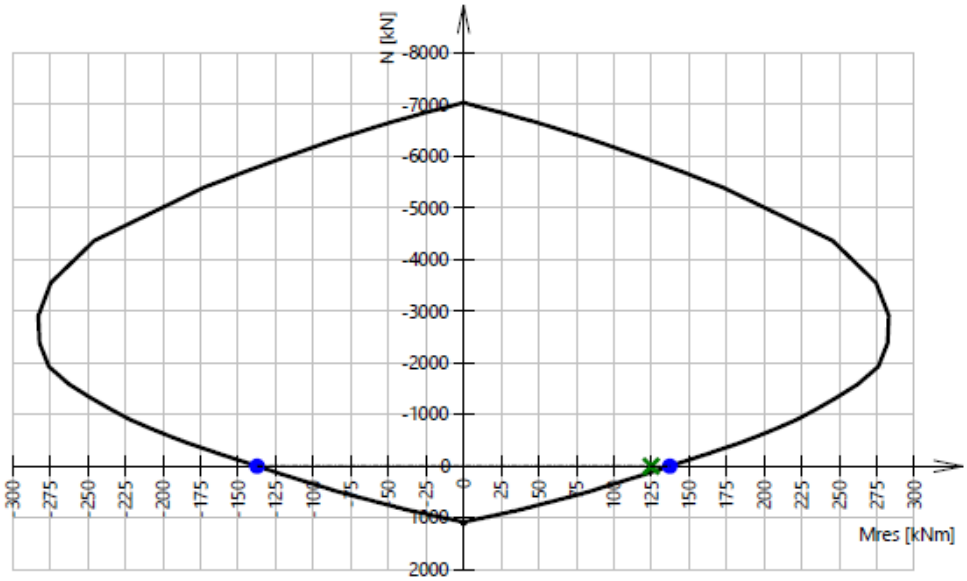
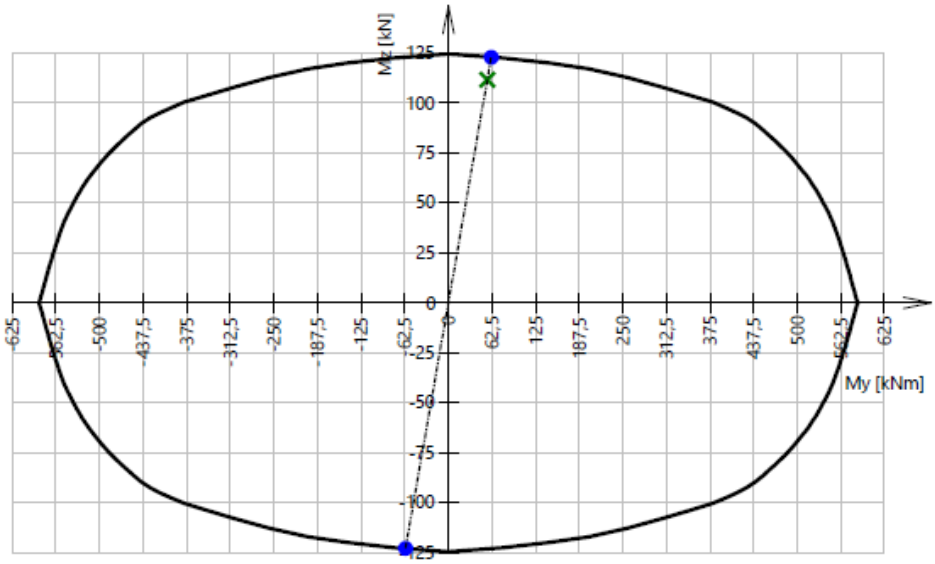


Diagrama de interação 3D - Seção horizontal M_y-M_z



Capacidade N+My+Mz - Resposta

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

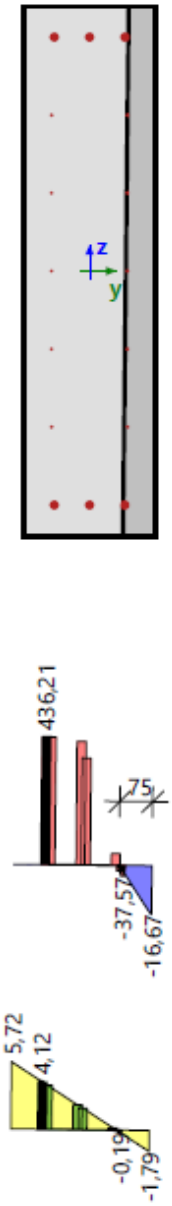
Content of combination: CO2

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = -44.9 kNm M_{Edz} = 112 kNm

Resumo da verificação

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Verificação deformação [-]	Verificação tensão [-]	Fator de verif.[-]	Limite [-]	Status
Concreto	3	-1.79	-16.7	0,51	1,00	1,00	1	OK
Arm.	11	4.12	436	0,09	0,94			

Distribuição da tensão e da deformação

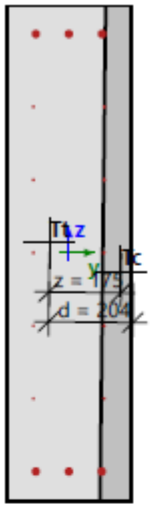


Valores extremos da tensão/deformação em componente

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Fator de verif.[-]	Status
Concreto - compressão	3	-1.79	-3.5	-16.7	-16.7	1,00	OK
Concreto - tração	7	5.72	0	0	0	0,00	OK
Armadura - compressão	12	-0.188	-45	-37.6	-466	0,08	OK
Armadura - tração	11	4.12	45	436	466	0,94	OK

Plano de deformação

Deformação no centro de gravidade	ε_x = 1.97 ‰
Curvatura ao redor do eixo (y)	ε_y = 0.269 ‰
Curvatura ao redor do eixo (z)	ε_z = -23.9 ‰
Altura da zona comprimida	x = 75 mm
Altura equilibrada da zona de compressão	x_{bal} = 123 mm
Altura limite da zona de compressão	x_{lim} = 15 mm
Inclinação da linha neutra	α_{NA} = 89.4 °
Altura da seção perpendicular à linha neutra	h = 313 mm
Altura efetiva da seção perpendicular à linha neutra	d = 204 mm
Braço de alavanca da seção perpendicular à linha neutra	z = 175 mm



Características da seção

Tipo do componente	t_y [m]	t_z [m]	A [m^2]	I_y [m^4]	I_z [m^4]
Concreto - compressão	0.116	-0.02	0.0815	$9.77 \cdot 10^{-3}$	$1.13 \cdot 10^{-3}$
Concreto - tração	-0.034	$6 \cdot 10^{-3}$	0.279	0.0334	$1.57 \cdot 10^{-3}$
Armadura - compressão	0.082	-0.358	$515 \cdot 10^{-6}$	$97.7 \cdot 10^{-6}$	$3.5 \cdot 10^{-6}$
Armadura - tração	-0.023	0.098	$1.87 \cdot 10^{-3}$	$463 \cdot 10^{-6}$	$8.26 \cdot 10^{-6}$
Todo o concreto	0	0	0.36	0.0432	$2.7 \cdot 10^{-3}$
Todas as barras da arm.	0	0	$2.39 \cdot 10^{-3}$	$561 \cdot 10^{-6}$	$11.8 \cdot 10^{-6}$

Forças em todos os componentes da seção

Tipo do componente	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concreto - compressão	-633	-25	80.5	0.127	-0.04
Concreto - tração	0	0	0	0	0
Armadura - compressão	-10.5	-3.89	0.86	0.083	-0.372
Armadura - tração	643	-16	30.4	-0.047	0.025
Todos em compressão	-643	-28.9	81.3	0.127	-0.045
Todas tracionadas	643	-16	30.4	-0.047	0.025
Resumo	-0.05	-44.9	112		

Resultados detalhados das tensões e deformações nas fibras de concreto

Fibra	Material	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	$ε_{lim}$ [‰]	σ [MPa]	$σ_{lim}$ [MPa]	$ε / ε_{lim}$ [-]	$σ / σ_{lim}$ [-]	Verificação
1	C 25/30	-0.15	-0.6	5.4	0	0	0	0	0	OK
2	C 25/30	0	-0.6	1.81	0	0	0	0	0	OK
3	C 25/30	0.15	-0.6	-1.79	-3.5	-16.7	-16.7	0.51	1	OK
4	C 25/30	0.15	0	-1.63	-3.5	-15.5	-16.7	0.46	0.93	OK
5	C 25/30	0.15	0.6	-1.46	-3.5	-13.9	-16.7	0.42	0.84	OK
6	C 25/30	0	0.6	2.13	0	0	0	0	0	OK
7	C 25/30	-0.15	0.6	5.72	0	0	0	0	0	OK
8	C 25/30	-0.15	0	5.56	0	0	0	0	0	OK

Resultados detalhados das tesnões e deformações nas barras da armadura

Barra	Material	d_s [mm]	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	$ε_{lim}$ [‰]	σ [MPa]	$σ_{lim}$ [MPa]	ε / $ε_{lim}$ [-]	σ / $σ_{lim}$ [-]	Verificação
1	B 500 B	20	-0.08	-0.53	3.74	45	436	466	0.08	0.94	OK
2	B 500 B	20	0	-0.53	1.82	45	365	466	0.04	0.78	OK
3	B 500 B	20	0.08	-0.53	-0.09	-45	-18.3	-466	0	0.04	OK
4	B 500 B	20	-0.08	0.53	4.03	45	436	466	0.09	0.94	OK
5	B 500 B	20	0	0.53	2.11	45	422	466	0.05	0.91	OK
6	B 500 B	20	0.08	0.53	0.19	45	38.7	466	0	0.08	OK
7	B 500 B	8	-0.086	-0.353	3.93	45	436	466	0.09	0.94	OK
8	B 500 B	8	-0.086	-0.177	3.98	45	436	466	0.09	0.94	OK
9	B 500 B	8	-0.086	0	4.03	45	436	466	0.09	0.94	OK
10	B 500 B	8	-0.086	0.177	4.07	45	436	466	0.09	0.94	OK
11	B 500 B	8	-0.086	0.353	4.12	45	436	466	0.09	0.94	OK
12	B 500 B	8	0.086	-0.353	-0.19	-45	-37.6	-466	0	0.08	OK
13	B 500 B	8	0.086	-0.177	-0.14	-45	-28.1	-466	0	0.06	OK
14	B 500 B	8	0.086	0	-0.09	-45	-18.6	-466	0	0.04	OK
15	B 500 B	8	0.086	0.177	-0.05	-45	-9.06	-466	0	0.02	OK
16	B 500 B	8	0.086	0.353	0	45	0.45	466	0	0	OK

Interação V_y+V_z+T

Configurações

Método para o cáclulo das resistências ao cisalhamento: Padrão

Valor limite do ângulo entre o momento fletor e a força cortante resultante para o uso o método padrão: $α_{VM,lim}$ = 15 °

Seção transversal de parede fina equivalente: Seção transversal inserida

O ângulo entre a biela de compressão de concreto e elemento de eixo: Entrada do usuário: $θ_{inp}$ = 25 ° => cot($θ_{inp}$) = 2.14

Forças

Conteúdo da combinação: CO2

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = -44.9 kNm M_{Edz} = 112 kNm V_{Edy} = 179 kN V_{Edz} = 206 kN T_{Ed} = 57.7 kNm

Ângulo do gradiente do plano de deformação

$α_M$ = 179 °

Ângulo da resultante da cortante

$α_V$ = 49 °

Resultante da força cortante

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{179^2 + 206^2} = 272 \text{ kN}$$

Diferenças entre ângulos $α_M$ and $α_V$

$$α_{MV} = \text{abs}(α_M - α_V) = \text{abs}(179 - 49) = 130 °$$

Nota: O ângulo entre o gradiente do plano de deformação e a resultante das forças cortantes é maior do que o limite O método baseado na fórmula de interação (cálculo biaxial cisalhamento) deveria ser utilizado, pois para um ângulo maior do que o limite, o valor d e z recalculados na direção da força cortante rapidamente decrescem

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{α_{cc} \cdot f_{ck}}{γ_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo à tração do concreto

$$f_{ctd} = \frac{α_{ct} \cdot f_{ctk005}}{γ_C} = \frac{1 \cdot 1.8}{1.5} = 1.2 \text{ MPa} \quad (3.15, 3.16)$$

Cálculo do ângulo entre a biela comprimida de concreto e o eixo do elemento

- valor mínimo:

$θ_{min}$ = 21.8° => cot($θ_{min}$) = 2.5 (§6.2.3(2))

- valor máximo:

$θ_{max}$ = 45° => cot($θ_{max}$) = 1 (§6.2.3(2))

- valores de entrada/calculados:

θ = $θ_{inp}$ = 25°, cot(θ) = 2.15

Nota: Cálculo automático do ângulo está desligado, o valor do usuário será considerado.

Verificação de cisalhamento e cálculo das resistências ao cisalhamento

Parâmetros da seção

largura mínima da seção na área em tração

y_{bw} = 233 mm z_{bw} = 268 mm b_w = 300 mm

Nota: Valor b_w é calculado para menor largura da seção transversal na área perpendicular de tração para resultados de armadura de cisalhamento.

Largura mínima da seção transversal entre banzo de tensão e compressão

y_{bw1} = 82.1 mm z_{bw1} = 94.5 mm b_{w1} = 397 mm

Nota: Valor b_{w1} é calculado com menor larugura da seção transversal entre banzo de tração e compressão perpendicular a resultante da força de cisalhamento.

Altura da seção transversal recalculada para direção da força de cisalhamento resultante

h = 1103 mm

Nota: Valor h é calculado como largura da seção transversal no centro de gravidade na direção da força resultante de cisalhamento.

Área da seção transversal de concreto

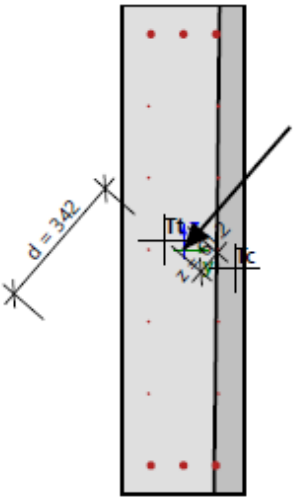
A_c = 0.36 m^2

Altura efetiva recalculada para direção da força de cisalhamento resultante

d = 496 mm

Braçode alavanca de nível de forças internas recalculadas para direção da força de cisalhamento resultante

z = 402 mm



Parâmetros de armadura de cisalhamento

Parâmetros de entrada

Número de ligações de estribo	$n_s = 2$
Diâmetro da armadura	$\phi_s = 10$ mm
Distância centro - ao - centro do estribo na direção longitudinal	$s_{linp} = 0.125$ m
Ângulo de estribo do eixo do elemento	$\alpha_s = 90°$
Resistência característica ao escoamento	$f_{ywk} = 500$ MPa

Área da seção transversal da armadura de cisalhamento

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{10}{2}\right)^2 = 157\ mm^2$$

Espaçamento longitudinal máximo de ligações de cisalhamento

$$s_l = s_{linp} = 125\ mm$$

Área por metro da seção transversal

$$A_{swm} = \frac{A_{sw}}{s_l} = \frac{157 \cdot 10^{-6}}{0.125} = 1257\ mm^2/m$$

Parâmetros de armadura longitudinal

A área da armadura de tração

$$A_{sl} = 1872\ mm^2$$

Cálculo de resistências de cisalhamento

Cálculo de resistência de cisalhamento de elementos sem armadura de cisalhamento

$\sigma_{ct,max} = 6.83$ MPa $\geq f_{ctd} = 1.2$ MPa => seção fissurada na flexão

Cálculo da resistência ao cisalhamento de cálculo do elemento sem arm. de cisalhamento de acordo com capítulo 6.2.2(1).

Coeficiente para altura de seção transversal

$$k = \min\left(1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}}; 2\right) = \min\left(1 + \left(\frac{200}{496}\right)^{\frac{1}{2}}; 2\right) = 1.63 \qquad (§6.2.2(1))$$

Taxa de armadura geométrica

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; 0.02\right) = \min\left(\frac{1.87 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.496}; 0.02\right) = 0.0126 \qquad (§6.2.2(1))$$

Tensão axial de seção transversal

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{-0}{0.36}; 0.2 \cdot 16.7\right) = 0\ MPa \qquad (§6.2.2(1))$$

Outros coeficientes

$C_{Rdc} = 0.12$ $v_{min} = 0.366$ MPa $k_1 = 0.15$

Cálculo de resistência ao cisalhamento de cálculo

$$V_{Rdc} = 10^6 \cdot \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \qquad (6.2.a)$$

$$= 10^6 \cdot \left(0.12 \cdot 1.63 \cdot \left(100 \cdot 0.0126 \cdot 25\right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0\right) \cdot 0.3 \cdot 0.496 = 92\ kN$$

$$V_{Rdcmin} = 10^6 \cdot \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \qquad (6.2.b)$$

$$= 10^6 \cdot \left(0.366 + 0.15 \cdot 0\right) \cdot 0.3 \cdot 0.496 = 54\ kN$$

$$V_{Rdc} = \max\left(V_{Rdc}; V_{Rdcmin}; 0\right) = \max\left(92196; 54471; 0\right) = 92\ kN$$

Nota: Cálculo de armadura de cisalhamento de elemento sem armadura de cisalhamento foi calculado de acordo com cláusula 6.2.2(1), porque seção é fissurada na flexão no ELU ou seção não está carregada com força normal e momentos fletores.

Cálculo de resistência de cisalhamento em elementos com armadura de cisalhamento

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Cálculo de resistência de cisalhamento em elementos com armadura de cisalhamento

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \text{cotg}(\theta) = \frac{157 \cdot 10^{-6}}{0.13} \cdot 0.402 \cdot 435 \cdot 10^{6} \cdot \text{cotg}(25) = 471 \text{ kN} \qquad (6.8)$$

Valor de cálculo da força de cisalhamento máxima que pode ser sutentada pelo elemento

Fator de redução da resistência para o concreto fissurado em cisalhamento - valor ν

$$\nu = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.54 \qquad (6.6N)$$

Fator de redução da resistência do concreto fissurado no cisalhamento - valor ν_1

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{-0}{0.36}; 0.2 \cdot 16.7\right) = 0 \text{ MPa}$$

$$\nu_1 = 0.6 \qquad (6.10.aN)$$

Coeficiente que considera os estados de tensões na biela comprimida

$\alpha_{cw} = 1$ (para elementos não protendidos) (§6.2.3(3)N3)

Valor de cálculo da força de cisalhamento máxima que pode ser sutentada pelo elemento

$$V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w1} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\left(\text{cotg}(\theta) + \text{tg}(\theta)\right)} = \frac{1 \cdot 0.397 \cdot 0.402 \cdot 0.6 \cdot 16.7 \cdot 10^{6}}{\left(\text{cotg}(25) + \text{tg}(25)\right)} = 612 \text{ kN} \qquad (6.9)$$

Força de cisalhamento máxima próximo do apoio (sem usar fator β)

$$V_{Edmax} = 0.5 \cdot b_{w1} \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 0.397 \cdot 0.496 \cdot 0.54 \cdot 16.7 \cdot 10^{6} = 887 \text{ kN} \qquad (6.5)$$

Resistência de cisalhamento do elemento

$$V_{Rd} = \min\left(V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}; V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td}; V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td}\right) = \min\left(471 + 0 + 0; 612 + 0 + 0; 887 + 0 + 0\right) = 471 \text{ kN}$$

Verificação a cortante

Verificação V_{Rdmax}

$V_{Ed} = 272 \text{ kN} \leq V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td} = 612 \text{ kN}$

Nota: A verificação é satosfeita para esmagamento da biela de compressão ($V_{Ed} \leq V_{Rd,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Verificação V_{Edmax}

$V_{Ed} = 272 \text{ kN} \leq V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td} = 887 \text{ kN}$

Nota: A verficação satisfeita para força de cisalhamento próxima do suporte ($V_{Ed} \leq V_{Ed,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Verificação V_{Rdc} eV_{Rds}

$V_{Ed} = 272\text{kN} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td} = 471 \text{ kN}$

Nota: A verificação é satisfeita para armadura de cisalhamento ($V_{Ed} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}$).

Fator de verificação

$$UC = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{272 \text{ kN}}{471 \text{ kN}} = 0.579$$

Verificação da torção e cálculo das resistências à torção

Área total da seção transversal

$A_c = 360000\ mm^2$

Área total da seção transversal

$u_c = 3000\ mm$

A área da armadura longitudinal para torção

$A_{sl} = 2388\ mm^2$

A distância mínima entre barras de arm. dentro do estribo para torção e a borda da seção transversal

$a_{sl} = 64\ mm$

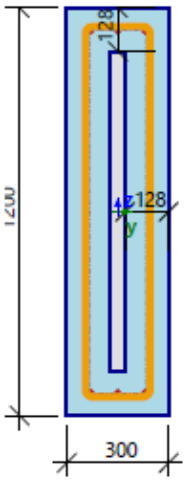
Espessura da parede efetivo

$$t_{ef} = \max\left(\frac{A_c}{u_c}; 2 \cdot a_{sl}\right) = \max\left(\frac{360000}{3000}; 2 \cdot 64\right) = 128\ mm \qquad (§6.3.2(1))$$

Nota: Parâmetros para torção [valor A_k e u_k] são calculados para um seção de parede fina equivalente que é criada a partir da seção inserida.

Parâmetros de armadura de cisalhemaneto/torção

Parâmetros de entrada



Diâmetro $\phi_{st} = 10\ mm$

Ângulo de estribo do eixo do elemento $\alpha_{st} = 90\ °$

Resistência característica ao escoamento $f_{ywtk} = 500\ MPa$

Área da seção transversal da armadura de cisalhamento

$$A_{swt} = \pi \cdot \left(\frac{\phi_{st}}{2}\right)^2 = 3.14 \cdot \left(\frac{10}{2}\right)^2 = 78.5\ mm^2$$

Espaçamento longitudinal máximo de ligações de cisalhamento $s_{lt} = 125\ mm$

Área da seção transversal da armadura de cisalhamento por metro

$$A_{swtm} = \frac{A_{swt}}{s_{lt}} = \frac{78.5}{125} = 628\ mm^2/m$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura de cisalhamento

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywtk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435\ MPa$$

Cálculo de resistências à torção

Momento torsor de fissuração de cálculo

$$T_{Rdc} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef} \cdot A_k = 2 \cdot 1.2 \cdot 128 \cdot 184384 = 56.6 \text{ kNm}$$

Resistência do momento torsor de cálculo de armadura de torção

$$T_{Rds} = 2 \cdot A_k \cdot \frac{A_{swt}}{s_{lt}} \cdot f_{ywd} \cdot \text{cotg}(\theta) = 2 \cdot 184384 \cdot \frac{78.5}{125} \cdot 435 \cdot \text{cotg}(25) = 216 \text{ kNm}$$

Resistência ao momento torsor de cálculo máxima

Fator de redução da resistência para o concreto fissurado em cisalhamento - valor ν

$$\nu = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.54 \qquad (6.6N)$$

$$\nu_1 = 0.6 \qquad (6.10aN)$$

Coeficiente que considera os estados de tensões na biela comprimida

$$\alpha_{cw} = 1 \quad \text{(para elementos não protendidos)} \qquad (§6.2.3(3)N3)$$

Resistência ao momento torsor de cálculo máxima

$$T_{Rdmax} = 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \cos(\theta) \cdot \sin(\theta)$$
$$= 2 \cdot 0.54 \cdot 1 \cdot 16.7 \cdot 184384 \cdot 128 \cdot \cos(25) \cdot \sin(25) = 163 \text{ kNm}$$

Resistência ao momento torsor do elemento

$$T_{Rd} = \min(T_{Rds}; T_{Rdmax}) = \min(216; 163) = 163 \text{ kNm}$$

Força de torção adicional

Tensão adicional de cálculo

$$\sigma_{sd} = \frac{\text{abs}(T_{Ed}) \cdot u_k \cdot \text{cotg}(\theta)}{2 \cdot A_k \cdot A_{sl}} = \frac{\text{abs}(57.7) \cdot 2488 \cdot \text{cotg}(25)}{2 \cdot 184384 \cdot 2388} = 350 \text{ MPa} \qquad (6.28)$$

Resistência ao escoamento de cálculo

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Força de tensão adicional de cálculo

$$F_{sd} = \sigma_{sd} \cdot A_{sl} = 350 \cdot 2388 = 835 \text{ kN}$$

Força de cálculo máxima

$$F_{sdmax} = f_{yd} \cdot A_{sl} = 435 \cdot 2388 = 1038 \text{ kN}$$

Verificação de torção

Verificação de T_{Rdmax}

$$T_{Ed} = 57.7 \text{ kNm} \le T_{Rdmax} = 163 \text{ kNm}$$

Nota: A verificação é satisfeita para esmagamento da biela de compressão ($T_{Ed} < T_{Rd,max}$).

Verificação de T_{Rdc} e T_{Rds}

$$T_{Ed} = 57.7 \text{ kNm} < T_{Rds} = 216 \text{ kNm}$$

Nota: A verificação é satisfeita para armadura de cisalhamento ($T_{Ed} < T_{Rds}$).

Verifique F_{sdmax}

$$F_{sd} = 835 \text{ kN} \le F_{sdmax} = 1038 \text{ kN}$$

Nota: A verificação para a força de tração adicional nas armaduras longitudinais foi aprovada.

Fator de verificação

$$UC = \max\left(\frac{\text{abs}(T_{Ed})}{T_{Rd}}, \frac{F_{sd}}{F_{sdmax}}\right) = \max\left(\frac{\text{abs}(57.7 \text{ kNm})}{163 \text{ kNm}}, \frac{835 \text{ kN}}{1038 \text{ kN}}\right) = 0.804$$

Verificação da interação Vy+Vz+T

Verificação da interação Vy+Vz+T (concreto)

Verificação da equação $(T_{Ed}/T_{Rdmax})+(V_{Ed}/V_{Rdmax})$

$$\left(\frac{abs(T_{Ed})}{T_{Rdmax}}\right)+\left(\frac{abs(V_{Ed})}{V_{Rdmax}}\right)=\left(\frac{abs(57.7)}{163}\right)+\left(\frac{abs(272)}{612}\right)=0.8\le 1 \qquad (6.29)$$

Nota: Verificação de interação $V_y + V_z + T$ para esmagamento da biela de compressão foi satisfeita.

Verificação da equação $(T_{Ed}/T_{Rdc})+(V_{Ed}/V_{Rdc})$

$$\left(\frac{abs(T_{Ed})}{T_{Rdc}}\right)+\left(\frac{abs(V_{Ed})}{V_{Rdc}}\right)=\left(\frac{abs(57.7)}{56.6}\right)+\left(\frac{abs(272)}{92.2}\right)=3.97>1 \text{ and } A_{sw}>0 \qquad (6.31)$$

Nota: Forças cortantes e momentos torsores não podem ser suportados pelo concreto, armadura de cisalhamento é necessária.

Fator de verificação

$UC_{int.con} = 0.8$

Verificação da interação Vy+Vz+T (armadura de cisalhamento)

Tensão de cálculo

$$\sigma_{swd}=\left(\frac{abs(T_{Ed})}{2\cdot A_k}+\frac{V_{Ed}}{n_s\cdot z}\right)\cdot\left(\frac{s_{lt}}{A_{swt}\cdot cotg(\theta)}\right)=\left(\frac{abs(57.7)}{2\cdot 184384}+\frac{272}{2\cdot 402}\right)\cdot\left(\frac{125}{78.5\cdot cotg(25)}\right)=368 \text{ MPa}$$

Resistência ao escoamento de cálculo

$$f_{ywd}=\frac{f_{ywk}}{\gamma_S}=\frac{500}{1.15}=435 \text{ MPa}$$

$\sigma_{swd} = 368$ MPa $< f_{ywd} = 435$ MPa

Nota: Verificação de interação $V_y + V_z + T$ para armaduras de cisalhamento é satisfeita.

Fator de verificação

$$UC_{int.shear}=\frac{\sigma_{swd}}{f_{ywd}}=\frac{368}{435}=0.846$$

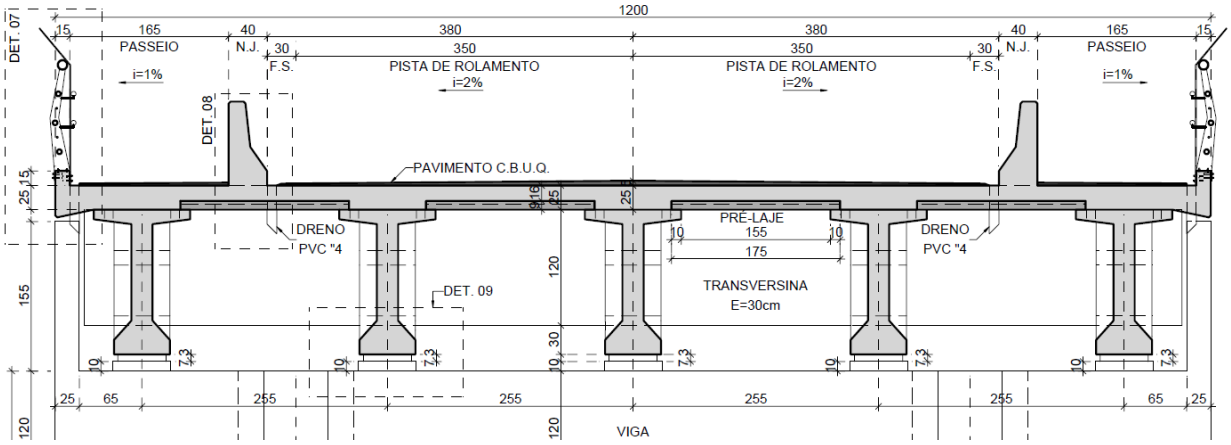
Fator de verificação total da interação

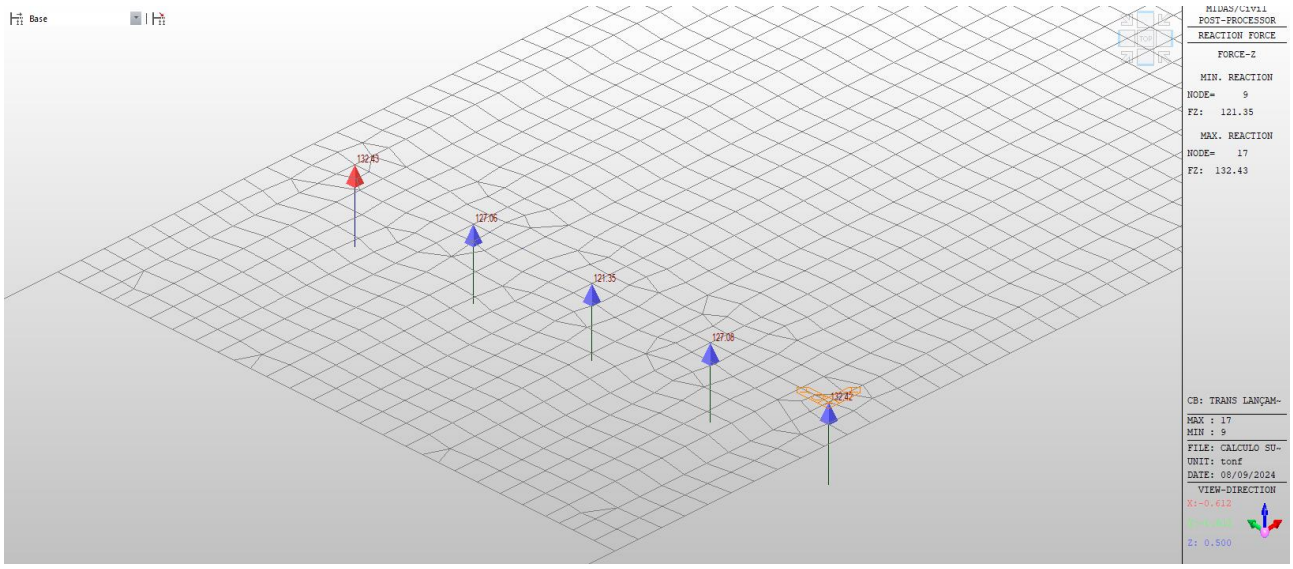
$$UC_{int}=max(UC_{int.con};UC_{int.shear})=max(0.8;0.846)=0.846$$

Valor total do fator de verificação

$$UC=max(UC_{shear};UC_{tor};UC_{int.con};UC_{int.shear})=max(0.579;0.804;0.8;0.846)=0.846$$

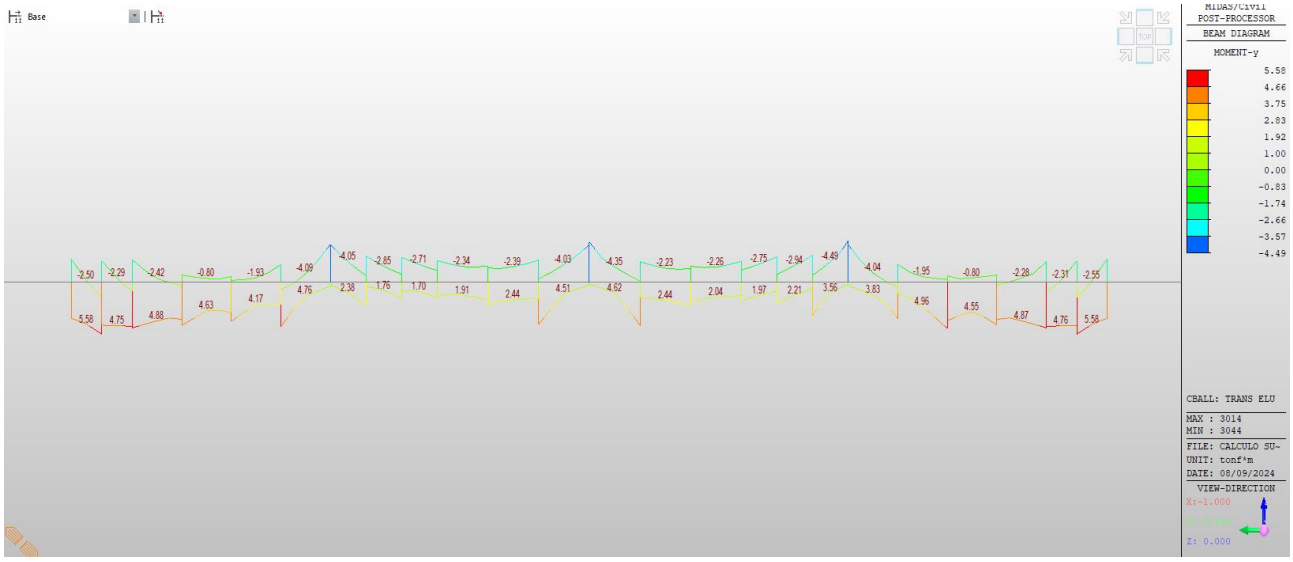
1.17 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS – NOS APOIOS PARA TROCA DOS APARELHOS DE NEOPRENE FRETADO





1.17.1 ESFORÇOS SOLICITANTES TRANSVERSINA

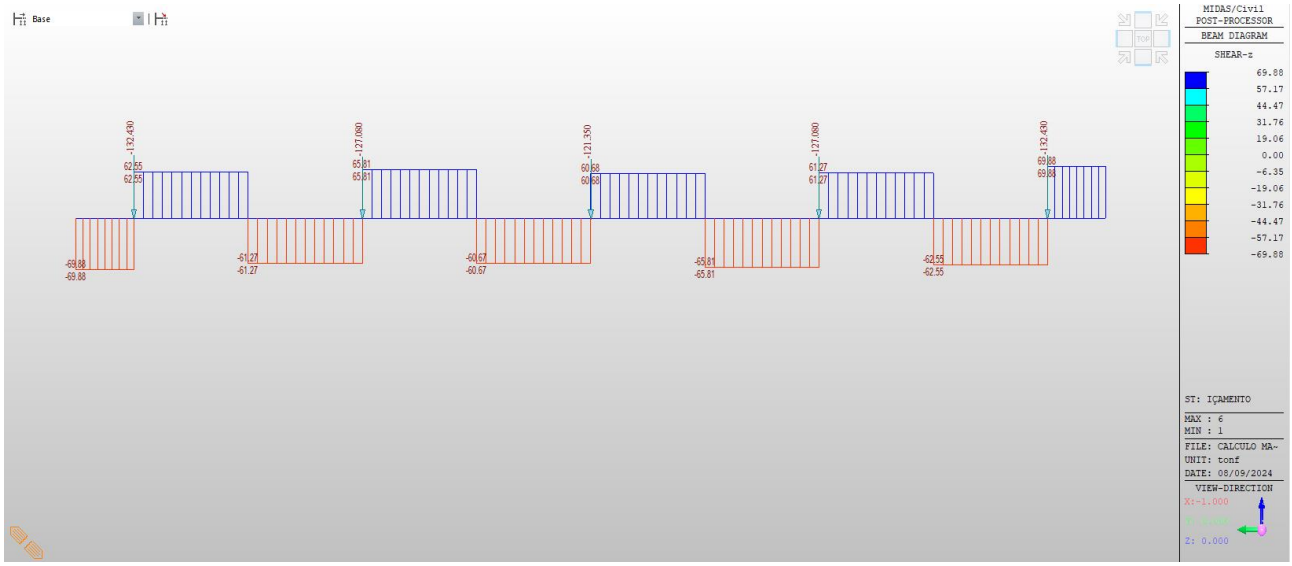
1.17.1.1 MOMENTO FLETOR DEVIDO AO CARREGAMENTO IÇAMENTO



$Md_{Positivo} = 45{,}42\ tf * m.$

$Md_{Negativo} = 40{,}11 tf * m.$

1.17.1.2 ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS CORTANTES CARREGAMENTO IÇAMENTO



$Vsd = 69{,}88\ tf$

1.17.1.3 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS DAS TRANSVERSINAS

Todas os esforços apresentados já estão com seus devidos coeficiente de ponderação.

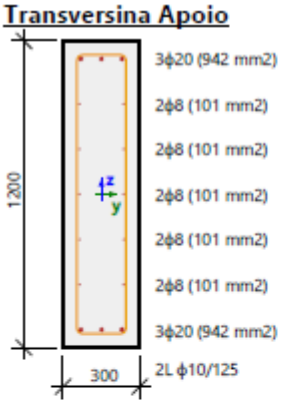
Esforços de momento Pos. $My – 45{,}42\ tonf * m$

Esforços de momento Neg. $My –\ 40{,}11\ tonf * m$

Esforços cortante $Fz –\ 69{,}88\ tonf$

1.17.2 DIMENSIONAMENTO

Transversina Apoio



Configurações de cálculo

EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11	EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008
Tipo de elemento	Viga Verificação
Comprimento do elemento	12 m
Classes de ambiente	XC1

Materiais

Concreto	C 25/30
Arm. longitudinal	B 500 B
Armadura de cisalhamento	B 500 B

Resumo de Cálculo

Verificação	Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Edy,rec}$ [kNm]	$M_{Edz,rec}$ [kNm]	Fatores verificação	Status
N+My+Mz - Diagrama	ELU / 1	0	0	685	0	445	0	0,76	OK
N+My+Mz - Resposta	ELU / 1	0	0	685	0	445	0	0,87	OK
Interação V+T	ELU / 2	0	0	685	0	-393	0	0,61	OK

Cobrimento

Cobrimento mínimo devido às necessidades de aderência

$c_{min,b,l} = 20$ mm

$c_{min,b,s} = 10$ mm

$c_{min,b} = \max(c_{min,b,l} - \phi_s; c_{min,b,s}) = \max(20 - 10; 10) = 10$ mm §4.4.1.2(3)

Cobrimento mínimo devido às condições ambientais: XC1, XD0, XS0, XF0, XA0

Classe estrutural S4

$c_{min,dur} = 15$ mm §4.4.1.2(5)

Elemento de segurança aditivo

$\Delta c_{dur,y} = 0$ mm §4.4.1.2(6)

Redução do cobrimento mínimo pelo o uso de aço inoxidável

$\Delta c_{dur,st} = 0$ mm §4.4.1.2(7)

Redução do cobrimento mínimo por causa de proteção adicional

$\Delta c_{dur,add} = 0$ mm §4.4.1.2(8)

Cobrimento de concreto mínimo

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) = \max(10; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15$ mm (4.2)

Tolerância no projeto por causa do desvio

$\Delta c_{dev} = 10$ mm §4.4.1.3(1)

Cobrimento de concreto necessário

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25$ mm §4.4.1.3(1)

Coeficiente de fluência

Configurações de cálculo

A idade do concreto na hora do carregamento $t_0 = 28$ dias

A idade no momento considerado $t = 18250$ dias

Umidade relativa RH = 50 %

Características do material

Classe do cimento R

O coeficiente depende do tipo de cimento $s = 0.2$

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t

$\beta_{cc(t)} = 1.21$ (3.2)

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t_0

$$\beta_{cc(t0)} = e^{\left(s\cdot\left(1-\sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right)} = 2.72^{\left(0.2\cdot\left(1-\sqrt{\frac{28}{28}}\right)\right)} = 1 \qquad (3.2)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade fcm(t)

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)}\cdot f_{cm} = 1.21\cdot 33 = 40\ \text{MPa} \qquad (3.1)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade do carregamento fcm(t_0)

$$f_{cm(t0)} = \beta_{cc(t0)}\cdot f_{cm} = 1\cdot 33 = 33\ \text{MPa} \qquad (3.1)$$

Características da seção

Área da seção transversal de concreto $A_c = 0.36\ m^2$

Perímetro da parte que está exposta a secagem $u = 3\ m$

O tamanho fictício $h_0 = \frac{2\cdot A_c}{u} = \frac{2\cdot 0.36}{3} = 240\ \text{mm}$

Cálculo do coeficiente de fluência EN1992-1-1

Os coeficientes a serem considerarem a influência da resistência do concreto

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.7} = 1.04 \qquad (B.8c)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.2} = 1.01 \qquad (B.8c)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.5} = 1.03 \qquad (B.8c)$$

Os coeficientes que dependem da umidade relativa e do tamanho do elemento fictício

$$\beta_H = \min\left(1.5\cdot\left(1+\left(0.012\cdot RH\right)^{18}\right)\cdot h_0\cdot 1000 + 250;1500\right) \qquad (B.8a)$$

$$= \min\left(1.5\cdot\left(1+\left(0.012\cdot 50\right)^{18}\right)\cdot 0.24\cdot 1000 + 250;1500\right) = 610$$

O coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento

$$\beta_{c(t,t0)} = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{18250-28}{610+18250-28}\right)^{0.3} = 0.99 \qquad (B.7)$$

O efeito do tipo de cimento no coeficiente de fluência

$$t_{0,c} = \max\left(t_0\cdot\left(\left(\frac{9}{2+t_0^{1.2}}+1\right)\right)^{\alpha};0.5\right) = \max\left(28\cdot\left(\left(\frac{9}{2+28^{1.2}}+1\right)\right)^{1};0.5\right) = 32.5\ \text{dias} \qquad (B.9)$$

O coeficiente da idade do concreto no carregamento

$$\beta_{(t,t0)} = \frac{1}{\left(0.1+\left(t_{0,c}\right)^{0.2}\right)} = \frac{1}{\left(0.1+\left(32.5\right)^{0.2}\right)} = 0.4749 \qquad (B.5)$$

O coeficiente da resistência do concreto

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{33}} = 2.9245 \qquad (B.4)$$

O coeficiente da umidade relativa

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1-RH}{0.1\cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1 + \frac{1-0.5}{0.1\cdot 240^{\frac{1}{3}}} = 1.8046 \qquad (B.3a)$$

O coeficiente da fluência fictícia

$$\phi_0 = \phi_{RH}\cdot\beta_{(fcm)}\cdot\beta_{(t0)} = 1.8046\cdot 2.9245\cdot 0.4749 = 2.5063 \qquad (B.2)$$

O coeficiente de fluência

$$\phi_{(t,t0)} = \phi_0\cdot\beta_{c(t,t0)} = 2.5063\cdot 0.99 = 2.4817 \qquad (B.1)$$

Capacidade N+My+Mz - Diagrama

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}\cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1\cdot 25}{1.5} = 16.7\ \text{MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435\ \text{MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

$N_{Ed} = 0\ kN$ $M_{Edy} = 445\ kNm$ $M_{Edz} = 0\ kNm$

Dados de entrada para a geração dos diagramas de interação

Método de verificação do diagrama de interação	N_uM_u
Divisão de deformações verticais	300
Número de cortes verticais	180
Valor resultante do momento fletor	M_{res} = 445 kNm
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção M_y no plano horizontal M_y-M_z	α_{MyMz} = 180 °
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção N no plano vertical N-M_{res}	α_{NM} = 0 °

Cálculo das resistências

Resistências na direção positiva N_{Rd+} = 0 kN M_{Rdy+} = 587 kNm M_{Rdz+} = 0 kNm

Resistências na direção negativa N_{Rd-} = 0 kN M_{Rdy-} = -587 kNm M_{Rdz-} = 0 kNm

Resumo da verificação

Forças: N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 445 kNm M_{Edz} = 0 kNm

Resistência: N_{Rd} = 0 kN M_{Rdy} = 587 kNm M_{Rdz} = 0 kNm

Cálculo do fator de verificação:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{0^2 + 445^2 + 0^2}}{\sqrt{0^2 + 587^2 + 0^2}} = 0.759 \quad <= 1 \quad \text{OK}$$

Diagrama de interação 3D - Seção vertical N-M_y

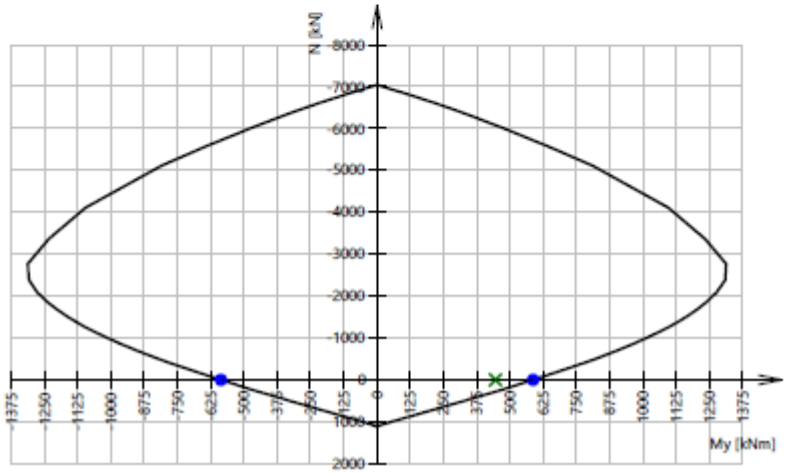
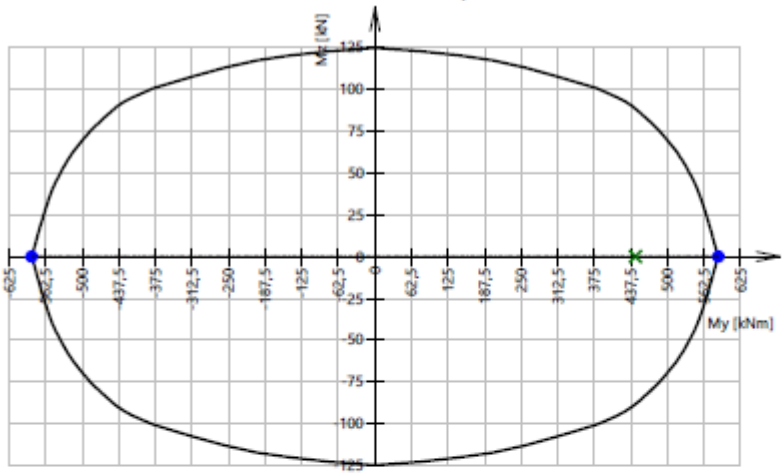


Diagrama de interação 3D - Seção horizontal M_y-M_z



Capacidade N+My+Mz - Resposta

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

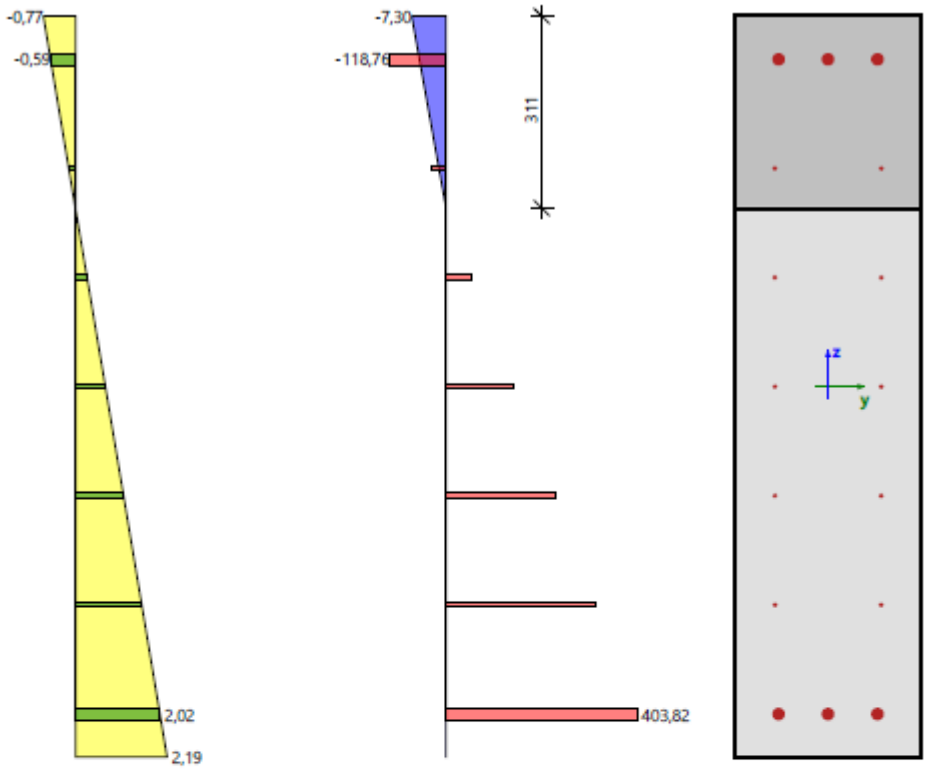
Content of combination: CO1

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 445 kNm M_{Edz} = 0 kNm

Resumo da verificação

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Verificação deformação [-]	Verificação tensão [-]	Fator de verif.[-]	Limite [-]	Status
Concreto	5	-0.766	-7.3	0,22	0,44	0,87	1	OK
Arm.	1	2.02	404	0,04	0,87			

Distribuição da tensão e da deformação

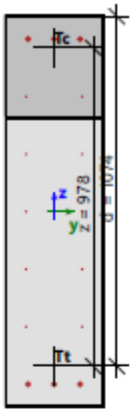


Valores extremos da tensão/deformação em componente

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Fator de verif.[-]	Status
Concreto - compressão	5	-0.766	-3.5	-7.3	-16.7	0,44	OK
Concreto - tração	1	2.19	0	0	0	0,00	OK
Armadura - compressão	4	-0.594	-45	-119	-466	0,25	OK
Armadura - tração	1	2.02	45	404	466	0,87	OK

Plano de deformação

Deformação no centro de gravidade	ε_x = 0.713 ‰
Curvatura ao redor do eixo (y)	ε_y = -2.47 ‰
Curvatura ao redor do eixo (z)	ε_z = 0 ‰
Altura da zona comprimida	x = 311 mm
Altura equilibrada da zona de compressão	x_{bal} = 645 mm
Altura limite da zona de compressão	x_{lim} = 78 mm
Inclinação da linha neutra	α_{NA} = 0 °
Altura da seção perpendicular à linha neutra	h = 1200 mm
Altura efetiva da seção perpendicular à linha neutra	d = 1074 mm
Braço de alavanca da seção perpendicular à linha neutra	z = 978 mm



Características da seção

Tipo do componente	t_y [m]	t_z [m]	A [m²]	I_y [m⁴]	I_z [m⁴]
Concreto - compressão	0	0.445	0.0933	0.0192	$699 \cdot 10^{-6}$
Concreto - tração	0	-0.155	0.267	0.024	$2 \cdot 10^{-3}$
Armadura - compressão	0	0.513	$1.04 \cdot 10^{-3}$	$277 \cdot 10^{-6}$	$4.76 \cdot 10^{-6}$
Armadura - tração	0	-0.398	$1.35 \cdot 10^{-3}$	$284 \cdot 10^{-6}$	$7 \cdot 10^{-6}$
Todo o concreto	0	0	0.36	0.0432	$2.7 \cdot 10^{-3}$
Todas as barras da arm.	0	0	$2.39 \cdot 10^{-3}$	$561 \cdot 10^{-6}$	$11.8 \cdot 10^{-6}$

Forças em todos os componentes da seção

Tipo do componente	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concreto - compressão	-340	169	0	0	0.496
Concreto - tração	0	0	0	0	0
Armadura - compressão	-115	60.4	0	0	0.525
Armadura - tração	455	216	0	0	-0.474
Todos em compressão	-455	229	0	0	0.504
Todas tracionadas	455	216	0	0	-0.474
Resumo	-0.03	445	0		

Resultados detalhados das tensões e deformações nas fibras de concreto

Fibra	Material	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	$ε_{lim}$ [‰]	σ [MPa]	$σ_{lim}$ [MPa]	$ε / ε_{lim}$ [-]	$σ / σ_{lim}$ [-]	Verificação
1	C 25/30	-0.15	-0.6	2.19	0	0	0	0	0	OK
2	C 25/30	0	-0.6	2.19	0	0	0	0	0	OK
3	C 25/30	0.15	-0.6	2.19	0	0	0	0	0	OK
4	C 25/30	0.15	0	0.71	0	0	0	0	0	OK
5	C 25/30	0.15	0.6	-0.77	-3.5	-7.3	-16.7	0.22	0.44	OK
6	C 25/30	0	0.6	-0.77	-3.5	-7.3	-16.7	0.22	0.44	OK
7	C 25/30	-0.15	0.6	-0.77	-3.5	-7.3	-16.7	0.22	0.44	OK
8	C 25/30	-0.15	0	0.71	0	0	0	0	0	OK

Resultados detalhados das tesnões e deformações nas barras da armadura

Barra	Material	d_s [mm]	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\varepsilon / \varepsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Verificação
1	B 500 B	20	-0.08	-0.53	2.02	45	404	466	0.04	0.87	OK
2	B 500 B	20	0	-0.53	2.02	45	404	466	0.04	0.87	OK
3	B 500 B	20	0.08	-0.53	2.02	45	404	466	0.04	0.87	OK
4	B 500 B	20	-0.08	0.53	-0.59	-45	-119	-466	0.01	0.25	OK
5	B 500 B	20	0	0.53	-0.59	-45	-119	-466	0.01	0.25	OK
6	B 500 B	20	0.08	0.53	-0.59	-45	-119	-466	0.01	0.25	OK
7	B 500 B	8	-0.086	-0.353	1.58	45	317	466	0.04	0.68	OK
8	B 500 B	8	-0.086	-0.177	1.15	45	230	466	0.03	0.49	OK
9	B 500 B	8	-0.086	0	0.71	45	143	466	0.02	0.31	OK
10	B 500 B	8	-0.086	0.177	0.28	45	55.4	466	0.01	0.12	OK
11	B 500 B	8	-0.086	0.353	-0.16	-45	-31.7	-466	0	0.07	OK
12	B 500 B	8	0.086	-0.353	1.58	45	317	466	0.04	0.68	OK
13	B 500 B	8	0.086	-0.177	1.15	45	230	466	0.03	0.49	OK
14	B 500 B	8	0.086	0	0.71	45	143	466	0.02	0.31	OK
15	B 500 B	8	0.086	0.177	0.28	45	55.4	466	0.01	0.12	OK
16	B 500 B	8	0.086	0.353	-0.16	-45	-31.7	-466	0	0.07	OK

Interação V_y+V_z+T

Configurações

Método para o cáculo das resistências ao cisalhamento: Padrão

Valor limite do ângulo entre o momento fletor e a força cortante resultante para o uso o método padrão: $\alpha_{VM,lim} = 15°$

Seção transversal de parede fina equivalente: Seção transversal inserida

O ângulo entre a biela de compressão de concreto e elemento de eixo: Entrada do usuário: $\theta_{inp} = 25° \Rightarrow \cot(\theta_{inp}) = 2.14$

Forças

Conteúdo da combinação: CO2

$N_{Ed} = 0$ kN $M_{Edy} = -393$ kNm $M_{Edz} = 0$ kNm $V_{Edy} = 0$ kN $V_{Edz} = 685$ kN $T_{Ed} = 0$ kNm

Ângulo do gradiente do plano de deformação

$\alpha_M = 90°$

Ângulo da resultante da cortante

$\alpha_V = 90°$

Resultante da força cortante

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + 685^2} = 685 \text{ kN}$$

Diferenças entre ângulos α_M and α_V

$$\alpha_{MV} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(90 - 90) = 0°$$

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo à tração do concreto

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk005}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 1.8}{1.5} = 1.2 \text{ MPa} \qquad (3.15, 3.16)$$

Cálculo do ângulo entre a biela comprimida de concreto e o eixo do elemento

- valor mínimo:

$\theta_{min} = 21.8° \Rightarrow \cot(\theta_{min}) = 2.5$ (§6.2.3(2))

- valor máximo:

$\theta_{max} = 45° \Rightarrow \cot(\theta_{max}) = 1$ (§6.2.3(2))

- valores de entrada/calculados:

$\theta = \theta_{inp} = 25°$, $\cot(\theta) = 2.15$

Nota: Cálculo automático do ângulo está desligado, o valor do usuário será considerado.

Verificação de cisalhamento e cálculo das resistências ao cisalhamento

Parâmetros da seção

largura mínima da seção na área em tração

$y_{bw} = 0$ mm $z_{bw} = 289$ mm $b_w = 300$ mm

Nota: Valor b_w é calculado para menor largura da seção transversal na área perpendicular de tração para resultados de armadura de cisalhamento.

Largura mínima da seção transversal entre banzo de tensão e compressão

$y_{bw1} = 0$ mm $z_{bw1} = 504$ mm $b_{w1} = 300$ mm

Nota: Valor b_{w1} é calculado com menor larugura da seção transversal entre banzo de tração e compressão perpendicular a resultante da força de cisalhamento.

Altura da seção transversal recalculada para direção da força de cisalhamento resultante

$h = 1200$ mm

Nota: Valor h é calculado como largura da seção transversal no centro de gravidade na direção da força resultante de cisalhamento.

Área da seção transversal de concreto

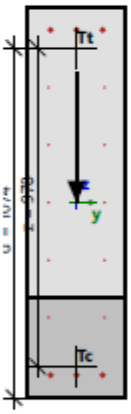
$A_c = 0.36\ m^2$

Altura efetiva recalculada para direção da força de cisalhamento resultante

$d = 1074$ mm

Braçode alavanca de nível de forças internas recalculadas para direção da força de cisalhamento resultante

$z = 978$ mm



Parâmetros de armadura de cisalhamento

Parâmetros de entrada

Número de ligações de estribo	$n_s = 2$
Diâmetro da armadura	$\phi_s = 10$ mm
Distância centro - ao - centro do estribo na direção longitudinal	$s_{inp} = 0.125$ m
Ângulo de estribo do eixo do elemento	$\alpha_s = 90°$
Resistência característica ao escoamento	$f_{ywk} = 500$ MPa

Área da seção transversal da armadura de cisalhamento

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{10}{2}\right)^2 = 157\ mm^2$$

Espaçamento longitudinal máximo de ligações de cisalhamento

$s_l = s_{inp} = 125$ mm

Área por metro da seção transversal

$$A_{swm} = \frac{A_{sw}}{s_l} = \frac{157 \cdot 10^{-6}}{0.125} = 1257\ mm^2/m$$

Parâmetros de armadura longitudinal

A área da armadura de tração

$A_{sl} = 1345\ mm^2$

Cálculo de resistências de cisalhamento

Cálculo de resistência de cisalhamento de elementos sem armadura de cisalhamento

$\sigma_{ct,max} = 5.46\ MPa \geq f_{ctd} = 1.2\ MPa$ => seção fissurada na flexão

Cálculo da resistência ao cisalhamento de cálculo do elemento sem arm. de cisalhamento de acordo com capítulo 6.2.2(1).

Coeficiente para altura de seção transversal

$$k = \min\left(1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}}; 2\right) = \min\left(1 + \left(\frac{200}{1074}\right)^{\frac{1}{2}}; 2\right) = 1.43 \qquad (\S 6.2.2(1))$$

Taxa de armadura geométrica

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; 0.02\right) = \min\left(\frac{1.34 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 1.07}; 0.02\right) = 4.17 \cdot 10^{-3} \qquad (\S 6.2.2(1))$$

Tensão axial de seção transversal

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{-0}{0.36}; 0.2 \cdot 16.7\right) = 0\ MPa \qquad (\S 6.2.2(1))$$

Outros coeficientes

$C_{Rdc} = 0.12 \quad v_{min} = 0.3\ MPa \quad k_1 = 0.15$

Cálculo de resistência ao cisalhamento de cálculo

$$V_{Rdc} = 10^6 \cdot \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \qquad (6.2.a)$$

$$= 10^6 \cdot \left(0.12 \cdot 1.43 \cdot \left(100 \cdot 4.17 \cdot 10^{-3} \cdot 25\right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0\right) \cdot 0.3 \cdot 1.07 = 121\ kN$$

$$V_{Rdcmin} = 10^6 \cdot \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \qquad (6.2.b)$$

$$= 10^6 \cdot \left(0.3 + 0.15 \cdot 0\right) \cdot 0.3 \cdot 1.07 = 97\ kN$$

$$V_{Rdc} = \max\left(V_{Rdc}; V_{Rdcmin}; 0\right) = \max\left(120966; 96604; 0\right) = 121\ kN$$

Nota: Cálculo de armadura de cisalhamento de elemento sem armadura de cisalhamento foi calculado de acordo com cláusula 6.2.2(1), porque seção é fissurada na flexão no ELU ou seção não está carregada com força normal e momentos fletores.

Cálculo de resistência de cisalhamento em elementos com armadura de cisalhamento

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Cálculo de resistência de cisalhamento em elementos com armadura de cisalhamento

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \text{cotg}(\theta) = \frac{157 \cdot 10^{-6}}{0.13} \cdot 0.978 \cdot 435 \cdot 10^6 \cdot \text{cotg}(25) = 1146 \text{ kN} \quad (6.8)$$

Valor de cálculo da força de cisalhamento máxima que pode ser sutentada pelo elemento

Fator de redução da resistência para o concreto fissurado em cisalhamento - valor v

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.54 \quad (6.6N)$$

Fator de redução da resistência do concreto fissurado no cisalhamento - valor v_1

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{-0}{0.36}; 0.2 \cdot 16.7\right) = 0 \text{ MPa}$$

$$v_1 = 0.6 \quad (6.10.aN)$$

Coeficiente que considera os estados de tensões na biela comprimida

$\alpha_{cw} = 1$ (para elementos não protendidos) (§6.2.3(3)N3)

Valor de cálculo da força de cisalhamento máxima que pode ser sutentada pelo elemento

$$V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w1} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\text{cotg}(\theta) + \text{tg}(\theta))} = \frac{1 \cdot 0.3 \cdot 0.978 \cdot 0.6 \cdot 16.7 \cdot 10^6}{(\text{cotg}(25) + \text{tg}(25))} = 1124 \text{ kN} \quad (6.9)$$

Força de cisalhamento máxima próximo do apoio (sem usar fator β)

$$V_{Edmax} = 0.5 \cdot b_{w1} \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 0.3 \cdot 1.07 \cdot 0.54 \cdot 16.7 \cdot 10^6 = 1450 \text{ kN} \quad (6.5)$$

Resistência de cisalhamento do elemento

$$V_{Rd} = \min(V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}; V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td}; V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td}) = \min(1146 + 0 + 0; 1124 + 0 + 0; 1450 + 0 + 0) = 1124 \text{ kN}$$

Verificação a cortante

Verificação V_{Rdmax}

$V_{Ed} = 685 \text{ kN} \le V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td} = 1124 \text{ kN}$

Nota: A verificação é satosfeita para esmagamento da biela de compressão ($V_{Ed} \le V_{Rd,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Verificação V_{Edmax}

$V_{Ed} = 685 \text{ kN} \le V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td} = 1450 \text{ kN}$

Nota: A verficação satisfeita para força de cisalhamento próxima do suporte ($V_{Ed} \le V_{Ed,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Verificação V_{Rdc} eV_{Rds}

$V_{Ed} = 685\text{kN} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td} = 1146 \text{ kN}$

Nota: A verificação é satisfeita para armadura de cisalhamento ($V_{Ed} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}$).

Fator de verificação

$$UC = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{685 \text{ kN}}{1124 \text{ kN}} = 0.61$$

Verificação da torção e cálculo das resistências à torção

Nota: Verificação de torção não foi finalizada, porque o momento torsor (T_{Ed}) é zero.

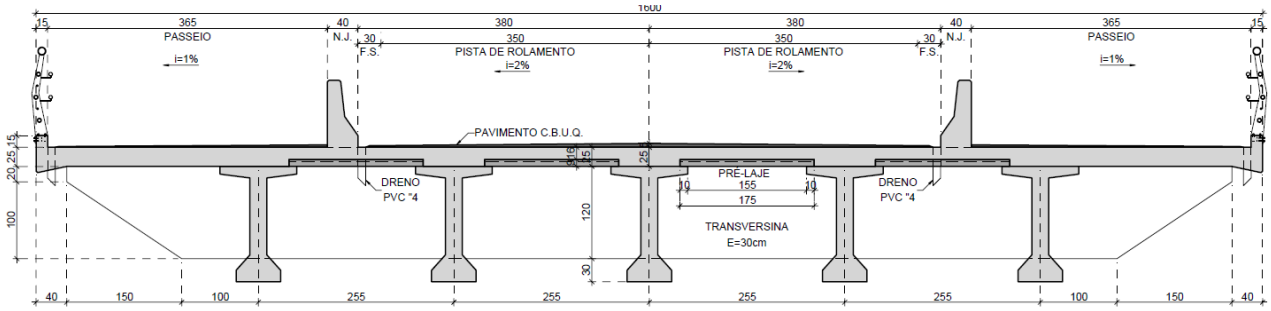
Verificação da interação Vy+Vz+T

Nota: Verificação de interação $V_y + V_z + T$ não foi finalizada, porque o momento de torção (T_{Ed}) ou resultante das forças de cisalhamento (V_{Ed}) são zero.

Valor total do fator de verificação

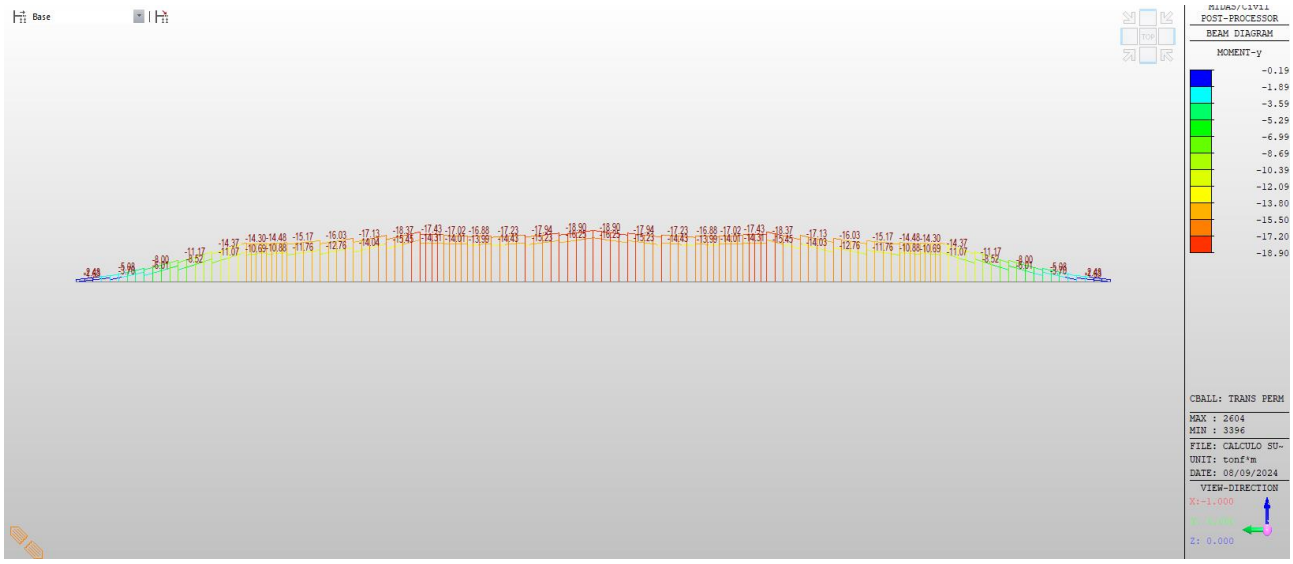
$$UC = \max(UC_{shear}; UC_{tor}; UC_{int,com}; UC_{int,shear}) = \max(0.61; 0; 0; 0) = 0.61$$

1.18 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS – NOS APOIOS

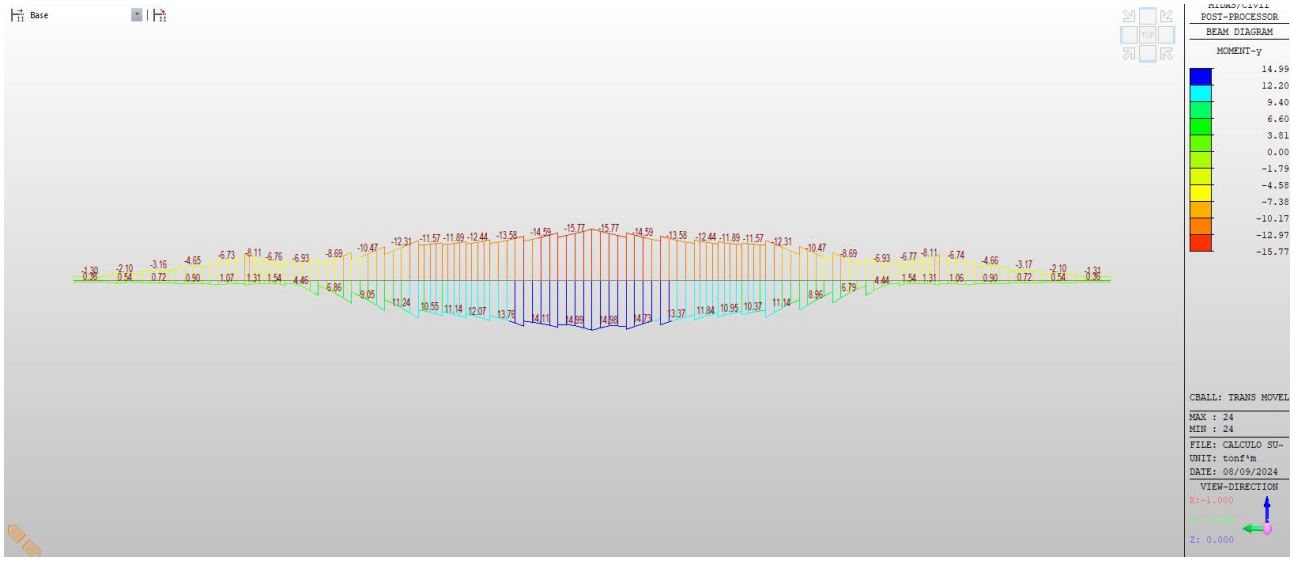


1.18.1 ESFORÇOS SOLICITANTES TRANSVERSINA

1.18.1.1 MOMENTO FLETOR DEVIDO AO CARREGAMENTO PERMANENTE



1.18.1.2 ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES DEVIDO A CARGA DE VEÍCULOS + MULTIDÃO

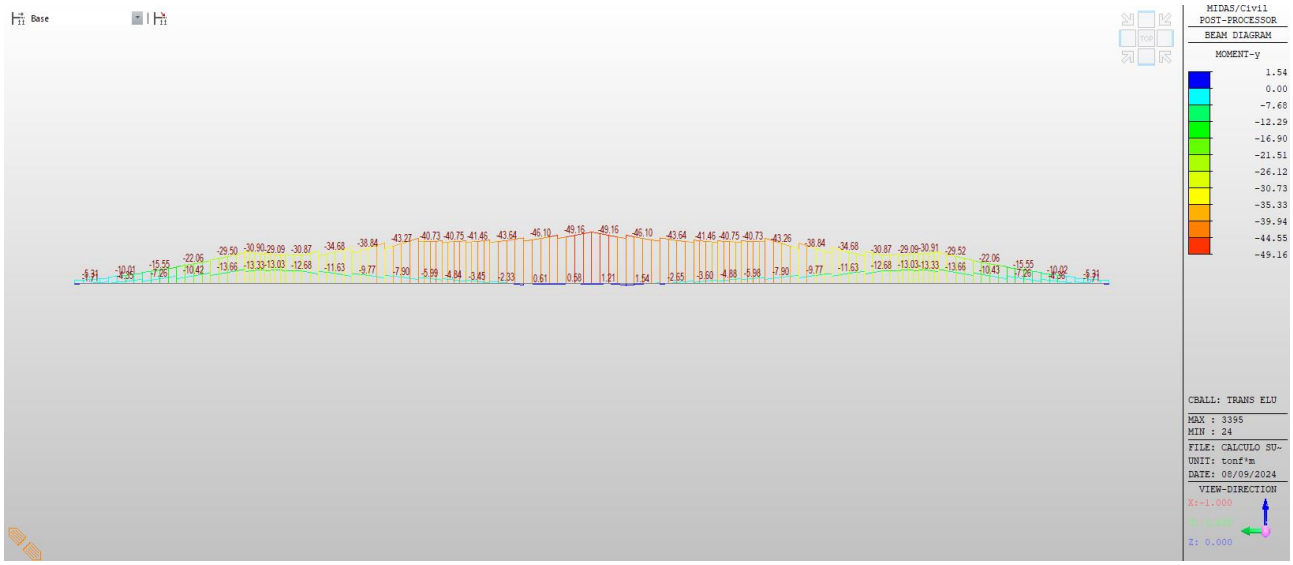


A favor da segurança, consideraremos apenas os maiores esforços na cortina. Sem levar em consideração a posição do esforço.

$Md = 1{,}35 \times Mg + 1{,}5 \times Mq$

Onde: Mg – Momento das cargas permanentes.

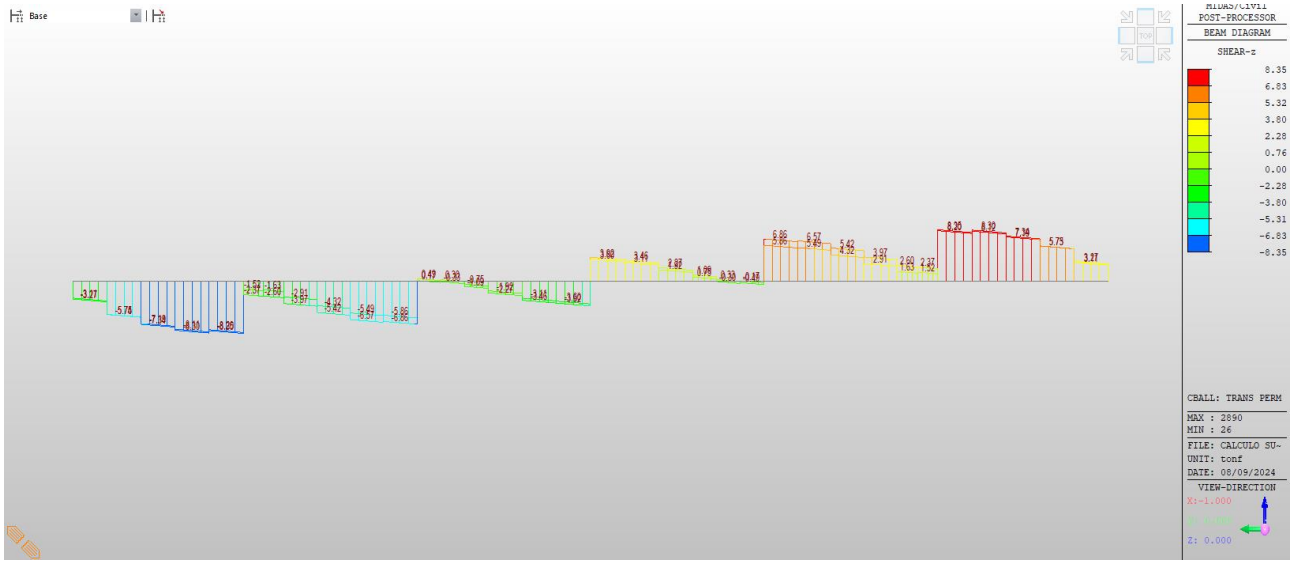
Mq – Momento das cargas móveis.



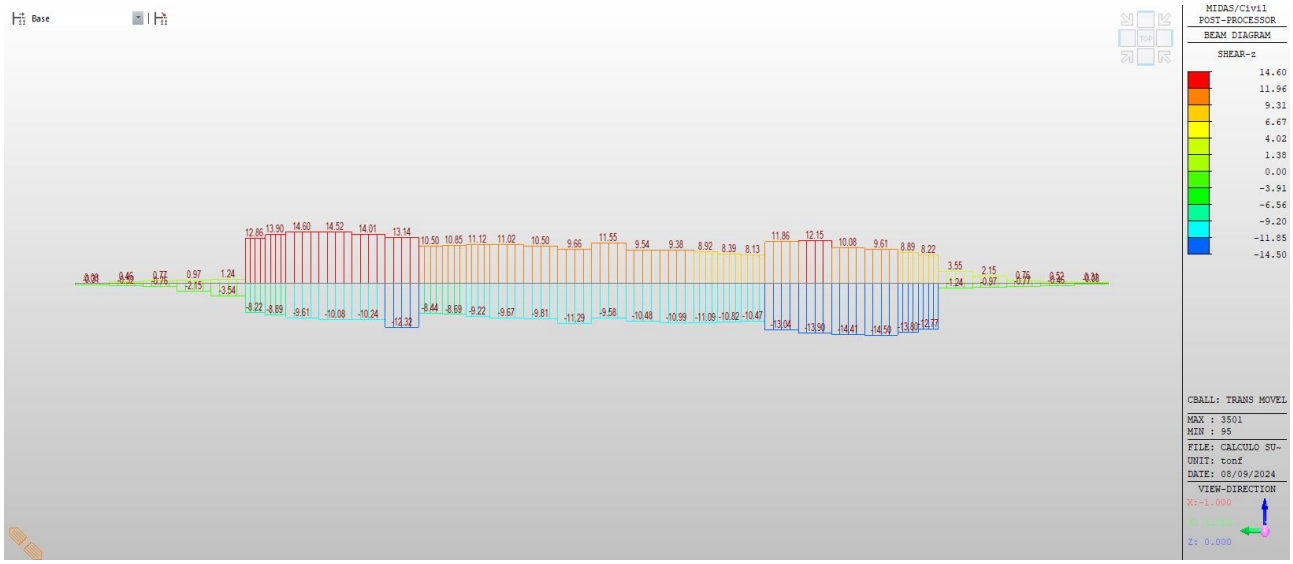
$Md_{Positivo} = 1{,}54\ tf * m.$

$Md_{Negativo} = 49{,}16 tf * m.$

1.18.1.3 ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS CORTANTES CARREGAMENTO PERMANENTE



1.18.1.4 ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS CORTANTES DEVIDO A CARGA DE VEÍCULOS + MULTIDÃO

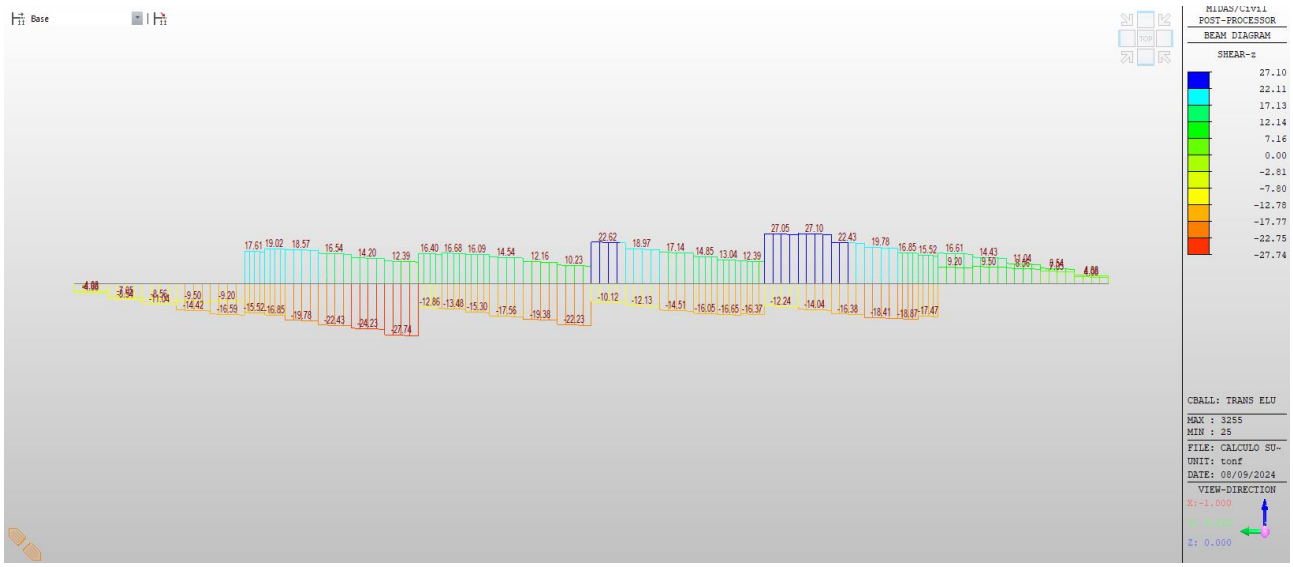


A favor da segurança, consideraremos apenas os maiores esforços na cortina. Sem levar em consideração a posição do esforço.

$Vsd = 1{,}35 \times Vg + 1{,}5 \times Vq$

Onde: Vg – Esforços cortantes das cargas permanentes.

Vq - Esforços cortantes das cargas móveis.



$Vsd = 27{,}74\ tf$

1.18.1.5 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS DAS TRANSVERSINAS

Todas os esforços apresentados já estão com seus devidos coeficiente de ponderação.

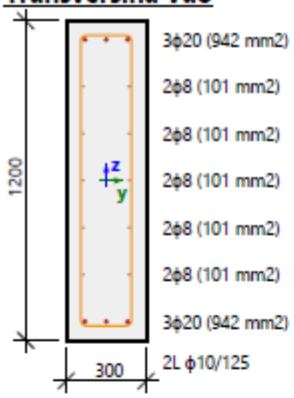
Esforços de momento Pos.	$My -\ 1{,}54\ tonf * m$
Esforços de momento Neg.	$My -\ 49{,}16\ tonf * m$
Esforços cortante	$Fz -\ 27{,}74\ tonf$
Esforços de momento transversal	$Mz -\ 3{,}15\ tonf * m$

Esforços de cortante transversal $Fy - 5{,}48\ tonf$

Esforços de torção $Mx - 1{,}68\ tonf * m$

1.18.2 DIMENSIONAMENTO

Transversina Vão



Configurações de cálculo

EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11	EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008
Tipo de elemento	Viga Verificação
Comprimento do elemento	15.2 m
Classes de ambiente	XC1

Materiais

Concreto	C 25/30
Arm. longitudinal	B 500 B
Armadura de cisalhamento	B 500 B

Resumo de Cálculo

Verificação	Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Edy,rec}$ [kNm]	$M_{Edz,rec}$ [kNm]	Fatores verificação	Status
N+My+Mz - Diagrama	ELU / 2	0	54.8	277	16.8	492	31.5	0,88	OK
N+My+Mz - Resposta	ELU / 2	0	54.8	277	16.8	492	31.5	0,93	OK
Interação V+T	ELU / 1	0	54.8	277	16.8	15.4	31.5	0,64	OK

Cobrimento

Cobrimento mínimo devido às necessidades de aderência

$c_{min,b,l} = 20$ mm

$c_{min,b,s} = 10$ mm

$c_{min,b} = \max(c_{min,b,l} - \phi_s; c_{min,b,s}) = \max(20 - 10; 10) = 10$ mm §4.4.1.2(3)

Cobrimento mínimo devido às condições ambientais: XC1, XD0, XS0, XF0, XA0

Classe estrutural S4

$c_{min,dur} = 15$ mm §4.4.1.2(5)

Elemento de segurança aditivo

$\Delta c_{dur,y} = 0$ mm §4.4.1.2(6)

Redução do cobrimento mínimo pelo o uso de aço inoxidável

$\Delta c_{dur,st} = 0$ mm §4.4.1.2(7)

Redução do cobrimento mínimo por causa de proteção adicional

$\Delta c_{dur,add} = 0$ mm §4.4.1.2(8)

Cobrimento de concreto mínimo

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) = \max(10; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15$ mm (4.2)

Tolerância no projeto por causa do desvio

$\Delta c_{dev} = 10$ mm §4.4.1.3(1)

Cobrimento de concreto necessário

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25$ mm §4.4.1.3(1)

Coeficiente de fluência

Configurações de cálculo

A idade do concreto na hora do carregamento $t_0 = 28$ dias

A idade no momento considerado $t = 18250$ dias

Umidade relativa $RH = 50$ %

Características do material

Classe do cimento R

O coeficiente depende do tipo de cimento $s = 0.2$

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t

$\beta_{cc(t)} = 1.21$ (3.2)

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t_0

$$\beta_{cc(t0)} = e^{\left(s\cdot\left(1-\sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right)} = 2.72^{\left(0.2\cdot\left(1-\sqrt{\frac{28}{28}}\right)\right)} = 1 \qquad (3.2)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade fcm(t)

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)}\cdot f_{cm} = 1.21\cdot 33 = 40\ \text{MPa} \qquad (3.1)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade do carregamento fcm(t_0)

$$f_{cm(t0)} = \beta_{cc(t0)}\cdot f_{cm} = 1\cdot 33 = 33\ \text{MPa} \qquad (3.1)$$

Características da seção

Área da seção transversal de concreto $A_c = 0.36\ m^2$

Perímetro da parte que está exposta a secagem $u = 3\ m$

O tamanho fictício $h_0 = \frac{2\cdot A_c}{u} = \frac{2\cdot 0.36}{3} = 240\ \text{mm}$

Cálculo do coeficiente de fluência EN1992-1-1

Os coeficientes a serem considerarem a influência da resistência do concreto

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.7} = 1.04 \qquad (B.8c)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.2} = 1.01 \qquad (B.8c)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.5} = 1.03 \qquad (B.8c)$$

Os coeficientes que dependem da umidade relativa e do tamanho do elemento fictício

$$\beta_H = \min\left(1.5\cdot\left(1+\left(0.012\cdot RH\right)^{18}\right)\cdot h_0\cdot 1000 + 250;1500\right) \qquad (B.8a)$$
$$= \min\left(1.5\cdot\left(1+\left(0.012\cdot 50\right)^{18}\right)\cdot 0.24\cdot 1000 + 250;1500\right) = 610$$

O coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento

$$\beta_{c(t,t0)} = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{18250-28}{610+18250-28}\right)^{0.3} = 0.99 \qquad (B.7)$$

O efeito do tipo de cimento no coeficiente de fluência

$$t_{0,c} = \max\left(t_0\cdot\left(\left(\frac{9}{2+t_0^{1.2}}+1\right)\right)^{\alpha};0.5\right) = \max\left(28\cdot\left(\left(\frac{9}{2+28^{1.2}}+1\right)\right)^{1};0.5\right) = 32.5\ \text{dias} \qquad (B.9)$$

O coeficiente da idade do concreto no carregamento

$$\beta_{(t0)} = \frac{1}{\left(0.1+\left(t_{0,c}\right)^{0.2}\right)} = \frac{1}{\left(0.1+\left(32.5\right)^{0.2}\right)} = 0.4749 \qquad (B.5)$$

O coeficiente da resistência do concreto

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{33}} = 2.9245 \qquad (B.4)$$

O coeficiente da umidade relativa

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1-RH}{0.1\cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1 + \frac{1-0.5}{0.1\cdot 240^{\frac{1}{3}}} = 1.8046 \qquad (B.3a)$$

O coeficiente da fluência fictícia

$$\phi_0 = \phi_{RH}\cdot\beta_{(fcm)}\cdot\beta_{(t0)} = 1.8046\cdot 2.9245\cdot 0.4749 = 2.5063 \qquad (B.2)$$

O coeficiente de fluência

$$\phi_{(t,t0)} = \phi_0\cdot\beta_{c(t,t0)} = 2.5063\cdot 0.99 = 2.4817 \qquad (B.1)$$

Capacidade N+My+Mz - Diagrama

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}\cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1\cdot 25}{1.5} = 16.7\ \text{MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435\ \text{MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

$N_{Ed} = 0\ kN$ $M_{Edy} = 492\ kNm$ $M_{Edz} = 31.5\ kNm$

Dados de entrada para a geração dos diagramas de interação

Método de verificação do diagrama de interação	N_uM_u
Divisão de deformações verticais	300
Número de cortes verticais	180
Valor resultante do momento fletor	M_{res} = 493 kNm
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção M_y no plano horizontal M_y-M_z	α_{MyMz} = 176 °
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção N no plano vertical N-M_{res}	α_{NM} = 0 °

Cálculo das resistências

Resistências na direção positiva N_{Rd+} = 0 kN M_{Rdy+} = 556 kNm M_{Rdz+} = 36 kNm

Resistências na direção negativa N_{Rd-} = 0 kN M_{Rdy-} = -556 kNm M_{Rdz-} = -36 kNm

Resumo da verificação

Forças: N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 492 kNm M_{Edz} = 31.5 kNm

Resistência: N_{Rd} = 0 kN M_{Rdy} = 556 kNm M_{Rdz} = 36 kNm

Cálculo do fator de verificação:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{0^2 + 492^2 + 31.5^2}}{\sqrt{0^2 + 556^2 + 35.6^2}} = 0.884 \quad <= 1 \quad \text{OK}$$

Diagrama de interação 3D - Seção vertical N-M_{res}

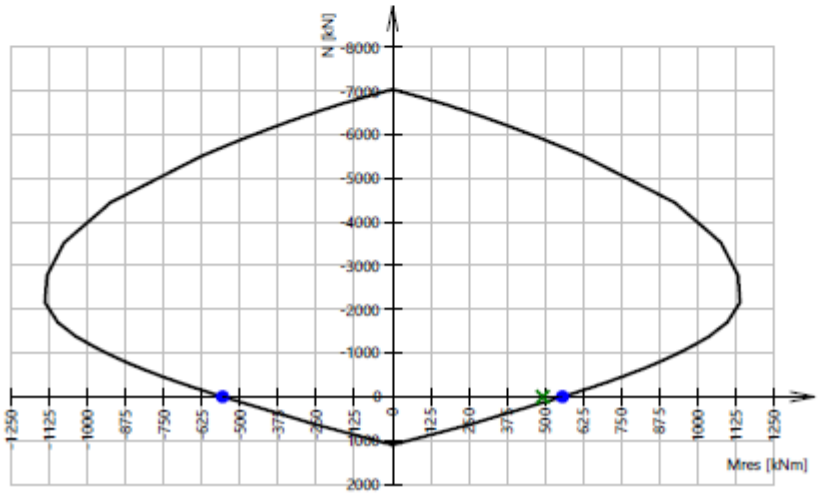
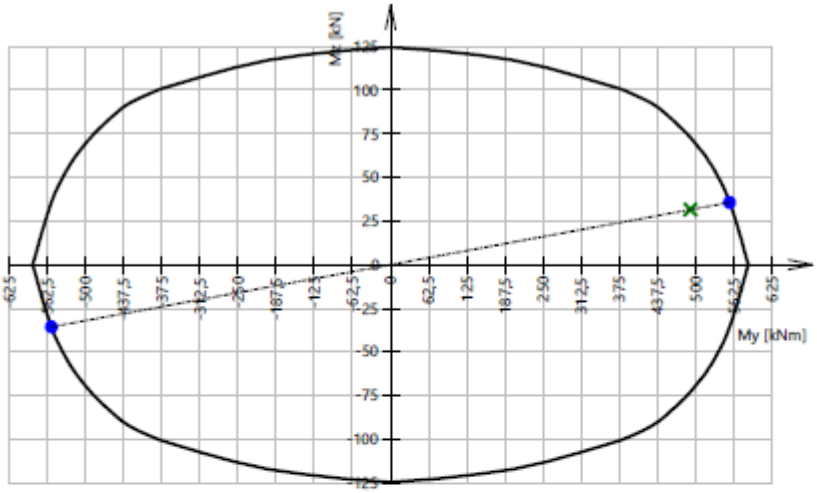


Diagrama de interação 3D - Seção horizontal M_y-M_z



Capacidade N+My+Mz - Resposta

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

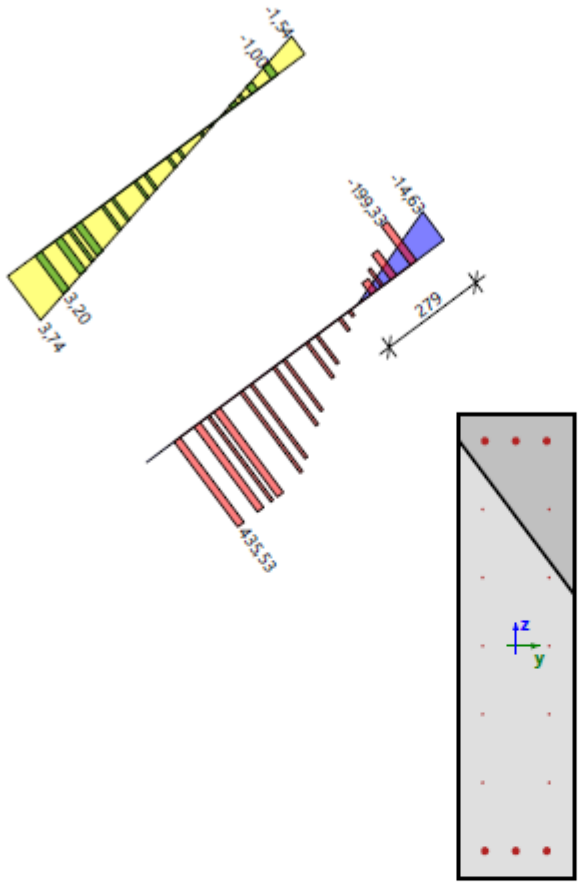
Content of combination: CO2

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 492 kNm M_{Edz} = 31.5 kNm

Resumo da verificação

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Verificação deformação [-]	Verificação tensão [-]	Fator de verif.[-]	Limite [-]	Status
Concreto	5	-1.54	-14.6	0,44	0,88	0,93	1	OK
Arm.	1	3.2	436	0,07	0,93			

Distribuição da tensão e da deformação

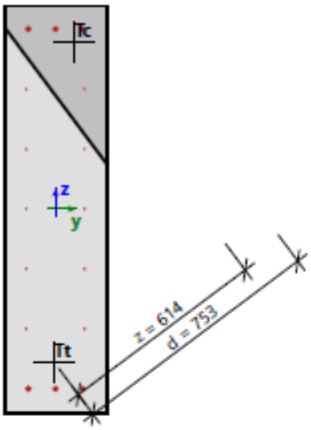


Valores extremos da tensão/deformação em componente

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Fator de verif.[-]	Status
Concreto - compressão	5	-1.54	-3.5	-14.6	-16.7	0,88	OK
Concreto - tração	1	3.74	0	0	0	0,00	OK
Armadura - compressão	6	-0.997	-45	-199	-466	0,43	OK
Armadura - tração	1	3.2	45	436	466	0,93	OK

Plano de deformação

Deformação no centro de gravidade	ε_s = 1.1 ‰
Curvatura ao redor do eixo (y)	ε_y = -3.3 ‰
Curvatura ao redor do eixo (z)	ε_z = -4.41 ‰
Altura da zona comprimida	x = 279 mm
Altura equilibrada da zona de compressão	x_{bal} = 452 mm
Altura limite da zona de compressão	x_{lim} = 54 mm
Inclinação da linha neutra	α_{NA} = -53.2 °
Altura da seção perpendicular à linha neutra	h = 959 mm
Altura efetiva da seção perpendicular à linha neutra	d = 753 mm
Braço de alavanca da seção perpendicular à linha neutra	z = 614 mm



Características da seção

Tipo do componente	t_y [m]	t_z [m]	A [m²]	I_y [m⁴]	I_z [m⁴]
Concreto - compressão	0.038	0.442	0.0796	0.0165	$597 \cdot 10^{-6}$
Concreto - tração	-0.011	-0.126	0.28	0.0267	$2.1 \cdot 10^{-3}$
Armadura - compressão	$4 \cdot 10^{-3}$	0.521	$993 \cdot 10^{-6}$	$271 \cdot 10^{-6}$	$4.39 \cdot 10^{-6}$
Armadura - tração	$-3 \cdot 10^{-3}$	-0.371	$1.4 \cdot 10^{-3}$	$290 \cdot 10^{-6}$	$7.37 \cdot 10^{-6}$
Todo o concreto	0	0	0.36	0.0432	$2.7 \cdot 10^{-3}$
Todas as barras da arm.	0	0	$2.39 \cdot 10^{-3}$	$561 \cdot 10^{-6}$	$11.8 \cdot 10^{-6}$

Forças em todos os componentes da seção

Tipo do componente	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concreto - compressão	-395	191	25.1	0.063	0.483
Concreto - tração	0	0	0	0	0
Armadura - compressão	-126	65.9	3.93	0.031	0.524
Armadura - tração	521	235	2.5	$-5 \cdot 10^{-3}$	-0.451
Todos em compressão	-521	257	29	0.056	0.493
Todas tracionadas	521	235	2.5	$-5 \cdot 10^{-3}$	-0.451
Resumo	0	492	31.5		

Resultados detalhados das tensões e deformações nas fibras de concreto

Fibra	Material	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	$ε_{lim}$ [‰]	σ [MPa]	$σ_{lim}$ [MPa]	$ε / ε_{lim}$ [-]	$σ / σ_{lim}$ [-]	Verificação
1	C 25/30	-0.15	-0.6	3.74	0	0	0	0	0	OK
2	C 25/30	0	-0.6	3.08	0	0	0	0	0	OK
3	C 25/30	0.15	-0.6	2.42	0	0	0	0	0	OK
4	C 25/30	0.15	0	0.44	0	0	0	0	0	OK
5	C 25/30	0.15	0.6	-1.54	-3.5	-14.6	-16.7	0.44	0.88	OK
6	C 25/30	0	0.6	-0.87	-3.5	-8.33	-16.7	0.25	0.5	OK
7	C 25/30	-0.15	0.6	-0.21	-3.5	-2.03	-16.7	0.06	0.12	OK
8	C 25/30	-0.15	0	1.76	0	0	0	0	0	OK

Resultados detalhados das tesnões e deformações nas barras da armadura

Barra	Material	d_s [mm]	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\varepsilon / \varepsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Verificação
1	B 500 B	20	-0.08	-0.53	3.2	45	436	466	0.07	0.93	OK
2	B 500 B	20	0	-0.53	2.85	45	435	466	0.06	0.93	OK
3	B 500 B	20	0.08	-0.53	2.5	45	435	466	0.06	0.93	OK
4	B 500 B	20	-0.08	0.53	-0.29	-45	-58.3	-466	0.01	0.13	OK
5	B 500 B	20	0	0.53	-0.64	-45	-129	-466	0.01	0.28	OK
6	B 500 B	20	0.08	0.53	-1	-45	-199	-466	0.02	0.43	OK
7	B 500 B	8	-0.086	-0.353	2.65	45	435	466	0.06	0.93	OK
8	B 500 B	8	-0.086	-0.177	2.06	45	413	466	0.05	0.89	OK
9	B 500 B	8	-0.086	0	1.48	45	296	466	0.03	0.64	OK
10	B 500 B	8	-0.086	0.177	0.9	45	180	466	0.02	0.39	OK
11	B 500 B	8	-0.086	0.353	0.32	45	63.4	466	0.01	0.14	OK
12	B 500 B	8	0.086	-0.353	1.89	45	377	466	0.04	0.81	OK
13	B 500 B	8	0.086	-0.177	1.31	45	261	466	0.03	0.56	OK
14	B 500 B	8	0.086	0	0.72	45	145	466	0.02	0.31	OK
15	B 500 B	8	0.086	0.177	0.14	45	28.2	466	0	0.06	OK
16	B 500 B	8	0.086	0.353	-0.44	-45	-88.2	-466	0.01	0.19	OK

Interação V_y+V_z+T

Configurações

Método para o cáclulo das resistências ao cisalhamento: Padrão

Valor limite do ângulo entre o momento fletor e a força cortante resultante para o uso o método padrão: $\alpha_{VM,lim} = 15$ °

Seção transversal de parede fina equivalente: Seção transversal inserida

O ângulo entre a biela de compressão de concreto e elemento de eixo: Entrada do usuário: $\theta_{inp} = 25$ ° => $\cot(\theta_{inp}) = 2.14$

Forças

Conteúdo da combinação: CO1

$N_{Ed} = 0$ kN $M_{Edy} = 15.4$ kNm $M_{Edz} = 31.5$ kNm $V_{Edy} = 54.8$ kN $V_{Edz} = 277$ kN $T_{Ed} = 16.8$ kNm

Ângulo do gradiente do plano de deformação

$\alpha_M = 0.85$ °

Ângulo da resultante da cortante

$\alpha_V = 78.8$ °

Resultante da força cortante

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{54.8^2 + 277^2} = 283 \text{ kN}$$

Diferenças entre ângulos α_M and α_V

$$\alpha_{MV} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(0.85 - 78.8) = 78 \text{ °}$$

Nota: O ângulo entre o gradiente do plano de deformação e a resultante das forças cortantes é maior do que o limite O método baseado na fórmula de interação (cálculo biaxial cisalhamento) deveria ser utilizado, pois para um ângulo maior do que o limite, o valor d e z recalculados na direção da força cortante rapidamente decrescem

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo à tração do concreto

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk005}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 1.8}{1.5} = 1.2 \text{ MPa} \quad (3.15, 3.16)$$

Cálculo do ângulo entre a biela comprimida de concreto e o eixo do elemento

- valor mínimo:

$\theta_{min} = 21.8$° => $\cot(\theta_{min}) = 2.5$ (§6.2.3(2))

- valor máximo:

$\theta_{max} = 45$° => $\cot(\theta_{max}) = 1$ (§6.2.3(2))

- valores de entrada/calculados:

$\theta = \theta_{inp} = 25$°, $\cot(\theta) = 2.15$

Nota: Cálculo automático do ângulo está desligado, o valor do usuário será considerado.

Verificação de cisalhamento e cálculo das resistências ao cisalhamento

Parâmetros da seção

largura mínima da seção na área em tração

$y_{bw} = 108$ mm $z_{bw} = 549$ mm $b_w = 218$ mm

Nota: Valor b_w é calculado para menor largura da seção transversal na área perpendicular de tração para resultados de armadura de cisalhamento.

Largura mínima da seção transversal entre banzo de tensão e compressão

$y_{bw1} = 15.8$ mm $z_{bw1} = 80.1$ mm $b_{w1} = 306$ mm

Nota: Valor b_{w1} é calculado com menor larugura da seção transversal entre banzo de tração e compressão perpendicular a resultante da força de cisalhamento.

Altura da seção transversal recalculada para direção da força de cisalhamento resultante

$h = 1235$ mm

Nota: Valor h é calculado como largura da seção transversal no centro de gravidade na direção da força resultante de cisalhamento.

Área da seção transversal de concreto

$A_c = 0.36\ m^2$

Altura efetiva recalculada para direção da força de cisalhamento resultante

$d = 659$ mm

Braçode alavanca de nível de forças internas recalculadas para direção da força de cisalhamento resultante

$z = 450$ mm

Parâmetros de armadura de cisalhamento

Parâmetros de entrada

Número de ligações de estribo	$n_s = 2$
Diâmetro da armadura	$\phi_s = 10$ mm
Distância centro - ao - centro do estribo na direção longitudinal	$s_{inp} = 0.125$ m
Ângulo de estribo do eixo do elemento	$\alpha_s = 90°$
Resistência característica ao escoamento	$f_{ywk} = 500$ MPa

Área da seção transversal da armadura de cisalhamento

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{10}{2}\right)^2 = 157\ mm^2$$

Espaçamento longitudinal máximo de ligações de cisalhamento

$s_l = s_{inp} = 125$ mm

Área por metro da seção transversal

$$A_{swm} = \frac{A_{sw}}{s_l} = \frac{157 \cdot 10^{-6}}{0.125} = 1257\ mm^2/m$$

Parâmetros de armadura longitudinal

A área da armadura de tração

$A_{sl} = 1822\ mm^2$

Cálculo de resistências de cisalhamento

Cálculo de resistência de cisalhamento de elementos sem armadura de cisalhamento

$\sigma_{ct,max} = 1.96\ MPa \geq f_{ctd} = 1.2\ MPa$ => seção fissurada na flexão

Cálculo da resistência ao cisalhamento de cálculo do elemento sem arm. de cisalhamento de acordo com capítulo 6.2.2(1).

Coeficiente para altura de seção transversal

$$k = \min\left(1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}};2\right) = \min\left(1 + \left(\frac{200}{659}\right)^{\frac{1}{2}};2\right) = 1.55 \qquad (§6.2.2(1))$$

Taxa de armadura geométrica

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d};0.02\right) = \min\left(\frac{1.82 \cdot 10^{-3}}{0.218 \cdot 0.659};0.02\right) = 0.0127 \qquad (§6.2.2(1))$$

Tensão axial de seção transversal

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c};0.2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{-0}{0.36};0.2 \cdot 16.7\right) = 0\ MPa \qquad (§6.2.2(1))$$

Outros coeficientes

$C_{Rdc} = 0.12 \quad v_{min} = 0.338\ MPa \quad k_1 = 0.15$

Cálculo de resistência ao cisalhamento de cálculo

$$V_{Rdc} = 10^6 \cdot \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \qquad (6.2.a)$$

$$= 10^6 \cdot \left(0.12 \cdot 1.55 \cdot \left(100 \cdot 0.0127 \cdot 25\right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0\right) \cdot 0.218 \cdot 0.659 = 85\ kN$$

$$V_{Rdcmin} = 10^6 \cdot \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \qquad (6.2.b)$$

$$= 10^6 \cdot \left(0.338 + 0.15 \cdot 0\right) \cdot 0.218 \cdot 0.659 = 49\ kN$$

$$V_{Rdc} = \max\left(V_{Rdc};V_{Rdcmin};0\right) = \max\left(84716;48636;0\right) = 85\ kN$$

> Nota: Cálculo de armadura de cisalhamento de elemento sem armadura de cisalhamento foi calculado de acordo com cláusula 6.2.2(1), porque seção é fissurada na flexão no ELU ou seção não está carregada com força normal e momentos fletores.

Cálculo de resistência de cisalhamento em elementos com armadura de cisalhamento

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435\ MPa$$

Cálculo de resistência de cisalhamento em elementos com armadura de cisalhamento

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \mathrm{cotg}(\theta) = \frac{157 \cdot 10^{-6}}{0.13} \cdot 0.45 \cdot 435 \cdot 10^6 \cdot \mathrm{cotg}(25) = 528\ kN \qquad (6.8)$$

Valor de cálculo da força de cisalhamento máxima que pode ser sutentada pelo elemento

Fator de redução da resistência para o concreto fissurado em cisalhamento - valor v

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.54 \qquad (6.6N)$$

Fator de redução da resistência do concreto fissurado no cisalhamento - valor v_1

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c};0.2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{-0}{0.36};0.2 \cdot 16.7\right) = 0\ MPa$$

$$v_1 = 0.6 \qquad (6.10.aN)$$

Coeficiente que considera os estados de tensões na biela comprimida

$\alpha_{cw} = 1$ (para elementos não protendidos) (§6.2.3(3)N3)

Valor de cálculo da força de cisalhamento máxima que pode ser sutentada pelo elemento

$$V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w1} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\left(\mathrm{cotg}(\theta) + \mathrm{tg}(\theta)\right)} = \frac{1 \cdot 0.306 \cdot 0.45 \cdot 0.6 \cdot 16.7 \cdot 10^6}{\left(\mathrm{cotg}(25) + \mathrm{tg}(25)\right)} = 527\ kN \qquad (6.9)$$

Força de cisalhamento máxima próximo do apoio (sem usar fator β)

$$V_{Ednax} = 0.5 \cdot b_{w1} \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 0.306 \cdot 0.659 \cdot 0.54 \cdot 16.7 \cdot 10^6 = 907\ kN \qquad (6.5)$$

Resistência de cisalhamento do elemento

$$V_{Rd} = \min\left(V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}; V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td}; V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td}\right) = \min\left(528 + 0 + 0; 527 + 0 + 0; 907 + 0 + 0\right) = 527\ kN$$

Verificação a cortante

Verificação V_{Rdmax}

$$V_{Ed} = 283\ kN \le V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td} = 527\ kN$$

Nota: A verificação é satosfeita para esmagamento da biela de compressão ($V_{Ed} \le V_{Rd,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Verificação V_{Edmax}

$$V_{Ed} = 283\ kN \le V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td} = 907\ kN$$

Nota: A verficação satisfeita para força de cisalhamento próxima do suporte ($V_{Ed} \le V_{Ed,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Verificação V_{Rdc} eV_{Rds}

$$V_{Ed} = 283kN < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td} = 528\ kN$$

Nota: A verificação é satisfeita para armadura de cisalhamento ($V_{Ed} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}$).

Fator de verificação

$$UC = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{283\ kN}{527\ kN} = 0.536$$

Verificação da torção e cálculo das resistências à torção

Área total da seção transversal

$$A_c = 360000\ mm^2$$

Área total da seção transversal

$$u_c = 3000\ mm$$

A área da armadura longitudinal para torção

$$A_{sl} = 2388\ mm^2$$

A distância mínima entre barras de arm. dentro do estribo para torção e a borda da seção transversal

$$a_{sl} = 64\ mm$$

Espessura da parede efetivo

$$t_{ef} = \max\left(\frac{A_c}{u_c}; 2 \cdot a_{sl}\right) = \max\left(\frac{360000}{3000}; 2 \cdot 64\right) = 128\ mm \qquad (§6.3.2(1))$$

Nota: Parâmetros para torção [valor A_k e u_k] são calculados para um seção de parede fina equivalente que é criada a partir da seção inserida.

Parâmetros de armadura de cisalhemaneto/torção

Parâmetros de entrada

Diâmetro $\phi_{st} = 10\ mm$

Ângulo de estribo do eixo do elemento $\alpha_{st} = 90°$

Resistência característica ao escoamento $f_{ywtk} = 500\ MPa$

Área da seção transversal da armadura de cisalhamento

$$A_{swt} = \pi \cdot \left(\frac{\phi_{st}}{2}\right)^2 = 3.14 \cdot \left(\frac{10}{2}\right)^2 = 78.5\ mm^2$$

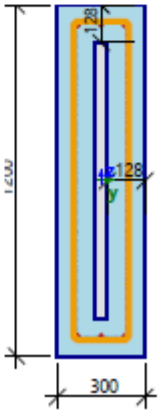
Espaçamento longitudinal máximo de ligações de cisalhamento $s_{lt} = 125\ mm$

Área da seção transversal da armadura de cisalhamento por metro

$$A_{swtm} = \frac{A_{swt}}{s_{lt}} = \frac{78.5}{125} = 628\ mm^2/m$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura de cisalhamento

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywtk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435\ MPa$$



Cálculo de resistências à torção

Momento torsor de fissuração de cálculo

$$T_{Rdc} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef} \cdot A_k = 2 \cdot 1.2 \cdot 128 \cdot 184384 = 56.6 \text{ kNm}$$

Resistência do momento torsor de cálculo de armadura de torção

$$T_{Rds} = 2 \cdot A_k \cdot \frac{A_{swt}}{s_t} \cdot f_{ywd} \cdot \text{cotg}(\theta) = 2 \cdot 184384 \cdot \frac{78.5}{125} \cdot 435 \cdot \text{cotg}(25) = 216 \text{ kNm}$$

Resistência ao momento torsor de cálculo máxima

Fator de redução da resistência para o concreto fissurado em cisalhamento - valor ν

$$\nu = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.54 \qquad (6.6N)$$

$$\nu_1 = 0.6 \qquad (6.10aN)$$

Coeficiente que considera os estados de tensões na biela comprimida

$$\alpha_{cw} = 1 \quad \text{(para elementos não protendidos)} \qquad (§6.2.3(3)N3)$$

Resistência ao momento torsor de cálculo máxima

$$T_{Rdmax} = 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \cos(\theta) \cdot \sin(\theta)$$
$$= 2 \cdot 0.54 \cdot 1 \cdot 16.7 \cdot 184384 \cdot 128 \cdot \cos(25) \cdot \sin(25) = 163 \text{ kNm}$$

Resistência ao momento torsor do elemento

$$T_{Rd} = \min(T_{Rdc}; T_{Rdmax}) = 56.6 \text{ kNm}$$

Força de torção adicional

Tensão adicional de cálculo

$$\sigma_{sd} = \frac{\text{abs}(T_{Ed}) \cdot u_k \cdot \text{cotg}(\theta)}{2 \cdot A_k \cdot A_{sl}} = \frac{\text{abs}(16.8) \cdot 2488 \cdot \text{cotg}(25)}{2 \cdot 184384 \cdot 2388} = 102 \text{ MPa} \qquad (6.28)$$

Resistência ao escoamento de cálculo

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Força de tensão adicional de cálculo

$$F_{sd} = \sigma_{sd} \cdot A_{sl} = 102 \cdot 2388 = 243 \text{ kN}$$

Força de cálculo máxima

$$F_{sdmax} = f_{yd} \cdot A_{sl} = 435 \cdot 2388 = 1038 \text{ kN}$$

Verificação de torção

Verificação de T_{Rdmax}

$$T_{Ed} = 16.8 \text{ kNm} \le T_{Rdmax} = 163 \text{ kNm}$$

Nota: A verificação é satisfeita para esmagamento da biela de compressão ($T_{Ed} < T_{Rd,max}$).

Verificação de T_{Rdc} e T_{Rds}

$$T_{Ed} = 16.8 \text{ kNm} < T_{Rdc} = 56.6 \text{ kNm and } T_{Ed} = 16.8 \text{ kNm} < T_{Rds} = 216 \text{ kNm}$$

Nota: A verificação foi satisfeita, momento torsor foi resistido pelo concreto ($T_{Ed} \le T_{Rdc}$), armaduda de cisalhamento não é necessária. Não é necessário verificar a resistência à torção da armadura de cisalhamento inserida (T_{Rds}), portanto, a resistência à torção é calculada, mas não verificada.

Verifique F_{sdmax}

$$F_{sd} = 243 \text{ kN} \le F_{sdmax} = 1038 \text{ kN}$$

Nota: A verificação para a força de tração adicional nas armaduras longitudinais foi aprovada.

Fator de verificação

$$UC = \max\left(\frac{\text{abs}(T_{Ed})}{T_{Rd}}, \frac{F_{sd}}{F_{sdmax}}\right) = \max\left(\frac{\text{abs}(16.8 \text{ kNm})}{56.6 \text{ kNm}}, \frac{243 \text{ kN}}{1038 \text{ kN}}\right) = 0.297$$

Verificação da interação Vy+Vz+T

Verificação da interação Vy+Vz+T (concreto)

Verificação da equação $(T_{Ed}/T_{Rdmax})+(V_{Ed}/V_{Rdmax})$

$$\left(\frac{abs(T_{Ed})}{T_{Rdmax}}\right)+\left(\frac{abs(V_{Ed})}{V_{Rdmax}}\right)=\left(\frac{abs(16.8)}{163}\right)+\left(\frac{abs(283)}{527}\right)=0.639 \le 1 \qquad (6.29)$$

Nota: Verificação de interação $V_y + V_z + T$ para esmagamento da biela de compressão foi satisfeita.

Verificação da equação $(T_{Ed}/T_{Rdc})+(V_{Ed}/V_{Rdc})$

$$\left(\frac{abs(T_{Ed})}{T_{Rdc}}\right)+\left(\frac{abs(V_{Ed})}{V_{Rdc}}\right)=\left(\frac{abs(16.8)}{56.6}\right)+\left(\frac{abs(283)}{84.7}\right)=3.63 > 1 \text{ and } A_{sw} > 0 \qquad (6.31)$$

Nota: Forças cortantes e momentos torsores não podem ser suportados pelo concreto, armadura de cisalhamento é necessária.

Fator de verificação

$$UC_{int.con} = 0.639$$

Verificação da interação Vy+Vz+T (armadura de cisalhamento)

Tensão de cálculo

$$\sigma_{swd}=\left(\frac{abs(T_{Ed})}{2\cdot A_k}+\frac{V_{Ed}}{n_s\cdot z}\right)\cdot\left(\frac{s_{lt}}{A_{swt}\cdot cotg(\theta)}\right)=\left(\frac{abs(16.8)}{2\cdot 184384}+\frac{283}{2\cdot 450}\right)\cdot\left(\frac{125}{78.5\cdot cotg(25)}\right)=267 \text{ MPa}$$

Resistência ao escoamento de cálculo

$$f_{ywd}=\frac{f_{ywk}}{\gamma_S}=\frac{500}{1.15}=435 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{swd} = 267 \text{ MPa} < f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

Nota: Verificação de interação $V_y + V_z + T$ para armaduras de cisalhamento é satisfeita.

Fator de verificação

$$UC_{int.shear}=\frac{\sigma_{swd}}{f_{ywd}}=\frac{267}{435}=0.614$$

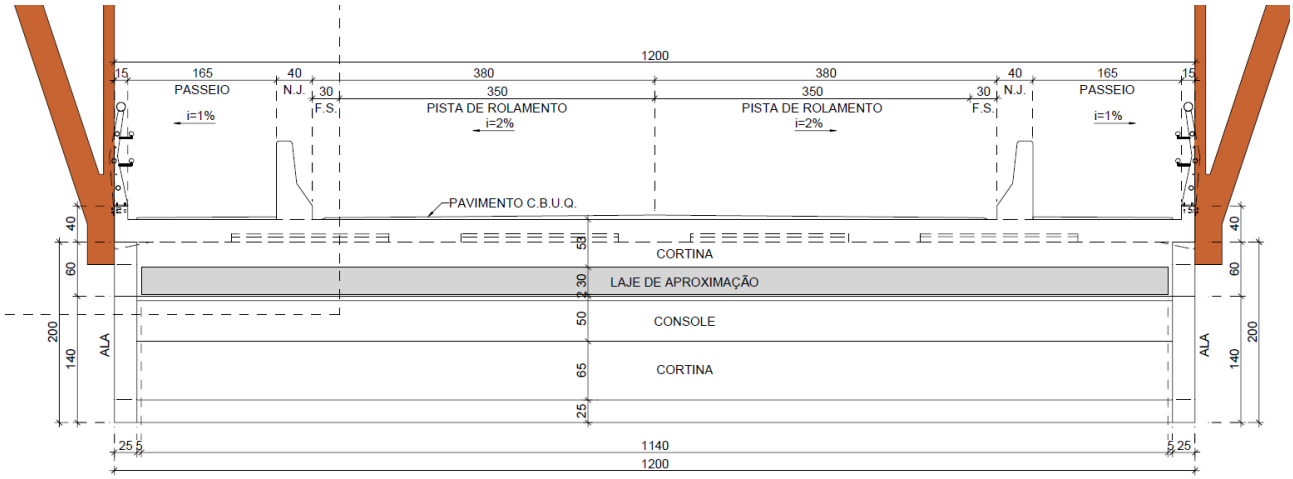
Fator de verificação total da interação

$$UC_{int} = \max(UC_{int.con};UC_{int.shear}) = \max(0.639;0.614) = 0.639$$

Valor total do fator de verificação

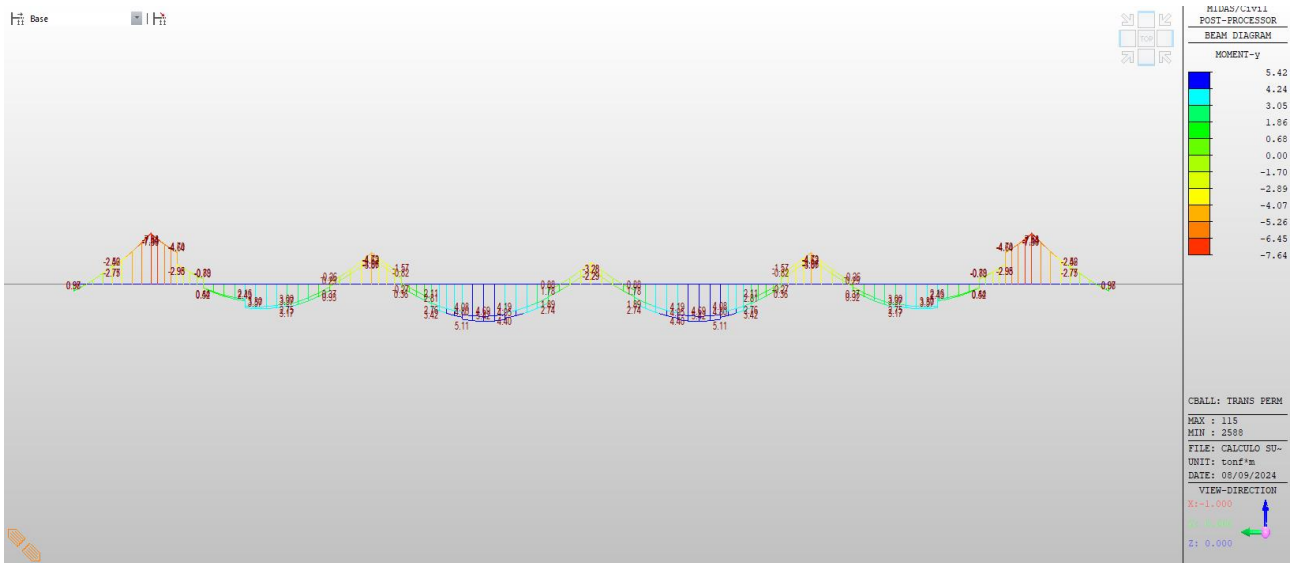
$$UC = \max(UC_{shear};UC_{tor};UC_{int.con};UC_{int.shear}) = \max(0.536;0.297;0.639;0.614) = 0.639$$

1.19 DIMENSIONAMENTO DAS CORTINAS – NOS ENCONTROS

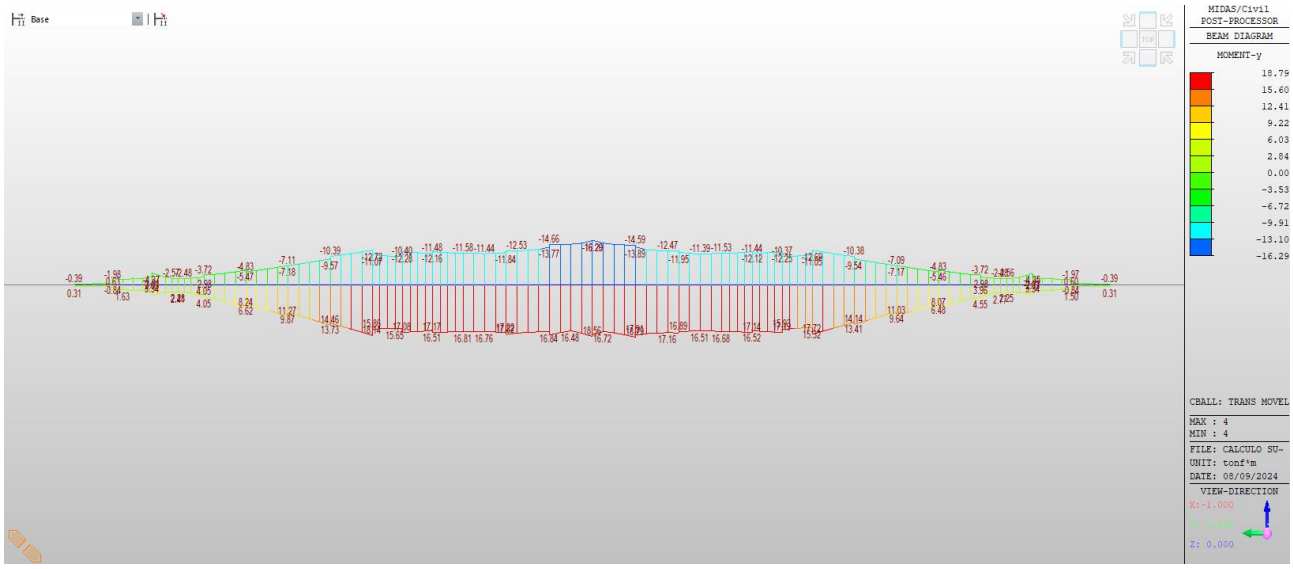


1.19.1 ESFORÇOS SOLICITANTES TRANSVERSINA

1.19.1.1 MOMENTO FLETOR DEVIDO AO CARREGAMENTO PERMANENTE



1.19.1.2 ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES DEVIDO A CARGA DE VEÍCULOS + MULTIDÃO

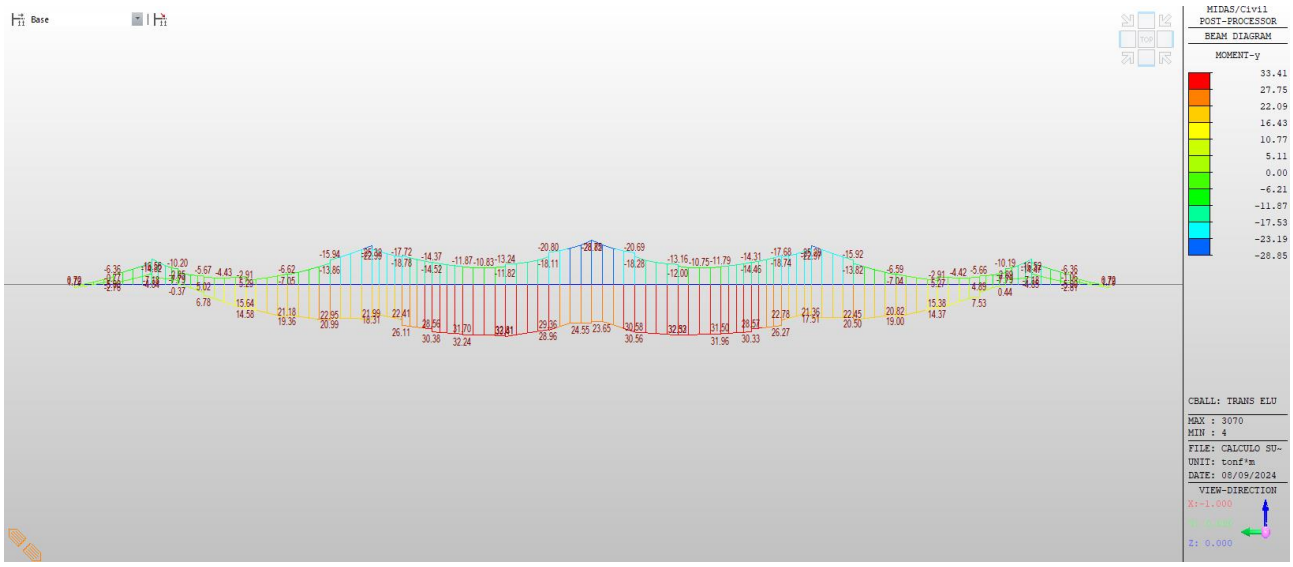


A favor da segurança, consideraremos apenas os maiores esforços na cortina. Sem levar em consideração a posição do esforço.

$Md = 1{,}35 \times Mg + 1{,}5 \times Mq$

Onde: Mg – Momento das cargas permanentes.

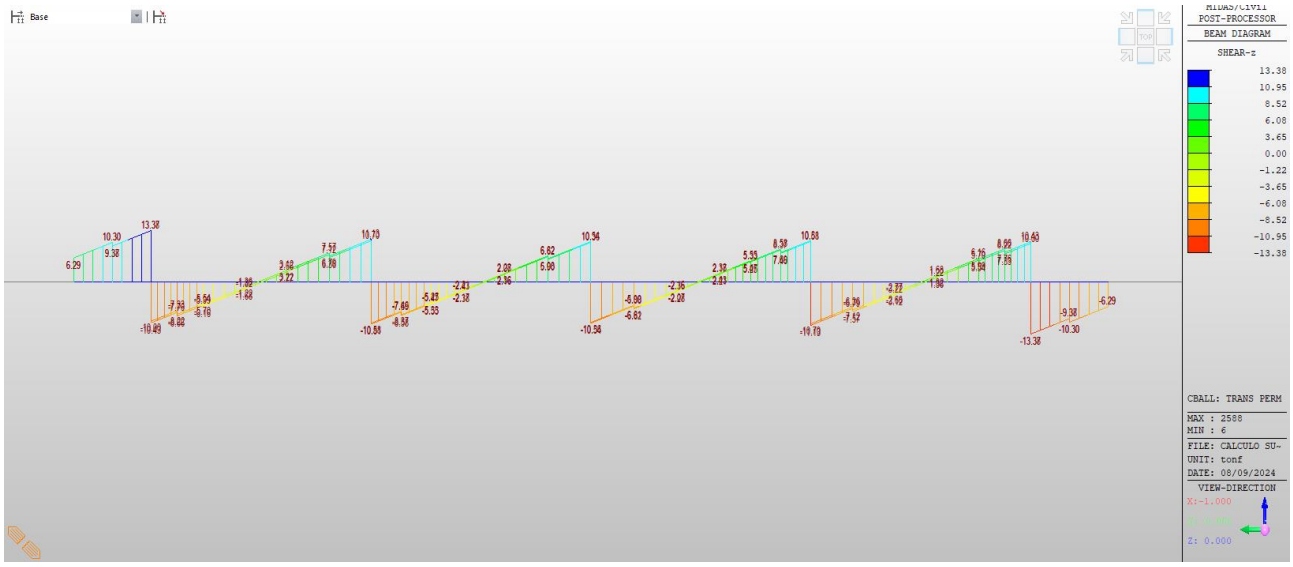
Mq – Momento das cargas móveis.



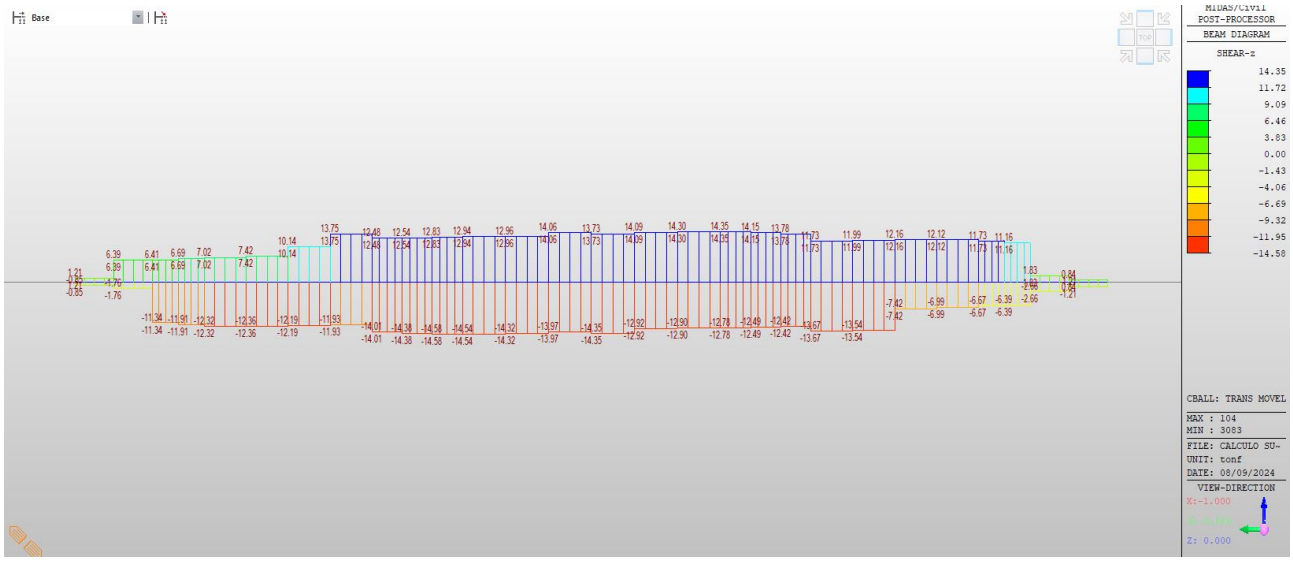
$Md_{Positivo} = 33{,}41\ tf * m.$

$Md_{Negativo} = 28{,}85 tf * m.$

1.19.1.3 ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS CORTANTES CARREGAMENTO PERMANENTE



1.19.1.4 ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS CORTANTES DEVIDO A CARGA DE VEÍCULOS + MULTIDÃO

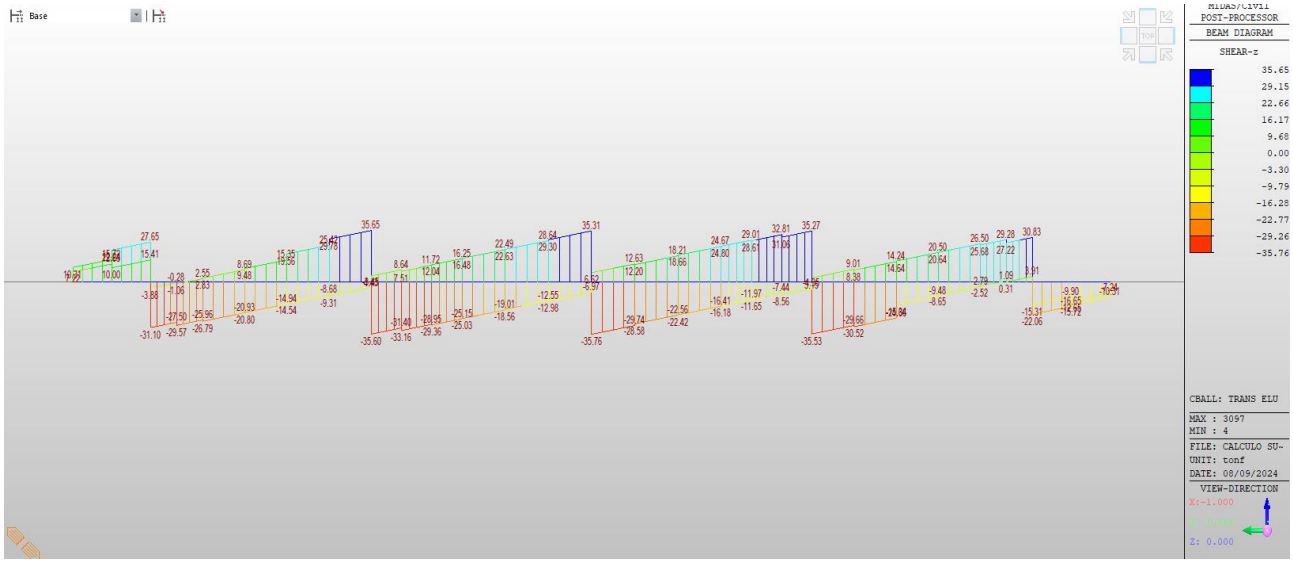


A favor da segurança, consideraremos apenas os maiores esforços na cortina. Sem levar em consideração a posição do esforço.

$Vsd = 1{,}35 \times Vg + 1{,}5 \times Vq$

Onde: Vg – Esforços cortantes das cargas permanentes.

Vq - Esforços cortantes das cargas móveis.



$Vsd = 35{,}76\ tf$

1.19.1.5 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS DAS TRANSVERSINAS

Todas os esforços apresentados já estão com seus devidos coeficiente de ponderação.

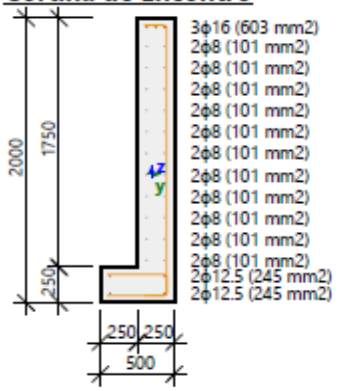
Esforços de momento Pos.	$My -\ 33{,}41 tonf * m$
Esforços de momento Neg.	$My -\ 28{,}85\ tonf * m$
Esforços cortante	$Fz -\ 35{,}76\ tonf$
Esforços de momento transversal	$Mz -\ 38{,}44\ tonf * m$

Esforços de cortante transversal $Fy - 34{,}49\ tonf$

Esforços de torção $Mx - 6{,}63\ tonf * m$

1.19.2 DIMENSIONAMENTO

Cortina de Encontro



Configurações de cálculo

EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11	EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008
Tipo de elemento	Viga Verificação
Comprimento do elemento	12 m
Classes de ambiente	XC1

Materiais

Concreto	C 25/30
Arm. longitudinal	B 500 B
Armadura de cisalhamento	B 500 B

Resumo de Cálculo

Verificação	Combinação	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Edy,rec}$ [kNm]	$M_{Edz,rec}$ [kNm]	Fatores verificação	Status
N+My+Mz - Diagrama	ELU / 2	0	54.8	277	16.8	492	31.5	0,61	OK
N+My+Mz - Resposta	ELU / 2	0	54.8	277	16.8	492	31.5	0,90	OK
Interação V+T	ELU / 1	0	54.8	277	16.8	15.4	31.5	0,46	OK

Cobrimento

Cobrimento mínimo devido às necessidades de aderência

$c_{min,b,l} = 16$ mm

$c_{min,b,s} = 12$ mm

$c_{min,b} = \max(c_{min,b,l} - \phi_s; c_{min,b,s}) = \max(16 - 12; 12) = 12$ mm §4.4.1.2(3)

Cobrimento mínimo devido às condições ambientais: XC1, XD0, XS0, XF0, XA0

Classe estrutural S4

$c_{min,dur} = 15$ mm §4.4.1.2(5)

Elemento de segurança aditivo

$\Delta c_{dur,y} = 0$ mm §4.4.1.2(6)

Redução do cobrimento mínimo pelo o uso de aço inoxidável

$\Delta c_{dur,st} = 0$ mm §4.4.1.2(7)

Redução do cobrimento mínimo por causa de proteção adicional

$\Delta c_{dur,add} = 0$ mm §4.4.1.2(8)

Cobrimento de concreto mínimo

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) = \max(12; 15 + 0 - 0 - 0; 10) = 15$ mm (4.2)

Tolerância no projeto por causa do desvio

$\Delta c_{dev} = 10$ mm §4.4.1.3(1)

Cobrimento de concreto necessário

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25$ mm §4.4.1.3(1)

Coeficiente de fluência

Configurações de cálculo

A idade do concreto na hora do carregamento	$t_0 = 28$ dias
A idade no momento considerado	$t = 18250$ dias
Umidade relativa	RH = 50 %

Características do material

Classe do cimento R

O coeficiente depende do tipo de cimento $s = 0.2$

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t

$\beta_{cc(t)} = 1.21$ (3.2)

O coeficiente depende do concreto envelhecendo em t_0

$$\beta_{cc(t0)} = e^{\left(s\cdot\left(1-\sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right)} = 2.72^{\left(0.2\cdot\left(1-\sqrt{\frac{28}{28}}\right)\right)} = 1 \qquad (3.2)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade fcm(t)

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)}\cdot f_{cm} = 1.21\cdot 33 = 40\ \text{MPa} \qquad (3.1)$$

A resistência à compressão do concreto média na idade do carregamento fcm(t_0)

$$f_{cm(t0)} = \beta_{cc(t0)}\cdot f_{cm} = 1\cdot 33 = 33\ \text{MPa} \qquad (3.1)$$

Características da seção

Área da seção transversal de concreto $A_c = 0.563\ m^2$

Perímetro da parte que está exposta a secagem $u = 5\ m$

O tamanho fictício $h_0 = \frac{2\cdot A_c}{u} = \frac{2\cdot 0.563}{5} = 225\ \text{mm}$

Cálculo do coeficiente de fluência EN1992-1-1

Os coeficientes a serem considerarem a influência da resistência do concreto

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.7} = 1.04 \qquad (B.8c)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.2} = 1.01 \qquad (B.8c)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = \left(\frac{35}{33}\right)^{0.5} = 1.03 \qquad (B.8c)$$

Os coeficientes que dependem da umidade relativa e do tamanho do elemento fictício

$$\beta_H = \min\left(1.5\cdot\left(1+\left(0.012\cdot RH\right)^{18}\right)\cdot h_0\cdot 1000 + 250;1500\right) \qquad (B.8a)$$
$$= \min\left(1.5\cdot\left(1+\left(0.012\cdot 50\right)^{18}\right)\cdot 0.225\cdot 1000 + 250;1500\right) = 588$$

O coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento

$$\beta_{c(t,t0)} = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{18250-28}{588+18250-28}\right)^{0.3} = 0.991 \qquad (B.7)$$

O efeito do tipo de cimento no coeficiente de fluência

$$t_{0,c} = \max\left(t_0\cdot\left(\left(\frac{9}{2+t_0^{1.2}}+1\right)\right)^{\alpha};0.5\right) = \max\left(28\cdot\left(\left(\frac{9}{2+28^{1.2}}+1\right)\right)^{1};0.5\right) = 32.5\ \text{dias} \qquad (B.9)$$

O coeficiente da idade do concreto no carregamento

$$\beta_{(t0)} = \frac{1}{\left(0.1+\left(t_{0,c}\right)^{0.2}\right)} = \frac{1}{\left(0.1+\left(32.5\right)^{0.2}\right)} = 0.4749 \qquad (B.5)$$

O coeficiente da resistência do concreto

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{33}} = 2.9245 \qquad (B.4)$$

O coeficiente da umidade relativa

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1-RH}{0.1\cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1 + \frac{1-0.5}{0.1\cdot 225^{\frac{1}{3}}} = 1.8221 \qquad (B.3a)$$

O coeficiente da fluência fictícia

$$\phi_0 = \phi_{RH}\cdot\beta_{(fcm)}\cdot\beta_{(t0)} = 1.8221\cdot 2.9245\cdot 0.4749 = 2.5306 \qquad (B.2)$$

O coeficiente de fluência

$$\phi_{(t,t0)} = \phi_0\cdot\beta_{c(t,t0)} = 2.5306\cdot 0.991 = 2.5066 \qquad (B.1)$$

Capacidade N+My+Mz - Diagrama

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}\cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1\cdot 25}{1.5} = 16.7\ \text{MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435\ \text{MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

$N_{Ed} = 0\ kN$ $M_{Edy} = 492\ kNm$ $M_{Edz} = 31.5\ kNm$

Dados de entrada para a geração dos diagramas de interação

Método de verificação do diagrama de interação	N_uM_u
Divisão de deformações verticais	300
Número de cortes verticais	180
Valor resultante do momento fletor	M_{res} = 493 kNm
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção M_y no plano horizontal M_y-M_z	α_{MyMz} = 176 °
Ângulo da resultante do momento fletor relacionado à direção N no plano vertical N-M_{res}	α_{NM} = 0 °

Cálculo das resistências

Resistências na direção positiva N_{Rd+} = 0 kN M_{Rdy+} = 812 kNm M_{Rdz+} = 52 kNm

Resistências na direção negativa N_{Rd-} = 0 kN M_{Rdy-} = -1029 kNm M_{Rdz-} = -66 kNm

Resumo da verificação

Forças: N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 492 kNm M_{Edz} = 31.5 kNm

Resistência: N_{Rd} = 0 kN M_{Rdy} = 812 kNm M_{Rdz} = 52 kNm

Cálculo do fator de verificação:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{0^2 + 492^2 + 31.5^2}}{\sqrt{0^2 + 812^2 + 52^2}} = 0.605 \quad <= 1 \quad \text{OK}$$

Diagrama de interação 3D - Seção vertical N-M_{res}

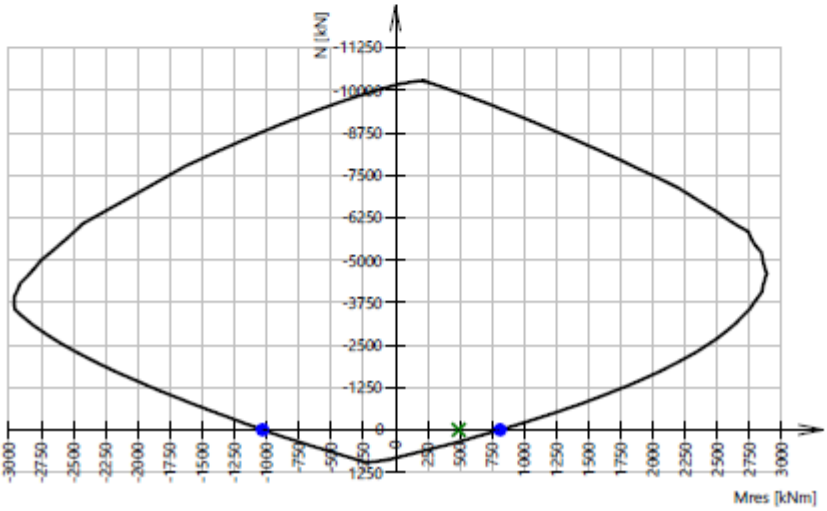
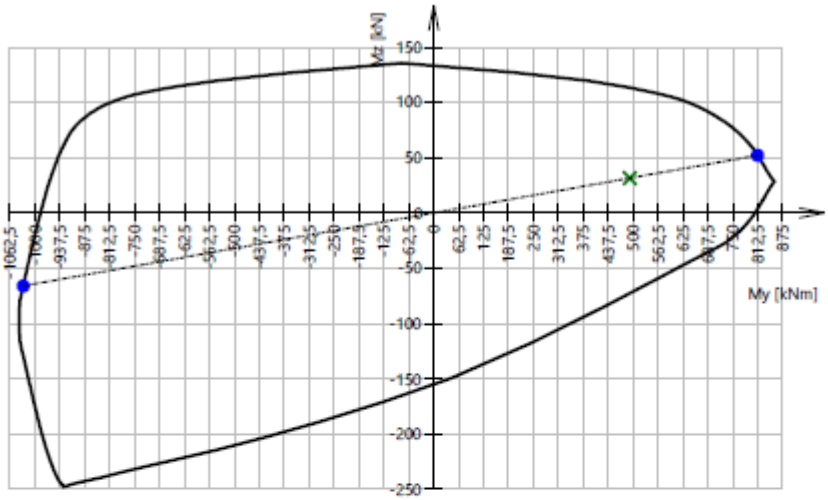


Diagrama de interação 3D - Seção horizontal M_y-M_z



Capacidade N+My+Mz - Resposta

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \qquad (3.15)$$

Forças

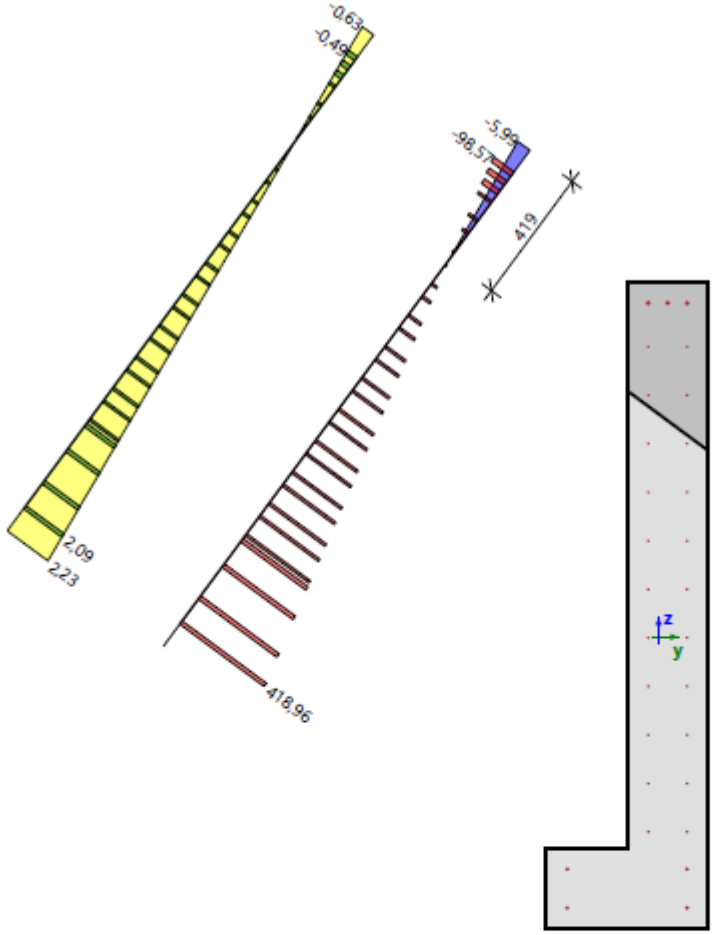
Content of combination: CO2

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = 492 kNm M_{Edz} = 31.5 kNm

Resumo da verificação

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Verificação deformação [-]	Verificação tensão [-]	Fator de verif.[-]	Limite [-]	Status
Concreto	5	-0.629	-5.99	0,18	0,36	0,90	1	OK
Arm.	7	2.09	419	0,05	0,90			

Distribuição da tensão e da deformação

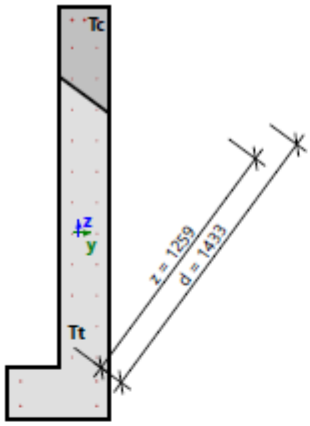


Valores extremos da tensão/deformação em componente

Tipo do componente	Fibra / Barra	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Fator de verif.[-]	Status
Concreto - compressão	5	-0.629	-3.5	-5.99	-16.7	0,36	OK
Concreto - tração	1	2.23	0	0	0	0,00	OK
Armadura - compressão	1	-0.493	-45	-98.6	-466	0,21	OK
Armadura - tração	7	2.09	45	419	466	0,90	OK

Plano de deformação

Deformação no centro de gravidade	ε_x = 0.832 ‰
Curvatura ao redor do eixo (y)	ε_y = -1.21 ‰
Curvatura ao redor do eixo (z)	ε_z = -0.892 ‰
Altura da zona comprimida	x = 419 mm
Altura equilibrada da zona de compressão	x_{bal} = 861 mm
Altura limite da zona de compressão	x_{lim} = 103 mm
Inclinação da linha neutra	α_{NA} = -36.5 °
Altura da seção perpendicular à linha neutra	h = 1906 mm
Altura efetiva da seção perpendicular à linha neutra	d = 1433 mm
Braço de alavanca da seção perpendicular à linha neutra	z = 1259 mm



Características da seção

Tipo do componente	t_y [m]	t_z [m]	A [m^2]	I_y [m^4]	I_z [m^4]
Concreto - compressão	0.037	0.879	0.107	0.0847	$695 \cdot 10^{-6}$
Concreto - tração	$-9 \cdot 10^{-3}$	-0.207	0.455	0.125	$5.71 \cdot 10^{-3}$
Armadura - compressão	0.028	0.98	$804 \cdot 10^{-6}$	$780 \cdot 10^{-6}$	$2.79 \cdot 10^{-6}$
Armadura - tração	-0.016	-0.275	$1.4 \cdot 10^{-3}$	$434 \cdot 10^{-6}$	$25.4 \cdot 10^{-6}$
Todo o concreto	0	0	0.563	0.21	$6.4 \cdot 10^{-3}$
Todas as barras da arm.	0	0.183	$2.2 \cdot 10^{-3}$	$1.21 \cdot 10^{-3}$	$28.2 \cdot 10^{-6}$

Forças em todos os componentes da seção

Tipo do componente	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concreto - compressão	-268	255	12.2	0.045	0.95
Concreto - tração	0	0	0	0	0
Armadura - compressão	-60.5	61.1	2.07	0.034	1.01
Armadura - tração	329	175	17.2	-0.052	-0.533
Todos em compressão	-329	316	14.3	0.043	0.961
Todas tracionadas	329	175	17.2	-0.052	-0.533
Resumo	0	492	31.5		

Resultados detalhados das tensões e deformações nas fibras de concreto

Fibra	Material	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	$ε_{lim}$ [‰]	σ [MPa]	$σ_{lim}$ [MPa]	$ε / ε_{lim}$ [-]	$σ / σ_{lim}$ [-]	Verificação
1	C 25/30	-0.347	-0.903	2.23	0	0	0	0	0	OK
2	C 25/30	-0.097	-0.903	2.01	0	0	0	0	0	OK
3	C 25/30	0.153	-0.903	1.79	0	0	0	0	0	OK
4	C 25/30	0.153	0.097	0.58	0	0	0	0	0	OK
5	C 25/30	0.153	1.1	-0.63	-3.5	-5.99	-16.7	0.18	0.36	OK
7	C 25/30	-0.097	1.1	-0.41	-3.5	-3.87	-16.7	0.12	0.23	OK
8	C 25/30	-0.097	0.222	0.65	0	0	0	0	0	OK
9	C 25/30	-0.097	-0.653	1.71	0	0	0	0	0	OK
11	C 25/30	-0.347	-0.653	1.93	0	0	0	0	0	OK

Resultados detalhados das tesnões e deformações nas barras da armadura

Barra	Material	d_s [mm]	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	$ε_{lim}$ [‰]	σ [MPa]	$σ_{lim}$ [MPa]	ε / $ε_{lim}$ [-]	σ / $σ_{lim}$ [-]	Verificação
1	B 500 B	16	0.088	1.03	-0.49	-45	-98.6	-466	0.01	0.21	OK
2	B 500 B	16	0.028	1.03	-0.44	-45	-87.9	-466	0.01	0.19	OK
3	B 500 B	16	-0.032	1.03	-0.39	-45	-77.2	-466	0.01	0.17	OK
4	B 500 B	13	0.088	-0.718	1.62	45	324	466	0.04	0.7	OK
5	B 500 B	13	-0.282	-0.718	1.95	45	390	466	0.04	0.84	OK
6	B 500 B	13	0.088	-0.838	1.76	45	353	466	0.04	0.76	OK
7	B 500 B	13	-0.282	-0.838	2.09	45	419	466	0.05	0.9	OK
8	B 500 B	8	-0.032	0.897	-0.22	-45	-44.6	-466	0	0.1	OK
9	B 500 B	8	-0.032	0.747	-0.04	-45	-8.35	-466	0	0.02	OK
10	B 500 B	8	-0.032	0.597	0.14	45	27.9	466	0	0.06	OK
11	B 500 B	8	-0.032	0.447	0.32	45	64.1	466	0.01	0.14	OK
12	B 500 B	8	-0.032	0.297	0.5	45	100	466	0.01	0.22	OK
13	B 500 B	8	-0.032	0.147	0.68	45	137	466	0.02	0.29	OK
14	B 500 B	8	-0.032	$-3\cdot10^{-3}$	0.86	45	173	466	0.02	0.37	OK
15	B 500 B	8	-0.032	-0.153	1.04	45	209	466	0.02	0.45	OK
16	B 500 B	8	-0.032	-0.303	1.23	45	245	466	0.03	0.53	OK
17	B 500 B	8	-0.032	-0.453	1.41	45	281	466	0.03	0.6	OK
18	B 500 B	8	-0.032	-0.603	1.59	45	318	466	0.04	0.68	OK
19	B 500 B	8	0.088	0.897	-0.33	-45	-66	-466	0.01	0.14	OK
20	B 500 B	8	0.088	0.747	-0.15	-45	-29.8	-466	0	0.06	OK
21	B 500 B	8	0.088	0.597	0.03	45	6.47	466	0	0.01	OK
22	B 500 B	8	0.088	0.447	0.21	45	42.7	466	0	0.09	OK
23	B 500 B	8	0.088	0.297	0.39	45	78.9	466	0.01	0.17	OK
24	B 500 B	8	0.088	0.147	0.58	45	115	466	0.01	0.25	OK
25	B 500 B	8	0.088	$-3\cdot10^{-3}$	0.76	45	151	466	0.02	0.32	OK
26	B 500 B	8	0.088	-0.153	0.94	45	188	466	0.02	0.4	OK
27	B 500 B	8	0.088	-0.303	1.12	45	224	466	0.02	0.48	OK
28	B 500 B	8	0.088	-0.453	1.3	45	260	466	0.03	0.56	OK
29	B 500 B	8	0.088	-0.603	1.48	45	296	466	0.03	0.64	OK

Interação V_y+V_z+T

Configurações

Método para o cáclulo das resistências ao cisalhamento: Padrão

Valor limite do ângulo entre o momento fletor e a força cortante resultante para o uso o método padrão: $\alpha_{VM,lim} = 15$ °

Seção transversal de parede fina equivalente: Seção transversal inserida

O ângulo entre a biela de compressão de concreto e elemento de eixo: Entrada do usuário: $\theta_{inp} = 25$ ° => $\cot(\theta_{inp}) = 2.14$

Forças

Conteúdo da combinação: CO1

$N_{Ed} = 0$ kN $M_{Edy} = 15.4$ kNm $M_{Edz} = 31.5$ kNm $V_{Edy} = 54.8$ kN $V_{Edz} = 277$ kN $T_{Ed} = 16.8$ kNm

Ângulo do gradiente do plano de deformação

$\alpha_M = 180$ °

Ângulo da resultante da cortante

$\alpha_V = 78.8$ °

Resultante da força cortante

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{54.8^2 + 277^2} = 283 \text{ kN}$$

Diferenças entre ângulos α_M and α_V

$$\alpha_{MV} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(180 - 78.8) = 101 \text{ °}$$

Nota: O ângulo entre o gradiente do plano de deformação e a resultante das forças cortantes é maior do que o limite O método baseado na fórmula de interação (cálculo biaxial cisalhamento) deveria ser utilizado, pois para um ângulo maior do que o limite, o valor d e z recalculados na direção da força cortante rapidamente decrescem

Características do material

Resistência de cálculo à compressão do concreto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Resistência de cálculo à tração do concreto

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk005}}{\gamma_C} = \frac{1 \cdot 1.8}{1.5} = 1.2 \text{ MPa} \quad (3.15, 3.16)$$

Cálculo do ângulo entre a biela comprimida de concreto e o eixo do elemento

- valor mínimo:

θ_{min} = 21.8° => cot(θ_{min}) = 2.5 (§6.2.3(2))

- valor máximo:

θ_{max} = 45° => cot(θ_{max}) = 1 (§6.2.3(2))

- valores de entrada/calculados:

$\theta = \theta_{inp}$ = 25°, cot(θ) = 2.15

Nota: Cálculo automático do ângulo está desligado, o valor do usuário será considerado.

Verificação de cisalhamento e cálculo das resistências ao cisalhamento

Parâmetros da seção

largura mínima da seção na área em tração

y_{bw} = -128 mm z_{bw} = -647 mm b_w = 185 mm

Nota: Valor b_w é calculado para menor largura da seção transversal na área perpendicular de tração para resultados de armadura de cisalhamento.

Largura mínima da seção transversal entre banzo de tensão e compressão

y_{bw1} = 12.8 mm z_{bw1} = 64.6 mm b_{w1} = 255 mm

Nota: Valor b_{w1} é calculado com menor larugura da seção transversal entre banzo de tração e compressão perpendicular a resultante da força de cisalhamento.

Altura da seção transversal recalculada para direção da força de cisalhamento resultante

h = 2059 mm

Nota: Valor h é calculado como largura da seção transversal no centro de gravidade na direção da força resultante de cisalhamento.

Área da seção transversal de concreto

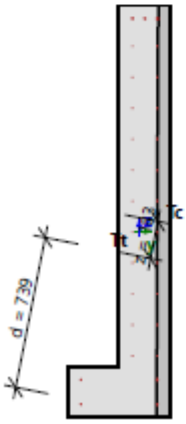
A_c = 0.563 m^2

Altura efetiva recalculada para direção da força de cisalhamento resultante

d = 927 mm

Braçode alavanca de nível de forças internas recalculadas para direção da força de cisalhamento resultante

z = 750 mm



Parâmetros de armadura de cisalhamento

Parâmetros de entrada

Número de ligações de estribo $n_s = 2$

Diâmetro da armadura $\phi_s = 12$ mm

Distância centro - ao - centro do estribo na direção longitudinal $s_{inp} = 0.15$ m

Ângulo de estribo do eixo do elemento $\alpha_s = 90°$

Resistência característica ao escoamento $f_{ywk} = 500$ MPa

Área da seção transversal da armadura de cisalhamento

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{12}{2}\right)^2 = 226 \text{ mm}^2$$

Espaçamento longitudinal máximo de ligações de cisalhamento

$$s_l = s_{inp} = 150 \text{ mm}$$

Área por metro da seção transversal

$$A_{swm} = \frac{A_{sw}}{s_l} = \frac{226 \cdot 10^{-6}}{0.15} = 1508 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Parâmetros de armadura longitudinal

A área da armadura de tração

$$A_{sl} = 1753 \text{ mm}^2$$

Cálculo de resistências de cisalhamento

Cálculo de resistência de cisalhamento de elementos sem armadura de cisalhamento

$\sigma_{ct,max} = 1.71$ MPa $\geq f_{ctd} = 1.2$ MPa => seção fissurada na flexão

Cálculo da resistência ao cisalhamento de cálculo do elemento sem arm. de cisalhamento de acordo com capítulo 6.2.2(1).

Coeficiente para altura de seção transversal

$$k = \min\left(1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}}; 2\right) = \min\left(1 + \left(\frac{200}{927}\right)^{\frac{1}{2}}; 2\right) = 1.46 \qquad (\S 6.2.2(1))$$

Taxa de armadura geométrica

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; 0.02\right) = \min\left(\frac{1.75 \cdot 10^{-3}}{0.185 \cdot 0.927}; 0.02\right) = 0.0102 \qquad (\S 6.2.2(1))$$

Tensão axial de seção transversal

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{-0}{0.563}; 0.2 \cdot 16.7\right) = 0 \text{ MPa} \qquad (\S 6.2.2(1))$$

Outros coeficientes

$C_{Rdc} = 0.12 \quad v_{min} = 0.31$ MPa $\quad k_1 = 0.15$

Cálculo de resistência ao cisalhamento de cálculo

$$V_{Rdc} = 10^6 \cdot \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \qquad (6.2.a)$$

$$= 10^6 \cdot \left(0.12 \cdot 1.46 \cdot \left(100 \cdot 0.0102 \cdot 25\right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0\right) \cdot 0.185 \cdot 0.927 = 89 \text{ kN}$$

$$V_{Rdcmin} = 10^6 \cdot \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d \qquad (6.2.b)$$

$$= 10^6 \cdot \left(0.31 + 0.15 \cdot 0\right) \cdot 0.185 \cdot 0.927 = 53 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} = \max\left(V_{Rdc}; V_{Rdcmin}; 0\right) = \max\left(88909; 53305; 0\right) = 89 \text{ kN}$$

Nota: Cálculo de armadura de cisalhamento de elemento sem armadura de cisalhamento foi calculado de acordo com cláusula 6.2.2(1), porque seção é fissurada na flexão no ELU ou seção não está carregada com força normal e momentos fletores.

Cálculo de resistência de cisalhamento em elementos com armadura de cisalhamento

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Cálculo de resistência de cisalhamento em elementos com armadura de cisalhamento

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \text{cotg}(\theta) = \frac{226 \cdot 10^{-6}}{0.15} \cdot 0.75 \cdot 435 \cdot 10^{6} \cdot \text{cotg}(25) = 1055 \text{ kN} \qquad (6.8)$$

Valor de cálculo da força de cisalhamento máxima que pode ser sutentada pelo elemento

Fator de redução da resistência para o concreto fissurado em cisalhamento - valor v

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.54 \qquad (6.6N)$$

Fator de redução da resistência do concreto fissurado no cisalhamento - valor v_1

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{-0}{0.563}; 0.2 \cdot 16.7\right) = 0 \text{ MPa}$$

$$v_1 = 0.6 \qquad (6.10.aN)$$

Coeficiente que considera os estados de tensões na biela comprimida

$\alpha_{cw} = 1$ (para elementos não protendidos) (§6.2.3(3)N3)

Valor de cálculo da força de cisalhamento máxima que pode ser sutentada pelo elemento

$$V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w1} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\left(\text{cotg}(\theta) + \text{tg}(\theta)\right)} = \frac{1 \cdot 0.255 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 16.7 \cdot 10^{6}}{\left(\text{cotg}(25) + \text{tg}(25)\right)} = 733 \text{ kN} \qquad (6.9)$$

Força de cisalhamento máxima próximo do apoio (sem usar fator β)

$$V_{Edmax} = 0.5 \cdot b_{w1} \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 0.255 \cdot 0.927 \cdot 0.54 \cdot 16.7 \cdot 10^{6} = 1063 \text{ kN} \qquad (6.5)$$

Resistência de cisalhamento do elemento

$$V_{Rd} = \min\left(V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}; V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td}; V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td}\right) = \min\left(1055 + 0 + 0; 733 + 0 + 0; 1063 + 0 + 0\right) = 733 \text{ kN}$$

Verificação a cortante

Verificação V_{Rdmax}

$$V_{Ed} = 283 \text{ kN} \le V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td} = 733 \text{ kN}$$

Nota: A verificação é satosfeita para esmagamento da biela de compressão ($V_{Ed} \le V_{Rd,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Verificação V_{Edmax}

$$V_{Ed} = 283 \text{ kN} \le V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td} = 1063 \text{ kN}$$

Nota: A verficação satisfeita para força de cisalhamento próxima do suporte ($V_{Ed} \le V_{Ed,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Verificação V_{Rdc} e V_{Rds}

$$V_{Ed} = 283\text{kN} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td} = 1055 \text{ kN}$$

Nota: A verificação é satisfeita para armadura de cisalhamento ($V_{Ed} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}$).

Fator de verificação

$$UC = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{283 \text{ kN}}{733 \text{ kN}} = 0.386$$

Verificação da torção e cálculo das resistências à torção

Área total da seção transversal

$A_c = 562500\ mm^2$

Área total da seção transversal

$u_c = 5000\ mm$

A área da armadura longitudinal para torção

$A_{sl} = 2200\ mm^2$

A distância mínima entre barras de arm. dentro do estribo para torção e a borda da seção transversal

$a_{sl} = 65\ mm$

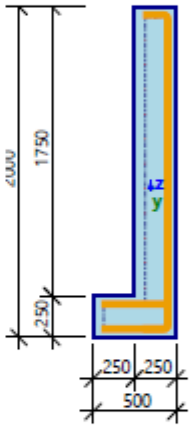
Espessura da parede efetivo

$$t_{ef} = \max\left(\frac{A_c}{u_c}, 2 \cdot a_{sl}\right) = \max\left(\frac{562500}{5000}, 2 \cdot 65\right) = 130\ mm \qquad (\S 6.3.2(1))$$

Nota: Parâmetros para torção [valor A_k e u_k] são calculados para um seção de parede fina equivalente que é criada a partir da seção inserida.

Parâmetros de armadura de cisalhemaneto/torção

Parâmetros de entrada



Diâmetro $\phi_{st} = 12\ mm$

Ângulo de estribo do eixo do elemento $\alpha_{st} = 90°$

Resistência característica ao escoamento $f_{ywk} = 500\ MPa$

Área da seção transversal da armadura de cisalhamento

$$A_{swt} = \pi \cdot \left(\frac{\phi_{st}}{2}\right)^2 = 3.14 \cdot \left(\frac{12}{2}\right)^2 = 113\ mm^2$$

Espaçamento longitudinal máximo de ligações de cisalhamento $s_{lt} = 150\ mm$

Área da seção transversal da armadura de cisalhamento por metro

$$A_{swtm} = \frac{A_{swt}}{s_{lt}} = \frac{113}{150} = 754\ mm^2/m$$

Resistência de cálculo ao escoamento da armadura de cisalhamento

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435\ MPa$$

Cálculo de resistências à torção

Momento torsor de fissuração de cálculo

$$T_{Rdc} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef} \cdot A_k = 2 \cdot 1.2 \cdot 130 \cdot 254400 = 79.4\ kNm$$

Resistência do momento torsor de cálculo de armadura de torção

$$T_{Rds} = 2 \cdot A_k \cdot \frac{A_{swt}}{s_{lt}} \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta) = 2 \cdot 254400 \cdot \frac{113}{150} \cdot 435 \cdot \cot g(25) = 358\ kNm$$

Resistência ao momento torsor de cálculo máxima

Fator de redução da resistência para o concreto fissurado em cisalhamento - valor v

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.54 \qquad (6.6N)$$

$$v_1 = 0.6 \qquad (6.10.aN)$$

Coeficiente que considera os estados de tensões na biela comprimida

$\alpha_{cw} = 1$ (para elementos não protendidos) (§6.2.3(3)N3)

Resistência ao momento torsor de cálculo máxima

$$T_{Rdmax} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \cos(\theta) \cdot \sin(\theta)$$
$$= 2 \cdot 0.54 \cdot 1 \cdot 16.7 \cdot 254400 \cdot 130 \cdot \cos(25) \cdot \sin(25) = 228\ kNm$$

Resistência ao momento torsor do elemento

$$T_{Rd} = \min(T_{Rdc}, T_{Rdmax}) = 79.4 \text{ kNm}$$

Força de torção adicional

Tensão adicional de cálculo

$$\sigma_{sd} = \frac{\text{abs}(T_{Ed}) \cdot u_k \cdot \text{cotg}(\theta)}{2 \cdot A_k \cdot A_{sl}} = \frac{\text{abs}(16.8) \cdot 4480 \cdot \text{cotg}(25)}{2 \cdot 254400 \cdot 2200} = 144 \text{ MPa} \quad (6.28)$$

Resistência ao escoamento de cálculo

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Força de tensão adicional de cálculo

$$F_{sd} = \sigma_{sd} \cdot A_{sl} = 144 \cdot 2200 = 317 \text{ kN}$$

Força de cálculo máxima

$$F_{sdmax} = f_{yd} \cdot A_{sl} = 435 \cdot 2200 = 956 \text{ kN}$$

Verificação de torção

Verificação de T_{Rdmax}

$$T_{Ed} = 16.8 \text{ kNm} \le T_{Rdmax} = 228 \text{ kNm}$$

Nota: A verificação é satisfeita para esmagamento da biela de compressão ($T_{Ed} < T_{Rd,max}$).

Verificação de T_{Rdc} e T_{Rds}

$$T_{Ed} = 16.8 \text{ kNm} < T_{Rdc} = 79.4 \text{ kNm and } T_{Ed} = 16.8 \text{ kNm} < T_{Rds} = 358 \text{ kNm}$$

Nota: A verificação foi satisfeita, momento torsor foi resistido pelo concreto ($T_{Ed} \le T_{Rdc}$), armaduda de cisalhamento não é necessária. Não é necessário verificar a resistência à torção da armadura de cisalhamento inserida (T_{Rds}), portanto, a resistência à torção é calculada, mas não verificada.

Verifique F_{sdmax}

$$F_{sd} = 317 \text{ kN} \le F_{sdmax} = 956 \text{ kN}$$

Nota: A verificação para a força de tração adicional nas armaduras longitudinais foi aprovada.

Fator de verificação

$$UC = \max\left(\frac{\text{abs}(T_{Ed})}{T_{Rd}}, \frac{F_{sd}}{F_{sdmax}}\right) = \max\left(\frac{\text{abs}(16.8 \text{ kNm})}{79.4 \text{ kNm}}, \frac{317 \text{ kN}}{956 \text{ kN}}\right) = 0.332$$

Verificação da interação Vy+Vz+T

Verificação da interação Vy+Vz+T (concreto)

Verificação da equação (T_{Ed}/T_{Rdmax})+(V_{Ed}/V_{Rdmax})

$$\left(\frac{\text{abs}(T_{Ed})}{T_{Rdmax}}\right) + \left(\frac{\text{abs}(V_{Ed})}{V_{Rdmax}}\right) = \left(\frac{\text{abs}(16.8)}{228}\right) + \left(\frac{\text{abs}(283)}{733}\right) = 0.46 \le 1 \quad (6.29)$$

Nota: Verificação de interação $V_y + V_z + T$ para esmagamento da biela de compressão foi satisfeita.

Verificação da equação (T_{Ed}/T_{Rdc})+(V_{Ed}/V_{Rdc})

$$\left(\frac{\text{abs}(T_{Ed})}{T_{Rdc}}\right) + \left(\frac{\text{abs}(V_{Ed})}{V_{Rdc}}\right) = \left(\frac{\text{abs}(16.8)}{79.4}\right) + \left(\frac{\text{abs}(283)}{88.9}\right) = 3.39 > 1 \text{ and } A_{sw} > 0 \quad (6.31)$$

Nota: Forças cortantes e momentos torsores não podem ser suportados pelo concreto, armadura de cisalhamento é necessária.

Fator de verificação

$$UC_{int.con} = 0.46$$

Verificação da interação Vy+Vz+T (armadura de cisalhamento)

Tensão de cálculo

$$\sigma_{swd} = \left(\frac{abs(T_{Ed})}{2 \cdot A_k} + \frac{V_{Ed}}{n_s \cdot z}\right) \cdot \left(\frac{s_{lt}}{A_{swt} \cdot cotg(\theta)}\right) = \left(\frac{abs(16.8)}{2 \cdot 254400} + \frac{283}{2 \cdot 750}\right) \cdot \left(\frac{150}{113 \cdot cotg(25)}\right) = 137\ MPa$$

Resistência ao escoamento de cálculo

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1.15} = 435\ MPa$$

$$\sigma_{swd} = 137\ MPa < f_{ywd} = 435\ MPa$$

Nota: Verificação de interação $V_y + V_z + T$ para armaduras de cisalhamento é satisfeita.

Fator de verificação

$$UC_{int.shear} = \frac{\sigma_{swd}}{f_{ywd}} = \frac{137}{435} = 0.315$$

Fator de verificação total da interação

$$UC_{int} = max(UC_{int.con}; UC_{int.shear}) = max(0.46; 0.315) = 0.46$$

Valor total do fator de verificação

$$UC = max(UC_{shear}; UC_{tor}; UC_{int.con}; UC_{int.shear}) = max(0.386; 0.332; 0.46; 0.315) = 0.46$$

1.20 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO

1.20.1 DODOS PARA CÁLCULO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO

Dados:

- espessura da laje: 30 cm.
- espessura do pavimento: 5,0 cm.
- espessura média do aterro: 45 cm.
- altura média entre o pavimento e o plano médio da laje: 65 cm.

1.20.1.1 CARGA PERMANENTE

Para obter estes valores, adotou-se:

Peso próprio: $p = A_{seção} \cdot \gamma_c$

onde:

$A_{seção}$: área da seçã;

$\gamma_c = 2{,}5\ tf/m^3$: peso específico do concreto.

$\gamma_p = 2{,}4\ tf/m^3$: peso específico do pavimento.

Laje: $0{,}30 \times 2{,}5 = 0{,}75 tf/m^2$;

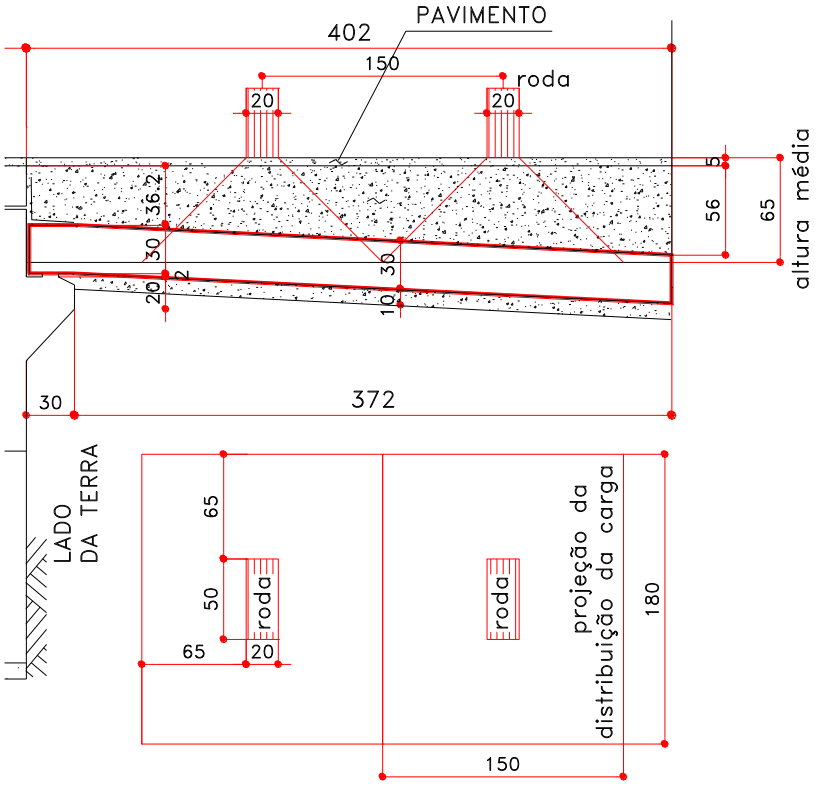
Aterro: $0{,}45 \times 1{,}80 = 0{,}81 tf/m^2$;

Pavimento: $0{,}05 \times 2{,}4 = 0{,}12 tf/m^2$.

$\boldsymbol{q_{total} = 1{,}68 tf/m^2}$.

1.20.1.2 CARGA MÓVEL

Trem tipo: Classe-45;



Carga de cada roda: $P = 7{,}5tf$

$$P = \frac{7{,}5tf}{Area\ de\ atução}$$

$$P = \frac{7{,}5tf}{1{,}5m \times 1{,}8m}$$

$$P = 2{,}77tf/m^2$$

Coeficiente de impacto:

$$\varphi = 1{,}4 - 0{,}007 \times vão$$

$$\varphi = 1{,}4 - 0{,}007 \times 4m$$

$$\varphi = 1{,}37$$

$$P = 2{,}77tf/m^2 \times 1{,}37$$

$$\boldsymbol{P = 3{,}80tf/m^2}$$

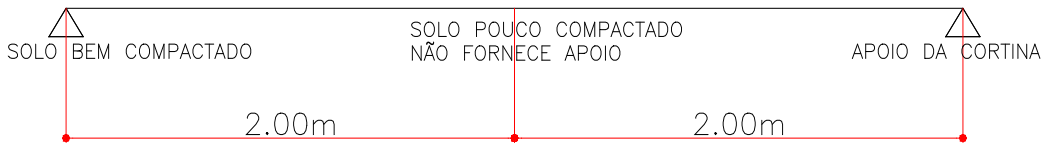
1.20.2 ESFORÇOS SOLICITANTES

1.20.2.1 MOMENTO POSITIVO

- Esquema estático:

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

ESQUEMA ESTÁTICO ADOTADO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO



- Esforços:

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

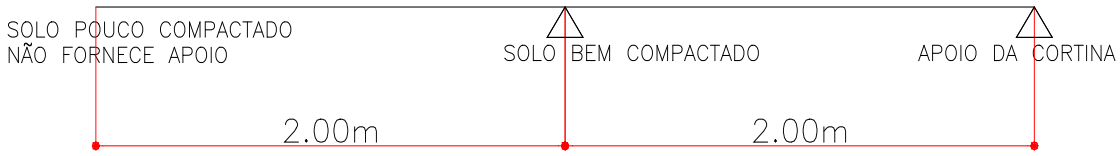
- Momento devido a carga móvel: $Mg = \frac{3,80 \times 4,0^2}{8}$ M_q = 7,50 tfm;

- Momento de cálculo: $Md = 1,35 \times 3,36 + 1,5 + 7,50$ **Md = 15,80 tfm.**

1.20.2.2 MOMENTO NEGATIVO

- Esquema estático:

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



- Esforços:

- Momento devido a carga permanente: $Mg = \frac{1,68 \times 2,0^2}{2}$ M_g = 3,36 tfm;

- Momento devido a carga móvel: $Mg = \frac{3,80 \times 2,0^2}{2}$ M_q = 7,5 tfm;

- Momento de cálculo: $Md = 1,35 \times 3,36 + 1,5 + 7,50$ **Md = 15,8 tfm.**

1.20.3 DIMENSIONAMENTO ARMADURA POSITIVA E NEGATIVA

ESFORÇOS SOLICITANTES:

M_g (tf.m/m) =	3.36
M_{qmax}(tf.m/m) =	7.50
M_{qmin}(tf.m/m) =	0.00
$M_D$dim (tf.m/m) =	15.79

PROP. DOS MATERIAIS:

F_{ck} (MPa) =	20
F_{yk} (MPa) =	500

PROP. DA SEÇÃO:

$b_{comp.}$ (cm) =	100.0
h (cm) =	30.0
d (cm) =	26.4
c (cm) =	3.0

ϕ (mm) = 12.5

DIMENSIONAMENTO:

y (cm) =	5.5
x (cm) =	6.9
As (cm^2/m) =	**15.37**

CÁLCULO DA FADIGA NO AÇO:

σ_{smax} (kgf/cm^2) =	2557
σ_{smin} (kgf/cm^2) =	918
$\Delta\sigma_s$ (kgf/cm^2) =	1639
$A_{scorr.}$ (cm^2/m) =	**15.37**

CONTROLE DA FISSURAÇÃO:

σ_{smax} (kgf/cm^2) =	2603
$A_{scorr.}$ (cm^2/m) =	**15.37**

Espaçamento (cm) = 8.00

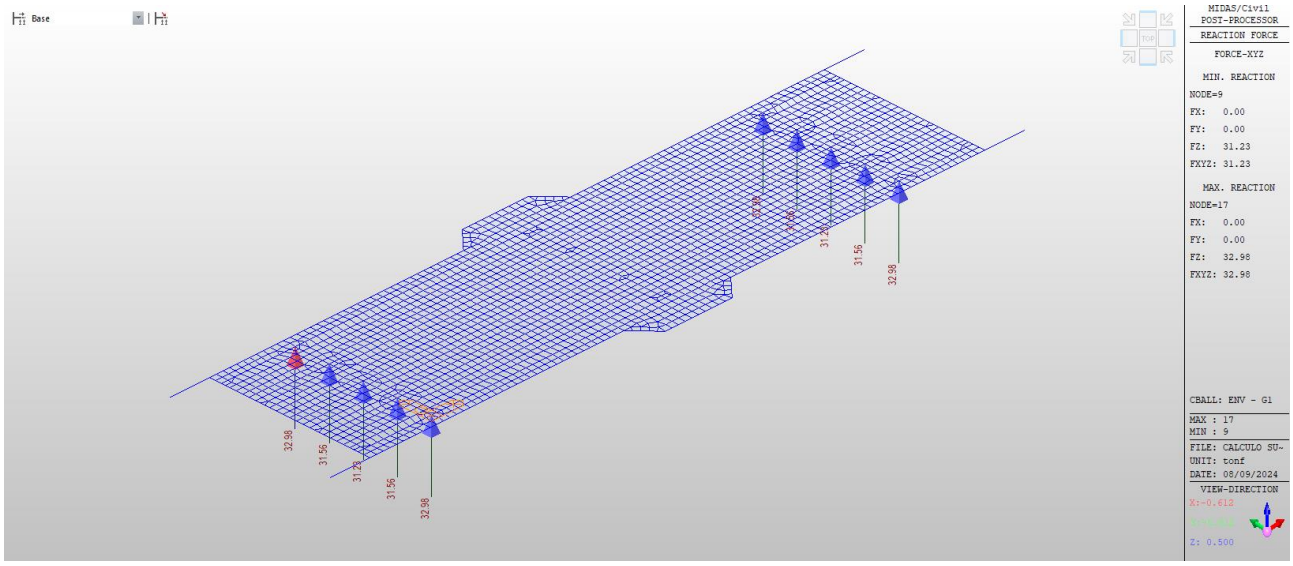
Armadura necessária (cm^2/m):	
Seção longitudinal	15,37
Seção transversal	3,07

Obs.: A armadura necessária na seção transversal foi obtida calculando-se um quinto da armadura longitudinal.

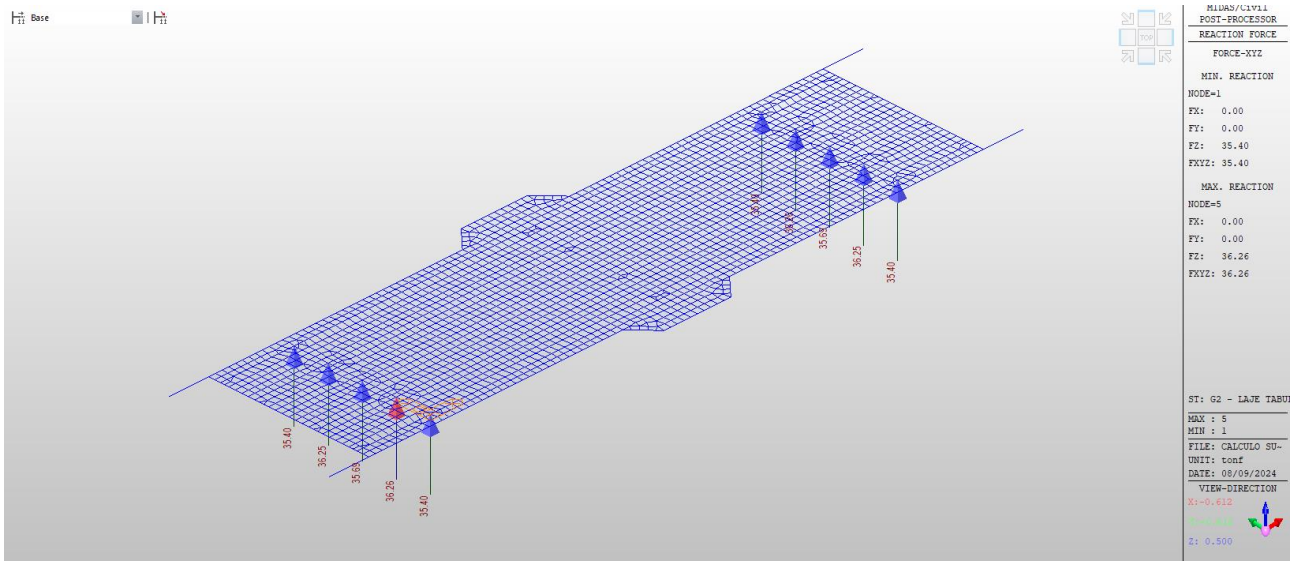
Armadura sugerida (cm^2/m):	
Seção Longitudinal	ϕ 12,5 c/ 7,5 = 16,66 – trecho central ϕ 12,5 c/ 15 = 8,33 – extremid. (1/4vão)
Seção Transversal	ϕ 10 c/ 25 = 3,20

1.21 REAÇÕES DE APOIO DA SUPERESTRUTURA

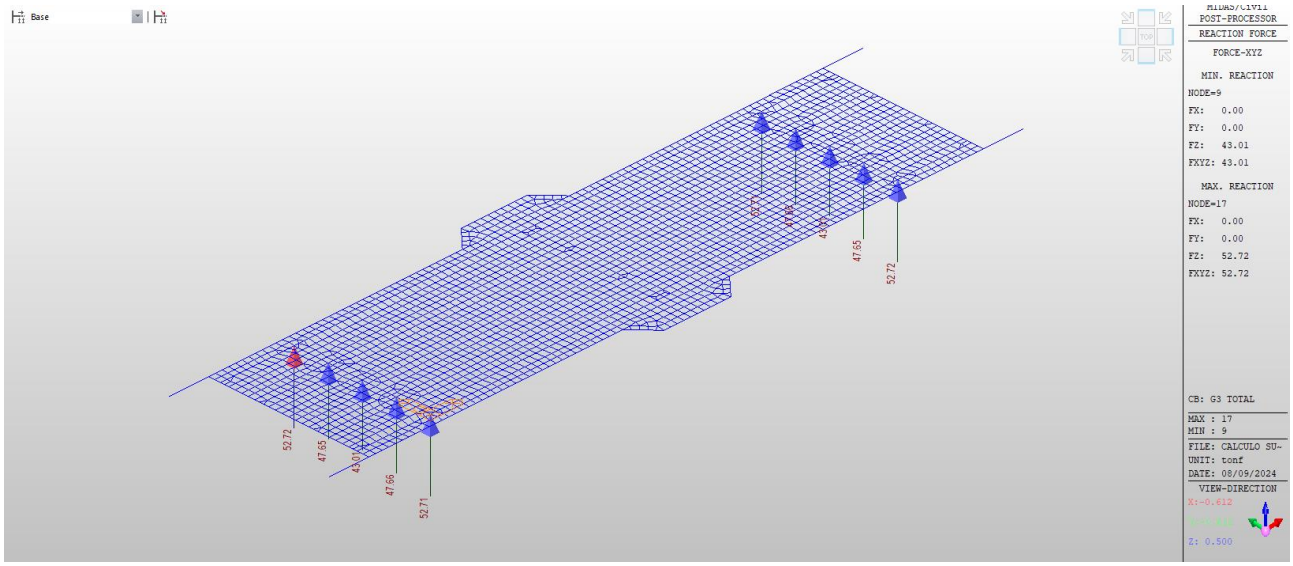
1.21.1 G1 – PESO DA VIGA



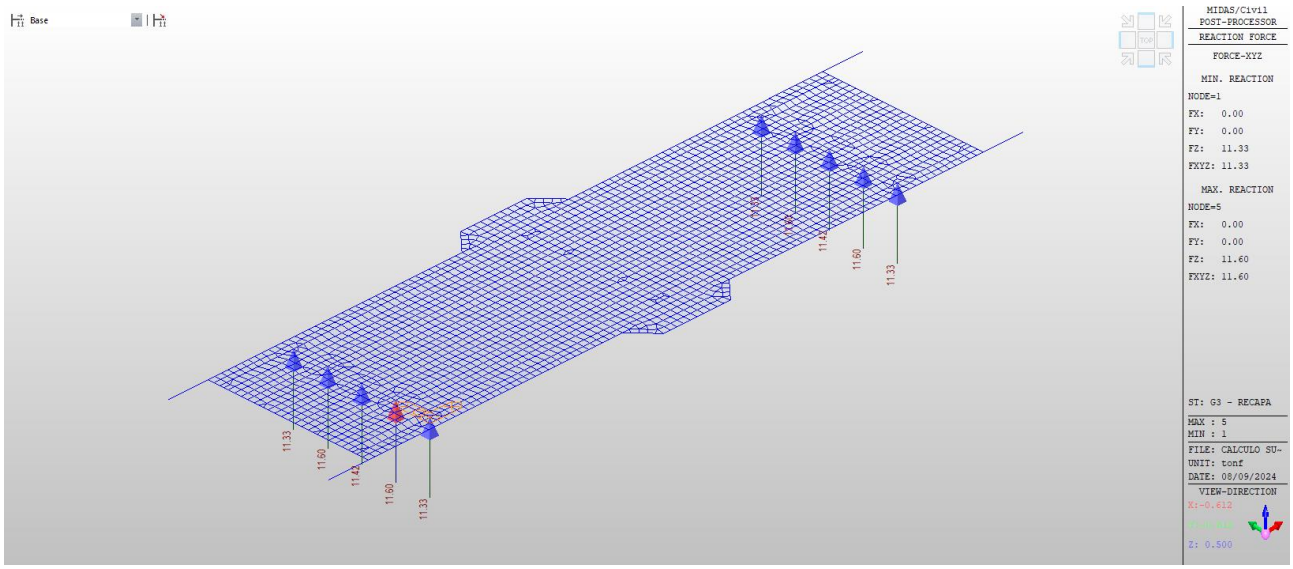
1.21.2 G2 – PESO DA LAJE



1.21.3 G3 – PAVIMENTO, DEFENSAS E OUTROS

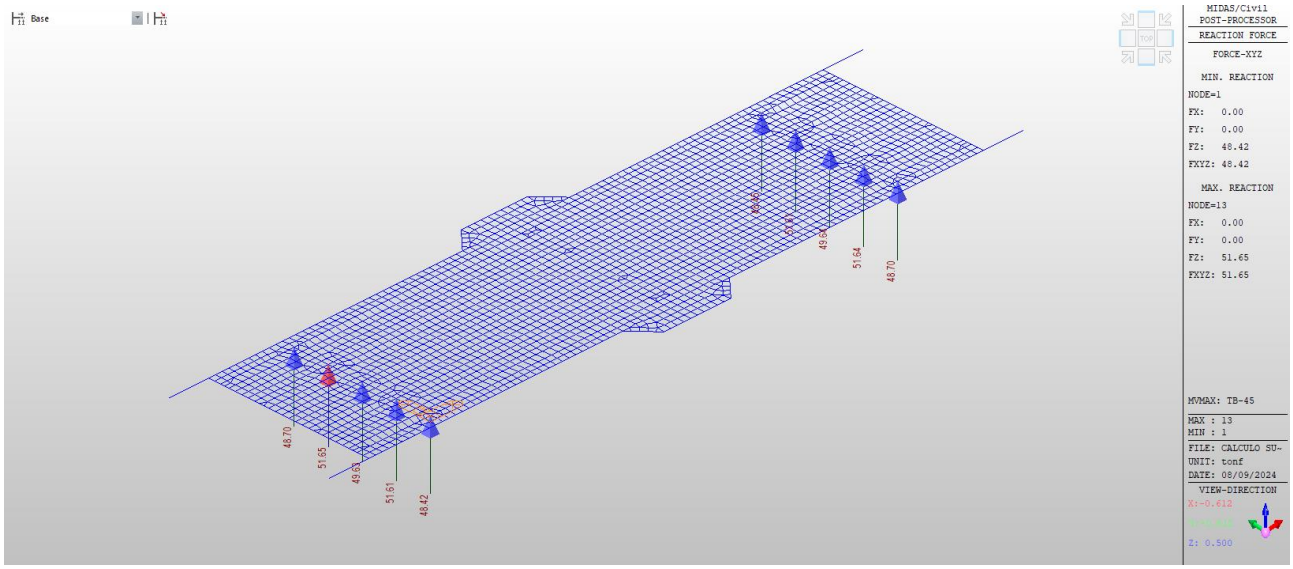


G3 – Total

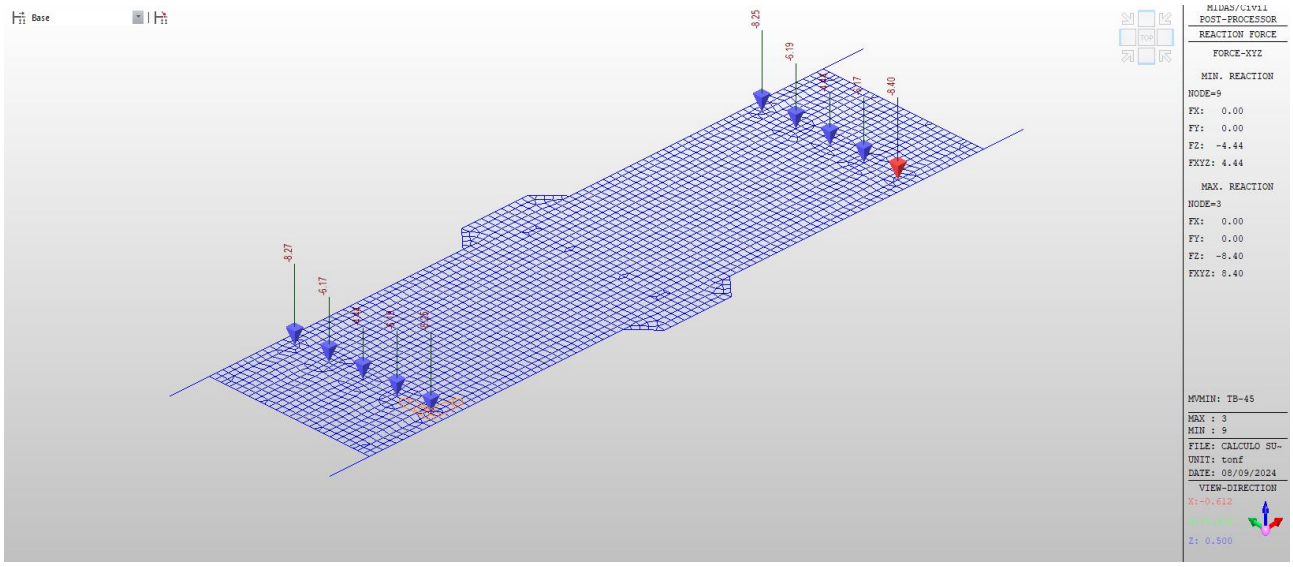


G3 - Recapa

1.21.4 ENVOLTÓRIA DE VEÍCULO MÁXIMA + MULTIDÃO



1.21.5 ENVOLTÓRIA DE VEÍCULO MÍNIMO + MULTIDÃO



1.22 CARREGAMENTOS DA INFRAESTRUTURA

1.22.1 RESUMO DAS REAÇÕES DA SUPERESTRUTURA VÃO 01

Carregamentos Verticais Obs. Todas as cargas são negativas

Apoio 01 e 02 (Sinal -) Carga Atuando para baixo
(Sinal +) Carga Atuando para cima

Carregamentos Verticais	V1	V2	V3	V4	V5	x-x-x
G1-Peso próprio das vigas	-32,98	-31,56	-32,28	-31,56	-32,98	
G2-Peso da laje e pre-laje	-35,40	-36,25	-35,69	-36,25	-35,40	
G3-Pavimento e Barreiras	-52,72	-47,65	-43,01	-47,65	-52,72	
Recapa	-11,33	-11,60	-11,42	-11,60	-11,33	
Veic e mult max	-48,70	-51,65	-49,63	-51,65	-48,70	
Veic e mult mínimo	8,27	6,17	4,44	6,17	8,27	

Normal máxima	-181,13	-178,71	-172,03	-178,71	-181,13	0,00
	-124,16	-120,89	-117,96	-120,89	-124,16	0,00

1.22.2 CARGAS HORIZONTAIS

1.22.3 VÃO

CALCULO DAS FORÇAS HORIZONTAIS APOIOS 01, 02

A-B-C apenas para cabeceiras

A - FORÇA LONGITUDINAL DEVIDO AO EMPUXO DA SOBRECARGA VERTICAL NA LAJE DE APROX. SOBRECARGA NA SUPER

S= K x p x h x L

p= 0,5 Tf/m²

k=coeficiente de empuxo passivo = 1/3

h = altura de terra na cortina/Bloco 2,00 m

L= Comprimento da cortina 12,00 m

S= (p*Lcortina*hcortina)/3 S= **4,00** Tf Numero de Neoprene

0,400 Tf 10

Aplicamos esta carga diretamente no neoprene. A favor da segurança sem levar em consideração a excentricidade pois a transferencia pela super sera direta.

B - FORÇA LONGITUDINAL DEVIDO AO ESFORÇO DE TERRA NA CORTINA

EMPUXO NA SUPER

E= K x p x h x L

p=	0,5	Tf/m²	
k=coeficiente de empuxo passivo =	1/3		
γSOLO =	**1,8**	**tf/m²**	
h = altura de terra na cortina	2,00	**m**	
Comprimento da cortina	**12,00**	**m**	
Exenctricidade -(2h/3)	**1,33**	**m**	
Empuxo no encontro - Emp =	7,200	**Tf/m²**	Carga triangular força na base

Podemos transformar essa carga em uma carga concentrada a 1/3 da altura da cortina

Empuxo de terra na cortina =	**4,80**	**Tf**	
			Numero de Neoprene
	0,480	**Tf**	10

Aplicamos esta carga diretamente no neoprene. A favor da segurança sem levar em consideração a excentricidade pois a transferencia pela super sera direta.

C - **EMPUXO DE TERRA NO PILAR E BLOCO**

Variaveis

hi = altura do maçico de terra na cota inicial do bloco =		**1,20**	m
hf = altura do maçico de terra na cota final do bloco =		**2,00**	m
(onde existe o empuxo final).			
*γsolo = 1,8 tf/m³	=	**1,80**	tf/m³
D = Diametro do Pilar		**1,20**	m
K = coeficiente de empuxo passivo = 1/3	=	**3,00**	

Pi = hi*γsolo*3D/k = **2,592 tf/m**

Pi = hf*γsolo*3D/k = **4,320 tf/m** **Carga Triangular ou**

Carga concentrada na altura média hf do pilar **3,456 t**

D - FRENAGEM E ACELERAÇÃO APOIO

NBR 7188 2014

TB=	45,00	Tf(peso do TB)
Bpista=	12,00	m(Largura efetiva, (m) da carga distribuida 0,5Tf/m2 Faixa efetiva de trafego))
Lobra=	46,00	m(comprimento concomitante (m) da carga distribuida)

Hf=0,25*B*L*CNF onde Hf >= 13,5 Tf

CNF Coeficiente do numero de faixa

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

Cnf = 2 faixas =		1,000
Cnf = 3 Faixas =		0,950
Cnf = 4 faixas =		0,900
CNF =	13,80	Tf
CNF >=	13,50	Tf

Ffren/ac=	13,80	Tf (Maior das duas forças)		Adotamos o maior
Numero de pilares		4 unid		Valor entre
Carga por pilar		3,450 Tf		Fmult e Ftb45=
Carga aplicada por neoprene			1,380 Tf	numero de neoprene
				10

E - VARIAÇÃO DA TEMPERATURA

Vamos utilizar um diferenciala de +/- 15 C, no caso a retração vamos utilizar para inte a região sul um diferencial de temperatura entre a parte superior da pista e a parte inferior de -15°C. Durante o sol a pino no verão temos uma diferença maxima de temperatura entre a parte superior da laje de pista e inferio de 15°C.

$\Delta t = \alpha \times L \times \Delta\Theta$ Diferencial termico ΔT

α =	1,00E-05	$°C^{-1}$	
L=	4600	cm	L = comprimento da obra em cm
ΔΘ=	-15	°C	
Δt =	**0,345**	**tf**	**Carga para cada apoio de calço aplicada no neoprene**

F - DEFORMAÇÃO LENTA (-25 C)

Após a deformação imediata da viga pré-moldada, (ocorre em grande parte no berço de concretagem devido a pré-moldagem da viga), a viga e o tabuleiro, continuam a se contrair ao longo do tempo, trazendo os apoios e gerando assim esforços nos mesmos. Estes esforços serão equivalentes a uma retração termica de -25 C.

Calculo, conforme NBR 6112-2003

$\Delta L = \alpha \times L \times \Delta\theta$			Deformação Lenta ΔL
α =	1,00E-05	$°C^{-1}$	
L=	4600	cm	L = comprimento da obra em cm
$\Delta\theta$=	-25	°C	
Δt =	**0,575**	**tf**	**Carga para cada apoio de calço aplicada no neoprene**

G - VENTO TRANSVERSAL NA SUPERESTRUTURA

APOIO 01

Variavel	Valor	Unid m	Descrição
h viga	1,50	m	(altura da viga)
h laje	0,25	m	(altura da laje)
h pav.	0,05	m	(altura do pavimento)
h defensa	0,87	m	(altura da defensa)
L obra	46,00	m	(comp. total dos tabuleiros incidentes no apoio)
F1 vento	9,0390	tf	(Força do vento tabuleiro descarregado)= p1*(hviga+hlaje+hdef)*Lobra
F2 vento	8,7400	tf	(Força do vento considerando tabuleiro carregado)= p2*(hviga+hlaje+hdef+2)*Lobra
F vento	9,039		**(Utilizamos a maior das duas forças)**

p1 é a pressão do vento (150 kgf/m²) para ponte descarregada (sem veiculos obstruindo)
p2 é a pressão do vento (100kgf/m²) para ponte carregada (veiculos com altura de 2 m obstruindo).

F vento	9,039 Tf	Numero de Neoprenes	Carga por Neoprene
		10	0,904 Tf

J - VENTO TRANSVERSAL NO PILAR

Adotamos a pressão de vento = 150 kgf/m2 ou 0.15 tf/m2

pvento = Diametro do pilar x 0.15

Diam.Pilar	1,20	m	
Vento	0,15	Tf/m²	Pvento é a pressão que o vento exerce ao ser obstruido.
pvento	0,180	Tf/m	por pilar

Velocidade básica do vento (Vo) para o Sul : 50 m/s= 180 km/h (periodo de retorno 50 anos)
Consideramos, os fatores multiplicativos, (topografia, altura da edificação, finalidade, etc) como sendo =1
V=VoxS1xS2xS3 → V=50m/s
Pressão de obstrução $P_{vento} = 1.225 \times V^2/2g$
1.225 é a viscosidade cinemática do ar e g a aceleração da gravidade = 10m/s²
Pvento =1.225x50²/2x10 → 153 kgf/m² → adotaremos Pvento = 150 kgf/m²

K- PRESSÃO DA ÁGUA EM MOVIMENTO SOBRE O PILAR

Tipo de seção do pilar circular $p=kxV^2a$

p=pressão estática equivalente em KN/m²
Va= velocidade da agua pode variar de 2 a 5m/s
k=coeficiente dimensional cujo valor = 0,34
para elementos de seção circular
ou 0,71 para elementos retangulares
Como a pressão do vento e a pressão da agua não são concomitantes, adotamos somente uma.
Adotamos pressão e agua ou vento
O que for maior, no caso a pressão de agua

Dados	Valor		
k	0,34	m/s	
Va	5	Tf/m	
p	0,85		
	pagua=	0,850	Tf/m

K- PRESSÃO DA ÁGUA EM MOVIMENTO SOBRE A SUPERESTRUTURA

Tipo de seção do pilar circular $p=kxV^2a$

p=pressão estática equivalente em KN/m²
Va= velocidade da agua pode variar de 2 a 5m/s
k=coeficiente dimensional cujo valor = 0,71
para elementos de seção retangular
Como a pressão do vento e a pressão da agua não são concomitantes, adotamos somente uma.
Adotamos pressão e agua ou vento
O que for maior, no caso a pressão de agua

Dados	Valor		
k	0,71	m/s	
Va	2	tf/m	
p	0,284	tf/m²	
Comp. da Obra	46,00	m	
Altura da Viga	1,50	m	
pagua=	19,60	Tf	
Neoprene	10	1,96	Tf

M - DESAPRUMO ACIDENTAL APOIO 01 E 02

Segundo a NBR 7187 item 10.4.1
ea = lf/300 sendo ea>= 2 cm
onde ea = desaprumo acidental e lf o comprimento de flambagem.
Para simular tal desaprumo criaremos um carregamento com o seguinte valor
Fdesp = Nd*1.35/300
a ser aplicado no topo do pilar e se adicionado às combinações do projeto;

Nd calculado NMax = -445,855 tf — Buscar esta carga em Nmax do pilares após o processamento do conjunto

Fdesap = -2,006 Tf — A ser aplicado nos dois sentidos **X** e **Y**

1.22.4 COMBINAÇÕES DE CÁLCULO P/ ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Determinadas as forças verticais e horizontais atuantes em cada Apoio, devem ser agora combinadas e acrescidas de coeficientes para processamento e posterior dimensionamento.

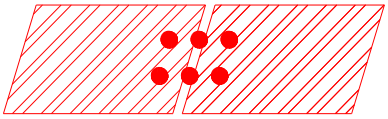
Combinação conforme NBR-8681:2003.

1.22.4.1 1ª SITUAÇÃO (NORMAL MÁXIMA)

{1.35 Fg1(Peso Próprio do Apoio) + 1.30 Fg2(Peso Próprio da viga) + 1.35 Fg3 (Peso da Laje) + 1.35 Fg4 (Barreiras e Pavimento)} + {1.5 Fq ((Envoltória) Cargas Móvel (Veículo+Multidão) já incluso impacto) + 1.5 Fcentrif (força centrífuga) + 0.84 Fv (Vento) + 1.4 Fdes (desaprumo) + {1.5 F fren/acel (frenação/aceleração) +1.2Ft (temperatura)}

A COMBINAÇÃO SERÁ ACRESCIDA DO EFEITO P-DELTA

Normal Máxima:



Os dois tabuleiros adjacentes ao apoio calculado estão ocupados pela multidão e o veiculo encontra-se centrado

1.22.4.2 2ª SITUAÇÃO (NORMAL MÍNIMA)

{1.0 Fg1(Peso Próprio do Apoio) + 1.00 Fg2(Peso Próprio da viga) + 1.00 Fg3 (Peso da Laje) + 1.00 Fg4 (Barreiras e Pavimento) + {0.84 Fv (Vento) + 1.4 Fdes (desaprumo) + 1.2Ft (temperatura)}

– A COMBINAÇÃO SERÁ ACRESCIDA DO EFEITO P-DELTA

Não há veículo nem multidão nos tabuleiros adjacentes (Para efeito de força horizontal, consideramos a possível repercussão de uma frenação no tabuleiro subsequente).

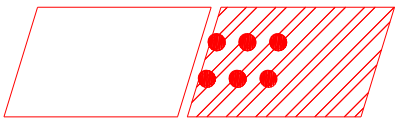
1.22.4.3 3ª SITUAÇÃO (MOMENTO LONGITUDINAL MÁXIMO)

Combinação

{1.35 Fg1(Peso Próprio do Apoio) + 1.30 Fg2(Peso Próprio da viga) + 1.35 Fg3 (Peso da Laje) + 1.35 Fg4 (Barreiras e Pavimento).

+1.5 Fq ((Envoltória) Cargas Móvel (Veículo+Multidão) já incluso impacto) + 1.5 F centrif (força centrífuga) + 0.84 Fv (Vento) + 1.4 Fdes (desaprumo)}.

+ {1.5 F fren/acel (frenação/aceleração) +1.2Ft (temperatura e ret. térmica)}



Multidão de um lado do tabuleiro (lado do vão maior), veículo com sua primeira roda no início do segundo tabuleiro.

1.22.5 EFEITO DE SEGUNDA ORDEM

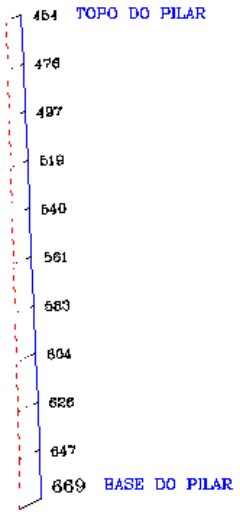
O programa “MIDAS” possui um módulo de cálculo de efeito de segunda ordem chamado p-delta. Vamos comparar o efeito desse p-delta com os valores preconizados pelas Normas Brasileiras para efeito de segunda ordem.

APRESENTAMOS UM ESTUDO GENÉRICO PARA CONFERENCIA DE RESULTADOS. OS DADOS A SEGUIR NÃO FORAM EXTRAÍDOS DESTA MEMÓRIA DE CÁLCULO E ESTÃO DESCRITOS APENAS PARA DEMOSTRAÇÃO DE METODOLOGIA DE CÁLCULO.

Tomamos o caso de um pilar de diâmetro=2.0 m, altura =8.2 m, fck =25MPa, Ec=23.8 Gpa vinculado rigidamente na base e livre no topo submetido à situação de momento longitudinal máximo (Nd max=1294tf; Mdlong=457tfm; Mdtransv=312tfm, valores no topo do pilar) e processamos o resultado duas vezes, uma sem utilizar o p-delta e outro o utilizando de maneira a concluir qual acréscimo de momento fletor ocasionado pelo efeito de segunda ordem e a seguir comparâ-lo com o efeito causado pela fórmula indicada pela Norma Brasileira.

SEM P-DELTA

MOMENTO LONGITUDINAL NA BASE DO PILAR DEVIDO A ATUAÇÃO DO CARREGAMENTO "MOMENTO LONGITUDINAL MÁXIMO (DESCRITO ACIMA)".



Obs.: Os pilares serão processados no MIDAS com a base vinculada rigidamente e o topo livre

Obtemos um momento de primeira ordem de 669 tfm na base do pilar. Com o P-DELTA MIDAS, obtemos um momento de segunda ordem de 706 tfm na base do pilar.

Conforme podemos observar o acréscimo de momento longitudinal foi de: 706 –669=37 tfm

Agora veremos qual seria o acréscimo de momento fletor se usar a fórmula indicada pela Norma:

Md=Nd* (eo+e2)=M1(momento de primeira ordem) + Nd*e2;

M1=669 tfm;

E2= (lf ² /10) * (0.005/d) = ((8.2*1.35)²/10) * (0.005/2.0) = 0.0284 m (é a excentricidade de segunda ordem, conforme a NBR-7187-10.10.8.1.1).

Onde:

Nd=1294 tf;

1.35*** é o k de flambagem considerando uma situação intermediária a engastada-livre (k=2)e engastada-articulada (k=0.7) donde obtemos k= (2+0.7)/2=1.35.

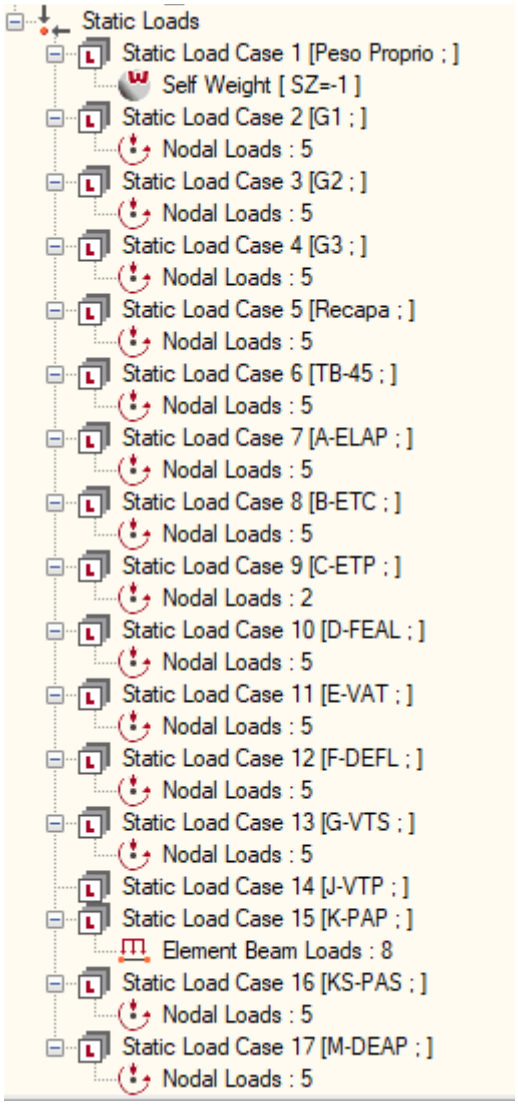
***Usamos este valor apenas para comparar com o resultado do programa MIDAS,

Resumindo. Utilizando método de cálculo do programa MIADS, temos resultados mais preciso que o método sugerido pela Norma, pois os resultados calculados pelo MIDAS tendem a ser mais refinados e inferiores se

comparados com o k de flambagem da situação engastado-livre (k=2). Desta forma optamos pelos resultados do cálculo pelo método utilizado no programa MIDAS.

1.22.6 CARREGAMENTOS DEFINIDOS NO CÁLCULO

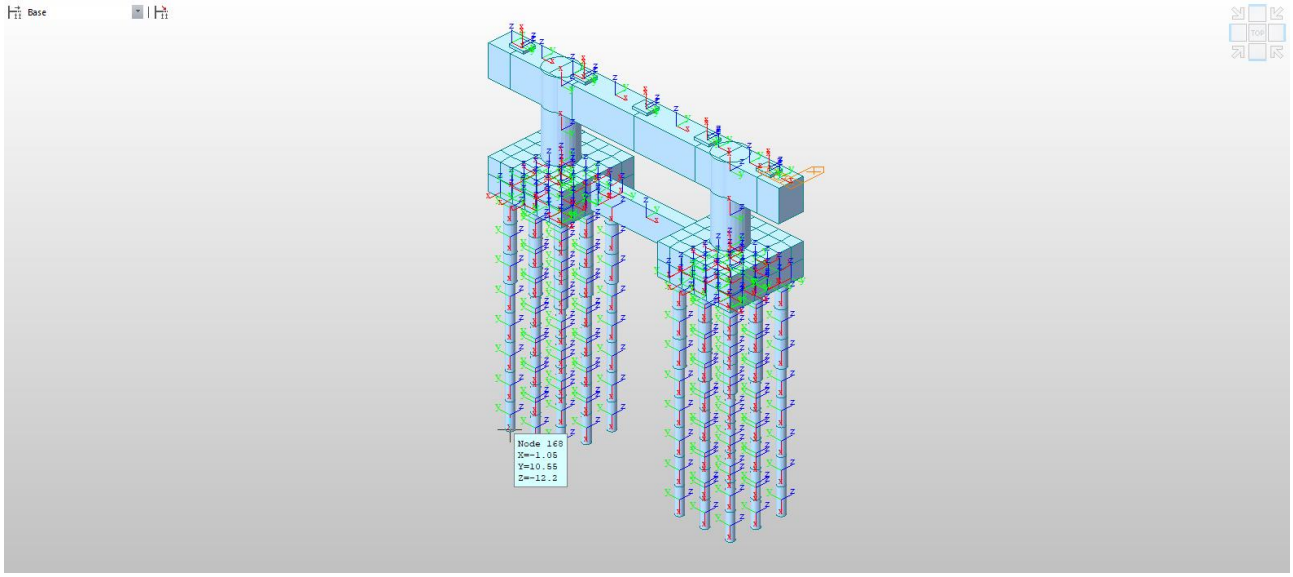
1.22.6.1 CARGAS LANÇADAS



1.23 REPRESENTAÇÃO DOS CARREGAMENTOS DEFINIDOS NO CÁLCULO

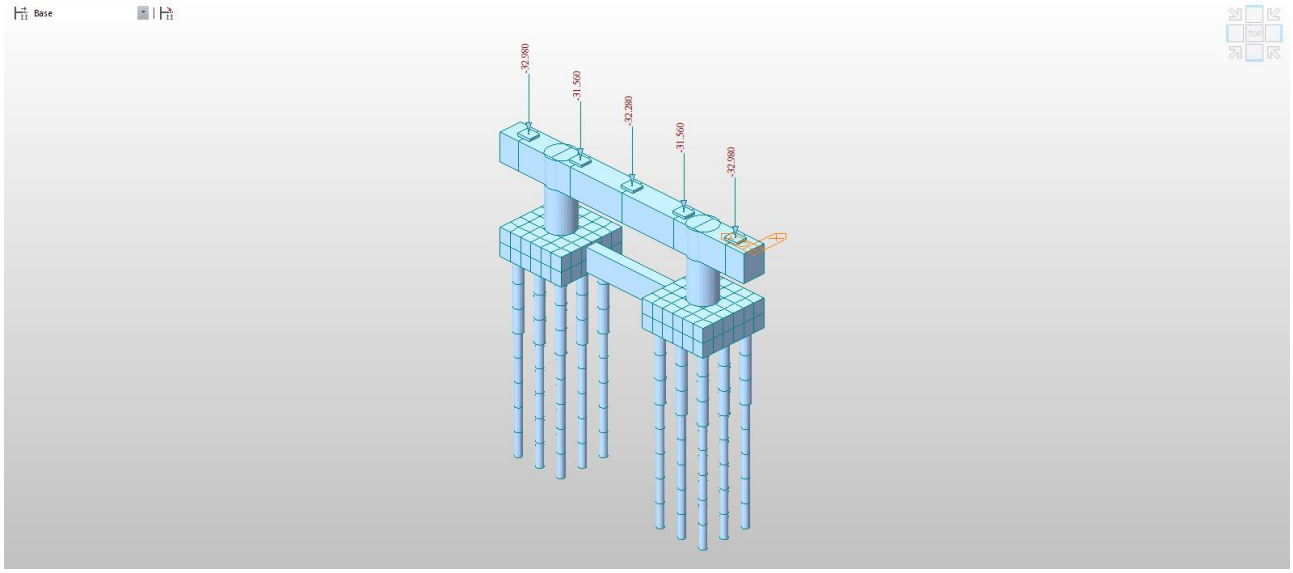
1.23.1 CARREGAMENTOS DEFINIDOS

1.23.1.1 PESO PRÓPRIO DO PILAR, BLOCO, TRAVESSA, CALÇOS

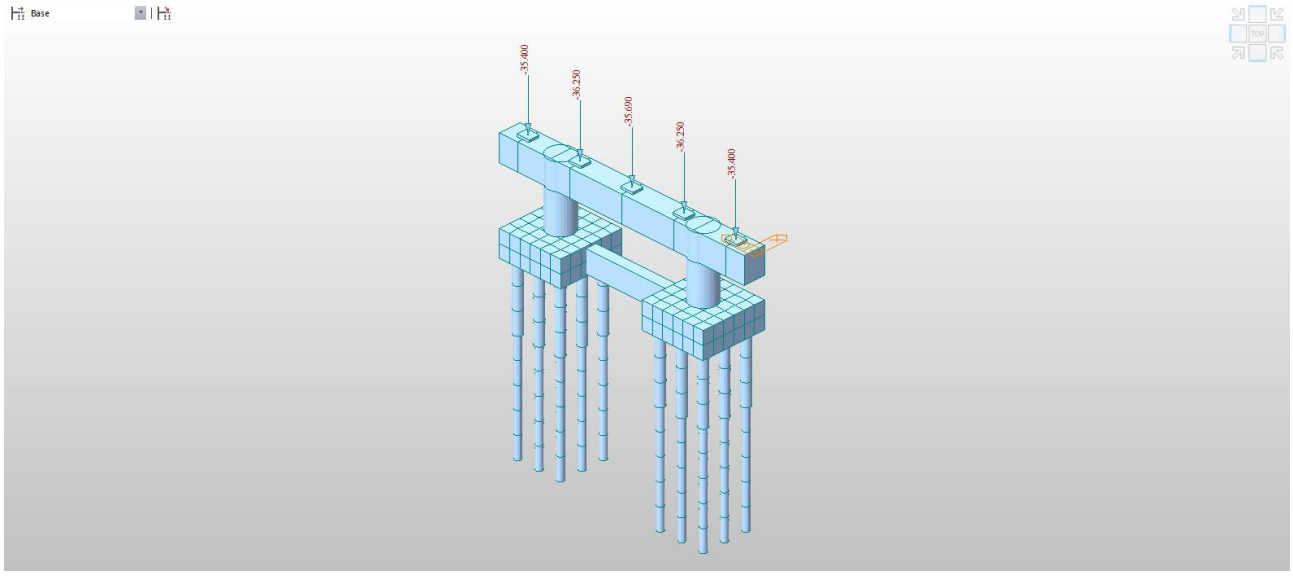


1.23.2 CARGAS DA SUPERESTRUTURA

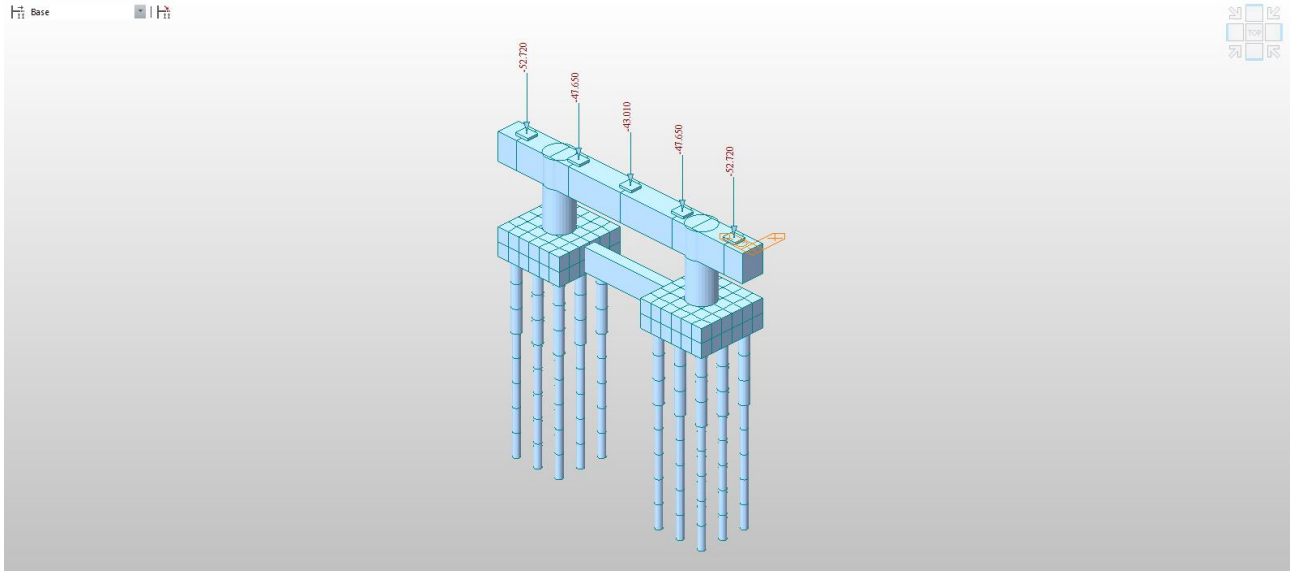
1.23.2.1 G1: PESO PRÓPRIO DA VIGA LONGARINAS



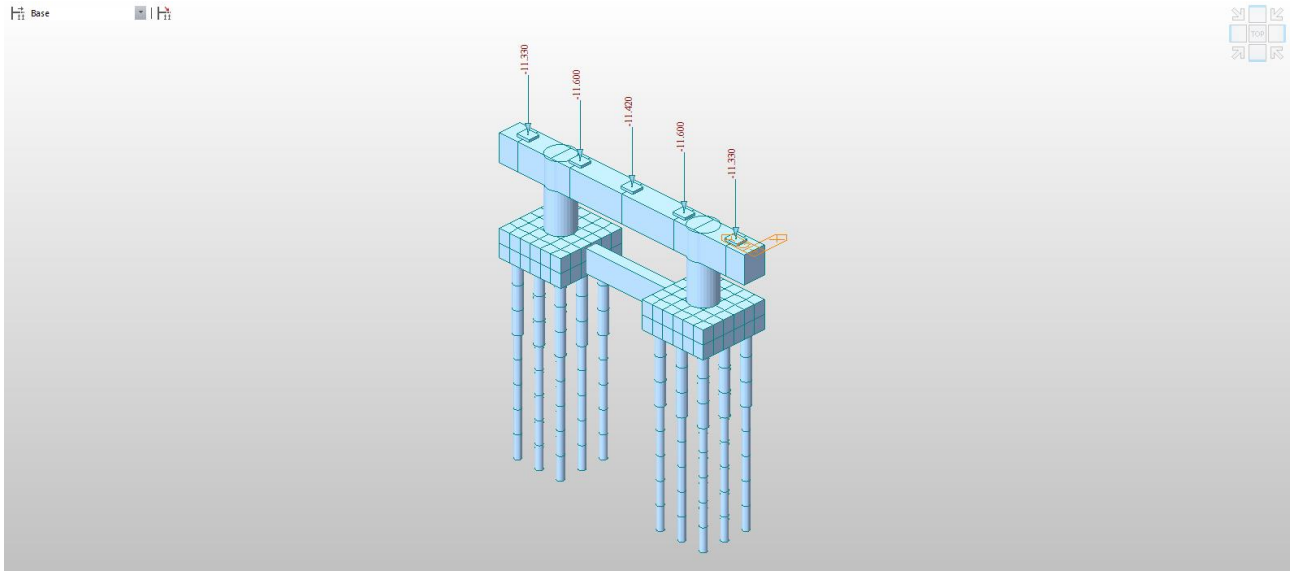
1.23.2.2 G2: LAJE TABULEIRO



1.23.2.3 G3: PAVIMENTO E BARREIRAS

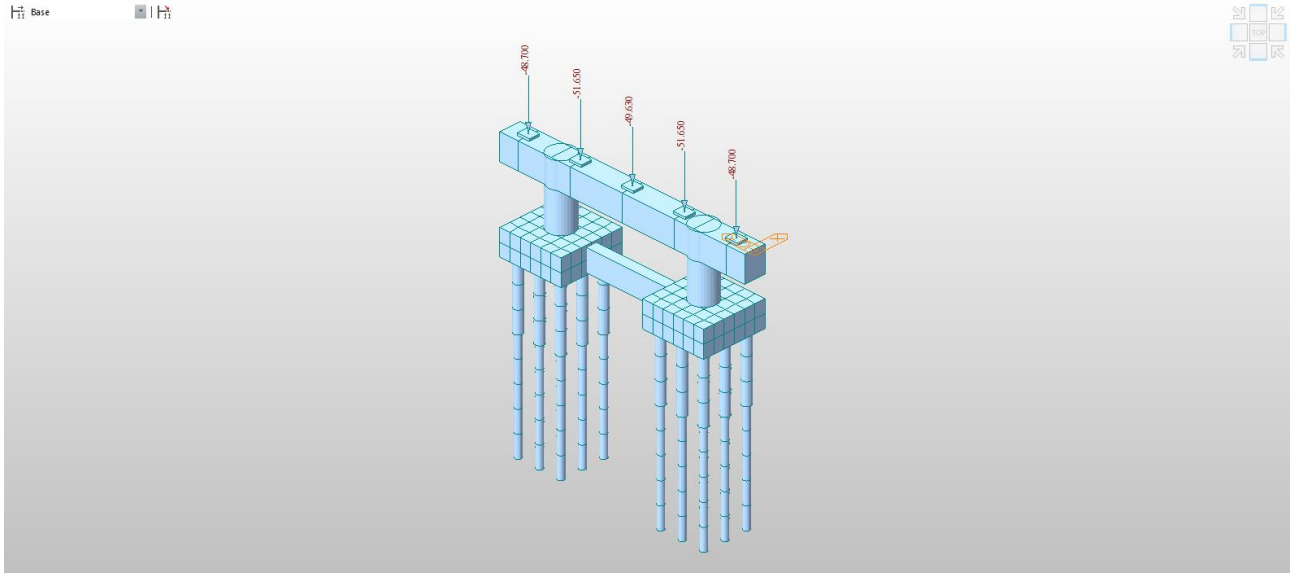


Pavimento, Guarda Corpo, New Jersey, Transversinas, Cortinas, Alas.

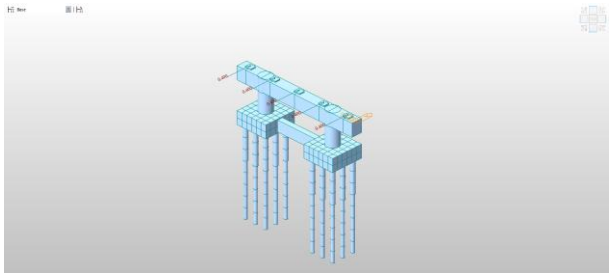


Recapa.

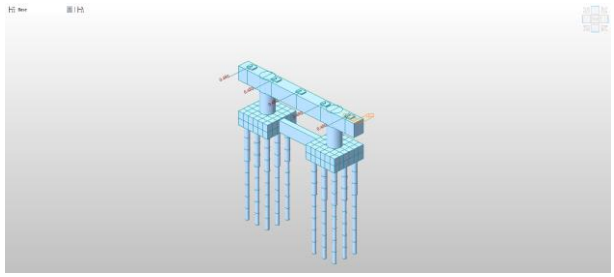
1.23.2.4 MULT E VEIC MÁXIMO



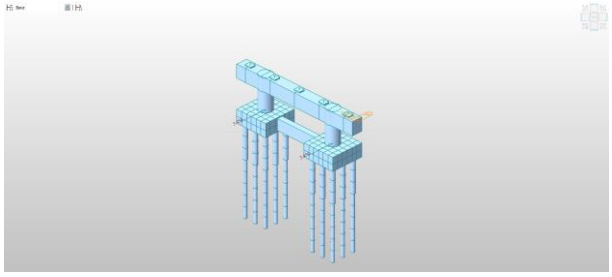
1.23.2.5 CARREGAMENTO LONGITUDINAL



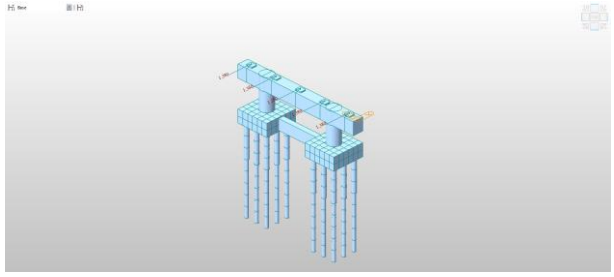
Empuxo e sobrecarga na laje de aproximação.



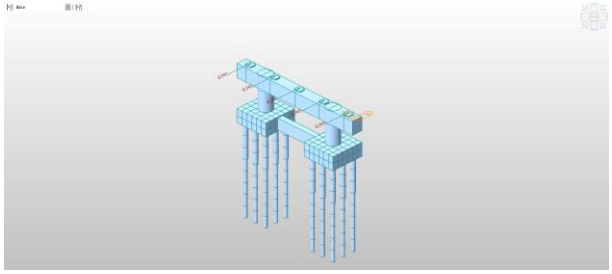
Empuxo na cortina.



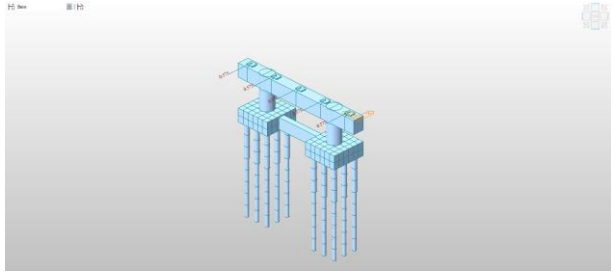
Empuxo bloco de fundação.



Carregamento de frenagem e aceleração.

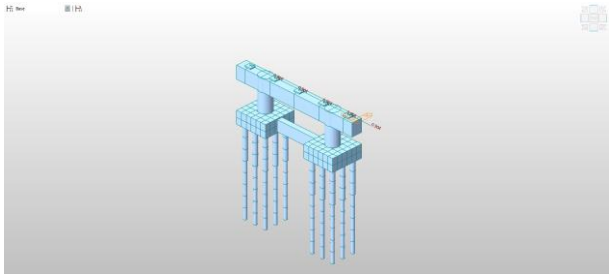


Variação de temperatura.

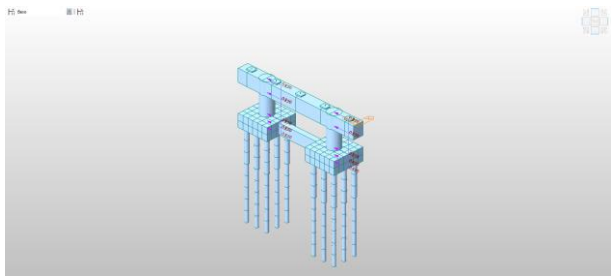


Fluência e retração, deformação lenta.

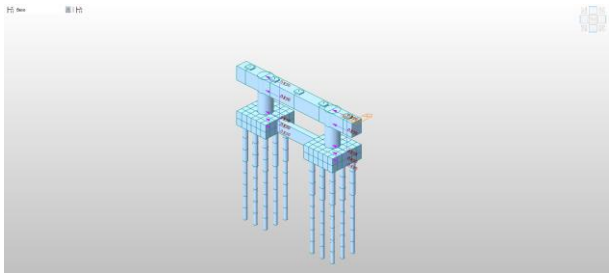
1.23.2.6 CARREGAMENTO TRANSVERSAL



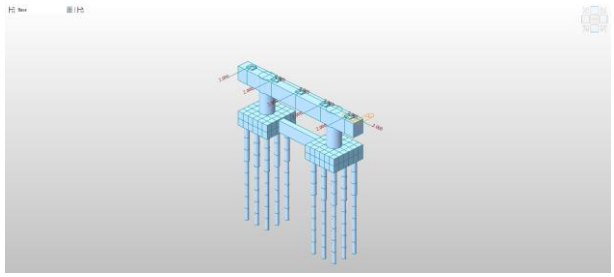
Vento na superestrutura.



Vento no pilar.

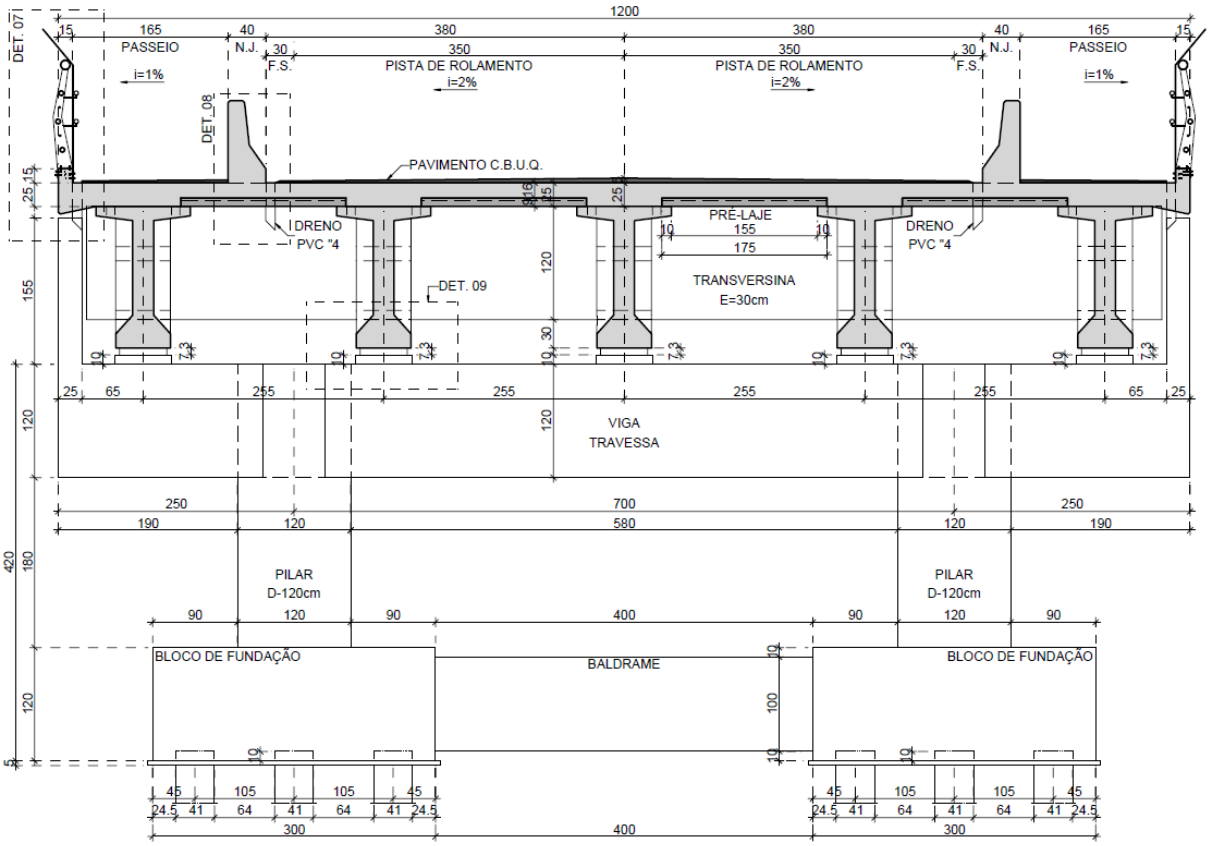


Presão de agua no bloco, pilar e viga travessa.

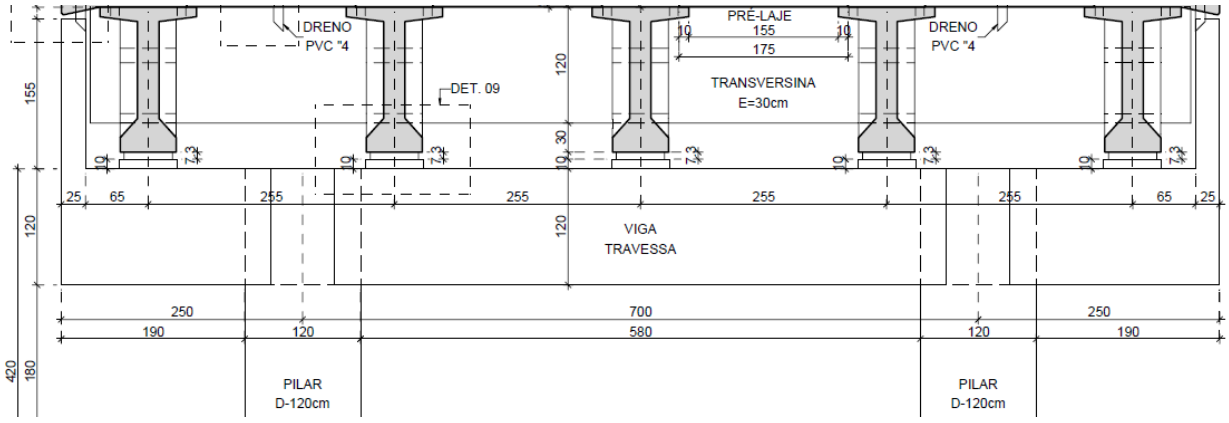


Desaprumo acidental.

1.24 DIMENSIONAMENTO DO APOIO 01 E 02



1.24.1 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DA VIGA TRAVESSA



1.24.1.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

$$Md = 1{,}35 \times Mg + 1{,}5 \times Mq$$

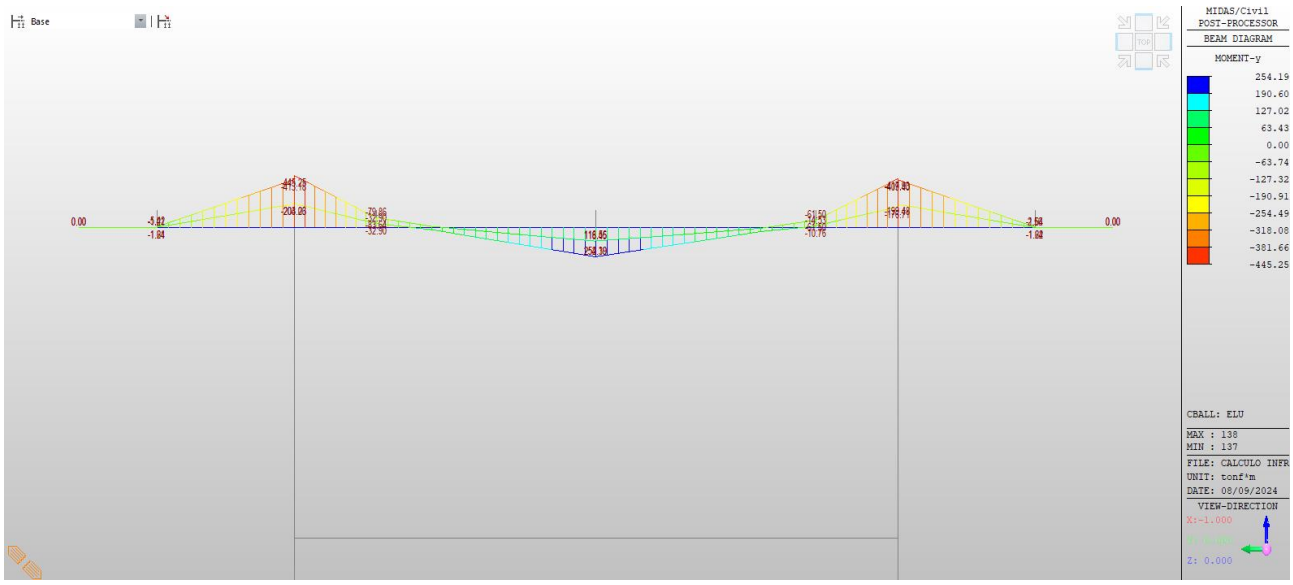
Onde: Mg – Momento das cargas permanentes.

Mq – Momento das cargas móveis.

$$Vsd = 1{,}35 \times Vg + 1{,}5 \times Vq$$

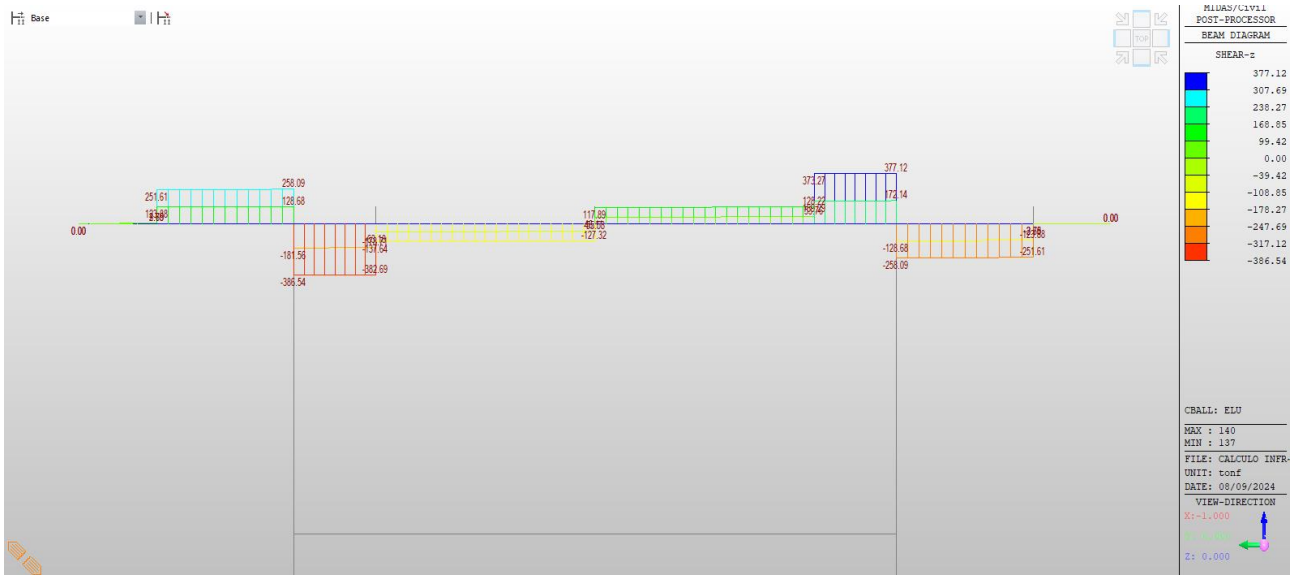
Onde: Vg – Esforços cortantes das cargas permanentes.

Vq - Esforços cortantes das cargas móveis.



$Md_{Positivo} = 254{,}19\ tf * m.$

$Md_{Negativo} = 445{,}25 tf * m.$



$Vsd = 386{,}54\ tf$

1.24.1.1.1 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS NOS APOIOS

Todas os esforços apresentados já estão com seus devidos coeficiente de ponderação.

Esforços de momento Pos.	$My -\ 0{,}00 tonf * m$
Esforços de momento Neg.	$My -\ 445{,}25\ tonf * m$
Esforços cortante	$Fz -\ 386{,}54\ tonf$
Esforços de momento transversal	$Mz -\ 10{,}31\ tonf * m$
Esforços de cortante transversal	$Fy - 9{,}61\ tonf$
Esforços de torção	$Mx -\ 7{,}69\ tonf * m$

1.24.1.1.2 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS NO VÃO

Todas os esforços apresentados já estão com seus devidos coeficiente de ponderação.

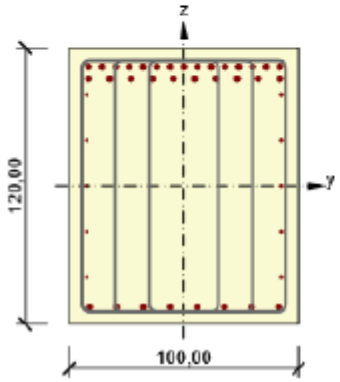
Esforços de momento Pos.	$My - 254{,}19 tonf * m$
Esforços de momento Neg.	$My - 0{,}00\ tonf * m$
Esforços cortante	$Fz - 127{,}89\ tonf$
Esforços de momento transversal	$Mz - 6{,}99\ tonf * m$
Esforços de cortante transversal	$Fy - 3{,}20\ tonf$
Esforços de torção	$Mx - 2{,}56\ tonf * m$

1.24.1.2 DIMENSIONAMENTO NO APOIO

2.1 Section Apoio

2.1.1 Extreme S 1 - E 1

Design member	M 1
Reinforced cross-section	R 1



Concrete: fck 30MPa
Age: 28,0 d
Reinforcement: (CA-50)
15ø2,50 (73,63cm²), z = 51,75 cm
10ø2,50 (49,09cm²), z = 46,75 cm
2ø1,00 (1,57cm²), z = 39,50 cm
2ø1,00 (1,57cm²), z = 19,75 cm
2ø1,00 (1,57cm²), z = 0,00 cm
2ø1,00 (1,57cm²), z = -19,75 cm
2ø1,00 (1,57cm²), z = -39,50 cm
8ø2,50 (39,27cm²), z = -52,50 cm

Stirrups:
ø1,25 - 10,00 cm
ø1,25 - 10,00 cm
ø1,25 - 10,00 cm
ø1,25 - 10,00 cm

2.1.1.1 Load effects - internal forces

Load type	Combination type	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Total	Fundamental ULS	0,0	94,2	3790,7	75,4	-4366,4	101,1

2.1.1.2 Overall

Governing type of check	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Shear	0,0			3791,8	75,4	93,1	OK
Type of check	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Value [%]**	**Check**
Capacity N-M-M	0,0	-4366,4	101,1			89,3	OK
Shear	0,0			3791,8	75,4	93,1	OK
Torsion					75,4	3,9	OK

Limit value of the exploitation of the cross-section: 100,0 %

2.1.1.3 Capacity N-M-M

Results presented for combination : Fundamental ULS

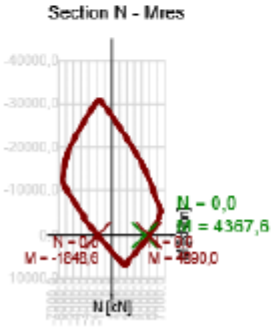
N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Type	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	-4366,4	101,1	Nu-Mu-Mu	89,3	100,0	OK

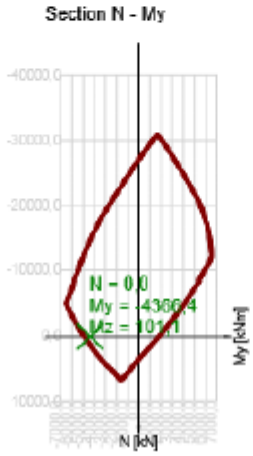
Design resistance of css subjected to bending and axial force

Type	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	-4366,4	-4888,7	1848,1
M_z [kNm]	101,1	113,2	-42,8

Nonconformity

No nonconformities





2.1.1.4 Shear

Results presented for combination : Fundamental ULS

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Check zone	Clause	Value [%]	Limit [%]	Check
3791,8	0,0	4074,3	without reduction	6.2.3(3)	93,1	100,0	OK

Design and resistance shear forces

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
3791,8	616,2	5042,9	5839,0	4074,3	4074,3

Input values and intermediate results of shear design

n_c	a_{sw} [cm²/m]	A_{sl} [cm²]	b_w [cm]	d [cm]	z [cm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
8	98,14	127,43	100,03	110,55	95,48	45,0	90,0	1,00

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	ν [-]	ν_1 [-]
0,12	1,43	0,15	0,01	0,0	416,0	0,3	0,53	0,53

2.1.1.5 Torsion

Results presented for combination : Fundamental ULS

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Value [%]	Limit [%]	Check
75,4	1942,2	3,9	100,0	OK

Design and resistance torsional moments

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
75,4	497,2	1942,2	2158,9	1942,2

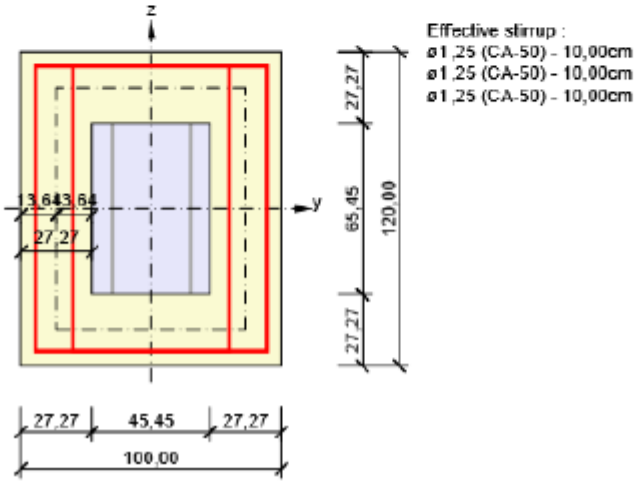
Input values and intermediate results of torsion design

A_k [cm^2]	u_k [cm]	t_{eff} [cm]	a_{sw} [cm^2/m]	A_{sl} [cm^2]	A_{sp} [cm^2]	θ [°]
6743,80	330,91	27,27	36,82	169,84	0,00	45,0

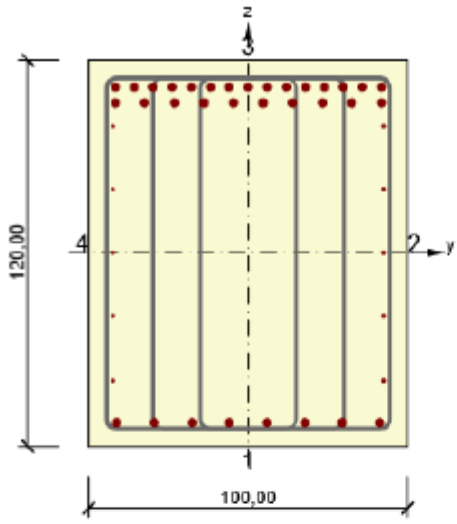
Nonconformity

No nonconformities

Equivalent thin-walled section for torsion check



Reinforced section R 1



Cross-section components

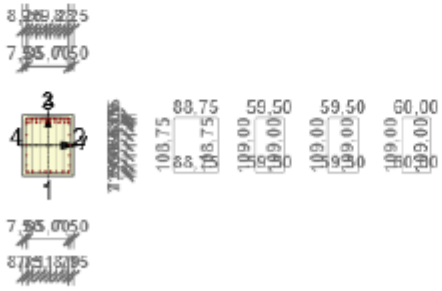
Rectangular cross-section (100,00 / 120,00cm), Material: fck 30MPa

Cross-section characteristics

A [cm²]	S_y [cm³]	S_z [cm³]	I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]	C_{gy} [cm]	C_{gz} [cm]	i_y [cm]	i_z [cm]
12000,00	0,00	0,00	14400000,00	10000000,00	0,00	0,00	34,64	28,87

Concrete cover related to cross-section edges

1	5,00 cm
2	5,00 cm
3	5,00 cm
4	5,00 cm



Longitudinal reinforcement [kg/m]	Shear reinforcement [kg/m]	Total mass [kg/m]	Reinforcement / m3 concrete [kg/m³]
133	136	269	224

Longitudinal reinforcement

Bar	Ø [cm]	Material	Y [cm]	Z [cm]

Concrete

Name	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	v [-]	Unit mass [kg/m^3]
fck 30MPa	30,0	38,0	2,9	32836,6	0,20	2500
	ε_{c2} = 2,0 ‰, ε_{cu2} = 3,5 ‰, ε_{c3} = 1,8 ‰, ε_{cu3} = 3,5 ‰, Exponent - n: 2,00, Aggregate size = 1,60 cm, Cement class: R (s = 0,20), Diagram type: Parabolic					

Explanation

Symbol	Explanation
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
f_{cm}	Mean value of concrete cylinder compressive strength
f_{ctm}	Mean value of axial tensile strength of concrete
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete
ε_c	Compressive strain in the concrete at the peak stress fc
ε_{cu}	Ultimate compressive strain in the concrete

Reinforcement Steel

Name	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	v [-]	Unit mass [kg/m^3]
CA-50	500,0	540,0	210000,0	0,20	7850
	f_{tk}/f_{yk} = 1,00, ε_{uk} = 10,0 ‰, Type: Bars, Bar surface: Ribbed, Class: B, Fabrication: Hot rolled, Diagram type: Bilinear with an inclined top branch				

Explanation

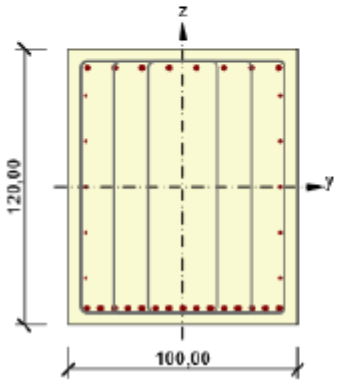
Symbol	Explanation
f_{yk}	Characteristic yield strength of reinforcement
f_{tk}	Characteristic tensile strength of reinforcement
E	Modulus of elasticity of reinforcement steel
ε_{uk}	Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

1.24.1.3 DIMENSIONAMENTO NO VÃO

2.1 Section Vão

2.1.1 Extreme S 2 - E 1

Design member	M 1
Reinforced cross-section	R 2



Concrete: fck 30MPa
Age: 28,0 d
Reinforcement: (CA-50)
8ø2,50 (39,27cm²), z = 51,75 cm
2ø1,00 (1,57cm²), z = 39,50 cm
2ø1,00 (1,57cm²), z = 19,75 cm
2ø1,00 (1,57cm²), z = 0,00 cm
2ø1,00 (1,57cm²), z = -19,75 cm
2ø1,00 (1,57cm²), z = -39,50 cm
15ø2,50 (73,63cm²), z = -52,75 cm

Stirrups:
ø1,00 - 12,50 cm
ø1,00 - 12,50 cm
ø1,00 - 12,50 cm
ø1,00 - 12,50 cm

2.1.1.1 Load effects - internal forces

Load type	Combination type	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Total	Fundamental ULS	0,0	31,4	1660,2	25,1	2492,7	68,5

2.1.1.2 Overall

Governing type of check	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Shear	0,0			1660,5	25,1	82,2	OK
Type of check	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Value [%]**	**Check**
Capacity N-M-M	0,0	2492,7	68,5			77,0	OK
Shear	0,0			1660,5	25,1	82,2	OK
Torsion					25,1	3,4	OK

Limit value of the exploitation of the cross-section: 100,0 %

Nonconformity

No nonconformities

2.1.1.3 Capacity N-M-M

Results presented for combination : Fundamental ULS

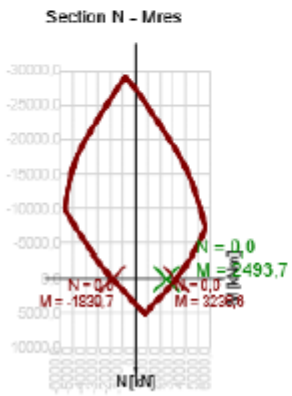
N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Type	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	2492,7	68,5	Nu-Mu-Mu	77,0	100,0	OK

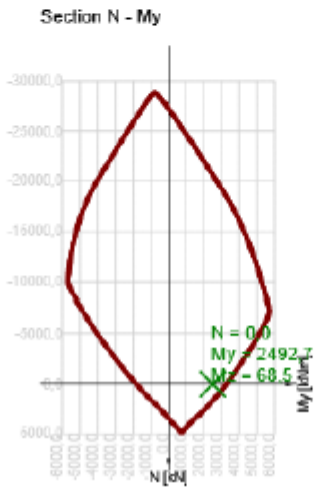
Design resistance of css subjected to bending and axial force

Type	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	2492,7	3235,3	-1839,0
M_z [kNm]	68,5	88,9	-50,5

Nonconformity

No nonconformities





2.1.1.4 Shear

Results presented for combination : Fundamental ULS

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Check zone	Clause	Value [%]	Limit [%]	Check
1660,5	0,0	2019,4	without reduction	6.2.3(3)	82,2	100,0	OK

Design and resistance shear forces

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
1660,5	532,4	6028,3	5946,2	2019,4	2019,4

Input values and intermediate results of shear design

n_c	a_{sw} [cm²/m]	A_{sl} [cm²]	b_w [cm]	d [cm]	z [cm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
8	50,26	79,91	100,02	112,60	100,45	45,0	90,0	1,00

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	ν [-]	ν_1 [-]
0,12	1,42	0,15	0,01	0,0	336,3	0,3	0,53	0,60

Nonconformity

No nonconformities

2.1.1.5 Torsion

Results presented for combination : Fundamental ULS

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Value [%]	Limit [%]	Check
25,1	736,9	3,4	100,0	OK

Design and resistance torsional moments

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
25,1	497,2	1942,2	736,9	736,9

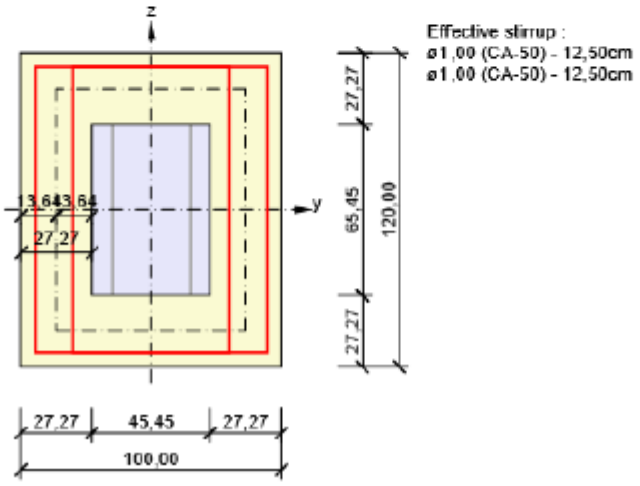
Input values and intermediate results of torsion design

A_k [cm^2]	u_k [cm]	t_{eff} [cm]	a_{sw} [cm^2/m]	A_{sl} [cm^2]	A_{sp} [cm^2]	θ [°]
6743,80	330,91	27,27	12,57	120,75	0,00	45,0

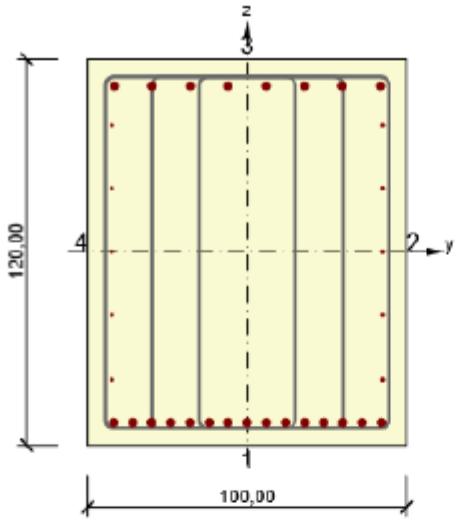
Nonconformity

No nonconformities

Equivalent thin-walled section for torsion check



Reinforced section R 2



Cross-section components

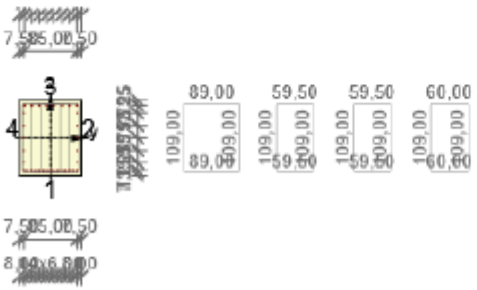
Rectangular cross-section (100,00 / 120,00cm), Material: fck 30MPa

Cross-section characteristics

A [cm²]	S_y [cm³]	S_z [cm³]	I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]	C_{gy} [cm]	C_{gz} [cm]	i_y [cm]	i_z [cm]
12000,00	0,00	0,00	14400000,00	10000000,00	0,00	0,00	34,64	28,87

Concrete cover related to cross-section edges

1	5,00 cm
2	5,00 cm
3	5,00 cm
4	5,00 cm



Longitudinal reinforcement [kg/m]	Shear reinforcement [kg/m]	Total mass [kg/m]	Reinforcement / m3 concrete [kg/m³]
95	69	164	137

Longitudinal reinforcement

Bar	Ø [cm]	Material	Y [cm]	Z [cm]

Concrete

Name	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	v [-]	Unit mass [kg/m^3]
fck 30MPa	30,0	38,0	2,9	32836,6	0,20	2500
	ε_{c2} = 2,0 ‰, ε_{cu2} = 3,5 ‰, ε_{c3} = 1,8 ‰, ε_{cu3} = 3,5 ‰, Exponent - n: 2,00, Aggregate size = 1,60 cm, Cement class: R (s = 0,20), Diagram type: Parabolic					

Explanation

Symbol	Explanation
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
f_{cm}	Mean value of concrete cylinder compressive strength
f_{ctm}	Mean value of axial tensile strength of concrete
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete
ε_c	Compressive strain in the concrete at the peak stress fc
ε_{cu}	Ultimate compressive strain in the concrete

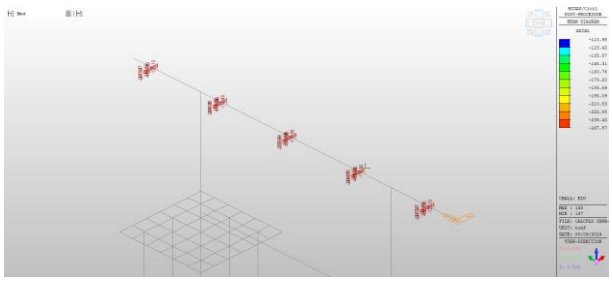
Reinforcement Steel

Name	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	v [-]	Unit mass [kg/m^3]
CA-50	500,0	540,0	210000,0	0,20	7850
	f_{tk}/f_{yk} = 1,00, ε_{uk} = 10,0 ‰, Type: Bars, Bar surface: Ribbed, Class: B, Fabrication: Hot rolled, Diagram type: Bilinear with an inclined top branch				

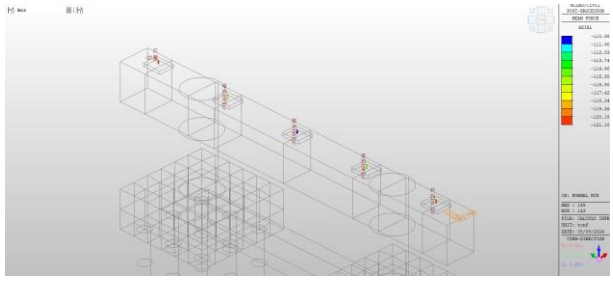
Explanation

Symbol	Explanation
f_{yk}	Characteristic yield strength of reinforcement
f_{tk}	Characteristic tensile strength of reinforcement
E	Modulus of elasticity of reinforcement steel
ε_{uk}	Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

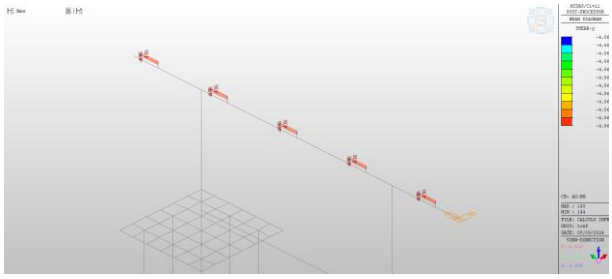
1.24.2 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DOS APARELHOS DE APOIO FRETADOS



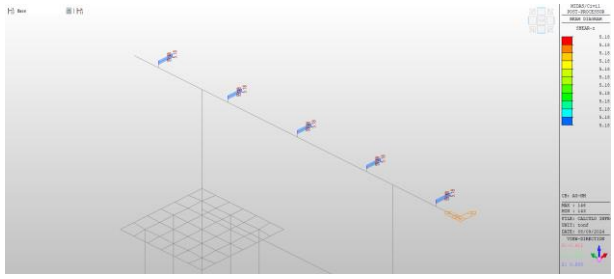
Fzd Máx – 247,87tonf



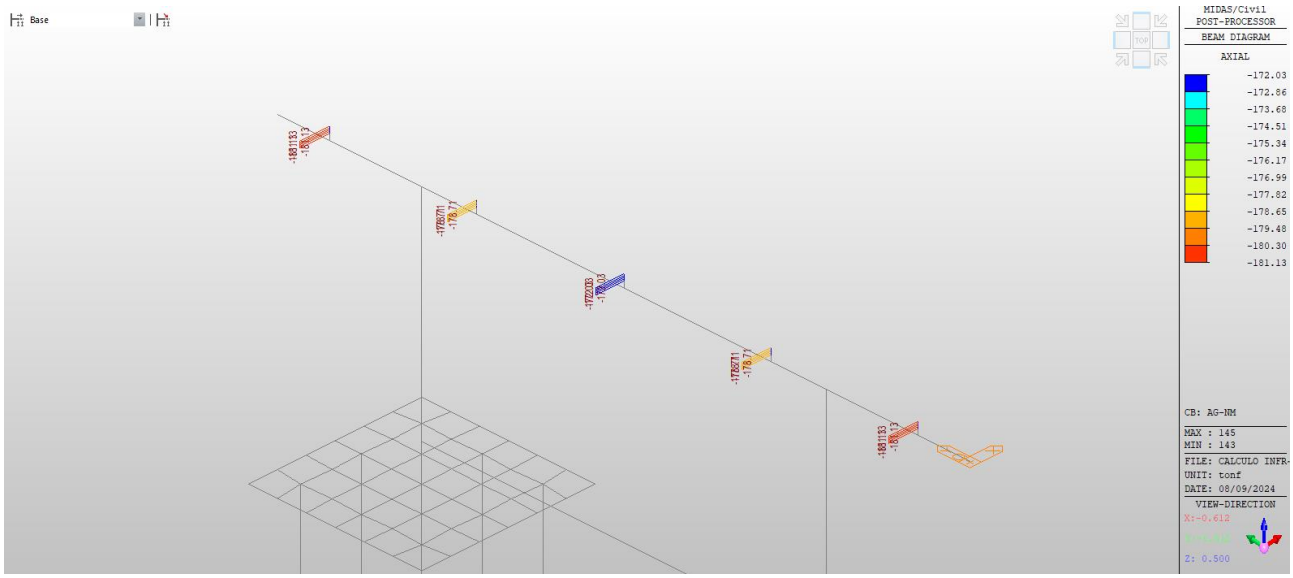
Fzd Mín – 110,98tonf



Fy – 4,86tonf



Fx – 5,18 tonf



Fz k – 181,13tonf

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

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	4.58	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	2.05	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	3.31	>=0	OK
Estabilidade a flambagem	13.79	<=40.3	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

Variáveis de entrada

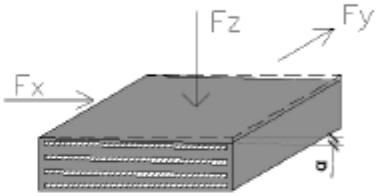
Fzk = 1811.30 kN

Fzd = 2478.70 kN Fzd,mín =1109.80 kN

Fxd = 51.80 kN Fyd = 48.60 kN

vxd = 15.25 mm vyd = 14.31 mm

$\alpha_{a,d}$ = 0.001 rad $\alpha_{b,d}$ = 0.0 rad



Aparelho de apoio escolhido

a = 400.0 mm

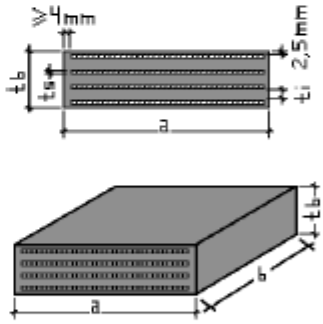
b = 500.0 mm

n = 4.0 camadas

ts = 4.0 mm

ti = 12.0 mm

tb = 73.0 mm



Configurações

*Kf = 0.6

G = 0.9 MPa

Eb = 2000.0 MPa

fy = 210.0 MPa

ch = 4.0 mm

cv = 2.5 mm

**Kh = 1.0

*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto Kf = 0,6 e, para quais quer outros materiais Kf = 0,2.

**Para aparelhos de apoio com presença de furos Kh = 2,0 , caso contrário, Kf = 1,0.

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}) \leq \varepsilon_{u,d}$ = 1.5*(2.53+0.39+0.13) ≤ 7 = 4.58 < 7 →OK

$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \leq 1{,}0$ = 0.39 < 1 → OK

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$t_s' = \frac{K_p.F_{z,d}.(t_1+t_2).K_h.\gamma_m}{A_r.f_y} \leq t_s$ = 2.05 ≤4.00 → OK

Verificação 3: Condição limite - rotação

$\sum v_{z,d} - \frac{(a'.\alpha_{a,d}+b'.\alpha_{b,d})}{K_{r,d}} \geq 0$ = 3.31 ≥ 0 → OK

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2.a'.G.S_1}{3.T_e}$ = 13.79 ≤ 40.34→ OK

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

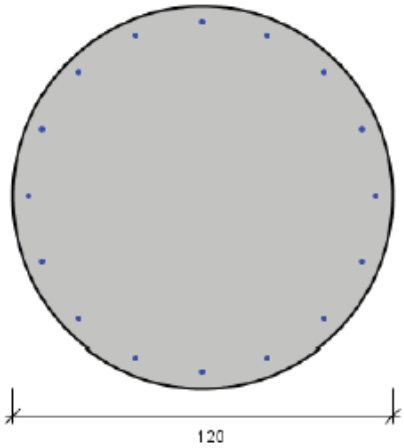
$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d\,min}}{A_r} \geq 3$ = 6.17≥ 3 N/mm² → OK

Sob Cargas totais:

$F_{xy,d} - \mu_e.F_{z,d\,min} \leq 0$ = -201725.78≤ 0 → OK

1.24.3 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DOS PILARES

Seção Transversal:



Armação: 16ϕ20 mm (As = 50.27 cm²)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: Ac = 11310 cm²

Centro de gravidade: x_{cg} = 60 cm

y_{cg} = 60 cm

Inércia em relação ao cg: Ix = 10178760 cm^4

Iy = 10178760 cm^4

Taxa de armadura: ρ_s = 0.44 %

Materiais: Concreto fck = 30 MPa

Aço fyk = 500 MPa

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: L = 300 cm

Índice de Esbeltez: λ_x = 20

λ_y = 20

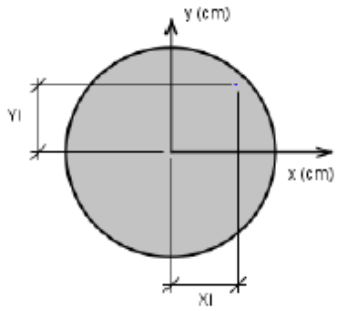


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	55	0
2	20.0	50.8	21
3	20.0	38.9	38.9
4	20.0	21	50.8
5	20.0	0	55
6	20.0	-21	50.8
7	20.0	-38.9	38.9
8	20.0	-50.8	21
9	20.0	-55	0
10	20.0	-50.8	-21
11	20.0	-38.9	-38.9
12	20.0	-21	-50.8
13	20.0	0	-55
14	20.0	21	-50.8
15	20.0	38.9	-38.9
16	20.0	50.8	-21

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

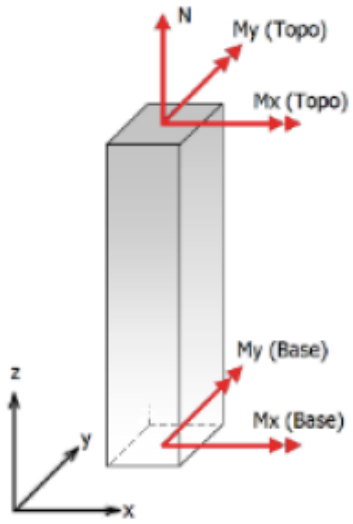


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, N < 0 para compressão

Combinação	N_{sk}	$M_{sk,x}$ (Topo)	$M_{sk,y}$ (Topo)	$M_{sk,x}$ (Base)	$M_{sk,y}$ (Base)
1	-2949.9	-125.7	412.6	748	230.1
2	-6905.6	-125.7	412.6	748	230.1

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

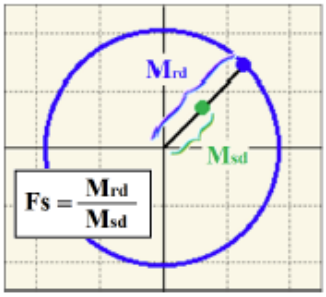


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-2949.9	-750.9	230.2	2.81
2	-6905.6	-754.9	230.3	3.82

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

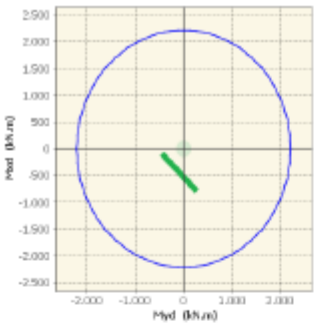


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

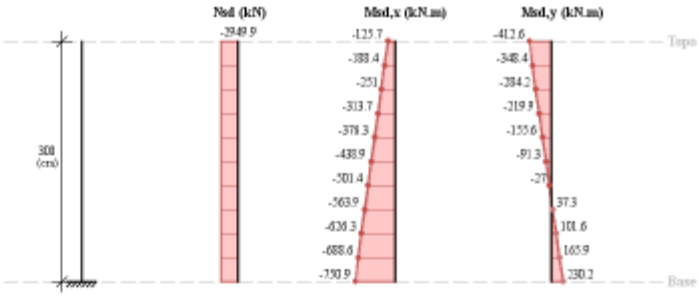


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

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

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_f / γ_{f3}, que posteriormente são majoradas por γ_{f3} = 1.1.

Momentos em torno do eixo x:

Figura: Deslocamento w_y

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

z [m]	$M_{sd,tot,x}$ / γ_{f3} [kN.m]	$1/r_x$ [10^3/m]	$EI_{sec,x}$ [kN.m²]	w_y [m]	$M_{sd1,x}$ [kN.m]	$M_{sd2,x}$ [kN.m]	$M_{sd,tot,x}$ [kN.m]
3	-114.3	-0.047	2413169.84	0.00098	-125.7	0	-125.7
2.7	-171.3	-0.071	2413201.68	0.00083	-187.9	-0.5	-188.4
2.4	-228.2	-0.095	2413282.68	0.00068	-250.2	-0.9	-251
2.1	-285.2	-0.118	2413410.25	0.00054	-312.4	-1.3	-313.7
1.8	-342.1	-0.142	2413351.33	0.00042	-374.6	-1.7	-376.3
1.5	-399	-0.165	2413149.13	0.0003	-436.9	-2	-438.9
1.2	-455.8	-0.19	2403152.69	0.0002	-499.1	-2.3	-501.4
0.9	-512.6	-0.217	2361042.56	0.00012	-561.3	-2.5	-563.9
0.6	-569.3	-0.25	2279543.9	0.00005	-623.5	-2.7	-626.3
0.3	-626	-0.29	2158072.09	0.00001	-685.8	-2.9	-688.6
0	-682.6	-0.34	2010731.87	0	-748	-2.9	-750.9

Momentos em torno do eixo y:

Figura: Deslocamento w_x

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

z [m]	$M_{sd,tot,y}$ / γ_{f3} [kN.m]	$1/r_y$ [10^3/m]	$EI_{sec,y}$ [kN.m²]	w_x [m]	$M_{sd1,y}$ [kN.m]	$M_{sd2,y}$ [kN.m]	$M_{sd,tot,y}$ [kN.m]
3	-375.1	-0.155	2413169.84	-0.00004	-412.6	0	-412.6
2.7	-316.7	-0.131	2413201.68	-0.00006	-348.3	-0.1	-348.4
2.4	-258.3	-0.107	2413282.68	-0.00007	-284.1	-0.1	-284.2
2.1	-199.9	-0.083	2413410.25	-0.00008	-219.8	-0.1	-219.9
1.8	-141.5	-0.059	2413351.33	-0.00007	-155.5	-0.1	-155.6
1.5	-83	-0.034	2413149.13	-0.00006	-91.3	-0.1	-91.3
1.2	-24.5	-0.01	2403153.79	-0.00004	-27	0	-27
0.9	33.9	0.014	2359824.22	-0.00003	37.3	0	37.3
0.6	92.4	0.041	2280200.79	-0.00001	101.6	0.1	101.6
0.3	150.9	0.07	2158552.07	0	165.8	0.1	165.9
0	209.3	0.104	2011477.86	0	230.1	0.1	230.2

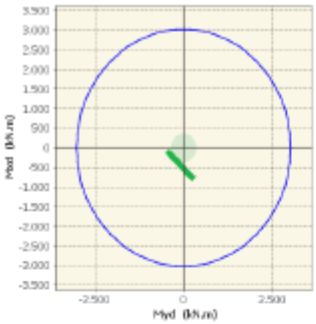


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

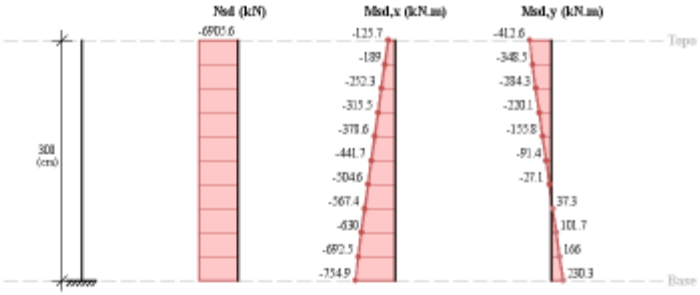


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 2)

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

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_f / γ_{f3}, que posteriormente são majoradas por γ_{f3} = 1.1.

Momentos em torno do eixo x:

Figura: Deslocamento w_y

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

z [m]	$M_{sd,tot,x}$ / γ_{f3} [kN.m]	$1/r_x$ [10^3/m]	$EI_{sec,x}$ [kN.m²]	w_y [m]	$M_{sd1,x}$ [kN.m]	$M_{sd2,x}$ [kN.m]	$M_{sd,tot,x}$ [kN.m]
3	-114.3	-0.051	2244715.11	0.00099	-125.7	0	-125.7
2.7	-171.8	-0.077	2244785.09	0.00084	-187.9	-1.1	-189
2.4	-229.4	-0.102	2244866.45	0.00068	-250.2	-2.1	-252.3
2.1	-286.8	-0.128	2244809.58	0.00054	-312.4	-3.1	-315.5
1.8	-344.2	-0.153	2244654.5	0.00041	-374.6	-4	-378.6
1.5	-401.5	-0.179	2244480.36	0.0003	-436.9	-4.8	-441.7
1.2	-458.7	-0.204	2244263.62	0.0002	-499.1	-5.5	-504.6
0.9	-515.8	-0.23	2243854.47	0.00011	-561.3	-6.1	-567.4
0.6	-572.8	-0.255	2243419.67	0.00005	-623.5	-6.5	-630
0.3	-629.6	-0.281	2243277.22	0.00001	-685.8	-6.8	-692.5
0	-686.2	-0.306	2242370.94	0	-748	-6.9	-754.9

Momentos em torno do eixo y:

Figura: Deslocamento w_x

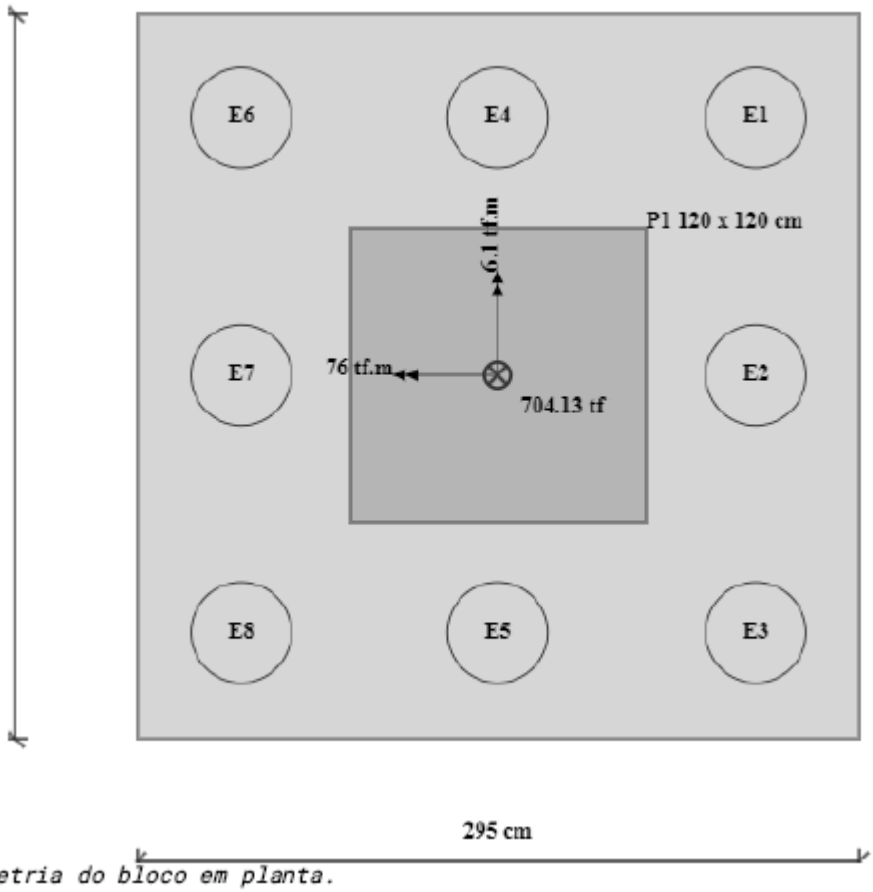
Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

z [m]	$M_{sd,tot,y}$ / γ_{f3} [kN.m]	$1/r_y$ [10^3/m]	$EI_{sec,y}$ [kN.m²]	w_x [m]	$M_{sd1,y}$ [kN.m]	$M_{sd2,y}$ [kN.m]	$M_{sd,tot,y}$ [kN.m]
3	-375.1	-0.167	2244715.11	-0.00003	-412.6	0	-412.6
2.7	-316.8	-0.141	2244785.09	-0.00005	-348.3	-0.2	-348.5
2.4	-258.5	-0.115	2244866.45	-0.00007	-284.1	-0.3	-284.3
2.1	-200.1	-0.089	2244809.58	-0.00007	-219.8	-0.3	-220.1
1.8	-141.6	-0.063	2244654.5	-0.00007	-155.5	-0.3	-155.8
1.5	-83.1	-0.037	2244480.36	-0.00006	-91.3	-0.2	-91.4
1.2	-24.6	-0.011	2244263.62	-0.00004	-27	-0.1	-27.1
0.9	33.9	0.015	2243854.47	-0.00003	37.3	0	37.3
0.6	92.4	0.041	2243419.67	-0.00001	101.6	0.1	101.7
0.3	150.9	0.067	2243277.22	0	165.8	0.2	166
0	209.4	0.093	2242370.94	0	230.1	0.2	230.3

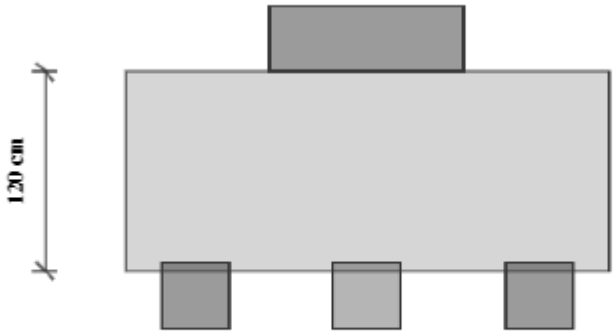
1.24.4 VERIFICAÇÃO DE CALCULO DOS BLOCO DE FUNDAÇÃO

Dados

- 8 estacas Ø 41
- Capacidade das estacas = 108.3 tf
- P1: Nk = 704.13 tf, Mxk = 76 tf.m, Myk = 6.1 tf.m
- Dimensões do lado do bloco = 295 cm
- Altura do bloco = 120 cm
- Peso próprio = 26.11 tf
- Concreto fck = 30 MPa



Geometria do bloco em planta.



Geometria do bloco em vista.

Reações nas estacas

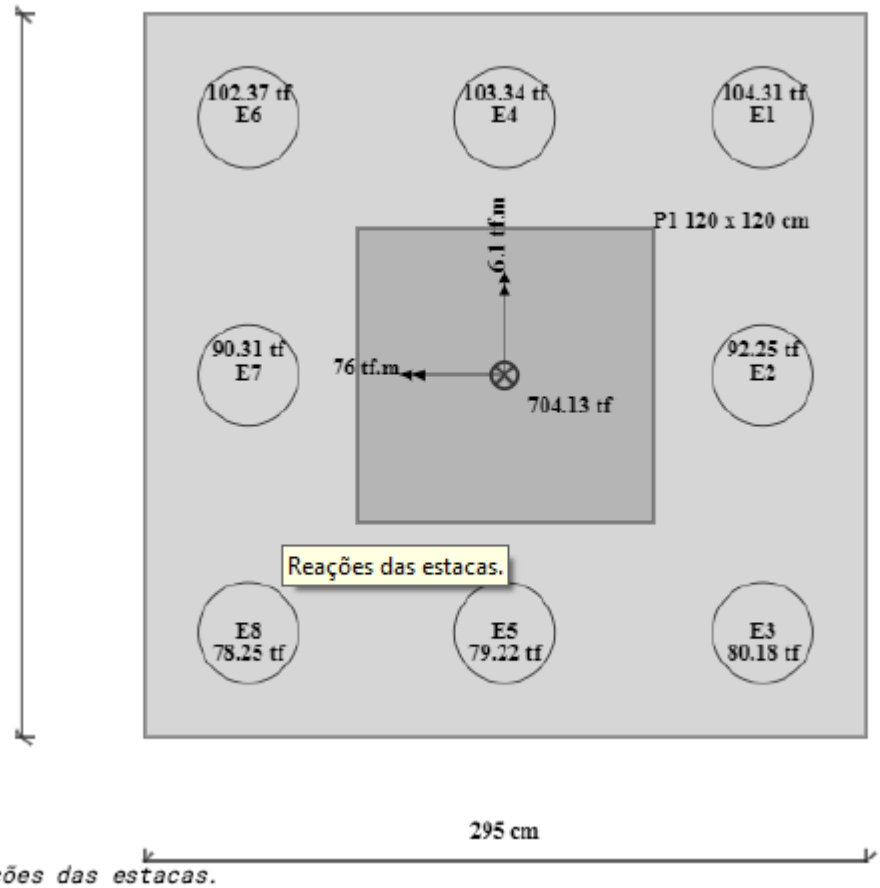
A reação em cada uma das estacas é calculada pelo processo de Courbon/Engesser considerando o bloco como rígido.

A reação R_i na estaca i de coordenadas (xi, yi) é calculada pela seguinte fórmula:

R_i = N / $n_{estacas}$ + Mx . y_i / somatória(y^2) + My . x_i / somatória(x^2)

Coordenadas e reações das estacas.

Estaca	xg cm	yg cm	Rk tf	F.S.
E1	105	105	104.31	1.04
E2	105	0	92.25	1.17
E3	105	-105	80.18	1.35
E4	0	105	103.34	1.05
E5	0	-105	79.22	1.37
E6	-105	105	102.37	1.06
E7	-105	0	90.31	1.20
E8	-105	-105	78.25	1.38

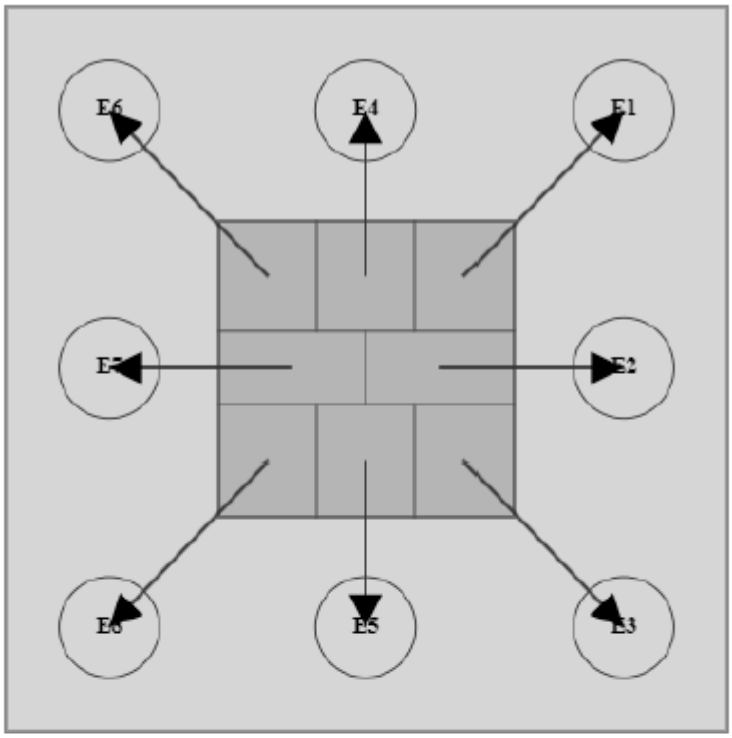


Reações das estacas.

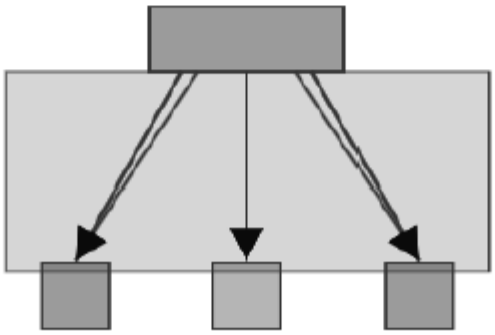
Definição das bielas

A fim de determinar a posição de partida de cada biela, divide-se o pilar pelo número de estacas, considerando, por simplificação, que todas as divisões possuem a mesma área. A partida da biela ocorre no CG dessa subárea do pilar.

A posição de chegada da biela corresponde ao CG da estaca, na coordenada vertical do CG do tirante.



Divisão do pilar em áreas iguais e definição das bielas.



Vista das bielas.

Feita a definição das bielas, é possível determinar o ângulo em planta que a biela faz com o eixo horizontal, importante para o cálculo dos tirantes, e também verificar se o ângulo vertical respeita o ângulo mínimo.

Dados geométricos das bielas. dx: comprimento (eixo x) da biela em planta; dy: comprimento (eixo y) da biela em planta; L: comprimento da biela em planta; β: ângulo da biela em planta; θ: ângulo vertical da biela.

Biela	dx cm	dy cm	L cm	β graus	θ graus
P1 → E1	65	67.5	93.71	46.08	50.52
P1 → E2	75	0	75	0.00	56.60
P1 → E3	65	-67.5	93.71	313.92	50.52
P1 → E4	0	67.5	67.5	90.00	59.31
P1 → E5	0	-67.5	67.5	270.00	59.31
P1 → E6	-65	67.5	93.71	133.92	50.52
P1 → E7	-75	0	75	180.00	56.60
P1 → E8	-65	-67.5	93.71	226.08	50.52

Verificação da tensão das bielas (na estaca)

A força na biela é obtida fazendo a decomposição de forças, utilizando a reação na estaca e o ângulo vertical θ da biela (já calculados anteriormente). Assim:

$F_{biela} = R_{estaca} / sen(\theta)$

Para obter a área da biela, basta projetar a área da estaca na direção da biela. A área da estaca foi ampliada considerando um ângulo de 45 graus da face inferior do bloco até o CG do tirante.

$A_{biela} = A_{estaca} \cdot sen(\theta)$

Para a verificação da tensão de compressão na biela, utiliza-se os valores de tensões estabelecidos na NBR 6118:2014 em função da região nodal (fcd1, fcd2, fcd3).

- fcd1 = 16.03 MPa
- fcd2 = 11.31 MPa

Verificação da tensão de compressão da biela na estaca.

Biela	θ graus	Fbiela,d tf	Abiela cm²	σbiela,d MPa	σmax cm	F.S.
P1 → E1	50.52	162.18	1467.37	11.05	13.58	1.23
P1 → E2	56.60	132.59	1587.21	8.35	13.58	1.63
P1 → E3	50.52	124.67	1467.37	8.50	13.58	1.60
P1 → E4	59.31	144.2	1634.97	8.82	13.58	1.54
P1 → E5	59.31	110.54	1634.97	6.76	13.58	2.01
P1 → E6	50.52	159.17	1467.37	10.85	13.58	1.25
P1 → E7	56.60	129.81	1587.21	8.18	13.58	1.66
P1 → E8	50.52	121.66	1467.37	8.29	13.58	1.64

Verificação da tensão das bielas (no pilar)

A tensão de compressão na região nodal do pilar é calculada considerando a área ampliada do pilar. A área ampliada resulta da abertura da área do pilar a 45 graus ao longo da altura comprimida y.

- Altura comprimida (y) = 0 cm

$\sigma_{pilar} = F_{pilar} / (A_{ampliada} \cdot sen(\theta)^2)$

Onde θ é o ângulo vertical da biela da estaca mais afastada do pilar.

Verificação da tensão de compressão da biela no pilar.

Pilar	θ graus	Rpilar,d tf	Aampliada cm²	σpilar,d MPa	σmax cm	F.S.
P1	50.52	844.96	14400	9.85	16.03	1.63

Para cada biela, é calculada a força de tração no plano e as componentes em x e y desta força.

$T = F_{biela} \cdot \cos(\theta)$

$T_x = T \cdot \cos(\beta)$

$T_y = T \cdot \text{sen}(\beta)$

Componentes de tração das bielas. (O sinal representa o sentido da força).

Biela	θ graus	β graus	Td tf	Txd tf	Tyd tf
P1 → E1	50.52	46.08	162.18	71.53	74.28
P1 → E2	56.60	0.00	132.59	72.99	0
P1 → E3	50.52	313.92	124.67	54.98	-57.1
P1 → E4	59.31	90.00	144.2	0	73.59
P1 → E5	59.31	270.00	110.54	0	-56.41
P1 → E6	50.52	133.92	159.17	-70.2	72.9
P1 → E7	56.60	180.00	129.81	-71.46	0
P1 → E8	50.52	226.08	121.66	-53.66	-55.72

Para cada tirante, é calculada a força que resulta entre as estacas e dimensiona-se o tirante para a máxima força de tração que ocorre ao longo do seu comprimento (Tmáx,d).

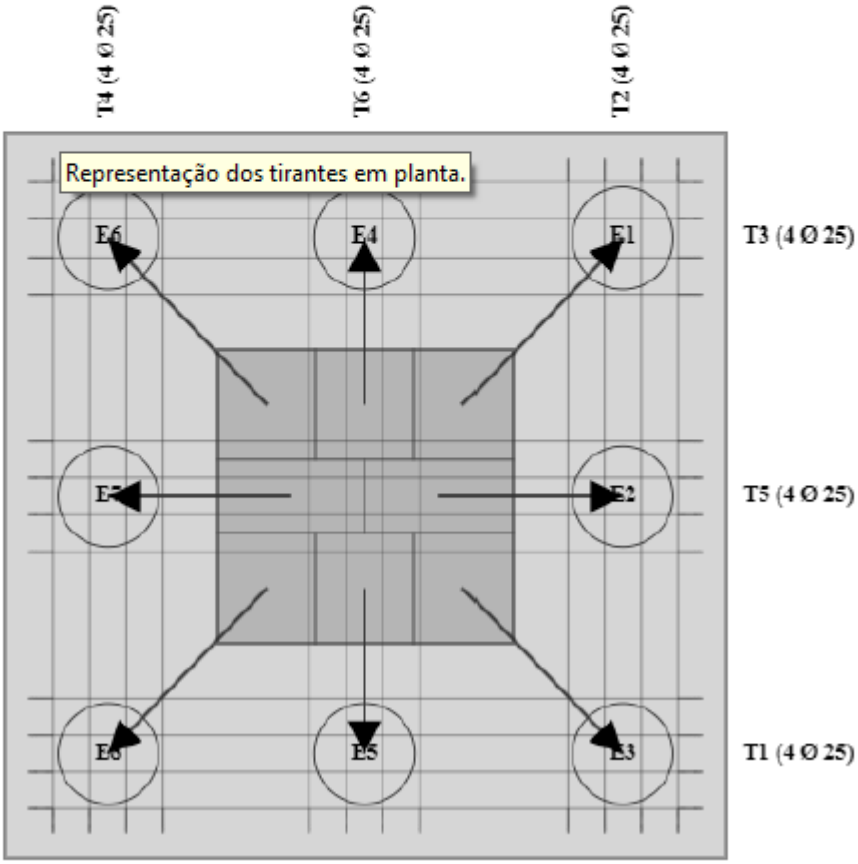
Para o detalhamento dos tirantes, são adotados alguns critérios:

- 1. O tirante deve possuir no mínimo 3 barras
- 2. Tirantes simétricos são detalhados igualmente
- 3. Dispor 100% das barras do tirante sobre a área ampliada da estaca

Armadura necessária e detalhamento dos tirantes.

Tirante	Tmáx,d tf	As,nec cm²	Barras	Camadas
T1	54.98	12.65	4 Ø 25.00	1
T2	74.28	17.08	4 Ø 25.00	1

T3	71.53	16.45	4 Ø 25.00	1
T4	72.9	16.77	4 Ø 25.00	1
T5	72.99	16.79	4 Ø 25.00	1
T6	73.59	16.93	4 Ø 25.00	1



Representação dos tirantes em planta.

Verificação da ancoragem dos tirantes

A dimensão do bloco deve ser suficiente para garantir a ancoragem do tirante a partir da face interna da estaca (NBR 6118:2014). O $l_{b,nec}$ é calculado considerando α = 0,7 (barras detalhadas em gancho) e a relação de $A_{s,calc}/A_{s,nec}$.

Abaixo é apresentado o resultado para o caso mais desfavorável:

- $l_{b,nec}$ = 49.86 cm
- Distância da face interna da estaca até a borda do bloco = 63 cm

Malha inferior

A malha inferior é calculada para 20% dos esforços totais e disposta, uniformemente, em duas direções (NBR 6118:2014).

Armadura necessária e detalhamento da malha inferior.

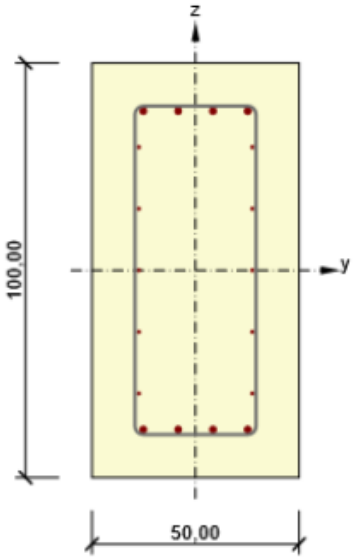
Direção	As,nec cm²	Barras
Horizontal	12.00	10 Ø 12.50
Vertical	12.00	10 Ø 12.50

1.24.5 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DOS BALDRAMES

2.1 Section S 1

2.1.1 Extreme S 1 - E 1

Design member	M 1
Reinforced cross-section	R 1



Concrete: C30/37
Age: 28,0 d
Reinforcement: (CA-50)
4ø1,60 (8,04cm²), z = 38,40 cm
2ø0,63 (0,62cm²), z = 29,69 cm
2ø0,63 (0,62cm²), z = 14,84 cm
2ø0,63 (0,62cm²), z = 0,00 cm
2ø0,63 (0,62cm²), z = -14,84 cm
2ø0,63 (0,62cm²), z = -29,69 cm
4ø1,60 (8,04cm²), z = -38,40 cm
Stirrups:
ø0,80 - 15,00 cm

2.1.1.1 Load effects - internal forces

Load type	Combination type	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Total	Fundamental ULS	0,0	0,0	116,4	0,0	266,3	0,5

2.1.1.2 Overall

Governing type of check	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Interaction	0,0	266,3	0,5	116,4	0,0	96,3	OK
Type of check	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Value [%]**	**Check**
Capacity N-M-M	0,0	266,3	0,5			82,5	OK
Shear	0,0			116,4	0,0	55,3	OK
Torsion					0,0	0,0	OK
Interaction	0,0	266,3	0,5	116,4	0,0	96,3	OK

Limit value of the exploitation of the cross-section: 100,0 %

2.1.1.3 Capacity N-M-M

Results presented for combination : Fundamental ULS

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Type	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	266,3	0,5	Nu-Mu-Mu	82,5	100,0	OK

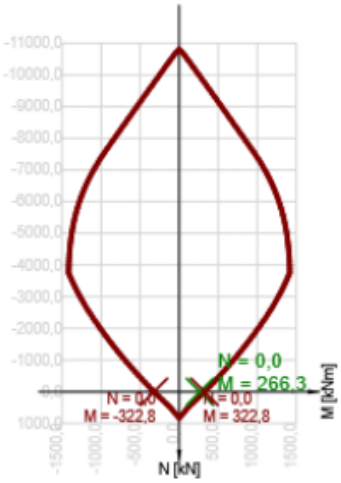
Design resistance of css subjected to bending and axial force

Type	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	266,3	322,8	-322,8
M_z [kNm]	0,5	0,6	-0,6

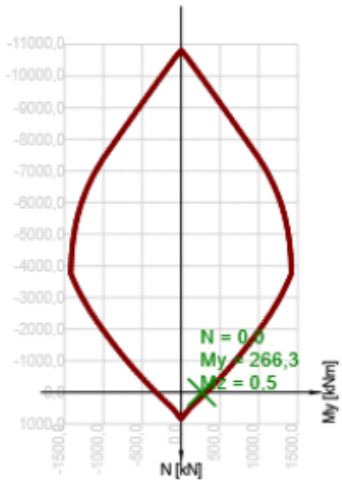
Nonconformity

No nonconformities

Section N - Mres



Section N - My



2.1.1.4 Shear

Results presented for combination : Fundamental ULS

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Check zone	Clause	Value [%]	Limit [%]	Check
116,4	0,0	210,4	without reduction	6.2.3(3)	55,3	100,0	OK

Design and resistance shear forces

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
116,4	150,3	2354,3	2233,1	210,4	210,4

Input values and intermediate results of shear design

n_c	a_{sw} [cm²/m]	A_{sl} [cm²]	b_w [cm]	d [cm]	z [cm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
2	6,70	11,16	50,00	84,59	78,48	45,0	90,0	1,00

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,49	0,15	0,00	0,0	221,3	0,3	0,53	0,60

2.1.1.5 Torsion

Results presented for combination : Fundamental ULS

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	129,6	0,0	100,0	OK

Design and resistance torsional moments

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
0,0	129,6	506,1	61,7	129,6

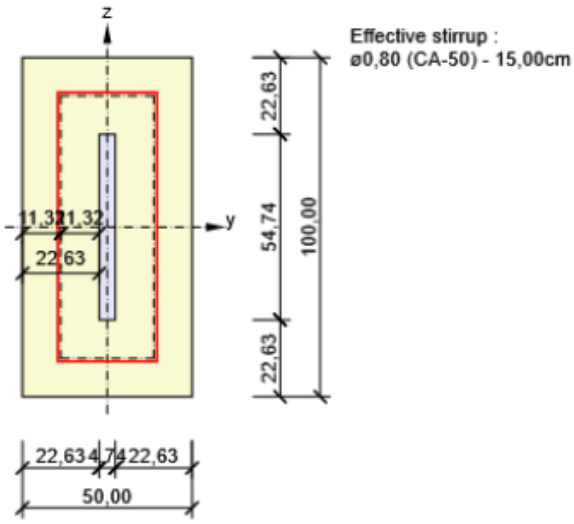
Input values and intermediate results of torsion design

A_k [cm^2]	u_k [cm]	t_{eff} [cm]	a_{sw} [cm^2/m]	A_{sl} [cm^2]	A_{sp} [cm^2]	θ [°]
2117,62	209,48	22,63	3,35	19,20	0,00	45,0

Nonconformity

No nonconformities

Equivalent thin-walled section for torsion check



2.1.1.6 Interaction

Results presented for combination : Fundamental ULS

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value V+T [%]	Value V+T+M [%]	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	266,3	0,5	116,4	0,0	50,9	96,3	96,3	100,0	OK

Interaction check of shear and torsion (concrete)

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	Eq. 6.31 [%]	Eq. 6.29 [%]	Value [%]	Limit [%]	Check
150,3	129,6	2354,3	506,1	77,4	4,9	4,9	100,0	OK

Interaction check of shear, torsion, bending and normal force

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta\varepsilon_s$ [‰]	$\Delta\varepsilon_t$ [‰]	Extreme in bar	Value [%]	Limit [%]	Check
317,9	116,4	0,0	0,3	0,0	3	96,3	100,0	OK

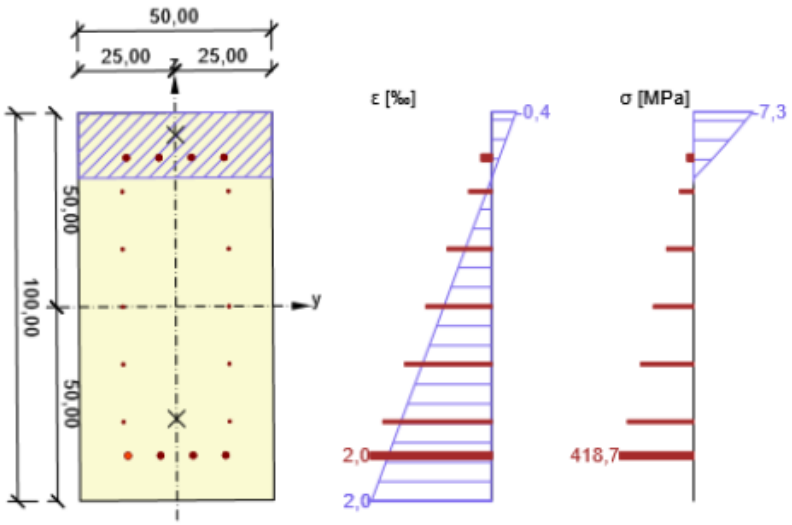
Detailed check of reinforcement

Bar	y_i [cm]	z_i [cm]	$\Delta\varepsilon_{st}$ [‰]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	$\Delta\sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
3	-12,60	-38,40	0,3	2,0	2,1	60,6	418,7	434,8	96,3	OK

Nonconformity

No nonconformities

Stress and strain distributions in the cross-section



Concrete

Name	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	v [-]	Unit mass [kg/m^3]
C30/37	30,0	38,0	2,9	32836,6	0,20	2500
	ε_{c2} = 2,0 ‰, ε_{cu2} = 3,5 ‰, ε_{c3} = 1,8 ‰, ε_{cu3} = 3,5 ‰, Exponent - n: 2,00, Aggregate size = 1,60 cm, Cement class: R (s = 0,20), Diagram type: Parabolic					

Explanation

Symbol	Explanation
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
f_{cm}	Mean value of concrete cylinder compressive strength
f_{ctm}	Mean value of axial tensile strength of concrete
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete
ε_c	Compressive strain in the concrete at the peak stress fc
ε_{cu}	Ultimate compressive strain in the concrete

Reinforcement Steel

Name	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	v [-]	Unit mass [kg/m^3]
CA-50	500,0	540,0	210000,0	0,20	7850
	f_{tk}/f_{yk} = 1,00, ε_{uk} = 10,0 ‰, Type: Bars, Bar surface: Ribbed, Class: B, Fabrication: Hot rolled, Diagram type: Bilinear with an inclined top branch				

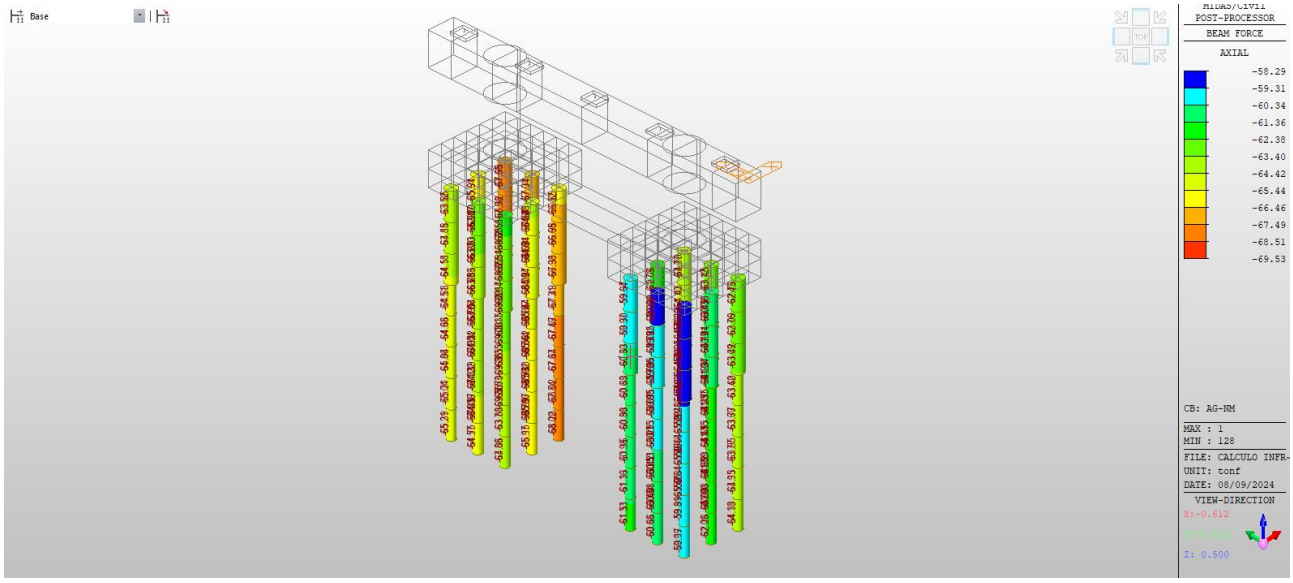
Explanation

Symbol	Explanation
f_{yk}	Characteristic yield strength of reinforcement
f_{tk}	Characteristic tensile strength of reinforcement
E	Modulus of elasticity of reinforcement steel
ε_{uk}	Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

1.24.6 VERIFICAÇÃO DE CÁLCULO DAS ESTACAS

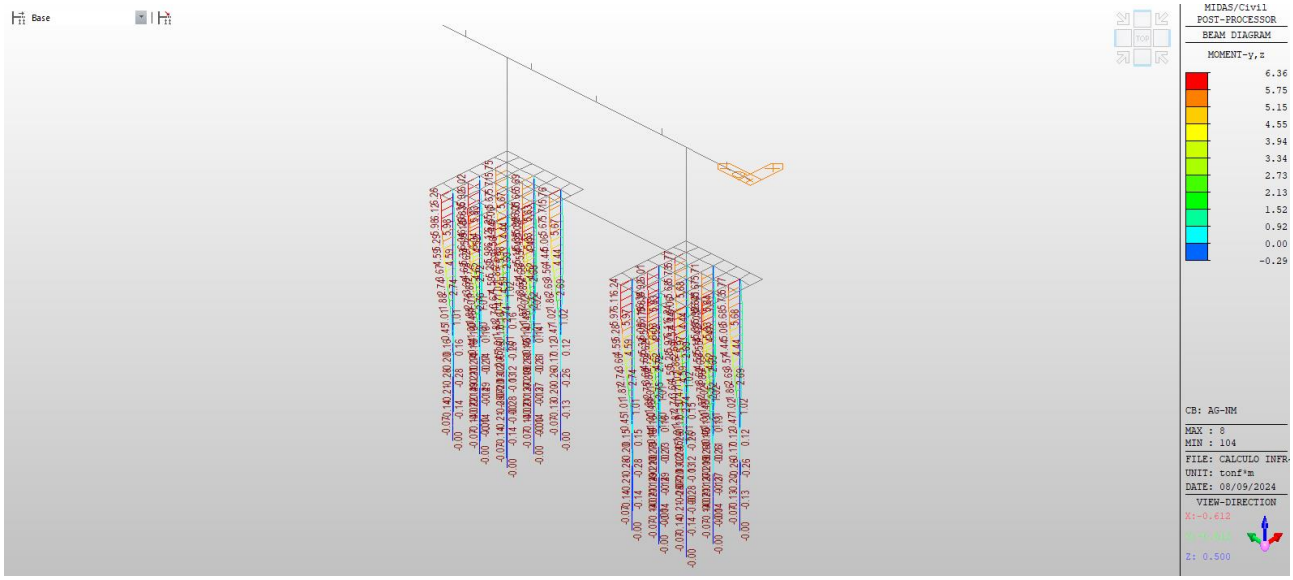
Estacas Raiz com $\emptyset 41cm$ em solo.

1.24.6.1 CARGAS NAS ESTACAS SEM COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO AG-NM



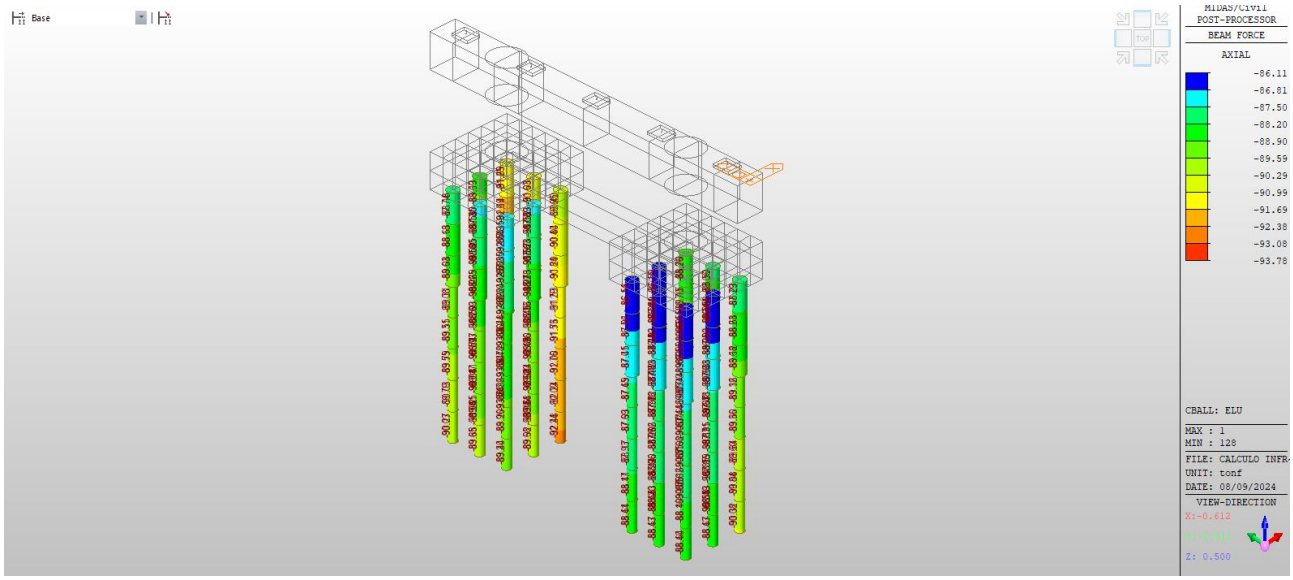
$Adotamos\ como\ carga\ característica\ máxima\ na\ estaca\ =\ 69{,}53tonf$

1.24.6.2 MOMENTO AG-NM DAS ESTACAS



$Mom\ (y-z) =\ 6{,}36\ tonf * m$

1.24.6.3 CARGAS NAS ESTACAS NMÁX

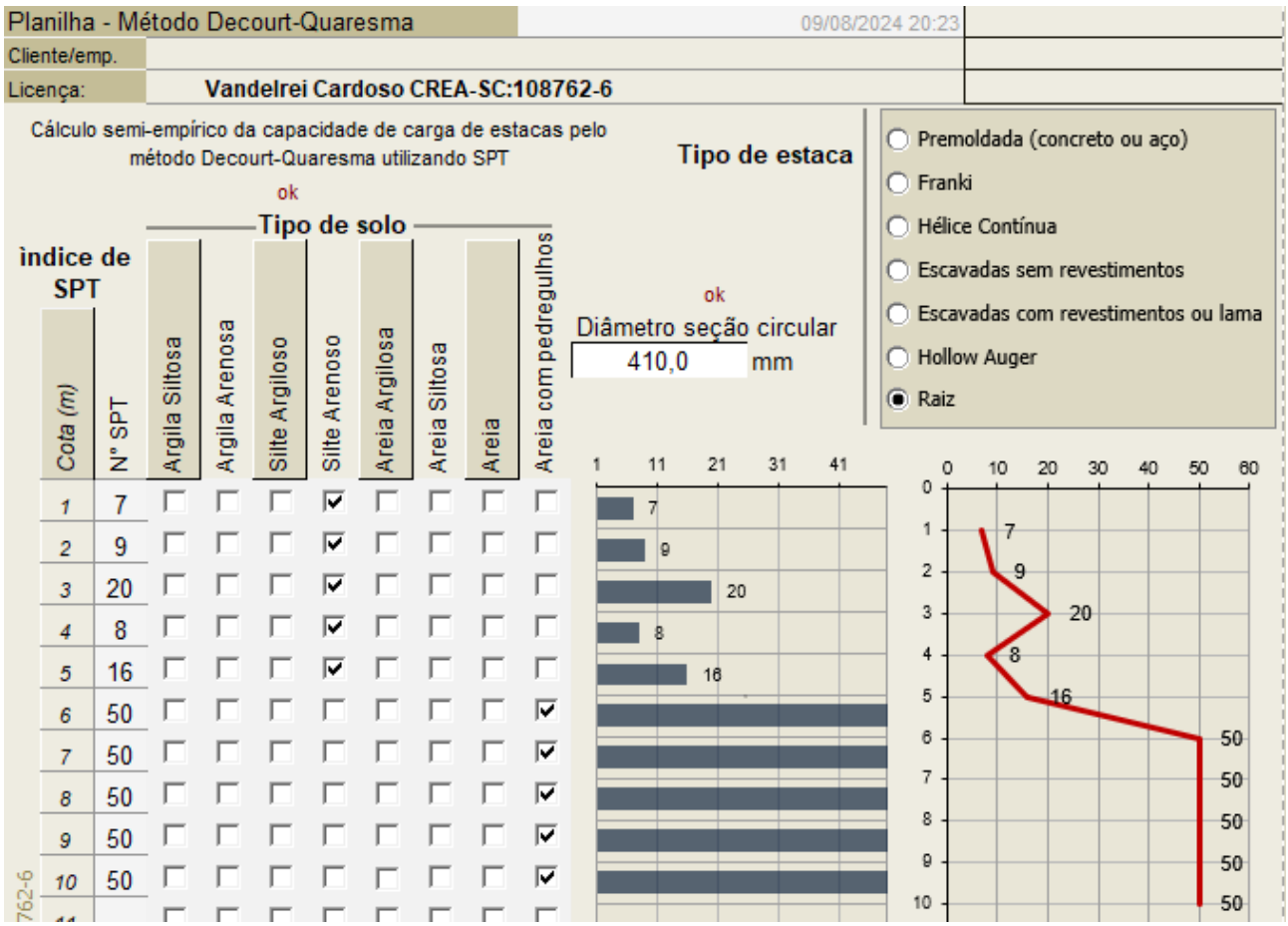


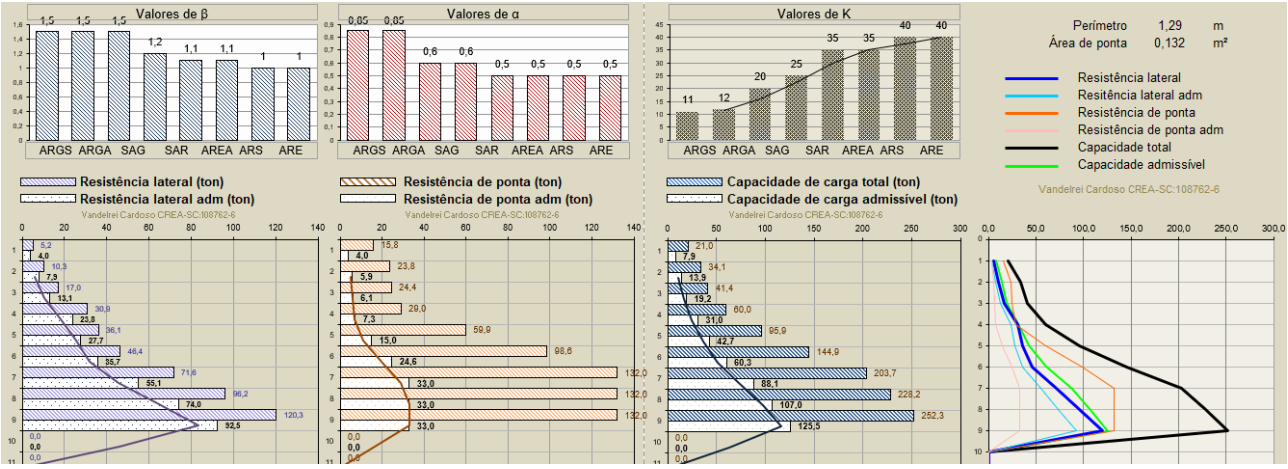
$Adotamos\ como\ carga\ \ máxima\ na\ estaca\ \ =\ 93{,}78tonf$

1.24.6.4 VERIFICAÇÃO DAS ESTACAS – APOIO

$Carga\ sem\ coeficiente\ de\ ponderação\ AG - NM\ \ =\ 69{,}53tonf$

1.24.6.4.1 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DO SOLO





Planilha - Método Decourt-Quaresma 09/08/2024 20:23

Cliente/emp.

Profissional **Vandelrei Cardoso CREA-SC:108762-6**

Tipo de estaca Raiz Ø 0,410 m

Cota	SPT	SPT considerado	Perímetro (m)	Área de ponta (m²)	β x SPT	α x N	Resistência lateral (ton)	Resist. Lateral adm (ton)	Resistência de ponta (ton)	Resis. Ponta adm (ton)	Capacidade total (ton)	Capacidade admissível (ton)
1	7	7	1,29	0,132	4,00	120,0	5,2	4,0	15,8	4,0	21,0	7,9
2	9	9	1,29	0,132	4,80	180,0	10,3	7,9	23,8	5,9	34,1	13,9
3	20	20	1,29	0,132	9,20	185,0	17,0	13,1	24,4	6,1	41,4	19,2
4	8	8	1,29	0,132	4,40	220,0	30,9	23,8	29,0	7,3	60,0	31,0
5	16	16	1,29	0,132	7,60	453,3	36,1	27,7	59,9	15,0	95,9	42,7
6	50	50	1,29	0,132	17,67	746,7	46,4	35,7	98,6	24,6	144,9	60,3
7	50	50	1,29	0,132	17,67	1000,0	71,6	55,1	132,0	33,0	203,7	88,1
8	50	50	1,29	0,132	17,67	1000,0	96,2	74,0	132,0	33,0	228,2	107,0
9	50	50	1,29	0,132	0,00	1000,0	120,3	92,5	132,0	33,0	252,3	125,5

1.24.6.4.2 VERIFICAÇÃO DA INTERAÇÃO ESTACA X SOLO

Planilha cálculo carga admissível estacas - SPT 09/08/2024 20:22
Cliente/emp.
Licença: Vandelrei Cardoso CREA-SC:108762-6

www.sitengenharia.com.br

ok

Cota (m)	Nº SPT	Argila Siltosa	Argila Arenosa	Silte Argiloso	Silte Arenoso	Areia Argilosa	Areia Siltosa	Areia	Areia com pedregulhos
1	7				☑				
2	9				☑				
3	8				☑				
4	16				☑				
5	50								☑
6	50								☑
7	50								☑
8	50								☑
9	50								☑
10	50								☑
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									
21									
22									
23									
24									
25									
26									
27									
28									
29									
30									
31									
32									

Vandelrei Cardoso CREA-SC:108762-6

Tipo de Estaca
- Premoldada (concreto)
- Franki
- Hélice Contínua
- Escavadas sem revestimentos
- Escavadas com revestimentos ou lama
- Hollow Auger
- Raiz

ok

Dados da estaca
- Comprimento total da estaca (m): 7,0 m
- Diâmetro seção circular *: 410,0 mm *
- Volume base alargada (Franki) (L): litros
- Tipo de carregamento método "P.P.C.V": Compressão *

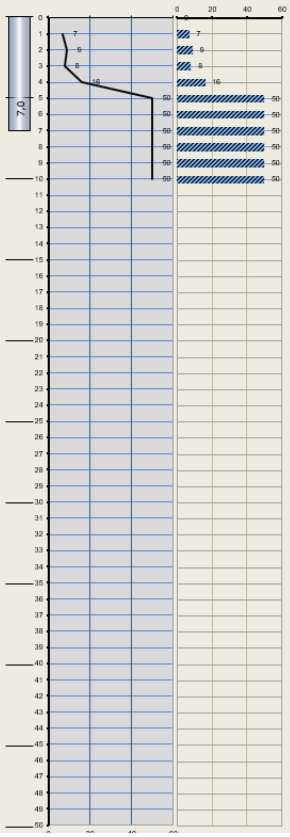
Vandelrei Cardoso CREA-SC:108762-6

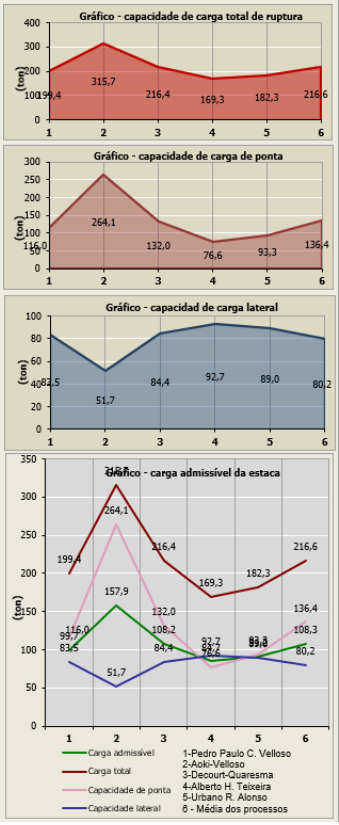
Resultado dos Métodos

Carga admissível da estaca (t) CS(NORMA)= 2,00
Carga admissível da estaca (t) CS = definido pelo autor
Capacidade de carga total da estaca (t)
Capacidade de carga resistência de ponta (t)
Capacidade de carga atrito lateral (t)

Pedro Paulo Costa Velloso	83,5	116,0	199,4	79,8	99,7
Aoki-Velloso	51,7	264,1	315,7	157,9	157,9
Decourt-Quaresma	84,4	132,0	216,4	97,9	108,2
Alberto Henriques Teixeira	92,7	76,6	169,3	84,7	84,7
Urbano Rodrigues Alonso	89,0	93,3	182,3	91,2	91,2
Média dos processos	80,2	136,4	216,6	102,3	108,3

Vandelrei Cardoso CREA-SC:108762-6





Planilha cálculo carga admissível estacas 09/08/2024 20:22 0
Cliente/emp. 0
Profissional Vandelrei Cardoso CREA-SC:108762-6 0

Método
Pedro Paulo Costa Velloso

COTA	SPT	Tipo do solo	SPT considerado	C1 tm² N	Cp tm² N (acima)	Cp tm² N (abaixo)
1	7	SAR	7	5,6		
2	9	SAR	9	7,2		
3	8	SAR	8	6,4		
4	16	ARP	16	12,8	640	
5	50	ARP	40	20	2400	
6	50	ARP	40	20	2400	
7	50	ARP	40			2400
8	50	ARP	40			
9	50	ARP	40			
10	50		40			

Método
Aoki-Velloso

COTA	SPT	Tipo do solo	SPT considerado	α(%).K(tm²)	α(%).K(tm²).N
1	7	SAR	7	1,21	8,47
2	9	SAR	9	1,21	10,9
3	8	SAR	8	1,21	9,68
4	16	ARP	16	1,21	19,4
5	50	ARP	40	1,4	56
6	50	ARP	40	1,4	56
7	50	ARP	40	1,4	
8	50	ARP	40	1,4	
9	50	ARP	40	1,4	
10	50		40	1,4	

Planilha cálculo carga admissível estacas 09/08/2024 20:22 0
Cliente/emp. 0
Profissional Vandelrei Cardoso CREA-SC:108762-6 0

Método
Décourt-Quaresma

COTA	SPT	Tipo do solo	SPT considerado	1/3β.N	α.K.N
1	7	SAR	7	4	0
2	9	SAR	9	4,8	0
3	8	SAR	8	4,4	0
4	16	ARP	16	7,6	0
5	50	ARP	50	17,7	0
6	50	ARP	50	17,7	1000
7	50	ARP	50	0	1000
8	50	ARP	50	0	1000
9	50	ARP	50	0	0
10	50		50	0	0

Método
Alberto Henriques Teixeira

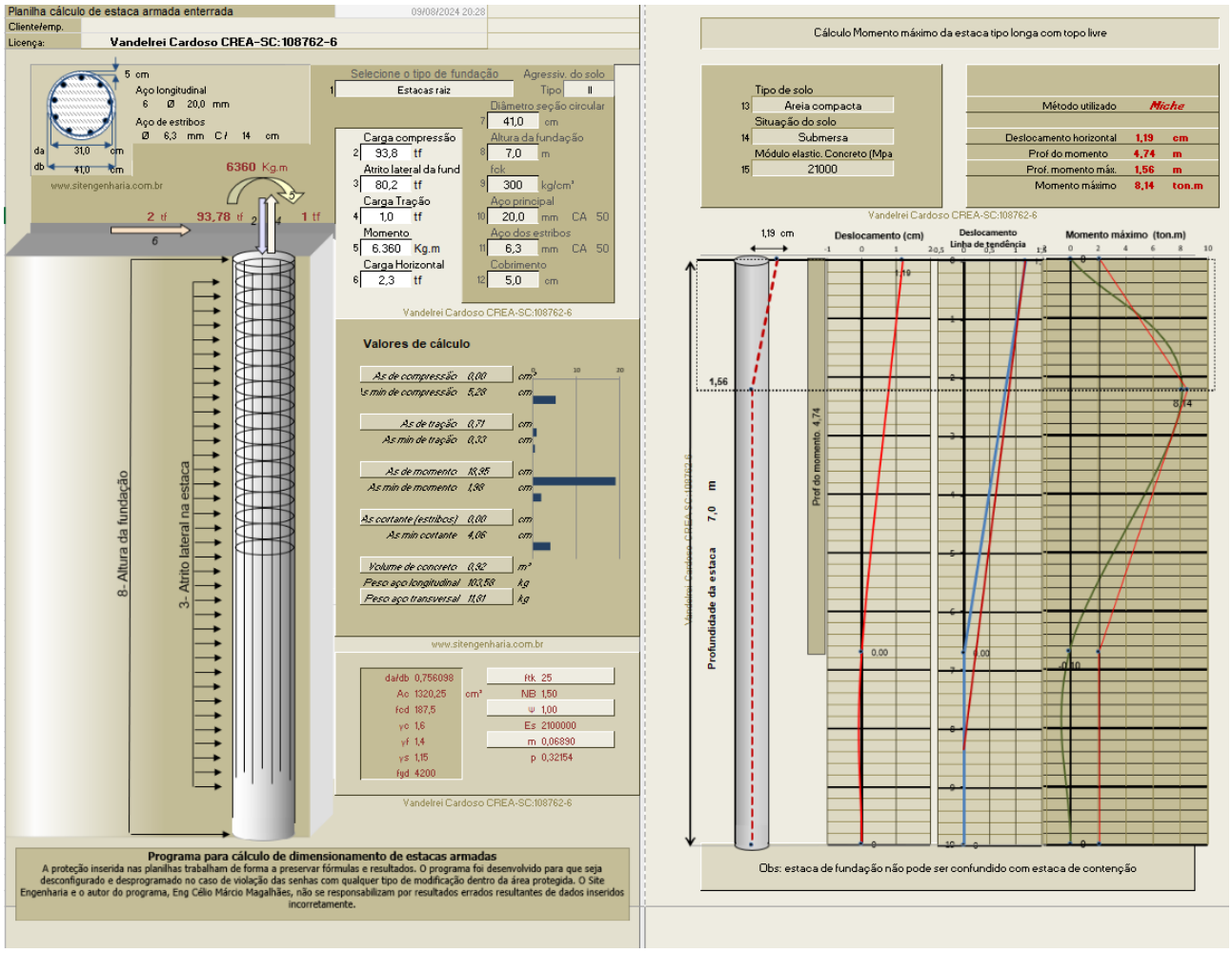
COTA	SPT	Tipo do solo	SPT considerado	β	α.N
1	7	SAR	7	0,6	0
2	9	SAR	9	0,6	0
3	8	SAR	8	0,6	0
4	16	ARP	16	0,6	0
5	50	ARP	40	0,6	1160
6	50	ARP	40	0,6	1160
7	50	ARP	40	0,6	0
8	50	ARP	40	0,6	0
9	50	ARP	40	0,6	0
10	50		40	0,6	0

Planilha cálculo carga admissível estacas 09/08/2024 20:22
Cliente/emp.
Profissional Vandelrei Cardoso CREA-SC:108762-6

Método
Urbano Rodrigues Alonso

COTA	SPT	Tipo do solo	SPT considerado	8db (acima)	3db (abaixo)	α
1	7	SAR	7	0	0	0,87
2	9	SAR	9	0	0	0,87
3	8	SAR	8	0	0	0,87
4	16	ARP	16	240	0	0,87
5	50	ARP	40	800	0	0,87
6	50	ARP	40	800	0	0,87
7	50	ARP	40	0	800	0,87
8	50	ARP	40	0	0	0,87
9	50	ARP	40	0	0	0,87
10	50		40	0	0	0,87

1.24.6.5 VERIFICAÇÃO DA ARMADURA DA ESTACA



Verificação de Secções Circulares

Dados da Secção

Materiais — Classe do Betão: C25/30 — Classe do Aço: A500

Geometria		Armadura Longitudinal		Armadura Transversal	
D (m)	0,41		nº / Diam.	Diam.	6
c_{mec} (cm)	5,0	As	6 / 20	Esp. (m)	0,125
				As_w/s (cm^2/m)	4,5239

Esforços — Flexão: ○ Simples ◉ Composta ○ Desviada

N (kN)	My (kN.m)	Vy (kN)	Esforços Equivalentes	
386,1	79,60	23,4	M (kN.m)	79,6
	Mz (kN.m) 30	Vz (kN) 23,4	V (kN)	33,1

Resultados — Flexão ✓ Esforço Transverso ✓

Flexão | Esforço Transverso

Condição limite para a verificação:

N = **386,10** kN

$M_{eq.}$ = **124,16** kN.m

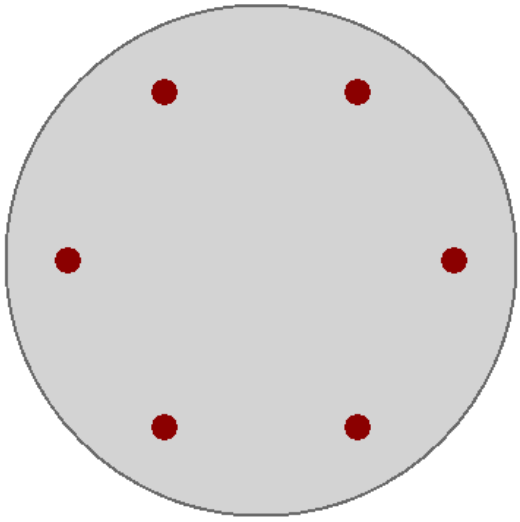
Eficiência da Armadura = **64,1** %

Limites Tracção/Compressão

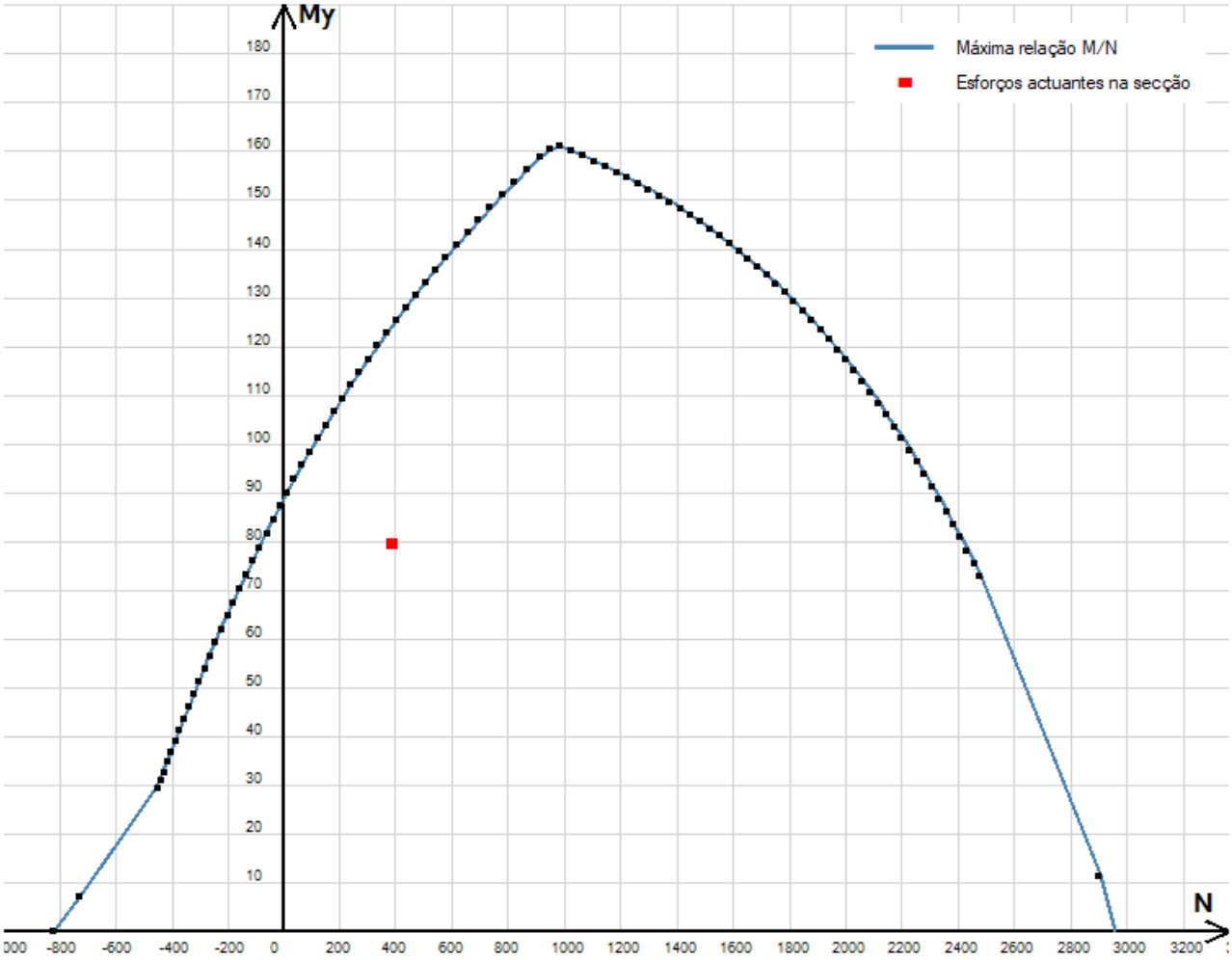
N_{Rd} (kN) -819,5 / 3019,97

Diagrama de Interacção de Flexão Composta — Composta

Esquema da Secção em Estudo



Verificar | Alternar visualização



Estaca será executada com Ø410mm
Armadura Principal = 6 Ø20,0mm em todo seu comprimento em solo.
Armadura de Estribo = Ø6,30mm c/12,5cm em todo seu comprimento.

$Carga\ Característica\ de\ Cálculo - 69{,}53tonf$

$Carga\ Característica\ da\ Estaca\ Interação\ Estaca\ Solo - 108{,}30tonf$

A carga características de cálculo das estacas é menor que a carga característica da interação estaca solo. $\boldsymbol{ok, Atende}$

1º - Verificando a carga, AG-NM "Carga Característica de Cálculo" temos a maior carga nas estacas em $69{,}53tonf$ sem os coeficientes de ponderação. De acordo com o cálculo acima a capacidade de carga admissível da estaca fica em $108{,}30tonf$ na média dos processos. $\boldsymbol{ok, Atende}$

2º - Verificando a carga com Nmáx temos a maior carga nas estacas em $93{,}78\ tonf$ com os coeficientes de ponderação de cálculo. De acordo com o cálculo acima a capacidade de carga total da estaca fica em $108{,}30\ tonf$ na média dos processos. $\boldsymbol{ok, Atende}$

As estacas estão com a capacidade dentro dos limites impostos por norma.

O comprimento da estaca em solo é variável "em torne de 3,0 metros" com diâmetro de 410mm e o comprimento da estaca cravada em rocha é de 4,0 metros com diâmetro de 305mm.

1.25 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DAS AÇÕES (NBR-8681)

1.25.1 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Fd= 1.35 Fgk (moldados em loco, empuxo) + 1.3 Fg'k (pré-moldados);

+ 1.2 ou (0) Fg''k (fluência e retração térmica) *** () se ação for favorável;**

+ 1.2 ou (0.9) Fpk (protendido somente reação hiperestática);

+1.5 ou 1.05 Fqk (veículo, multidão, frenação, centrífuga, sobrecarga no aterro);

+1.4 ou 0.84 Fvk (força do vento);

+1.2 ou 0.72 Ftk (força da variação da temperatura);

**Azul se principal, vermelho se secundário.

1.25.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Combinação Quase Permanente:

Fd=1.0 Fgk (moldados em loco, empuxo) + 1.0 Fg'k (pré-moldados);

+ 1.0 Fg''k (fluência e retração térmica) + 1.0 Fpk (protensão);

+0.3 Fqk (veículo, multidão, frenação, centrífuga, sobrecarga no aterro);

+0(zero) Fvk (força do vento) +0.3 Ftk (força da variação da temperatura).

Combinação Frequente:

Fd=1.0 Fgk (moldados em loco, empuxo) + 1.0 Fg'k (pré-moldados);

+ 1.0 Fg’’k (fluência e retração térmica) + 1.0 Fpk (protensão);

+0.5 ou 0.3 Fqk (veículo, multidão, frenação, centrífuga, sobrecarga no aterro);

+0.3 Fvk (força do vento) +0.5 ou 0.3 Ftk (força da variação da temperatura).

Combinação Rara:

Fd=1.0 Fgk (moldados em loco, empuxo) + 1.0 Fg’k (pré-moldados);

+ 1.0 Fg’’k (fluência e retração térmica) + 1.0 Fpk (protensão);

+1.0 ou 0.5 Fqk (veículo, multidão, frenação, centrifuga, sobrecarga no aterro).