



Universidade Eduardo Mondlane
Faculdade de Engenharia
Departamento de Engenharia Civil

Trabalho de Licenciatura em Engenharia Civil

Proposta de uma ponte ao Governo de Niassa na passagem de
nível na estrada N243 Lichinga – Chimbunila

Caso estudo: Dimensionamento de uma Ponte Mista treliçada

Baraca Abdul Abdala



Universidade Eduardo Mondlane
Faculdade de Engenharia
Departamento de Engenharia Civil

Trabalho de Licenciatura em Engenharia Civil

Proposta de uma ponte ao Governo de Niassa na passagem de
nível na estrada N243 Lichinga – Chimbunila

Caso estudo: Dimensionamento de uma Ponte Mista treliçada

Autor: Baraca Abdul Abdala

Supervisor: Dr. Eng. Américo Dimande

Co-Supervisor: Eng. Rafael Mabunda

Maputo, Outubro de 2021

Autor: Baraca Abdul Abdala

Proposta de uma ponte ao Governo de Niassa na passagem de nível na
estrada N243 Lichinga – Chimbunila

Caso estudo: Dimensionamento de uma Ponte Mista treliçada

Engenharia Civil

Mesa de Júri:

Presidente:

Supervisor:

Oponente:

Data de Aprovação: /.... /2021

DECLARAÇÃO DE HONRA

Eu, Baraca A. Abdala declaro por minha honra que este trabalho é resultado da minha própria investigação e que não foi apresentado para obtenção de nenhum outro grau académico que não seja o indicado – Licenciatura em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Eduardo Mondlane.

Maputo aosde de 2021

O Autor

.....

(Baraca Abdul Abdala)

DEDICATÓRIA

Aos meus pais (em memória),
que tudo fizeram pela minha vida!
Que Allah vos conceda Jahnat!

AGRADECIMENTOS

Agradeço à ALLAH, O Todo-Poderoso a quem devemos a nossa existência, pela oportunidade de viver e aprender que me concedeu.

Aos meus pais, Abdul Abdala Aquiamungo Gogo e Zamuda Zuriane Katianje (todos em memória), pelos ensinamentos de lutar pela vida de forma incansável, aconselhamentos e encorajamento em todas fases da minha vida que estiveram em terra Pátrio;

Aos meus irmãos Abdala, Ratxide, Amade (todos em memória), Omar, Fátima, Muemed, Tuaibo e Maurício, pela compreensão, paciência e o apoio que sempre me proporcionaram;

A minha esposa Amina, que sempre me compreendeu e me deu forças para seguir em frente mesmo com as dificuldades encaradas e aos meus filhos em especial;

Ao meu supervisor Eng. Dimande e meu Co-supervisor Eng. Mabunda, pela orientação, compreensão e pela sua disponibilidade em aceitar este grande desafio;

Agradeço também aos meus colegas Nhafuma, Matimbe, Mate e especialmente o Sambo, pelo apoio que me proporcionou neste trabalho;

Aos professores do departamento pela contribuição científica na minha formação, especialmente aos Dr Nordino, Enga. Alexandra, Eng. Sang sem me esquecer do Eng. Magaia;

Aos funcionários do FENG, sobretudo os da secretaria de civil e os do registo académica especialmente a dona Leonor.

E à todos que de forma directa ou indirecta contribuíram de algum modo na minha vida e formação vai o meu MUITO OBRIGADO.

RESUMO

Um dos grandes desafios do homem é garantir acesso na circulação, chegando em destinos diferentes não importando os obstáculos a serem transpostos, tais como rio, mares e mais profundos vales. Todavia as estruturas para se ultrapassar esses desafios devem ser muito bem projectadas garantindo a segurança não só daqueles que utilizam essas obras mas também daqueles que possam viver perto delas. As obras de pontes rodoviárias estão presentes no mundo desde os tempos remotos, desde a época antiga, na conquista de novos territórios quanto nos dias actuais buscando diminuir distâncias de acesso entre províncias, países e até mesmo continentes.

O aumento de número de carros quase em todos os Distritos e o incremento considerável da velocidade de circulação dos veículos traz consigo desafios a nível das estruturas que não se pensavam no dimensionamento das rodovias e linhas convencionais. Os efeitos dinâmicos decorrentes da passagem dos veículos a velocidades elevadas nas passagens de nível podem assumir especial importância, uma vez que propiciam a ocorrência de muitos sinistros e sobretudo nas passagens de níveis sem sinalização ou ponte principalmente nas passagens de nível sem guarda.

O presente trabalho consiste no projecto de dimensionamento estrutural de uma ponte na passagem de nível entre a ferrovia e a rodovia que liga a Cidade de Lichinga e o Distrito de Chimbunila na localidade de Colongo. O desnivelamento entre a rodovia e a ferrovia é de grande importância, sendo que, estas duas vias criam um sistema de desenvolvimento entre os distritos localizados na parte norte da província de Niassa, contudo, deve-se garantir o transporte de bens e circulação em segurança de todos os intervenientes das duas vias e os residentes do povoado Colongo.

Palavras-chaves: pontes, rodoviárias, passagem de nível, dimensionamentos, projecto.

Número	Índice de Tabelas	Pág
Tabela 2.1:	Espessuras mínimas de revestimento betuminoso em função o número equivalente-----	18
Tabela 2.2:	Valores dos coeficientes para acção variável-----	29
Tabela 2.3:	Tipos de conectores de corte-----	39
Tabela 4.1:	Valores de espessura da laje em função do seu vão-----	53
Tabela 4.2:	Pré-dimensionamento da laje de tabuleiro-----	54
Tabela 4.3:	Esforços característicos e de cálculo nos banzos-----	59
Tabela 4.4:	Esforços característicos e de cálculo nas diagonais e montantes-----	59
Tabela 4.5:	Características de elementos da superestrutura-----	60
Tabela 4.6:	Momentos estaticos e de inercia de elementos da superestrutura-----	61
Tabela 4.7:	Propriedades elásticas na viga mista na região de momento negativa-----	69
Tabela 4.8:	Características dos materiais do projecto-----	77
Tabela 4.9:	Características e cargas máximas verticais e horizontais do apoio fixo-----	82
Tabela 4.10:	Características e cargas máximas verticais e horizontais no apoio móvel numa direcção-----	83
Tabela 4.11:	Características e cargas máximas verticais no apoio móvel nas duas direcções---	83
Tabela 4.12:	Material e parâmetros usados no murro de encontro-----	83
Tabela 4.13:	Dados gerais de cotas do murro de encontro-----	83
Tabela 4.14:	Descrição do estrato do solo no local da obra e coeficientes de impulso no extracto-----	84
Tabela 4.15:	Descrição do estrato do solo no local da obra e coeficientes de impulso -----	84
Tabela 4.16:	Dados geométricos do murro e da sapata corrida-----	84
Tabela 4.17:	Esforços sobre o encontro a partir de peso próprio e impulso de terras com sobrecargas-----	85
Tabela 4.18:	Esforços sobre o encontro a partir de peso próprio e impulso de terras sem sobrecargas-----	86
Tabela 4.19:	Descrição das armaduras no coroamento do encontro-----	86
Tabela 4.20:	Descrição das armaduras nos tramos do encontro-----	86
Tabela 4.21:	Descrição das armaduras na sapata do encontro-----	86
Tabela 4.22:	Verificação da estabilidade ao deslizamento do encontro-----	87
Tabela 4.23:	Resumo da quantificação de varões e volume de betão no encontro -----	87

Número	Índice de Figuras	Pág
Figura 1.1	Passagem de nível entre a Cidade de Lichinga e o Distrito de Chimbunila-----	3
Figura 1.2	Passagem de nível entre a Cidade de Lichinga e o Distrito de Chimbunila-----	3
Figura 2.1	Pontes mistas aço-betão-----	12
Figura 2.2	Módulo de elasticidade efectivo do betão-----	19
Figura 2.3	Análise do efeito de retracção numa secção mista-----	21
Figura 2.4	Veículo-tipo-----	23
Figura 2.5	Sobrecarga uniformemente distribuída + transversal uniforme-----	24
Figura 2.6	Força de frenagem-----	25
Figura 2.7	Valores sugeridos para a pressão dinâmica do vento-----	26
Figura 2.8	Actuação do efeito de vento em pontes-----	27
Figura 2.9	Treplica Pratt-----	31
Figura 2.10	Teliça Werren normal (a) e Werren modificado (b)-----	31
Figura 2.11	Treliza Whopple-----	31
Figura 2.12	Superestrutura monolítica-----	32
Figura 2.13	Constituintes de uma ponte-----	32
Figura 2.14	Tipos de juntas de dilatação a) neoprene e b) de dente metálico-----	33
Figura 2.15	Disposicao de guarda-corpos-----	34
Figura 2.16	Guarda-rodas aos passeios (a), entre as faixas (b) e guardas de segurança (c)-----	34
Figura 2.17	Disposicao de viga de bordadura-----	35
Figura 2.18	Tabuleiro com revestimento de betao betuminoso-----	35
Figura 2.19	Pormenor de guarda e passeio-----	36
Figura 2.20	Pormenor de sistema de drenagem-----	36
Figura 2.21	Disposicao de separador de faixas-----	37
Figura 2.22	Deslocamentos num tabuleiro em laje-----	37
Figura 2.23	Momentos flectores e torsões num elemento da laje-----	38
Figura 2.24	Classificação dos conectores e Curva força & deslizamento-----	40
Figura 2.25	Pilares correntes-----	42
Figura 2.26	Pilares paredes-----	42
Figura 2.27	Encontro Aparente-----	43
Figura 2.28	Muro de avenida (a) e ala (b)-----	43
Figura 2.29	Encontro perdido-----	43

Figura 2.30	Forças de atrito F_a geradas nos aparelhos de apoio-----	44
Figura 2.31	Fundação superficial ou direita-----	45
Figura 2.32	Disposição das fundações superficiais ou direitas -----	45
Figura 2.33	Fundações profundas ou indirecta-----	46
Figura 2.34	Tipos de fundações profundas por a) cortinas e b) estacas-----	47
Figura 2.35	Fundações especiais-----	47
Figura 3.1	Curvas de nível-----	48
Figura 3.2	Modelo da ponte-----	48
Figura 3.3	Levantamento topográfico-----	49
Figura 3.4	Modelo de plataforma da ponte-----	49
Figura 3.5	Modelo do perfil transversal da ponte-----	50
Figura 4.1	Localização geográfica do local em estudo-----	51
Figura 4.2	Perfil do local da construção da ponte-----	52
Figura 4.3	Secção longitudinal-----	52
Figura 4.4	Secção transversal-----	53
Figura 4.5	Esforços combinados devido ao veículo tipo 1 (VT-1)-----	58
Figura 4.6	Esforços combinados devido ao veículo tipo 2 (VT-2)-----	58
Figura 4.7	Esforços combinados devido ao veículo tipo 3 (VT-3)-----	59
Figura 4.8	Maiores esforços característicos na viga principal-----	59
Figura 4.9	Descrição dos elementos da viga principal-----	60
Figura 4.10	Modelo de sistema misto-----	65
Figura 4.11	Esforços característicos combinados de momento da viga mista-----	67
Figura 4.12	Profundidade do eixo X-----	68
Figura 4.13	Interacção total aço-betão-----	70
Figura 4.14	Esforços característicos combinados de momento na viga transversal-----	71
Figura 4.15	Esforços característicos axiais combinados máximos nos contraventamentos-----	72
Figura 4.16	Esquema forças de arranque e frenagem nos contraventamentos-----	74
Figura 4.17	Modelo de sistema estático da superestrutura-----	82
Figura 4.18	Modelo de encontro e seus carregamentos-----	85
Figura 4.19	Círculo de deslizamento do muro de encontro-----	87
Figura 4.20	Detalhes da disposição da laje de transição no encontro-----	88
Figura 4.21	Carregamento e esforço característico de momento na laje de transição-----	89
Figura 4.22	Aplicação da descarga da laje de transição ao encontro-----	90

Lista de Abreviaturas e Símbolos

Lista de Abreviaturas

- A** = Área
- a** = Dimensão
- A_e** = Área efectiva a soma de todas áreas das projecções de todos os elementos da estrutura num plano normal a direcção do vento
- A₂** = Área limitada pela projecção no mesmo do contorno exterior da estrutura
- A_c** = Área de betão da secção transversal do elemento
- A_s** = Área de secção de uma armadura ordinária
- A_{sw}** = Área de secção de uma armadura de esforço transverso
- b** = Dimensão, largura de uma secção
- B_{eff}** = Largura efectiva do betão
- d_r** = Coeficiente de força
- E** = Módulo de elasticidade
- e** = Excentricidade
- e_a** = Excentricidade accidental
- E_c** = Módulo de elasticidade de betão
- e_c** = Excentricidade de fluência
- E_{c,28}** = Módulo de elasticidade de betão aos 28 dias de idade
- E_{c,j}** = Módulo de elasticidade de betão aos j dias de idade
- e₂** = Excentricidade de 2^a ordem
- E_s** = Módulo de elasticidade de aço – armadura ordinária
- EI** = Factor de rigidez de secção em flexão
- F** = Força
- F_w** = Força global actuante de vento
- F_{wi}** = Força global do vento actuante em cada nó
- f_{cd}** = Valor de cálculo de tensão de rotura de betão à compressão
- f_{sd}** = Tensão de cedência do aço
- f_{sy}** = Valor de cálculo de tensão de cedência ou tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% a tracção de aço das armaduras ordinária
- g** = Aceleração de gravidade
- H** = Altura

- i** = Raio de girarão
- I** = Momento de inércia
- l*** = Vão teórico
- l_o*** = Comprimento efectivo de encurvadura
- M** = Momento flector
- M_g** = Momento flector devido a cargas permanentes
- M_{sd,x}**; Componentes segundo 2 eixos ortogonais x e y de uma secção . valor de cálculo de
- M_{sd,y}** = momento flector actuante
- N** = Esforço normal
- N_E** = Carga crítica de Euler
- N_{sd}** = Valor de cálculo de esforço normal actuante
- N_{sg}** = Valor de esforço normal actuante devido às acções permanentes
- P_i** = Resultante das forças aplicadas no
- Q** = Carga concentrada
- Q_f** = Capacidade de carga
- q** = Sobre carga – uniformemente distribuída
- R** = Reacção de apoio
- V_{cd}** = Esforço transverso
- V_{rd}** = Parcela do valor do cálculo de esforço transverso resistente que depende da resistência do betão
- V_{sd}** = Valor de cálculo de esforço transverso resistente , valor de cálculo de esforço de punçoamento
- V_w** = Valor de cálculo do esforço transverso actuante
- V** = Parcela do valor de cálculo de esforço transverso resistente que depende da armadura de esforço transverso
- V** = Velocidade
- W_d** = Acção dinâmica do vento
- w_k** = Pressão dinâmica de vento
- x, y** = Coeficiente, profundidade de linha neutra

Símbolos

- α ,β** = Coeficientes de redução
- r** = Raio de curvatura expresso em metros.

γ = Peso volúmico de betão

\emptyset = Diâmetro de um varão

Σ = Somatório de valores

Índice Geral

Paginação

Apresentação de mesa de júri-----	i
Declaração de honra-----	ii
Dedicatória-----	iii
Agradecimentos-----	iv
Resumo-----	v
Índice de tabelas-----	vi
Índice de figuras-----	vii
Lista de Abreviaturas e Símbolos-----	ix
Índice Geral-----	xii
I. INTRODUÇÃO -----	1
1.1. Generalidades-----	1
1.2. Definição do Problema -----	2
1.3. Relevância do tema -----	4
1.4. Motivação-----	4
1.5. Objectivos -----	5
1.6. Estrutura do trabalho-----	5
II. ESTRUTURA MISTA AÇO-BETÃO -----	6
2.1. Generalidades-----	6
2.2. Estruturas Mistas-----	7
2.3. Vantagens e desvantagens de estruturas mistas-----	9
2.3.1. Vantagens de estruturas mistas -----	9
2.3.2. Desvantagens de estruturas mistas -----	10
2.4. Estruturas mistas (pontes rodoviárias)-----	11
2.5. Dimensionamento de uma estrutura Mista -----	14
2.5.1. Acções -----	15

2.5.1.1.	Permanentes-----	15
2.5.1.1.1.	Peso próprio da laje de betão-----	15
2.5.1.1.2.	Peso próprio das vigas metálicas -----	16
2.5.1.1.3.	Revestimentos-----	18
2.5.1.1.4.	Contraventamentos -----	19
2.5.1.1.5.	Fluência-----	19
2.5.1.1.6.	Retracção e efeitos térmicos-----	21
2.5.1.2.	Variáveis-----	23
2.5.1.2.1.	Veículo-tipo-----	23
2.5.1.2.2.	Sobrecargas (<i>Uniformemente distribuída + uniforme transversal</i>)-----	24
2.5.1.2.3.	Força centrífuga-----	24
2.5.1.2.4.	Força de frenagem -----	25
2.5.1.2.5.	Vento-----	25
2.5.1.2.6.	Acções em passeios, guardas e guarda-rodas -----	27
2.5.1.2.7.	Combinações de acções -----	27
2.5.2.	Tipologia de pontes mistas -----	29
2.5.2.1.	Quanto ao sistema estrutural-----	29
2.5.2.1.1.	Treliça -----	30
2.5.2.1.1.2.	Tipos de treliças-----	30
2.5.2.1.2.	Elementos de uma treliçada-----	31
2.6.	Partes constituintes de uma ponte -----	32
2.6.1.	Superestrutura-----	32
2.6.1.1.	Elementos da superestrutura-----	33
2.6.1.1.1.	Laje de tabuleiro -----	33
2.6.1.1.2.	Elementos de um tabuleiro -----	33

2.6.1.1.2.1.	Juntas de dilatação-----	33
2.6.1.1.2.2.	Guarda-Corpo-----	34
2.6.1.1.2.3.	Guarda de Segurança-----	34
2.6.1.1.2.4.	Cornijas ou vigas de bordadura-----	35
2.6.1.1.2.5.	Revestimento da via-----	35
2.6.1.1.2.6.	Passeios-----	35
2.6.1.1.2.7.	Drenagem-----	36
2.6.1.1.2.8.	Separador-----	36
2.6.1.1.3.	Dimensionamento de laje de tabuleiro-----	37
2.6.1.1.4.	Conectores de corte-----	39
2.6.1.1.4.1.	Classificação dos conectores-----	40
2.6.1.1.4.2.	Dimensionamento de conectores-----	40
2.6.2.	Infra-estrutura-----	41
2.6.2.1.	Pilar-----	41
2.6.2.2.	Encontros-----	42
2.6.2.3.	Aparelhos de apoio-----	44
2.6.2.4.	Fundações-----	44
2.6.2.4.1.	Tipos de Fundações-----	44
2.6.2.4.1.1.	Fundações superficiais ou direitas-----	45
2.6.2.4.1.2.	Fundações profundas ou indirectas-----	46
2.6.2.4.1.3.	Fundações especiais-----	47
III.	MATERIAL E MÉTODOS-----	48
3.1.	Material e Recursos usados-----	48
3.2.	Metodologias usadas-----	49
IV.	CÁLCULO DO PROJECTO EXECUTIVO DA PONTE MISTA AÇO-BETÃO-----	51

4.1.	Introdução	51
4.2.	Descrição do projecto	51
4.3.	Geometria da ponte	52
4.4.	Acções a considerar	53
4.4.1.	Permanentes	53
4.4.1.1.	Tabuleiro	53
4.4.1.2.	Passeio	54
4.4.1.3.	Lancil (guarda-rodas)	54
4.4.1.4.	Guarda corpos	55
4.4.2.	Variáveis	55
4.4.2.1.	Veículo tipo	55
4.4.2.2.	Forças de frenagem	55
4.4.2.3.	Sobrecarga nos passeios	55
4.4.2.4.	Acções em guardas do passeio	56
4.4.2.5.	Acções em guarda-rodas	56
4.4.2.6.	Acção de vento sobre veículos	56
4.5.	Pré-dimensionamento dos elementos da superstrutura	57
4.5.1.	Vigas principais	57
4.5.2.	Vigas longitudinais (longarinas)	57
4.5.3.	Vigas transversais (transversinas)	58
4.5.4.	Casos de Veiculo tipo (VT)	58
4.5.4.1.	Caso I: VT-1	58
4.5.4.2.	Caso II: VT-2	58
4.5.4.3.	Caso III: VT-3	59
4.6.	Esforços nos elementos da superstrutura	60

4.6.1.	Propriedades e materiais dos elementos da superestrutura -----	60
4.7.	Dimensionamento dos elementos estruturais da viga principal-----	61
4.7.1.	Superestrutura-----	61
4.7.1.1.	Banzo superior (tracionado)-----	61
4.7.1.2.	Banzo inferior (comprimido)-----	62
4.7.1.3.	Diagonais extremos (tracionadas) -----	63
4.7.1.4.	Diagonais interiores (tracionados) -----	63
4.7.1.5.	Diagonais interiores (comprimidas)-----	64
4.7.1.6.	Montantes (comprimidos)-----	65
4.7.1.7.	Viga mista Aço-betão-----	65
4.7.1.7.1.	Características da viga e material -----	65
4.7.1.7.2.	Largura efectiva -----	65
4.7.1.7.3.	Secção homogeneizada -----	66
4.7.1.7.4.	Momento de Inércia na secção homogeneizada (medido a partir de topo)66	
4.7.1.7.5.	Esforços na viga mista aço-betão -----	67
4.7.1.7.6.	Posição da linha neutra-----	68
4.7.1.7.7.	Cálculo da profundidade X-----	68
4.7.1.7.8.	Momento flector resistente de cálculo -----	68
4.7.1.7.9.	Verificação da secção mista-----	69
4.7.1.7.9.1.	Área homogeneizada -----	69
4.7.1.7.9.2.	Cálculo da distância do centro de gravidade da viga ao eixo neutro--	69
4.7.1.7.9.3.	Cálculo da inércia da secção mista -----	70
4.7.1.7.10.	Verificação da segurança na viga mista-----	70
4.7.1.7.10.1.	Aos estados limites últimos -----	70
4.7.1.7.10.1.	Cálculo de armadura na secção mista -----	71

4.7.1.7.10.2.	Cálculo de armadura mínima-----	71
4.7.1.8.	Dimensionamento da viga transversal-----	71
4.7.1.8.1.	Verificação das Tensões normais -----	72
4.7.1.8.2.	Verificação das Tensões tangenciais -----	72
4.7.1.9.	Dimensionamento dos elementos de contraventamento -----	72
4.7.1.9.1.	Contraventamento devido ao Vento (comprimido)-----	72
4.7.1.9.2.	Contraventamento devido as Forças de Arranque e Frenagem-----	74
4.7.1.9.3.	Verificação da flecha-----	75
4.7.2.	Dimensionamento de ligações aparafusadas -----	75
4.7.2.1.	Disposição construtiva -----	76
4.7.2.2.	Dimensões da chapa-----	76
4.7.2.3.	Verificação da resistência da chapa de ligação -----	77
4.7.2.4.	Ligação Viga Transversal - Viga principal (soldada) -----	77
4.7.2.5.	Dimensionamento da laje do tabuleiro -----	77
4.7.2.5.1.	Face a Flexão-----	77
4.7.2.5.2.	Face a esforço transverso -----	78
4.7.2.6.	Juntas de dilatação -----	79
4.7.2.6.1.	Dimensionamento -----	79
4.7.2.6.2.	Dimensionamento de conectores-----	80
4.7.2.6.2.1.	Laje maciça, considerando 2 conectores por nervura -----	80
4.7.3.	Infraestrutura -----	82
4.7.3.1.	Dimensionamento dos Aparelhos de Apoio-----	82
4.7.3.1.1.	Escolha do aparelho de apoio -----	82
4.7.3.2.	Dimensionamento do encontro -----	83
4.7.3.2.1.	Norma e materiais -----	83

Para um ambiente moderado -----	83
4.7.3.2.2. Dados gerais -----	83
4.7.3.2.3. Descrição do terreno-----	84
4.7.3.2.4. Estratos -----	84
4.7.3.2.5. Maciço Terroso no Intradorso-----	84
4.7.3.2.6. Geometria -----	84
4.7.3.2.7. Esquema das fases de carregamento do murro-----	85
4.7.3.2.8. Cargas e armaduras -----	85
4.7.3.2.9. Armadura no coroamento do murro -----	86
4.7.3.2.10. Armadura nos tramos do murro -----	86
4.7.3.2.11. Armadura nas sapatas da fundação do encontro -----	86
4.7.3.2.12. Verificações de estabilidade (círculo de deslizamento desfavorável)-----	87
4.7.3.2.13. Quantificação dos materiais (armaduras e betão) no murro do encontro	87
4.7.3.2.14. Dimensionamento da Laje de Transição -----	88
4.7.3.2.14.1. Materiais -----	88
4.7.3.2.14.2. Comprimento da laje -----	88
4.7.3.2.14.3. Carga na laje -----	88
4.7.3.2.14.4. Armadura Principal -----	89
4.7.3.2.14.5. Armadura mínima -----	89
4.7.3.2.15. Dimensionamento da Consola Curta -----	90
4.7.3.2.15.1. Acção vertical-----	90
4.7.3.2.15.2. Acção horizontal-----	90
4.7.3.2.15.3. Verificação do esmagamento das bielas de compressão-----	90
4.7.3.2.15.4. Armadura principal de tracção -----	91
4.7.3.2.15.5. Armadura de distribuição -----	91

4.7.3.2.15.6. Armadura mínima	91
V. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES	92
5.2. Recomendações	93
VI. REFERRÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	94
ANÊXOS:	98

I. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

A humanidade, desde tempos remotos, sempre teve a necessidade de ultrapassar obstáculos, seja por alimento, comida, ou simplesmente para explorar outras comunidades. Essa necessidade motivou o homem a desenvolver uma forma de fazer isso, ao observar a natureza, percebeu-se que uma árvore ao cair sobre um rio ou um buraco servia de passagem e assim a solução era imitar este processo.

Nas primeiras idades, as pontes eram feitas de materiais básicos, troncos de árvores, pranchas de madeira e pedras, com união entre os elementos bem rústica e simples. Com o passar do tempo e acompanhando a evolução do homem as pontes foram tornando-se mais sofisticadas.

Segundo Pierott (2016), ponte é uma construção cuja finalidade é vencer um obstáculo, para manter a continuidade de uma via qualquer e, de acordo com o obstáculo a ponte pode ter outras denominações.

A utilização de pontes faz parte da história da humanidade desde épocas remotas, onde os romanos utilizavam pedras para a sua construção em forma de arcos, técnica aprendida com os etruscos. Em períodos ainda distantes, no século XVI, diz a história que o arquitecto Andrea Palladio utilizou treliças de madeira para vencer vãos de cerca de 30 metros. A transição da madeira para o ferro ocorreu no século XIX (Verzoni, 2008).

Segundo Verzoni (2008), as pontes são usadas, geralmente, para encurtar distâncias e vencer obstáculos. As pontes evoluíram de maneira extraordinária nas mais diferentes formas, compostas por diversos materiais e utilizando modernas técnicas de construção, permitindo com que os vãos a ser vencidos se tornassem praticamente ilimitados. No interior, as pontes em estradas que ligam entre localidades, desempenham um papel relevante na ligação entre distritos e cidades, facilitando o transporte e o acesso da produção agrícola aos grandes centros urbanos.

Ponte é toda obra destinada a uma travessia de um obstáculo, seja ele um vale, um curso de água ou uma outra via.

De forma análoga no presente trabalho desenvolve-se o projecto de dimensionamento estrutural de uma ponte entre a Cidade de Lichinga e o Distrito de Chimbunila na localidade de Colongo no posto Administrativo de Mussa, cujo principal obstáculo é a passagem de nível entre a ferrovia e a rodovia. O desnivelamento entre a rodovia e a ferrovia é de grande importância, sendo que, estas duas vias criam um sistema de desenvolvimento entre os distritos localizados na parte norte da província de Niassa sobretudo no transporte e segurança de todos os intervenientes das duas vias.

1.2. Definição do Problema

Com o crescimento e desenvolvimento económico, Niassa impõe a uma revisão do sistema de rodoviário e ferroviário em todos os níveis, que permita a integração dos diversos Distritos numa vasta rede. Segundo Martins (2005), a experiência dos países com este tipo de sistemas demonstra que o tráfego de alta velocidade impõe um conjunto de novas exigências às pontes, de forma a limitar as probabilidades de ocorrência de sinistros durante a circulação dos veículos e dos comboios.

O aumento de número de carros quase em todos os Distritos e o incremento considerável da velocidade de circulação dos veículos traz consigo desafios a nível das estruturas que não se pensavam no dimensionamento das rodovias e linhas convencionais. Os efeitos dinâmicos decorrentes da passagem dos veículos a velocidades elevadas nas passagens de nível podem assumir especial importância, uma vez que propiciam a ocorrência de muitos sinistros e sobretudo nas passagens de níveis sem sinalização principalmente nas passagens de nível sem guarda.

Na província do Niassa, a rodovia ou estrada número 243 une quase 7 Distritos para a Cidade de Lichinga, nomeadamente Chimbunila, Muembe, Majune, Mavago, Marrupa, Maua e Mecula. Com o desenvolvimento desses distritos, impõe-se maior número de viaturas a circulação naquela rodovia com alta velocidade. E antes de chegar a Cidade

de Lichinga a rodovia cruza-se com a ferrovia no trecho entre distrito de Chimbunila a Cidade de Lichinga na localidade de Colongo no posto Administrativo de Mussa.



Figura 1.1: Passagem de nível entre a Cidade de Lichinga e o Distrito de Chimbunila. Fonte (Autor)

A passagem de nível entre a rodovia e a ferrovia naquela região, traz uma visibilidade reduzida tanto para os automobilistas como para os maquinistas que de certo modo pode provocar a ocorrências de muitos sinistros. Por outro lado, sendo passagem de nível sem guarda, as probabilidades de ocorrência de sinistros aumentam chegando a causar muitas mortes devido a circulação de automóveis e comboios com maior velocidade.

Uma passagem de nível ou passagem em nível é um cruzamento ao mesmo nível entre uma ferrovia e uma rodovia ou um caminho. Ao modo ferroviário é dada quase sempre prioridade de passagem nestes cruzamentos, dada a sua muito maior inércia, por motivos de economia e segurança (Figura, 1.1 e 1.2).

No caso concreto, este cruzamento é um ponto de conflito com o tráfego de veículos e a circulação de pedestres, que colocam em risco a operação ferroviária e a comunidade local. Sem nenhum dispositivo de aviso passivo da passagem de um veículo ferroviário (nomeadamente um sinal pictográfico e/ou escrito), dirigido aos transeuntes da via não-ferroviária, trazendo grandes riscos de ocorrência de sinistros.



Figura 1.2: Passagem de nível entre a Cidade de Lichinga e o Distrito de Chimbunila. Fonte (Autor)

Para evitar as probabilidades de ocorrência de sinistros, na arriscada partilha do mesmo espaço de passagem, ainda que em diferido, e a sua onerosa sinalização e balizamento naquela passagem de nível, é necessário que exista uma passagem desnivelada, em que as vias se cruzam a alturas (níveis) diferentes, por meio de uma ponte, tendo em conta as características daquele terreno.

1.3. Relevância do tema

O transporte, inserido no processo produtivo com uma destacada função na actividade do meio, posiciona-se com relevância no contexto do desenvolvimento global do país, a partir de se construir em grande indutor ao desenvolvimento socioeconómico e em factor de segurança e de integração político administrativo.

Na Província de Niassa, há uma quantidade excessiva de passagens de nível, pois não há um planeamento para que sejam construídos um número maior de contornos para diminuir as probabilidades de ocorrência de sinistros. O dimensionamento dessas vias inicialmente não foi concebido pela circulação de muitos automóveis, porém, com o desenvolvimento dos Distritos faz-se com que as vias sejam corredores para o comércio agrícola para os Distritos e Cidade.

1.4. Motivação

A motivação do presente trabalho é oriunda da necessidade de desnivelar a rodovia com a ferrovia naquele trecho, devido ao tráfego intenso de veículos aliado a uma rodovia de pista simples, onde o trânsito fica totalmente prejudicado, trazendo diversos transtornos para a população, como por exemplo, para se locomover entre os extremos da cidade, e para os próprios motoristas, que sempre acabam por se atrasar. Neste desnível entre a rodovia e a ferrovia tem por objectivo principal possibilitar mais fluidez e segurança ao tráfego de longa distância, além de melhorar o trânsito na região que, como já mencionado, sofre com o tráfego intenso de veículos.

1.5. Objectivos

O presente trabalho tem por objectivo a concepção, análise e o dimensionamento da estrutura de uma ponte entre a Cidade de Lichinga e o Distrito de Chimbunila na passagem de nível entre a ferrovia e a rodovia na localidade de Colongo no posto Administrativo de Mussa.

Durante o estudo serão definidos parâmetros indicadores para intervenções naquela passagem de nível e a implementação sistemática de solução mais apropriada para servir de subsídio ao estabelecimento visando a eliminação ou a redução de interferências do tráfego ferroviário e rodoviário e aumentar a velocidade de circulação sem pôr em causa os intervenientes da via.

O estudo ainda auxiliará na determinação de directrizes para que os postulantes a projectos de contornos ferroviários, transposição e travessia de linha férrea possam, previamente, verificar a adequação de seus pleitos e definir prioridades de projectos e a sua implementação.

1.6. Estrutura do trabalho

Nas secções que se seguem apresenta-se, o capítulo II, contendo definição dos conceitos básicos. No capítulo III, apresenta-se definições de material e método. No Capítulo IV, apresenta-se dimensionamento e análise estrutural, No capítulo V, apresenta-se conclusão e as recomendações e no Capítulo VI, referência bibliográfica e anexos e/ou apêndice.

II. ESTRUTURA MISTA AÇO-BETÃO

2.1. Generalidades

A Engenharia Civil engloba actividades, desde a concessão, execução, e manutenção de todo tipo de infra-estruturas existentes numa sociedade, além da coordenação e gestão de todas estas actividades. O engenheiro civil deverá ter consciência ambiental, tendo sempre em conta os impactos ambientais das obras que estão sob a sua responsabilidade. Dentro do leque das áreas de especialização, a área das Estruturas é aquela que se dedica à verificação da segurança e ao comportamento em serviço do mais diverso tipo de estruturas, sejam as pontes, túneis, edifícios, muros de contenção, barragens, entre outros.

Segundo De Oliveira (2013), na verificação da segurança e do comportamento em serviços do mais diverso tipo de estrutura, recorre-se frequentemente ao cálculo estrutural que resulta da aplicação dos fundamentos da Resistência dos Materiais e da Mecânica dos solos, de uma forma mais ampla. Apesar de ser uma actividade que se desenvolve o trabalho em gabinete, é fundamental ter conhecimentos das técnicas construtivas e dos processos de execução, para que no final a solução projectada seja a mais adequada à resolução do problema em causa.

De acordo com De Oliveira (2013), existem vários tipos de materiais e de técnicas construtivas, levando a várias possibilidades de soluções estruturais para responder a um mesmo problema. Compete ao dono da obra, junto com o arquitecto e o engenheiro, chegar à melhor solução, escolhendo os materiais e os métodos construtivos mais adequados para o tipo de obra em questão, tendo em atenção os diversos aspectos envolvidos, desde o fim pretendido à localização da mesma, sem negligenciar as limitações financeiras, mas também focando na satisfação ou no bem-estar dos futuros utentes.

De acordo com Cardoso (2006), a escolha do tipo de estrutura, de betão, metálica ou mista, a ser utilizado deve levar em conta diversos factores como:

- Extensão a ser coberta pela estrutura;
- Vãos máximos e mínimos e vãos livres necessários;
- Viabilidade dos processos construtivos;
- Condições geológicas e geográficas de localização, acesso, condições de fundação e natureza do solo.

Além das questões de viabilidade devem ser estudadas questões que se aplicam a qualquer obra de engenharia:

- Estrutura e facilidade de execução;
- Prazos de execução e de orçamento;
- Integração paisagística e estética

De entre as várias soluções estruturais, segundo Rodrigues (2008), as estruturas mistas de aço e betão têm tido recentemente uma maior utilização devido às suas diversas potencialidades, seja pela sua elevada capacidade de carga em secções reduzidas, pelo seu bom comportamento aos fenómenos de encurvamento ou pela sua facilidade e rapidez de execução. Por outro lado, as novas publicações das normas relativa às estruturas mistas de aço e betão colmatou um hiato a nível das construções em termos do estabelecimento de critérios de verificação da segurança e estimulando deste modo a utilização destas soluções.

2.2. Estruturas Mistas

O Desenvolvimento económico, técnico e científico proporcionou uma acentuada evolução de sistemas estruturais, não só a nível do betão armado e do aço estrutural como elementos de construção dominantes, como também de novas técnicas, métodos e sistemas construtivos, que permitem mais soluções no momento de seleccionar o material e o esquema estrutural a se implementar num projecto. Segundo Rodrigues (2008), as estruturas mistas aparecem como uma solução de construção que oferece resultados finais com secções de menor dimensão, mas com uma elevada capacidade de resistência, quando comparada com as referidas secções mais convencionais actuando de forma isolada.

As soluções estruturais mistas de aço e betão são do ponto de vista arquitectónico, económico e estrutural, alternativas muito competitivas em relação às soluções mais tradicionais (betão armado e aço estrutural), pelo que têm tido um papel relevante na modernização e desenvolvimento de métodos construtivos (Neves, 2014).

De acordo com Rodrigues (2008), as características e comportamentos dos dois materiais nomeadamente betão e aço, são distintas, mas complementares. O betão alia resistência à compressão e elevada rigidez à capacidade de providenciar protecção da corrosão e fogo à estrutura. O aço reúne características complementares, apresentando elevada resistência à tracção e esbeltes dos elementos. Além disso, ambos os materiais apresentam coeficientes de dilatação térmicos próximos, não originando deformações térmicas diferenciais significativas.

Segundo Alva (2008), as estruturas mistas de aço e betão, são formadas por perfis metálicas e por betão simples ou armado. São concebidas de modo a aproveitar as melhores características dos dois materiais, ou seja, a altas resistências à tracção, leveza e esbeltes do aço e a alta resistência à compressão e robustez do betão. A aderência entre os materiais é fundamental para garantir o comportamento em conjunto. Este tipo de estrutura proporciona rapidez construtiva, dispensa parcialmente ou integralmente a utilização de formas e escoramento, demanda menor quantidade de mão-de-obra, reduz o peso total da edificação, permite a racionalização e a industrialização na etapa construtiva.

Segundo Afonso (2014), numa estrutura mista de betão e aço, o aço é utilizado na forma de perfis laminados, dobrados ou soldados, que trabalham em conjunto com o betão simples ou armado. Existem diversas maneiras de fazer com que o perfil de aço trabalhe em conjunto com o betão. Para garantir o comportamento conjunto (misto) deve-se garantir que os materiais aço e betão se deformem como um único elemento. Neste caso é necessário garantir a interacção de aço e betão por meio da ligação entre eles, sendo que a ligação pode ser rígida ou semi-rígida.

As estruturas mistas são formadas pela associação de perfis de aço e betão. O Objectivo dessa combinação é que os dois materiais trabalhem juntos e resistam aos esforços solicitantes. O benefício do sistema misto é a possibilidade de aproveitar as melhores características de cada sistema em prol de maior eficiência na estrutura da edificação. Ademais, ressalta-se que a capacidade do aço de vencer grandes vãos e sua precisão milimétrica, associadas à rigidez do betão e sua moldabilidade garantem a este sistema uma solução construtiva com óptimo desempenho (Alva, 2000).

Quando comparadas com as estruturas de betão armado, os sistemas mistos de aço e betão apresentam vantagens em termos de rapidez de execução e de redução do peso total da estrutura, resultando assim fundações mais económicas, tornando as estruturas mistas muito competitivas no mercado da construção. Para além destas vantagens existem outras vantagens no uso das estruturas mistas.

2.3. Vantagens e desvantagens de estruturas mistas

2.3.1. Vantagens de estruturas mistas

- Uma secção transversal de menores dimensões exteriores pode suportar cargas mais elevadas;
- Para edifícios altos, a utilização de pilares de betão armado ao nível dos pisos inferiores, torna-se por vezes solução incompatível com a distribuição de espaços, nomeadamente estacionamento e circulação entre pisos;
- Maximização dos espaços úteis e economia nos acabamentos dos pilares, nomeadamente pinturas, justificando eventualmente o acréscimo de custo directo na execução dos pilares mistos;
- Diferentes secções transversais com as mesmas dimensões exteriores podem suportar cargas muito diferentes, variando a secção de aço, a resistência do betão e a área da armadura ordinária. Podem-se manter as mesmas dimensões do pilar ao longo de vários pisos de um mesmo edifício, o que traz inúmeras vantagens do ponto de vista funcional e arquitectónico;
- No caso de secções ocas preenchidas com betão, o perfil de aço assegura uma cofragem permanente ao betão. Isto permite, por exemplo, que seja montada a

estrutura de aço e posteriormente preencher as secções com betão, ganhando assim em tempo e custos de montagem;

- As secções ocas de aço permitem ainda aumentar a resistência à compressão, devido ao confinamento que conferem ao betão. Este por sua vez ajuda a prevenir a enceradura local das paredes do perfil;
- Nas secções de aço completamente embebidas, o betão proporciona normalmente, suficiente protecção contra incêndio e corrosão;
- As superfícies de aço que ficam expostas nas secções mistas parcialmente envolvidas em betão podem ser utilizadas na conexão com vigas ou outros elementos estruturais.

2.3.2.Desvantagens de estruturas mistas

- Dificuldades práticas na realização das ligações entre o pilar misto e os restantes elementos estruturais;
- Necessidade de cofragem em pilares completamente envolvidos por betão leva ao incremento de mais uma etapa construtiva quando se compara ao uso de pilares de aço;
- Quando os pilares mistos dão apoio a uma laje fungiforme existe uma maior necessidade de pormenorização das armaduras de punçoamento, tendo em conta os “encastramento” que resultam dos perfis embebidos;
- De um modo geral a execução de pilares mistos exige mão-de-obra altamente qualificada, aumentando assim o custo da fabricação;
- Atenção especial tem que ser dada ao uso do betão nos pilares mistos, pois factores como a retracção e a fluência têm que ser tidos em conta. Estes efeitos, após o endurecimento do betão, produzem deformações adicionais ao betão e que são gradualmente transferidas para o aço.

2.4. Estruturas mistas (pontes rodoviárias)

Segundo Bourrier e Brozzetti (1996), quando se pensa em construir uma nova ponte antes de optar por uma solução em betão, metálica, ou mista (aço/betão) é sempre necessário atender a vários factores que condicionam essa decisão, tais como:

- Vãos a vencer, extensão livre e vão livre necessário;
- Viabilidade dos processos construtivos;
- Condições locais, acessos, localização;
- Condições de fundação, natureza do solo.

Para os dois autores, a decisão deve basear-se em aspectos:

- Estruturais e facilidade de execução;
- Económicos e prazos para execução;
- Estéticos e integração paisagística.

Para Póvoas (2003), normalmente, os aspectos que mais influenciam a decisão são, em primeiro lugar, o custo e o tempo de execução. Quando se comparam os custos entre uma solução, usualmente e erradamente, consideram-se apenas os custos iniciais o que muitas vezes pode eliminar soluções que teriam um custo menor a longo prazo.

Na decisão entre uma solução metálica/mista e uma solução em betão, o custo inicial é um factor, muitas vezes decisivo e favorável às estruturas em betão, devido entre outros factores já referidos anteriormente, pouca representatividade de empresas especializadas neste tipo de construção (Póvoas, 2003).

De acordo com Ferraz (2009), os custos de manutenção das pontes mistas, não são superiores aos associados às pontes de betão pré-esforçado. O tempo de execução, das estruturas metálicas/mistas apresenta prazos mais curtos, sendo um dos seus pontos mais fortes, e muitas vezes determinante na decisão de optar por esta solução (figura 2.1).



Figura. 2.1: Pontes mistas aço-betão. PINHO e BELLEI (2007).

Deve-se ainda ter em conta que estas soluções apresentam grande vantagem quando aplicadas, por exemplo, a viadutos urbanos sobre vias com elevado tráfego, já que a construção mista permite evitar perturbações no tráfego e acidentes graves, devido à ausência de cimbrês e rapidez de execução (figura 2.1).

De acordo com Ferraz (2009), em geral, as pontes metálicas e mistas apresentam as seguintes vantagens em comparação com soluções em betão armado/pré-esforçado:

- Menor peso da estrutura, o que implica menor número de pilares e fundações mais económicas;
- Métodos construtivos mais simples;
- Menores prazos de execução

Como desvantagens, são apontados os seguintes aspectos:

- Custo inicial mais elevado;
- Exigência de uma maior capacidade tecnológica na execução;

Na definição de modelo da estrutura, é fundamental tomar em conta, com certeza aquele que está mais perto da realidade e que retrata de forma clara e precisa o modo como a estrutura se comporta. Toda via existe aspectos preponderantes que se deve ter em conta, que é o objectivo para o qual se cria o modelo. O cuidado na decisão sobre o modelo a adoptar é preponderante por parte do arquitecto que usa da sua liberdade na forma como traduz analiticamente a estrutura real.

Segundo Figueiredo e Gonçalves (2007), sistema misto de aço e betão é aquele no qual um perfil de aço trabalha em conjunto com o betão, formando um pilar misto, uma laje mista, ou uma ligação mista. A interação entre o betão e o perfil de aço pode se dar por meios mecânicos, por atrito, ou por simples aderência e repartição de cargas. Segundo o autor, uma estrutura mista é formada por um conjunto de sistemas mistos.

As estruturas mistas são formadas pela associação de perfis de aço e betão estrutural de forma que os materiais trabalhem conjuntamente para resistir aos esforços solicitantes. Desta forma é possível explorar as melhores características de cada material para um melhor desempenho da estrutura.

De acordo com Macgregor (2012), numa estrutura mista de aço e betão, o aço é utilizado na forma de perfis laminados, dobrados ou soldados, que trabalham em conjunto com o betão simples ou armado. Existem diversas maneiras de fazer com que o perfil de aço trabalhe em conjunto com o betão. Para garantir o comportamento conjunto (misto) deve-se garantir que os materiais aço e betão se deformem como um único elemento. Neste caso é necessário garantir a interação aço - betão por meio da ligação entre eles, sendo que a ligação pode ser rígida ou semi-rígida.

De maneira geral, a crescente utilização de estruturas mistas é atribuída a diversos factores, entre os quais a necessidade cada vez maior de grandes áreas livres por pavimento, que resulta em grandes vãos para as vigas, acréscimo de força vertical nos pilares e um maior espaçamento entre eles. Neste tipo de situação, os elementos mistos possibilitam a redução das dimensões da secção transversal, ampliando as áreas livres e reduzindo as forças verticais que chegam nas fundações.

Outro aspecto importante é a necessidade de atender aos prazos de entrega da edificação, factor que requer o emprego de sistemas estruturais para os quais seja possível obter rapidez e facilidade de execução, sem grandes acréscimos no custo final da edificação. Também é importante a localização da edificação que, por vezes, resulta em espaço reduzido para montagem de estaleiros de obras e limitações impostas pela vizinhança (Macgregor, 2012).

O avanço da tecnologia teve um importante papel na crescente utilização de estruturas mistas sobretudo na produção de aço e betão de alta resistência, no surgimento de equipamentos que facilitaram o transporte e posicionamento dos elementos mistos. Além da variedade de opções e combinações possíveis para as estruturas mistas, especificamente em relação às estruturas em betão armado verifica-se a possibilidade de dispensar cofragens e escoramentos, reduzindo o custo com materiais e mão-de-obra, a redução do peso próprio da estrutura devido à utilização de elementos mistos estruturalmente mais eficientes e o aumento da precisão dimensional dos elementos. Por outro lado, em relação às estruturas de aço, as estruturas mistas permitem reduzir o consumo de aço estrutural e substituir parte do aço necessário para resistir às acções pelo betão, que tem menor custo (Rodrigues e Peixoto, 2012).

O conjunto de todos estes factores é o grande responsável pelos avanços tecnológicos verificados nos processos construtivos. É importante frisar que o emprego de elementos mistos não constituirão só uma opção de sistema estrutural, mas também de processo construtivo e, como tal, suas vantagens estendem-se também a estes aspectos desde que sejam adoptadas técnicas construtivas condizentes.

2.5. Dimensionamento de uma estrutura Mista

De acordo com Rodrigues e Peixoto (2012), na análise e dimensionamento de estruturas metálicas não é suficiente classificar a ligação como sendo soldada ou aparafusada, deve-se considerar, também, os esforços solicitantes e a sua rigidez. Pois o comportamento mecânico das ligações influencia na distribuição dos esforços e nos deslocamentos das estruturas, sendo essencial a análise da rigidez e sua capacidade de rotação.

Segundo De Freitas e Carlos (2018), a análise estrutural é a fase de um processo de engenharia em que são quantificadas as variáveis que caracterizam o comportamento da parte resistente, ou estrutura, de uma construção já edificada ou a construir. Essas variáveis podem ser determinadas experimentalmente, sobre a estrutura existente ou recorrendo a um modelo físico da estrutura a construir, ou utilizando um modelo

matemático que simula esse comportamento, o qual é geralmente bastante complexo e cuja caracterização envolve frequentemente muitas incertezas.

Segundo Daniels, et. all. (1993), para o dimensionamento de uma estrutura é fundamental conhecer as acções que nela actuam. E no caso vai se centrar na estrutura mista em pontes.

As pontes, sendo estruturas de elevado risco e de extremo impacto (humano e económico) e sujeitas a colapso, daí que a quantificação das cargas (acções) actuantes nelas, assume uma função fundamental no processo do seu dimensionamento.

2.5.1.Acções

Segundo Daniels, et. al. (1993), as acções são forças que actuam sobre a estrutura. Estas acções devem ser calculadas de modo a ter todos efeitos dessas forças sobre a estrutura. As acções são classificadas em permanentes e variáveis.

2.5.1.1. Permanentes

Segundo RSA (Decreto – Lei nº 235/83 de 31 de Maio), as acções permanentes são aquelas que ocorrem com valores constantes ou com pequena variação em torno da média, durante praticamente toda vida da construção.

2.5.1.1.1. Peso próprio da laje de betão

Na maior parte dos casos, o peso próprio deverá ser representado por um único valor característico, calculado com base nas dimensões nominais e nos valores característicos dos pesos volúmicos correspondentes. Neste caso, o peso próprio das construções é classificado como uma acção permanente ou fixa (nos casos em que seja classificado como acção livre é tratado como uma sobrecarga - é o caso, por exemplo, das cargas devidas a divisórias amovíveis consideradas através duma carga equivalente uniformemente distribuída).

De acordo com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), Aprovado pelo decreto – lei nº 235/83, de 31 de Maio, na determinação dos valores dos pesos próprios dos elementos de construção deve ter em conta, naturalmente, não só a variabilidades dos volúmenes dos materiais mas também a variabilidade das dimensões dos elementos.

Nos casos correntes de estruturas de aço e betão, a determinação de peso próprio a partir dos pesos volúmenes indicados e das dimensões nominais dos elementos conduz a valores médios que podem ser identificados com os correspondentes valores característicos (RSA, 1983), aprovado pelo decreto – lei nº 235/83, de 31 de Maio. A quantificação desta acção depende, porém, da espessura da laje. A mesma é resultado do pré-dimensionamento efectuado, segundo a fórmula (2.1):

$$G(kN/m) = A(m^2) \times \gamma(kN/m^3) \quad (2.1)$$

Onde, G - é o peso próprio da laje de betão em (kN/m) , A é a área da secção transversal da laje de betão em (m^2) e γ - é o peso volúmeno de betão em (kN/m^3) , que toma valor de $25(kN/m^3)$ para betão armado e $24(kN/m^3)$ para betão simples.

2.5.1.1.2. Peso próprio das vigas metálicas

Tal como para a laje de betão, o valor considerado aqui resulta de um pré-dimensionamento empírico. A expressão mais correntemente utilizada, e que dá bons resultados (Faria, 1983), relaciona apenas o peso da viga com o vão entre pontos de momento nulo da ponte (L_0 em m) segundo a fórmula (2.2):

$$P = L + 0.105 \times L_0^{1.6} \quad (2.2)$$

Onde P é o peso próprio da viga metálica em (kN/m^2) . Quando o vão é extremo, o vão entre pontos de momento nulo da ponte é calculado pela fórmula (2.3):

$$L_0 = 0.85l \quad (2.3)$$

Onde L_0 é o vão entre pontos de momento nulos da ponte e l é o comprimento entre vãos livres e 0.85 é a percentagem do esforço entre dois pilares. No entanto, quando os vãos são intermédios o vão entre pontos de momentos nulos da ponte é calculado pela fórmula (2.4):

$$L_0 = 0,70l \quad (2.4)$$

Onde 0.70 é a percentagem do esforço entre dois pilares. O comprimento total da ponte (L) resulta do somatório de comprimentos efectivos dos vãos da ponte, é calculado pela fórmula (2.5):

$$L = \sum l_i \quad (2.5)$$

Onde L é o comprimento total da ponte e $\sum l_i$ é o somatório do comprimento entre vãos livres.

Segundo Eurocódigo 4 (2001), a carga da viga metálica uniformemente distribuída (G), resulta da largura útil do tabuleiro que é a largura de uma faixa de rodagem incluindo o passeio, berma e metade do separador central, ou seja, metade da largura total, segundo a fórmula (2.6):

$$G(kN / m) = P(kg / m^2) \times 9,81 \times 10^{-3} \times l(m) \quad (2.6)$$

Onde G é a carga da viga metálica uniformemente distribuída em (kN / m) , P é peso próprio da viga metálica, $9,81 \times 10^{-3}$ factor de conversão de kg (quilograma) para N (Newton) e l é o vão útil da ponte. No entanto, por sua vez, a largura útil do tabuleiro da ponte é calculada pela seguinte fórmula (2.7):

$$l = \frac{L}{2} \quad (2.7)$$

Onde L é vão total da ponte em metros (m).

2.5.1.1.3. Revestimentos

segundo o DNER (2003), a espessura do revestimento betuminoso possui ligação direta com o nº N (número equivalente (N) de operações de um eixo tomado como padrão, durante o período de projeto escolhido com diferentes cargas e o eixo simples padrão com carga de 8,2T.

Tabela 2.1: Espessuras mínimas de revestimento betuminoso em função o numero equivalente (N)

N	Espessura Mínima de Revestimento Betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

As espessuras a seguir recomendadas visam especialmente as bases de comportamento puramente granular e são definidas pelas observações efetuadas. Desta feita, o asfalto colocado no projecto de pavimentação de uma ponte para camadas granulares, deve ser mínimo de 10 cm de espessura. O peso próprio do revestimento provém do peso volúmico de um pavimento betuminoso de largura do tabuleiro onde é colocado segundo a fórmula (2.8):

$$G(kN / m) = E(m) \times l(m) \times \gamma_a (kN / m^3) \quad (2.8)$$

Onde: G é a carga das faixas e berma, E é espessura do asfalto, l é comprimento da faixa e berma e γ_a é o peso volúmico de pavimento betuminoso correspondente $20(kN / m^3)$.

As eventuais vigas de bordadura existentes serão contabilizadas tal como para a laje de betão através do produto da sua área transversal (A) pelo seu peso volúmico de betão (γ_b). Para as guardas metálicas e equipamentos diversos na ponte são adoptados valores correntes de projecto, fórmula (2.9).

$$G_k(kN/m) = A(m^2) \times \gamma_b(kN/m^3) \quad (2.9)$$

Onde G_k é carga característica de vigas de bordadura, γ_b é o peso volúmico de betão correspondente a $25(kN/m^3)$. Para facilitar o cálculo do peso das guardas considera-se uma carga constante característica uniformemente distribuída ($G_k = 0.8(kN/m)$).

2.5.1.1.4. Contraventamentos

A acção do vento resulta da interacção entre o ar em movimento as construções, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas suas superfícies (RSA, Decreto – Lei nº 235/83 de 31 de Maio). As peças de contraventamento do tabuleiro são colocadas conforme as necessidades devidas à instabilidade das vigas metálicas. Estas são maiores nas zonas sobre apoios intermédios, contudo, de modo a facilitar o cálculo é usual a consideração de uma carga uniformemente distribuída ($G = 0.4(kN/m)$).

2.5.1.1.5. Fluência

A fluência é o acréscimo da deformação do betão devido ao carregamento constante (permanente) ao longo do tempo (REBAP, Decreto – Lei nº 235/83 de 31 de Maio). Esta propriedade não é linear, porem, se pretende-se conhecer rigorosamente este fenómeno obriga a um cálculo complexo. No entanto, usando um modelo linear elástico através de consideração de um módulo de elasticidade de betão reduzido ou efectivo pode produzir bons resultados dependendo do coeficiente de fluência utilizado e do tipo de acção como ilustra a figura 2.2.

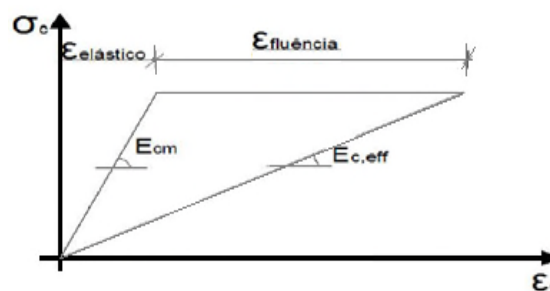


Figura 2.2 – Módulo de elasticidade efectivo do betão.

Segundo o RSA (Decreto – Lei nº 235/83 de 31 de Maio) o coeficiente de homogeneização pode ser calculado pela fórmula 2.10

$$m = \frac{E_s}{E_{ceff}} \quad (2.10)$$

$$E_{ceff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Psi_L \times \varphi_c(t, t_0)} \quad (2.11)$$

Onde:

$\varphi_c(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência, t_0 é instante de aplicação da acção e Ψ_L é coeficiente que depende do tipo de acção

De acordo com o REBAP, os valores recomendados para o coeficiente desta acção são de 1.1 para cargas permanentes, 0.55 para a retracção e 1.5 para o pré-esforço. A retracção, assim como a fluência, são um efeito não linear do betão sendo complexa a interacção entre estes 2 fenómenos. Porém, verifica-se experimentalmente que para deformações impedidas o efeito de fluência é menor. No caso do pré-esforço, sendo uma acção interna auto-equilibrada, o efeito devido a uma propriedade reológica material como a fluência é maior. Conclui-se, então, que existem diferentes coeficientes de homogeneização aço/betão (**m**) das secções conforme o tipo de acção considerada. Este facto leva à necessidade de se analisar independentemente cada tipo de acção para depois se fazer a sobreposição de efeitos.

$$m = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (2.12)$$

2.5.1.1.6. Retracção e efeitos térmicos

A retracção é a redução do volume de betão devido à perda de humidade durante a secagem ou durante a hidratação do cimento (retracção autogénea). Em vigas mistas, a existência de conectores impede o livre encurtamento da laje de betão originando tensões tangenciais de corte na interface betão/aço que actuam sobre ambos os materiais. Na realidade, o valor destas tensões depende da rigidez associada aos conectores e tem os seus máximos nas extremidades do tabuleiro e nas zonas sobre os pilares. Este efeito obriga a um cálculo complexo do efeito da retracção em pontes mistas que pode ser simplificado na análise, com bons resultados, através da consideração de rigidez infinita dos conectores.

Numa ponte mista o cálculo da retracção é realizado em termos de forças equivalentes em duas fases (figura 2.3) que se anulam pois trata-se de uma deformação impedida. A 1ª fase consiste na aplicação da força de retracção equivalente na área de betão de forma a provocar a extensão de retracção. A 2ª fase consiste na anulação dessa força na secção mista. O valor da extensão de retracção depende da resistência do betão, do tipo de cimento, da humidade relativa ambiente e das dimensões da secção.

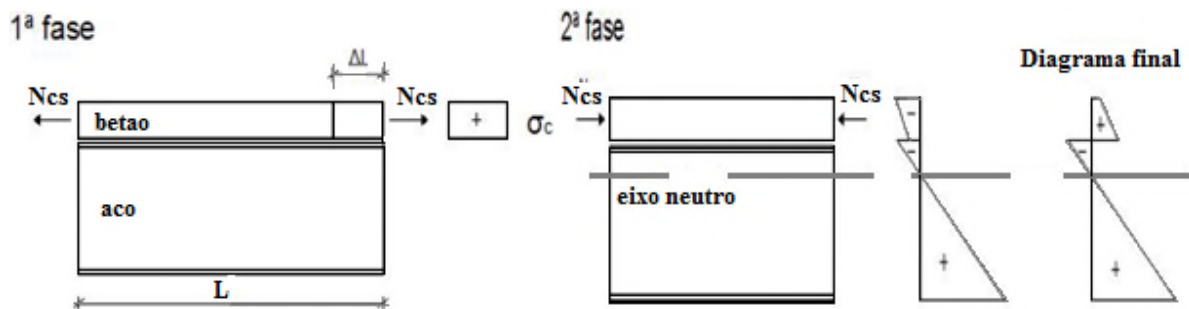


Figura 2.3 – Análise do efeito de retracção numa secção mista. Vitório (2002)

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.13)$$

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(t, t_0) \times E_{c,eff} \times A_c \quad (2.14)$$

ε_{cd} é a retracção por secagem, ε_{ca} é retracção autogénea, N_{cs} é a força de retracção equivalente, A_b é área de betão e ε_{cs} é a extensão de retracção.

As variações térmicas podem ser uniformes em todo o tabuleiro ou diferenciais entre as fibras superiores e inferiores. Para as variações uniformes características, no caso de tabuleiros mistos, considerando como referência uma temperatura máxima à sombra de 30°C e uma temperatura mínima de -10°C, vem $\Delta t = +25^\circ\text{C}$ e $\Delta t = -15^\circ\text{C}$ (RSA, 83). As variações uniformes de temperatura provocam uma variação de comprimento axial do tabuleiro que apenas produz esforços na estrutura caso existam impedimentos a essa deformação através de apoios horizontais nos encontros ou pilares, ou seja, quando existe hiperestaticidade, o que deve ser evitado. Se existir uma ligação rígida entre o tabuleiro e os pilares, as variações térmicas provocam esforços nos pilares. A consideração da alternância das variações térmicas diferenciais nos vãos do tabuleiro é um aspecto que deve ser tido em conta devido à colocação do asfalto em fase construtiva que não é simultânea em toda a estrutura.

$$\Delta L = \alpha \times \Delta t \times L \quad (2.15)$$

Onde: α é o coeficiente de expansão térmica linear ($\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{C}^{-1}$), Δt é a variação da temperatura e L é o comprimento do tabuleiro.

Os procedimentos rigorosos para a determinação dos efeitos de retracção e temperatura são os que se encontram acima descritos. No entanto, verifica-se na prática que ambas as acções estão intrinsecamente ligadas. Além disso, os parâmetros que interferem no cálculo da extensão de retracção não variam significativamente de ponte para ponte. Daí que seja corrente a consideração, com bons resultados práticos dado que é conservativa, de um valor de extensão de retracção que já inclui as variações térmicas. Este valor equivale a uma variação térmica uniforme em toda a laje de betão de 25°C.

$\varepsilon_{cs} = 25 \times 10^{-5} \rightarrow$ Extensão na laje equivalente aos efeitos de retracção e variações térmicas.

2.5.1.2. Variáveis

Segundo RSA (Decreto – Lei nº 235/83 de 31 de Maio), acções variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da sua estrutura.

2.5.1.2.1. Veículo-tipo

A representação deste veículo de três eixos equidistantes, cada um de duas rodas, está na figura (abaixo). A carga transmitida por cada roda (Q) e as dimensões da sua superfície de contacto dependem da classe estrutural atribuída à ponte, assim como a sobrecarga constituída por uma carga uniformemente distribuída, q_1 . Desta feita para pontes de classe I tem como cargas: $Q = 200kN$; $a = 0,20m$; $b = 0,60m$ e $q_1 = 4kN / m^2$; $q_2 = 50kN / m$. Para pontes de classe II $Q = 100kN$; $a = 0,20m$; $b = 0,40m$ e $q_1 = 3kN / m^2$; $q_2 = 30kN / m$ RSA (Decreto – Lei nº 235/83 de 31 de Maio). O veículo-tipo apenas pode estar aplicado numa via duma faixa de rodagem, ou seja, não deve ser colocado nas bermas ou passeios da ponte.

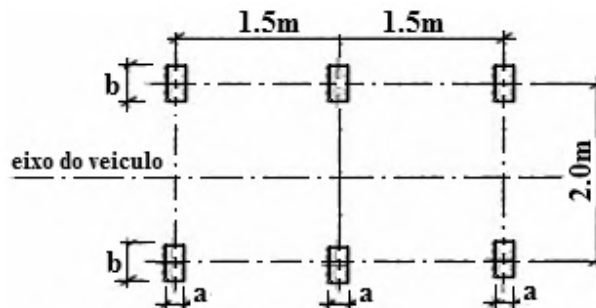


Figura 2.4 – Veículo-tipo. RSA (1983)

Esta acção de veículo-tipo solicita a estrutura com forças de elevada amplitude num reduzido comprimento. O seu objectivo é salvaguardar a estrutura da existência de uma carga concentrada de elevada amplitude em qualquer ponto desta. No caso de existir mais do que uma faixa de rodagem em que cada uma destas tem mais de duas vias, é considerado um veículo-tipo por faixa podendo estes estar desfasados

transversalmente conforme a situação mais crítica. O veículo deve ser sempre colocado na via mais desfavorável.

2.5.1.2.2. Sobrecargas (Uniformemente distribuída + uniforme transversal)

A representação deste carregamento está na figura (abaixo), sendo a posição das cargas variável ao longo do tabuleiro, ou seja, dependente da situação mais desfavorável em causa. Ao contrário do veículo-tipo, este carregamento pretende acautelar na ponte os efeitos de uma acção distribuída no tabuleiro estando este totalmente repleto de veículos, acrescida de um componente concentrada q_2 .

$$q_1 = 4kN/m^2, q_2 = 50kN/m^2 \rightarrow (\text{Pontes de classe I tráfego intenso})$$

$$q_1 = 3kN/m^2, q_2 = 30kN/m^2 \rightarrow (\text{Pontes de classe II tráfego menos intenso})$$

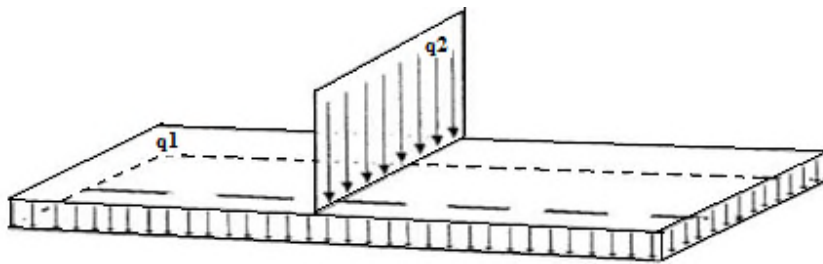


Figura 2.5. Sobrecarga uniformemente distribuída + transversal uniforme. RSA (1983)

2.5.1.2.3. Força centrífuga

Caso a ponte tenha curvatura em planta é necessário considerar no cálculo, esta força horizontal distribuída numa superfície ao nível do pavimento e de direcção normal ao eixo da ponte. O seu valor depende da sobrecarga vertical q_1 de 2 coeficientes que dependem da velocidade máxima de projecto (v em km/h) e do raio de curvatura (r em m), RSA (Decreto-Lei nº235/83, 31 de Maio).

$$F_c (kN/m^2) = \alpha \times \beta \times q_1 \tag{2.16}$$

Onde: q_1 é a sobrecarga vertical, α e β são coeficientes de redução dados por:

$$\alpha = \frac{v^2}{127 \times r}$$

Onde:

r é o raio de curvatura expresso em metros.

$$\beta = \frac{5000}{v^2 + 5000}$$

2.5.1.2.4. Força de frenagem

Esta força (ver figura abaixo) é horizontal, actua ao nível do pavimento e resulta das forças de aceleração dos veículos e que por atrito se transmitem ao tabuleiro. Para pontes de Classe II assume o valor de $q_3 = 20kN/m$. Apenas se considera uma carga q_3 a actuar no tabuleiro.

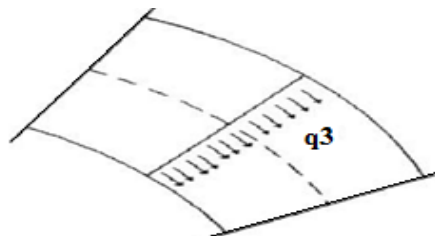


Figura 2.6 – Força de frenagem. RSA (1983)

2.5.1.2.5. Vento

Na natureza, os fenómenos dinâmicos variam com o tempo. Representar estes fenómenos em toda a sua complexidade constitui um grande desafio para o engenheiro de estruturas. Devido às dificuldades existentes para proceder à quantificação de carregamentos variáveis no tempo e posterior verificação das respostas estruturais, várias hipóteses simplificativas são geralmente assumidas.

Para descrever os efeitos provocados pelas rajadas de vento, é frequente admitido carregamentos estáticos equivalentes. Não obstante, tal hipótese implica que efeitos

dinâmicos importantes, capazes de causar desconforto aos ocupantes ou mesmo colapso estrutural, não sejam analisados. Por outro lado, em situações onde a estrutura apresente uma resposta dinâmica moderada, a adoção de carregamentos estáticos pode conduzir ao sobredimensionamento da estrutura.

As acções dinâmicas do vento podem ter influência considerável na resposta das estruturas. Os principais efeitos conhecidos são:

A acção horizontal do vento sobre a superfície equivalente do tabuleiro que é quantificada através da pressão dinâmica do vento e de um coeficiente de força:

$$q_{wk} \text{ (kN / m}^2\text{)} = \delta_f \times w_k \text{ (kN / m}^2\text{)} \quad (2.17)$$

q_w é a carga da superfície equivalente do tabuleiro, w_k é a pressão dinâmica do vento, δ_f é o coeficiente de força do vento.

A pressão dinâmica do vento por sua vez, depende da cota do tabuleiro (h em m) e da rugosidade da zona e os valores sugeridos são os que se encontram na figura 2.7.

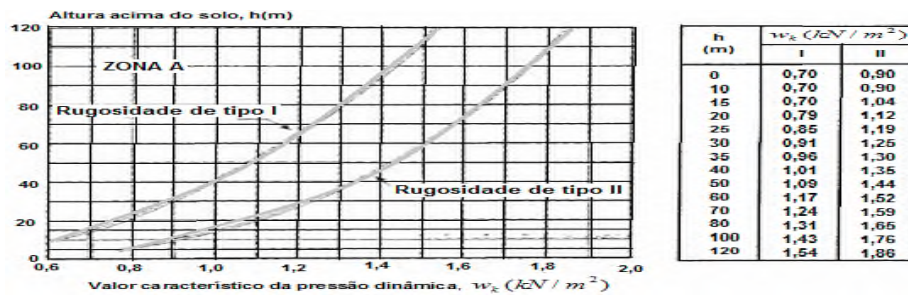


Figura 2.7 – Valores sugeridos para a pressão dinâmica do vento. RSA (1983)

Segundo preconizado no RSA, “solos com rugosidade do tipo II” são os que não se englobam no tipo I que corresponde ao interior de zonas urbanas em que predominam edifícios. No caso de uma ponte de grande vão, esta situa-se quase sempre numa zona livre de obstáculos. Esta expressão refere-se à grande generalidade do território, sendo que para zonas situadas numa faixa costeira (5km) ou a altitudes consideráveis (> 600m) os valores devem ser agravados em 10%.

Em termos estruturais a acção do vento pode ser substituída por um binário f_w aplicado nas vigas metálicas que simula o efeito de torção provocado (figura 2.8). O efeito horizontal sobre o tabuleiro é residual devido à elevada inércia deste para as acções horizontais. Para o tabuleiro de uma ponte o valor do coeficiente de força associa-se ao de uma secção rectangular envolvente. Esta secção envolvente tem a largura do tabuleiro e uma altura igual à altura do tabuleiro + 2,5m (altura dos veículos). O valor a considerar para o coeficiente de força é, de modo conservativo, igual a 1,5.

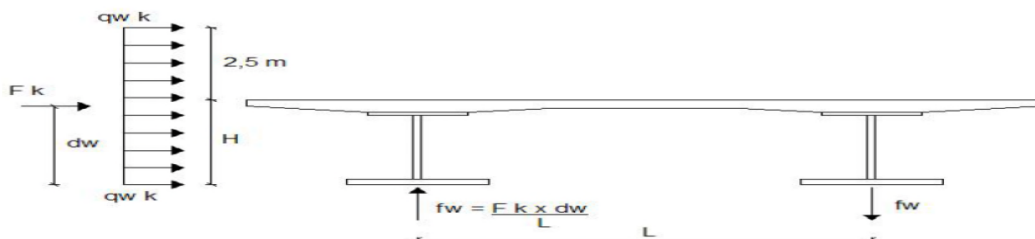


Figura 2.8 – Actuação do efeito de vento em pontes. Vitório (2002)

2.5.1.2.6. Acções em passeios, guardas e guarda-rodas

Segundo RSA (Decreto – Lei nº 235/83 de 31 de Maio), nos passeios das pontes rodoviárias deve considerar-se a actuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída ou de uma sobrecarga concentrada, conforme for mais desfavorável, cujos valores característicos são, respectivamente 3kN/m^2 e 20kN . Nas guardas deve considerar-se, aplicada ao seu nível superior, uma força horizontal uniformemente distribuída com valor característico igual a 1.5kN/m e nos guarda-rodas das pontes rodoviárias deve considerar-se a actuação de uma força concentrada e horizontal, normal ou tangencialmente, cujo valor característico é igual 20kN/m

2.5.1.2.7. Combinações de acções

Segundo Reis (2002), a verificação de segurança estrutural em pontes deve fazer-se de modo a garantir os necessários níveis de segurança relativamente aos estados:

- (1) Estados limites últimos; e
- (2) Estados limites de utilização

Desta feita, são combinações de acções em termos de esforços para estados:

- limites últimos (LU):

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right] \quad (2.18)$$

Onde: S_d é valor de calculo de esforço, S_{Gik} são esforços resultantes das acções permanentes tomadas com os seus valores característicos, S_{Q1k} esforço resultante da acção variável base tomada com o seu valor característico e S_{Qjk} é esforço resultante de uma das acções variáveis, distintas da acção base, tomada com acção característico.

No caso de viadutos, quando se considerarem acções correspondentes ao choque de veículo contra pilares, tais acções deverão ser consideradas como acções de acidente e dada pela fórmula

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (2.19)$$

Onde: S_{Fa} é esforço resultante das acções de acidentes ao choque do veículo contra pilares em viadutos.

- limites Serviço (LS):

Combinação característica:
$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times S_{Qjk} \quad (2.20)$$

Combinação frequente:
$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk} \quad (2.21)$$

Combinação quase-permanente:
$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk} \quad (2.22)$$

Os valores de para cada acção variável são os seguintes:

Tabela 2.2: Valores dos coeficientes para acção variável

Acção variável	Coeficiente (ψ_0)	Coeficiente (ψ_1)
Veículo-tipo	0.6	0.4
Distribuição+transversal	0.6	0.4
Força de frenagem	0.6	0.4
Vento	0.4	0.2

2.5.2. Tipologia de pontes mistas

O uso de estruturas mistas é muito difundido internacionalmente. Este tipo de estrutura está ganhando espaço e popularidade entre os projectistas com o passar dos anos. Devido ao excelente desempenho do aço, quando submetido à tracção, e do betão, quando submetido à compressão, evidencia a tendência de desenvolvimento das estruturas mistas, como forma de combinar o potencial dos componentes dos sistemas mistos.

2.5.2.1. Quanto ao sistema estrutural

Existem uma série de concepções estruturais para serem usados como superestruturas no projecto de uma ponte ou viaduto. De acordo com Vitório (2002), dentre os sistemas estruturais que podem ser utilizados nos tabuleiros das pontes metálicas são destacados os seguintes:

- ✓ Viga de perfis de alma cheia, vigas caixão, treliças, vigas mistas, arcos, pórticos, estaiadas e pênséis.

Segundo PINHO e BELLEI (2007), a escolha de superestrutura de uma ponte ou viaduto, depende de vários factores que devem ser levados em consideração, tais como: Topografia, natureza do solo, extensão e vão livre necessário, gabaritos a serem obedecidos, estética, acessos e localização, tempo de execução previsto e custos disponíveis para obra. Neste estudo falar-se-á de estrutura em treliça.

2.5.2.1.1. Treliza

A treliza pode ser descrita como um conjunto de triângulos formados por peças rectas e articuladas entre si (PINHO e BELLEI, 2007). Quando adequadamente projectada com proporções normais, uma treliza tem as seguintes características:

- a) Os eixos de todos os elementos são rectos e concorrentes nos nós ou juntas;
- b) A treliza propriamente dita é carregada somente nos nós.

2.5.2.1.1.1. Vantagens e desvantagens de estruturas treplicasadas

Vantagens

O sistema em monolítico tem grandes vantagens tais como:

- Os elementos são solicitados apenas por cargas axiais (tração ou compressão);
- Permitir alturas maiores com menor peso;
- Redução de flecha significativamente;
- Facilidade da sua montagem.

✓ Desvantagens

Este sistema tem grandes desvantagens, entre elas estão as seguintes:

- Elevado custo de fabricação;
- Pintura e manutenção regularmente;
- Eventualmente o factor estético pelo cruzamento visual dos elementos.

2.5.2.1.1.2. Tipos de trelizas

Quanto a tipologia, PINHO e BELLEI (2007), as trelizas planas mais usuais são as seguintes:

- a) Treliça pratt isostática é a mais vantajosa em estruturas metálicas, devido aos montantes que são elementos mais curtos, estarem em compressão, e as diagonais elementos mais longos, estarem sujeitos a tracção (Figura 2.9). Embora nesta vantagem é em parte anulada pelo facto do banzo central comprimido ser mais fortemente carregado que o central racionado.

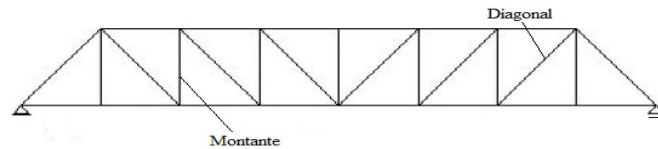
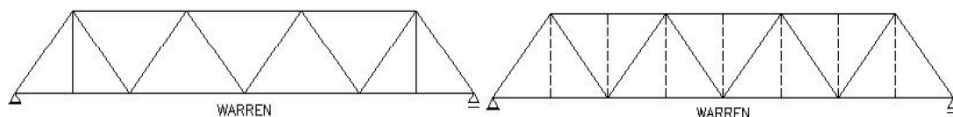


Figura 2.9: Treliça Pratt. (Fonte: PINHO e BELLEI, 2007)

- b) Treliça Warren mostrada na figura 2.10, pode ser modificada pela adição de montantes.



a) Normal

b) Modificado

Figura 210: Treliça Werren normal (a) e Werren modificado (b). PINHO e BELLEI (2007)

- c) Treliça Whopple é mais usada por questões de estética. Por economia a altura da treliça é usualmente fixada como uma fracção do vão, isto é, na medida que o vão aumenta, a altura cresce juntamente com o comprimento do painel.

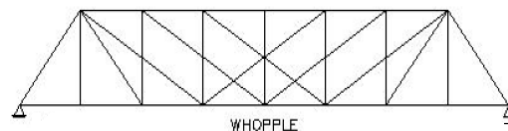


Figura 2.11: Treliça Whopple. (Fonte: PINHO e BELLEI, 2007)

2.5.2.1.2. Elementos de uma treliçada

Segundo PINHO e BELLEI (2007), uma ponte em treliça convencional, pode ter tabuleiro superior, inferior ou os dois, tendo os seguintes componentes (figura 2.12).

Laje de tabuleiro, longarinas, transversinas, contraventamentos (horizontais e verticais), cordas (superior e inferior), diagonais e montantes.

De modo geral esse sistema é considerado económico para alturas entre 1/8 a 1/15 de vão.

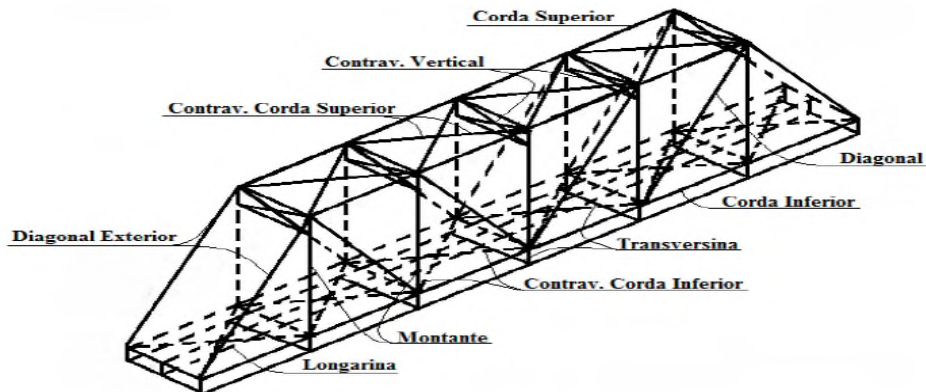


Figura 2.12: Superestrutura monolítica. Fonte PINHO e BELLEI (2007).

2.6. Partes constituintes de uma ponte

Segundo Reis (2002), em linhas gerais, uma ponte é constituída por duas partes fundamentais:

- Superestrutura e Infra-estrutura.

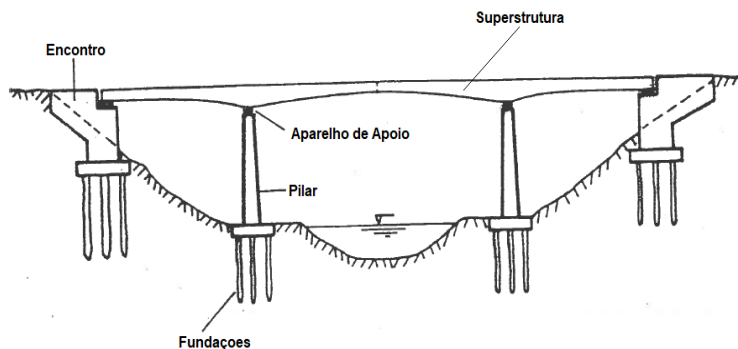


Figura 2.13: Constituintes de uma ponte. Reis (2002).

2.6.1. Superestrutura

De acordo com Marchetti (2008), a superestrutura é a parte da ponte responsável em vencer o vão necessário a transpor pela ponte e receber directamente as cargas provenientes do tráfego, transmitindo-as assim à infra-estrutura. Normalmente este é denominado de tabuleiro.

2.6.1.1. Elementos da superestrutura

Segundo PFEIL (1990), a superestrutura é composta por laje de tabuleiro, vigas longitudinais (vigas principais ou longarinas) e vigas transversais (vigas secundárias ou transversinas), é o elemento de suporte imediato do estrado, que constitui a parte útil da obra, sob o ponto de vista de sua finalidade.

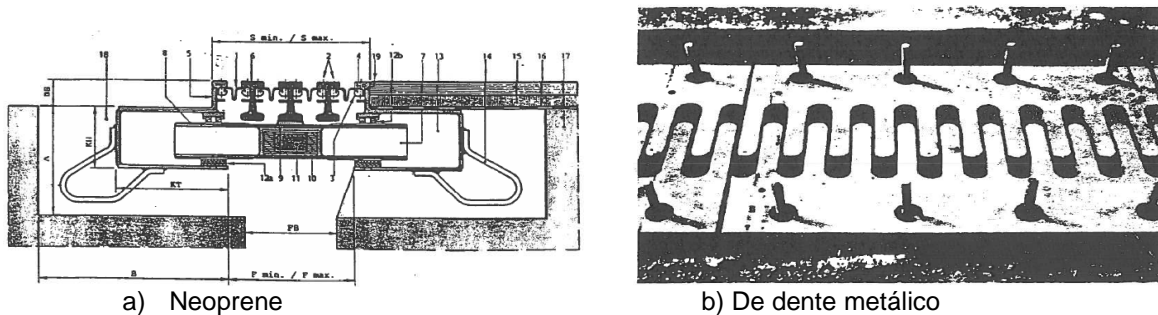
2.6.1.1.1. Laje de tabuleiro

Segundo Pinheiro (2003), lajes de tabuleiros são elementos planos, em geral horizontais, com duas dimensões muito maiores que a terceira, sendo esta denominada espessura. Elas têm como principal função, receber os carregamentos actuantes no andar, provenientes do uso da construção (pessoas, móveis e equipamentos), e transferi-los para os apoios.

2.6.1.1.2. Elementos de um tabuleiro

2.6.1.1.2.1. Juntas de dilatação

As juntas de dilatação são dispositivos colocados entre a ponte e os encontros, para absorver os movimentos do tabuleiro, devido aos efeitos termicos, de fluência e de retração entre a ponte e os encontros ou, no caso de pontes muito extensas, entre zonas de própria ponte (Reis, 2002).



a) Neoprene
b) De dente metálico
Figura 2.14: Tipos de juntas de dilatação a) neoprene e b) de dente metálico. Reis (2002)

2.6.1.1.2.2. Guarda-Corpo

Segundo Reis (2002), para efeito de proteção dos peões utilizam-se guarda-corpos (guardas), metálicas ou de betão, colocados nos passeios junto as vigas de bordadura. As guardas metálicas dão a ponte um aspecto mais leve e são por isso mais convenientes, pelo menos em pontes urbanas. A altura das guardas deve ser de, pelo menos, 0,9m sendo corrente utilizar guardas com cerca de 1,1m de altura.

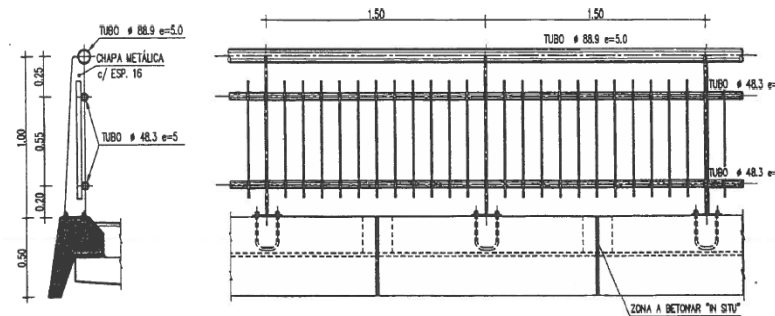


Figura 2.15: Disposicao de guarda-corpos. Reis (2002)

2.6.1.1.2.3. Guarda de Segurança

Como forma de evitar a saída de veículos desgovernados da faixa de rodagem, utilizam-se guarda-rodas (lancís) em betão e (ou) guarda de segurança metálicas junto aos passeios ou entre faixas na zona do separador, caso haja (Reis, 2002). Os perfis destes elementos são estudados experimentalmente para efeitos do choque de veículos.

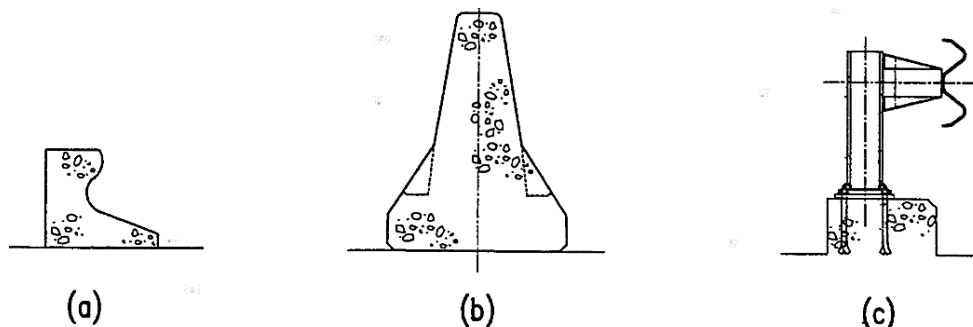


Figura 2.16: Guarda-rodas aos passeios (a), entre as faixas (b) e guardas de segurança (c). Reis (2002).

2.6.1.1.2.4. Cornijas ou vigas de bordadura

Com o intuito de melhorar o alinhamento do tabuleiro nos bordos dos passeios, por esta razão utilizam-se vigas de bordadura pré-fabricadas, as quais podem ser fixadas à laje do tabuleiro (Reis, 2002).

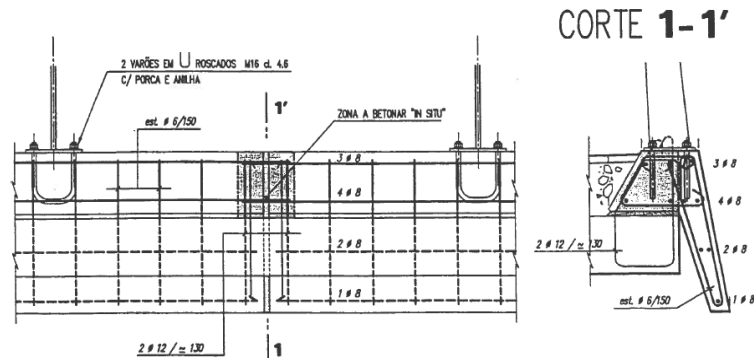


Figura 2.17: Disposição de viga de bordadura. Reis (2002)

2.6.1.1.2.5. Revestimento da via

Segundo Reis (2002), o pavimento (revestimento) é em geral constituído por uma camada de cerca de 5cm ou 6cm de betão betuminoso, executada diretamente sobre a laje do tabuleiro. Para melhorar a durabilidade pode introduzir-se sobre a laje de tabuleiro uma camada de impermeabilização (tela impermeabilizante).

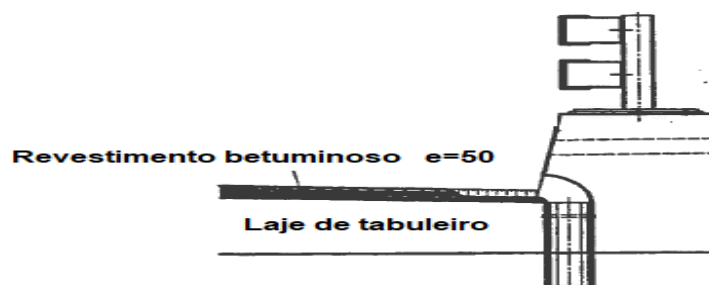


Figura 2.18: Tabuleiro com revestimento de betao betuminoso. Reis (2002)

2.6.1.1.2.6. Passeios

Os passeios podem ser constituídos por betão leve, no qual se pode incluir as tubagens para passagens de serviços quando a largura é de pelo menos 0.8m. Podem, porém, utilizar-se outros sistemas como eles, lajetas pré-fabricadas apoiadas na “caixa”

de passeio na qual se instalam os serviços. Entretanto o passeio corresponde uma carga sobre a carga do tabuleiro. Reis (2002)

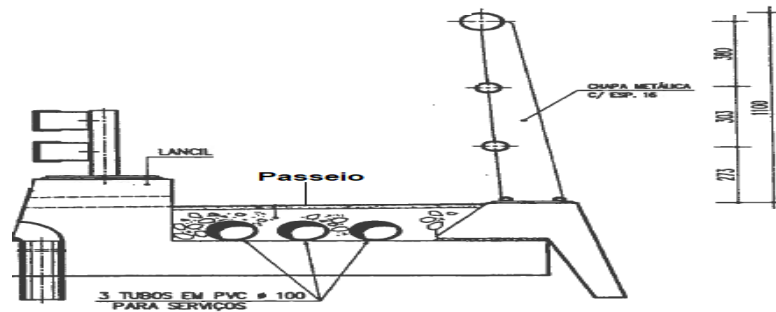


Figura 2.19: Pormenor de guarda e passeio. Reis (2002)

2.6.1.1.2.7. Drenagem

Segundo Reis (2002), no tabuleiro deve ser previsto um sistema de drenagem conveniente de modo a permitir um bom escoamento de águas pluviais. deve-se prever no tabuleiro um sistema de drenagem conveniente. É fundamental que as superfícies do tabuleiro possuam inclinações transversal no mínimo de 2% e em geral na ordem de 2.5%.

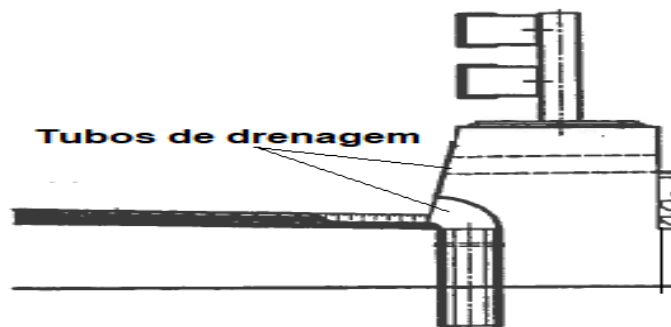


Figura 2.20: Pormenor de sistema de drenagem. Reis (2002)

2.6.1.1.2.8. Separador

Segundo Reis (2002), em pontes largas, com mais do que uma faixa de rodagem, cada faixa com duas ou mais vias de tráfego, torna-se necessário separar as faixas com circulação em sentido oposto, por intermédio de separadores com uma largura que pode atingir 4,0m.

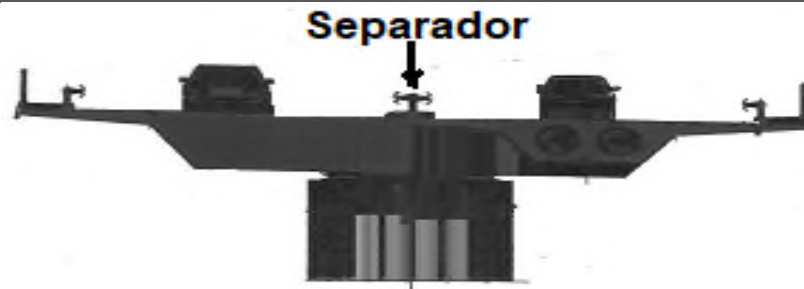


Figura 2.21: Disposição de separador de faixas. Reis (2002)

2.6.1.1.3. Dimensionamento de laje de tabuleiro

Segundo Reis (2002), O método dos elementos finitos pode ser visto como uma generalização dos métodos de análise de estruturas reticuladas (método dos deslocamentos como generalização do método de Ritz), para obtenção duma solução aproximadamente à do campo dos deslocamentos. Tendo em consideração que este secção limitar-se-á a métodos de elementos finitos, a análise estrutural de um tabuleiros de pontes em regime elástico linear.

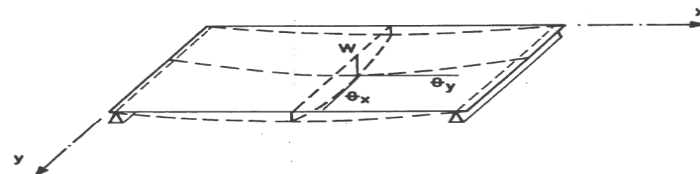


Figura 2.22: Deslocamentos num tabuleiro em laje. Reis(2002)

Para introduzir a sua aplicação à análise da superestrutura das pontes, considera-se o caso de um modelo de grelha (Reis, 2002).

Os vectores dos deslocamentos generalizados \underline{u} e das deformações generalizadas $\underline{\varepsilon}$, são definidas por:

$$\underline{u} = \begin{bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} w \\ \frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial x} \end{bmatrix} ; \quad \underline{\varepsilon} = \begin{bmatrix} -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ 2\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

O vector das tensões generalizadas $\underline{\sigma}$ é constituído pelos momentos flectores M_x e M_y e torsões M_{xy} definidos em cada ponto da laje como as resultantes das tensões $(\sigma_x, \sigma_y \text{ e } \tau_{xy})$ conforme se apresenta na figura 2.23.

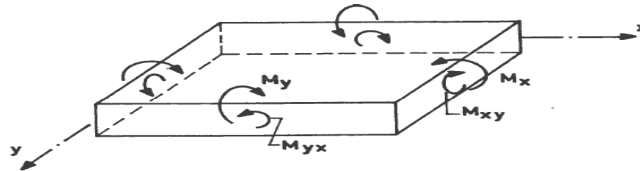


Figura 2.23. Momentos flectores e torsões num elemento da laje. (Reis, 2002)

$$\underline{\sigma} = \begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

em que:

$$\begin{aligned} M_x &= \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma_x z dz \\ M_y &= \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma_y z dz \\ M_{xy} &= \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \tau_{xy} z dz \end{aligned} \quad (2.25)$$

Trata-se de uma hipótese simplificativa usada quando se efectua análise de tabuleiros de pontes em que se adopta a teoria das lajes em deformação por esforços transversos (Reis, 2002). Note-se que não se está a considerar no vector das tensões generalizadas os esforços transversos V_x e V_y resultantes das tensões τ_{xy} e τ_{yz} na medida em que, no vector das deformações generalizadas $\underline{\varepsilon}$ não se consideram também as correspondentemente distorções provocadas por estes esforços.

A interacção mútua entre a laje de tabuleiro e os perfis metálicos é feita por intermédio de dispositivos chamados conectores.

2.6.1.1.4. Conectores de corte

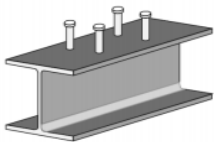
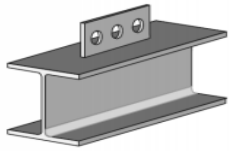

Segundo Pinho e Bellei (2007), a ponte mista é junção das vigas metálicas com o tabuleiro de betão, mas, para que isto aconteça é necessária a solidarização dos dois materiais. Isto é garantido por elementos de ligação denominados conectores de corte.

Nas estruturas mistas, a conexão entre as secções de aço e de betão é viabilizada por conectores de corte mecânicos, que permitem a transferência de forças longitudinais do aço para o betão, além de resistir às forças transversais ao eixo do elemento, que tendem a causar a separação dos materiais na interface entre ambos.

Esses elementos podem ser de vários tipos, sendo que os mais usados são os pinos tipo “Stud” e os perfis laminados tipo U, que deverão ser distribuídos ao longo da viga.

Desde então, uma variedade de dispositivos e configurações têm sido utilizados como conectores de corte, e diversos aspectos económicos e técnicos continuam a motivar o desenvolvimento de novos produtos. Existem diversos tipos de conectores, porém os mais utilizados são os pinos tipo Stud, perfobond e os perfis laminados tipos “U”, segundo a tabela abaixo.

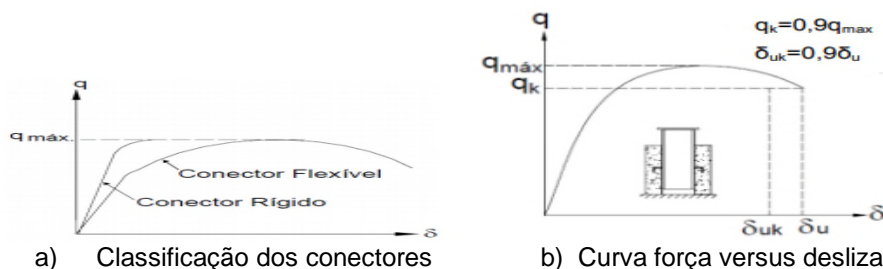
Tabela 2.3: Tipos de conectores de corte. David (2007).

Conector	Característica	Figura
Stud	Pode ser aplicado directamente sobre a forma metálica, no caso de lajes com forma de aço incorporada, o que traz uma série de vantagens construtivas.	
Perfobond	Consiste basicamente de uma chapa plana de aço, com furos circulares, soldada longitudinalmente sobre um perfil metálico, que posteriormente é envolvida por betão.	
Perfil laminado U	Consiste basicamente de um pedaço de perfil U laminado cortado, com um dos banzos soldado ao perfil de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal do perfil.	

2.6.1.1.4.1. Classificação dos conectores

Os conectores de corte são classificados em flexíveis e rígidos, essa classificação é obtida por meio da relação entre a força no conector e o deslizamento relativo aço-betão, que surge em resposta ao fluxo de corte longitudinal gerado pela transferência de força entre laje de betão e perfil de aço. Os conectores flexíveis apresentam uma menor relação força versus deslizamento, menor rigidez.

Os conectores podem ser considerados dúcteis (capacidade de deslizamento do conector após ter atingido sua resistência máxima). Com base na recomendação do Eurocódigo 4 (2001), o conector é classificado como dúctil se o valor característico da capacidade de deformação (deslizamento relativo último convencional) δ_{uk} for igual ou superior a 6 mm.



a) Classificação dos conectores b) Curva força versus deslizamento
 Figura 2.24. Classificação dos conectores e Curva força & deslizamento. David (2007).

2.6.1.1.4.2. Dimensionamento de conectores

Alguns tipos de conectores são amplamente utilizados, quer em edifícios ou em pontes, sendo que as normas relativas às construções mistas apresentam valores da resistência nominal ou expressões para cálculo desta resistência, com base em extensivos programas de ensaios.

Segundo Queiroz (2012), a força resistente de cálculo de um conector de corte tipo pino com cabeça totalmente embutida em laje de betão (maciça ou mista), com face interior directamente apoiada sobre a viga de aço, é dada pelo menor dos dois valores seguintes:

$$q_n = \frac{0,5}{\gamma_{cs}} A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c} \quad (2.26)$$

$$q_s = \frac{R_g R_p A_{cs} f_u}{\gamma_{cs}} \quad (2.27)$$

Onde: f_k é a resistência característica do betão à compressão, A_{cs} é a área da secção transversal do conector, f_u é o limite de resistência à ruptura do aço do conector, E_c é o módulo de elasticidade do betão, R_g é o coeficiente para consideração do efeito de actuação de grupos de conectores, R_p é o coeficiente para consideração da posição do conector e γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de acções normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais.

2.6.2. Infra-estrutura

Segundo REIS (2002) a infra-estrutura é a parte da ponte com função de transmitir ao solo as cargas introduzidas na super-estrutura pelas acções permanentes, variáveis e de acidente. Ela é composta por:

- Pilares, encontros, aparelhos de apoio e fundações.

2.6.2.1. Pilar

Segundo REIS (2002), os pilares têm como função, transmitir as cargas da superestrutura às fundações.

Quanto ao material estrutural, os pilares podem ser classificados em:

- Pilares de alvenaria de pedras, Pilares de madeira, Pilares metálicos e Pilares de betão armado ou pré-esforçado.

Quanto a forma da secção transversal os pilares dividem ser em:

- Pilares correntes os que possuem as dimensões da secção transversal da mesma ordem de grandezas e são as mais utilizadas em viaduto urbanos e pontes de características correntes.



Figura 2.25. Pilares correntes. Reis (2002)

- Pilares parede os que possuem uma dimensão transversal que se adapta ou não a largura da face inferior da superestrutura. Caso exista uma navegação fluvial importante recomenda-se que estes tenham uma secção de espessura na ordem dos 3 metros, devido dos possíveis choques de embarcações, caso contrário tenham protecções próprias.

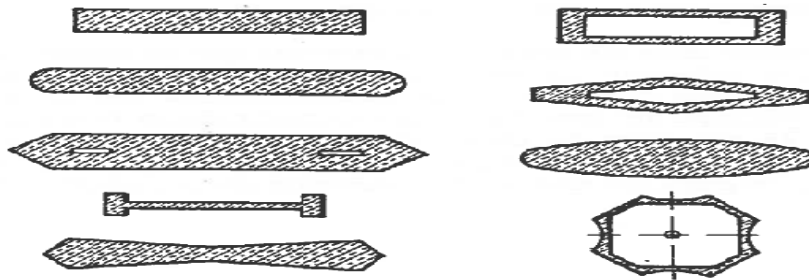


Figura 2.26: Pilares paredes. Reis (2002)

2.6.2.2. Encontros

Segundo REIS (2002) Os encontros são pilares extremos da superestrutura em pontes, com o propósito de suportar as cargas verticais e horizontais transmitidas pela superestrutura, transmitindo-as para a fundação (solo).

Quanto a tipologia, eles dependem de alguns factores como:

- Condições topográficas, geométricas e tipo da superestrutura.

Desta feita distingue-se dois tipos de encontros:

- Encontro aparente em que geralmente há existência de um muro de testa totalmente aparente e dois muros laterais, normalmente ligados a muro de testa.

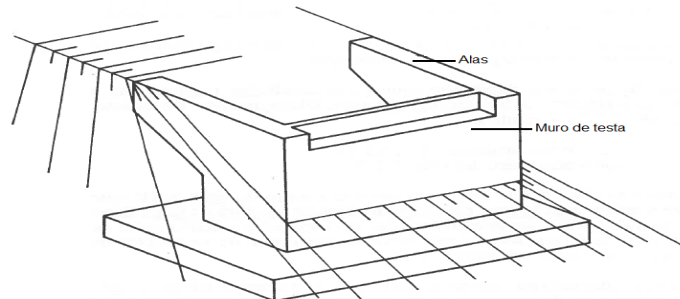


Figura 2.27: Encontro Aparente. Reis (2002) – Perspectiva

Estes muros laterais podem ser designados por muro de avenida (ou de retorno), quando são perpendiculares ao muro de testa (Figura.2.29a) e muros de ala, quando são inclinados relativamente ao muro de testa (Figura.2.29.b).

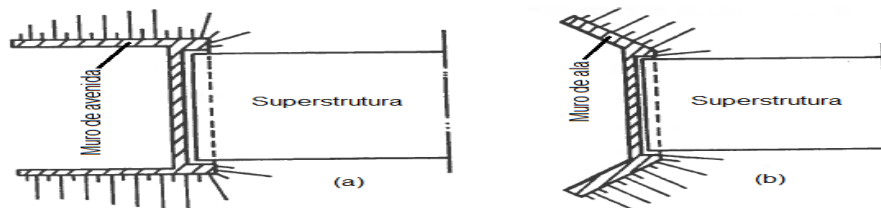


Figura 2.28: Muro de avenida (a) e ala (b). Reis (2002) –Planta

- Encontro perdidos em que geralmente reduz-se o encontro a um simples apoio para extremidade do tabuleiro, sem a função de suportar o aterro, mantendo assim os ângulos de talude natural.

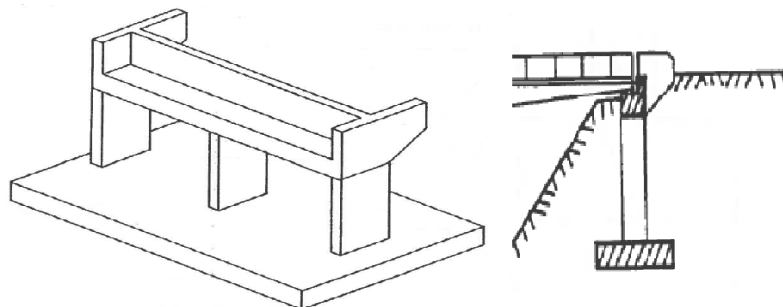


Figura 2.29: Encontro perdido. Reis (2002) – Perspectiva

Os pilares e encontros, recebem os esforços transmitidos pelas superestruturas através dos aparelhos de apoio.

2.6.2.3. Aparelhos de apoio

Segundo Reis (2002), a transmissão das cargas da superestrutura aos pilares e encontros pode ser feita por intermédio de aparelhos de apoio, seja eles elastoméricos (“neoprene” simples ou cintado), tetron ou metálicos. Desta feita, referir-se que as forças de atrito que se geram nos aparelhos de apoio, são devidas fundamentalmente aos atritos de escorregamento ou rolamento (ver figura 2.31).

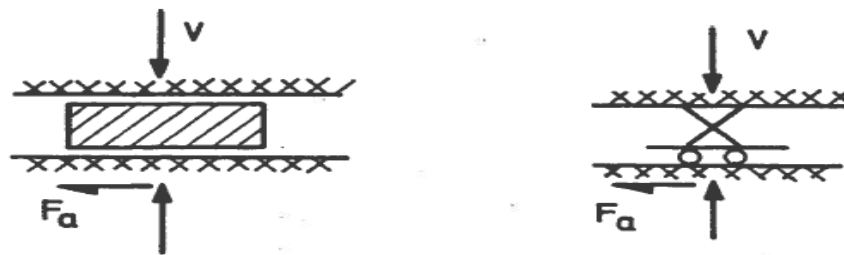


Figura 2.30. Forças de atrito F_a geradas nos aparelhos de apoio. (Reis, 2002)

2.6.2.4. Fundações

De acordo com ALVA (2007), fundações são elementos estruturais cuja função é transmitir as acções actuantes na estrutura à camada resistente do solo. Os elementos estruturais de fundações devem apresentar resistência adequada para suportar as tensões geradas pelos esforços solicitantes.

2.6.2.4.1. Tipos de Fundações

Segundo Reis (2002), as fundações dos pilares e encontros das pontes podem ser classificadas num dos seguintes tipos:

- I. fundações superficiais ou directas
- II. fundações profundas ou indirectas
- III. fundações especiais

2.6.2.4.1.1. Fundações superficiais ou direitas

As fundações superficiais ou direitas são aquelas em que a carga da estrutura é transmitida exclusivamente pela face inferior da fundação (Reis, 2002). Elas são executadas em valas rasas, com uma relação de profundidade $\frac{h}{b}$ inferior à 5, em que b é a dimensão em planta ou diâmetro da estaca e h a profundidade da cota da fundação ou altura da estaca

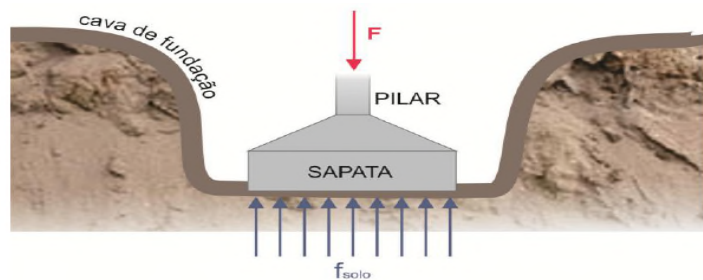


Figura 2.31: Fundação superficial ou direita. Barros (2011)

As fundações superficiais dos pilares das pontes são em geral em betão armado podendo ser de blocos ou sapatas (Reis, 2002). Fundações superficiais são utilizadas quando o solo de boa qualidade é encontrado a pequena profundidade.

Os blocos de fundação distinguem-se das sapatas por serem construídos com altura suficientes para dispensar a armadura principal, adoptando-se assim unicamente uma armadura construtiva horizontal junto à face inferior (Reis, 2002). Pode-se utilizar blocos de alvenaria de pedra ou em betão ciclópico, embora seja menos corrente.

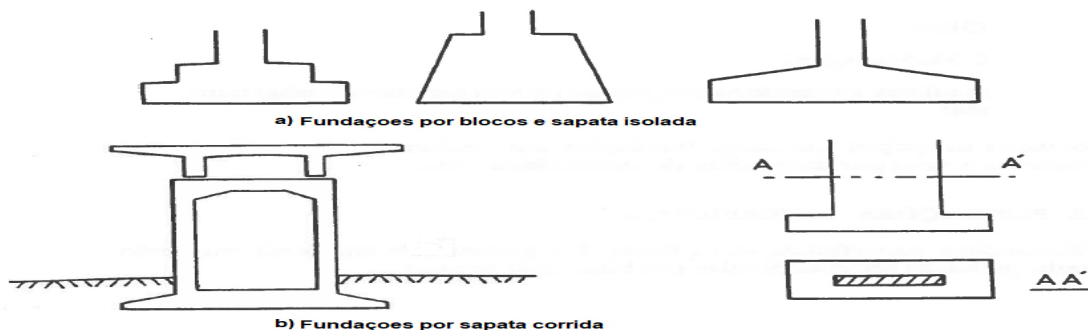


Figura 2.32. Disposição das fundações superficiais ou direitas. (Reis, 2002)

2.6.2.4.1.2. Fundações profundas ou indirectas

Segundo Reis (2002), nas fundações profundas ou indirectas a carga é, em geral, absorvida não só pela resistência do solo à penetração da extremidade do elemento, mas também por efeito do atrito lateral solo-parede do elemento. Elas são executadas com uma relação de profundidade $\frac{h}{b}$ superior a 10, em que b é a dimensão em planta ou diâmetro da estaca e h a profundidade da cota da fundação ou altura da estaca.

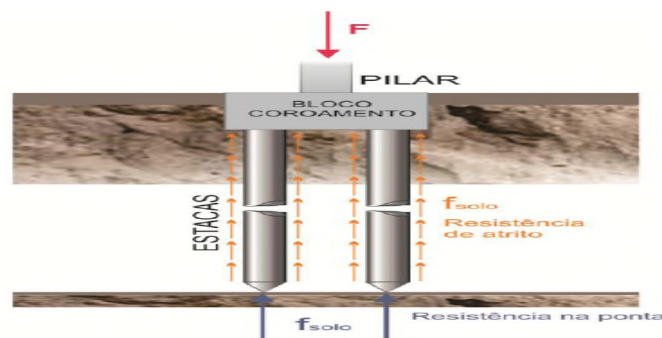


Figura 2.33: Fundações profundas ou indirecta. Barros (2011)

As fundações profundas ou indirectas são aquelas usadas quando se torna necessário, por razões geotécnicas, ultrapassar 4 ou 5 m na cota de fundação (Reis, 2002). Desta feita recorre-se a um dos seguintes tipos de fundação indirecta:

- a) Estacas
- b) Pegões (poços)
- c) Barretas

Segundo Reis (2002), o que distingue a estaca do pegão ou poço (tubulão) é, a dimensão da secção transversal. Enquanto na estaca o diâmetro não excede em geral 1m ou seja 0.8m^2 de área de secção transversal, no pegão a área nunca é inferior a 1m^2 . As barritas desenvolvem-se na sequência das técnicas de escavação em paredes moldadas.

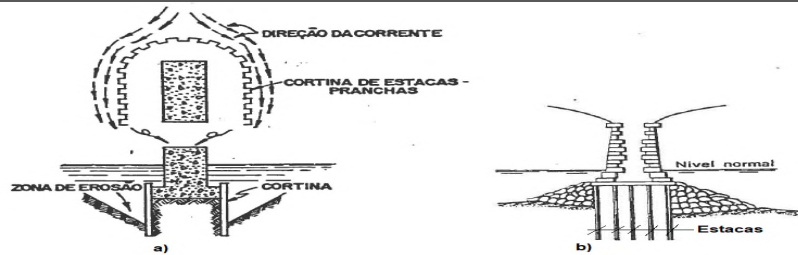


Figura 2.34. Tipos de fundações profundas por a) cortinas e b) estacas. Reis (2002).

2.6.2.4.1.3. Fundações especiais

Segundo Reis (2002), as fundações especiais incluem-se as fundações em caixão, fundações com associação de poços e estacas, fundações em “radiers” (laje de fundação) executadas a seco por intermédio de ensecadeiras (figura 2.35).

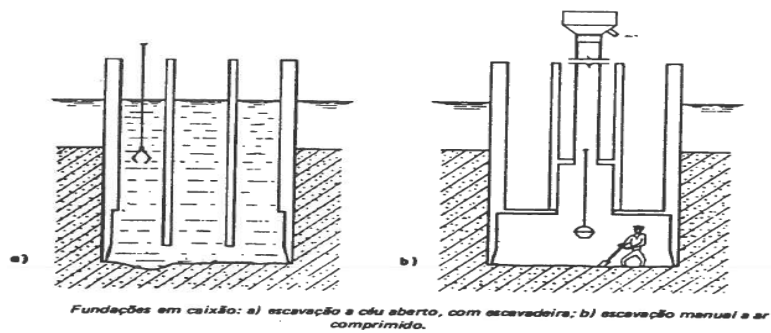


Figura 2.35: Fundações especiais. Reis (2002)

III. MATERIAL E MÉTODOS

3.1. Material e Recursos usados

Neste trabalho foram usados alguns Softwares como auxílio, para levantamento, modelagem, e processamento dos resultados, nomeadamente, Google Earth para situar o local, Global Mapper versão 19 para traçado de curvas de nível e AutoCAD versão 2017 para traçado de perfil e Layout figura 3.1.

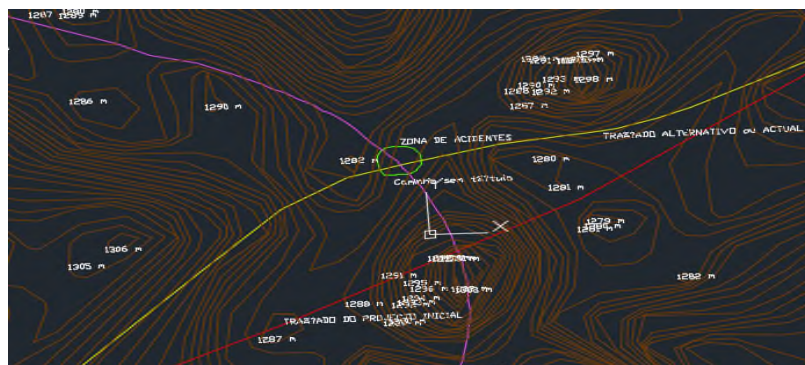


Figura 3.1. Curvas de nível. Fonte (Autor)

Usou-se o Revit versão 2019 para modelagem da estrutura da ponte e Robot Structural Analysis versão 2019 para a análise estrutural figura 3.2.

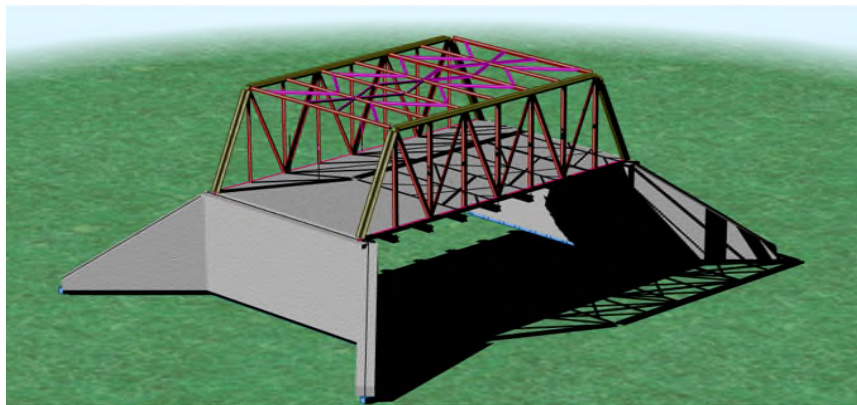


Figura 3.2. Modelo da ponte. Fonte (Autor)

Para análise do solo, para além do trabalho do campo, usou-se o QGIS versão 2.10 para estudo geológico onde se constatou que os solos do local são do tipo metamórficas e rochas ígneas e as eventuais tabelas e planilhas são obtidas a partir de Microsoft Office Excell 2007.

3.2. Metodologias usadas

Segundo GERHARDT e SILVEIRA (2009), a pesquisa científica é o resultado de um exame minucioso com o objectivo de resolver um problema através de procedimentos científicos. Dai que, para estudar as condições geográficas, geológicas e características geométricas do terreno sobre o qual o projecto será executado, foi desenvolvido o trabalho de campo para o devido levantamento (figura 3.3).



Figura 3.3. Levantamento topográfico. Fonte (Autor)

Com este levantamento foi possível ter o valor do vão na ordem de 21 metros entre os taludes nordeste e sudoeste, uma base de 8 metros e um gabarito de 7,5 metros.

Este trabalho, envolveu a realização de um levantamento topográfico em campo para se definir o vão útil e o gabarito da área de trabalho.

A partir dos dados obtidos idealizou-se um modelo da ponte, pelo qual obteve-se a plataforma e perfil (figura 3.4) a) e b) respectivamente.

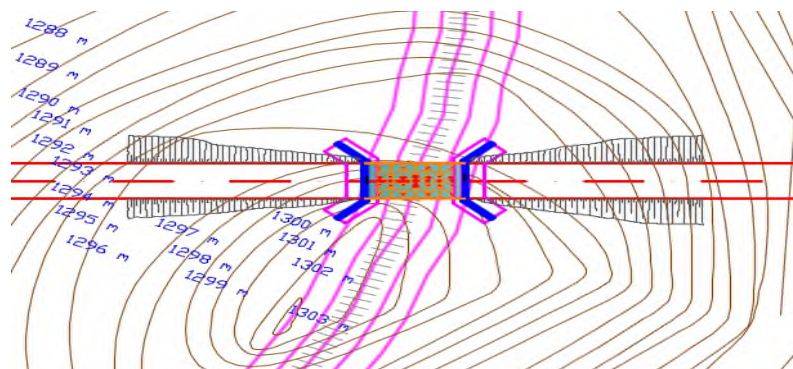


Figura 3.4- Modelo de plataforma da ponte. Fonte (Autor)

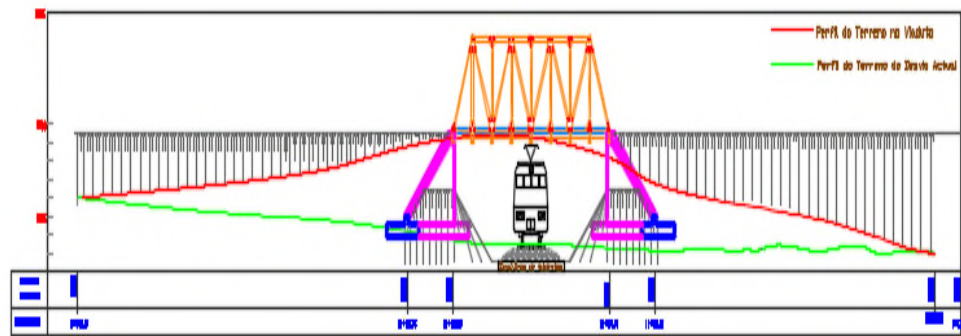


Figura 3.5- Modelo do perfil longitudinal da ponte. Fonte (Autor)

Para a análise estrutural da ponte usou-se o Método de Elementos Finitos (MEF), através de elaboração de um modelo numérico através do software de cálculo, como Robot Structural Analysis versão 2019 para obtenção dos esforços dos diversos elementos estruturais modelados com elementos de placa e elementos de barra. As sobrecargas regulamentares, móveis, variáveis e permanentes foram aplicadas (introduzidas) no programa e as combinações foram geradas automaticamente pelo programa, obtendo-se assim os esforços característicos.

IV. CÁLCULO DO PROJECTO EXECUTIVO DA PONTE MISTA AÇO-BETÃO

4.1. Introdução

Neste capítulo pretende-se fazer os cálculos de dimensionamento da ponte, proposta ao governo de Niassa, cuja mesma será executada na passagem de nível sem guarda no posto Administrativo de Mussa no povoado de Colongo na província de Niassa, com objectivo fundamental, de desnivelar as duas vias (ferrovia e rodovia) figura 4.1. e 4.2.

Usou-se vários procedimentos mas todos eles culminando aos Métodos de Elementos Finitos, pelo uso de softwares da Autodesk para dimensionamentos automáticos. Salientar que no cálculo automático, recorreu-se aos “Eurocódigos” vigentes à Autodesk usados no seu dimensionamento, onde os esforços foram gerados por processos automáticos.



Figura 4.1: Localização geográfica do local em estudo. (Google Earth)

4.2. Descrição do projecto

O projecto da ponte mista aço-betão estará executado no troço Lichinga-Chimbunila, na estrada N-243, na passagem de nível sem guarda no quilómetro onze (**11+192 km à 11+208 km**), na Província de Niassa no distrito de Lichinga, posto Administrativo de Mussa no povoado de Colongo, com coordenadas **13°21'03.76"S** e **35°20'45.50"L** (figura 4.1).

Ponte mista monolítica na passagem de nível na estrada N243 Lichinga - Chimbunila

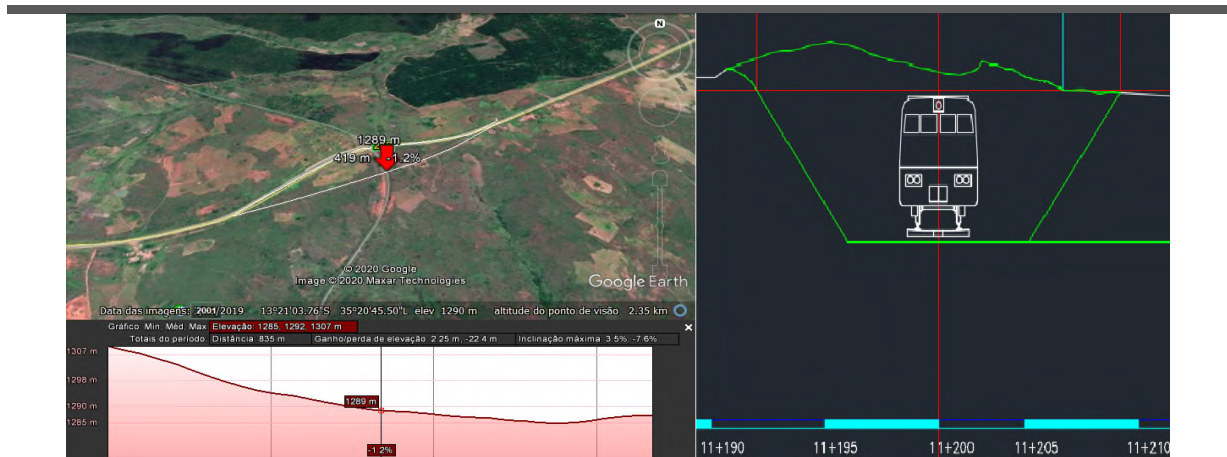


Figura 4.2: Perfil do local da construção da ponte. (Autor)

4.3. Geometria da ponte

A ponte representada na Figura 4.3 é constituída por uma estrutura mista treliçada, composta por quatro vigas longitudinais (longarinas), e sete vigas transversais (transversinas).

A ponte terá um comprimento de 16 m e funciona como viga simplesmente apoiada, com um tramo único, com vão de 16 m. Os apoios da ponte descarregam em infra-estruturas (encontros), figura 4.3.

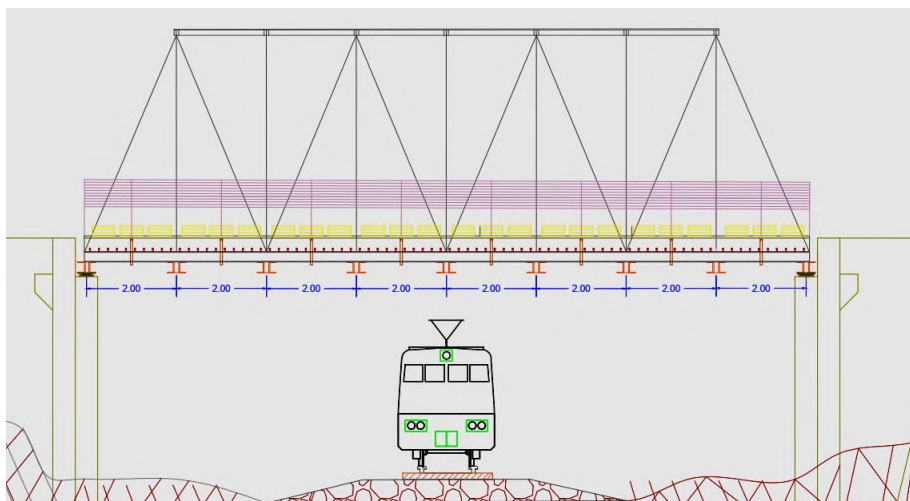


Figura 4.3: Seccao longitudinal. Fonte (Autor)

Por sua vez, a ponte terá uma largura total de 9.0 m, constituída por 2 passeios para peões nas extremidades e uma via de 2 sentidos (no centro). Será uma ponte contendo

4 vigas de suporte da laje com distância de 2.0 m entre as vigas que fazem o vão central, 2,5m entre vigas centrais e laterais e uma saliência em consola de 1.0 m nas laterais junto da zona dos apoios, figura 4.4.

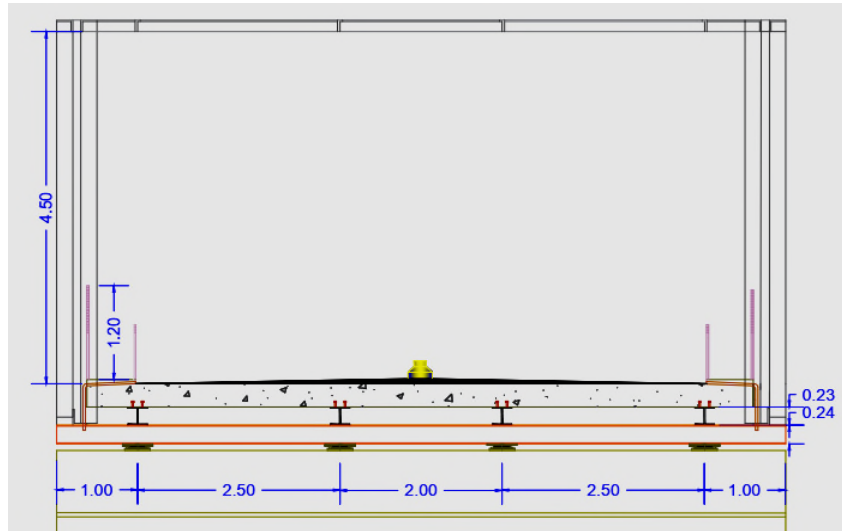


Figura 4.4: Seccao transversal. Fonte (Autor)

4.4. Acções a considerar

4.4.1. Permanentes

4.4.1.1. Tabuleiro

Segundo Pinho e Bellei (2007), usualmente para pontes com longarinas múltiplas as espessuras mínimas da laje variam em função o vão da laje, mediante a tabela 4.1 abaixo.

Tabela 4.1: Valores de espessura da laje em função do seu vão

Vão de laje (m)	Espessura da laje (cm)
2.0	15
3.0	18
4.0	20
5.0	22
6.0	25

Segundo REBAP (artigo 102 no seu ponto 102.2 alínea a), altura mínima é dada pela equação 4.1.

$$h \geq \frac{\alpha \times l}{30 \times \eta} \quad (4.1)$$

Tabela 4.2: Pré-dimensionamento da laje de tabuleiro

<p>Consola:</p> $\begin{cases} \alpha = 2,4 \\ \eta = 1,0(400) \\ l = 1,0m \end{cases} \quad h \geq \frac{2,4 \times 1,0}{30 \times 1}$ $h \geq 0,10m$	<p>Vão 1</p> $\begin{cases} \alpha = 0,8 \\ \eta = 1,0(400) \\ l = 2,5m \end{cases} \quad h \geq \frac{1 \times 2,5}{30 \times 1}$ $h \geq 0,09m$	<p>Vão 2</p> $\begin{cases} \alpha = 0,8 \\ \eta = 1,0(400) \\ l = 2,0m \end{cases} \quad h \geq \frac{1 \times 2,0}{30 \times 1}$ $h \geq 0,09m$
---	--	--

- Confrontando os dois autores e garantindo uma segurança por ser uma via de fluxo intensa adoptou-se uma espessura de 30cm.

$$P_{Plaje} = \gamma_b \times A \quad (4.2)$$

$$P_{Plaje} = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{KN} / m^2 \quad (4.3)$$

Betão Betuminoso

A espessura do revestimento de betão betuminoso é de 10 cm portanto tem-se:

$$P_{betaobet} = h_{esp} \times \gamma_{betao} \quad (4.4)$$

$$P_{betaobet} = 0,10 \times 21 = 2,10 \text{kN} / m^2$$

4.4.1.2. Passeio

Os passeios são constituídos por betão leve com uma espessura 10 cm, assim tem-se:

$$P_{Passeio} = h_{esp} \times l \times \gamma_{betao} \quad (4.5)$$

$$P_{Passeio} = h_{esp} \times l \times \gamma_{betao} = 0,1 \times 0,8 \times 18 = 1,44 \text{kN} / m^2$$

4.4.1.3. Lancil (guarda-rodas)

$$P_{Passeio} = \frac{1}{1000} \times g \left(\frac{m}{s^2} \right) \times M \left(\frac{kg}{m} \right) \quad (4.6)$$

$$P_{\text{Passeio}} = \frac{1}{1000} \times g \left(\frac{m}{s^2} \right) \times M \left(\frac{kg}{m} \right) = \frac{1}{1000} \times 9.8 \times 35 = 0.34 kN/m$$

4.4.1.4. Guarda corpos

$$P_{\text{Passeio}} = \frac{1}{1000} \times g \left(\frac{m}{s^2} \right) \times M \left(\frac{kg}{m} \right) \tag{4.7}$$

$$P_{\text{Passeio}} = \frac{1}{1000} \times g \left(\frac{m}{s^2} \right) \times M \left(\frac{kg}{m} \right) = \frac{1}{1000} \times 9.8 \times 1.6 = 0.16 kN/m$$

4.4.2. Variáveis

4.4.2.1. Veículo tipo

Considerou-se uma ponte de Classe I

Sobrecarga na faixa de rodagem: $Q = 200 kN/eixo$; $a = 0.20m$; $b = 0.60m$

$$q_1 = 4 kN/m^2 \text{ e } q_2 = 50 kN/m$$

4.4.2.2. Forças de frenagem

Classe I: $F_f = 30 kN/m$

Largura da faixa 7m

Força horizontal devido a frenagem

$$F_{fh} = F_f \times l_f = \pm 30 \frac{kN}{m} \times 7m = \pm 210 kN$$

4.4.2.3. Sobrecarga nos passeios

$$S_c : \begin{cases} q = 3 kN / m^2 \\ Q = 20 kN \end{cases}$$

4.4.2.4. Acções em guardas do passeio

$$q = 1.5kN/m$$

4.4.2.5. Acções em guarda-rodas

$$S_c : \begin{cases} Q_T = 20kN \\ Q_N = 20kN \end{cases}$$

4.4.2.6. Acção de vento sobre veículos

A altura será até ao nível superior do pavimento acrescido 2.5m acima do tabuleiro:

$$h_w = 5.5m + 2.5m = 8m \therefore w_k = 0.90m$$

Assim, o coeficiente de pressão dinâmica será: $W_K = 1.2 \times 0.9kN/m^2 = 1.08kN/m^2$

$$A_1 = \sum A = A_B + A_D + A_M \tag{4.8}$$

$$A_1 = \sum A = A_B + A_D + A_M = [5.600 + (1.968 + 4.428) + 4.725]m^2 = 16.721m^2$$

$$A_2 = A_T = \left(\frac{B+b}{2}\right) \times h \tag{4.9}$$

$$A_2 = A_T = \left(\frac{B+b}{2}\right) \times h = \left[\left(\frac{16+12}{2}\right) \times 4.5\right]m^2 = 14 \times 4.5m^2 = 63m^2$$

$$\lambda = \frac{A_1}{A_2} \tag{4.10}$$

$$\lambda = \frac{A_1}{A_2} = \frac{16.721m^2}{63m^2} = 0.265 \Rightarrow \lambda \cong 0.3 \therefore \delta_f = 1.7 : \text{Quadro: I.VIII - RSA}$$

$$F = \delta_f \times W_K \times A_1 \tag{4.11}$$

$$F = \delta_f \times W_K \times A_1 = 1.7 \times 1.08 \frac{kN}{m^2} \times 16.721 m^2 \Rightarrow F = 30.70 kN$$

$$F_{W_1} = \frac{1}{4} \times F \tag{4.12}$$

$$F_{W_1} = \frac{1}{4} \times F = \frac{30.70}{4} \Rightarrow F_{W_1} = 7.68 kN$$

$$F_{W_2} = 2 \times F_{W_1} \tag{4.13}$$

$$F_{W_2} = 2 \times F_{W_1} = 2 \times 7.68 kN \Rightarrow F_{W_2} = 15.35 kN$$

4.5. Pré-dimensionamento dos elementos da superestrutura

Segundo Mukhanov (1980), a relação de altura mínima de secção de viga ao vão, é estimada em função dos valores da flecha relativa $\frac{f}{l} = \frac{1}{n_0}$, na base dos quais pode ser determinada a altura mínima da secção da viga.

4.5.1. Vigas principais

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{10} \tag{4.14}$$

l - vão da ponte

$$h = \frac{l}{10} \rightarrow h = \frac{16}{10} \rightarrow h = 1.6m \therefore \text{Seja: } h \geq 2m \Rightarrow \text{Adopta-se: } H = 4.5m$$

4.5.2. Vigas longitudinais (longarinas)

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{8} : \frac{1}{10} \rightarrow h = \frac{l}{8} : \frac{l}{10} \rightarrow h = \frac{2}{8} : \frac{2}{10} \rightarrow h \geq (0.25m : 0.20m) \therefore \text{Seja: } 0.20m \leq h \leq 0.25m$$

\Rightarrow Adopta-se: HE240A

4.5.3. Vigas transversais (transversinas)

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{6} : \frac{1}{8} \rightarrow h = \frac{l}{6} : \frac{l}{8} \rightarrow h = \frac{9}{6} : \frac{9}{8} \rightarrow h \geq (1.50m : 1.125m) \therefore \text{Seja: } 1.125m \leq h \leq 1.50m$$

\Rightarrow Adopta-se: 2UPE240

4.5.4. Casos de Veículo tipo (VT)

A partir do modelo estrutural ilustrado na figura 4.5, é apresentado um dos 3 casos desfavoráveis considerados que o veículo pode ocupar na faixa de rodagem com uma carga de 200kN/eixo.

4.5.4.1. Caso I: VT-1

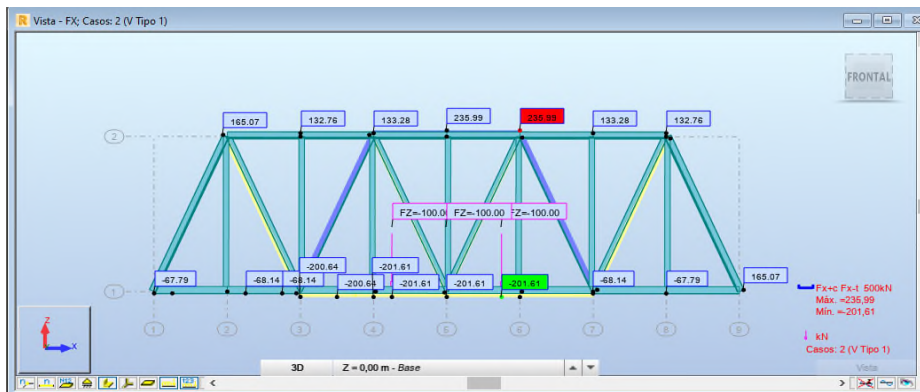


Figura 4.5: Esforços combinados devido ao veículo tipo 1 (VT-1). Fonte (Autor)

4.5.4.2. Caso II: VT-2

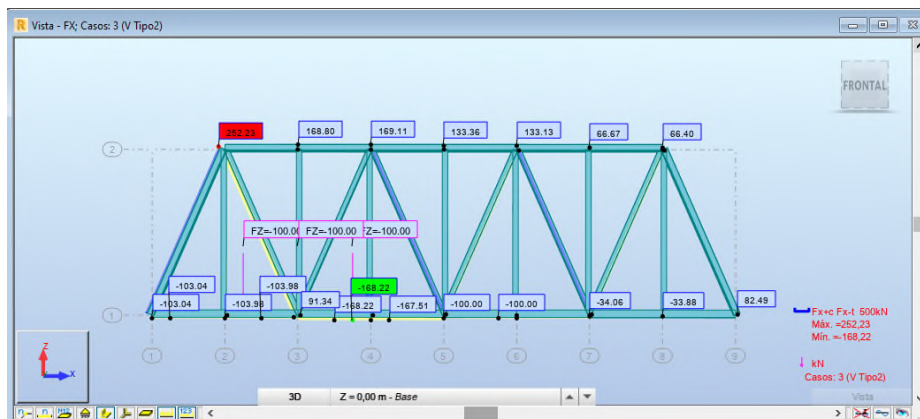


Figura 4.6: Esforços combinados devido ao veículo tipo 2 (VT-2). Fonte (Autor)

4.5.4.3. Caso III: VT-3

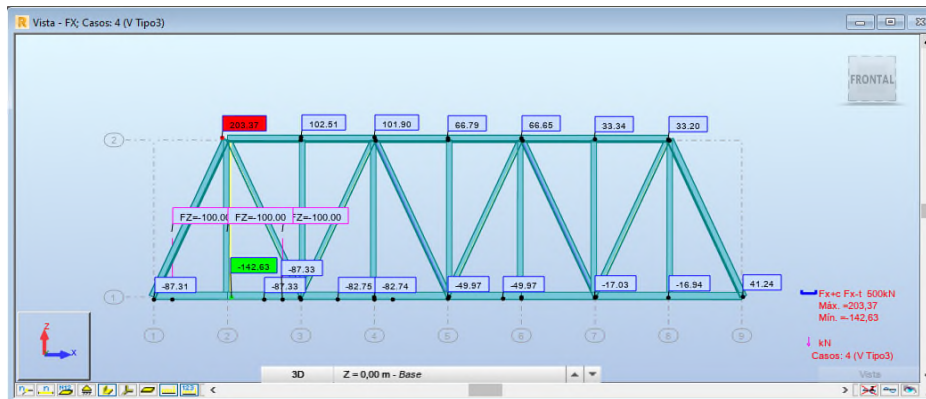


Figura 4.7: Esforços combinados devido ao veículo tipo 3 (VT-3). Fonte (Autor)

Desta feita, a variação da carga do veículo tipo nas diversas posições, e combinações de acções com as demais cargas, em ELS e ELU, constatou-se que o caso de VT-1, qual é o que cria maiores esforços característicos na viga principal como ilustra a Figura 4.8.

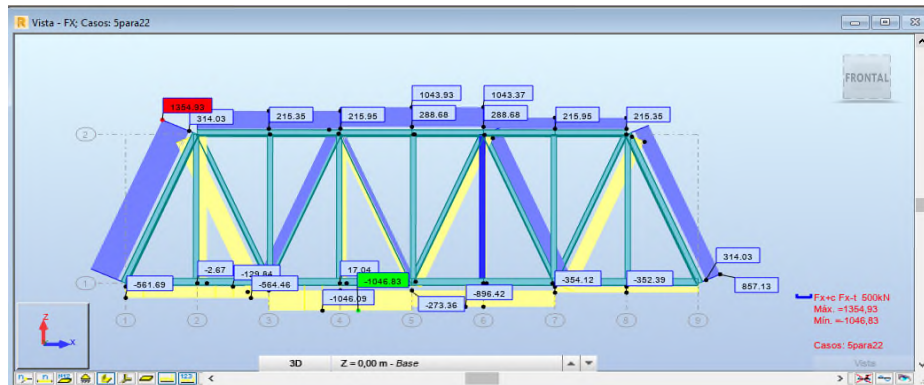


Figura 4.8. Maiores esforços característicos na viga principal. Fonte (Autor)

Nota: Na análise de esforços axiais o Robot considera o sinal negativo (-) para barras tracionadas e sinal positivo (+) para barras comprimidas.

4.6. Esforços nos elementos da superestrutura

Enumeração de elementos da viga principal

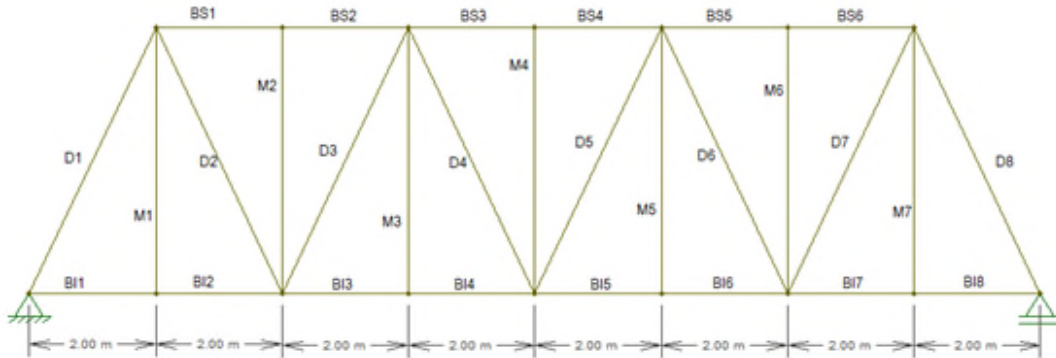


Figura 4.9: Descrição dos elementos da viga principal. Fonte (Autor)

A partir desta enumeração cria-se uma tabela de esforços característicos e de cálculo, esses últimos majorados (multiplicados por 1,5-coeficiente de majoração para combinações fundamentais).

Tabela 4.3: Esforços característicos e de cálculo nos banzos. Fonte (Autor)

Elemento Estrutural	Banzo superior-compressão						Banzo inferior-tracção							
	Bs1	Bs2	Bs3	Bs4	Bs5	Bs6	Bi1	Bi2	Bi3	Bi4	Bi5	Bi6	Bi7	Bi8
Nsk (kN)	697,7	689,06	689,95	698,39	441,55	440,14	460	462,25	745,12	744,41	594	593,03	251,91	250,7
Nsd (kN)	1046,55	1033,59	1034,93	1047,59	662,33	660,21	690	693,38	1117,68	1116,62	891	889,55	377,87	376,05

Tabela 4.4: Esforços característicos e de cálculo nas diagonais e montantes. Fonte (Autor)

Elemento estrutural	Diagonais								Montantes						
	Tracção			Compressão					Tracção			Compressão			
	Di2	Di5	Di7	De1	Di3	Di4	Di6	De8	M1	M3	M7	M2	M4	M5	M6
Nsk (kN)	579,7	233,7	461,5	1107,3	116,9	133,8	371,4	609,5	335,3	94,7	6,46	211,5	93,5	2,37	85,95
Nsd (kN)	869,5	350,6	692,2	1661,0	175,4	200,7	557,0	914,3	502,9	142,1	9,7	317,2	140,2	3,6	128,9

4.6.1. Propriedades e materiais dos elementos da superestrutura

Material: Aço $E=210000(\text{MPa})$; $G=81000(\text{MPa})$; $Ni=0.3$; $Lx=0.00(1/c)$;

$Ro=77.01(\text{kN/m}^3)$; $Re=235.0(\text{MPa})$; $gM0=1$; $gM1=1$

Tabela 4.5: Características de elementos da superestrutura. Fonte (Autor)

Perfil Designação	Dimensões		Parâmetros da secção									
	B(cm)	H(cm)	Ax(cm ²)	Ix(cm ⁴)	Iy(cm ⁴)	Iz(cm ⁴)	tw(cm)	tf(cm)	Ay(cm ²)	Az(cm ²)	Ax(cm ²)	
CAE200x20	20	20	76.35	101.33	2850.0	2850.0	2	2	40	40	40	
2CAE200x24	20	50	181.18	413.88	6662.0	27941.6	2.4	2.4	96	86.4	86.4	
CAE150x12	15	15	34.83	16.59	736.90	736.90	1.2	1.2	18	18	18	
2CAE150x12	15	40	69.67	33.18	1473.80	7268.51	1.2	1.2	18	18	18	
CAE100x10	10	10	19.15	6.33	176.70	176.70	1.0	1.0	10	10	10	
HE240A	23	24	76.84	38.20	7763.18	2768.81	0.8	1.2	64.5	25.2	25.2	
2UPE240	28	24	77.0	30.20	7198.0	5294.68	0.7	1.3	45.0	33.6	33.6	

Tabela 4.6: Momentos estáticos e de inércia de elementos da superestrutura. Fonte (Autor)

Perfil	Momentos estáticos e de inércia				
	Wy(cm3)	Wz(cm3)	Iy(cm4)	Iz(cm4)	Ix(cm4)
Designação					
CAE 200x20	218.60	405.80	2850.00	2850.00	101.33
2 CAE 200x24	470.40	1117.66	6662.00	27941.62	413.88
CAE 150x12	67.73	67.73	736.90	736.90	16.59
2CAE150x12	71.20	71.20	33.18	1473.80	7268.51
CAE 100x10	24.61	24.61	176.70	176.70	6.33
HE 240 A	744.68	351.70	7763.18	2768.81	38.20
2 UPE 240	794.00	599.83	7198.00	5294.68	30.20

4.7. Dimensionamento dos elementos estruturais da viga principal

4.7.1. Superestrutura

4.7.1.1. Banzo superior (comprimido)

$$N_{sd} = 1047,59kN;$$

$$Fe360;$$

$$\sigma_{adm} = 235Mpa$$

Tensão instalada $\sigma_{inst} \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma_{inst} = \frac{N_{sd}}{A \times \varphi} + \frac{M_{sd}}{W_y} \quad (4.15)$$

- o Coeficiente de esbelteza: λ

$$\lambda = \frac{\alpha \times l}{i_y} \quad (4.16)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_z}{A}}; \quad 20 < \lambda \leq 105 \text{ (zona elásto plástica)}$$

- o Coeficiente de encurvadura: φ

$$\varphi = 1.1328 - 0.00664 \times \lambda \quad (4.17)$$

$$\sigma_{inst} \geq \frac{N_{sd}}{A \times \varphi} + \frac{M_{sd}}{W_y} \quad (4.18)$$

Perfil: 2CAE200x24

$$A = 181.18cm^2 \quad i_y = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{27941.62}{181.18}} = 12.42cm$$

Considerando simplesmente apoiado

$$\alpha = 1 \quad l = 2.0m$$

Cálculos

$$\lambda = \frac{1 \times 200}{12.42} = 16.10 \quad \text{Ok!} \quad \varphi = 1.1328 - 0.00664 \times 16.10 = 1.03$$

$$\sigma_{inst} = \frac{1047.59 \times 10^{-3}}{181.18 \times 1.03 \times 10^{-4}} = 56.14 \text{Mpa} \quad ; \quad (56.14 < 235) \text{Mpa}$$

4.7.1.2. Banzo inferior (tracionado)

$$Nsd = 1117.68kN, \quad Fe360, \quad \sigma_{adm} = 235Mpa$$

Tensão instalada $\sigma_{inst} \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma_{inst} = \frac{Nsd}{A \times \varphi} + \frac{Ms_d}{W_y} \quad (4.19)$$

o Coeficiente de esbelteza: λ

$$\lambda = \frac{\alpha \times l}{i_y}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_z}{A}}; \quad 20 < \lambda \leq 105 \text{ (zona elásto plástica)}$$

o Coeficiente de encurvadura :

$$\varphi = 1.1328 - 0.00664 \times \lambda \quad (4.20)$$

$$\sigma_{inst} \geq \frac{Nsd}{A \times \varphi} + \frac{Ms_d}{W_y} \quad (4.21)$$

$$\text{Perfil:} \quad CAE200 \times 20 \quad A = 76.35 \text{cm}^2; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2850}{76.35}} = 6.11 \text{cm} \quad i_y = 6.11 \text{cm}$$

Considerando simplesmente apoiado

$$\alpha = 1; \quad l = 2.0m$$

Cálculos

$$\lambda = \frac{1 \times 200}{6.11} = 32.73 \quad \text{Ok!} \quad \varphi = 1.1328 - 0.00664 \times 32.73 = 0.92$$

$$\sigma_{inst} = \frac{1117.68 \times 10^{-3}}{76.35 \times 0.92 \times 10^{-4}} = 159.12 \text{Mpa} \quad (159.12 \leq 235) \text{Mpa}$$

4.7.1.3. Diagonais extremos (comprimidas)

$$Nsd = 1661.0 \text{kN}$$

o Tensão instalada $\sigma_{inst} \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma_{inst} = \frac{Nsd}{A \times \varphi} + \frac{Ms_d}{W_y} \quad (4.22)$$

$$\text{Perfil: 2CAE200x24 } A = 181.18 \text{cm}^2; i_y = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{27941.62}{181.18}} = 12.42 \text{cm}; i_y = 12.42 \text{cm}$$

Considerando simplesmente apoiado

$$\alpha = 1; l = \sqrt{(2.0^2 + 4.5^2)} = 4.92 \text{m}$$

Cálculos

$$\lambda = \frac{1 \times 492}{12.42} = 39.61 \quad \varphi = 1.1328 - 0.00664 \times 39.61 = 0.87$$

$$\sigma_{inst} = \frac{1661.0 \times 10^{-3}}{181.18 \times 0.87 \times 10^{-4}} = 105.38 \text{Mpa}; \quad (105.38 < 235) \text{Mpa}$$

4.7.1.4. Diagonais interiores (comprimidas)

$$Nsd = 200.7 \text{kN}$$

o Tensão instalada $\sigma_{inst} \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma_{inst} = \frac{Nsd}{A \times \varphi} + \frac{Ms_d}{W_y} \quad (4.23)$$

Perfil: CAE150x12 $A = 34.83\text{cm}^2$; $i_y = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{736}{34.83}} = 4.60\text{cm}$ $i_y = 4.60\text{cm}$

Considerando simplesmente apoiado

$$\alpha = 1; l = \sqrt{(2.0^2 + 4.5^2)} = 4.92\text{m}$$

Cálculos

$$\lambda = \frac{1 \times 492}{4.60} = 104.6 \quad \text{Ok!} \quad \varphi = 1.1328 - 0.00664 \times 104.60 = 0.44$$

$$\sigma_{inst} = \frac{200.7 \times 10^{-3}}{34.83 \times 0.44 \times 10^{-4}} = 130.96\text{Mpa}; \quad (130.96 \leq 235)\text{Mpa}$$

4.7.1.5. Diagonais interiores (tracionadas)

$$Nsd = 869.5\text{kN}$$

o Tensão instalada $\sigma_{inst} \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma_{inst} = \frac{Nsd}{A \times \varphi} + \frac{Msd}{W_y} \tag{4.24}$$

Perfil: 2CAE150x12 $A = 34.83\text{cm}^2$; $i_y = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{7268.51}{69.67}} = 10.21\text{cm}$; $i_y = 10.21\text{cm}$

Considerando simplesmente apoiado

$$\alpha = 1; l = \sqrt{(2.0^2 + 4.5^2)} = 4.92\text{m}$$

Cálculos

$$\lambda = \frac{1 \times 492}{10.21} = 48.19 \quad \text{Ok!} \quad \varphi = 1.1328 - 0.00664 \times 48.19 = 0.81$$

$$\sigma_{inst} = \frac{869.5 \times 10^{-3}}{69.67 \times 0.81 \times 10^{-4}} = 154.08\text{Mpa}; \quad (154.08 < 235)\text{Mpa}$$

4.7.1.6. Montantes (tracionadas)

$$Nsd = 47.40kN$$

- o Tensão instalada $\sigma_{inst} \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma_{inst} = \frac{Nsd}{A} + \frac{Msd}{W_y} \quad (4.25)$$

Perfil : CAE150x12 $A = 34.83cm^2$; $i_y = 4.60cm$

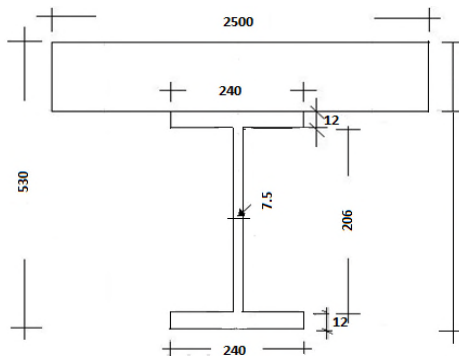
$$\lambda = \frac{1 \times 450}{4.60} = 97.83 \quad \varphi = 1.1328 - 0.00664 \times 97.83 = 0.48$$

Cálculos

$$\sigma_{inst} = \frac{47.40 \times 10^{-3}}{34.83 \times 0.48 \times 10^{-4}} = 28.35Mpa; (28.35 \leq 235)Mpa$$

4.7.1.7. Viga mista Aço-betão

4.7.1.7.1. Características da viga e material



Viga de Aço

H=230mm
D=206mm
 $t_w=7,5mm$
b=240mm
b=240mm
 $e_1=21mm$

Material

Aço:

$f_y=235MPa$; $E_a=210000MPa$
 $v=0,3$; $G=81000MPa$; $\alpha=12 \times 10^{-6}/K(T \leq 100^\circ C)$
 $A=76,8cm^4$; $I_a=7763cm^4$; $W_a=675cm^3$

Betão:

$f_{syd}=348MPa$; $f_{ck}=35MPa$; $\gamma=24KN/m^3$; $E_{c,28}=32GPa$

Figura 4.10: Modelo de sistema misto. Fonte (Autor)

4.7.1.7.2. Largura efectiva

$$b_{eff} \leq \begin{cases} \frac{L_0}{4} \\ 16t_c + b_f \\ b_f + (b_{eff} - b_f) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{16000}{4} = 4000mm \\ 16 \times 300 + 240 = 5040mm \\ 2400 + (2500 - 2400) = 2500mm \end{cases} \Rightarrow b_{eff} = 2500mm$$

4.7.1.7.3. Secção homogeneizada

Coeficiente de homogeneização

$$m = \frac{E_s}{E_b} \quad (\text{acção de curta duração}) \quad (4.26)$$

$$m = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{32000} = 6.6$$

$$m = \frac{3E_s}{E_c} \quad (\text{acção de longa duração}) - \text{Eurocódigo 4 (2001)} \quad (4.27)$$

$$m = \frac{3E_s}{E_c} = \frac{3 \times 210000}{32000} = 19.7$$

4.7.1.7.4. Momento de Inércia na secção homogeneizada (medido a partir de topo)

Centro de gravidade

$$y_{cg} = \frac{\frac{h_b}{2} \left(\frac{b_{eff}}{m} \times h_b \right) + \left[\left(h_b + \frac{h_a}{2} \right) + A_a \right]}{\left(\frac{b_{eff}}{m} \times h_b \right) + \left[\left(h_b + \frac{h_a}{2} \right) + A_a \right]} \quad (4.28)$$

Momento de Inércia

$$I_{rr} = \left(y_{cg} - \frac{h_b}{2} \right)^2 \times \left(\frac{b_{eff}}{m} \times h_b \right) + \left(\frac{b_{eff}}{m} \times \frac{h_b^3}{12} \right) + \left[\left(h_b + \frac{h_a}{2} \right) - y_{cg} \right]^2 \times A_a + I_a \quad (4.29)$$

✓ Para curta duração (m=6,6)

$$y_{cg} = \frac{15 \left(\frac{250}{6.6} \times 30 \right) + \left[\left(30 + \frac{23}{2} \right) + 76.8 \right]}{\left(\frac{250}{6.6} \times 30 \right) + \left[\left(30 + \frac{23}{2} \right) + 76.8 \right]} = 13.7 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = \left(13.7 - \frac{30}{2}\right)^2 \times \left(\frac{250}{6.6} \times 30\right) + \left(\frac{250}{6.6} \times \frac{30^3}{12}\right) + \left[\left(30 + \frac{23}{2}\right) - 13.7\right]^2 \times 76.8 + 7763$$

$$\Rightarrow I_{tr} = 211151.2 \text{ cm}^4$$

✓ Para longa duração (m=19,7)

$$y_{cg} = \frac{15\left(\frac{250}{19.7} \times 30\right) + \left[\left(30 + \frac{23}{2}\right) + 76.8\right]}{\left(\frac{250}{19.7} \times 30\right) + \left[\left(30 + \frac{23}{2}\right) + 76.8\right]} = 11.7 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = \left(11.7 - \frac{30}{2}\right)^2 \times \left(\frac{250}{19.7} \times 30\right) + \left(\frac{250}{19.7} \times \frac{30^3}{12}\right) + \left[\left(30 + \frac{23}{2}\right) - 11.7\right]^2 \times 76.8 + 7763$$

$$\Rightarrow I_{tr} = 108663.7 \text{ cm}^4$$

4.7.1.7.5. Esforços na viga mista aço-betão

A partir do software Robot Estrutural, obteve-se os esforços característicos combinados apresentados na figura abaixo

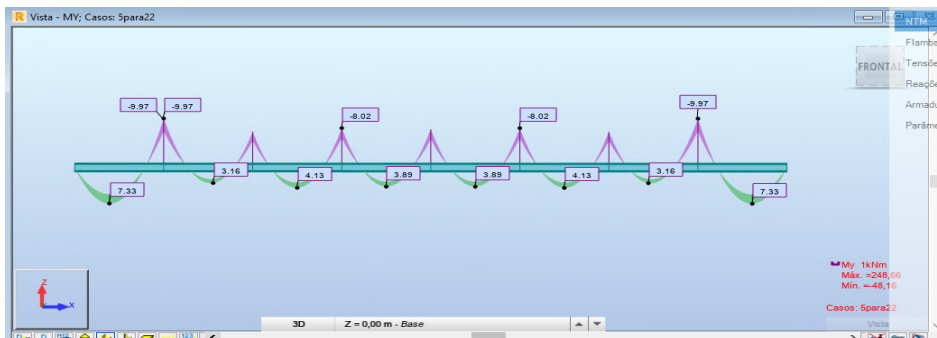


Figure 4.11. Esforços característicos combinados de momento da viga mista. Fonte (Autor)

Nota: O Robot considera momentos positivos (+) aqueles que tracionam as fibras inferiores e negativos (-) aqueles que tracionam as fibras superiores

✓ Majoramento dos esforços

$$\text{Momentos flectores: } M_{sd} = 1.5M_{kd} \Rightarrow \begin{cases} M_{sd}^+ = 1.5 \times 7.33 = 11 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{sd}^- = 1.5 \times 9.97 = 15 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Esforço transverso: } V_{sd} = 1.5M_{kd} \Rightarrow \begin{cases} V_{sd}^+ = 1.5 \times 28.56 = 43 \text{ KN} \\ V_{sd}^- = 1.5 \times (-28.56) = -43 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow V_{sd} = 43 \text{ KN}$$

4.7.1.7.6. Posição da linha neutra

Interacção completa

$$R_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.4} b_{eff} h_b \quad (4.30)$$

$$R_{cd} = 0.85 \times \frac{3.5}{1.4} \times 250 \times 30 = 15937.5 \text{ KN}$$

$$R_{td} = \frac{(Af_y)_a}{1.1} \quad (4.31)$$

Pelas equações 4.30 e 4.31 tem-se:

$$R_{td} = \frac{76.8 \times 23.5}{1.1} = 1640.7 \text{ KN}$$

$$\text{Sendo: } F_{hRd} \leq \begin{cases} R_{cd} \\ R_{td} \end{cases} \Rightarrow F_{hRd} = 1640.7 \text{ KN}$$

✓ $R_{cd} = 15937.5 \text{ KN} > R_{td} = 1640.7 \text{ KN} \Rightarrow$ Linha neutra plástica na laje de betão na profundidade X

4.7.1.7.7. Cálculo da profundidade X

$$X = \frac{F_{hRd} \times \gamma_b}{0.85 f_{ck} b_{eff}} \quad (4.32)$$

$$X = \frac{1640.7 \times 1.4}{0.85 \times 3.5 \times 250} = 3 \text{ cm}$$

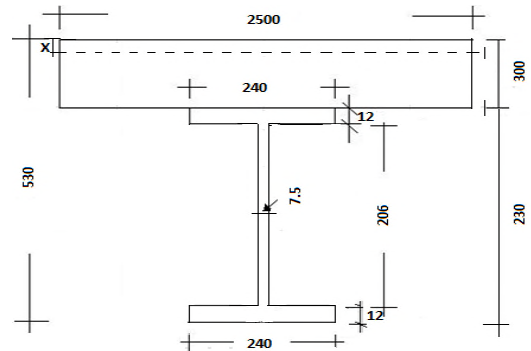


Tabela 4.12: Profundidade do eixo X. Fonte (Autor)

4.7.1.7.8. Momento flector resistente de cálculo

✓ Interacção aço-betão completa

$$\frac{h_w}{t_w} < 3.5 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (4.33)$$

$$\frac{206}{7.5} < 3.5 \sqrt{\frac{210000}{235}} \Rightarrow 27.5 < 104.6 \therefore \text{Classe 2} \Rightarrow \lambda_{pl} = 67$$

✓ Momento resistente

$$M_{dR} = FhRd \times \left(\frac{h_a}{2} + h_b - \frac{x}{2} \right) \quad (4.34)$$

$$M_{dR} = 1640.7 \times \left(\frac{23}{2} + 30 - \frac{3}{2} \right) = 65628 \text{KN} * \text{cm}$$

$$\Rightarrow M_{dR} = 656.3 \text{KN} * \text{m}$$

Logo: $M_{dR} = 656.3 \text{KN} * \text{m} > M_{sd} = 15 \text{KN} * \text{m}$ Viga em conformidade

4.7.1.7.9. Verificação da secção mista

Tabela 4.7: Propriedades elásticas na viga mista na região de momento negativa. Fonte (Autor)

Nº	Elemento	$A_i (m)$	$y_i (m)$	$A_i \times y_i (m^2)$	$A_i \times y_i^2 (m^3)$	$I_0 (m^4)$
1	Secção de laje	0.125	0.15	0.01875	0.0028125	0.005626
1	Secção de aço	0.00768	00.415	0.0031872	0.0013227	0.00776318*10 ⁻⁵
Σ		0.13268		0.0219372	0.0041352	0.0056251

4.7.1.7.9.1. Área homogeneizada

✓ Para $m \cong 6$

$$A_a = \frac{b_{eff} \times h_b}{m} \quad (4.35)$$

$$A_a = \frac{2.5 \times 0.3}{6} = 0.125 \text{m}^2$$

4.7.1.7.9.2. Cálculo da distância do centro de gravidade da viga ao eixo neutro

$$\varepsilon = \frac{A_a \times \overline{Cg_a} \times Cg_b}{A_a + A_s} \quad (4.36)$$

$$\varepsilon = \frac{0.125 \times 0.265}{0.125 + 0.13268} = 0.13 \text{m}$$

4.7.1.7.9.3. Cálculo da inércia da secção mista

$$I_v = I_a + A_a (h - a_a)^2 + \frac{A_b}{3m} \times h_b^2 - A_v (h - a_v)^2 \quad (4.37)$$

$$I_v = 0.0056251 + 0.125 \times (0.53 - 0.244)^2 + \frac{0.75}{3 \times 6} \times 0.3^2 - 0.25768 \times (0.53 - 0.257)^2 = 3.9496728 \times 10^{-4} m^4$$

$$\Rightarrow I_v = 39496.7 cm^4$$

4.7.1.7.10. Verificação da segurança na viga mista

4.7.1.7.10.1. Aos estados limites últimos

✓ Verificação das tensões para o aço

Condição de verificação: Se $\sigma_s \leq f_{syd}$ a viga mista satisfaz as condições de funcionamento

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{I_v} \times a_v$$

$$\sigma_s = \frac{150000}{3.9496728} \times 0.257 = 97.6 MPa < 235 MPa$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{I_v} \times (h - a_v)$$

$$\sigma_s = \frac{150000}{3.9496728} \times (0.530 - 0.257) = 10.4 MPa < 235 MPa$$

✓ Verificação das tensões para o betão

Condição de verificação: Se $\sigma_b \leq 0.85 f_{cd}$ a viga mista satisfaz as condições de funcionamento

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{6I_v} \times a_v \quad (4.40)$$

$$\sigma_b = \frac{150000}{6 \times 3.9496728} \times 0.257 = 1.6 MPa < 17 MPa$$

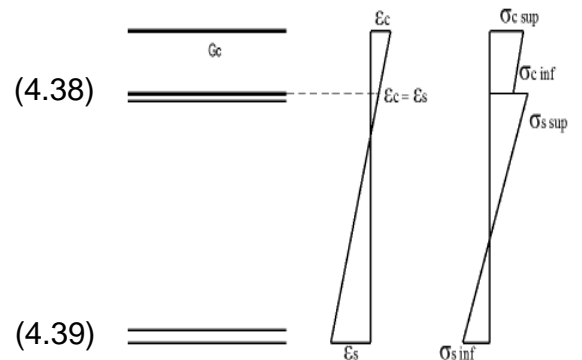


Figura 4.13: Interação total aço-betão.
Fonte (Autor)

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{6I_y} \times (h - a_v) \quad (4.41)$$

$$\sigma_b = \frac{150000}{6 \times 3.9496728} \times (0.530 - 0.257) = 1.7 \text{ MPa} < 17 \text{ MPa}$$

4.7.1.7.10.1. Cálculo de armadura na secção mista

$$M_{sd} = Af_y + f_{syd} \times A_s \times \sigma_b \quad (4.42)$$

$$15 = 0.00768 \times 235 \times 10^3 + 348 \times 10^3 \times A_s \times 1.6 \times 10^3 \Rightarrow 5568 \times 10^5 \times A_s = 15 - 1804.8$$

$$A_s = \frac{-1789.8}{5568 \times 10^5} \Rightarrow A_s < 0 \therefore A_s = \text{min}$$

4.7.1.7.10.2. Cálculo de armadura mínima

$$A_{s,\text{min}} = \frac{\rho \times b \times d}{100} \quad (4.43)$$

$$A_{s,\text{min}} = \frac{0.15 \times 1 \times 0.2}{100} = 3 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 10 @ 15 \text{ cm} \quad \S \text{ Desenho elucidativo no anexo B.}$$

4.7.1.8. Dimensionamento da viga transversal

A partir do software Robot Estrutural, obteve-se os esforços característicos combinados apresentados na figura abaixo

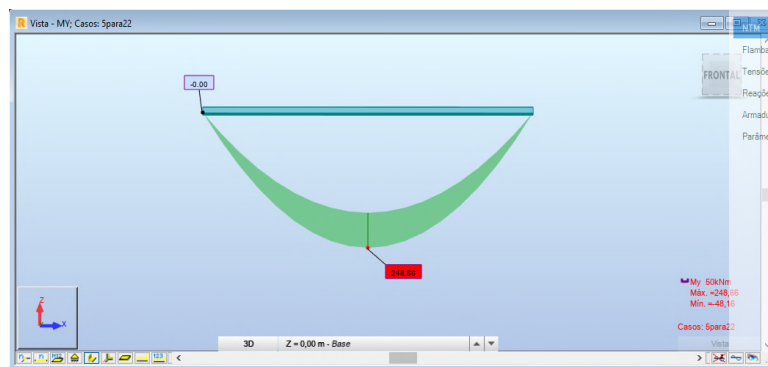


Figura 4.14: Esforços característicos combinados de momento na viga transversal. Fonte (Autor)

$$M_{sd} = 1.5 \times 248.66 = 373 \text{ KNm} \cdot \text{m}$$

$$T_{sd} = 1.5 \times 55.35 = 83 \text{ KN}$$

4.7.1.8.1. Verificação das Tensões normais

Condição de verificação: Se $\sigma_s \leq f_{syd}$ a viga transversal satisfaz as condições de funcionamento.

Tensões normais: $\sigma_{inst} = \frac{M_{sd}}{W}$ (4.44)

Perfil: 2UPE240 $\left\{ \begin{array}{l} f_{yd} = 235 \text{ Mpa} \\ M_{sd} = 373 \text{ kN} \times \text{m} \\ W_y = 1588 \text{ cm}^3 \end{array} \right. \quad \sigma_{inst} = \frac{373 \times 10^{-3}}{1588 \times 10^{-6}} = 234.9 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}; \text{ ok}$

4.7.1.8.2. Verificação das Tensões tangenciais

Condição de verificação: Se $\sigma_s \leq f_{syd}$ a viga transversal satisfaz as condições de funcionamento

Tensões normais: $\tau_{sd} = \frac{T_{sd} \times \ddot{S}}{I \times b}$ (4.45)

Perfil: 2UPE24 $\left\{ \begin{array}{l} \tau_{rd} = 135 \text{ Mpa} \\ T_{sd} = 83.60 \text{ kN} \\ b = 28.0 \text{ cm} \\ S = 599.83 \text{ cm}^3 \\ I_y = 5294.68 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \quad ; \quad \tau_{sd} = \frac{83.60 \times 10^{-3} \times 599.83 \times 10^{-6}}{28.0 \times 10^{-2} \times 5294.68 \times 10^{-8}} = 3.38 \ll 135 \text{ MPa}; \text{ ok}$

4.7.1.9. Dimensionamento dos elementos de contraventamento

4.7.1.9.1. Contraventamento devido ao Vento (comprimido)

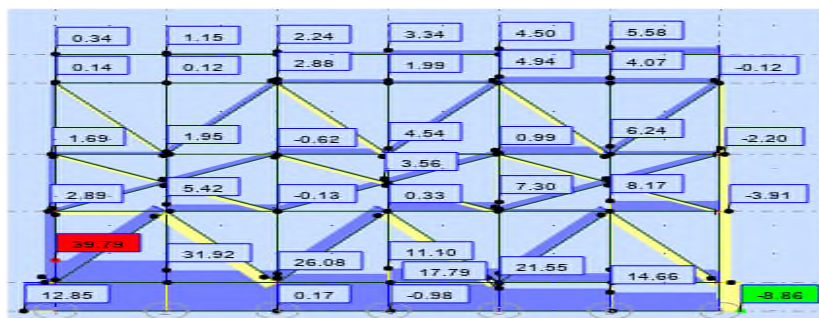


Figura 4.15: Esforços característicos axiais combinados máximos nos contraventamentos localizados no topo das vigas principais. Fonte (Autor)

Nota: O Robot considera o sinal negativo (-) para barras tracionadas e sinal positivo (+) para barras comprimidas.

$$Nsd = 1.5 \times 39.79 = 60kN \quad \text{Compressão}$$

$$Nsd = 1.5 \times 8.86 = 13.3kN \quad \text{Tracção}$$

$$\text{Tensão instalada} \quad \sigma_{inst} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{inst} = \frac{Nsd}{A \times \varphi} + \frac{Msd}{W_y} \quad (4.46)$$

$$\text{Perfil: CAE100x10} \quad A = 19.15cm^2; \quad I_z = 176.7cm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad (4.47)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{176.7}{19.15}} = 3.04cm \quad i_y = 3.04cm$$

Considerando simplesmente apoiado

$$\alpha = 1; \quad l = \sqrt{(2.0^2 + 2.5^2)} = 3.2m$$

Cálculos

$$\lambda = \frac{\alpha \times l}{i_y} \quad (4.48)$$

$$\lambda = \frac{1 \times 320}{3.04} = 105.26 \quad \varphi = 1.1328 - 0.00664 \times 105.26 = 0.43$$

$$\sigma_{inst} = \frac{60 \times 10^{-3}}{0.43 \times 19.15 \times 10^{-4}} = 72.86Mpa \quad ; \quad 72.86MPa < 235MPa$$

4.7.1.9.2. Contraventamento devido as Forças de Arranque e Frenagem

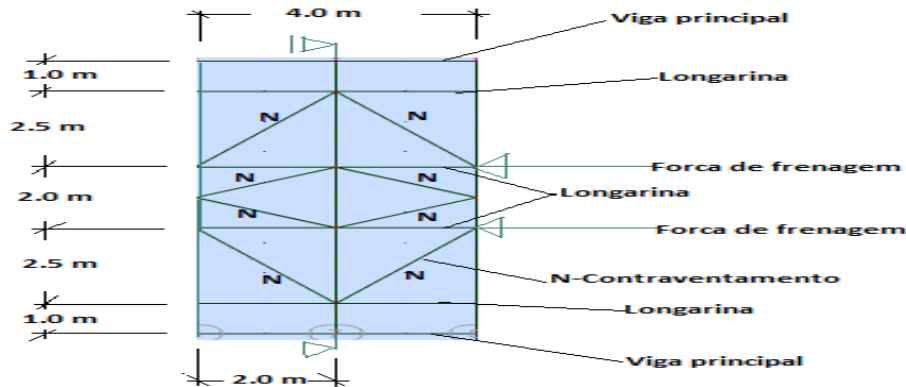


Figura 4.16. Esquema forças de arranque e frenagem nos contraventamentos. Fonte (Autor)

$$Nsd = 1.5 \times 185.3 = 277.95kN \quad \text{esforço mais desfavorável (barras tracionadas)}$$

$$Nsd = 1.5 \times 151 = 226.5kN \quad \text{esforço mais desfavorável (barras comprimidas)}$$

- o Tensão instalada $\sigma_{inst} \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma_{inst} = \frac{Nsd}{A \times \varphi} + \frac{Msd}{W_y} \quad (4.49)$$

PERFIL: CAE100x10

$$A = 19.15cm^2; \quad I_z = 176.7cm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad (4.50)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{176.7}{19.15}} = 3.04cm; \quad i_y = 3.04cm$$

Considerando simplesmente apoiado

$$\lambda = \frac{\alpha \times l}{i_y} \quad (4.51)$$

$$\alpha = 1; \quad l = \sqrt{(2.0^2 + 2.5^2)} = 3.2m$$

Cálculos

$$\lambda = \frac{1 \times 320}{3.04} = 105.26 \quad \text{Ok!} \quad \varphi = 1.1328 - 0.00664 \times 105.26 = 0.63$$

✓ Dimensionamento barra tracionada

$$\sigma_{inst} = \frac{277.95 \times 10^{-3}}{0.63 \times 19.15 \times 10^{-4}} = 230.39 \text{ Mpa} \quad ; \quad (230.39 \leq 235) \text{ Mpa}$$

✓ Dimensionamento da barra comprimida

$$\sigma_{inst} = \frac{226.5 \times 10^{-3}}{0.63 \times 19.15 \times 10^{-4}} = 187.74 \text{ Mpa} \quad ; \quad (187.74 \leq 235) \text{ Mpa}$$

4.7.1.9.3. Verificação da flecha

$$f_{max} = \frac{Gl^2}{185 \times EI} \quad (4.52)$$

$$f_{max} = \frac{81 \times 2^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 39496.7 \times 10^{-8}} = 0.00000008 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} \quad (4.53)$$

$$f_{adm} = \frac{2}{200} = 0.01 \text{ m}$$

$$f_{max} < f_{adm} \quad \text{Verifica!}$$

4.7.2. Dimensionamento de ligações aparafusadas

Diâmetro do Parafuso

$$d = 16 \text{ mm} \rightarrow d_{firro} = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

Condições de verificação: $\tau_{rd} \geq \tau_{sd} \rightarrow \tau_{rd} = 0.7 f_{yd}$

✓ Para um corte duplo tem-se:

$$\tau_{sd} = \frac{2 \times T_{sd}}{\pi \times d^2} \quad (4.54)$$

$$0.7 \times f_{yd} = \frac{2 \times T_{sd}}{\pi \times d^2} \rightarrow T_{sd} = \frac{0.7 \times f_{yd} \times \pi \times d^2}{2} = \frac{0.7 \times 235 \times 10^3 \times \pi \times (16 \times 10^{-3})^2}{2} = 66.2 \text{ kN}$$

$$\rightarrow T_{sd} = 66.2 \text{ kN}$$

✓ Para um corte Simples tem-se:

$$\tau_{sd} = \frac{4 \times T_{sd}}{\pi \times d^2} \quad (4.55)$$

$$0.7 \times f_{yd} = \frac{4 \times T_{sd}}{\pi \times d^2} \rightarrow T_{sd} = \frac{0.7 \times f_{yd} \times \pi \times d^2}{4} = \frac{0.7 \times 235 \times 10^3 \times \pi \times (16 \times 10^{-3})^2}{4} = 30.1kN$$

$$\rightarrow T_{sd} = 30.1kN$$

✓ Para o esmagamento

Condições de verificação: $\tau_{rd} \geq \tau_{sd} \rightarrow \tau_{rd} = 2.25 f_{yd}$

$$\tau_{sd} = \frac{T_{sd}}{e \times d} \quad (4.56)$$

$$2.25 \times f_{yd} = \frac{T_{sd}}{e \times d} \rightarrow T_{sd} = 2.25 \times f_{yd} \times e \times d = 2.25 \times 235 \times 10^3 \times 60 \times 10^{-3} \times 18 \times 10^{-3} = 317.3kN$$

$$\rightarrow T_{sd} = 317.3kN$$

✓ Cálculo de número de parafusos

$$n = \frac{4T_{sd}}{0.7 f_{yd} \times \pi \times d^2} \quad (4.57)$$

$$n = \frac{4T_{sd}}{0.7 f_{yd} \times \pi \times d^2} = \frac{4 \times 157}{0.7 \times 235 \times 10^3 \times \pi \times (16 \times 10^{-3})^2} = 4.75 \rightarrow n = 5 \text{ parafusos}$$

Opta-se por 6 parafusos

4.7.2.1. Disposição construtiva

$$2d \leq a \leq 3d \rightarrow 32mm \leq a \leq 48mm \rightarrow a = 48mm$$

$$1.5d \leq b \leq 2.5d \rightarrow mm24 \leq b \leq 40mm \rightarrow b = 40mm$$

$$3d \leq c \leq 10d \rightarrow mm48 \leq c \leq 160mm \rightarrow c = 160mm$$

4.7.2.2. Dimensões da chapa

Admitindo uma chapa com espessura de 10 mm.

$$L = 21.5 + 2b = 21.5 + 2 \times 4.0 = 29.5cm$$

$$L = 60 + 2a = 60 + 2 \times 4.8 = 69.6cm$$

4.7.2.3. Verificação da resistência da chapa de ligação

✓ Condições de verificação: $\sigma_{sd} < \sigma_{rdt} \rightarrow \tau_{rdt} = 0.8f_{yd}$

$$\sigma_{sd} = \frac{T_{sd}}{A} \quad (4.58)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{157}{69.6 - 2 \times 1.8} = 24MP_a$$

$$\sigma_{rdt} = 0.8f_{yd} = 0.8 \times 235 = 188MP_a$$

$$\sigma_{sd} < \sigma_{rdt} \rightarrow 24MP_a < 188MP_a \text{ Verifica!}$$

4.7.2.4. Ligação Viga Transversal - Viga principal (soldada)

$$T_{sd} = 317.3kN$$

$$3mm \leq a_{cordao} \leq 0.7e_{min} \rightarrow a_{cordao} = 3.5mm; \quad l_{min} \geq 40mm$$

$$\sigma_{sd,ref} = \frac{1}{0.9} \times \sqrt{1.8 \times \left(\frac{T_{sd}}{\sum a_2 l_2} \right)} \quad (4.59)$$

$$235 \times 10^3 = \frac{1}{0.9} \times \sqrt{1.8 \times \left(\frac{317.3}{2 \times 0.0035 \times l_2} \right)^2} \rightarrow l_2 = 0.29m = 290mm > l_{min} = 40mm \text{ Verifica!}$$

4.7.2.5. Dimensionamento da laje do tabuleiro

✓ Características dos materiais do projecto (B₃₅/A₄₀₀).

Tabela 4.8: Características dos materiais do projecto. Fonte (REBAP)

f_{ck}	f_{cd}	f_{yk}	f_{syd}	b	τ_1
35MP _a	20.0MP _a	400MP _a	348MP _a	1.0m	0.85MP _a

Considerando uma laje com espessura de 30 cm, tem-se as seguintes verificações:

4.7.2.5.1. Face a Flexão

$$H_{laje} = 0.3m \rightarrow d = 0.27m$$

$$M_{sd,máxi} = 205.7kNm$$

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{sd}}{0.15 \times b \times f_{cd}}} \quad (4.60)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{205.7}{0.15 \times 1 \times 20000}} = 0.26m < 0.27m \text{ Verifica!}$$

4.7.2.5.2. Face a esforço transverso

$$V_{sd\max} = 179.93 \text{ kN}$$

$$V_{sd\max} \leq 0.6\tau_1(1.6-d)b_w d \quad (4.61)$$

$$V_{sd\max} \leq 0.6\tau_1(1.6-d)b_w d \rightarrow d \geq \frac{V_{sd\max}}{0.6\tau_1(1.6-d)b_w} = \frac{179.93}{0.6 \times 850 \times (1.6-0.27) \times 1} = 0.265m < 0.27m \text{ Verifica!}$$

Armaduras da laje do tabuleiro

$$M_{sd}^+ = 205.7 \text{ kN.m / m}$$

$$A_s^+ = \frac{M_{sd}^+}{0.85 \times d \times f_{syd}} \quad (4.62)$$

$$A_s^+ = \frac{205.7 \times 10^{-3}}{0.85 \times 0.27 \times 348} = 25.76 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 16 @ 7.5 \text{ cm}$$

$$M_{sd}^- = 167.39 \text{ kN.m / m}$$

$$A_s^- = \frac{M_{sd}^-}{0.85 \times d \times f_{syd}} \quad (4.63)$$

$$A_s^- = \frac{167.39 \times 10^{-3}}{0.85 \times 0.27 \times 348} = 20.95 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 14 @ 7.5 \text{ cm}$$

✓ Armadura Mínima

$$A_{s,\min} = \frac{\rho \times b \times d}{100} \quad (4.64)$$

$$A_{s,\min} = \frac{0.15 \times 1.0 \times 0.27}{100} = 4.05 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8 @ 15 \text{ cm} \text{ § Desenho elucidativo no anexo B3.}$$

4.7.2.6. Juntas de dilatação

Efeitos a considerar no seu dimensionamento são alongamentos da ponte devido a variação de temperatura e as forças de solicitação.

4.7.2.6.1. Dimensionamento

$\Delta t = 10^\circ \text{C}$ (Variação da temperatura na região de implantação da ponte)

$E_{\text{aço}} = 210 \text{ MPa}$ (modulo de elasticidade do aço)

$\alpha_{\text{ACO}}^T = 12.5 \times 10^{-6} / 1^\circ \text{C}$

$H_{\text{sd}} = 813.07 \text{ KN}$

$L = 16 \text{ m}$

✓ Alongamento devido a variação da temperatura

$$\Delta l^t = \alpha_{\text{aço}} \times \Delta t \times l \quad (4.65)$$

$$\Delta l^t = \alpha_{\text{aço}} \times \Delta t \times l = 12.5 \times 10^{-6} \times 10 \times 16 = 2.0 \text{ mm}$$

✓ Alongamento devido a força Horizontal

$$A_l = 4 \times A(\text{HE240A}) = 4 \times 76.84 = 307.36 \text{ cm}^2$$

Para ter em conta a resistência das almas da viga principal toma se uma área equivalente de 20% da área 1

$$A_{\text{total}} = A_l + 19 \times A = 2 \times (307.36 + 0.2 \times 307.36) + 19 \times 76.84 = 2197.62 \text{ cm}^2$$

$$\Delta l^F = \frac{H_{\text{sd}} \times l}{EA} \quad (4.66)$$

$$\Delta l^F = \frac{H_{\text{sd}} \times l}{EA} = \frac{813.07 \times 16}{210 \times 10^3 \times 2197.62 \times 10^{-4}} = 28 \text{ mm}$$

$$\Delta l_{\text{total}} = \Delta l^t + \Delta l^F \quad (4.67)$$

$$\Delta l_{\text{total}} = 2.0 \text{ mm} + 28 \text{ mm} = 30 \text{ mm} \text{ Logo: Junta de dilatação N65, anexo D1.}$$

4.7.2.6.2. Dimensionamento de conectores

Segundo Queiroz et. All (2012), a força resistente de cálculo de um conector de corte tipo pino com cabeça totalmente embutido em laje com face inferior directamente apoiada sobre a viga de aço, pode ser dada pelo menor dos dois valores seguintes:

$$Q_{Rd\text{Calculo}} \leq \begin{cases} Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \\ Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (4.68)$$

Onde:

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conectores, igual a 1.25 para combinações ultimas de acções normais e 1.10 para excepcionais; A_{cs} é a área da secção transversal do conector; f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector; R_g é um coeficiente para consideração do efeito de actuação de grupos de conectores e R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector.

4.7.2.6.2.1. Laje maciça, considerando 2 conectores por nervura

Segundo Queiroz e Pimenta et. All (2012), o aço utilizado na fabricação dos pinos é ASTM-108 grau 1010. Deve-se especificá-lo para ser produzido com resistência a tração mínima de 415MPa e limite de escoamento não inferior a 345MPa.

Desta feita, conector com diâmetro igual a 19mm e resistência a ruptura de aço igual a 415MPa.

$$A_{cs} = \frac{\pi \phi^2}{4} \quad (4.69)$$

$$A_{cs} = \frac{3.14 \times 1.9^2}{4} = 2.84 \text{cm}^2$$

$$E_{cs} = 0.85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (4.70)$$

$$E_{cs} = 0.85 \times 5600 \sqrt{35} = 166600 \text{MPa} = 16660 \text{kPa} / \text{cm}^2$$

Para conector posicionado na região de maior resistência ($e_{mh} \geq 50\text{mm}$), tem-se:

$$R_g = 0.85 \text{ e } R_p = 0.75$$

$$Q_{Rd\text{Calculo}} \leq \begin{cases} Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{2.84 \times \sqrt{3.5 \times 16660}}{1.25} = 274.3 \text{kN} \cong 274 \text{kN} \\ Q_{Rd} = \frac{0.85 \times 0.75 \times 2.84 \times 41.5}{1.25} = 60.1 \text{kN} \cong 60 \text{kN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow Q_{Rd\text{calculo}} = 60 \text{kN}$$

Para conector posicionado na região de maior resistência ($e_{mh} < 50\text{mm}$), tem-se:

$$R_g = 0.85 \text{ e } R_p = 0.60$$

$$Q_{Rd\text{Calculo}} \leq \begin{cases} Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{2.84 \times \sqrt{3.5 \times 16660}}{1.25} = 274.3 \text{kN} \cong 274 \text{kN} \\ Q_{Rd} = \frac{0.85 \times 0.60 \times 2.84 \times 41.5}{1.25} = 48.1 \text{kN} \cong 48 \text{kN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow Q_{Rd\text{calculo}} = 48 \text{kN}$$

Logo a resistência total de calculo por nervura é de $Q_{Rd\text{calc}} = 60 + 48 = 108 \text{kN}$

Número de conectores:

$$N = \frac{1}{\phi} \frac{H_{sd}}{Q_{Rd\text{calculo}}} \quad (4.71)$$

Onde:

N é numero de conectores e ϕ é factor de redução na razão de 85%.

$$N = \frac{1}{0.85} \frac{813.07}{108} = 8.86 \cong 9 \text{conectores}$$

Adopta-se 10 conectores. § Desenho elucidativo no anexo B5.

4.7.3. Infraestrutura

4.7.3.1. Dimensionamento dos Aparelhos de Apoio

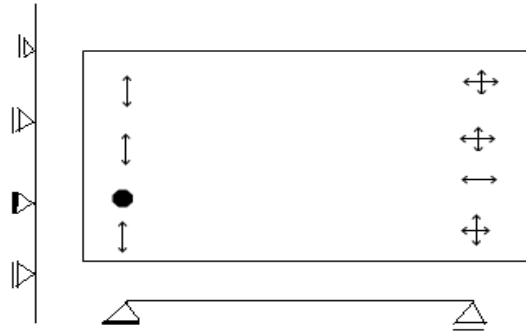


Figura 4.17: Modelo de sistema estático da superestrutura. Fonte (Autor)

Esforços actuantes

✓ Vertical

$$N_{sd} = 915kN$$

✓ Horizontais

$$N_{sd\text{horiz}} = 25\% H_{sd} \tag{4.72}$$

$$N_{sd} = 0.25 \times 813,07 = 203.3kN ; \quad N_{sd\text{vento}} = 15.35kN$$

4.7.3.1.1. Escolha do aparelho de apoio

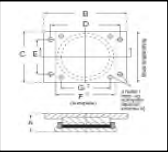
I. Aparelhos de apoio fixos:

i. Nas duas direcções

$$N_{sd\text{vert}} = 915kN \text{ e } N_{sd\text{horiz}} = 203.3kN$$

Apoio escolhido: Apoio fixo Tetron-D3T

Tabela 4.9: Características e cargas máximas verticais e horizontais do apoio fixo-Tetron-D3T. Fonte (Oscar-Gausel)

	Tipo de apoio	Dimensões principais (mm)							Máxima carga vertical (kN)	Máxima carga horizontal (kN)	
		A	B	C	D	E	F	G			K
	D3T125	83	375	270	315	190	270	210	M20	1250	250

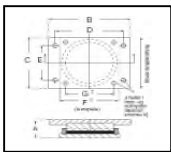
II. Aparelhos de apoio móveis:

i. Numa direcção

$$N_{sdvert} = 915kN \text{ e } N_{sdhvento} = 15.35kN$$

Apoio móvel numa direcção Tetron-D3

Tabela 4.10: Características e cargas máximas verticais e horizontais no apoio móvel numa direcção - Tetron-D3F. Fonte (Oscar-Gausel)



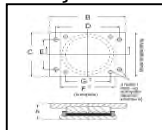
Tipo de apoio	Dimensões principais (mm)								Máxima carga vertical (kN)	Máxima carga horizontal (kN)
	A	B	C	D	E	F	G	K		
D3F125	117	405	370	315	190	270	210	M20	1250	250

ii. Nas duas direcções

$$N_{sdvert} = 915kN$$

Apoio móvel nas duas direcções Tetron-D3E

Tabela 4.11: Características e cargas máximas verticais no apoio móvel nas duas direcções -Tetron-D3E. Fonte (Oscar-Gausel)



Tipo de apoio	Dimensões principais (mm)							Máxima carga vertical (kN)
	A	B	C	D	E	F	G	
D3E125	82	375	270	315	190	270	210	1250

4.7.3.2. Dimensionamento do encontro

O muro de encontro foi dimensionado pelo Método de Elementos Finitos (FE), com recurso ao software Cypecad.

4.7.3.2.1. Norma e materiais

Para um ambiente moderado

Tabela 4.12: Material e parâmetros usados no muro de encontro. Fonte (Autor)

Norma	Betão	Aço	C-Intr	C-Tard	Lsup-fu	Linf-fu	Cob-Lat	Tam-Agr
EC.2-P	B45	A400	3.0cm	3.0cm	5.0cm	5.0cm	7.5cm	30.0mm

4.7.3.2.2. Dados gerais

Tabela 4.13: Dados gerais de cotas do muro de encontro. Fonte (Autor)

Cota do Térreo	Alt-Rasant	Facejamento	C muro-Plant	Esp-Juntas	Tip-Fundacao
0.0m	0.0m	Intradorso	10.0m	5.0m	Sapata corrida

4.7.3.2.3. Descrição do terreno

Percentagem de atrito interno entre o terreno e a face externa do muro: 0 %

Percentagem de atrito interno entre o terreno e o tardo do muro: 0 %

Alívio por drenagem: 100 %

Percentagem de impulso passivo: 50 %

Cota do impulso passivo: 0.50 m

Tensão admissível: 0.20 MPa

Coefficiente de atrito terreno-betão: 1.0

4.7.3.2.4. Estratos

Tabela 4.14: Descrição do estrato do solo no local da obra e coeficientes de impulsão. Fonte (Autor)

Referências	Cota superior	Descrição	Coefficientes de impulsão
1 - Areia densa	0.00 m	Densidade aparente: 20.00 kN/m ³ Densidade submersa: 12.00 kN/m ³ Ângulo atrito interno: 37.00 graus Coesão: 0.00 kN/m ²	Ativo tardo: 0.25 Passivo intradorso: 4.02

4.7.3.2.5. Maciço Terroso no Intradorso

Tabela 4.15: Descrição do estrato do solo no local da obra e coeficientes de empuxo no maciço terroso intradorso. Fonte (Autor)

Referências	Descrição	Coefficientes de impulsão
Maciço de terra	Densidade aparente: 20.00 kN/m ³ Densidade submersa: 12.00 kN/m ³ Ângulo atrito interno: 37.00 graus Coesão: 0.00 kN/m ²	Ativo tardo: 0.25 Passivo intradorso: 4.02

4.7.3.2.6. Geometria

Tabela 4.16: Dados geométricos do muro e da sapata corrida. Fonte (Autor)

Muro	Sapata corrida
Altura: 5.00 m Espessura sup.: 50.0 cm Espessura inf.: 50.0 cm	Com balanço externo e interno Altura: 65 cm Balanços intradorso / tardo: 170.0 / 255.0 cm Betão magro: 10 cm

4.7.3.2.7. Esquema das fases de carregamento do muro

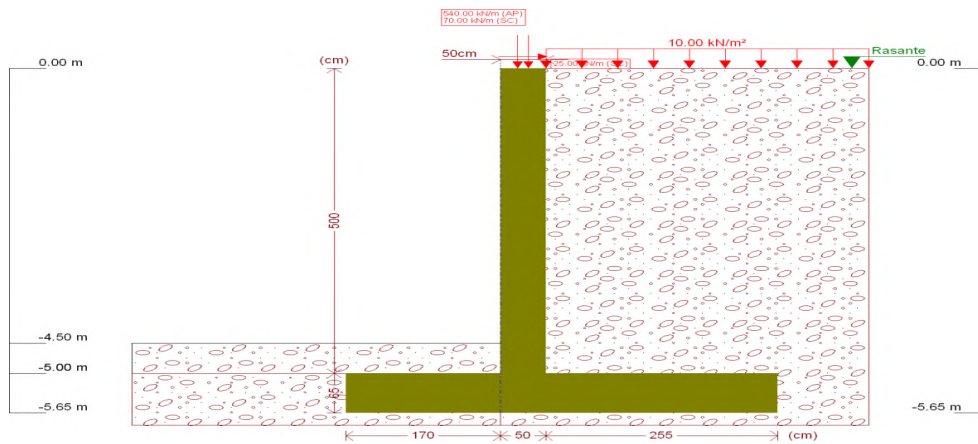


Figura 4.18: Modelo de encontro e seus carregamentos. Fonte (Autor)

4.7.3.2.8. Cargas e armaduras

A partir dos carregamentos no muro de encontro com auxílio de software Cypecad, pelo método de elementos finitos (EFM), obteve-se os esforços que se apresentam nas tabelas abaixo.

Tabela 4.17: Esforços sobre o encontro a partir de peso próprio e impulsão de terras com sobrecargas. Fonte (Autor)

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (kN/m)	Diagrama de esforços cortantes (kN/m)	Diagrama de momentos fletores (kN·m/m)	Diagrama de impulsões (kN/m ²)
0.00	610.00	-25.00	0.00	2.49
-0.49	616.01	-23.19	-11.85	4.92
-0.99	622.14	-20.10	-22.73	7.41
-1.49	628.27	-15.78	-31.75	9.89
-1.99	634.40	-10.21	-38.30	12.38
-2.49	640.53	-3.40	-41.75	14.87
-2.99	646.66	4.66	-41.49	17.35
-3.49	652.80	13.95	-36.89	19.84
-3.99	658.93	24.49	-27.33	22.32
-4.49	665.06	36.28	-12.19	24.81
-4.99	671.19	49.30	9.16	27.29
Máximos	671.31	49.58	9.65	27.34
	Cota: -5.00 m	Cota: -5.00 m	Cota: -5.00 m	Cota: -5.00 m
Mínimos	610.00	-25.00	-42.13	2.49
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: -2.71 m	Cota: 0.00 m

Tabela 4.18: Esforços sobre o encontro a partir de peso próprio e impulsão de terras com sobrecargas. Fonte (Autor)

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (kN/m)	Diagrama de esforços cortantes (kN/m)	Diagrama de momentos fletores (kN·m/m)	Diagrama de impulsões (kN/m ²)
0.00	540.00	0.00	0.00	0.00
-0.49	546.01	0.60	0.10	2.44
-0.99	552.14	2.44	0.80	4.92
-1.49	558.27	5.52	2.74	7.41
-1.99	564.40	9.84	6.53	9.89
-2.49	570.53	15.41	12.79	12.38
-2.99	576.66	22.22	22.15	14.87
-3.49	582.80	30.28	35.22	17.35
-3.99	588.93	39.57	52.63	19.84
-4.49	595.06	50.11	75.01	22.32
-4.99	601.19	61.90	102.96	24.81
Máximos	601.31	62.15	103.58	24.86
	Cota: -5.00 m	Cota: -5.00 m	Cota: -5.00 m	Cota: -5.00 m
Mínimos	540.00	0.00	0.00	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m

Pelas combinações aos Estados Limites Últimos e de Utilização e feito o calculo automático, tem-se o seguinte tipo de armaduras segundo a descrição abaixo.

4.7.3.2.9. Armadura no coroamento do muro

Tabela 4.19: Descrição das armaduras no coroamento do encontro. Fonte (Autor)

Coroamento	
Armadura	Superior / 3Ø12: Inferior / 3Ø12
Estribos	Ø10c/10
Altura viga	40.2cm
Ancoragem intradorso / tardez	70 / 70cm

4.7.3.2.10. Armadura nos tramos do muro

Tabela 4.20: Descrição das armaduras nos tramos do encontro. Fonte (Autor)

Tramos				
Número	Intradorso		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø20c/10	Ø10c/10	Ø20c/10	Ø10c/10
	Emendas: 0.7 m		Emendas: 0.7 m	

4.7.3.2.11. Armadura nas sapatas da fundação do encontro

Tabela 4.21: Descrição das armaduras na sapata do encontro. Fonte (Autor)

Sapata		
Armadura	Longitudinal	Transversal
Superior	Ø16c/30	Ø20c/10
		Dobra Intradorso / Tardez: 10 / 10 cm
Inferior	Ø16c/20	Ø20c/10
		Dobra intradorso / tardez: 10 / 10 cm

4.7.3.2.12. Verificações de estabilidade (círculo de deslizamento desfavorável)

A partir do carregamento com a sobrecarga fez se verificacao externa do deslizamento do solo pelo método de círculo de deslizamento.

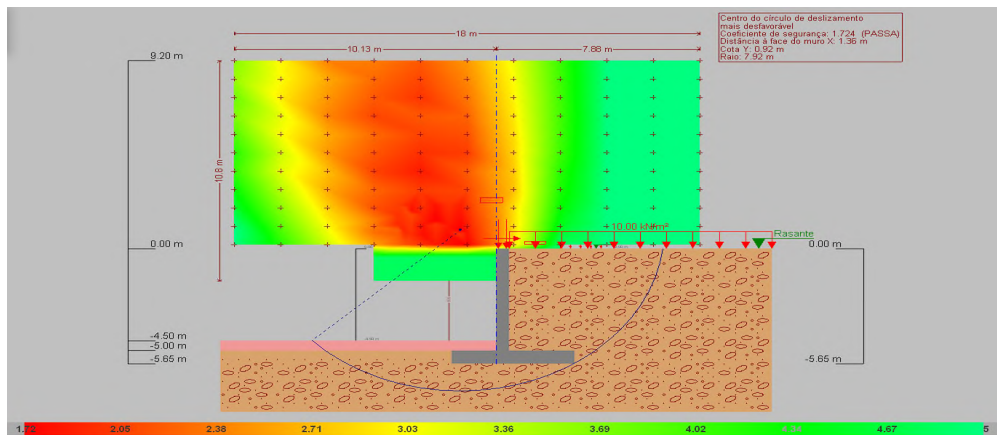


Figura 4.19: Círculo de deslizamento do muro de encontro. Fonte (Autor)

A partir da figura 4.19 de círculo de deslizamento pelo Método de elementos Finitos (FE), chegou se ao resultado da tabela 4.22.

Tabela 4.22: Verificação da estabilidade ao deslizamento do encontro. Fonte (Autor)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): (ENCONTRO - EN)		
Verificação	Valores de Coeficiente	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável (Combinações sem sismo)	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.7	Verifica
Fase: Coordenadas do centro do círculo (-1.36 m ; 0.92 m) - Raio: 7.92 m Valor introduzido pelo usuário		
Todas as verificações foram cumpridas		

4.7.3.2.13. Quantificação dos materiais (armaduras e betão) no muro do encontro

Após a quantificação dos materiais pelo dimensionamento do muro de encontro tem-se como resumo global das quantidades das armaduras e volumes do betão estimado na tabela 4.23 a baixo.

Tabela 4.23: Resumo da quantificação de varões e volume de betão no encontro. Fonte (Autor)

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)							
Elemento	A-400 (kg)					Volume de betão (m³)	
	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Total	B45	Limpeza
Referência: Muro	784.67	57.73	701.15	6562.78	8106.33	55.88	4.75
Totais	784.67	57.73	701.15	6562.78	8106.33	55.88	4.75

4.7.3.2.14. Dimensionamento da Laje de Transição

4.7.3.2.14.1. Materiais

Betão B30/ Aço A400

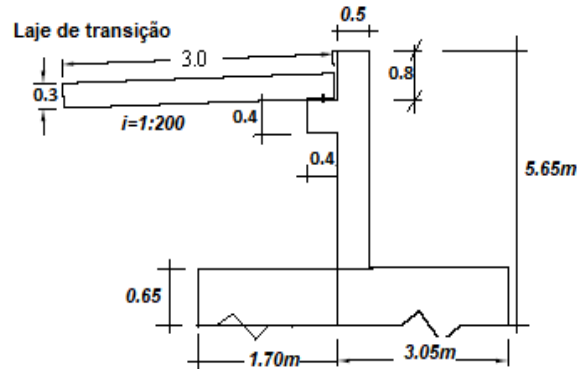


Figura 4.20: Detalhes da disposição da laje de transição no encontro. Fonte (Autor)

4.7.3.2.14.2. Comprimento da laje

O comprimento da laje de transição varia normalmente entre 3 aos 6 metros, mas também pode ser determinado em função da percentagem da altura do encontro.

$$l = 60\% \times H \quad (4.73)$$

Onde:

H - altura do talude

$$l = 60\% \times 5.65 = 0.6 \times 5.65 = 3.39m \rightarrow l = 3.5m$$

4.7.3.2.14.3. Carga na laje

Espessura: $e = 0.30m$

Largura: $l = 6.0m$

Inclinação: 1 : 200

Peso específico do solo: $\gamma_{solo} = 20kN / m^3$

Sobrecarga: $S_c = 10kN / m$

$$q_{laje} = S_c + q_{solo} + q_{Betao} \quad (4.74)$$

Onde:

S_c é a sobrecarga na laje, q_{solo} é carga devido do solo e q_{Betao} é a carga devido ao peso próprio da laje.

$$q_{laje} = S_c + \frac{1}{2} \times \gamma_{Solo} \times l + e \times \gamma_{Betao} \times l = 10 + \frac{1}{2} \times 20 \times 3.5 + 0.3 \times 25 \times 3.5 = 71.25 \text{ kN} / \text{m}$$

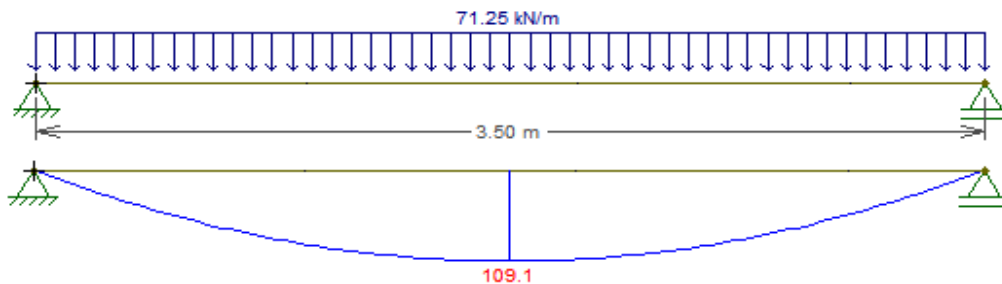


Figura 4.21: Carregamento e esforço característico de momento na laje de transição. Fonte (Autor)

4.7.3.2.14.4. Armadura Principal

$$M_{sd} = 1.5 \times 109.1 = 163.65 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0.9 \times d \times f_{syd}} \quad (4.75)$$

$$A_s = \frac{163.25}{0.9 \times 0.25 \times 348 \times 10^3} = 20.85 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 7\Phi 20 @ 15$$

$$A_d = \frac{1}{5} A_s \quad (4.76)$$

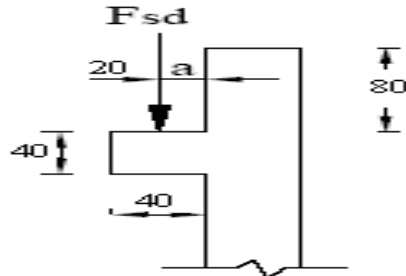
$$A_d = \frac{1}{5} \times 20.85 = 4.17 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 6\Phi 10 @ 17.5$$

4.7.3.2.14.5. Armadura mínima

$$A_{s,\min} = \frac{\rho \times b \times d}{100} \quad (4.77)$$

$$A_{s,\min} = \frac{0.15 \times 1 \times 0.25}{100} = 3.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\Phi 10 @ 12.5 \text{ § Desenho elucidativo no anexo B3.}$$

4.7.3.2.15. Dimensionamento da Consola Curta



Adoptou-se $a = 20\text{cm}$

$h = 40\text{cm} \rightarrow d = 35\text{cm}$

$d \geq a \Rightarrow$ Consola Curta

$\frac{a}{d}$ deve estar entre $(0,50 - 0,70)m$

$\frac{a}{d} = \frac{20}{35} = 0,57 \rightarrow$ Verifica!

Figura 4.22: Aplicação da descarga da laje de transição ao encontro. Fonte (Autor)

Para o dimensionamento da consola curta deve-se ter em conta, que a laje de transição descarrega os esforços devido a circulação do veículo tipo, peso do solo de aterro e o peso próprio do betão armado no eixo intermédio da consola a uma distância da extremidade $a=20\text{cm}$.

Esforço de dimensionamento:

4.7.3.2.15.1. Acção vertical

$$F_{sd} = [\gamma \times (q + g)] \times l_{\text{inf}} \quad (4.78)$$

$$F_{sd} = [1.50 \times (100 + 71.25)] \times 0.40 = 128.44\text{kN} \rightarrow F_{sd} = 128.44\text{kN} / m$$

4.7.3.2.15.2. Acção horizontal

Frenagem:

$$F_{sdH} = 203.3\text{kN} / m$$

4.7.3.2.15.3. Verificação do esmagamento das bielas de compressão

$$F_{c, sd} = \frac{F_{sd} \times a}{0.80 \times d} \quad (4.79)$$

$$F_{c, sd} = \frac{F_{sd} \times a}{0.80 \times d} = \frac{128.44 \times 0.20}{0.80 \times 0.35} = 91.74\text{kN} / m$$

$$F_{c, sd} \leq \frac{1}{2} \times \tau_2 \times b \times d \quad (4.80)$$

$$b \geq \frac{2 \times F_{C, sd}}{\tau_2 \times d} \rightarrow b \geq \frac{2 \times 91.74}{8 \times 10^3 \times 0.35} \rightarrow b = 0.07m < 0.40m \text{ Verifica!}$$

4.7.3.2.15.4. Armadura principal de tracção

$$\Delta F_{s, sd} = F_{sd} H \times \left(1 + \frac{d'}{0.80 \times d} \right) \quad (4.81)$$

$$\Delta F_{s, sd} = 203.3 \times \left(1 + \frac{0.05}{0.80 \times 0.35} \right) = 206.14 \text{ kN / m}$$

$$A_s = \frac{(91.74 + 206.14)}{348 \times 10^3} = 8.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\Phi 12 @ 12.5 \quad 8\emptyset 12$$

4.7.3.2.15.5. Armadura de distribuição

$$A_{s, dis} = \frac{1}{4} \times A_s \quad (4.82)$$

$$A_{s, dis} = \frac{1}{4} \times 8.56 = 2.14 \text{ cm}^2$$

4.7.3.2.15.6. Armadura mínima

$$A_{s, min} = \frac{\rho \times b \times d}{100} \quad (4.83)$$

$$A_{s, min} = \frac{0.15 \times b \times d}{100} = \frac{0.15 \times 0.40 \times 0.35}{100} = 2.10 \text{ cm}^2$$

Logo: $A_{s, dis} = 2.14 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 8$ § Desenho elucidativo no anexo B4.

V. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

5.1. Conclusão

Como foi enunciado no Capítulo 1, este projecto tinha como objectivo analisar e dimensionar uma estrutura de uma ponte entre a Cidade de Lichinga e o Distrito de Chimbunila na passagem de nível entre a ferrovia e a rodovia na localidade de Colongo no posto Administrativo de Mussa. Este, servirá de solução mais apropriada para subsídio na redução de interferências do tráfego ferroviário e rodoviário e irá aumentar a velocidade de circulação sem pôr em causa os intervenientes da via devido ao desnivelamento da via.

A construção desta ponte vai introduzir grandes benefícios em termos de acesso à infra-estruturas sociais aos residentes nos arredores, assim como redução de riscos de acidentes e melhoria no escoamento de produtos entre províncias.

Alguns impactos positivos indirectos associados à construção da ponte incluem um maior investimento, por parte do Governo e ONGs, em programas de reforço de infra-estruturas, a melhoria da economia da região devido a uma melhor circulação viária e incentivo de projectos agrícolas. Este também trás impactos temporários na fase de construção derivados das oportunidades de emprego na obra e consequente aumento da renda, trazendo assim impactos socioeconómicos directos e indirectos significativos ao nível da população que habita nos arredores do local assim como a nível da província bem como em factor de segurança e de integração político administrativo.

Salientar que a ponte em causa é em estrutura mista aço-barão em forma de treliça inferior, modelado no *Revit*, e esforços obtidos no *Robot Structural Anlysis*. O dimensionado foi feito pelo processo analítica, com excepção do encontro, cujo dimensionamento foi por *Cypecad*.

Por fim dizer que este trabalho teve também como objectivo conciliar os conhecimentos teóricos e práticos abordados durante o curso de Engenharia civil na disciplina de Pontes assim como outras disciplinas do curso.

5.2. Recomendações

Com base no resultado deste estudo e as observações tidas são feitas as seguintes recomendações referentes a aplicação do presente projecto:

- ✓ Todas as medidas recomendadas neste relatório devem ser implementadas segundo as especificações referenciadas no projecto, para que se evite impactos não desejados ou previstos neste relatório, no caso de alterações baseie-se nas normas vigentes em regulamentos de Engenharia;
- ✓ Qualquer impacto que exija soluções de engenharia e gestão devem ser devidamente detalhadas dentro das especificações para obras de construção;
- ✓ Após a construção deve levar-se a cabo trabalhos de manutenção regular contra a corrosão, dado que as estruturas metálicas padecem destes efeitos com facilidade;
- ✓ Os utentes desta via sobretudo os transeuntes, devem usar a estrutura de forma racional para alongar a sua vida útil, pois estará assim a contribuir para o desenvolvimento dos Pais.

VI. REFERRÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AFONSO, G. H. (2014). Análise e considerações dos sistemas estruturais mistos Aço-Concreto

ALVA, G. M. S. Concepção estrutural de edifícios em concreto armado. 2007, 23p. Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade de Santa Maria. Santa Maria, 2007.

ALVA, Gerson M. S. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. Caderno de engenharia de estruturas, v. 7, São Carlos, 2008. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee25_51.pdf>.

BARROS, Carolina (Abril, 2001). Técnicas construtivas e edificações (Apostilas de fundações)

BOURRIER, P., BROZZETTI, J., "Construction métallique et mixte acier-béton-Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4", Eyrolles, Paris, 1996.

CARDOSO, D. C. T. Soluções em vigas mistas aço-betão para o projecto da superestrutura de pontes rodoviárias. Trabalho de Conclusão de Curso-Curso de Engenharia Civil, Departamento de Mecânica Aplicada a Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

DANIEL, David L., Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. 2007.

DNER, Manual de projeto de obras-de-arte especiais – Rio de Janeiro, 1996.

EUROCODE 3, EN 1993. Design of structures, Part.1.1 general rules. CEN, European committee for standardisation; 2002

EUROCODE 4, EN 1994. Design of composite steel and concrete structures, Part.1.1 general rules and rules for buildings. CEN, European committee for standardisation; 2001

FARIA, Rui; 1983. Estruturas Mistas Aço-Betão; Faculdade da Universidade do Porto- Departamento de Engenharia Civil

FERRAZ, A. M. (Fevereiro de 2009). Dimensionamento óptimo de pontes mistas rodoviárias de pequeno vão. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

FIGUEIREDO, L. M. B; GONCALVES, R. M. Comportamento de ligações mistas viga-pilar. Cadernos de Engenharia de Estruturas (USP), v. 9, p. 95-116, 2007.

FREITAS, A. M. S. Steel Framing: Arquitetura. 2ª Edição, 2018. Instituto Aço Brasil (IAB)/Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA).

GERHARDT, F. e SILVEIRA S. (2009). *Métodos de Pesquisa: EAD Série Educação à Distância*. C Editor 1ª Edição.

MACGREGOR, J. G. et al., REINFORCED CONCRETE Mechanics and Design. 6. ed. New Jersey: Pearson Education, 2012.

MARCHETTI, Osvaldemar – Pontes de Concreto Armado - Editora Baucher, São Paulo, 2008.

MARTINS, A. Perreira. Manual de projeto de interseções. 2.ed. - Rio de Janeiro, 2005.

MUKHANOV, K. Estruturas Metálicas. Tradução para Português por ASRYANTZ, K. Editora Mir-Moscou. 1980

NEVES, P. M. Dimensionamento de pilares mistos aço-betão segundo a EN1994-1-1 através de uma aplicação informática (2014).

OLIVEIRA, R. R. Processos naturais e antrópicos na evolução da paisagem florestal em regiões tropicais. Revista do Programa de Pós-Graduação em Geografia, Rio de Janeiro, v. 2, p. 120-135, 1998.

PFEIL, Walter do Couto; PFEIL, Michèle Schubert. Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8ª ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2009.

PFEIL, W. (1990). *Pontes em concreto armado: elementos de projecto, solicitações, superestrutura*. V.1, 4ª edição, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro

PIEROTT, A. M. A. O. R. M. R. (2016): Projeto de Dimensionamento de uma Ponte em Concreto Armado Sobre O Rio Ururaí. Artigo. Brasil.

PINHEIRO, Libânio M (Maio de 2007). Fundamentos do concreto e projeto de edifícios. São Carlos.

PINHO, F. O; BELLEI, I. H. Pontes e viadutos em vigas mistas. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia, Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), 2007. (Manual de construção em aço).

PÓVOAS, A. A., Processos construtivos de edifícios mistos aço-betão, IV congresso de construção metálica e mista, Lisboa, 2003.

QUEIROZ, G; PIMENTA, R. J. MARTINS, A. G. Estruturas Mistas. 2ª. ed. Rio de Janeiro: INSTITUTO AÇO BRASIL / CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO, v. 1, 2012.

REBAP – *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*, Decreto-lei n 235/83 Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio.

REIS, A.J (2002). Folhas da Disciplina de Pontes. Av. Rovisco País 1096 Lisboa.

RODRIGUES, R. C. (2008), Manual de Gestão de Edifícios “FM-Facilities Management”

RODRIGUES A. C. A. ; PEIXOTO L. J. (2012), Estabilidade global de Estruturas mistas.

RSAEP- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-lei n 235/83

VERZONI, J. E. (2008), Construção metálica: Pontes, Viadutos e Passarelas: reduzindo distâncias e superando obstáculos. edição 92 | 2009 | ISSN 1414-6517 Publicação especializada da ABCEM - Associação Brasileira da Construção Metálica, Brasil.

VITÓRIO, J. A. P. – Pontes Rodoviárias – Fundamentos, Conservação e Gestão, Livro editado pelo Conselho Regional de Engenharia, Arquitectura e Agronomia de Pernambuco, Recife, 2002.

ANÊXOS:

Anêxo A: Imagens do campo (zona da execução do projecto)



Figura a): Vista Sul

Figura b): Vista Norte



Figura c): Imagem do talude Sudoeste

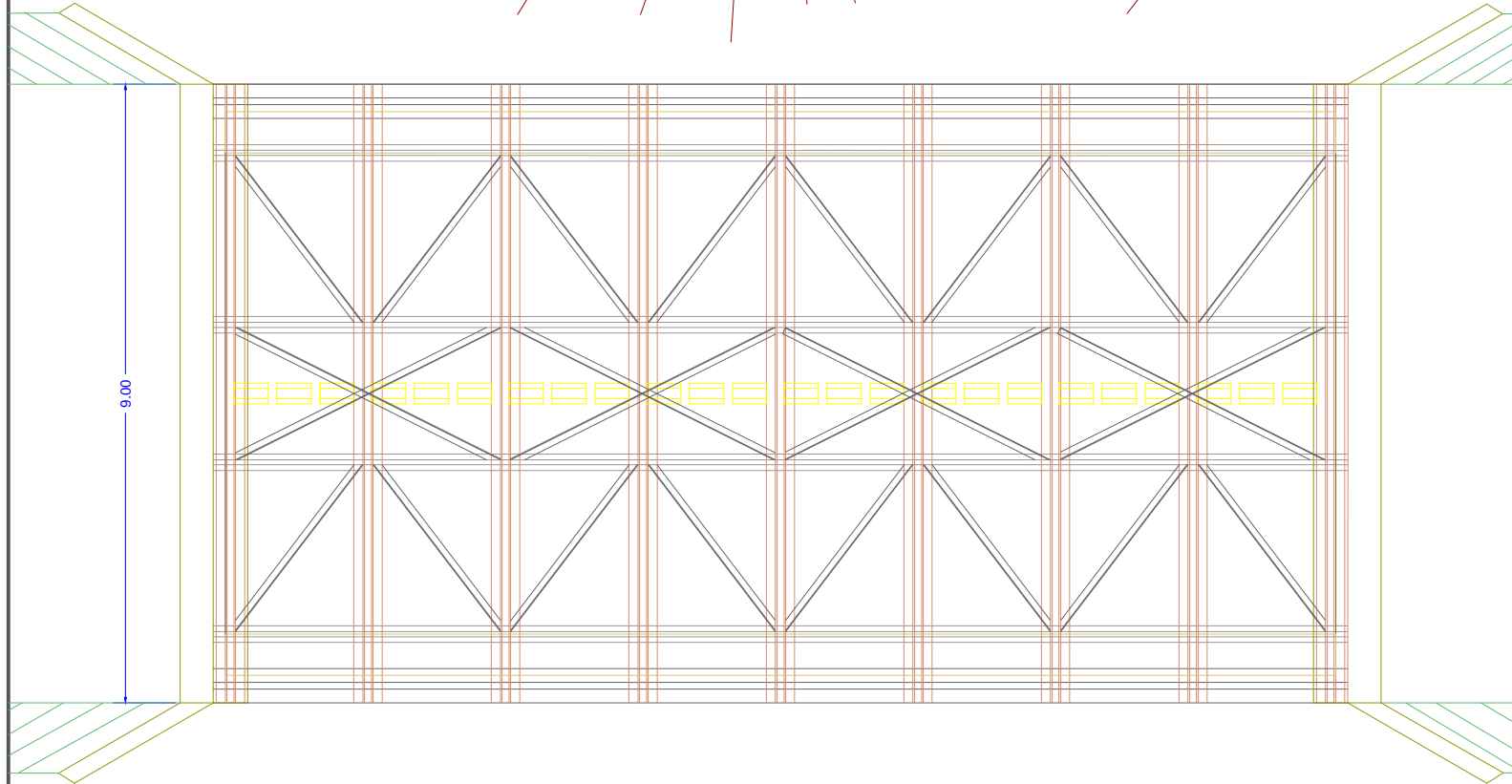
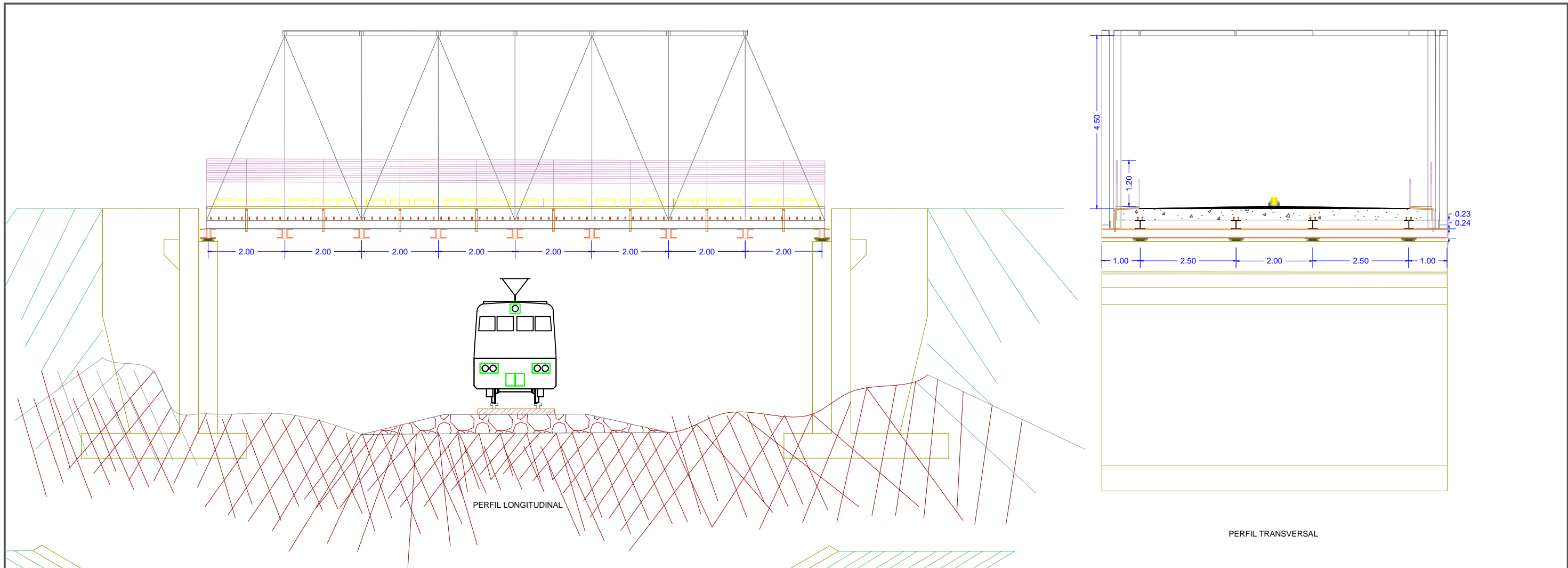


Figura d): Imagem do talude Noroeste




Figura e): Interseção da Rodovia Sudoeste e Ferrovia Figura f): Interseção e vista a zona de projecto (vista Sul)
UEMFENG-2021

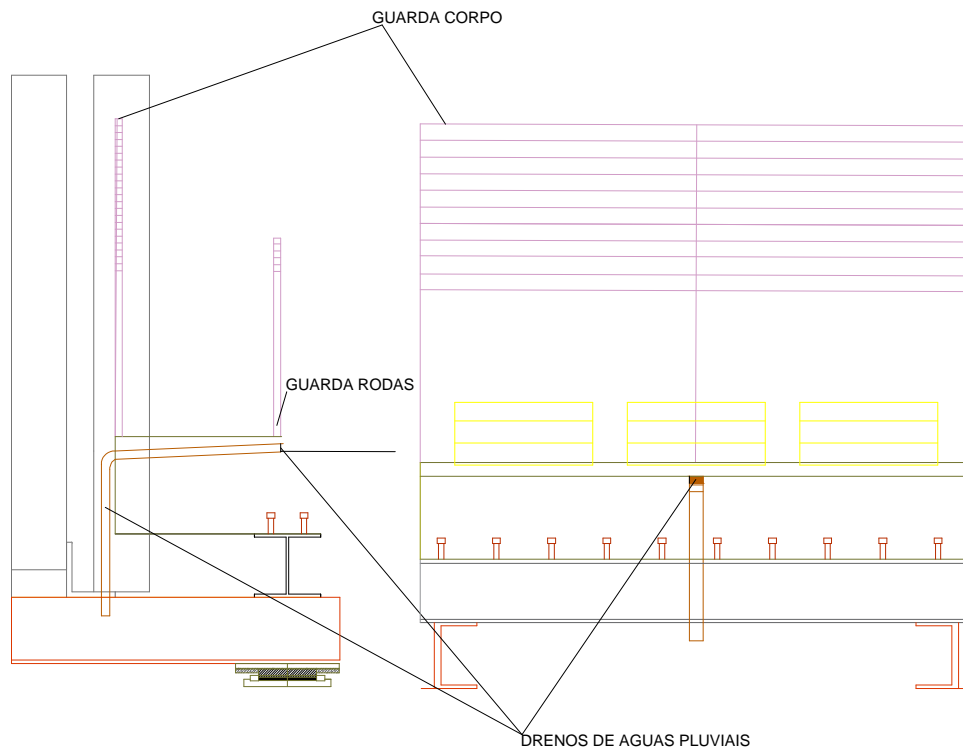
Anêxo B: Desenhos executivos



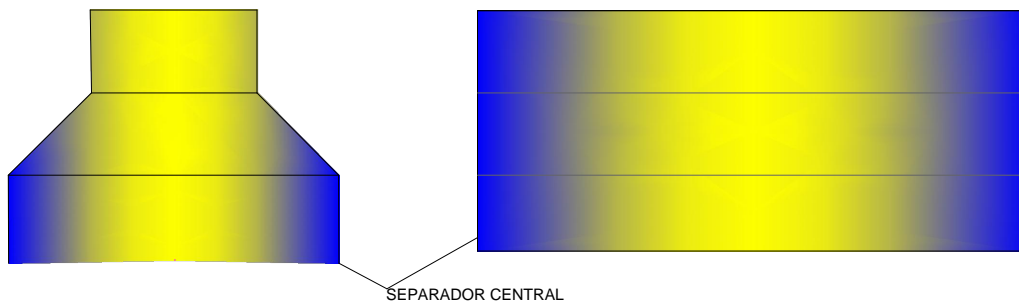
PLATAFORMA/PLANTA

PROPRIETARIO: 	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE LICENCIATURA		
	PROJECTO :	PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO	
LOCAL:	ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA		
TIPO DE PROJECTO:	DESENHO ARQUITECTONICO		
TITULO: PERFIL LONGITUDINAL, TRANSVERSAL E PLATAFORMA	DESENHO N ^o :01		ESCALA: 1:100
PROJECTOU: BARACA A. ABDALA	REVISOU:	DATA: JULHO DE 2021	

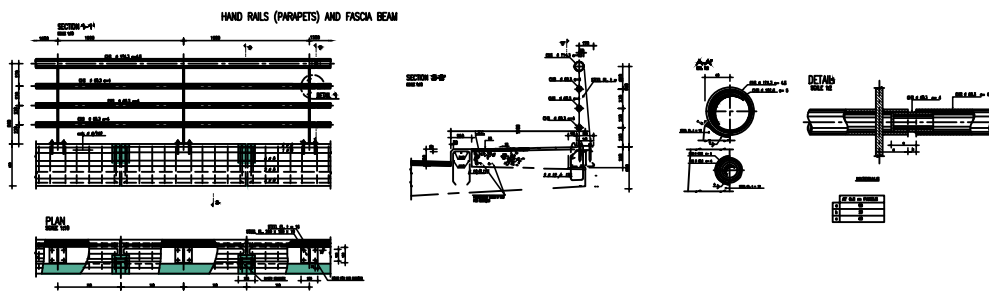




ESCALA: 1: 40



ESCALA: 1: 15



DETALHES DE GUARDA CORPO

PROPRIETARIO:



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE LICENCIATURA:

PROJECTO: PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO

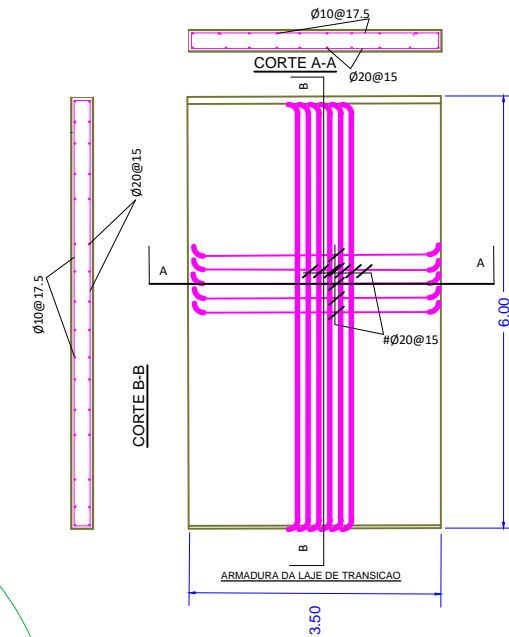
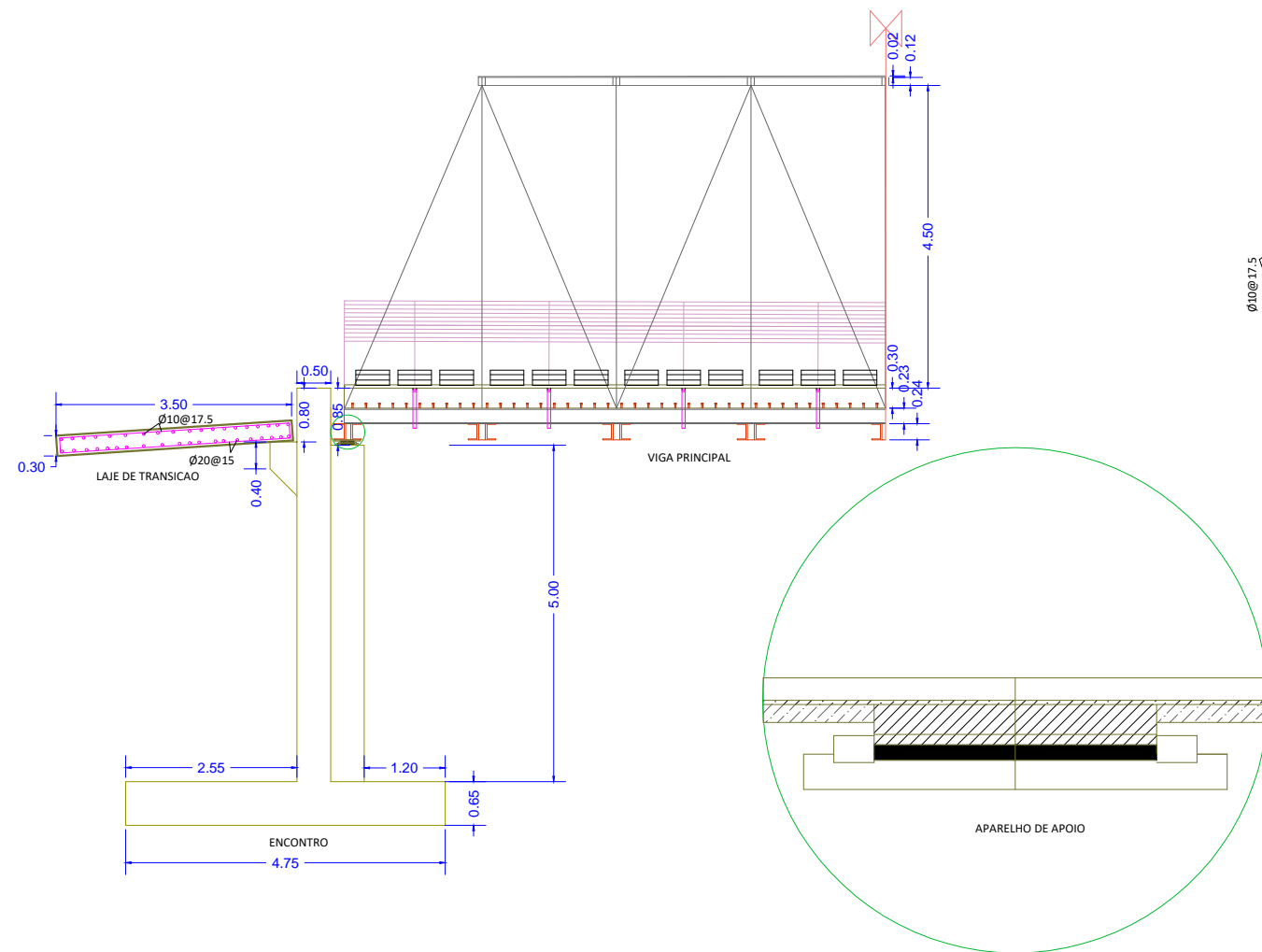
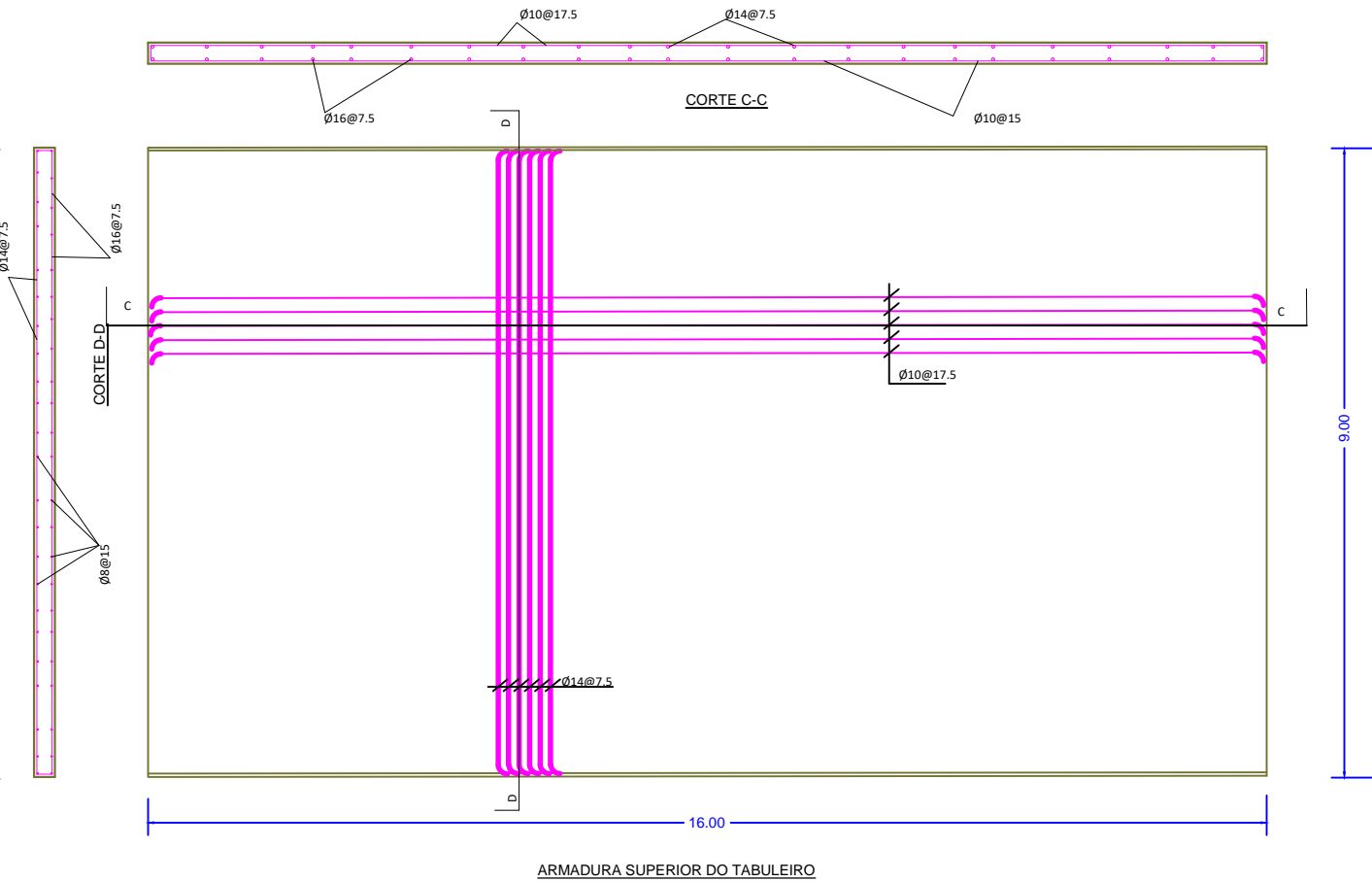
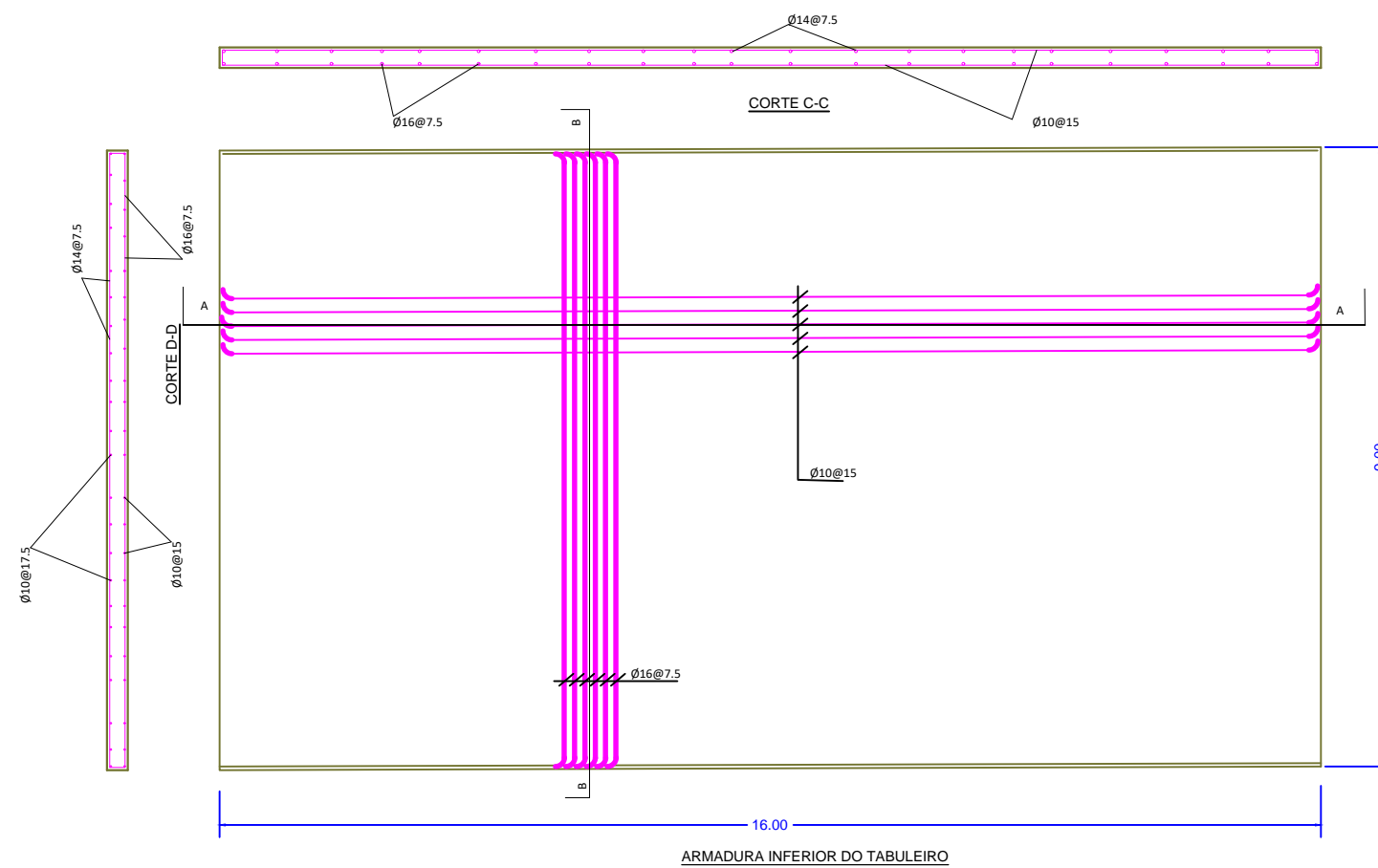
LOCAL: ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA

TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.: DESENHO ARQUITECTONICO

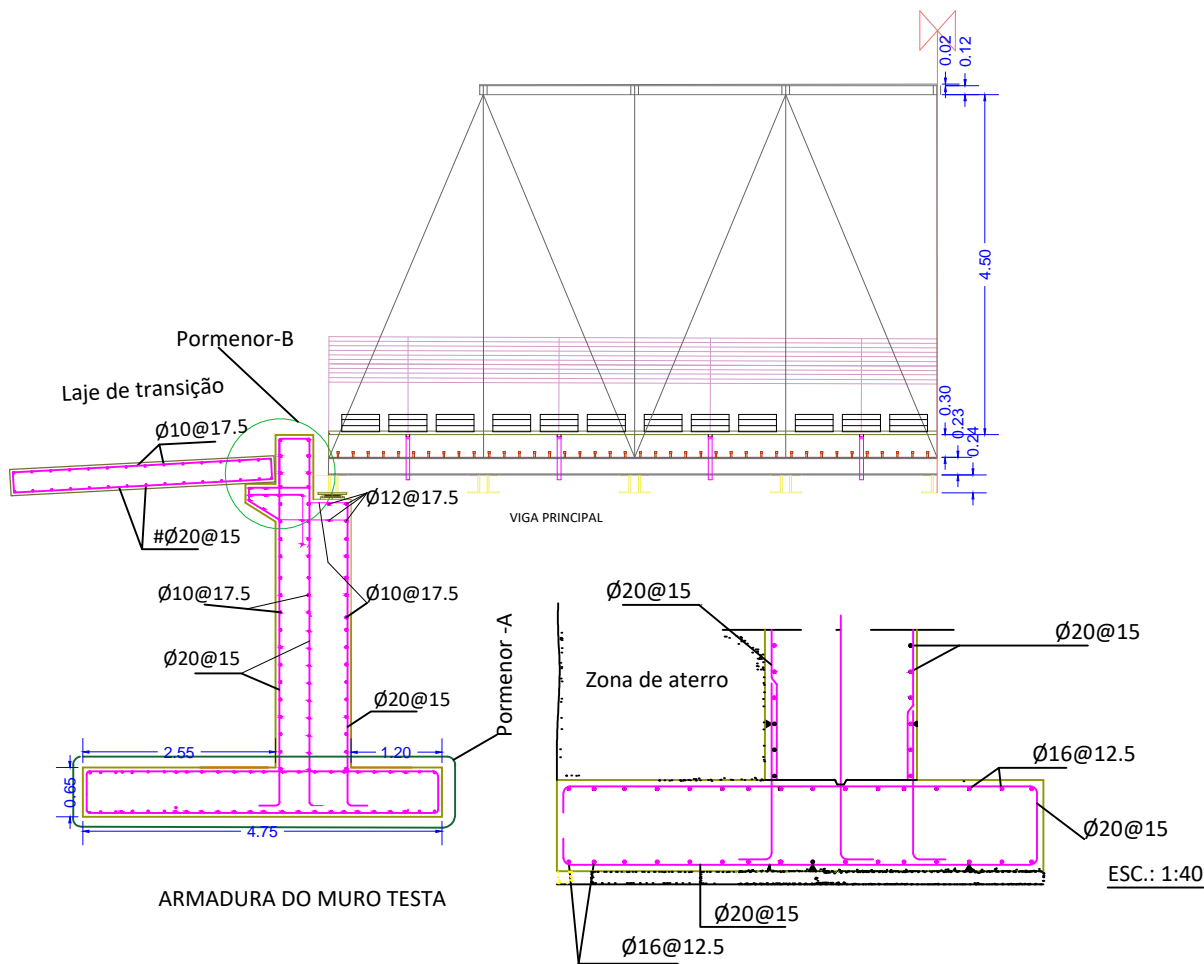
TRITULO: PORMENORIZACAO DE DRENOS SEPA. CENTRAL, G. CORPOS E G. RODA DESENHO Nº:02

PROJECTOU: REVISOU: ESCALA: 1:100

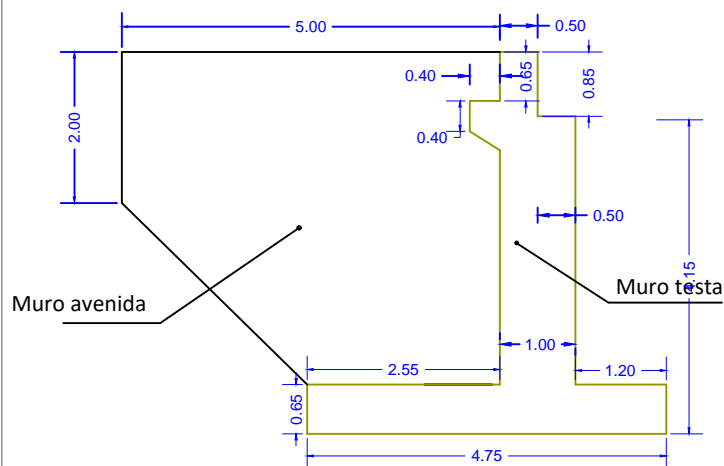
BARACA ABDUL ABDALA ENG: DATA: JULHO DE 2021



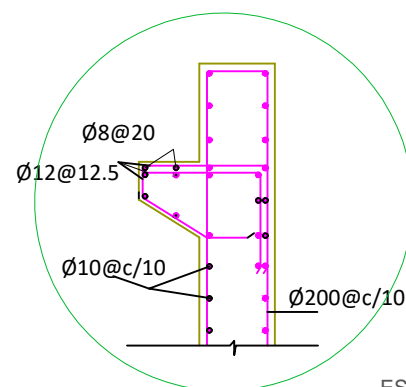
	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE LICENCIATURA	
	PROJECTO : PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO	
LOCAL: ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIIASSA		
TIPO DE PROJECTO: DESENHO EXECUTIVO		
TITULO: ARMADURAS DE TABULEIRO E DA LAJE DE TRANSICAO E O MODELO DE APARELHO DE APOIO		DESENHO N ^o :03 ESCALA: 1:50
PROJECTOU: BARACA A. ABDALA		REVISOU: DATA: JULHO DE 2021



Pormenor-B

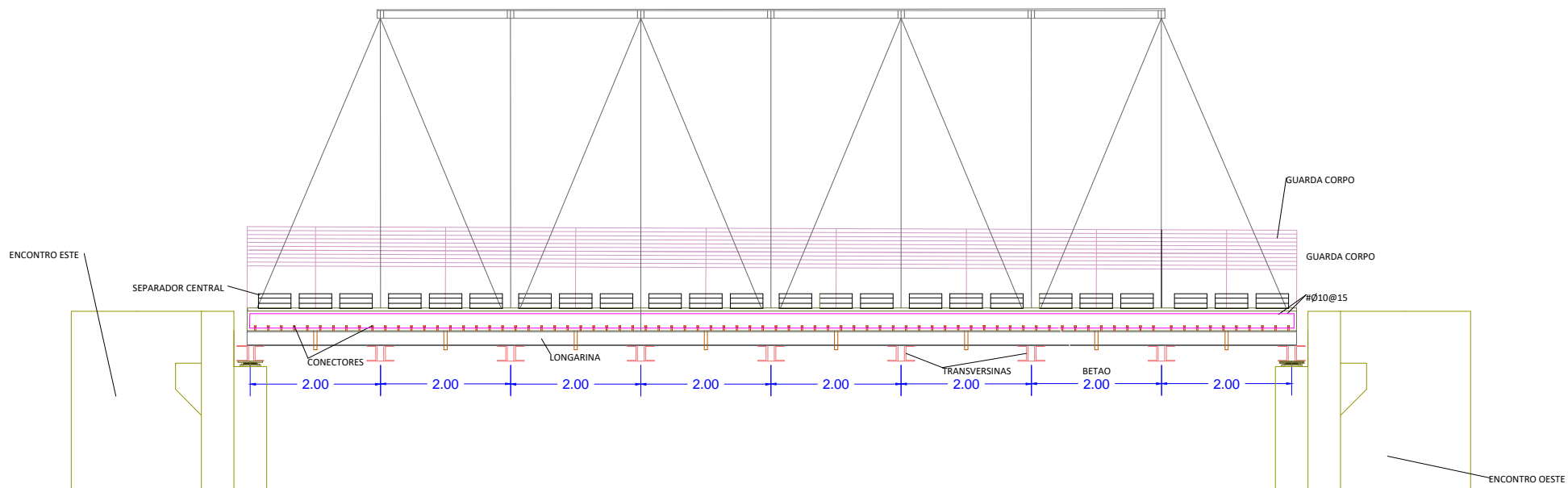


GEOMETRIA DO ENCONTRO

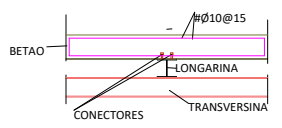


Pormenor-A

PROPRIETARIO:	 <p>UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE LICENCIATURA:</p>	
PROJECTO:	PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO	
LOCAL:	ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA	
TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.:	PROJECTO ESTRUTURAL/EXECUTIVO	
TITULO:	GEOMETRIA DO ENCONTRO E ARMADURA DO MURO TESTA E AS DA SAPATA	DESENHO N ^o : 04
PROJECTOU:	REVISOU:	ESCALA: 1:100
BARACA ABDUL ABDALA	ENG.:	DATA: JULHO DE 2021



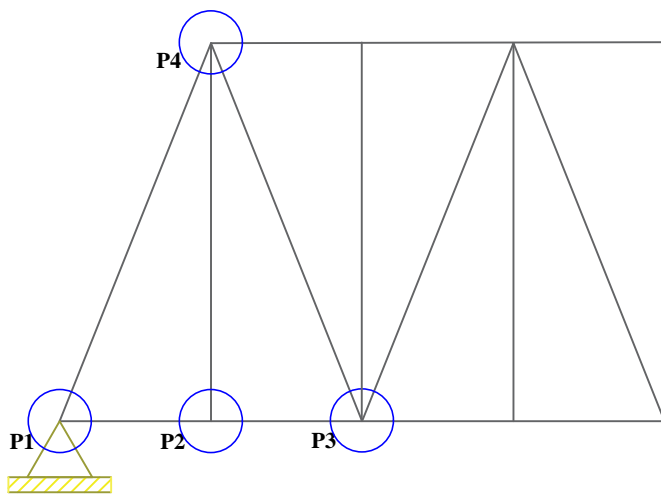
SECCAO DA VIGA LONGITUDINAL



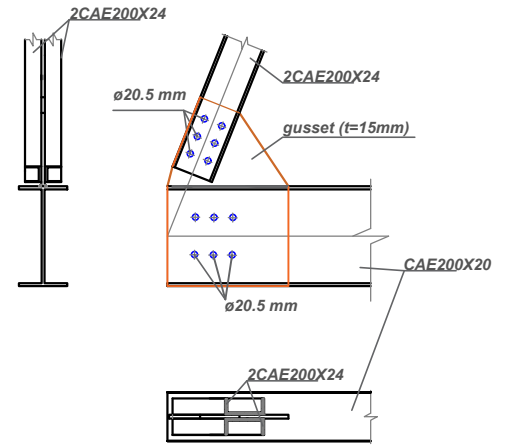
SECCAO DA VIGA TRANSVERSAL



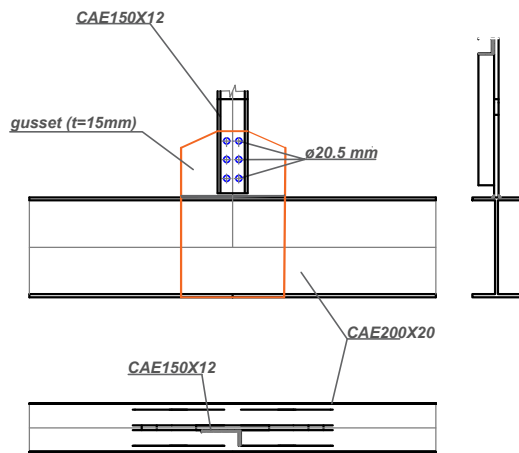
PROPRIETARIO:		UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE LICENCIATURA
PROJECTO:	PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO	
LOCAL:	ESTRADA NACIONAL N242 LICHINGA - CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA	
TIPO DE PROJECTO:	DESENO EXECUTIVO	DESENHO N: 05
TITULO:	CORTE DA SECCAO LONGITUDINAL E SECCAO DA VIGA MISTA	ESCALA: 1:100
PROJECTOU: BARACA ABDUL ABDALA	VERIFICOU:	DATA: JULHO DE 2021



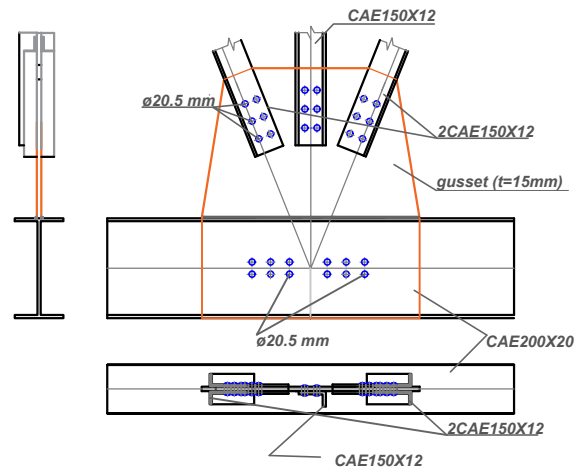
PORMENORES DA TRALIÇA



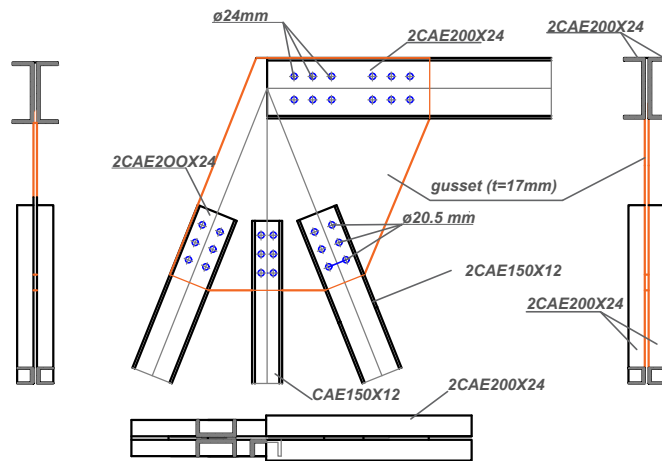
PORMENOR P1 (ESCALA :1:20)



PORMENOR P2 (ESCALA: 1:20)



PORMENOR P3 (ESCALA: 1:20)



PORMENOR P4 (ESCALA: 1:20)



PROPRIETARIO:



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE LICENCIATURA:

PROJECTO: PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO

LOCAL: ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA

TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.: PROJECTO ESTRUTURAL/EXECUTIVO

TITULO: PORMENORES DE LIGAÇÕES DA VIGA PRINCIPAL

DESENHO N^o: 06

PROJECTOU:

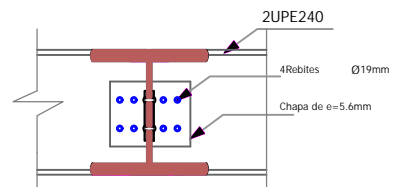
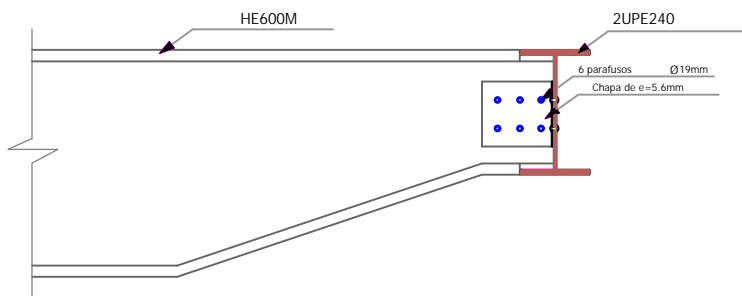
REVISOU:

ESCALA: 1:100

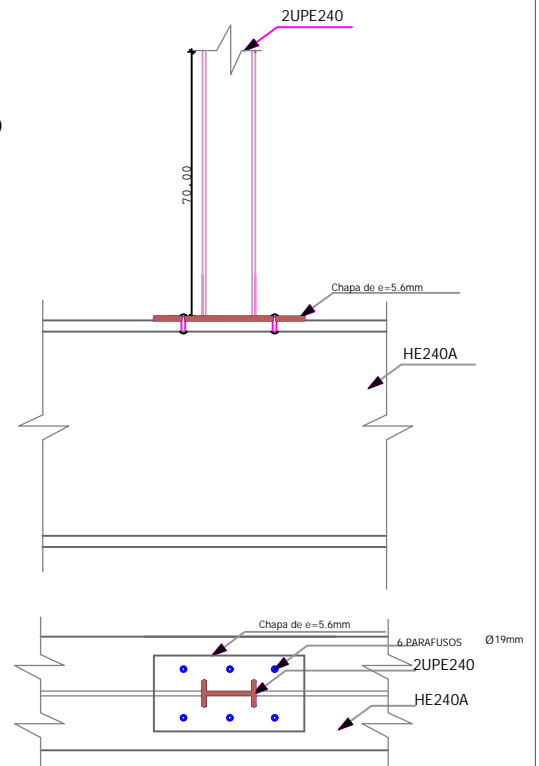
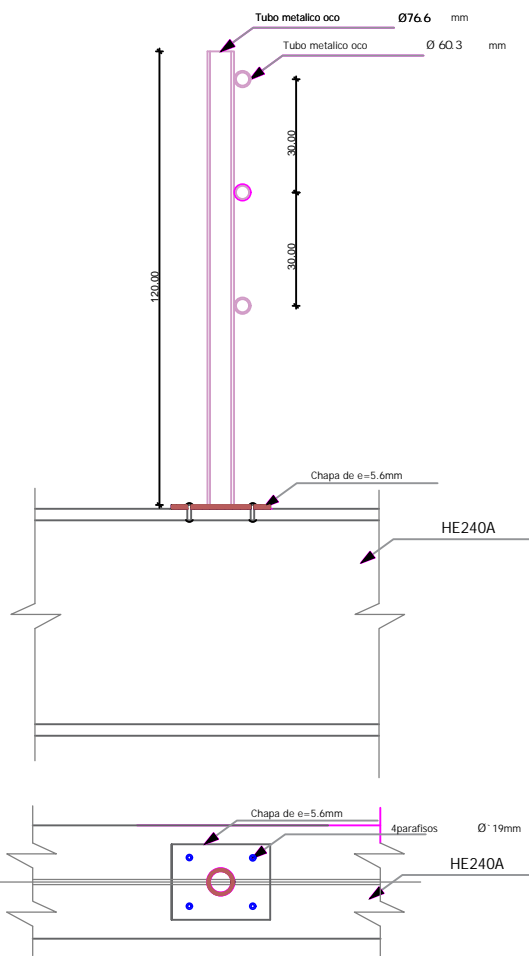
BARACA ABDUL ABDALA

ENG.:

DATA: JULHO DE 2021

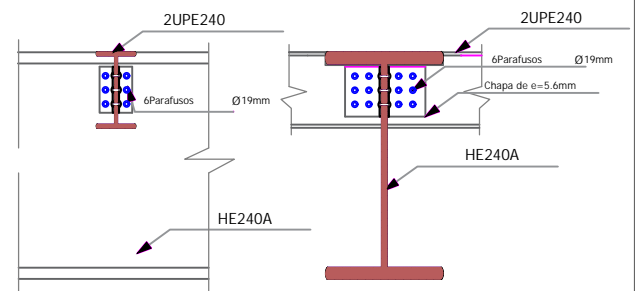


**Pormenor da ligação
Transversina-Treliça (banzo inferior)**



**Pormenor da ligação Guarda
rodas-tabuleiro**

**Pormenor da ligação Guarda
corpos-tabuleiro**



**Pormenor da ligação
Longarina-Transversina**



PROPRIETARIO:



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE LICENCIATURA:

PROJECTO:

PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO

LOCAL:

ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA

TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.: PROJECTO ESTRUTURAL/EXECUTIVO

TITULO:

PORMENORES DE LIGAÇÕES DO TABULEIRO

DESENHO N^o: 07

PROJECTOU:

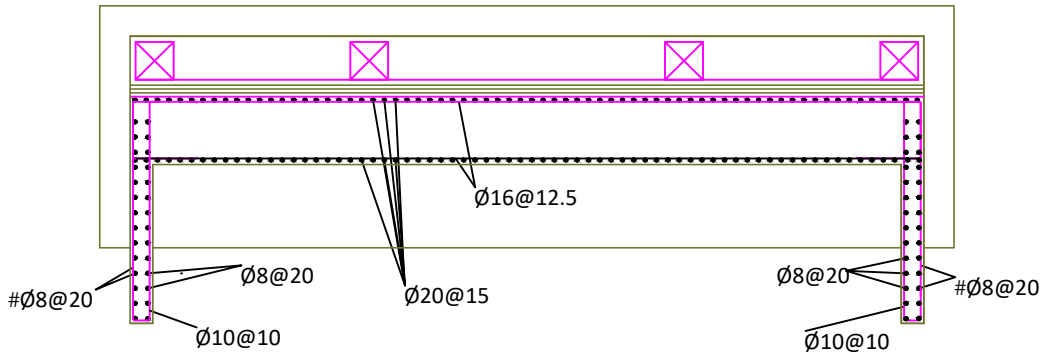
REVISOU:

ESCALA: 1:100

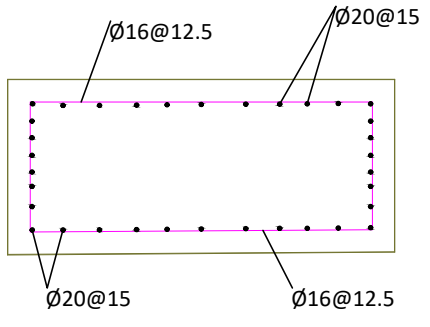
BARACA ABDUL ABDALA

ENG.:

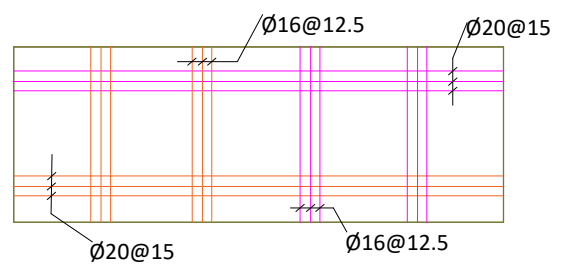
DATA: JULHO DE 2021



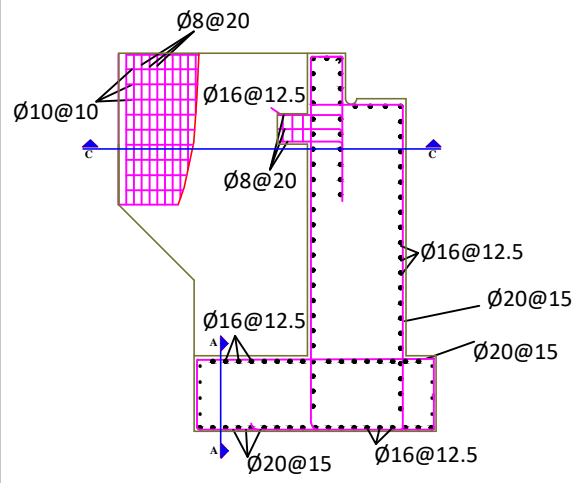
CORTE C-C



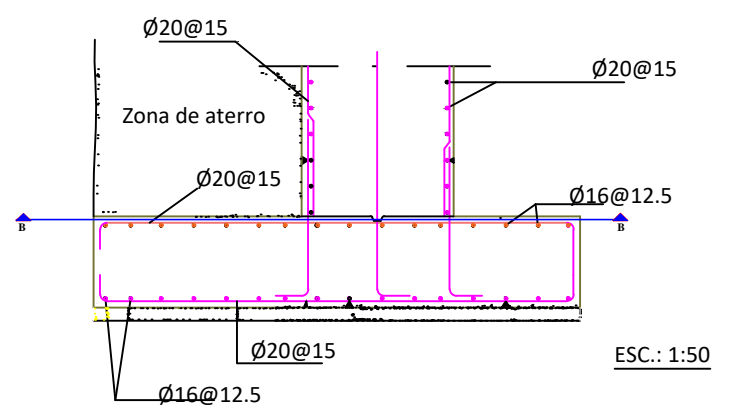
CORTE A-A



CORTE B-B



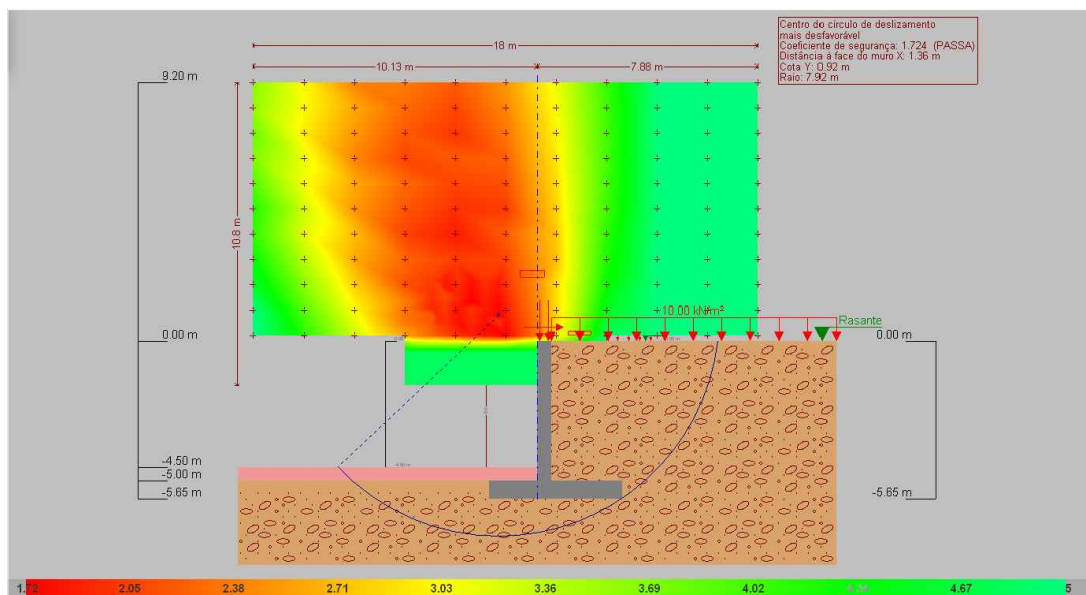
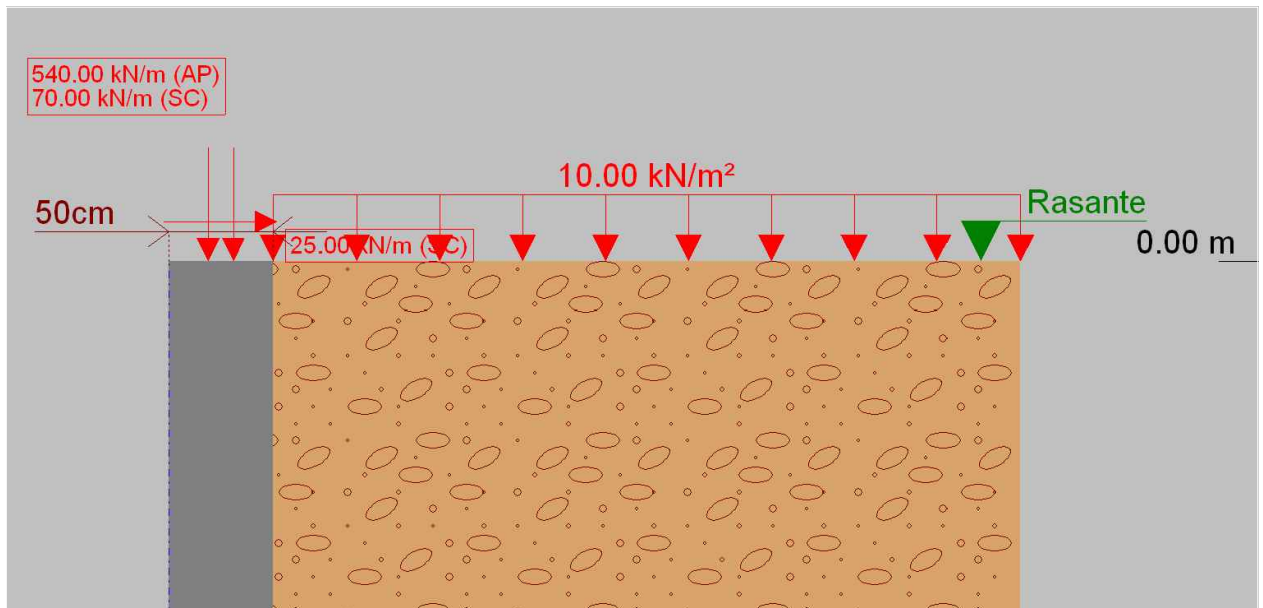
Alcado



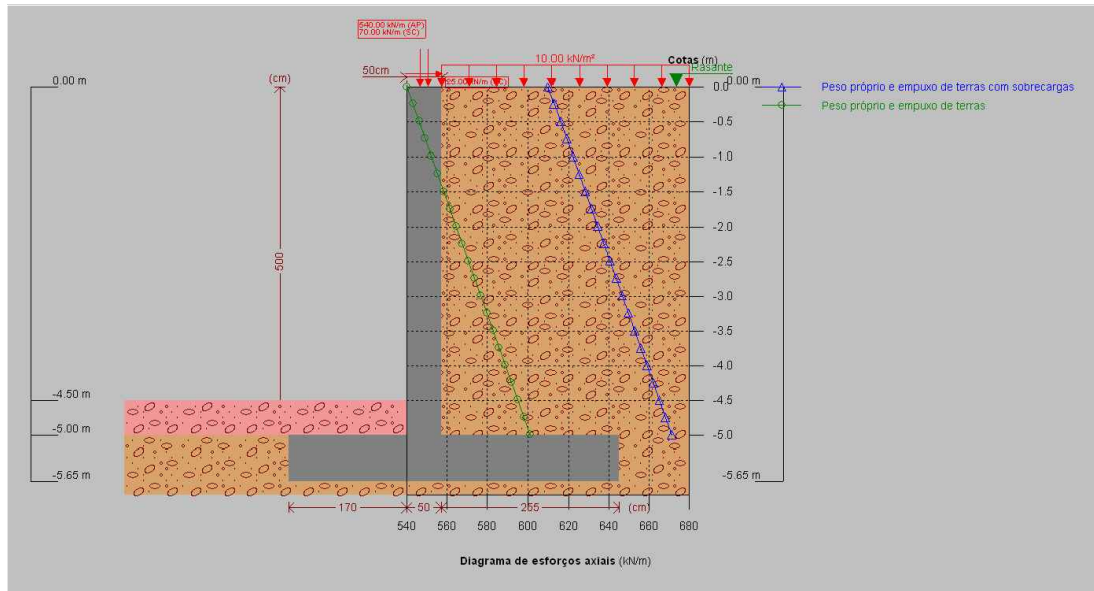
Alcado da sapata



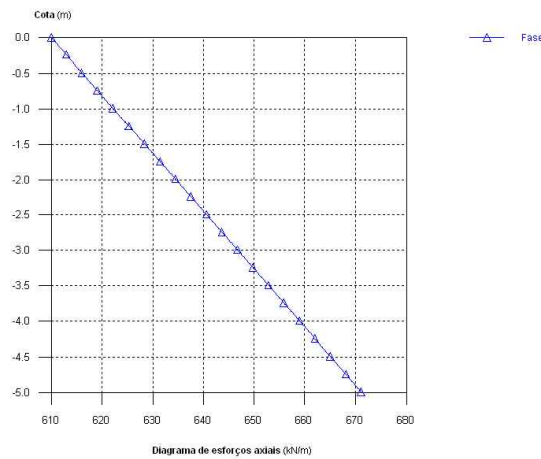
PROPRIETARIO:	 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE LICENCIATURA:	
PROJECTO:	PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO	
LOCAL:	ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA	
TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.:	PROJECTO ESTRUTURAL/EXECUTIVO	
TITULO:	PORMENORES DE SECCOES DAS ARMADURAS DO ENCONTRO	DESENHO Nº: 08
PROJECTOU:	REVISOU:	ESCALA: 1:100 
BARACA ABDUL ABDALA	ENG.:	DATA: JULHO DE 2021



PROPRIETARIO:	 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE LICENCIATURA:	
PROJECTO:	PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO	
LOCAL:	ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA	
TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.:	PROJECTO ESTRUTURAL/EXECUTIVO	
TRITULO:	PORMENORES DE CARREGAMENTO E CIRCULO DE DESLIZAMENTO	DESENHO Nº: 09
PROJECTOU:	REVISOU:	ESCALA: 1:100
BARACA ABDUL ABDALA		DATA: JULHO DE 2021



Peso próprio e empuxo de terras com sobrecargas



PROPRIETARIO:



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE LICENCIATURA:

PROJECTO: PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO

LOCAL: ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA

TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.: PROJECTO ESTRUTURAL/EXECUTIVO

TITULO: PORMENORES DE ESFORCOS AXIAIS

DESENHO N^o:10

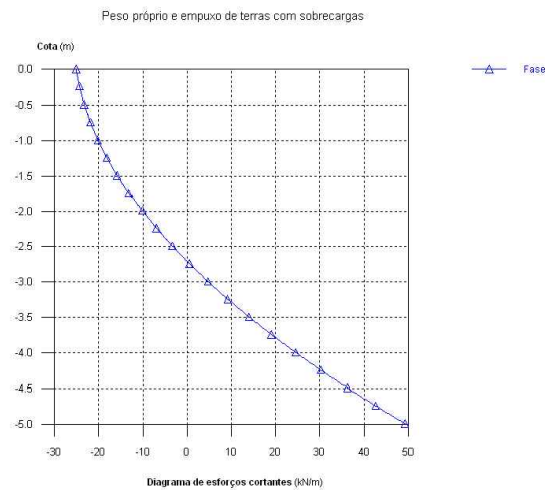
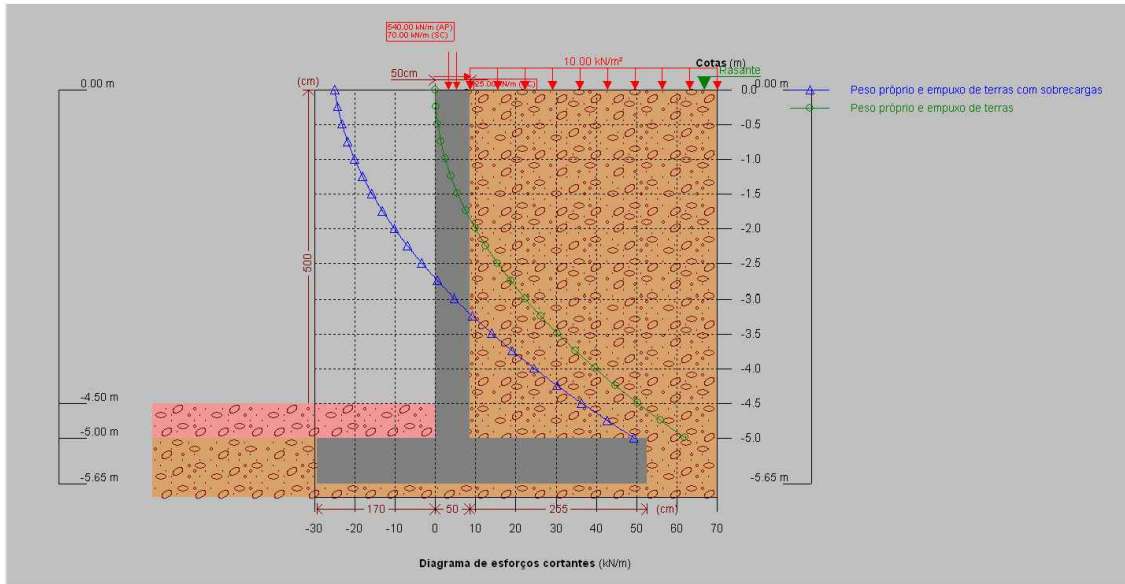
PROJECTOU:

REVISOU:

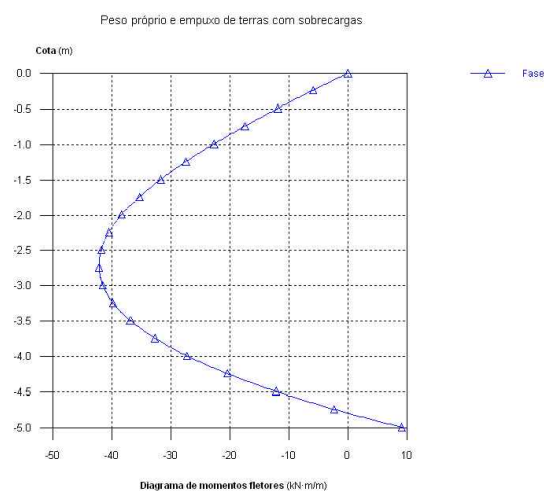
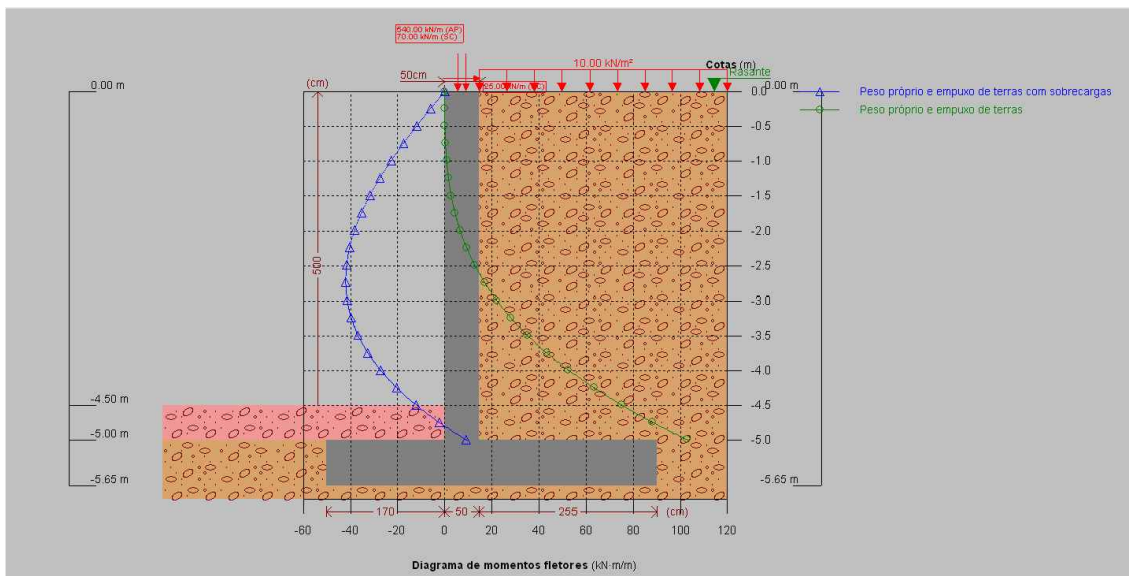
ESCALA:1:100

BARACA ABDUL ABDALA

DATA:JULHO DE 2021



PROPRIETARIO:	 <p>UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL</p>	
PROJECTO:	PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO	
LOCAL:	ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA	
TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.:	PROJECTO ESTRUTURAL/EXECUTIVO	
TITULO:	DIAGRAMA DE ESFORCOS CORTANTES	DESENHO N ^o :11
PROJECTOU:	REVISOU:	ESCALA:1:100
BARACA ABDUL ABDALA		DATA:JULHO DE 2021



PROPRIETARIO:



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE LICENCIATURA:

PROJECTO:

PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO

LOCAL:

ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA

TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.:

PROJECTO ESTRUTURAL/EXECUTIVO

TITULO:

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES

DESENHO N^o:12

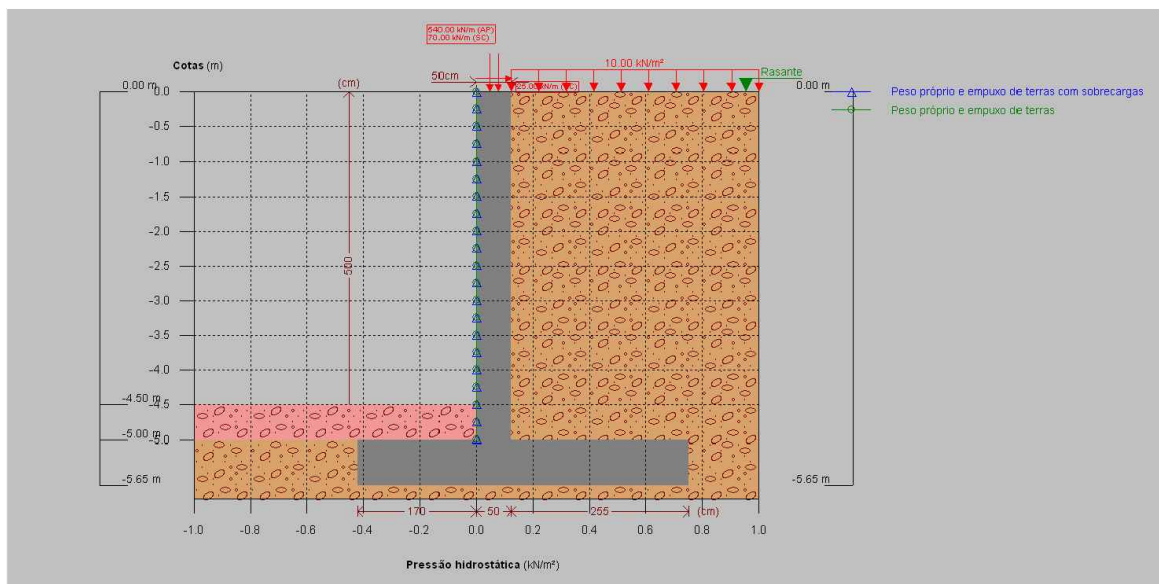
PROJECTOU:

REVISOU:

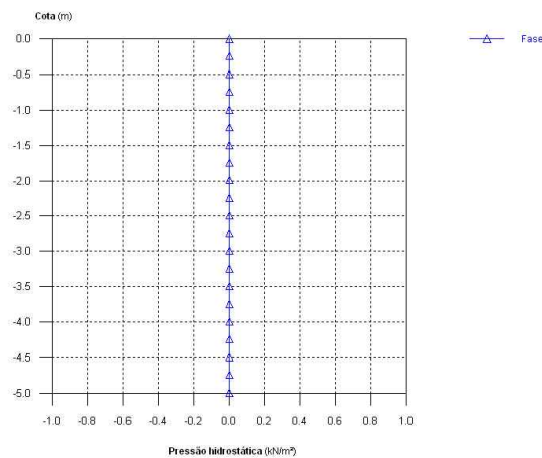
ESCALA:1:100

BARACA ABDUL ABDALA

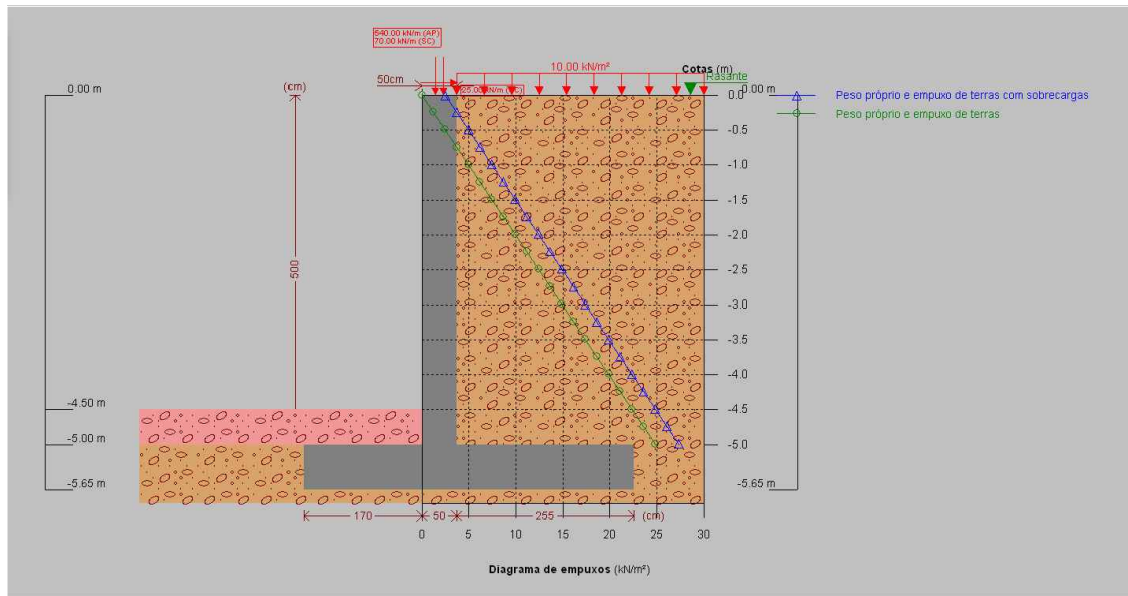
DATA:JULHO DE 2021



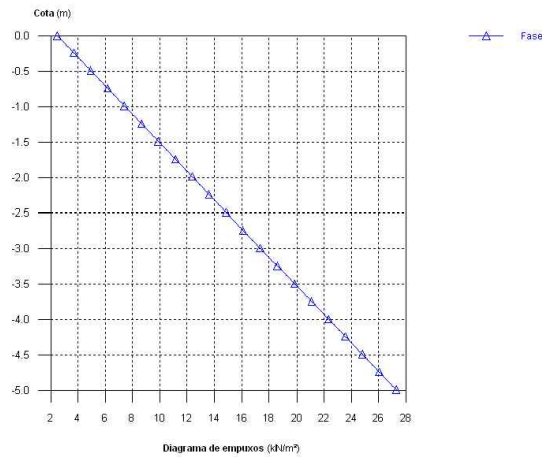
Peso próprio e empuxo de terras com sobrecargas



PROPRIETARIO:		UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE LICENCIATURA:
PROJECTO:	PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO	
LOCAL:	ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA	
TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.:	PROJECTO ESTRUTURAL/EXECUTIVO	
TITULO:	DIAGRAMA DE PRESSAO DE HIDROSTATICA	DESENHO N ^o :13
PROJECTOU:	REVISOU:	ESCALA:1:100
BARACA ABDUL ABDALA		DATA:JULHO DE 2021



Peso próprio e empuxo de terras com sobrecargas



PROPRIETARIO:



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE LICENCIATURA:

PROJECTO: PONTE MISTA TRELICADA ACO-BETAO

LOCAL: ESTRADA NACIONAL N 242 LICHINGA-CHIMBUNILA NO KM 11+020 NIASSA

TIPO DE PROJECTO/ FASE E ESP.: PROJECTO ESTRUTURAL/EXECUTIVO

TITULO: DIAGRAMA DE IMPULSAO ATRAVES DO SOLO E PESO PROPRIO

DESENHO N^o: 14

PROJECTOU:

REVISOU:

ESCALA: 1:100

BARACA ABDUL ABDALA

ENG.:

DATA: JULHO DE 2021

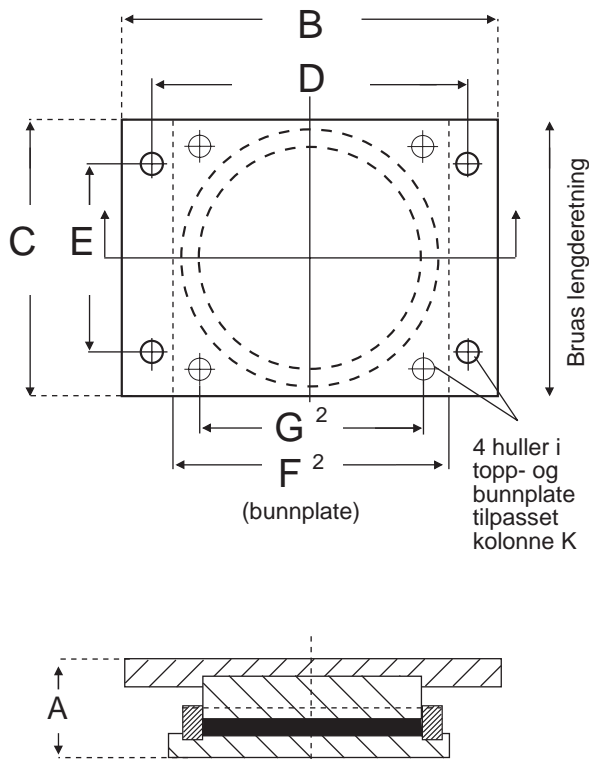
Anêxo C: Catálogos de aparelhos e apoio

Fast potlager

Tetron D3T Standard lager

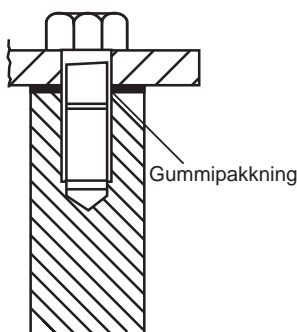
Vi kan også levere skreddersydde lager for å kunne oppfylle krav som ikke dekkes av standard lager.

Utskiftbar med et minimum av oppjekking.



Type lager	Dimensjoner i mm							
	A	B	C	D	E	F	G	K
D3T 50	58	235	170	195	120	170	130	M12
D3T 80	75	340	235	280	155	235	175	M20
D3T 100	80	355	250	295	170	250	190	M20
D3T 125	83	375	270	315	190	270	210	M20
D3T 160	92	395	290	335	210	290	230	M20
D3T 200	97	460	335	385	240	335	260	M20
D3T 250	97	485	360	410	270	360	285	M20
D3T 325	116	575	410	475	280	410	310	M20
D3T 400	127	615	450	515	330	450	350	M24
D3T 500	132	680	515	580	390	515	410	M30
D3T 650	141	770	570	645	420	570	440	M30
D3T 800	156	835	635	710	490	635	510	M30
D3T 1000	175	950	710	805	540	710	560	M30
D3T 1250	179	1015	785	870	620	785	640	M30
D3T 1600	203	1140	870	970	680	870	700	M30
D3T 2000	203	1260	985	1090	780	985	800	M36
D3T 2500	232	1425	1100	1220	875	1100	895	M42
D3T 3000	257	1550	1230	1350	1000	1230	1030	M42

Forankringsbolter for utskiftbare potlager



Skrubolt	Forankring	
	Ø	Lengde
M12	40	100
M20	40	100
M24	40	160
M30	50	220
M36	70	220
M42	90	220

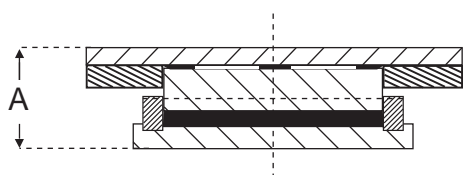
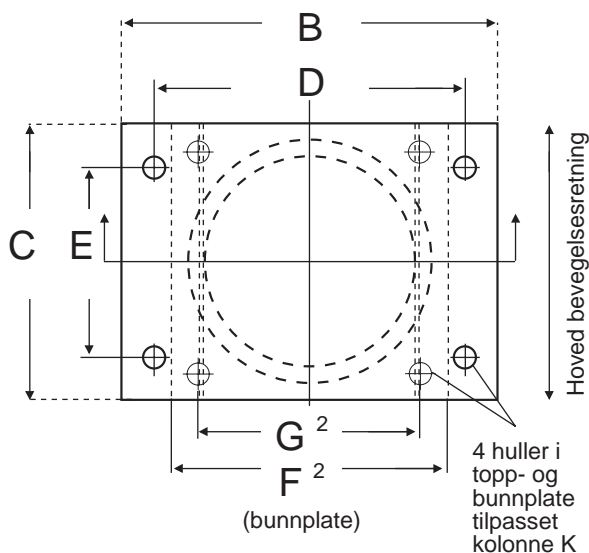
Type lager	BS.5400: Del 9.1 Dimensjonerende laster (kN)					
	Bruksgrense				Bruddgrense	
	Maks vertikal	Permanet vertikal	Maks horisontal	Maks rotasjon	Maks vertikal	Maks horisontal
D3T 50	500	300	100	0,026	750	150
D3T 80	800	500	200	0,026	1200	260
D3T 100	1000	650	220	0,026	1500	290
D3T 125	1250	800	250	0,026	1900	320
D3T 160	1600	1000	280	0,026	2500	370
D3T 200	2000	1350	320	0,026	3300	430
D3T 250	2500	1600	360	0,024	4000	520
D3T 325	3250	2100	390	0,022	5500	560
D3T 400	4000	2600	450	0,022	7000	580
D3T 500	5000	3200	630	0,020	9000	800
D3T 650	6500	4200	700	0,018	12000	1000
D3T 800	8000	5200	800	0,016	15000	1100
D3T 1000	10000	6500	890	0,016	18000	1200
D3T 1250	12500	8000	990	0,014	22000	1500
D3T 1600	16000	10000	1100	0,012	25000	1700
D3T 2000	20000	13000	1500	0,012	33000	2200
D3T 2500	25000	16000	1900	0,012	40000	2700
D3T 3000	30000	20000	2200	0,012	50000	3400

Ensidig bevegelige potlager

Tetron D3F Standard lager

Vi kan også levere skreddersydde lager for å kunne oppfylle krav som ikke dekkes av standard lager.

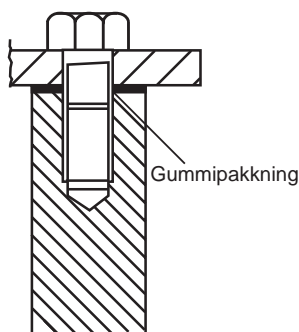
Utskiftbar med et minimum av oppjekking.



Type lager	Dimensjoner i mm							
	A	B	C*	D	E*	F	G	K
D3F 50	79	260	170	195	120	170	130	M12
D3F 80	103	345	235	280	155	235	175	M20
D3F 100	108	360	250	295	170	250	190	M20
D3F 125	117	405	270	315	190	270	210	M20
D3F 160	121	425	290	335	210	290	230	M20
D3F 200	129	475	335	385	240	335	260	M20
D3F 250	129	500	360	410	270	360	285	M20
D3F 325	138	565	410	475	280	410	310	M20
D3F 400	158	605	450	515	330	450	350	M24
D3F 500	158	680	515	580	390	515	410	M30
D3F 650	167	745	570	645	420	570	440	M30
D3F 800	177	810	635	710	490	635	510	M30
D3F 1000	192	905	710	805	540	710	560	M30
D3F 1250	198	970	785	870	620	785	640	M30
D3F 1600	213	1070	870	970	680	870	700	M30
D3F 2000	227	1215	985	1090	780	985	800	M36
D3F 2500	267	1360	1100	1220	875	1100	895	M42
D3F 3000	282	1490	1230	1350	1000	1230	1030	M42

*Målene C og E er for +/- 15 mm bevegelse. For større bevegelse øker målene trinnvis med 100 mm.

Forankringsbolter for utskiftbare potlager



Skrubolt	Forankring	
	Ø	Lengde
M12	40	100
M20	40	100
M24	40	160
M30	50	220
M36	70	220
M42	90	220

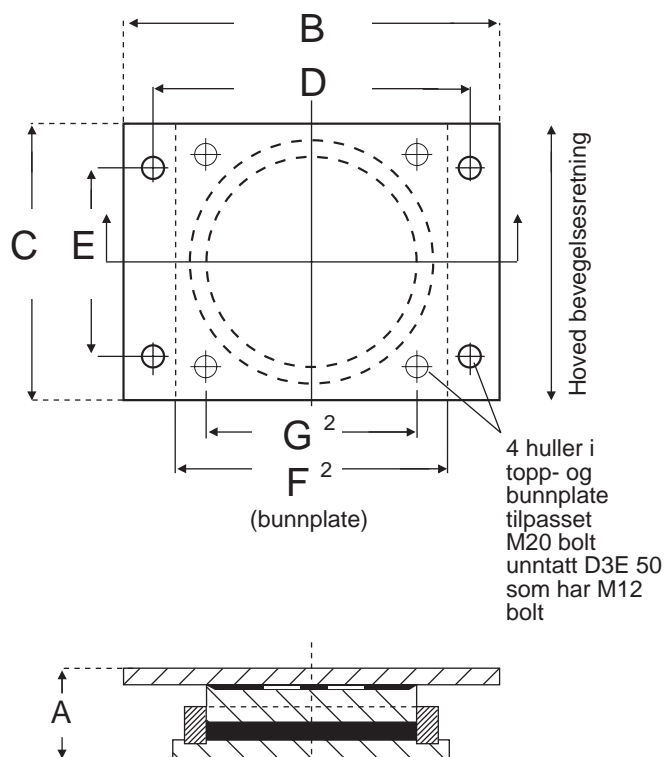
Type lager	BS.5400: Del 9.1 Dimensjonerende laster (kN)					
	Bruksgrense				Bruddgrense	
	Maks vertikal	Permanet vertikal	Maks horisontal	Maks rotasjon	Maks vertikal	Maks horisontal
D3F 50	500	300	100	0,026	750	150
D3F 80	800	500	200	0,026	1200	260
D3F 100	1000	650	220	0,026	1500	290
D3F 125	1250	800	250	0,026	1900	300
D3F 160	1600	1000	280	0,026	2500	310
D3F 200	2000	1350	320	0,026	3300	410
D3F 250	2500	1600	360	0,024	4000	510
D3F 325	3250	2100	390	0,022	5500	520
D3F 400	4000	2600	450	0,022	7000	580
D3F 500	5000	3200	630	0,020	9000	720
D3F 650	6500	4200	700	0,018	12000	900
D3F 800	8000	5200	800	0,016	15000	920
D3F 1000	10000	6500	890	0,016	18000	1200
D3F 1250	12500	8000	990	0,014	22000	1400
D3F 1600	16000	10000	1100	0,012	25000	1600
D3F 2000	20000	13000	1500	0,012	33000	1800
D3F 2500	25000	16000	1900	0,012	40000	2200
D3F 3000	30000	20000	2200	0,012	50000	2800

Allsidig bevegelige potlager

Tetron D3E Standard lager

Vi kan også levere skreddersydde lager for å kunne oppfylle krav som ikke dekkes av standard lager.

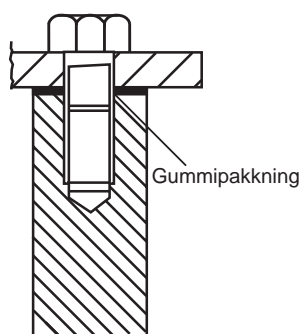
Utskiftbar med et minimum av oppjekking.



Type lager	Dimensjoner i mm						
	A	B*	C*	D*	E*	F	G
D3E 50	60	235	170	195	120	170	130
D3E 80	73	340	235	280	155	235	175
D3E 100	78	355	250	295	170	250	190
D3E 125	82	375	270	315	190	270	210
D3E 160	86	395	290	335	210	290	230
D3E 200	92	460	335	385	240	335	260
D3E 250	99	485	360	410	270	360	285
D3E 325	112	515	375	455	280	410	310
D3E 400	128	555	420	495	330	450	350
D3E 500	128	620	465	560	390	515	410
D3E 650	137	675	510	615	420	570	440
D3E 800	147	740	575	680	490	635	510
D3E 1000	162	815	635	755	540	710	560
D3E 1250	168	910	700	840	620	785	640
D3E 1600	183	1000	780	925	680	870	700
D3E 2000	193	1155	875	1055	770	985	800
D3E 2500	213	1270	970	1170	865	1100	895
D3E 3000	228	1440	1080	1310	950	1230	1030

*Målene B, C, D og E er for +/- 15 mm bevegelse. For større bevegelse øker målene trinnvis med 100 mm.

Forankringsbolter for utskiftbare potlager



Skrubolt	Forankring	
	Ø	Lengde
M12	40	100
M20	40	100
M24	40	160
M30	50	220
M36	70	220
M42	90	220

Type lager	BS.5400: Del 9.1 Dimensjonerende laster (kN)			
	Bruksgrense			Bruddgrense
	Maks vertikal	Permanet vertikal	Maks rotasjon	Maks vertikal
D3E 50	500	300	0,026	750
D3E 80	800	500	0,026	1200
D3E 100	1000	650	0,026	1500
D3E 125	1250	800	0,026	1900
D3E 160	1600	1000	0,026	2500
D3E 200	2000	1350	0,026	3300
D3E 250	2500	1600	0,024	4000
D3E 325	3250	2100	0,022	5500
D3E 400	4000	2600	0,022	7000
D3E 500	5000	3200	0,020	9000
D3E 650	6500	4200	0,018	12000
D3E 800	8000	5200	0,016	15000
D3E 1000	10000	6500	0,016	18000
D3E 1250	12500	8000	0,014	22000
D3E 1600	16000	10000	0,012	25000
D3E 2000	20000	13000	0,012	33000
D3E 2500	25000	16000	0,012	40000
D3E 3000	30000	20000	0,012	50000

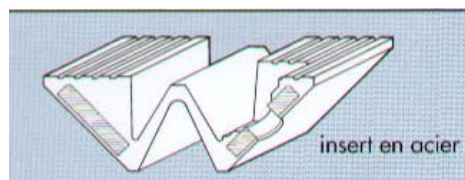
Anêxo D: Catálogos de Junta de dilatação



Junta de dilatação N 65

Concepção da junta N 65

As juntas de dilatação da série N são constituídas por um perfil contínuo de elastómero moldado e vulcanizado em torno de duas placas metálicas idênticas, que possuem formas adaptadas às cargas a considerar.

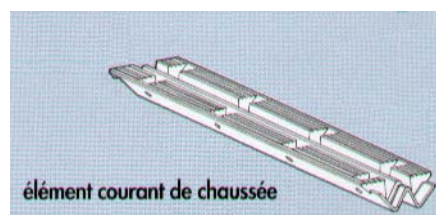


O conforto do utilizador é assegurado pela continuidade do colchão de elastómero, concebido para amortecer o choque das rodas e absorver as irregularidades da faixa de rodagem.

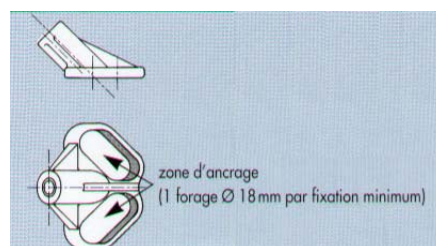
A superfície superior da junta possui ranhuras antiderrapantes realizadas em alumínio moldado permitindo assegurar um máximo de segurança.

Propriedades da junta N 65

As juntas são fabricadas em módulos de 1 metro de comprimento cujas extremidades são desenhadas para garantir os requisitos de estanquidade graças a um recobrimento por linguetas conjugadas tendo em conta as deformações impostas pela estrutura.



Todas as peças metálicas de ancoragem e fixação estão protegidas contra a corrosão. O elastómero resiste à acção de óleos, gorduras, gasolinas e sais de degelo.



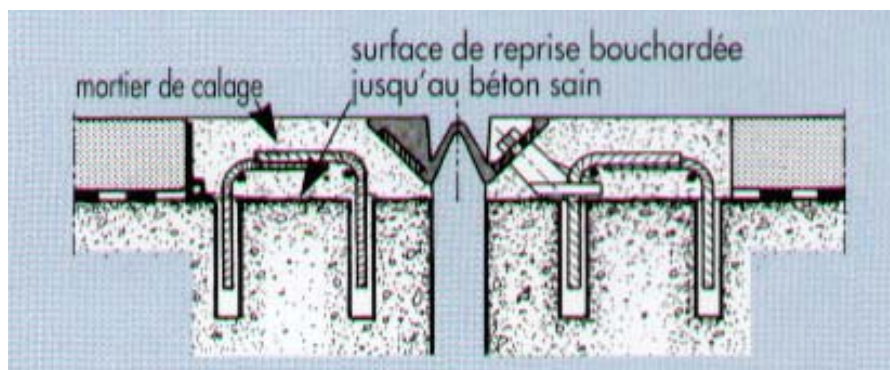
Características

A amplitude da junta de dilatação N 65 é de 65 mm.

A junta N admite até 6 mm de desnível nos apoios.

A junta N está concebida para ser utilizada em vias com tráfego intenso e pesado.

Fácil instalação com a ajuda do equipamento de posicionamento.

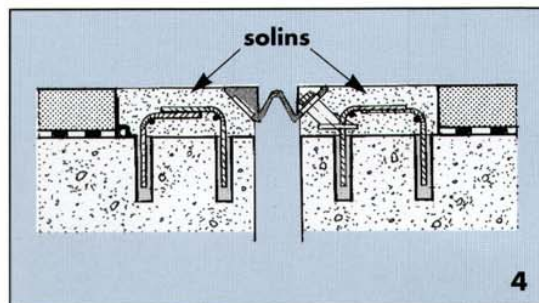
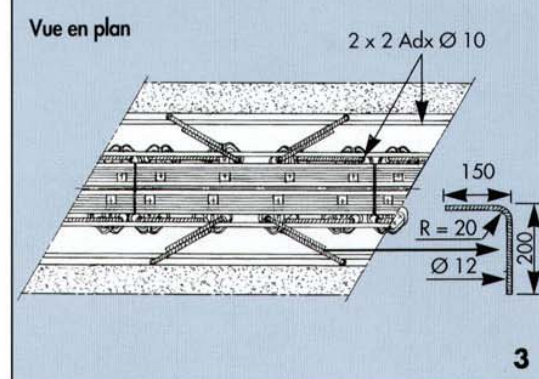
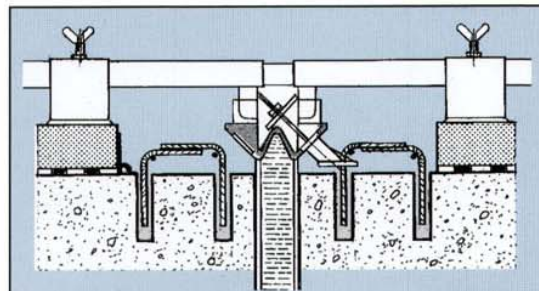
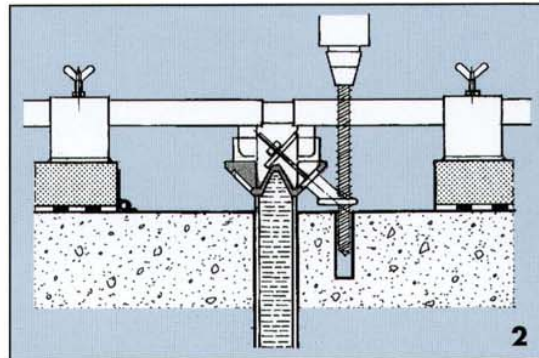
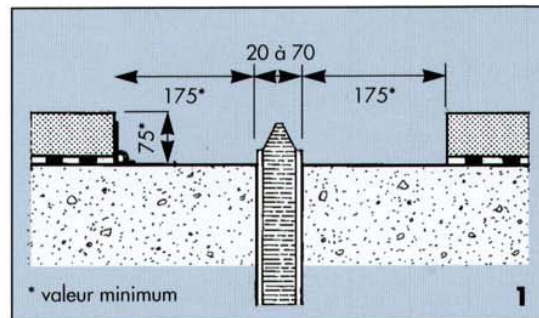


Instalação da junta N 65

A colocação da junta N 65 efectua-se com a ajuda de braços metálicos que permitem o nivelamento e a abertura da junta.

- Remoção da cofragem e abertura do negativo.
- Limpeza e preparação da superfície de betão.
- Colocação das armaduras adicionais e fecho da abertura de junta.
- Colocação e ajustamento dos vários elementos da junta e suas fixações com a ajuda dos braços de posicionamento.
- Betonagem dos rebates
- Após a cura do betão desmontagem dos braços de posicionamento, dos elementos da junta e cofragem.
- Limpeza dos elementos da junta, recolocação e aperto permanente das fixações.

As juntas Freyssinet são protegidas por patente francesa e internacionais.



Anêxo E: Apêndice de cálculo das ligações aparafusadas

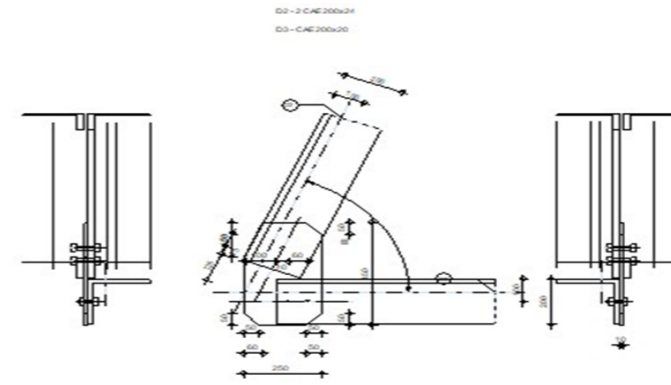


Autodesk Robot Structural Analysis Professional
2019



Cálculos da conexão com a placa de suporte
EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Relação
0.95



Geral

N° de conexão:	196
Nome da conexão:	Placa de suporte: contraventamento
Nó estrutural:	9
Barras estruturais:	19, 86,

Geometria

		Barra 2	Barra 3	
Barra N° :		19	86	
Seção:		2 CAE 200x24	CAE 200x20	
	h	200	200	mm
	b _f	200	200	mm
	t _w	24	20	mm
	t _f	24	20	mm
	r	18	18	mm
	A	181.18	76.35	cm ²
Material:		Steel	Steel	
	f _y	235	235	MPa
	f _u	360	360	MPa
Ângulo	α	68.2	0	Deg
Comprimento	l	0	0	m

Parafusos

Barra 2

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	9.8		Classe do parafuso
d =	16	[mm]	Diâmetro do parafuso
d ₀ =	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
A _s =	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
A _v =	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
f _{yb} =	720	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
f _{ub} =	900	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
n =	2		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	60 [mm]		
e ₁ =	40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
e ₂ =	100	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
e _c =	125	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro

Barra 3

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	9.8		Classe do parafuso
d =	16	[mm]	Diâmetro do parafuso
d ₀ =	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
A _s =	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
A _v =	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
f _{yb} =	720	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
f _{ub} =	900	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
n =	2		Número de colunas de parafusos

Espaçamento dos parafusos	60 [mm]			
$e_1 =$	40	[mm]		Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
$e_2 =$	100	[mm]		Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
$e_c =$	100	[mm]		Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro
Placa de suporte				
$l_p =$	250	[mm]		Comprimento da placa
$h_p =$	450	[mm]		Altura da placa
$t_p =$	10	[mm]		Espessura da placa
Parâmetros				
$h_1 =$	60	[mm]		Corte
$v_1 =$	150	[mm]		Corte
$h_2 =$	50	[mm]		Corte
$v_2 =$	50	[mm]		Corte
$h_3 =$	50	[mm]		Corte
$v_3 =$	50	[mm]		Corte
$h_4 =$	50	[mm]		Corte
$v_4 =$	50	[mm]		Corte
Centro de gravidade da placa referente ao centro (123; 75)				
$e_v =$	145	[mm]		Distância vertical da borda da placa ao ponto de interseção dos eixos do membro
$e_H =$	5	[mm]		Distância horizontal da borda da placa ao ponto de interseção dos eixos do membro
Material:	S 235			
$f_y =$	235	[MPa]		Resistência
Fatores de material				
$\gamma_{M0} =$	1			Fator de segurança parcial
$\gamma_{M2} =$	1.25			Fator de segurança parcial
Cargas				
Caso:	40: ULS/11=5*1.35 + 6*1.35 + 7*1.35 + 11*1.50 (5+6+7)*1.35+11*1.50			
$N_{b2,Ed} =$	-156.94	[kN]		Força axial
$N_{b3,Ed} =$	-8.04	[kN]		Força axial
Resultados				
Barra 2				
Capacidades dos parafusos				
$F_{v,Rd} =$	173.72	[kN]		Resistência ao cisalhamento da haste de um parafuso simples
Apoio do parafuso na barra				
Direção x				
$k_{1x} =$	2.5			Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado	
$\alpha_{bx} =$	0.74			Coefficiente determinado pela distância entre os parafusos
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd1x} =$	409.6	[kN]		Capacidade do projeto no estado limite de plastificação da parede da abertura
Direção z				
$k_{1z} =$	2.5			Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado	

$\alpha_{bz} =$		1		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$		verificado		
$F_{b,Rd1z} =$		552.96	[kN]	Resistência portante de um único parafuso	
Apoio do parafuso na placa					
Direção x					
$k_{1x} =$		2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		verificado		
$\alpha_{bx} =$		0.86		Coefficiente determinado pela distância entre os parafusos	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,86 > 0,00$		verificado		
$F_{b,Rd2x} =$		99.2	[kN]	Capacidade do projeto no estado limite de plastificação da parede da abertura	
Direção z					
$k_{1z} =$		2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		verificado		
$\alpha_{bz} =$		1		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$		verificado		
$F_{b,Rd2z} =$		115.2	[kN]	Resistência portante de um único parafuso	
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos					
Cisalhamento do parafuso					
$e =$		42	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso	
$M_0 =$		-6.53	[kN*m]	Momento fletor real	
$F_{NSd} =$		-78.47	[kN]	Força do componente em um parafuso devido à influência da força longitudinal	
$F_{MSd} =$		-108.88	[kN]	Força componente no parafuso devido ao impacto do momento	
$F_{x,Ed} =$		-78.47	[kN]	Força total do projeto em um parafuso na direção x	
$F_{z,Ed} =$		-108.88	[kN]	Força de projeto total em um parafuso na direção z	
$F_{Ed} =$		134.21	[kN]	Força de cisalhamento resultante no parafuso	
$F_{Rdx} =$		99.2	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de um parafuso na direção x	
$F_{Rdz} =$		115.2	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de um parafuso na direção z	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -78,47 < 99,20$		verificado		-0.79
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -108,88 < 115,20$		verificado		-0.95
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$134,21 < 173,72$		verificado		-0.77
Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas					
$\beta_2 =$		0.5		Coefficiente de redução	
$A =$		90.59	[cm ²]	Área da seção transversal de um ângulo	
$A_{net} =$		86.27	[cm ²]	Área da seção transversal líquida	
$N_{u,Rd} =$		1242.25	[kN]	Resistência plástica do projeto da seção líquida	
$N_{pl,Rd} =$		1915.93	[kN]	Resistência plástica do projeto da seção bruta	
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -78,47 < 1242,25$		verificado		-0.06
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -78,47 < 1915,93$		verificado		-0.04
Verificação da barra - rompimento do bloco					
$A_{nt} =$		21.84	[cm ²]	Área líquida da seção em tração	
$A_{nv} =$		17.52	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento	
$V_{effRd} =$		552.2	[kN]	Capacidade do projeto de uma seção enfraquecida por aberturas	
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -78,47 < 552,20$		verificado		-0.14
Barra 3					
Capacidades dos parafusos					
$F_{v,Rd} =$		86.86	[kN]	Resistência ao cisalhamento da haste de um parafuso simples	
Apoio do parafuso na barra					
Direção x					
$k_{1x} =$		2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		verificado		

$\alpha_{bx} =$		0.74		Coefficiente determinado pela distância entre os parafusos
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd1x} =$		170.67	[kN]	Capacidade do projeto no estado limite de plastificação da parede da abertura
Direção z				
$k_{1z} =$		2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado	
$\alpha_{bz} =$		1		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd1z} =$		230.4	[kN]	Resistência portante de um único parafuso
Apoio do parafuso na placa				
Direção x				
$k_{1x} =$		2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado	
$\alpha_{bx} =$		0.83		Coefficiente determinado pela distância entre os parafusos
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,83 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd2x} =$		96	[kN]	Capacidade do projeto no estado limite de plastificação da parede da abertura
Direção z				
$k_{1z} =$		2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado	
$\alpha_{bz} =$		1		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd2z} =$		115.2	[kN]	Resistência portante de um único parafuso
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos				
Cisalhamento do parafuso				
$e =$		43	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso
$M_0 =$		-0.35	[kN*m]	Momento fletor real
$F_{NSd} =$		-4.02	[kN]	Força do componente em um parafuso devido à influência da força longitudinal
$F_{MSd} =$		-5.78	[kN]	Força componente no parafuso devido ao impacto do momento
$F_{x,Ed} =$		-4.02	[kN]	Força total do projeto em um parafuso na direção x
$F_{z,Ed} =$		-5.78	[kN]	Força de projeto total em um parafuso na direção z
$F_{Ed} =$		7.04	[kN]	Força de cisalhamento resultante no parafuso
$F_{Rdx} =$		96	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de um parafuso na direção x
$F_{Rdz} =$		115.2	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de um parafuso na direção z
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -4,02 < 96,00$		verificado	-0.04
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -5,78 < 115,20$		verificado	-0.05
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$7,04 < 86,86$		verificado	-0.08
Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas				
$\beta_2 =$		0.5		Coefficiente de redução
$A_{net} =$		72.75	[cm ²]	Área da seção transversal líquida
$N_{u,Rd} =$		1047.57	[kN]	Resistência plástica do projeto da seção líquida
$N_{pl,Rd} =$		1614.75	[kN]	Resistência plástica do projeto da seção bruta
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -8,04 < 1047,57$		verificado	-0.01
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -8,04 < 1614,75$		verificado	0
Verificação da barra - rompimento do bloco				
$A_{nt} =$		18.2	[cm ²]	Área líquida da seção em tração
$A_{nv} =$		14.6	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento
$V_{effRd} =$		460.17	[kN]	Capacidade do projeto de uma seção enfraquecida por aberturas
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -8,04 < 460,17$		verificado	-0.02
A conexão esta em conformidade com a norma.				
		Relação	0.95	



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

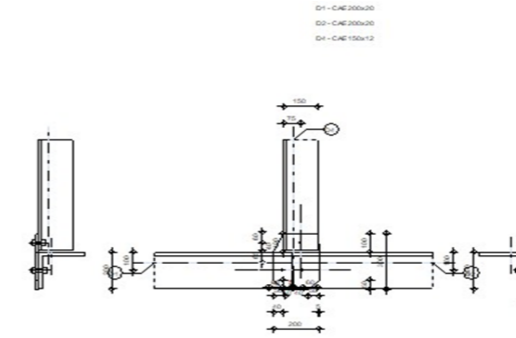


Cálculos da conexão com a placa de suporte

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Relação

0.45



Geral	
Nº de conexão:	201
Nome da conexão:	Placa de suporte: nó de banzo da treliça
Nó estrutural:	11
Barras estruturais:	86, 87, 27,

Geometria		Barras			
Barra Nº:		Barra 1	Barra 2	Barra 4	
Seção:		CAE 200x20	CAE 200x20	CAE 150x12	
	h	200	200	150	mm
	b _f	200	200	150	mm
	t _w	20	20	12	mm
	t _f	20	20	12	mm
	r	18	18	16	mm
	A	76.35	76.35	34.83	cm ²
Material:		Steel	Steel	Steel	
	f _y	235	235	235	MPa
	f _u	360	360	360	MPa
Ângulo	α	0	0	90	Deg
Comprimento	l	2	4.74	2	m

Parafusos

Barra 1

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	9.8		Classe do parafuso
d =	16	[mm]	Diâmetro do parafuso
d ₀ =	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
A _s =	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
A _v =	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
f _{yb} =	720	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
f _{ub} =	900	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
n =	1		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	[mm]		
e ₁ =	40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
e ₂ =	100	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
e _c =	5	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro

Barra 2

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	9.8		Classe do parafuso
d =	16	[mm]	Diâmetro do parafuso
d ₀ =	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
A _s =	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
A _v =	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
f _{yb} =	720	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
f _{ub} =	900	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
n =	1		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	[mm]		
e ₁ =	40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
e ₂ =	100	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
e _c =	5	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro

Barra 4

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	9.8		Classe do parafuso
----------	-----	--	--------------------

d =	16	[mm]	Diâmetro do parafuso	
d ₀ =	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso	
A _s =	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso	
A _v =	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso	
f _{yb} =	720	[MPa]	Ponto limite de elasticidade	
f _{ub} =	900	[MPa]	Resistência do parafuso à tração	
n =	1		Número de colunas de parafusos	
Espaçamento dos parafusos	[mm]			
e ₁ =	40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro	
e ₂ =	75	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro	
e _c =	65	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro	
Placa de suporte				
l _p =	200	[mm]	Comprimento da placa	
h _p =	300	[mm]	Altura da placa	
t _p =	10	[mm]	Espessura da placa	
Parâmetros				
h ₁ =	40	[mm]	Corte	
v ₁ =	100	[mm]	Corte	
h ₂ =	5	[mm]	Corte	
v ₂ =	100	[mm]	Corte	
h ₃ =	50	[mm]	Corte	
v ₃ =	50	[mm]	Corte	
h ₄ =	50	[mm]	Corte	
v ₄ =	50	[mm]	Corte	
Centro de gravidade da placa referente ao centro de gr:	(18;6)			
e _v =	145	[mm]	Distância vertical da borda da placa ao ponto de interseção dos eixos do membro	
e _H =	85	[mm]	Distância horizontal da borda da placa ao ponto de interseção dos eixos do membro	
e ₀ =	0	[mm]	Distância ao eixo do banzo (horiz.)	
Material:	S 235			
f _y =	235	[MPa]	Resistência	
Fatores de material				
γ _{M0} =	1		Fator de segurança parcial	[2.2]
γ _{M2} =	1.25		Fator de segurança parcial	[2.2]
Cargas				
Caso:	43: ULS/14=5*1.35 + 6*1.35 + 7*1.35 + 10*1.50	(5+6+7)*1.35+10*1.50		
N _{b1,Ed} =	-10.16	[kN]	Força axial	
N _{b2,Ed} =	-11.14	[kN]	Força axial	
N _{b4,Ed} =	39.19	[kN]	Força axial	
Resultados				
Barra 1				
Capacidades dos parafusos				
F _{v,Rd} =	86.86	[kN]	Resistência ao cisalhamento da haste de um parafuso :	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na barra				
Direção x				
k _{1x} =	2.5		Coeficiente para o cálculo de F _{b,Rd}	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
k _{1x} > 0.0	2,50 > 0,00		verificado	
α _{bx} =	0.74		Coeficiente determinado pela distância entre os parafusos	$\alpha_{bx} = \min[e_1 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
α _{bx} > 0.0	0,74 > 0,00		verificado	
F _{b,Rd1x} =	170.67	[kN]	Capacidade do projeto no estado limite de plastificação	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direção z				
k _{1z} =	2.5		Coeficiente para o cálculo de F _{b,Rd}	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
k _{1z} > 0.0	2,50 > 0,00		verificado	
α _{bz} =	1		Coeficiente para o cálculo de F _{b,Rd}	$\alpha_{bz} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
α _{bz} > 0.0	1,00 > 0,00		verificado	
F _{b,Rd1z} =	230.4	[kN]	Resistência portante de um único parafuso	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na placa				
Direção x				
k _{1x} =	2.5		Coeficiente para o cálculo de F _{b,Rd}	$k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
k _{1x} > 0.0	2,50 > 0,00		verificado	
α _{bx} =	0.74		Coeficiente determinado pela distância entre os parafusos	$\alpha_{bx} = \min[e_1 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00	verificado			
$F_{b,Rd2x} =$	85.33	[kN]	Capacidade do projeto no estado limite de plastificação		$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direção z					
$k_{1z} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado			
$\alpha_{bz} =$	1		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	verificado			
$F_{b,Rd2z} =$	115.2	[kN]	Resistência portante de um único parafuso		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos					
Cisalhamento do parafuso					
$e =$	43	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso		
$M_0 =$	-0.44	[kN*m]	Momento fletor real		$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} =$	-10.16	[kN]	Força do componente em um parafuso devido à influên		$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / \eta$
$F_{MSd} =$	0	[kN]	Força componente no parafuso devido ao impacto do n		$F_{MSd} = M_0 \cdot X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} =$	-10.16	[kN]	Força total do projeto em um parafuso na direção x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	0	[kN]	Força de projeto total em um parafuso na direção z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	10.16	[kN]	Força de cisalhamento resultante no parafuso		$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} =$	85.33	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de um parafuso na direç:		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	115.2	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de um parafuso na direç:		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -10,16 < 85,33$	verificado		-0.12	
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 115,20$	verificado		0	
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$10,16 < 86,86$	verificado		-0.12	
Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas					
$N_{u,Rd} =$	1048.32	[kN]	Resistência plástica do projeto da seção líquida		$N_{u,Rd} = [2 \cdot (e_2 - 0.5 \cdot d_0) \cdot t_{f1} \cdot f_{t1}] / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	1614.75	[kN]	Resistência plástica do projeto da seção bruta		$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -10,16 < 1048,32$	verificado		-0.01	
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -10,16 < 1614,75$	verificado		-0.01	
Verificação da barra - rompimento ao bioco					
$A_{nt} =$	18.2	[cm ²]	Área líquida da seção em tração		
$A_{nv} =$	6.2	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento		
$V_{effRd} =$	346.2	[kN]	Capacidade do projeto de uma seção enfraquecida por		$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -10,16 < 346,20$	verificado		-0.03	
Barra 2					
Capacidades dos parafusos					
$F_{v,Rd} =$	86.86	[kN]	Resistência ao cisalhamento da haste de um parafuso		$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na barra					
Direção x					
$k_{1x} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado			
$\alpha_{bx} =$	0.74		Coeficiente determinado pela distância entre os parafus		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00	verificado			
$F_{b,Rd1x} =$	170.67	[kN]	Capacidade do projeto no estado limite de plastificação		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direção z					
$k_{1z} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado			
$\alpha_{bz} =$	1		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	verificado			
$F_{b,Rd1z} =$	230.4	[kN]	Resistência portante de um único parafuso		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na placa					
Direção x					
$k_{1x} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado			
$\alpha_{bx} =$	1		Coeficiente determinado pela distância entre os parafus		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00	verificado			
$F_{b,Rd2x} =$	115.2	[kN]	Capacidade do projeto no estado limite de plastificação		$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direção z					
$k_{1z} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado			

$\alpha_{bz} =$	1			Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00		verificado		
$F_{b,Rd2z} =$	115.2	[kN]		Resistência portante de um único parafuso	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos					
Cisalhamento do parafuso					
$e =$	43	[mm]		Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso	
$M_0 =$	-0.48	[kN*m]		Momento fletor real	$M_0 = N_{b2,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	-11.14	[kN]		Força do componente em um parafuso devido à influên	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	0	[kN]		Força componente no parafuso devido ao impacto do n	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	-11.14	[kN]		Força total do projeto em um parafuso na direção x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	0	[kN]		Força de projeto total em um parafuso na direção z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	11.14	[kN]		Força de cisalhamento resultante no parafuso	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	115.2	[kN]		Capacidade de projeto efetiva de um parafuso na direç	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	115.2	[kN]		Capacidade de projeto efetiva de um parafuso na direç	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -11,14 < 115,20$		verificado		-0.1
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 115,20$		verificado		0
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$11,14 < 86,86$		verificado		-0.13
Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas					
$N_{u,Rd} =$	1048.32	[kN]		Resistência plástica do projeto da seção líquida	$N_{u,Rd} = [2*(e_2 - 0.5*d_0)*t_2*f_{u2}] / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	1614.75	[kN]		Resistência plástica do projeto da seção bruta	$N_{pl,Rd} = (0.9*A*f_y) / \gamma_{M2}$
$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -11,14 < 1048,32$		verificado		-0.01
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -11,14 < 1614,75$		verificado		-0.01
Verificação da barra - rompimento do bloco					
$A_{nt} =$	18.2	[cm ²]		Área líquida da seção em tração	
$A_{nv} =$	6.2	[cm ²]		Área da seção em cisalhamento	
$V_{effRd} =$	346.2	[kN]		Capacidade do projeto de uma seção enfraquecida por	$V_{effRd} = 0.5*f_u*A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -11,14 < 346,20$		verificado		-0.03
Barra 4					
Capacidades dos parafusos					
$F_{v,Rd} =$	86.86	[kN]		Resistência ao cisalhamento da haste de um parafuso	$F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na barra					
Direção x					
$k_{1x} =$	2.5			Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado		
$\alpha_{bx} =$	0.74			Coeficiente determinado pela distância entre os parafus	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00		verificado		
$F_{b,Rd1x} =$	102.4	[kN]		Capacidade do projeto no estado limite de plastificação	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direção z					
$k_{1z} =$	2.5			Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado		
$\alpha_{bz} =$	1			Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00		verificado		
$F_{b,Rd1z} =$	138.24	[kN]		Resistência portante de um único parafuso	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na placa					
Direção x					
$k_{1x} =$	2.5			Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado		
$\alpha_{bx} =$	0.93			Coeficiente determinado pela distância entre os parafus	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,93 > 0,00		verificado		
$F_{b,Rd2x} =$	106.67	[kN]		Capacidade do projeto no estado limite de plastificação	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direção z					
$k_{1z} =$	2.5			Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado		
$\alpha_{bz} =$	0.58			Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,58 > 0,00		verificado		
$F_{b,Rd2z} =$	66.62	[kN]		Resistência portante de um único parafuso	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos					
Cisalhamento do parafuso					

$e =$	34	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso
$M_0 =$	1.32	[kN*m]	Momento fletor real
$F_{NSd} =$	39.19	[kN]	Força do componente em um parafuso devido à influên
$F_{MSd} =$	0	[kN]	Força componente no parafuso devido ao impacto do n
$F_{x,Ed} =$	39.19	[kN]	Força total do projeto em um parafuso na direção x
$F_{z,Ed} =$	0	[kN]	Força de projeto total em um parafuso na direção z
$F_{Ed} =$	39.19	[kN]	Força de cisalhamento resultante no parafuso
$F_{Rdx} =$	102.4	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de um parafuso na direç
$F_{Rdz} =$	66.62	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de um parafuso na direç
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 39,19 < 102,40$	verificado	-0.38
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$10,00 < 66,62$	verificado	0
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$39,19 < 86,86$	verificado	-0.45

$$M_0 = N_{b4,Ed} * e$$

$$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$$

$$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$$

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

verificação de uma seção enraquecida por aberturas

$N_{u,Rd} =$	456.19	[kN]	Resistência plástica do projeto da seção líquida
$N_{pl,Rd} =$	736.75	[kN]	Resistência plástica do projeto da seção bruta
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 39,19 < 456,19$	verificado	-0.09
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 39,19 < 736,75$	verificado	-0.05

$$N_{u,Rd} = [2 * (e_2 - 0.5 * d_0) * t_{f4} * f_{u4}] / \gamma_{M2}$$

$$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M0}$$

Verificação da barra - rompimento do bloco

$A_{nt} =$	7.92	[cm ²]	Área líquida da seção em tração
$A_{nv} =$	3.72	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento
$V_{effRd} =$	164.52	[kN]	Capacidade do projeto de uma seção enraquecida por
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 39,19 < 164,52$	verificado	-0.24

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

Comentários

- O espaçamento dos parafusos na barra 1 é pequeno de 0 [mm] < 40 [mm]
- O espaçamento dos parafusos na barra 2 é pequeno de 0 [mm] < 40 [mm]
- O espaçamento dos parafusos na barra 4 é pequeno de 0 [mm] < 40 [mm]

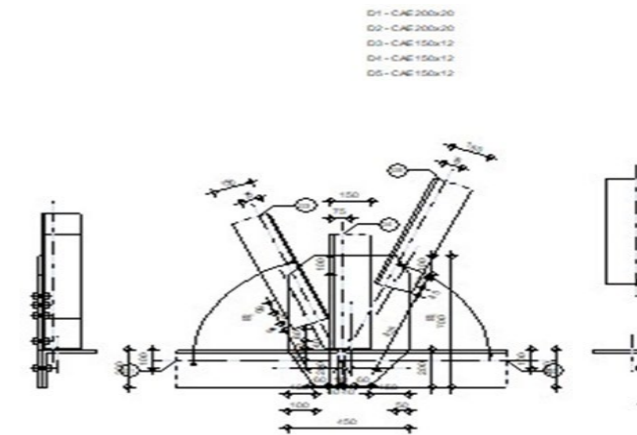
A conexão está em conformidade com a norma. Relação 0.45



Autodesk Robot Structural Analysis
Professional 2019
**Cálculos da conexão com a placa
de suporte**
EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Relação
0.67



Geral

Nº de conexão:	198
Nome da conexão:	Placa de suporte: nó de banzo da treliça
Nó estrutural:	13
Barras estruturais:	87, 88, 21, 28, 22,
Geometria	

Barras

		Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 4	Barra 5	
Barra Nº:		87	88	21	28	22	
Seção:		CAE 200x20	CAE 200x20	CAE 150x12	CAE 150x12	CAE 150x12	
	h	200	200	150	150	150	mm
	b _f	200	200	150	150	150	mm
	t _w	20	20	12	12	12	mm
	t _f	20	20	12	12	12	mm
	r	18	18	16	16	16	mm
	A	76.35	76.35	34.83	34.83	34.83	cm ²
Material:		Steel	Steel	Steel	Steel	Steel	
	f _y	235	235	235	235	235	MPa
	f _u	360	360	360	360	360	MPa
Ângulo	α	0	0	68.2	90	68.2	Deg
Comprimento	l	2	5.14	4.74	5.14	2	m

Parafusos

Barra 1

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	9.8		Classe do parafuso
d =	16	[mm]	Diâmetro do parafuso
d ₀ =	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
A _s =	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
A _v =	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
f _{yb} =	720	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
f _{ub} =	900	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
n =	1		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	[mm]		
e ₁ =	40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
e ₂ =	100	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
e _c =	10	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro

Barra 2

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	9.8		Classe do parafuso
d =	16	[mm]	Diâmetro do parafuso
d ₀ =	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
A _s =	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
A _v =	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
f _{yb} =	720	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
f _{ub} =	900	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
n =	1		Número de colunas de parafusos

Espaçamento dos parafusos	[mm]			
$e_1 =$		40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
$e_2 =$		100	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
$e_c =$		10	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro
Barra 3				
O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.				
Classe =		9.8		Classe do parafuso
$d =$		16	[mm]	Diâmetro do parafuso
$d_0 =$		18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
$A_s =$		1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
$A_v =$		2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
$f_{yb} =$		720	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
$f_{ub} =$		900	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
$n =$		3		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	60; 60 [mm]			
$e_1 =$		40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
$e_2 =$		75	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
$e_c =$		225	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro
Barra 4				
O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.				
Classe =		9.8		Classe do parafuso
$d =$		16	[mm]	Diâmetro do parafuso
$d_0 =$		18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
$A_s =$		1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
$A_v =$		2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
$f_{yb} =$		720	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
$f_{ub} =$		900	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
$n =$		1		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	[mm]			
$e_1 =$		40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
$e_2 =$		75	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
$e_c =$		65	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro
Barra 5				
O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.				
Classe =		9.8		Classe do parafuso
$d =$		16	[mm]	Diâmetro do parafuso
$d_0 =$		18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
$A_s =$		1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
$A_v =$		2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
$f_{yb} =$		720	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
$f_{ub} =$		900	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
$n =$		1		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	[mm]			
$e_1 =$		40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
$e_2 =$		75	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
$e_c =$		425	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro
Placa de suporte				
$l_p =$		450	[mm]	Comprimento da placa
$h_p =$		700	[mm]	Altura da placa
$t_p =$		10	[mm]	Espessura da placa
Parâmetros				
$h_1 =$		100	[mm]	Corte
$v_1 =$		100	[mm]	Corte
$h_2 =$		50	[mm]	Corte

$v_2 =$	100	[mm]	Corte	
$h_3 =$	150	[mm]	Corte	
$v_3 =$	200	[mm]	Corte	
$h_4 =$	100	[mm]	Corte	
$v_4 =$	200	[mm]	Corte	
Centro de gravidade da placa referente ao centro (24; 222)				
$e_v =$	145	[mm]	Distância vertical da borda da placa ao ponto de interseção dos eixos do membro	
$e_H =$	200	[mm]	Distância horizontal da borda da placa ao ponto de interseção dos eixos do membro	
$e_0 =$	0	[mm]	Distância ao eixo do banzo (horiz.)	
Material:	S 235			
$f_y =$	235	[MPa]	Resistência	
Fatores de material				
$\gamma_{M0} =$	1		Fator de segurança parcial	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25		Fator de segurança parcial	[2.2]
Cargas				
Caso:	40: ULS/11=5*1.35 + 6*1.35 + 7*1.35 + 11*1.50 (5+6+7)*1.35+11*1.50			
$N_{b1,Ed} =$	-18.59	[kN]	Força axial	
$N_{b2,Ed} =$	-2	[kN]	Força axial	
$N_{b3,Ed} =$	110.53	[kN]	Força axial	
$N_{b4,Ed} =$	4.77	[kN]	Força axial	
$N_{b5,Ed} =$	-57.8	[kN]	Força axial	
Resultados				
Barra 1				
Capacidades dos parafusos				
$F_{v,Rd} =$	86.86	[kN]	Resistência ao cisalhamento da	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na barra				
Direção x				
$k_{1x} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado	
$\alpha_{bx} =$	0.74		Coeficiente determinado pela dis	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd1x} =$	170.67	[kN]	Capacidade do projeto no estado	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direção z				
$k_{1z} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado	
$\alpha_{bz} =$	1		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd1z} =$	230.4	[kN]	Resistência portante de um únic	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na placa				
Direção x				
$k_1 =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_1 > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado	
$\alpha_{bx} =$	1		Coeficiente determinado pela dis	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd2x} =$	115.2	[kN]	Capacidade do projeto no estado	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direção z					
$k_{1z} =$		2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		verificado		
$\alpha_{bz} =$		1		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$		verificado		
$F_{b,Rd2z} =$		115.2	[kN]	Resistência portante de um único parafuso	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos					
Cisalhamento do parafuso					
$e =$		43	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso	
$M_0 =$		-0.8	[kN*m]	Momento fletor real	$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} =$		-18.59	[kN]	Força do componente em um parafuso	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} =$		0	[kN]	Força componente no parafuso devido ao momento	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$		-18.59	[kN]	Força total do projeto em um parafuso	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$		0	[kN]	Força de projeto total em um parafuso	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$		18.59	[kN]	Força de cisalhamento resultante	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$		115.2	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de um único parafuso	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$		115.2	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de um único parafuso	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -18,59 < 115,20$		verificado		-0.16
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 115,20$		verificado		0
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$18,59 < 86,86$		verificado		-0.21
Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas					
$N_{u,Rd} =$		1048.32	[kN]	Resistência plástica do projeto de uma seção enfraquecida	$N_{u,Rd} = [2 \cdot (e_2 - 0.5 \cdot d_0) \cdot t_{f1} \cdot f_u] / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$		1614.75	[kN]	Resistência plástica do projeto de uma seção não enfraquecida	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_y) / \gamma_{M2}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -18,59 < 1048,32$		verificado		-0.02
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -18,59 < 1614,75$		verificado		-0.01
Verificação da barra - rompimento do bloco					
$A_{nt} =$		18.2	[cm ²]	Área líquida da seção em tração	
$A_{nv} =$		6.2	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento	
$V_{effRd} =$		346.2	[kN]	Capacidade do projeto de uma seção enfraquecida	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -18,59 < 346,20$		verificado		-0.05
Barra 2					
Capacidades dos parafusos					
$F_{v,Rd} =$		86.86	[kN]	Resistência ao cisalhamento da barra	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na barra					
Direção x					
$k_{1x} =$		2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		verificado		
$\alpha_{bx} =$		0.74		Coefficiente determinado pela distribuição de forças	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$		verificado		
$F_{b,Rd1x} =$		170.67	[kN]	Capacidade do projeto no estado limite último	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direção z					
$k_{1z} =$		2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		verificado		
$\alpha_{bz} =$		1		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$		verificado		
$F_{b,Rd1z} =$		230.4	[kN]	Resistência portante de um único parafuso	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Apoio do parafuso na placa					
Direção x					
$k_{1x} =$		2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado		
$\alpha_{bx} =$		1		Coeficiente determinado pela distância	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00		verificado		
$F_{b,Rd2x} =$		115.2	[kN]	Capacidade do projeto no estado limite último	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$
Direção z					
$k_{1z} =$		2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado		
$\alpha_{bz} =$		1		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00		verificado		
$F_{b,Rd2z} =$		115.2	[kN]	Resistência portante de um único parafuso	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos					
Cisalhamento do parafuso					
$e =$		43	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso	
$M_0 =$		-0.09	[kN*m]	Momento fletor real	$M_0 = N_{b2,Ed} * e$
$F_{NSd} =$		-2	[kN]	Força do componente em um parafuso	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{MSd} =$		0	[kN]	Força componente no parafuso devido ao momento	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$		-2	[kN]	Força total do projeto em um parafuso	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$		0	[kN]	Força de projeto total em um parafuso	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$		2	[kN]	Força de cisalhamento resultante	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$		115.2	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de cisalhamento	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$		115.2	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de cisalhamento	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -2,00 < 115,20$		verificado		-0.02
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 115,20$		verificado		0
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$2,00 < 86,86$		verificado		-0.02
Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas					
$N_{u,Rd} =$		1048.32	[kN]	Resistência plástica do projeto de uma seção enfraquecida	$N_{u,Rd} = [2*(e_2 - 0.5*d_0) * t_f * f_{u2}] / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$		1614.75	[kN]	Resistência plástica do projeto de uma seção não enfraquecida	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_y) / \gamma_{M2}$
$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -2,00 < 1048,32$		verificado		0
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -2,00 < 1614,75$		verificado		0
Verificação da barra - rompimento do bloco					
$A_{nt} =$		18.2	[cm ²]	Área líquida da seção em tração	
$A_{nv} =$		6.2	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento	
$V_{effRd} =$		346.2	[kN]	Capacidade do projeto de uma seção enfraquecida	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -2,00 < 346,20$		verificado		-0.01
Barra 3					
Capacidades dos parafusos					
$F_{v,Rd} =$		86.86	[kN]	Resistência ao cisalhamento da barra	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na barra					
Direção x					
$k_{1x} =$		2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		verificado		
$\alpha_{bx} =$		0.74		Coeficiente determinado pela distância	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00		verificado		

$F_{b,Rd1x} =$	102.4	[kN]	Capacidade do projeto no estado	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$
Direção z				
$k_{1z} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado		
$\alpha_{bz} =$	1		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	verificado		
$F_{b,Rd1z} =$	138.24	[kN]	Resistência portante de um único parafuso	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na placa				
Direção x				
$k_{1x} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado		
$\alpha_{bx} =$	0.86		Coeficiente determinado pela distância	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,86 > 0,00	verificado		
$F_{b,Rd2x} =$	99.2	[kN]	Capacidade do projeto no estado	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$
Direção z				
$k_{1z} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado		
$\alpha_{bz} =$	0.51		Coeficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,51 > 0,00	verificado		
$F_{b,Rd2z} =$	58.95	[kN]	Resistência portante de um único parafuso	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos				
Cisalhamento do parafuso				
$e =$	34	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso	
$M_0 =$	3.73	[kN*m]	Momento fletor real	$M_0 = N_{b3,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} =$	36.84	[kN]	Força do componente em um parafuso	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	31.11	[kN]	Força componente no parafuso	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	36.84	[kN]	Força total do projeto em um parafuso	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	31.11	[kN]	Força de projeto total em um parafuso	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	48.22	[kN]	Força de cisalhamento resultante	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	99.2	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de cisalhamento	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	58.95	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de cisalhamento	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	36,84 < 99,20	verificado		-0.37
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	31,11 < 58,95	verificado		-0.53
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	48,22 < 86,86	verificado		-0.56
Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas				
$\beta_3 =$	0.57		Coeficiente de redução	[Tabela 3.8]
$A_{net} =$	32.67	[cm ²]	Área da seção transversal líquida	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$
$N_{u,Rd} =$	533.25	[kN]	Resistência plástica do projeto de tração	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	736.75	[kN]	Resistência plástica do projeto de tração	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y3}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	110,53 < 533,25	verificado		-0.21
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	110,53 < 736,75	verificado		-0.15
Verificação da barra - rompimento do bloco				
$A_{nt} =$	7.92	[cm ²]	Área líquida da seção em tração	
$A_{nv} =$	13.8	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento	
$V_{effRd} =$	301.28	[kN]	Capacidade do projeto de uma barra	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	110,53 < 301,28	verificado		-0.37

Barra 4					
Capacidades dos parafusos					
$F_{v,Rd} =$	86.86	[kN]	Resistência ao cisalhamento da	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$	
Apoio do parafuso na barra					
Direção x					
$k_{1x} =$	2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado			
$\alpha_{bx} =$	0.74		Coefficiente determinado pela dis	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00	verificado			
$F_{b,Rd1x} =$	102.4	[kN]	Capacidade do projeto no estado	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$	
Direção z					
$k_{1z} =$	2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado			
$\alpha_{bz} =$	1		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	verificado			
$F_{b,Rd1z} =$	138.24	[kN]	Resistência portante de um únic	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$	
Apoio do parafuso na placa					
Direção x					
$k_{1x} =$	2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado			
$\alpha_{bx} =$	1		Coefficiente determinado pela dis	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00	verificado			
$F_{b,Rd2x} =$	115.2	[kN]	Capacidade do projeto no estado	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$	
Direção z					
$k_{1z} =$	2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado			
$\alpha_{bz} =$	1		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	verificado			
$F_{b,Rd2z} =$	115.2	[kN]	Resistência portante de um únic	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$	
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos					
Cisalhamento do parafuso					
$e =$	34	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso		
$M_0 =$	0.16	[kN*m]	Momento fletor real	$M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$	
$F_{NSd} =$	4.77	[kN]	Força do componente em um pa	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$	
$F_{MSd} =$	0	[kN]	Força componente no parafuso c	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$	
$F_{x,Ed} =$	4.77	[kN]	Força total do projeto em um pai	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$	
$F_{z,Ed} =$	0	[kN]	Força de projeto total em um pai	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$	
$F_{Ed} =$	4.77	[kN]	Força de cisalhamento resultant	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{Rdx} =$	102.4	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} =$	115.2	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	4,77 < 102,40	verificado			-0.05
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	0,00 < 115,20	verificado			0
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	4,77 < 86,86	verificado			-0.05
Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas					
$N_{u,Rd} =$	456.19	[kN]	Resistência plástica do projeto d	$N_{u,Rd} = [2 \cdot (e_2 - 0.5 \cdot d_0) \cdot t_f \cdot f_{u4}] / \gamma_{M2}$	
$N_{pl,Rd} =$	736.75	[kN]	Resistência plástica do projeto d	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y4}) / \gamma_{M2}$	

$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 4,77 < 456,19$	verificado	-0.01
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 4,77 < 736,75$	verificado	-0.01
Verificação da barra - rompimento do bloco			
$A_{nt} =$	7.92	[cm ²]	Área líquida da seção em tração
$A_{nv} =$	3.72	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento
$V_{effRd} =$	164.52	[kN]	Capacidade do projeto de uma $S_{ffRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 4,77 < 164,52$	verificado	-0.03
Barra 5			
Capacidades dos parafusos			
$F_{v,Rd} =$	86.86	[kN]	Resistência ao cisalhamento da $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na barra			
Direção x			
$k_{1x} =$	2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd1x}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verificado	
$\alpha_{bx} =$	0.74		Coefficiente determinado pela dis $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	verificado	
$F_{b,Rd1x} =$	102.4	[kN]	Capacidade do projeto no estado $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direção z			
$k_{1z} =$	2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd1z}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verificado	
$\alpha_{bz} =$	1		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd1z}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verificado	
$F_{b,Rd1z} =$	138.24	[kN]	Resistência portante de um únic $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na placa			
Direção x			
$k_{1x} =$	2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd2x}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verificado	
$\alpha_{bx} =$	1		Coefficiente determinado pela dis $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verificado	
$F_{b,Rd2x} =$	115.2	[kN]	Capacidade do projeto no estado $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direção z			
$k_{1z} =$	2.5		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd2z}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verificado	
$\alpha_{bz} =$	0.92		Coefficiente para o cálculo de $F_{b,Rd2z}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,92 > 0,00$	verificado	
$F_{b,Rd2z} =$	105.57	[kN]	Resistência portante de um únic $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos			
Cisalhamento do parafuso			
$e =$	34	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso
$M_0 =$	-1.95	[kN*m]	Momento fletor real $M_0 = N_{b5,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	-57.8	[kN]	Força do componente em um pa $F_{NSd} = N_{b5,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	0	[kN]	Força componente no parafuso $F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	-57.8	[kN]	Força total do projeto em um pa $F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	0	[kN]	Força de projeto total em um pa $F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	57.8	[kN]	Força de cisalhamento resultant $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} =$	102.4	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} =$	105.57	[kN]	Capacidade de projeto efetiva de	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -57,80 < 102,40$	verificado	-0.56	
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 105,57$	verificado	0	
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$57,80 < 86,86$	verificado	-0.67	

Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas

$N_{u,Rd} =$	456.19	[kN]	Resistência plástica do projeto d	$N_{u,Rd} = [2*(e_2-0.5*d_0)*t_{f5}*f_{u5}]/\gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	736.75	[kN]	Resistência plástica do projeto d	$N_{pl,Rd} = (0.9*A*f_{y5})/\gamma_{M2}$
$ N_{b5,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -57,80 < 456,19$	verificado	-0.13	
$ N_{b5,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -57,80 < 736,75$	verificado	-0.08	

Verificação da barra - rompimento do bloco

$A_{nt} =$	7.92	[cm ²]	Área líquida da seção em tração	
$A_{nv} =$	3.72	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento	
$V_{effRd} =$	164.52	[kN]	Capacidade do projeto de uma	$s_{ffRd} = 0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
$ N_{b5,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -57,80 < 164,52$	verificado	-0.35	

Comentários

- O espaçamento dos parafusos na barra 1 é pequ 0 [mm] < 40 [mm]
- O espaçamento dos parafusos na barra 2 é pequ 0 [mm] < 40 [mm]
- O espaçamento dos parafusos na barra 4 é pequ 0 [mm] < 40 [mm]
- O espaçamento dos parafusos na barra 5 é pequ 0 [mm] < 40 [mm]

A conexão está em conformidade com a norma.

Relação 0.67



Autodesk Robot Structural Analysis
Professional 2019

Cálculos da conexão com a placa de suporte

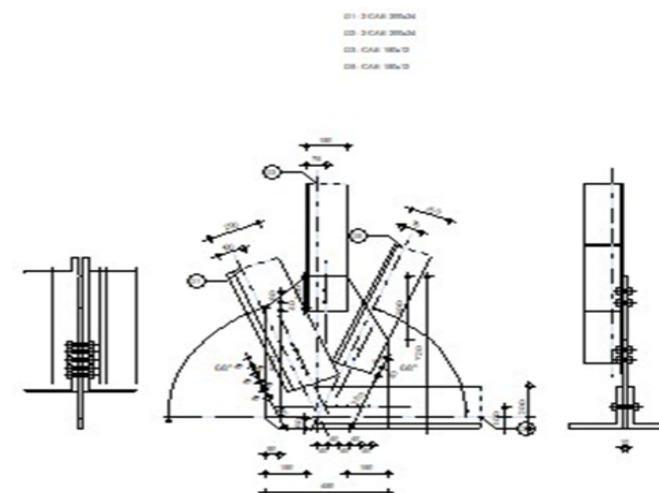
EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Relação
0.96

Geral

N° de conexão:	195
Nome da conexão:	Placa de suporte: nó de banzo da treliça
Nó estrutural:	68
Barras estruturais:	20, 18, 33, 26,



Geometria

Barras

		Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 5	
Barra N°:		20	18	33	26	
Seção:		2 CAE 200x24	2 CAE 200x24	CAE 150x12	CAE 150x12	
	h	200	200	150	150	mm
	b _f	200	200	150	150	mm
	t _w	24	24	12	12	mm
						mm
Barra N°:		20	18	33	26	mm
Seção:		2 CAE 200x24	2 CAE 200x24	CAE 150x12	CAE 150x12	cm ²
Material:		Steel	Steel	Steel	Steel	
	f _y	235	235	235	235	MPa
	f _u	360	360	360	360	MPa
						Deg
Barra N°:		20	18	33	26	m

Parafusos

Barra 1

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	10.9		Classe do parafuso
d =	16	[mm]	Diâmetro do parafuso
d ₀ =	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
A _s =	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
A _v =	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
f _{yb} =	900	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
f _{ub} =	1000	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
n =	5		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	40; 40; 40; 40	[mm]	
e ₁ =	40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro

$e_2 =$	100	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
$e_c =$	150	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro

Barra 2

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	10.9		Classe do parafuso
$d =$	16	[mm]	Diâmetro do parafuso
$d_0 =$	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
$A_s =$	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
$A_v =$	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
$f_{yb} =$	900	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
$f_{ub} =$	1000	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
$n =$	5		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	40; 40; 40; 40	[mm]	
$e_1 =$	40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
$e_2 =$	100	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
$e_c =$	0	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro

Barra 3

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	10.9		Classe do parafuso
$d =$	16	[mm]	Diâmetro do parafuso
$d_0 =$	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
$A_s =$	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
$A_v =$	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso
$f_{yb} =$	900	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
$f_{ub} =$	1000	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
$n =$	2		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	50	[mm]	
$e_1 =$	40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
$e_2 =$	75	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
$e_c =$	500	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro

Barra 5

O plano de cisalhamento passa através da parte NÃO ROSQUEADA do parafuso.

Classe =	10.9		Classe do parafuso
$d =$	16	[mm]	Diâmetro do parafuso
$d_0 =$	18	[mm]	Diâmetro da abertura do parafuso
$A_s =$	1.57	[cm ²]	Área efetiva da seção de um parafuso
$A_v =$	2.01	[cm ²]	Área de seção do parafuso

$f_{yb} =$		900	[MPa]	Ponto limite de elasticidade
$f_{ub} =$		1000	[MPa]	Resistência do parafuso à tração
$n =$		2		Número de colunas de parafusos
Espaçamento dos parafusos	50 [mm]			
$e_1 =$		40	[mm]	Distância do centro de gravidade do primeiro parafuso à extremidade do membro
$e_2 =$		75	[mm]	Distância do eixo dos parafusos à borda do membro
$e_c =$		260	[mm]	Distância da extremidade do membro ao ponto de interseção dos eixos do membro

Placa de suporte

$l_p =$		450	[mm]	Comprimento da placa
$h_p =$		720	[mm]	Altura da placa
$t_p =$		10	[mm]	Espessura da placa

Parâmetros

$h_1 =$		150	[mm]	Corte
$v_1 =$		150	[mm]	Corte
$h_2 =$		150	[mm]	Corte
$v_2 =$		300	[mm]	Corte
$h_3 =$		0	[mm]	Corte
$v_3 =$		0	[mm]	Corte
$h_4 =$		50	[mm]	Corte
$v_4 =$		50	[mm]	Corte

Centro de gravidade da placa referente : (29;269)

$e_v =$		60	[mm]	Distância vertical da borda da placa ao ponto de interseção dos eixos do membro
$e_H =$		190	[mm]	Distância horizontal da borda da placa ao ponto de interseção dos eixos do membro
$e_0 =$		0	[mm]	Distância ao eixo do banzo (horiz.)
Material:	S 355			
$f_y =$		355	[MPa]	Resistência

Fatores de material

$\gamma_{M0} =$		1		Fator de segurança parcial	[2.2]
$\gamma_{M2} =$		1.25		Fator de segurança parcial	[2.2]

Cargas

Caso: 40: ULS/11=5*1.35 + 6*1.35 + 7*1.35 + 11*1.50 (5+6+7)*1.35+11*1.50

$N_{b1,Ed} =$		-155.47	[kN]	Força axial
$N_{b2,Ed} =$		-98.81	[kN]	Força axial

$N_{b3,Ed} =$	38.14	[kN]	Força axial
$N_{b5,Ed} =$	110.2	[kN]	Força axial

Resultados

Barra 1

Capacidades dos parafusos

$F_{v,Rd} =$	193.02	[kN]	Resistência ao cisalhamento	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------	--------	------	-----------------------------	---

Apoio do parafuso na barra

Direção x

$k_{1x} =$	2.5		Coefficiente para o cálculo de	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	-----	--	--------------------------------	---

$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	verificado
----------------	-------------	------------

$\alpha_{bx} =$	0.49		Coefficiente determinado pela	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	--	-------------------------------	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	0,49 > 0,00	verificado
---------------------	-------------	------------

$F_{b,Rd1x} =$	271.36	[kN]	Capacidade do projeto no es	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
----------------	--------	------	-----------------------------	---

Direção z

$k_{1z} =$	1.41		Coefficiente para o cálculo de	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	--------------------------------	--

$k_{1z} > 0.0$	1,41 > 0,00	verificado
----------------	-------------	------------

$\alpha_{bz} =$	1		Coefficiente para o cálculo de	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	---	--	--------------------------------	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	verificado
---------------------	-------------	------------

$F_{b,Rd1z} =$	312.12	[kN]	Resistência portante de um ú	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
----------------	--------	------	------------------------------	---

Apoio do parafuso na placa

Direção x

$k_{1x} =$	1.88		Coefficiente para o cálculo de	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	--------------------------------	---

$k_{1x} > 0.0$	1,88 > 0,00	verificado
----------------	-------------	------------

$\alpha_{bx} =$	0.49		Coefficiente determinado pela	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	--	-------------------------------	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	0,49 > 0,00	verificado
---------------------	-------------	------------

$F_{b,Rd2x} =$	55.49	[kN]	Capacidade do projeto no es	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
----------------	-------	------	-----------------------------	---

Direção z

$k_{1z} =$	1.41		Coefficiente para o cálculo de	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	--------------------------------	--

$k_{1z} > 0.0$	1,41 > 0,00	verificado
----------------	-------------	------------

$\alpha_{bz} =$	0.43		Coefficiente para o cálculo de	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	--	--------------------------------	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	0,43 > 0,00	verificado
---------------------	-------------	------------

$F_{b,Rd2z} =$	36.18	[kN]	Resistência portante de um ú	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
----------------	-------	------	------------------------------	---

Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos
Cisalhamento do parafuso

$e =$	42	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso	
$M_0 =$	-6.47	[kN*m]	Momento fletor real	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	-31.09	[kN]	Força do componente em um	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	-32.36	[kN]	Força componente no parafu	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	-31.09	[kN]	Força total do projeto em um	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	-32.36	[kN]	Força de projeto total em um	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	44.87	[kN]	Força de cisalhamento result	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	55.49	[kN]	Capacidade de projeto efetiv	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	36.18	[kN]	Capacidade de projeto efetiv	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -31,09 < 55,49$	verificado		-0.56
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -32,36 < 36,18$	verificado		-0.89
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$44,87 < 193,02$	verificado		-0.23

Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas

$\beta_3 =$	0.5		Coefficiente de redução	[Tabela 3.8]
$A =$	90.59	[cm ²]	Área da seção transversal de um ângulo	
$A_{net} =$	86.27	[cm ²]	Área da seção transversal líq	$A_{net} = A - d_0 * t_{f1}$
$N_{u,Rd} =$	1242.25	[kN]	Resistência plástica do projet	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	1915.93	[kN]	Resistência plástica do projet	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -77,73 < 1242,25$	verificado		-0.06
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -77,73 < 1915,93$	verificado		-0.04

Verificação da barra - rompimento do bloco

$A_{nt} =$	21.84	[cm ²]	Área líquida da seção em tração	
$A_{nv} =$	28.56	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento	
$V_{effRd} =$	701.99	[kN]	Capacidade do projeto de um	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -77,73 < 701,99$	verificado		-0.11

Barra 2

Capacidades dos parafusos

$F_{v,Rd} =$	193.02	[kN]	Resistência ao cisalhamento	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------	--------	------	-----------------------------	---

Apoio do parafuso na barra

Direção x				
$k_{1x} =$	2.5		Coefficiente para o cálculo de	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2 / d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verificado		

$\alpha_{bx} =$	0.49			Coeficiente determinado pela $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,49 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd1x} =$	271.36	[kN]		Capacidade do projeto no eixo x $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direção z				
$k_{1z} =$	1.41			Coeficiente para o cálculo de $k_1 = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	1,41 > 0,00		verificado	
$\alpha_{bz} =$	1			Coeficiente para o cálculo de $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd1z} =$	312.12	[kN]		Resistência portante de um ú $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na placa				
Direção x				
$k_{1x} =$	1.16			Coeficiente para o cálculo de $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	1,16 > 0,00		verificado	
$\alpha_{bx} =$	0.49			Coeficiente determinado pela $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,49 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd2x} =$	34.2	[kN]		Capacidade do projeto no eixo x $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direção z				
$k_{1z} =$	1.41			Coeficiente para o cálculo de $k_1 = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	1,41 > 0,00		verificado	
$\alpha_{bz} =$	0.34			Coeficiente para o cálculo de $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,34 > 0,00		verificado	
$F_{b,Rd2z} =$	28.89	[kN]		Resistência portante de um ú $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos				
Cisalhamento do parafuso				
$e =$	42	[mm]		Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso
$M_0 =$	-4.11	[kN*m]		Momento fletor real $M_0 = N_{b2,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	-19.76	[kN]		Força do componente em um $F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	-20.56	[kN]		Força componente no parafuso $F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	-19.76	[kN]		Força total do projeto em um $F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	-20.56	[kN]		Força de projeto total em um $F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	28.52	[kN]		Força de cisalhamento result. $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	34.2	[kN]		Capacidade de projeto efetiva $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	28.89	[kN]		Capacidade de projeto efetiva $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -19,76 < 34,20$		verificado	-0.58
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -20,56 < 28,89$		verificado	-0.71

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$28,52 < 193,02$	verificado	-0.15	
Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas				
$\beta_3 =$	0.5			Coeficiente de redução [Tabela 3.8]
$A =$	90.59	[cm ²]		Área da seção transversal de um ângulo
$A_{net} =$	86.27	[cm ²]		Área da seção transversal líquida $A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f2}$
$N_{u,Rd} =$	1242.25	[kN]		Resistência plástica do projeto $N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	1915.93	[kN]		Resistência plástica do projeto $N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -49,40 < 1242,25$	verificado	-0.04	
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -49,40 < 1915,93$	verificado	-0.03	
Verificação da barra - rompimento do bloco				
$A_{nt} =$	21.84	[cm ²]		Área líquida da seção em tração
$A_{nv} =$	28.56	[cm ²]		Área da seção em cisalhamento
$V_{effRd} =$	701.99	[kN]		Capacidade do projeto de um $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -49,40 < 701,99$	verificado	-0.07	
Barra 3				
Capacidades dos parafusos				
$F_{v,Rd} =$	96.51	[kN]		Resistência ao cisalhamento $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na barra				
Direção x				
$k_{1x} =$	2.5			Coeficiente para o cálculo de $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verificado		
$\alpha_{bx} =$	0.68			Coeficiente determinado pela $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,68 > 0,00$	verificado		
$F_{b,Rd1x} =$	93.44	[kN]		Capacidade do projeto no eixo $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$
Direção z				
$k_{1z} =$	2.19			Coeficiente para o cálculo de $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,19 > 0,00$	verificado		
$\alpha_{bz} =$	1			Coeficiente para o cálculo de $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verificado		
$F_{b,Rd1z} =$	121.04	[kN]		Resistência portante de um ú $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na placa				
Direção x				
$k_{1x} =$	2.5			Coeficiente para o cálculo de $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		verificado		
$\alpha_{bx} =$		0.68		Coeficiente determinado pela	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,68 > 0,00$		verificado		
$F_{b,Rd2x} =$		101.66	[kN]	Capacidade do projeto no es	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$
Direção z					
$k_{1z} =$		2.19		Coeficiente para o cálculo de	$k = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(\rho_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,19 > 0,00$		verificado		
$\alpha_{bz} =$		1		Coeficiente para o cálculo de	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$		verificado		
$F_{b,Rd2z} =$		131.68	[kN]	Resistência portante de um ú	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos					
Cisalhamento do parafuso					
$e =$		34	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso	
$M_0 =$		1.29	[kN*m]	Momento fletor real	$M_0 = N_{b3,Ed} * e$
$F_{NSd} =$		19.07	[kN]	Força do componente em um	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{MSd} =$		25.76	[kN]	Força componente no parafu	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$		19.07	[kN]	Força total do projeto em um	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$		25.76	[kN]	Força de projeto total em um	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$		32.05	[kN]	Força de cisalhamento result	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$		93.44	[kN]	Capacidade de projeto efetiv	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$		121.04	[kN]	Capacidade de projeto efetiv	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 19,07 < 93,44$		verificado		-0.2
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 25,76 < 121,04$		verificado		-0.21
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$32,05 < 96,51$		verificado		-0.33
Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas					
$\beta_2 =$		0.43		Coeficiente de redução	[Tabela 3.8]
$A_{net} =$		32.67	[cm ²]	Área da seção transversal líq	$A_{net} = A - d_0 * t_f$
$N_{u,Rd} =$		407.78	[kN]	Resistência plástica do projet	$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$		736.75	[kN]	Resistência plástica do projet	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 38,14 < 407,78$		verificado		-0.09
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 38,14 < 736,75$		verificado		-0.05
Verificação da barra - rompimento do bloco					
$A_{nt} =$		7.92	[cm ²]	Área líquida da seção em tração	
$A_{nv} =$		7.56	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento	

$V_{effRd} =$	216.62	[kN]	Capacidade do projeto de um	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 38,14 < 216,62$	verificado		-0.18
Barra 5				
Capacidades dos parafusos				
$F_{v,Rd} =$	96.51	[kN]	Resistência ao cisalhamento	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na barra				
Direção x				
$k_{1x} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verificado		
$\alpha_{bx} =$	0.68		Coeficiente determinado pela	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,68 > 0,00$	verificado		
$F_{b,Rd1x} =$	93.44	[kN]	Capacidade do projeto no eixo	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Direção z				
$k_{1z} =$	2.19		Coeficiente para o cálculo de	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,19 > 0,00$	verificado		
$\alpha_{bz} =$	1		Coeficiente para o cálculo de	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verificado		
$F_{b,Rd1z} =$	121.04	[kN]	Resistência portante de um ú	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Apoio do parafuso na placa				
Direção x				
$k_{1x} =$	2.5		Coeficiente para o cálculo de	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verificado		
$\alpha_{bx} =$	0.68		Coeficiente determinado pela	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,68 > 0,00$	verificado		
$F_{b,Rd2x} =$	101.66	[kN]	Capacidade do projeto no eixo	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Direção z				
$k_{1z} =$	2.19		Coeficiente para o cálculo de	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,19 > 0,00$	verificado		
$\alpha_{bz} =$	1		Coeficiente para o cálculo de	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verificado		
$F_{b,Rd2z} =$	131.68	[kN]	Resistência portante de um ú	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Verificação de uma conexão devida a forças atuantes sobre parafusos				
Cisalhamento do parafuso				
$e =$	34	[mm]	Excentricidade da força axial relativa ao eixo do parafuso	

$M_0 =$	3.72	[kN*m]	Momento fletor real	$M_0 = N_{b5,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	55.1	[kN]	Força do componente em um	$F_{NSd} = N_{b5,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	74.44	[kN]	Força componente no parafu	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	55.1	[kN]	Força total do projeto em um	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	74.44	[kN]	Força de projeto total em um	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	92.61	[kN]	Força de cisalhamento result.	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	93.44	[kN]	Capacidade de projeto efetiv:	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	121.04	[kN]	Capacidade de projeto efetiv:	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 55,10 < 93,44$		verificado	-0.59
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 74,44 < 121,04$		verificado	-0.61
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$92,61 < 96,51$		verificado	-0.96

Verificação de uma seção enfraquecida por aberturas

$\beta_2 =$	0.43		Coefficiente de redução	[Tabela 3.8]
$A_{net} =$	32.67	[cm ²]	Área da seção transversal líq	$A_{net} = A - d_0 * t_{f5}$
$N_{u,Rd} =$	407.78	[kN]	Resistência plástica do projet	$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u5}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	736.75	[kN]	Resistência plástica do projet	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y5}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b5,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 110,20 < 407,78$		verificado	-0.27
$ N_{b5,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 110,20 < 736,75$		verificado	-0.15

Verificação da barra - rompimento do bloco

$A_{nt} =$	7.92	[cm ²]	Área líquida da seção em tração	
$A_{nv} =$	7.56	[cm ²]	Área da seção em cisalhamento	
$V_{effRd} =$	216.62	[kN]	Capacidade do projeto de um	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b5,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 110,20 < 216,62$		verificado	-0.51

A conexão está em conformidade com a norma. Relação 0.96