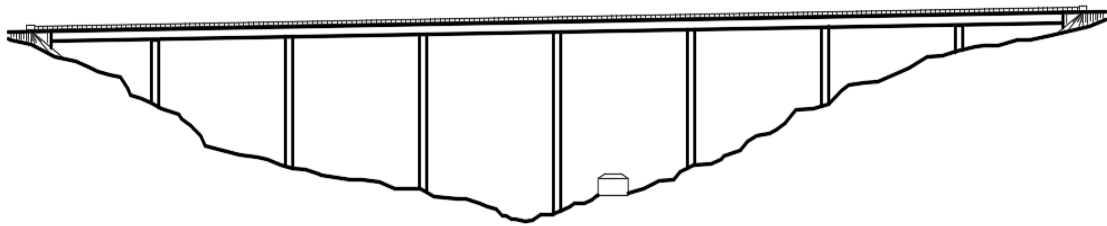




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



**Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário Construído
Tramo a Tramo**

RUI PEDRO REIS DUARTE

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Outubro de 2016

Resumo

O presente trabalho insere-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado (TFM), em Engenharia Civil no ramo de Estruturas do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL). O trabalho intitulado de “ Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário Construído Tramo a Tramo”, orientado pelo Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto, tem como finalidade a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

O trabalho é constituído por, peças escritas e peças desenhadas. Nas peças escritas está presente a memória descritiva e justificativa, os cálculos justificativos e anexos de cálculo. Nas peças desenhadas estão presentes os desenhos de dimensionamento geral, desenhos das armaduras e pormenores construtivos.

No projeto do viaduto foram tidas em conta as condicionantes da orografia do terreno bem como as características do solo, zona sísmica, o traçado e localização do viaduto. A sua conceção consiste em soluções e métodos construtivos comuns. O projeto foi elaborado respeitando a legislação em vigor, que inclui a regulamentação nacional, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP), como também normas europeias, o Eurocódigo 2 (EN-1992-1-1), o Eurocódigo 7 (EN-1997-1) e o Eurocódigo 8 (EN 1998-5), garantindo deste modo a funcionalidade, durabilidade e a segurança para os utilizadores.

A análise estrutural foi efetuada com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000* e a verificação da segurança da estrutura foi realizada recorrendo ao *software, Microsoft Excel*.

Palavras-chave: Viaduto rodoviário, Projeto de execução, Pré-esforço, Betão, Betão armado, Tramo a tramo, Pilares, Tabuleiro, Encontros, Estados limites.

Abstract

This work is part of the Master Final Work in Civil Engineering in Structures branch of the Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. The purpose of this work entitled as “Final Design of a Road Viaduct built Span by Span”, guided by PhD. Luciano Alberto do Carmo Jacinto, is to obtain the Master degree in Civil Engineering.

This document consists in two parts, written parts and drawn parts. Written parts include the descriptive and explanatory report, the explanatory calculations and the calculation attachments. Drawn parts include the general dimensioning drawings, reinforcement drawings and constructive details.

The orography conditioning of the ground, as well as the soil characteristics, the seismic zone, and the layout and location of the viaduct was considered in the project. The project was made according to the current legislation, including the national codes, namely the Safety Regulations and Measures for Buildings and Bridges Structures and the Regulation of Reinforced and Pre-stressed Concrete Structures, as well as the European standard, the Eurocode 2 (EN-1992-1-1), the Eurocode 7 (EN-1997-1) and the Eurocode 8 (EN 1998-5). Therefore, the bridge functionality, durability, and safety are guaranteed.

The structural analysis was made using the *SAP2000* automatic calculation program software and the safety verification of the structure was made using the *Microsoft Excel* software.

Keywords: Road viaduct, Final design, Prestress, Concrete, Reinforced concrete, Span by Span, Piers, Deck, Abutments, Limit States.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, queria agradecer aos meus pais e irmã, pelo constante apoio que me ofereceram, pela paciência e compreensão dos meus momentos de maior indisponibilidade física e mental, ao longo do meu percurso académico.

À Ana, minha namorada, um agradecimento com um carinho muito especial, pelo seu apoio, força e paciência que foi transmitindo ao longo de todo o curso. Sem a sua presença teria sido tudo mais difícil de ultrapassar.

Agradecer a todos os meus colegas que me acompanharam durante esta etapa. E um agradecimento especial aos meus amigos, Guilherme Garcia, Ivo Rosa, Gonçalo Gomes, Ana Gomes e Mariana Simarro, que me acompanharam nesta caminhada final, agradeço pela amizade, paciência, ajuda e apoio, um muito obrigado.

Aos docentes do ISEL, agradeço a todos, os que contribuíram para a minha formação académica.

Ao Engenheiro Luciano Jacinto, orientador de projeto, um enorme agradecimento pelos conhecimentos transmitidos, que tão importantes foram para a conceção deste projeto. A sua disponibilidade e prontidão em ajudar, a ultrapassar as dúvidas que iam surgindo ao longo do projeto, obrigado.

Índice de texto

Resumo	i
Abstract	iii
Agradecimentos	v
Simbologia	ix
Capítulo I	
Introdução	
1.1 Enquadramento do Tema.....	1
1.2 Objetivos.....	1
1.3 Estrutura do Projeto.....	1
Capítulo II	
Descrição da Estrutura e Critérios de Dimensionamento	
2.1 Condicionantes do Projeto	3
2.1.1 Localização e Principais Caraterísticas da Obra de Arte	4
2.1.2 Condições Geológicas.....	5
2.1.3 Zona Sísmica.....	5
2.2 Caraterísticas Gerais da Obra de Arte	5
2.2.1 Condições Gerais	5
2.2.2 Materiais	5
2.2.3 Tabuleiro.....	6
2.2.4 Pilares.....	6
2.2.5 Encontros	6
2.2.6 Fundações.....	7
2.2.7 Pormenores Construtivos	7
2.3 Critérios de Verificação da Segurança.....	7
2.3.1 Ações.....	7
2.3.2 Verificação da Segurança	7
2.3.3 Estados Limites de Utilização	8
2.3.4 Estados Limites Últimos	9
2.3.5 Coeficientes Parciais de Segurança e de Redução	11
2.4 Modelos de Cálculo	13
2.5 Processo Construtivo	15
Capítulo III	
Cálculos Justificativos	
3.1 Considerações Gerais	17
3.2 Propriedades Geométricas do Tabuleiro.....	17
3.3 Materiais	18
3.4 Ações.....	19
3.4.1 Dados de Dimensionamento	19
3.4.2 Ações Permanentes	19

3.4.3	Ações Variáveis.....	20
3.5	Pré-Esforço.....	23
3.5.1	Traçado do Cabo de Pré-Esforço.....	23
3.5.2	Cargas Equivalentes	24
3.5.3	Forças e Perdas	28
3.6	Verificação Da Segurança Longitudinal do Tabuleiro	42
3.6.1	Influência do Faseamento Construtivo.....	42
3.6.2	Diagrama de Esforços	42
3.6.3	Estados Limites de Utilização	49
3.6.4	Estados Limites Últimos	53
3.7	Verificação da Segurança Transversal do Tabuleiro	61
3.7.1	Esforços Transversais	64
3.8	Pilares e Suas Fundações	71
3.8.1	Esforços Atuantes	71
3.8.2	Fundações dos Pilares – Verificação da Segurança	80
3.9	Encontros e suas Fundações.....	97
3.9.1	Considerações Gerais	97
3.9.2	Encontro E1	99
3.9.3	Encontro E2.....	121
3.10	Aparelhos De Apoio e Juntas De Dilatação	121
3.10.1	Deslocamento Longitudinal	121
3.10.2	Aparelhos de Apoio	122
3.10.3	Juntas de Dilatação	125
CAPITULO IV		
Conclusões		127
Bibliografia.....		129
Anexos		131
	Lista de Anexos de Cálculo (Em CD).....	131
	Lista de Peças Desenhadas.....	133

Simbologia

Letras maiúsculas latinas

A	Área
A_b	Área de ponta da estaca
A_c	Área da secção transversal de betão
A_{ek}	Esforço resultante de uma ação sísmica
A_p	Área das armaduras de pré-esforço
A_s	Área de armadura ordinária
A_{sl}	Área lateral da estaca
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima numa secção
A_{sw}	Área de armadura ordinária transversal
B	Largura, comprimento, coeficiente
B'	Largura efetiva
CG	Centro de gravidade
CR	Centro de rigidez
D_c	Profundidade crítica
E	Ação sísmica
E_{cm}	Módulo de elasticidade do betão
E_d	Valor de cálculo do efeito das ações
EI	Rigidez à flexão
E_p	Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço
E_{freq}	Valor frequente do efeito das ações
E_{Pk}	Esforço resultante da ação do pré-esforço
E_{qp}	Valor frequente do efeito das ações
F_{cd}	Valor de cálculo da força de compressão axial atuante
F_{Ed}	Valor de cálculo de uma força
F_c	Força de compressão
$F_{HL,Tab}$	Força horizontal longitudinal do tabuleiro
$F_{HT,Tab}$	Força horizontal transversal do tabuleiro

$F_{V,Tab}$	Força vertical longitudinal do tabuleiro
F_p	Força de tração no aço das armaduras de pré-esforço
F_s	Força de tração nas armaduras ordinárias
G_{jk}	Valor característico de uma ação permanente
H_{ip}	Hiperestático
I	Impulso
I_c	Momento de inercia em seção de betão
K	Rigidez; coeficiente
L	Comprimento; largura
L_0	Comprimento efetivo ou encurvadura
L'	Largura efetiva
M	Momento fletor
M_0	Momento de primeira ordem
$M_{\sum fases}$	Momento por soma das fases construtivas, sem efeito da fluência
M_{PE}	Momento fletor devido ao pré-esforço
M_{qp}	Momento fletor devido combinação quase permanente
M_{PP}	Momento fletor devido ao peso próprio
M_{RCP}	Momento fletor devido a restante carga permanente
M_{VDT}	Momento fletor devido a variação diferencial da temperatura
M_{freq}	Momento fletor devido a combinação frequente
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
M_{Rd}	Valor de cálculo do momento fletor resistente
M_e	Momento que o viaduto teria se fosse construído numa única fase
N	Esforço normal; carga vertical
$N_{B,j}$	Carga de encurvadura na direção j baseada na rigidez nominal
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal atuante
$N_{Ed,Ti}$	Valor de cálculo do esforço normal numa estaca tipo
N_{Eqp}	Valor quase permanente do esforço normal atuante
N_q	Fator de capacidade resistente relativo ao peso específico do solo acima do plano de fundação; fator de profundidade
N_γ	Fator de capacidade resistente relativo ao peso específico do solo abaixo do plano de fundação

P	Força de pré-esforço
P_0	Força de pré-esforço inicial
P_{0a+cr}	Força de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas
P_{∞}	Força de pré-esforço a longo prazo
Q_{ik}	Valor característico de uma ação variável
$R_{b,cal}$	Valor da capacidade resistente de ponta
R_{bk}	Valor característico da capacidade resistente de ponta
$R_{c,cal}$	Valor da capacidade resistente total
R_{cd}	Valor de cálculo da capacidade resistente total do grupo de estacas
R_{ck}	Valor característico da capacidade resistente total
R_d	Valor de cálculo de um esforço resistente
$R_{s,cal}$	Valor da capacidade resistente lateral
R_{sk}	Valor característico da capacidade resistente lateral
T	Temperatura
V	Esforço transverso
V_{Ed}	Valor de cálculo dos esforços transversos atuantes
V_{Cd}	Valor de cálculo dos esforços transversos resistentes
V_{Rd}	Valor de esforço transverso resistente
$V_{Rd,s}$	Valor de esforço transverso associado à cedência de estribos
$V_{Rd,max}$	Valor de esforço transverso associado ao esmagamento das bielas de betão
X	Direção longitudinal ou X
Y	Direção transversal ou Y

Letras minúsculas latinas

a	Parâmetro da equação de 2º grau da parábola do cabo de pré-esforço
a_0	Largura
adm	Admissível
b	Largura, base comprimento
br	Braço
b_t	Largura média da alma
cal	Calculado

<i>cons</i>	Consola
<i>d</i>	Altura útil
<i>e</i>	Excentricidade
<i>esp</i>	Espessura
<i>f</i>	Flecha
<i>f_{cd}</i>	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
<i>f_{ck}</i>	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias
<i>f_{cm}</i>	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
<i>f_{ctm}</i>	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
<i>f_{ctk}</i>	Valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples
<i>f_{puk}</i>	Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço
<i>f_{syd}</i>	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras ordinárias
<i>f_{syk}</i>	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras ordinárias
<i>h</i>	Altura
<i>h₀</i>	Espessura equivalente de uma secção
<i>i</i>	Angulo que o solo suportado faz com a vertical
<i>i_j</i>	Raio de giração segundo o eixo jj
<i>inf</i>	Inferior
<i>i_q</i>	Fator de inclinação de carga relativo ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação
<i>i_γ</i>	Fator de inclinação de carga relativo ao peso volúmico do solo abaixo do plano de fundação
<i>k</i>	Coefficiente; fator
<i>m</i>	Fator
<i>max</i>	Máximo
<i>med</i>	Médio
<i>min</i>	Mínimo
<i>n</i>	Número
<i>q₀</i>	Tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico do solo
<i>q_{rd}</i>	Valor de cálculo da capacidade resistente do solo
<i>S_q</i>	Fator de geometria da sapata, em planta

<i>sup</i>	Superior
s_γ	Fator da geometria em planta devido ao peso volúmico do solo abaixo do plano de fundação
<i>rec</i>	Recobrimento
<i>t</i>	Tempo
t_0	Idade do betão à data do carregamento
$t_{\infty,d}$	Idade do betão ao tempo infinito, dias
$t_{\infty,h}$	Idade do betão ao tempo infinito, horas
<i>tab</i>	Tabuleiro
<i>u</i>	Perímetro
<i>v</i>	Distância entre o centro de gravidade e a fibra em estudo
<i>x</i>	Coordenada; direção longitudinal
<i>y</i>	Coordenada; direção transversal
<i>z</i>	Profundidade; braço

Letras Gregas

α	Coeficiente; ângulo
β	Ângulo; relação; coeficiente
γ	Coeficientes parciais de segurança
γ_{Gj}	Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes
γ_P	Coeficiente de segurança relativo às ações do pré-esforço
γ_Q	Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;
$\gamma_{\phi'}$	Coeficiente de segurança relativo ao angulo de atrito nas estacas moldadas
γ_γ	Coeficiente de segurança relativo peso volúmico nas estacas moldadas
γ_b	Coeficiente de segurança relativo à resistência de ponta nas estacas moldadas
γ_s	Coeficiente de segurança relativo à resistência de lateral nas estacas moldadas
γ_t	Coeficiente de segurança relativo à resistência total nas estacas moldadas
ΔT	Variação da temperatura
$\Delta\sigma_{p0,c}$	Perda de tensão de pré-esforço por deformação instantânea do betão
$\Delta\sigma_{pt,c}$	Valor da perda de tensão de pré-esforço devido à fluência do betão

$\Delta\sigma_{pt,r}$	Valor da perda de tensão de pré-esforço devido à relaxação do aço
$\Delta\sigma_{pt,s}$	Valor da perda de tensão de pré-esforço devido à retração do betão
$\Delta\sigma_{pt,c+r+s}$	Valor da perda de tensão de pré-esforço devido aos efeitos diferidos
δ	Deslocamento; ângulo
δ_{c+s}	Deslocamento devido aos efeitos diferidos de fluência e retração
δ_d	Valor de cálculo do ângulo de atrito no contacto solo-estaca
δ_r	Valor da reentrada das cunhas
ε_{cc}	Extensão total de fluência
ε_{cs}	Extensão total de retração
λ	Alcance das perdas por reentrada das cunhas; coeficiente de esbelteza
λ_{lim}	Esbelteza limite
μ	Coeficiente; coeficiente de atrito
η	Coeficiente de comportamento
η_g	Fator de efeito de grupo de estacas
ξ	Coeficiente de amortecimento; coeficiente de correlação
ρ	Fator de relaxação
ρ_{1000}	Valor da perda por relaxação, 1000h, após aplicação do pré-esforço
σ	Tensão
σ_c	Tensão de compressão no betão
$\sigma_{c,a+cr}$	Tensão de compressão no betão, por atrito e reentrada das cunhas
σ_{inf}	Tensão aplicada na fibra inferior de uma secção
σ_{sup}	Tensão aplicada na fibra superior de uma secção
σ_N	Tensão normal
σ_p	Tensão de pré-esforço
σ_{p0}	Tensão de pré-esforço inicial
$\sigma_{p0,a}$	Tensão de pré-esforço após perdas por atrito
$\sigma_{p0,a+cr}$	Tensão de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas
$\sigma_{p0'}$	Tensão de esticamento dos cabos de pré-esforço
$\sigma_{p\infty}$	Tensão de pré-esforço a longo prazo

θ	Coeficiente; inclinação; ângulo
θ_0	Valor básico
ϕ	Diâmetro; ângulo
ϕ_{adot}	Diâmetro adotado
ϕ'	Ângulo de atrito do solo
φ	Coeficiente de fluência; ângulo; coeficiente
ψ	Coeficiente de redução; coeficiente
γ	Valor de cálculo do peso específico
τ_1	Tensão 1 do quadro VI do REBAP

Siglas

AVB	Ação variável base
CP	Cargas permanentes
EC	Eurocódigo
ELU	Estado limite último
ELUI	Estado limite de utilização
EN	Norma europeia
EQU	Equilíbrio estático
FS	Fator de segurança
HL	Horizontal longitudinal
GEO	Rotura ou deformação excessiva do terreno
HR	Humidade relativa
HT	Horizontal transversal
JB	Junta de betonagem
PE	Pré-esforço
PP	Peso próprio
RCP	Restante carga permanente
REBAP	Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado
RH	Humidade relativa
RSA	Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes
SC	Sobrecarga

SCC	Sobrecarga concentrada
SCL	Sobrecarga linear
SCU	Sobrecarga uniforme
VT	Veículo tipo
VDT	Varição diferencial de temperatura
VUT	Varição uniforme de temperatura

Capítulo I

Introdução

1.1 Enquadramento do Tema

O presente documento refere-se à memória descritiva e justificativa de um *“Projeto de Execução de um viaduto Rodoviário Construído Tramo a Tramo”*.

Na definição e escolha das soluções estruturais foram consideradas todas as condicionantes, nomeadamente o traçado a respeitar pela obra de arte, a construção existente, as ações atuantes na estrutura, as propriedades dos materiais utilizados e as características do solo de fundação.

A obra de arte em estudo não será concebida na realidade, porque este projeto trata-se da continuação de um trabalho desenvolvido no âmbito de uma disciplina de mestrado. Esta unidade curricular designa-se por Pontes e Viadutos e nela foi desenvolvido um estudo prévio da obra em estudo, dando assim continuidade para o projeto de execução.

1.2 Objetivos

O projeto em estudo tem como objetivo dimensionar um viaduto rodoviário em betão armado pré-esforçado, ao nível do projeto de execução. O viaduto tem como finalidade transpor um vale. Nesse mesmo vale existe uma pequena construção que não pode ser demolida sendo esta uma das condicionantes.

O projeto terá de verificar a segurança prevista nos regulamentos, cumprindo os níveis de funcionalidade, fiabilidade e durabilidade especificados

1.3 Estrutura do Projeto

Este trabalho está dividido em quatro capítulos. O primeiro capítulo refere-se à introdução. Onde se aborda o enquadramento do tema, os objetivos e a estrutura do projeto.

No segundo capítulo apresentam-se as soluções estruturais definidas para a realização da obra de arte, os materiais utilizados, as ações e combinações aplicadas no dimensionamento, os modelos de cálculo utilizados e o processo construtivo a aplicar na obra de arte.

No terceiro capítulo apresentam-se os cálculos justificativos, que se inicia com o cálculo do pré-esforço, dando lugar depois ao cálculo longitudinalmente e transversalmente do tabuleiro. Com o tabuleiro calculado inicia-se o cálculo dos pilares e suas fundações, dos encontros e respectivas fundações e por fim os aparelhos de apoio e juntas de dilatação.

No quarto e último capítulo estão presente as conclusões e são indicadas a listagem dos anexos de cálculo (em CD) e das peças desenhadas.

Capítulo II

Descrição da Estrutura e Critérios de Dimensionamento

2.1 Condicionantes do Projeto

O viaduto rodoviário em estudo situa-se na zona sísmica A do Regulamento de Segurança e Ação (RSA), localizado na região sul de Portugal, sendo um projeto que pertence à classe de pontes I. O mesmo foi desenvolvido tendo em conta as condicionantes existentes, nomeadamente a obrigatoriedade de respeitar o projeto viário, a construção presente no vale, as condições geológicas do terreno, com se pode observar na Figura 2-1, bem como toda a legislação aplicável.

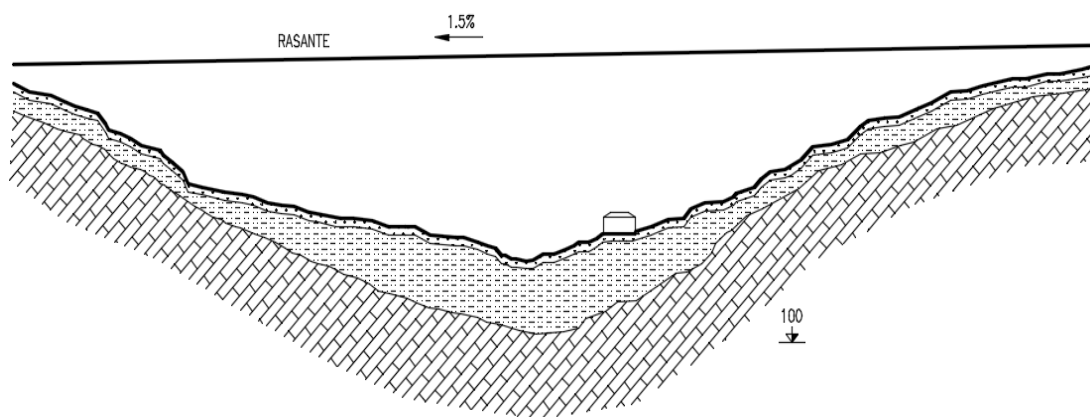


Figura 2-1 - Perfil do vale.

2.1.1 Localização e Principais Características da Obra de Arte

O viaduto rodoviário situa-se na região sul de Portugal, correspondendo a zona de Lisboa.

De acordo com a Figura 2-2, o viaduto desenvolve-se numa extensão de 311,600 metros, situado entre os Km 0+916,475 e o Km 1+228,075.

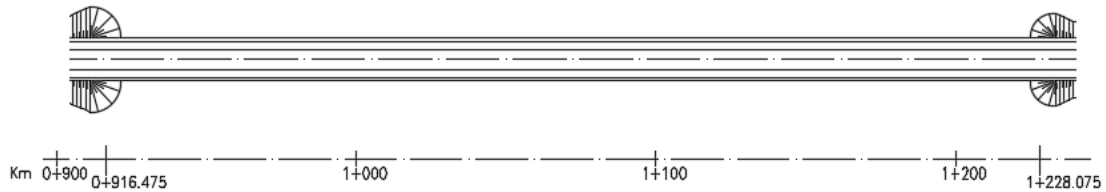


Figura 2-2 - Viaduto em planta.

Em perfil, a rasante apresenta um tranel constante de 1,5% e em planta a diretriz apresenta um elemento reto como se pode observar na Figura 2-3.

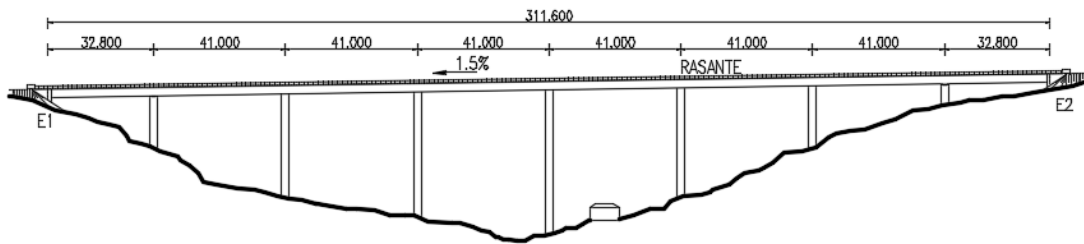


Figura 2-3 - Viaduto em perfil.

O perfil transversal do viaduto representado na Figura 2-4 é composto por uma faixa de rodagem, com dois sentidos de tráfego.

Uma faixa de rodagem com 7,00 metros, bermas com 1,00 metros e passeios de serviço com 1,10 metros. A secção transversal tem largura total de 11,20 metros.

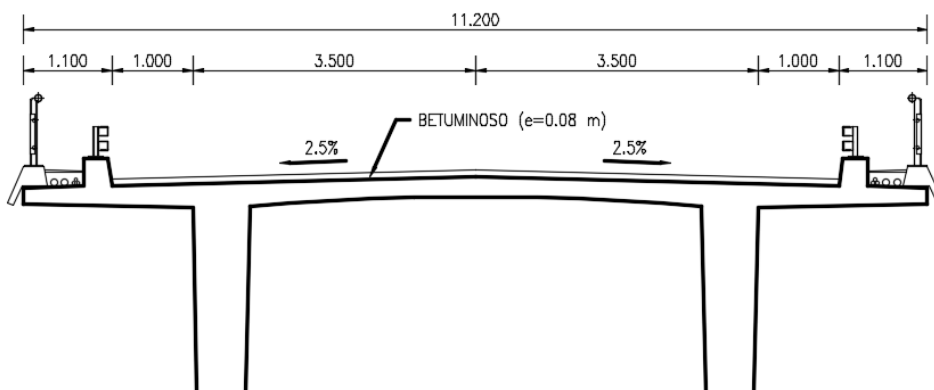


Figura 2-4 - Perfil transversal do viaduto - secção corrente.

2.1.2 Condições Geológicas

Em termos geológicos, o solo do vale é constituído por três estratos (Figura 2-1). O primeiro estrato corresponde a uma camada terra vegetal de cobertura, o segundo a siltes e saibros muito alterados e por fim granitos pouco alterados a sãos. Para testar a resistência do terreno foi realizado um ensaio SPT sendo que, para o primeiro estrato o índice de resistência à penetração (NSPT) é inferior a 20, para a camada litológica seguinte o valor está compreendido entre 20 e 40, por fim, para o estrato composto por granito o NSPT é superior a 60.

Com a presente litoestratigrafia, verifica-se que há necessidade de recorrer a fundações indiretas devido à profundidade a que se situa o estrato de granito (mais de 8 metros), nomeadamente na zona mais profunda do vale, sendo que nas zonas mais extremas serão usadas fundações diretas, pois o estrato de granito não está tão profundo (menos de 8 metros).

2.1.3 Zona Sísmica

O viaduto localiza-se na zona sísmica A do RSA e o dimensionamento à ação sísmica é feita de acordo com os espetros de resposta do mesmo regulamento para ações tipo 1 e 2 num terreno tipo II.

Os espetros de resposta são apresentados no anexo U.

2.2 Características Gerais da Obra de Arte

2.2.1 Condições Gerais

A solução proposta para o viaduto garante benefícios económicos e de segurança, respeitando sempre as condicionantes impostas já descritas anteriormente.

O viaduto é constituído por dois encontros e por catorze pilares alinhados dois a dois, sendo que estes pilares suportam um tabuleiro de secção em π . Os pilares foram concebidos de modo a garantir o maior afastamento entre os obstáculos físicos existentes, nomeadamente a construção existente. Os pilares do viaduto foram dimensionados para serem da ordem de grandeza da altura do vale por razões económicas e estéticas.

Os encontros são do tipo perdido, favorecendo a integração paisagística do viaduto em virtude do baixo impacto ambiental.

2.2.2 Materiais

Os materiais adotados no projeto de execução do viaduto são:

Betões:

- Tabuleiro e Pilares: NP EN 206-1:C35/45.S4.XC4(P).D25.CI 0,20;
- Encontros e Fundações: NP EN 206-1: C30/37.S4.XC4(P).D25.CI 0,20;
- Regularização das fundações: NP EN 206-1: C16/20.S4.XC4(P).D25.CI 0,20.

Aços:

- Aço passivo: A500 NR;
- Aço de Pré-esforço: Y1860 S7.

2.2.3 Tabuleiro

A secção transversal do tabuleiro adotado é composto por duas almas na direção longitudinal e por um banzo superior, denominado de secção em π , com almas de 0,60 metros de espessura e 2,60 metros de altura. Esta solução apesar de ser económica tem pouca resistência a momentos negativos, limitando os vãos sensivelmente a um máximo 50,00 metros.

Para o presente viaduto consideram-se três secções com características diferentes. A secção corrente, que se encontra a meio dos vãos e duas secções na zona de apoio sobre os pilares e encontros, devido ao alargamento da secção da alma.

O viaduto possui um vão corrente de 41,00 metros e com os vãos extremos de 32,80 metros. A secção do tabuleiro é em betão armado pré-esforçado.

O tabuleiro respeita as normas de segurança rodoviária, bem como a segurança de peões que circulem nos passeios.

2.2.4 Pilares

O viaduto é composto por sete alinhamentos de pilares tal como mostra a Figura 2-5, pilares de secção circular de 2,40 metros de diâmetro e altura variável. O afastamento entre eixo de pilares é de 4,40 metros.

O pilar P1 possui uma altura de 26,00 metros e o tipo de ligação ao tabuleiro é rotulado, o pilar P2 possui uma altura de 35,00 metros, o pilar P3 de 43,00 metros, o P4 de 48,00 metros, o P5 de 37,50 metros, o P6 de 28 metros e possuem ligação monolítica ao tabuleiro, por fim o pilar P7 tem uma altura de 18 metros e o tipo de ligação é rotulado.

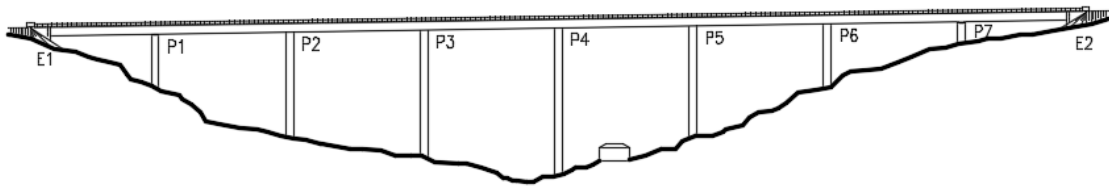


Figura 2-5 - Pilares do viaduto.

2.2.5 Encontros

O viaduto é composto por dois encontros, o encontro E1 e o E2. Estes possuem uma boa integração ambiental e são do tipo perdidos. Os encontros E1 e E2 possuem alturas distintas, 13,30 metros e 11,90 metros, respetivamente, e são ainda compostos por espelho, viga de estribo, dois gigantes assentes em duas sapatas isoladas e muros de avenida.

2.2.6 Fundações

O viaduto possui dois tipos de fundações, as fundações diretas e as fundações indiretas.

As fundações diretas assentes sob a forma de sapatas encontram-se junto aos encontros, nomeadamente sob os pilares P1, P6 e P7. Enquanto os restantes pilares assentam sobre fundações indiretas, nomeadamente um maciço de encabeçamento das estacas.

As fundações diretas sob a forma de sapatas encontram-se nos encontros E1 e E2 e sob os pilares P1, P6 e P7, sendo os restantes pilares assentes sobre fundações indiretas.

As sapatas dos encontros E1 têm uma geometria de 8,00x4,50x1,50 metros e a do encontro E2 possuem uma geometria de 7,70x4,50x1,50 metros, sendo que a dimensão corresponde a largura longitudinal, largura transversal e altura respetivamente.

Os pilares P1, P6 e P7 assentam sobre sapatas de geometria igual, 13,00x7,00x3,00 metros. Os restantes pilares assentam sobre um maciço de encabeçamento com 12,10x5,50x2,50 metros, que descarrega sobre 8 estacas com diâmetro de 1,10 metro.

2.2.7 Pormenores Construtivos

O viaduto possui passeios que são limitados por uma viga de bordadura e pelo lancil que suporta a guarda de segurança. O seu revestimento é realizado através de betão de regularização. Nos passeios serão instalados tubos de serviço, 2 tubos de 90 milímetros e 3 tubos de 40 milímetros em polietileno, para futuras passagens de cablagem. O revestimento dos passeios é efetuado com uma betonilha esquartelada de 0,02 metros de espessura mínima. Os guarda corpos são compostos por um corrimão em aço apoiados em montantes em aço aparafusados à viga de bordadura.

O revestimento betuminoso tem uma espessura de 0,08 metros, incluindo a camada de desgaste. E com inclinações de 2,5% para garantir a drenagem das águas.

2.3 Critérios de Verificação da Segurança

2.3.1 Ações

As ações consideradas na verificação da segurança estrutural do viaduto dividem-se em ações permanentes e ações variáveis. As ações permanentes consideradas foram: o peso próprio da estrutura, a restante carga permanente, o pré-esforço, a retração, a fluência e o impulso dos solos. E as ações variáveis foram: a sobrecarga rodoviária linear e uniforme, a sobrecarga pedonal, o veículo tipo, a variação uniforme e diferencial de temperatura e a ação sísmica. A ação do vento não foi considerada por não ser condicionante.

2.3.2 Verificação da Segurança

Na verificação da segurança foram tidas em conta as normas, nomeadamente para a definição das ações, das combinações e critérios considerados na segurança da estrutura,

indicadas no Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). No dimensionamento estrutural as normas consideradas foram o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) e os Eurocódigos EC2:Parte 1, EC7:Parte 1 e EC8:Parte 5.

Para o dimensionamento do tabuleiro foram considerados os casos mais condicionantes para a estrutura do viaduto, nomeadamente os Estados Limites de Utilização e Estados Limites Últimos, que são abordados nos subcapítulos seguintes.

A segurança dos pilares foi garantida considerando o estado limite último de flexão composta com efeitos de segunda ordem e o estado limite último de esforço transversal.

Os encontros foram dimensionados considerando o estado limite último de resistência do solo e a segurança aos estados limites últimos de equilíbrio.

2.3.3 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização são de dois tipos: o estado limite de deformação e o estado limite de fendilhação que se divide no estado limite de descompressão e no estado limite de largura de fendas.

No estado limite de descompressão é utilizada a combinação quase-permanente de ações. No estado limite de largura de fendas o é utilizada a combinação frequente de ações. Para o estado limite de deformação é utilizada a combinação frequente de ações.

2.3.3.1 Combinações Efetuadas

Para a verificação da segurança ao estado limite de fendilhação do tabuleiro é efetuada a combinação quase-permanente de ações e a combinação frequente:

- **Combinação Quase-permanente**

$$E_{qp} = \sum_{j=1}^m G_{jk} + E_{Pk} + \sum_{i=1}^m \psi_{2i} \times Q_{ik} \quad (2.1)$$

Em que:

G_{jk} - Esforço resultante de uma ação permanente, com o seu valor característico;

E_{Pk} - Esforço resultante da ação do pré-esforço, com o seu valor característico;

Q_{ik} - Esforço resultante de uma ação variável com o seu valor característico;

ψ_{2i} - Coeficiente de redução (ψ_2) quase permanente.

- **Combinação Frequente**

$$E_{freq} = \sum_{j=1}^m G_{jk} + E_{Pk} + \psi_{11} \times Q_{1k} + \sum_{i=2}^m \psi_{2i} \times Q_{ik} \quad (2.2)$$

Em que:

G_{jk} - Esforço resultante de uma ação permanente, com o seu valor característico;

E_{Pk} - Esforço resultante da ação do pré-esforço, com o seu valor característico;

Q_{1k} - Esforço resultante de uma ação variável considerada como ação base da combinação, com o seu valor característico;

Q_{ik} - Esforço resultante de uma ação variável, com o seu valor característico;

ψ_{2i} - Coeficiente de redução (ψ_2) quase permanente;

ψ_{11} - Coeficiente de redução (ψ_1) frequente.

2.3.4 Estados Limites Últimos

A segurança aos estados limites últimos é garantida através da seguinte condição:

$$E_d \leq R_d \quad (2.3)$$

Em que:

E_d - Valor de cálculo dos esforços atuantes;

R_d - Valor de cálculo dos esforços resistentes.

Neste projeto os estados limites últimos verificados são os seguintes:

- **Flexão:**

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (2.4)$$

Em que:

M_{Ed} - Valor de cálculo dos momentos fletores atuantes;

M_{Rd} - Valor de cálculo dos momentos fletores resistentes.

- **Esforço transverso:**

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (2.5)$$

Em que:

V_{Ed} - Valor de cálculo dos esforços transversos atuantes;

V_{Rd} - Valor de cálculo dos esforços transversos resistentes.

2.3.4.1 Combinações Efetuadas

Para a verificação da segurança dos pilares, encontros e fundações do viaduto, foram utilizadas duas combinações, com base no Regulamento de Segurança e Ações (RSA). Assim para a verificação da segurança para os estados limites últimos são utilizadas as seguintes combinações:

- **Combinação Fundamental de Ações**

$$E_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \times G_{jk} + \gamma_P \times E_{Pk} + \gamma_{Q1} \times G_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \times \psi_{0i} \times Q_{ik} \quad (2.6)$$

Em que:

G_{jk} - Esforço resultante de uma ação permanente, com o seu valor característico;

E_{Pk} - Esforço resultante da ação do pré-esforço, com o seu valor característico;

Q_{1k} - Esforço resultante de uma ação variável considerada como ação de base da combinação, com o seu valor característico;

Q_{ik} - Esforço resultante de uma ação variável acompanhada da ação de base, com o seu valor característico;

γ_{Gj} - Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

γ_P - Coeficiente de segurança relativo às ações do pré-esforço;

γ_{Q1} e γ_{Qi} - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

ψ_{0i} - Coeficiente de redução (ψ_0) correspondendo à ação variável de ordem i.

- **Combinação sísmica**

$$E_d = \sum_{j=1}^m G_{jk} + E_{Pk} + \gamma_Q \times A_{Ek} + \sum_{i=2}^n \gamma_{2i} \times Q_{ik} \quad (2.7)$$

Em que:

G_{jk} - Esforço resultante de uma ação permanente, com o seu valor característico;

E_{Pk} - Esforço resultante da ação do pré-esforço, com o seu valor característico;

A_{Ek} - Esforço resultante de uma ação sísmica, considerada como ação de base da combinação, com o seu valor característico;

Q_{ik} - Esforço resultante de uma ação variável acompanhada da ação de base, com o seu valor característico;

γ_Q - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

ψ_{2i} - Coeficiente de redução (ψ_2) quase permanente, correspondendo à ação variável de ordem i.

2.3.5 Coeficientes Parciais de Segurança e de Redução

Os coeficientes parciais de segurança γ e os coeficientes de redução ψ , utilizados nas combinações de ações acima descritas, que consistem em majorar as ações e minorar as propriedades dos materiais apresentam-se nos quadros seguintes:

2.3.5.1 Coeficientes Parciais de Segurança

Os coeficientes parciais de segurança segundo normas europeias, nomeadamente os Eurocódigos.

2.3.5.1.1 Dimensionamento Estrutural (STR)

A Tabela 2-1 apresenta os valores dos coeficientes parciais de segurança das ações utilizados para dimensionamento estrutural.

Tabela 2-1 - Coeficientes parciais de segurança das ações para dimensionamento estrutural.

Ações		Símbolo	Efeito Desfavorável	Efeito Favorável
Permanentes	PP	γ_G	1,35	1,00
	RCP	γ_G	1,50	
	PE	γ_P	1,20	
Variáveis		γ_Q	1,50	0,00

2.3.5.1.2 Dimensionamento Geotécnico (EQU e GEO)

A Tabela 2-2 apresenta os valores dos coeficientes parciais de segurança das ações utilizados para dimensionamento geotécnico.

Tabela 2-2 - Coeficientes parciais de segurança das ações.

Ação		Símbolo	EQU	GEO	
			A _{EQU}	A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,10	1,35	1,00
	Favorável		0,90	1,00	1,00
Variável (exceto o sismo)	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00	0,00
Sismo	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,50	1,50
	Favorável		0,00	0,00	0,00

Os coeficientes parciais de segurança para as propriedades dos materiais são indicados na Tabela 2-3:

Tabela 2-3 - Coeficientes parciais de segurança para as propriedades do solo.

Propriedades dos materiais	Símbolo	Geral		Sismo	
		M1	M2	M _{E,EQU}	M _{E,GEO}
Ângulo de atrito	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,10
Peso volúmico	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Os coeficientes parciais de segurança para as capacidades resistentes em estacas moldadas são indicados na Tabela 2-4:

Tabela 2-4 - Coeficientes de segurança para as capacidades resistentes em estacas moldadas.

Resistência	Símbolo	R1	R4
Na ponta	γ_b	1,25	1,60
Lateral (compressão)	γ_s	1,00	1,30
Total/combinada (compressão)	γ_t	1,15	1,50

De acordo com o EC7, quando se trata de uma combinação em que a ação variável base não é a ação sísmica, aplicam-se as seguintes combinações de coeficientes para a AC1, presentes na Tabela 2-5:

Tabela 2-5 - Combinações de coeficientes para AC1 – Exceto ação sísmica.

Estado limite último		Combinação	
EQU		A_{EQU} "+" "M2" "+" "R1	
GEO	Geral	1	$A1$ "+" "M1" "+" "R1
		2	$A1$ "+" "M1" "+" "R1
	Estacas	1	$A1$ "+" "M1" "+" "R1
		2	$A2$ "+" "M1" "+" "R4

De acordo com o EC8, quando se trata de uma combinação em que a ação variável base é a ação sísmica, aplica-se as seguintes combinações:

Tabela 2-6 – Coeficientes das combinações para abordagem AC1 – Ação sísmica.

Estado limite último	Combinação
EQU	A "+" " $M_{E,EQU}$ " "+" "R1
GEO	A "+" " $M_{E,GEO}$ " "+" "R1

Para a combinação sísmica, utilizam-se os coeficientes parciais de segurança da resistência do solo tipo R1 devido ao carácter instantâneo da ação sísmica e também não é exequível diminuir tanto as resistências do solo.

2.3.5.2 Coeficientes de Redução

Os coeficientes de redução aplicáveis às ações variáveis apresentam-se na Tabela 2-7:

Tabela 2-7 - Coeficientes de redução.

Ação Variável	ψ_0	ψ_1	ψ_2
VUT	0,6	0,5	0,3
VDT	0,6	0,5	0,3
Sismo	0,0	0,0	0,0
SC	0,6	0,4	0,2
			0,0 (AVB: Sismo)

2.4 Modelos de Cálculo

Para efetuar a análise dos esforços presentes na estrutura, procedeu-se à elaboração de três modelos para análises distintas, recorrendo a um programa de cálculo automático, nomeadamente o *SAP2000*.

I. Modelo de Análise Longitudinal

O modelo é representado através de um elemento de barra, presente na Figura 2-6. Este modelo tem como finalidade o dimensionamento do tabuleiro na direção longitudinal.

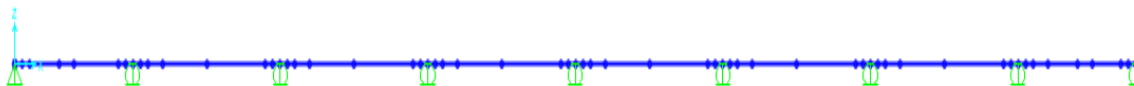


Figura 2-6 - Modelo de análise longitudinal.

O elemento de barra é modelado com um apoio fixo no Encontro E1 e apoios móveis nos pilares e encontro E2. No modelo foram aplicados os carregamentos relativamente ao peso próprio do tabuleiro, as cargas equivalentes do pré-esforço, as restantes cargas permanentes, sobrecargas longitudinais e a variação diferencial da temperatura.

II. Modelo de Análise Transversal

O modelo de análise transversal representado na Figura 2-7 tem uma extensão de 41 metros, que representa o vão corrente do viaduto. É encastrado nas extremidades já que os deslocamentos verticais são pequenos e existe uma simetria dos momentos nas secções do tabuleiro em cima dos pilares.

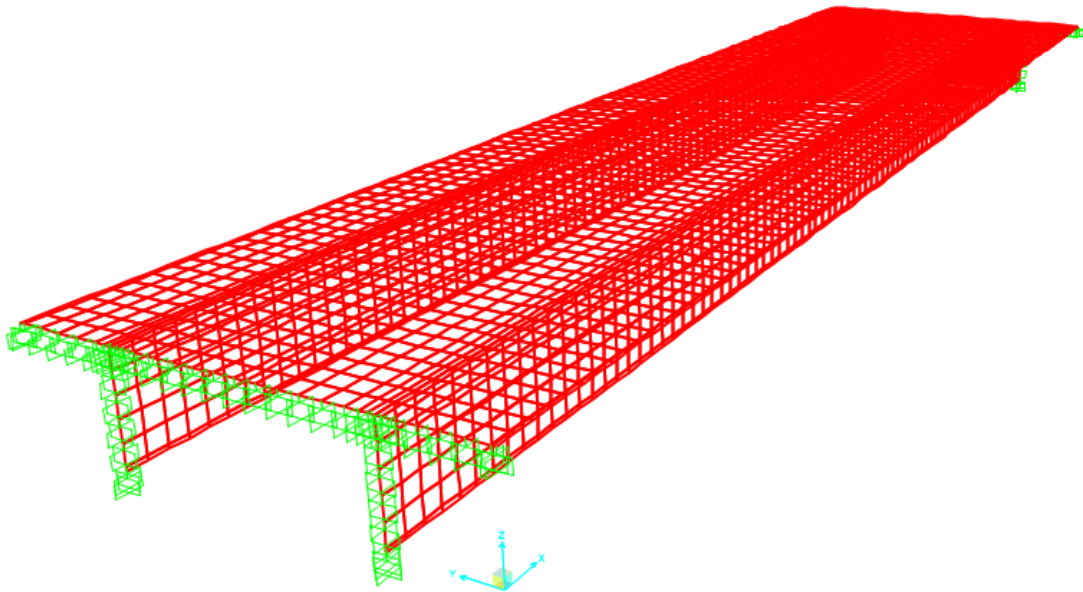


Figura 2-7 - Modelo de análise transversal.

No modelo aplicou-se uma malha de elementos finitos de 0,5x0,5 metros, iniciando nas extremidades com uma malha de 0,10x0,50 metros e junto às almas como outra de 0,20x0,50 metros. A malha foi dimensionada com estas diferenças de dimensão pois nessas secções as características geométricas do tabuleiro têm diferença significativa e, desta forma tenta-se aproximar ao máximo o modelo da realidade.

O modelo foi sujeito às ações provocadas pelo peso próprio do tabuleiro, às restantes cargas permanentes, ao veículo tipo e às sobrecargas nos passeios.

III. Modelo de Análise Sísmica

O modelo tridimensional, representado pela Figura 2-8, tem a finalidade do dimensionamento dos pilares encontros e fundações. Os pilares estão ligados ao tabuleiro através da ferramenta *constraints*, do *SAP2000*, com restrições mediante o tipo de ligação.

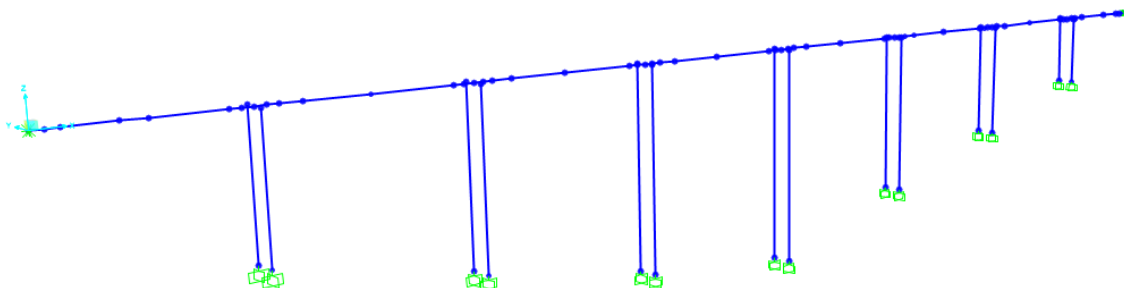


Figura 2-8 - Modelo de análise sísmica.

O modelo foi sujeito às ações provocadas pelo peso próprio da estrutura, ao pré-esforço, às restantes cargas permanentes, às sobrecargas longitudinais e à variação diferencial e uniforme da temperatura.

Com os valores dos esforços atuantes obtidos através da análise destes três modelos, determinaram-se os valores de cálculo dos esforços através de combinações de ações no *Microsoft Excel*.

O *Microsoft Excel* foi igualmente utilizado para determinar os esforços resistentes. Em que são determinados os valores dos esforços resistentes com a armadura adotada. Se os esforços atuantes forem inferiores aos esforços resistentes, a verificação está assegurada.

2.5 Processo Construtivo

O processo construtivo do viaduto é caracterizado pela betonagem *in situ* da estrutura, com o tabuleiro a ser construído com o método tramo a tramo e com juntas de betonagem a um quinto de vão.

Desta forma, o processo construtivo divide-se em 6 fases:

Fase I:

Na primeira fase de construção é efetuada a implantação e definição da obra. Com esta etapa realizada é efetuada a desmatação e decapagem do terreno com sensivelmente trinta centímetros de profundidade. Inicia-se então a abertura dos caboucos para as fundações aplicando o betão de regularização. Nesta fase é de providenciar o corte, dobragem e aplicação das armaduras das fundações e de realizar a cofragem e betonagem das mesmas. Dá-se início ao corte, dobragem, armação, cofragem e a betonagem dos encontros E1 e E2, sendo que não será apenas construído o espelho, pois é necessário espaço para aplicar o pré-esforço. De seguida inicia-se a armação, cofragem e betonagem dos pilares, sendo que, nesta fase, o pilar P1 é o único que necessita de estar totalmente concluído, os restantes pilares estão parcialmente construídos. Por fim, depois da descofragem dos encontros e do pilar P1, é executado a montagem dos aparelhos de apoio nesses elementos.

Fase II:

A segunda fase dos trabalhos é iniciada com a execução do primeiro tramo do tabuleiro. Para isso inicia-se a colocação do cimbra móvel e efetua-se a cofragem até um quinto do vão seguinte. Simultaneamente realiza-se o corte, a dobragem e aplicação das armaduras ordinárias e bainhas de pré-esforço. Proceda-se a betonagem do tramo e a respetiva aplicação do pré-esforço. Com este tramo concluído termina-se a construção do encontro E1 e avança-se na construção dos restantes pilares. Com os trabalhos terminados no primeiro tramo e no pilar P2, efetua-se a descofragem do tramo para se avançar com o cimbra móvel para o tramo seguinte.

Fase III/IV:

A terceira e quarta fase repetem-se do segundo ao sexto tramo, pois os procedimentos são idênticos ao realizado no primeiro tramo (Fase I). Os trabalhos nos pilares vão avançando até a sua conclusão.

Fase V:

Com o sexto tramo concluído inicia-se a montagem do cembre ao solo para a construção do sétimo e oitavo tramo. O oitavo tramo termina no encontro E2, e, após a descofragem, inicia-se a desinstalação do cembre ao solo e a aplicação do pré-esforço.

Fase VI:

Na última fase construtiva procede-se a conclusão do encontro E2, com os trabalhos necessários e efetuados para o encontro E1. São executados os trabalhos de acabamentos, montagem de equipamentos, lancil, viga de bordadora, preenchimento de passeios, guardas de segurança e guarda corpos. Termina-se com a colocação do tapete betuminoso, respetivas pinturas no pavimento e aplicação da sinalização rodoviária necessária.

Capítulo III

Cálculos Justificativos

3.1 Considerações Gerais

A verificação da segurança do viaduto realiza-se de acordo com a regulamentação em vigor, nomeadamente RSA, REBAP e as normas europeias presente no EC2, EC7 e EC8.

Neste capítulo serão apresentados as propriedades geométricas e os cálculos justificativos efetuados.

3.2 Propriedades Geométricas do Tabuleiro

O tabuleiro apresenta uma secção transversal em “ π ”, sendo constituída por duas almas longitudinais e um banzo superior. As dimensões da secção vão variando consoante a zona do tabuleiro. A secção começa a variar quando se aproxima da zona do pilar, nomeadamente, a 4,10 metros do eixo do pilar e do eixo do encontro.

Para efetuar a modelação no *SAP2000* existiu a necessidade de criar três tipos de secções diferentes, tal como se pode observar na Figura 3-1.

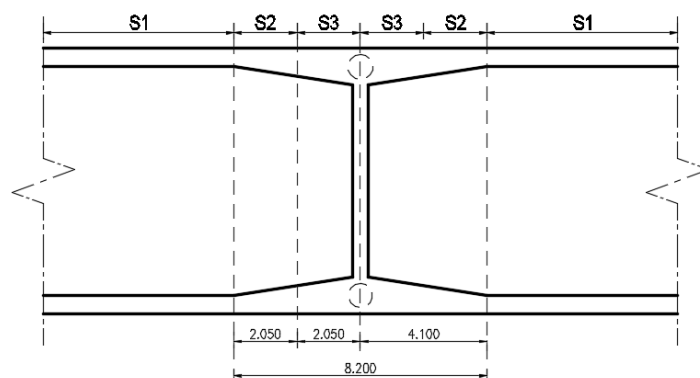


Figura 3-1 - Variação da secção transversal e nomeação das secções.

A diferença entre as três secções é a largura da alma, que aumenta de 0,60 metros para 1,20 metros. A secção 1 que está representada pela Figura 3-2 é a secção corrente do tabuleiro.

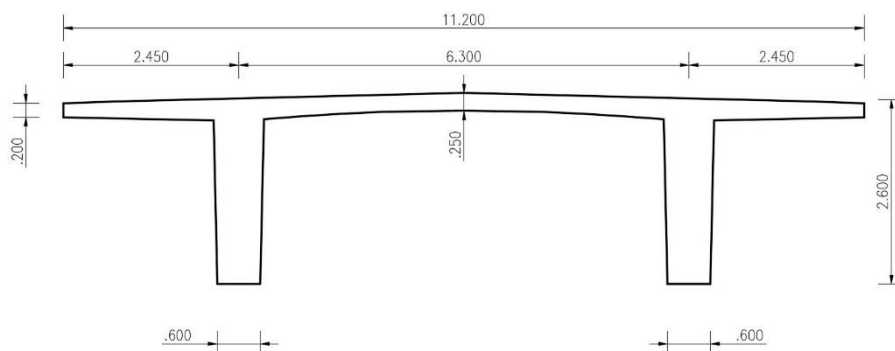


Figura 3-2 - Secção 1 ou secção corrente.

As propriedades geométricas das secções do tabuleiro são apresentadas na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 - Propriedades geométricas das secções.

Propriedades	Secção 1	Secção 2	Secção 3
Área [m ²]	5,888	6,628	8,119
Inércia [m ⁴]	3,819	4,437	5,521
Perímetro [m]	31,813	31,838	31,884
V _{sup}	0,781	-	-
V _{inf}	1,819	-	-

Adotou-se de forma a simplificar o cálculo, que o V_{sup} e V_{inf} são iguais em todas as secções.

3.3 Materiais

A Tabela 3-2, apresenta as propriedades do betão utilizado na concepção do viaduto.

Tabela 3-2 - Propriedades do betão.

Betão	Classe do betão	f _{ck} [MPa]	f _{cd} [MPa]	f _{cm} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	f _{ctk} [MPa]	E _{cm} [MPa]	ε _c [‰]
Reg.	C16/20	16,000	10,667	24,000	1,900	1,300	29,000	3,500
Encontros e Fundações	C30/37	30,000	20,000	38,000	2,900	2,000	33,000	3,500
Pilares e tabuleiro	C35/45	35,000	23,333	43,000	3,200	2,200	34,000	3,500

No projeto foram utilizados dois tipos de aço, para armaduras ordinárias e aço de pré-esforço, em que as suas propriedades estão presentes na Tabela 3-3 e na Tabela 3-4.

Tabela 3-3 - Propriedades do aço das armaduras ordinárias.

Aço	Classe do aço	f_{syk} [MPa]	f_{syd} [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{yd} [‰]
Armaduras ordinárias	A500 NR	500	434,783	200,000	2,174

Tabela 3-4 - Propriedades do aço de pré-esforço.

Aço	Classe do aço	f_{puk} [MPa]	f_{pyd} [MPa]	E_p [GPa]	ϵ_{pyd} [‰]
Aço de Pré-esforço	Y1860 S7	1860,000	1400,000	195,000	7,200

3.4 Ações

Para as secções condicionantes, foi verificada a segurança aos estados limites de utilização e aos estados limites últimos de resistência dos elementos de betão armado, de acordo com a regulamentação já referida.

3.4.1 Dados de Dimensionamento

Para a determinação dos valores das ações que atuam no viaduto, segundo o RSA são necessários alguns dados, nomeadamente, a classe da ponte, que neste caso é da classe I e pertence a zona sísmica A.

3.4.2 Ações Permanentes

No projeto do viaduto foram consideradas quatro cargas permanentes diferentes: o peso próprio (PP), a restante carga permanente (RCP), o pré-esforço (PE) e os efeitos diferidos, nomeadamente a fluência, a retração e relaxação.

I. Peso próprio (PP)

O peso específico considerado para o betão armado é de 25,00kN/m³.

De modo a considerar o peso próprio mais aproximado ao real, contabilizou-se a área das carlingas nas secções dos encontros e sobre os pilares. Assim apresenta-se o valor do peso próprio para as três secções consideradas, na Tabela 3-5.

Tabela 3-5 – Peso próprio do tabuleiro.

Ação	Secção 1	Secção 2	Secção 3
Área [m ²]	5,888	6,628	8,119
PP [kN/m]	147,225	165,700	202,975

II. Restante carga permanente (RCP)

Na Tabela 3-6, apresenta-se os valores das restantes cargas permanentes consideradas na estrutura.

Tabela 3-6 - Restantes cargas permanentes – RCP.

	Elemento	Peso específico [kN/m ³]	Área [m ²]	Carga [kN/m]
Passeio	Viga de bordadura	25,000	0,100	2,500
	Guarda corpos	-	-	1,000
	Enchimento dos passeios	24,000	0,092	2,230
	Lancil	25,000	0,113	2,830
	Guarda de segurança	-	-	1,00
	Tapete betuminoso	24,000	0,720	17,28
			RCP	32,550

A faixa de rodagem tem uma largura de 9 metros, sendo o tapete betuminoso aplicado com uma espessura de 0,08 metros.

III. Pré-esforço

O pré-esforço analisou-se com recurso às cargas equivalentes ao pré-esforço. O mesmo será analisado em detalhe no capítulo 3.5.

IV. Efeitos diferidos

A fluência e a retração do betão bem como a relaxação dos aços são efeitos diferidos. Para o cálculo, segundo o EC2, utilizou-se uma temperatura constante de 20°C durante a vida útil da estrutura.

3.4.3 Ações Variáveis

As ações variáveis consideradas no dimensionamento do viaduto são:

- I. Veículo tipo (VT);
- II. Sobrecarga uniforme (SCU);
- III. Sobrecarga linear (SCL);
- IV. Sobrecarga concentrada no passeio (SCC);
- V. Variação diferencial da temperatura (VDT);
- VI. Variação uniforme da temperatura (VUT);
- VII. Sismo (E).

I. Veículo tipo (VT)

Para pontes rodoviárias da classe I o veículo tipo é indicado no RSA, representado na Figura 3-3.

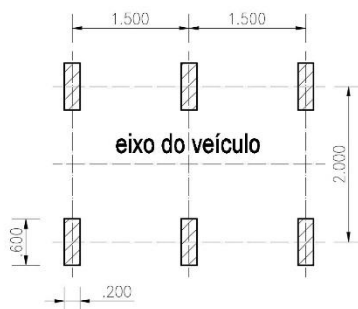


Figura 3-3 - Veículo tipo.

O veículo tipo é composto por três eixos, afastados entre si 1,50 metros, cada eixo é composto por duas rodas afastadas 2,00 metros, sendo que cada roda representa uma carga de 100 kN.

II. Sobrecarga uniforme

- Direção longitudinal

Para a sobrecarga uniforme é considerada uma carga distribuída ao longo de toda a secção transversal do tabuleiro, englobando a faixa de rodagem e passeios, com um valor de 4 kN/m². Para a introdução da carga no programa de cálculo automático *SAP2000*, transformou-se a sobrecarga numa carga linear ao multiplicar pela largura da secção transversal do tabuleiro, que exprime-se por: $4,00 \times 11,20 = 44,80 \text{ kN} / m$.

- Direção transversal

Para a direção transversal do viaduto, considerou-se uma carga uniforme nos passeios de 3,00 kN/m².

III. Sobrecarga linear

Na sobrecarga linear é aplicada a largura da faixa de rodagem, que corresponde a 9 metros. A sobrecarga linear tem um valor de 50 kN/m. Assim o valor da sobrecarga linear, para efetuar a modelação é de, $50,00 \times 9,00 = 450 \text{ kN}$.

IV. Sobrecarga Concentrada no passeio

A sobrecarga concentrada no passeio é aplicada no ponto extremo com um valor de 20,00 kN.

V. Variação diferencial da temperatura

Para a variação diferencial de temperatura consideram-se dois gradientes térmicos: o aquecimento diurno e o arrefecimento noturno.

O gradiente positivo da temperatura é : $\frac{VDT^+}{h_{alma}} = \frac{10}{2,60} = 3,846^\circ C / m$

O gradiente negativo da temperatura é : $\frac{VDT^-}{h_{alma}} = \frac{-5}{2,60} = -1,859^\circ C / m$

h_{alma} - Altura da alma na secção transversal do tabuleiro.

VI. Variação uniforme da temperatura

Devido aos efeitos sazonais, a variação uniforme da temperatura considerada é de $\pm 15^\circ C$, conforme o indicado no artigo 18º do RSA.

VII. Sismo

A zona sísmica em questão é a A, que corresponde a um coeficiente de sismicidade de 1 ($\alpha = 1$), segundo artigo 28º do RSA. Para simular a ação do sismo utilizando uma análise dinâmica no modelo tridimensional, empregaram-se os espectros de resposta fornecidos pelo RSA para a ação tipo 1 e tipo 2 num terreno tipo II. Os espectros são apresentados no anexo U.

Os dois tipos de ações e o tipo de terreno originaram quatro casos de sismos. Dois para cada direção.

- S1x – Sismo com ação tipo 1 no terreno tipo II;
- S2x – Sismo com ação tipo 2 no terreno tipo II.
- S1y – Sismo com ação tipo 1 no terreno tipo II;
- S2y – Sismo com ação tipo 2 no terreno tipo II.

A energia transmitida pela ação do sismo é absorvida na sua maioria por deformação dos pilares. Segundo o artigo 33º do REBAP, a estrutura tem ductilidade normal, o que lhe atribui um coeficiente de comportamento sísmico igual a dois ($\eta = 2$). Assim, os esforços originados pela ação sísmica são divididos por este coeficiente de comportamento sísmico.

Nas análises efetuadas foram considerados 10 modos de vibração, sendo que na Tabela 3-7 apresentam-se as frequências e os fatores de participação modal para os 5 primeiros modos.

Tabela 3-7 - Modos de vibração.

Modos	Frequência. [Hz]	Fator de Participação de Massa	
		Longitudinal	Transversal
1	0,7162	0,000	-87,106
2	0,8163	91,244	0,000
3	2,2922	0,000	-3,993
4	3,4812	0,000	19,524
5	3,7592	-0,0170	0,000

Na análise dos modos de vibração, observa-se que no primeiro modo o viaduto oscila na direção transversal, no segundo modo oscila longitudinalmente, no terceiro e quarto modo oscila transversalmente e no quinto tem uma oscilação praticamente nula.

3.5 Pré-Esforço

O Pré-esforço consiste na introdução de um sistema de forças a uma estrutura recorrendo a cabos previamente esticados. Este tem como objetivo criar um estado de tensão interno de sinal contrário ao estado de tensões provocado pela ação do peso próprio e pela restante carga permanente.

Os cabos de pré esforço são em aço da classe Y1860 S7. São utilizados no total 4 cabos de 27 cordões, contendo cada cordão uma área de $1,4 \text{ cm}^2$ e $15,2 \text{ mm}$ de diâmetro. No conjunto resultam 4 cabos com uma área total de $151,2 \text{ cm}^2$ simbolicamente representado por: $4 \times 27\phi 15,2$. Para a validação do resultado anterior procedeu-se à verificação do estado limite de descompressão.

3.5.1 Traçado do Cabo de Pré-Esforço

Os cabos são instalados de modo a que exista um recobrimento mínimo igual ao diâmetro da bainha. E procurou-se ainda garantir que nos pontos de inflexão o valor da tangente à esquerda fosse igual ao valor da tangente à direita, para garantir a continuidade do cabo.

O traçado do cabo de pré-esforço descreve parábolas do segundo grau que são definidas pela expressão seguinte:

$$y = ax^2 + bx + c \quad (3.1)$$

No traçado do cabo de pré-esforço, as excentricidades máximas relativamente ao centro de gravidade ocorrem nos pilares e a meio vão. Assim, como se pode verificar na Figura 3-4, onde é possível verificar os máximos, mínimos, pontos de inflexão e as juntas de betonagem, bem como todo o próprio andamento do cabo.

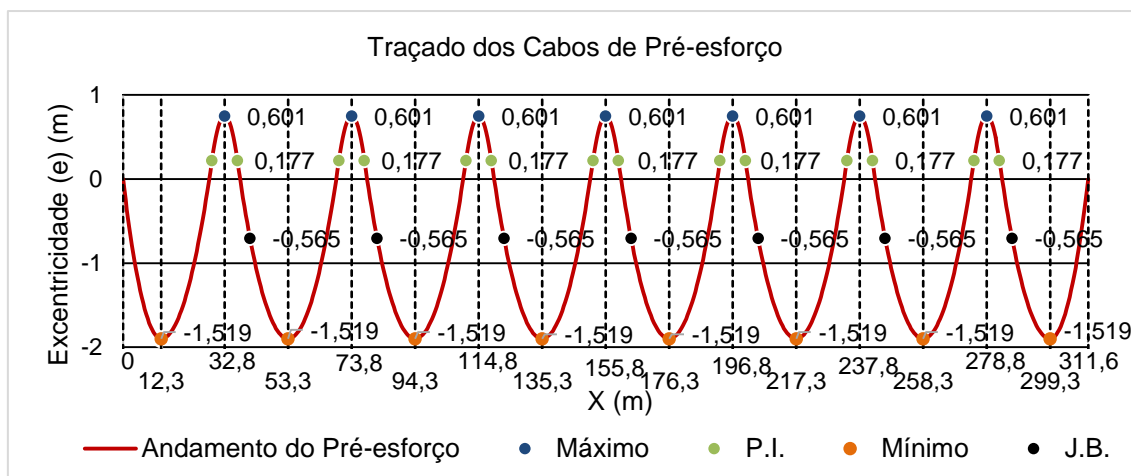


Figura 3-4 Traçado do cabo de pré-esforço.

No traçado do cabo os pontos notáveis são: o ponto de meio vão, onde o cabo atinge uma cota mais baixa, o ponto de inflexão do andamento do cabo junto dos apoios (P.I.) e sobre os apoios, onde o cabo atinge a cota máxima.

Na secção final de cada tramo, que corresponde à junta de betonagem, é o local onde se aplica a tensão de esticamento dos cabos, exceto no último tramo que a tensão de esticamento dos cabos é efetuada no encontro (E2).

A betonagem do tabuleiro inicia-se com a construção do primeiro tramo, com uma extensão de 41 metros (primeira junta de betonagem). Os tramos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 têm uma extensão de 41 metros, enquanto o tramo 8 (último) tem uma extensão de 24,60 metros.

Na Tabela 3-8 apresentam-se os pontos onde ocorrem as juntas de betonagem.

Tabela 3-8 - Pontos notáveis J.B..

Coordenadas do cabo de pré-esforço	Juntas de betonagem						
	J.B.1	J.B.2	J.B.3	J.B.4	J.B.5	J.B.6	J.B.7
X [m]	41	82	123	164	205	246	287
Excentricidade (e) [m]	-0,565	-0,565	-0,565	-0,565	-0,565	-0,565	-0,565

3.5.2 Cargas Equivalentes

As cargas equivalentes são necessárias para a modelação da estrutura em SAP2000, pois são as cargas equivalentes à ação do pré-esforço.

Para o cálculo das cargas equivalentes, considerou-se a força nos cabos de:

$$q_{eq} = 0,95 \times CP = \frac{2 \times f \times P}{L^2} = P = \frac{0,95 \times CP \times L^2}{2 \times f}$$

$$P = \frac{0,95 \times (147,21 + 36,39) \times 16,40^2}{2 \times 1,696} = 13829,8 \text{ kN}$$

Com uma força nos cabos de $P = 13829,8 \text{ kN}$ e com uma tensão infinita de $\sigma_{\infty} = 1000 \text{ MPa}$, calculou-se uma área de armadura de pré-esforço de $A_p = 151,2 \text{ cm}^2$. Esta área corresponde a 4 cabos com 27 cordões cada, em que cada cordão possui um diâmetro de 15,2 mm, resumidamente, $4 \times 27 \phi 15,2$.

À esta armadura de pré-esforço corresponde uma força a tempo infinito de: $P_{\infty} = \sigma_{\infty} \times A_p = 15120 \text{ kN}$.

3.5.2.1 Cargas Distribuídas Equivalentes

As cargas equivalentes variam consoante a parábola que é efetuada pelo cabo de pré-esforço.

Nas figuras Figura 3-5 e Figura 3-6 apresentam-se os troços que serão modelados com carregamentos, sendo que o 1º e o 8º vão (vãos extremos) são iguais e sendo também iguais do 2º ao 7º vão.

No cabo de pré-esforço quando a parábola tem a concavidade voltada para cima, aplica uma carga de sentido positivo (de baixo para cima), caso a parábola tenha a concavidade voltada para baixo, aplica uma carga negativa (de cima para baixo). De modo a contrariar a deformada natural do vão devido às ações impostas como representado na Figura 3-7.

Na Figura 3-5 apresentam-se as parábolas que constituem os vão extremos, sendo que o vão extremo final é simétrico a este no eixo x.

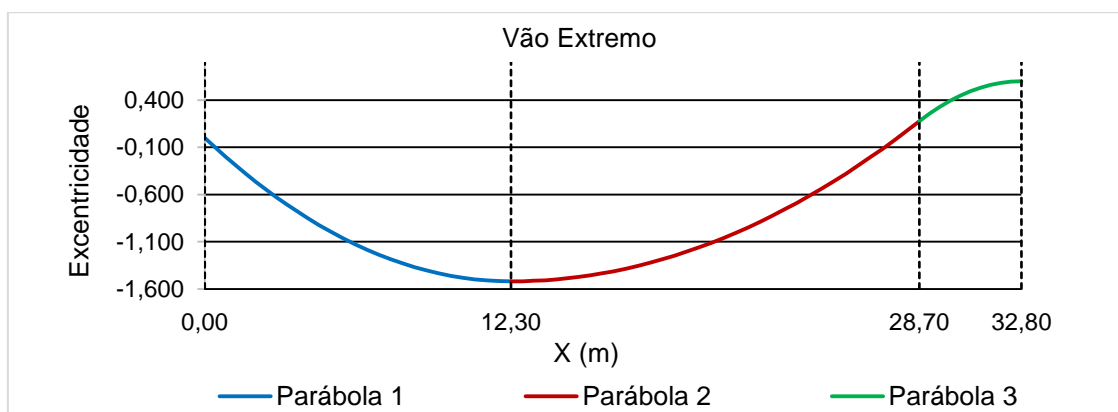


Figura 3-5 - Parábolas do traçado do cabo de pré-esforço (vão extremo).

A cota mais baixa do cabo ocorre a 12,30 metros do início do vão e a cota mais alta ocorre a 32,80 metros que representa o apoio (P1 e P7).

Na Figura 3-6 apresentam-se as parábolas que constituem o vão corrente.

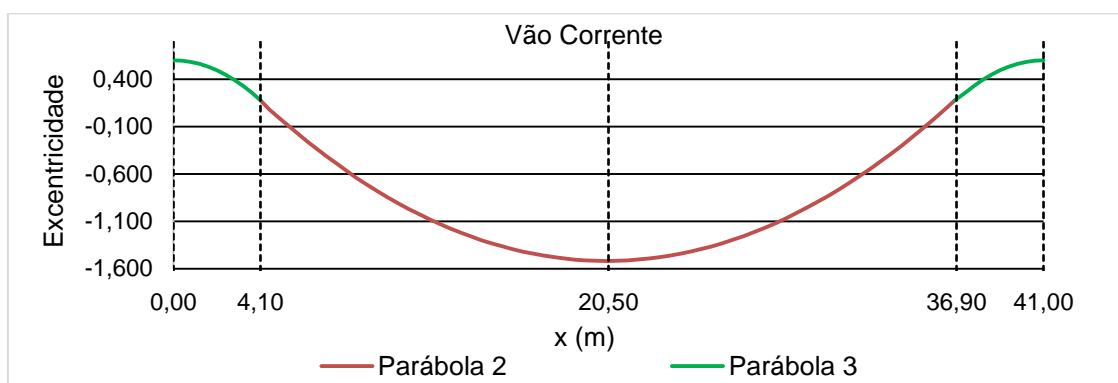


Figura 3-6 - Parábolas do traçado do cabo de pré-esforço (vão intermédios).

A cota mais baixa do cabo ocorre a 20,50 metros do início do vão e a cota mais alta ocorre a 0,00 e 41,00 metros que representa o apoio dos pilares.

De modo a determinar o valor das cargas distribuídas equivalentes para efetuar a modelação no *SAP2000*, recorre-se a seguinte expressão:

$$Q_{eq} = \frac{2 \times f \times P_{\infty}}{L^2} \quad (3.2)$$

- P_{∞} - Força de pré-esforço;
- f - Flecha da parábola do traçado do cabo;
- L - Comprimento do troço respetivamente.

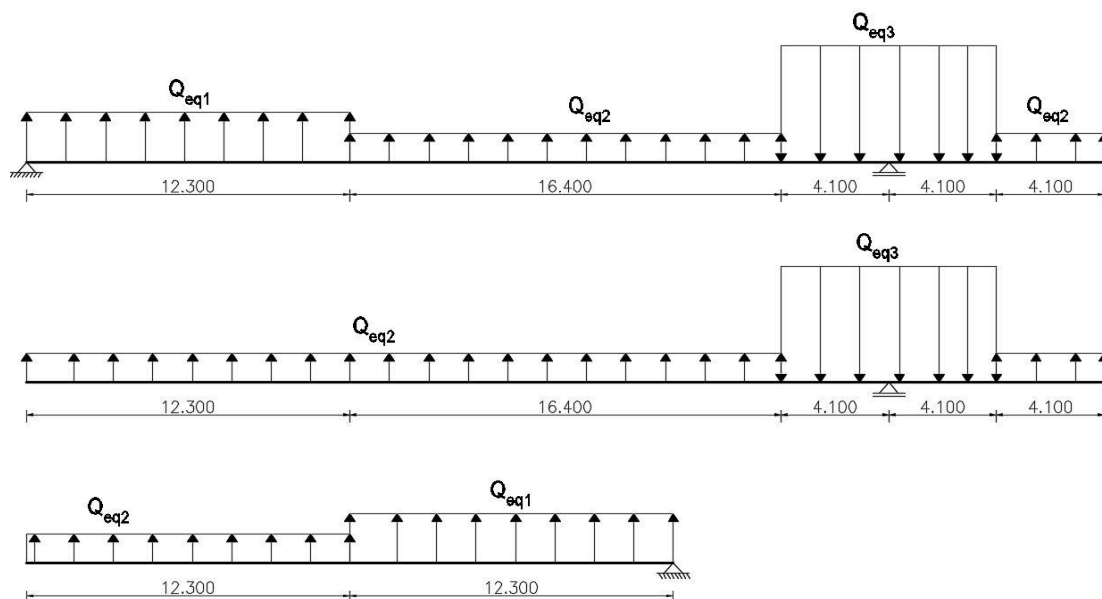


Figura 3-7 - Cargas distribuídas no tramo extremo inicial, tramo corrente e tramo extremo final, respetivamente.

Como mencionado anteriormente, a carga distribuída equivalente altera consoante cada parábola, na Tabela 3-9 apresenta-se as características das parábolas determinadas.

Tabela 3-9 - Cargas distribuídas equivalentes.

Caraterísticas	Parábolas		
	1	2	3
f [m]	1,519	1,696	0,424
L [m]	12,300	16,400	4,100
P_{∞} [kN]	15120,000	15120,000	15120,000
Q_{eq} [kN/m]	303,619	190,686	-762,746

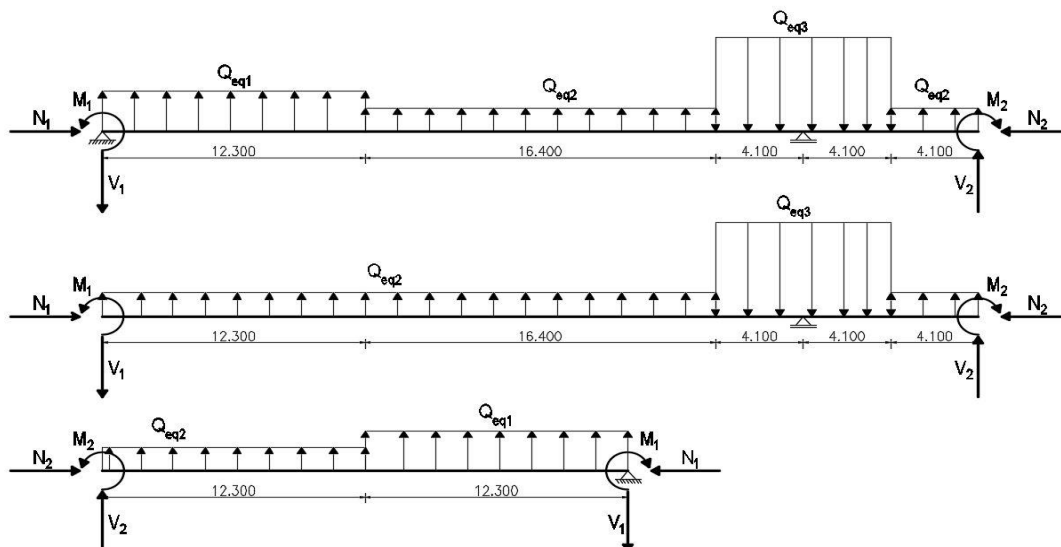


Figura 3-9 - Cargas distribuídas e concentradas no tramo extremo inicial, tramo corrente e tramo extremo final, respetivamente.

3.5.3 Forças e Perdas

A tensão de esticamento na origem, segundo o artigo 36º do REBAP, é garantida cumprindo os seguintes condições:

$$\sigma_{P0'} = 0,75 \times f_{puk} \quad (3.6)$$

$$\sigma_{P0'} = 0,85 \times f_{p0,1k} \quad (3.7)$$

De acordo com as condições anteriores, respeitando a primeira condição, a segunda é respeitada automaticamente. Assim com a classe do aço utilizado, Y1860 S7, em que o valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço f_{puk} , é de 1860MPa, obtém-se uma tensão de esticamento na origem de:

$$\sigma_{P0'} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

As perdas de pré-esforço surgem após a aplicação da tensão de esticamento nos cabos, e dividem-se em dois grupos: as perdas instantâneas e as perdas diferidas.

Nas perdas instantâneas tem-se:

- Perdas por atrito;
- Perdas por deformação instantânea do betão;
- Perdas por reentrada das cunhas.

Por sua vez, nas perdas diferidas tem-se:

- Perdas por retração do betão;
- Perdas por fluência do betão;
- Perdas por relaxação dos aços.

3.5.3.1 Perdas Instantâneas – Curto Prazo

As perdas instantâneas de pré-esforço dão-se no início da exploração, no momento da aplicação do pré-esforço.

3.5.3.1.1 Perdas por Atrito

As perdas por atrito, dependem de três fatores, do coeficiente de atrito cabo-bainha (μ), do parâmetro da equação da parábola do cabo de pré esforço (a) e do desvio angular (k). Estes fatores relacionam-se de acordo com a seguinte expressão:

$$m = \mu \times (2a + k) \quad (3.8)$$

O parâmetro da equação da parábola do cabo de pré esforço (a) é a relação entre a flecha (f) e o comprimento da parábola ou troço (L), de acordo com a seguinte expressão:

$$a = \frac{f}{L^2} \quad (3.9)$$

As perdas por atrito aumentam de acordo com o aumento da curvatura efetuada pelo cabo. Na Tabela 3-11 apresentam-se os parâmetros das perdas diferidas através da aplicação das fórmulas anteriores.

Tabela 3-11 - Parâmetros das perdas por atrito.

Parábola	μ	K [m ⁻¹]	f [m]	L [m]	a [m ⁻¹]	m [m ⁻¹]
1	0,200	0,010	1,519	12,300	0,0100	0,0060
2	0,200	0,010	1,696	16,400	0,0063	0,0045
3	0,200	0,010	0,424	4,100	0,0252	0,0121

3.5.3.1.2 Perdas Por Reentrada das Cunhas

Nas perdas por reentrada das cunhas, o atrito é um fator favorável visto que se opõe ao movimento. As perdas são máximas junto à ancoragem, diminuindo à medida que se afastam da ancoragem, até se anularem a uma certa distância da origem. A esta distância designa-se por alcance das perdas por reentrada das cunhas (λ), que se calcula através da seguinte expressão:

$$\lambda = -\frac{1}{m} \times \ln \left(1 - \sqrt{\frac{m \times E_p \times \delta_r}{\sigma_{PO}}} \right) \quad (3.10)$$

Em que:

- E_p – Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;
- δ_r – Valor da reentrada das cunhas;
- σ_{PO} - Tensão de esticamento dos cabos.

O alcance das perdas por reentrada das cunhas (λ) diminui quando aumenta o fator de atrito (m), sendo o único parâmetro a variar. Como se observa na Tabela 3-12, o alcance é superior nos tramos do 1º ao 7º onde o esticamento do cabo de pré esforço é efetuado na junta de betonagem, que corresponde à parábola 2. No 8º tramo, o esticamento é efetuado no encontro E2, que corresponde a parábola 1.

Tabela 3-12 - Parâmetros das perdas por reentrada das cunhas.

Tramo	m [m ⁻¹]	E_p [Gpa]	δr [m]	F_{pyk} [MPa]	σ_{p0}' [MPa]	λ [m]
1 a 7	0,004522	195,000	6,000	1860	1395	14,056
8	0,006016	195,000	6,000	1860	1395	12,248

3.5.3.1.3 Perdas Por Deformação Instantânea do Betão

As perdas por deformação instantânea do betão são desprezadas no cálculo pois têm uma contribuição quase nula para as perdas.

3.5.3.1.4 Tensões e Forças Após Perdas Instantâneas

No esticamento dos cabos de pré-esforço originam-se atritos entre os cordões e a bainha o que resulta na perda de tensão ao longo do cabo, estas perdas de tensão designam-se por perdas por atrito ($\sigma_{p0,a}$).

Após as perdas por atrito existe a perda de tensão de pré- esforço até ao alcance da reentrada das cunhas (λ), devido ao relaxamento do macaco hidráulico. Assim, com essa perda, fica instalada a tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e por reentrada das cunhas ($\sigma_{p0,a+\lambda}$).

Para calcular as tensões de perdas por atrito, recorre-se à seguinte expressão:

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-m \cdot x} \quad (3.11)$$

O cálculo das tensões de perdas por atrito e por reentrada das cunhas, recorre à seguinte expressão:

$$\sigma_{p0,a+\lambda}(x) = \frac{P_{0,a+\lambda}}{A_p} \quad (3.12)$$

Após a aplicação das expressões anteriores, apresentam-se os diagramas de tensões de pré-esforço nos tramos de construção do tabuleiro e a tabela com os respetivos valores nos pontos notáveis.

No primeiro tramo do viaduto as tensões tem o andamento presente na Figura 3-10.

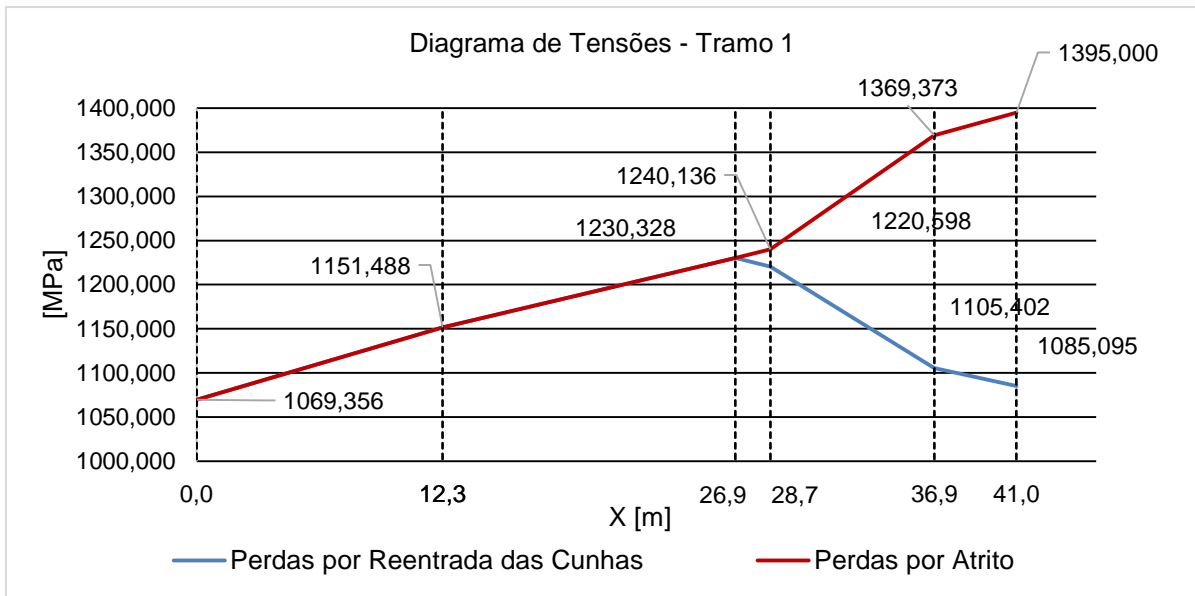


Figura 3-10 - Diagrama de tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas do Tramo1.

Que tem como pontos notáveis os valores presentes na Tabela 3-13:

Tabela 3-13 - Tensão de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas no tramo 1

Posição [m]	m [m ⁻¹]	$\sigma_{P0,a}$ [MPa]	λ [m]	$\sigma_{P0,a+rc}$ [MPa]	A_p [cm ²]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
41,000	0,004522	1395,000	14,056	1085,095	151,200	16406,636
36,900		1369,373	14,056	1105,402	151,200	16713,677
36,900	0,012089	1369,373	14,056	1105,402	151,200	16713,677
28,700		1240,136	14,056	1220,598	151,200	18455,438
28,700	0,004522	1240,136	14,056	1220,598	151,200	18455,438
26,944		1230,328	14,056	1230,328	151,200	18602,562
12,300	0,006016	1151,488	14,056	1151,488	151,200	17410,505
12,300		1151,488	14,056	1151,488	151,200	17410,505
0,000		1069,356	14,056	1069,356	151,200	16168,669

Os tramos correntes, que vão do 2º tramo ao 7º tramo, apresentam o mesmo andamento de tensões, como se observa na Figura 3-11.

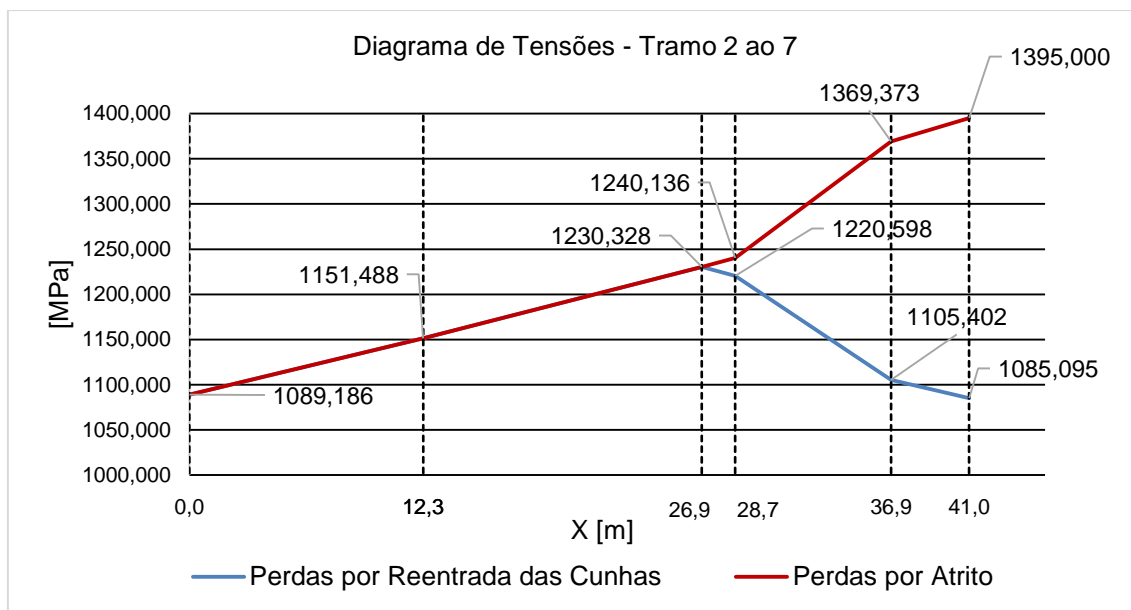


Figura 3-11 - Diagrama de tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas dos tramos correntes (2º ao 7º).

Que tem como pontos notáveis os valores presentes na Tabela 3-14:

Tabela 3-14 - Tensão de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas nos tramos correntes (2º ao 7º)

Posição [m]	m [m ⁻¹]	$\sigma_{P0,a}$ [MPa]	λ [m]	$\sigma_{P0,a+rc}$ [MPa]	A_p [cm ²]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
41,000	0,004522	1395,000	14,056	1085,095	151,200	16406,636
36,900		1369,373	14,056	1105,402	151,200	16713,677
36,900	0,012089	1369,373	14,056	1105,402	151,200	16713,677
28,700		1240,136	14,056	1220,598	151,200	18455,438
28,700	0,004522	1240,136	14,056	1220,598	151,200	18455,438
26,944		1230,328	14,056	1230,328	151,200	18602,562
12,300	0,004522	1151,488	14,056	1151,488	151,200	17410,505
12,300		1151,488	14,056	1151,488	151,200	17410,505
0,000	0,004522	1089,186	14,056	1089,186	151,200	16468,498

No último tramo, 8º tramo, apresenta o seguinte andamento de tensões, como se observa na Figura 3-12.

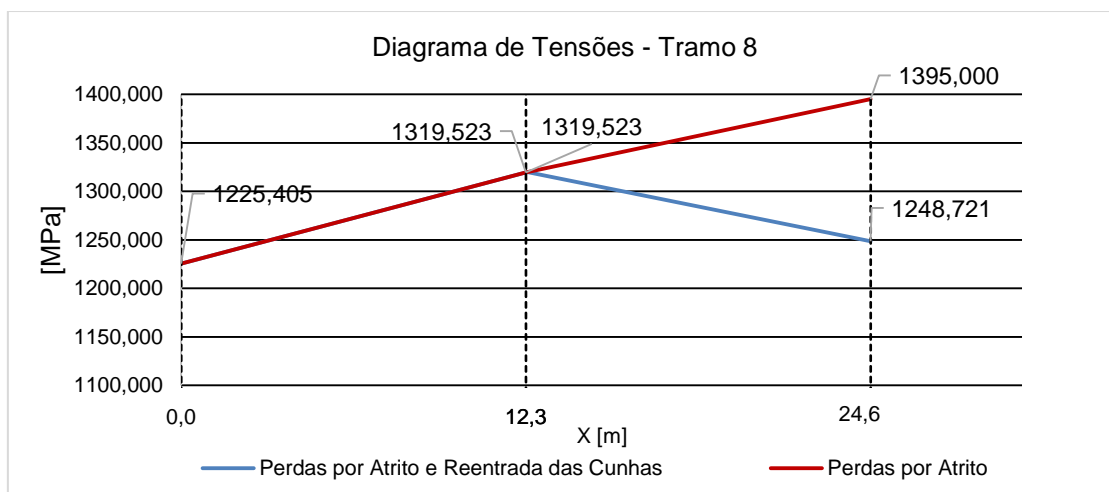


Figura 3-12 - Diagrama de tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas no tramo 8.

Que tem como pontos notáveis os valores presentes na Tabela 3-15.

Tabela 3-15 - Tensão de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas no oitavo tramo (8º).

Posição [m]	m [m ⁻¹]	$\sigma_{P0,a}$ [MPa]	λ [m]	$\sigma_{P0,a+rc}$ [MPa]	A_p [cm ²]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
24,600	0,004522	1395,000	12,248	1248,721	151,200	18880,66596
12,352		1319,836	12,248	1319,836	151,200	19955,91538
12,300		1319,523	12,248	1319,523	151,200	19951,18212
12,300	0,006016	1319,523	12,248	1319,523	151,200	19951,18212
0,000		1225,405	12,248	1225,405	151,200	18528,12822

3.5.3.2 Perdas Diferidas – Longo Prazo

As perdas diferidas são perdas por retração do betão, fluência do betão e relaxação do aço de pré-esforço que ocorrem gradualmente ao longo do tempo, estabilizando só a longo prazo.

Para a determinação destas perdas é necessário considerar:

- Humidade relativa no meio ambiente ($HR=RH=70\%$);
- Temperatura constante durante toda a vida útil da estrutura ($T=20^\circ\text{C}$);
- Idade do betão à data do carregamento ($t_0=3$ dias);
- Idade do betão a tempo infinito ($t_{\infty,d}=20000$ dias);
- Cimento da Classe (CEM 42,5 N).

Para o tabuleiro consideram-se três secções, em que se identificam a área de betão, o perímetro da secção em contacto com o meio ambiente e a espessura equivalente, presente na Tabela 3-16.

Tabela 3-16 - Características das secções.

Caraterísticas das secções			
Secção	A _c [m ²]	μ [m]	h ₀ [m]
1	8,119	31,884	0,509
2	6,628	31,838	0,416
3	5,888	31,813	0,370

3.5.3.2.1 Perdas por Retração

Para determinar a extensão total das perdas por retração, aplicou-se o EC2, sendo que as perdas por retração ($\varepsilon_{cs}(t)$), são iguais à soma da extensão de retração por secagem ($\varepsilon_{cd}(t)$) e da extensão de retração autogénea ($\varepsilon_{ca}(t)$).

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (3.13)$$

Para o cálculo da retração por secagem temos a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_0) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (3.14)$$

No cálculo de $\beta_{ds}(t, t_0)$, tem que se ter em conta a idade do betão, $t=3$ e $t_0=20000$ dias e o valor de h_0 , em [mm].

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{t - t_0}{(t - t_0) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.15)$$

Tabela 3-17 – Fator que tem em conta a influência da espessura equivalente.

Caraterísticas das secções				
Secção	t (dias)	t ₀ (dias)	h ₀ [m]	β _{ds} (t,t ₀)
1	3	20 000	0,509	0,978
2	3	20 000	0,416	0,983
3	3	20 000	0,370	0,986

Os valores do coeficiente que dependem da espessura equivalente encontram-se retratados na Tabela 3-18.

Tabela 3-18 - Valores de k_h do EC2.

h_0 [mm]	100	200	300	≥ 500
k_h	1,000	0,850	0,750	0,700

Através de interpolação obtém-se os valores para k_h pretendidos.

Tabela 3-19 – Valores de k_h , para cada espessura equivalente.

h_0 [mm]	509	416	370
k_h	0,700	0,721	0,733

- Coeficiente que depende do tipo de cimento: cimento da classe N, com $\alpha_{ds1}=4$ e $\alpha_{ds2}=0,12$.

Fator que tem em conta a influência da humidade relativa na extensão de retração.

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \left[1 - \left(\frac{70}{100} \right)^3 \right] = 1,018$$

Extensão de retração por secagem de referência:

$$\begin{aligned} \epsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times e^{-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \\ \epsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[(220 + 110 \times 4) \times e^{-0,12 \times \frac{43}{10}} \right] \times 10^{-6} \times 1,018 = 3,41 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

Deste modo a extensão de retração por secagem tem os seguintes valores:

Tabela 3-20 - valores da extensão de retração por secagem.

Caraterísticas das secções				
Secção	$\beta_{ds}(t, t_0)$	k_h	ϵ_{cd0}	$\epsilon_{cd}(t)$
1	0,978	0,700	$3,41 \times 10^{-4}$	$2,33 \times 10^{-4}$
2	0,983	0,721	$3,41 \times 10^{-4}$	$2,42 \times 10^{-4}$
3	0,986	0,733	$3,41 \times 10^{-4}$	$2,46 \times 10^{-4}$

A extensão de retração autógena possui a seguinte expressão:

$$\epsilon_{ds}(t) = \beta_{as}(t) \times \epsilon_{ca,\infty} \quad (3.16)$$

Em que, para o fator que depende do tempo tem-se:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \times t^{0,5})} = 1 - e^{(-0,2 \times 20000^{0,5})} = 1$$

Para a extensão de retração autógena que leva em conta a tensão de rotura do betão a compressão, tem-se:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2,5 \times (35 - 10) \times 10^{-6} = 6,25 \times 10^{-6}$$

Com os parâmetros para determinar a extensão total de retração ($\epsilon_{cs}(t)$) calculados, a extensão total de retração apresenta os valores para as diversas secções na Tabela 3-21:

Tabela 3-21 - Extensão total de retração.

Caraterísticas das secções			
Secção	$\epsilon_{cd}(t)$	$\epsilon_{ca}(t)$	$\epsilon_{cs}(t)$
1	$2,33 \times 10^{-4}$	$6,25 \times 10^{-6}$	$2,96 \times 10^{-4}$
2	$2,42 \times 10^{-4}$	$6,25 \times 10^{-6}$	$3,05 \times 10^{-4}$
3	$2,46 \times 10^{-4}$	$6,25 \times 10^{-6}$	$3,09 \times 10^{-4}$

Por forma a simplificar, utiliza-se o valor da secção 3 da Tabela 3-21, por ser o maior e pertencer à secção corrente da secção transversal.

3.5.3.2 Perdas por Fluência

Para o cálculo do coeficiente de fluência foi utilizada a metodologia presente no EC2, segundo o anexo B. Portanto o coeficiente de fluência foi calculado a partir da seguinte expressão:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) \quad (3.17)$$

Utilizou-se uma idade do betão $t = t_{\infty, \sigma} = 20000$ dias.

O coeficiente de fluência de referência foi calculado a partir da seguinte expressão:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \quad (3.18)$$

Em que:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \quad (3.19)$$

Nota: $f_{cm} > 35\text{MPa}$, utiliza-se a expressão B.3b do EC2 anexo B para o φ_{RH} .

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.20)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \quad (3.21)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (3.22)$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 \times RH)^{18} \right] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 \leq 1500 \times \alpha_3 \quad (3.23)$$

Nota: Para $f_{cm} > 35\text{MPa}$, e h_0 em [mm]

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$
(3.24)

Na Tabela 3-22, apresentam-se os valores dos coeficientes de resistência do betão.

Tabela 3-22 - Valor de coeficientes da resistência do betão.

Valores de Alfa		
α_1	α_2	α_3
0,8658	0,9596	0,9022

O coeficiente de homogeneização das propriedades da secção

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195}{34} = 5,735$$

Na Tabela 3-23 apresentam-se os valores dos parâmetros da fluência para as três secções em estudo.

Tabela 3-23 – Valores dos parâmetros da fluência.

Caraterísticas das secções								
Secção	h_0 [mm]	β_H	β_C	$\beta(t_0)$	$\beta(f_{cm})$	φ_{RH}	φ_0	$\varphi(t, t_0)$
1	509,321	1022,652	0,971	0,743	2,562	1,272	2,421	2,351
2	416,354	877,155	0,975	0,743	2,561	1,293	2,463	2,401
3	370,173	804,8811	0,977	0,743	2,562	1,307	2,488	2,439

Os valores de $\varphi(t, t_0)$ encontra-se entre valores normais, pois a variação da gama de valores ocorre entre 2 e 3.

3.5.3.2.3 Perdas por Relaxação

Segundo o EC2, os cordões de aço pertencem à classe de relaxação 2. Em que se considera:

ρ_{1000} - Valor de perda devido à relaxação às 1000h depois da aplicação de pré-esforço e de uma temperatura média de 20°C, $\rho_{1000} = 2,5\%$;

$t_{\infty, h}$ - Idade do betão, em horas, para tempo infinito, $t = t_{\infty, h} = 480000$ horas.

3.5.3.3 Tensões e Forças Após as Perdas Diferidas

A força de pré-esforço útil ou força final instalada, P_{∞} , é uma força que ocorre a longo prazo do pré-esforço, a partir de uma diminuição da força inicialmente instalada denominada por P_0 . Esta perda de força tem origem devido às perdas diferidas por fluência e retração do betão e relaxação das armaduras.

Na determinação das perdas, são utilizadas as seguintes fórmulas:

a) Retração do Betão

$$\Delta\sigma_{pt,s}(x) = E_p \times |\varepsilon_{cs}(t)| \quad (3.25)$$

b) Fluência do Betão

$$\Delta\sigma_{pt,c}(x) = \alpha \times \varphi(t, t_0) \times |\sigma_c| \quad (3.26)$$

c) Relaxação do Aço

$$\Delta\sigma_{pt,r}(x) = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu} \times \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \times (1-\mu)} \times 10^{-5} \times \sigma_{P_0}(x) \quad (3.27)$$

Em que, μ é o coeficiente que relaciona a tensão inicial de pré-esforço com o valor característico da resistência à tração do aço das armaduras de pré-esforço em que cada secção,

assim tem-se $\mu = \frac{\sigma_{p0}(x)}{f_{pu}}$.

d) Perdas Diferidas Totais

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = \frac{\Delta\sigma_{pt,s}(x) + \Delta\sigma_{pt,c}(x) + \Delta\sigma_{pt,r}(x)}{1 + \alpha \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \times (e(x))^2 \right) \times (1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0))} \quad (3.28)$$

Para a tensão de pré-esforço a longo prazo utiliza-se a seguinte expressão:

$$\sigma_{P_{\infty}}(x) = \sigma_{P_0}(x) - \Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) \quad (3.29)$$

Com a tensão determinada, calcula-se a força de pré-esforço com uma armadura de pré-esforço de $A_p = 151,2 \text{ cm}^2$.

As perdas diferidas deram origem aos diagramas de tensão de pré-esforço e às tensões de pré-esforço nos tramos estão presentes nas Figura 3-13, Figura 3-14 e Figura 3-15 e nas tabelas Tabela 3-24, Tabela 3-25 e Tabela 3-26, respetivamente.

As tensões finais instaladas no primeiro tramo de construção têm o seguinte andamento presente na Figura 3-13.

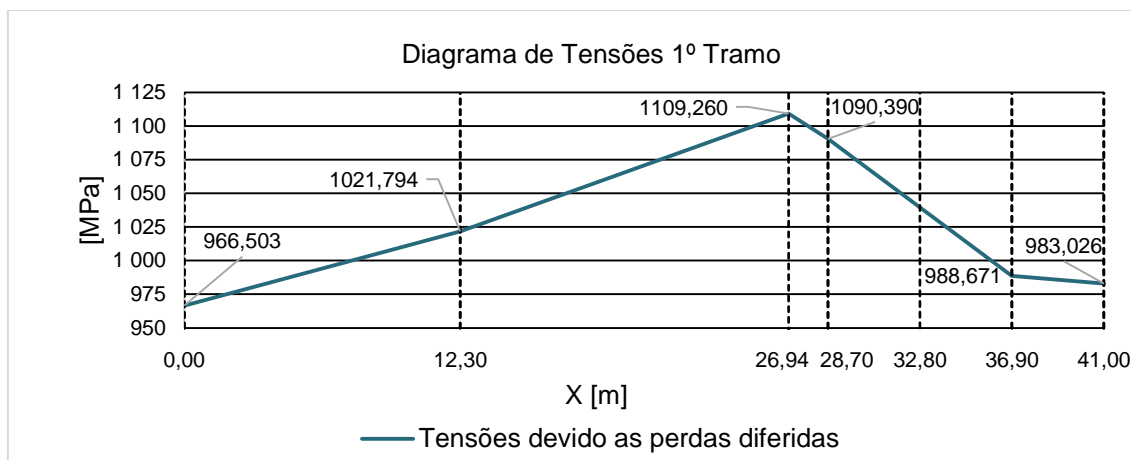


Figura 3-13 - Diagrama de tensões de pré-esforço após perdas diferidas, primeiro tramo.

As tensões devido a perdas diferidas no 1º tramo, apresentam um crescimento até 26,94 metros desde o início do tramo, obtendo o valor máximo nesse ponto de 1109,260 MPa. Após atingir o valor máximo inicia um decréscimo para 983,026 MPa até ao final do tramo. Os valores dos pontos notáveis são apresentados na Tabela 3-24.

Tabela 3-24 – Tensão de pré-esforço após perdas diferidas, primeiro tramo.

Posição [m]	e [m]	σ_c [Mpa]	μ	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pt,r}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [Mpa]	$\sigma_{p\infty}$ [Mpa]	P_{∞} [kN]
41,000	-0,565	-2,044	0,583	60,255	28,493	24,907	102,069	983,026	14863,346
36,900	0,177	-2,936	0,594	60,255	40,427	26,642	116,731	988,671	14948,700
28,700	0,177	-3,216	0,656	60,255	44,832	38,801	130,208	1090,390	16486,698
26,944	-0,154	-2,974	0,619	60,255	41,800	30,924	121,068	1109,260	16772,012
12,300	-1,519	-5,040	0,619	60,255	70,267	31,003	129,694	1021,794	15449,524
0,000	0,000	-1,991	0,575	60,255	26,856	23,635	102,854	966,503	14613,523

As tensões finais instaladas nos tramos 2º ao 7º de construção tem o seguinte andamento da Figura 3-14, e os sus pontos notáveis na Tabela 3-25.

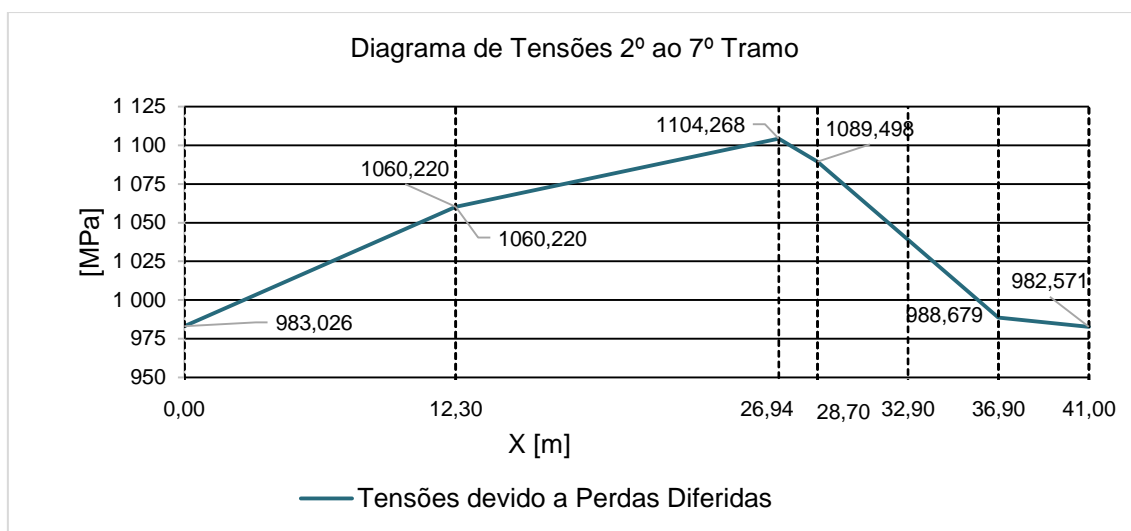


Figura 3-14 - Diagrama de tensões de pré-esforço após perdas diferidas, segundo ao sétimo tramo.

As tensões devido a perdas diferidas no 2º ao 7º tramo, apresentam um crescimento até 26,94 metros desde o início do tramo, obtendo o valor máximo nesse ponto de 1104,268 MPa. Após atingir o valor máximo inicia um decréscimo para 982,571 MPa até ao final do tramo. Os valores dos pontos notáveis são apresentados na Tabela 3-25.

Tabela 3-25 - Tensões de pré-esforço após perdas diferidas, segundo ao sétimo tramo.

Posição [m]	e [m]	σ_c [Mpa]	μ	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pt,r}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [Mpa]	$\sigma_{p\infty}$ [Mpa]	P_{∞} [kN]
41,000	-0,565	-2,079	0,583	60,255	28,977	24,907	102,524	982,571	14856,468
36,900	0,177	-2,935	0,594	60,255	40,418	26,642	116,723	988,679	14948,830
28,700	0,177	-3,283	0,656	60,255	45,765	38,801	131,100	1089,498	16473,206
26,944	-0,160	-3,032	0,651	60,255	41,674	37,630	126,061	1104,268	16696,527
12,300	-1,519	-1,739	0,619	60,255	24,247	31,003	91,268	1060,220	16030,529
0,000	-0,565	-2,044	0,583	60,255	28,493	24,907	102,069	983,026	14863,346

As tensões finais instaladas no 8º tramo de construção tem o seguinte andamento da Figura 3-15, e os valores dos seus pontos notáveis na Tabela 3-26.

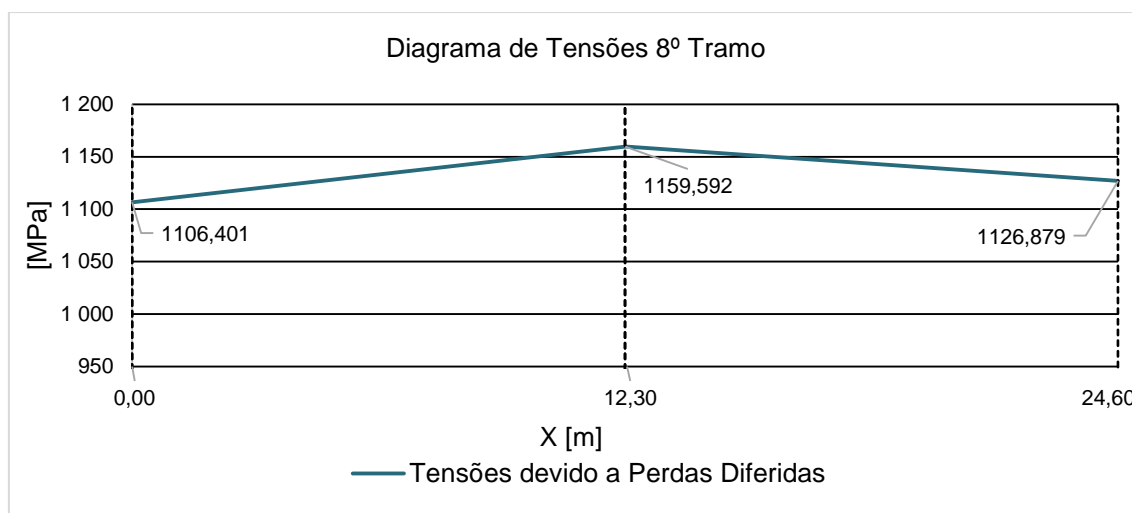


Figura 3-15 - Diagrama de tensões de pré-esforço após perdas diferidas, oitavo tramo.

As tensões devido a perdas diferidas no 8º tramo, apresentam um crescimento até 12,352 metros desde o início do tramo, obtendo o valor máximo nesse ponto de 1159,657 MPa. Após atingir o valor máximo inicia um decréscimo para 1126,879 MPa até ao final do tramo. Os valores dos pontos notáveis são apresentados na Tabela 3-26.

Tabela 3-26 - Tensões de pré-esforço após perdas diferidas, oitavo tramo.

Posição [m]	e [m]	σ_c [Mpa]	μ	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pt,r}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [Mpa]	$\sigma_{p\infty}$ [Mpa]	P_{∞} [kN]
24,600	0,000	-2,325	0,671	60,255	31,360	42,470	121,842	1126,879	17038,413
12,352	-1,519	-6,346	0,710	60,255	88,966	53,271	160,179	1159,657	17534,015
12,300	-1,519	-6,364	0,709	60,255	88,720	53,201	159,931	1159,592	17533,027
0,000	-0,565	-2,557	0,659	60,255	35,641	39,406	119,004	1106,401	16728,790

Assim como aconteceu para as perdas instantâneas, também as perdas diferidas de pré-esforço são maiores no primeiro tramo e menores no último tramo devido ao comprimento dos mesmos e, também, à disposição das parábolas.

Para mais detalhes acerca das perdas diferidas consultar o anexo B.

3.6 Verificação Da Segurança Longitudinal do Tabuleiro

3.6.1 Influência do Faseamento Construtivo

Para a verificação da segurança longitudinal do tabuleiro foi tida em conta a redistribuição dos esforços devido aos momentos fletores, associados ao peso próprio dos elementos e ao pré-esforço, devido ao faseamento construtivo fazendo com que seja necessário efetuar uma análise a curto e a longo prazo.

O momento fletor devido ao peso próprio, à idade t é calculado por:

$$M(t) \approx \sum M_{PP,Fases} + (M_{PP,e} - \sum M_{PP,Fases}) \times \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \times \varphi(t, t_0)} \quad (3.30)$$

Em que:

$M_{\sum Fases}$ - Momento que se obtém por soma das fases construtivas;

$M_{PP,e}$ - Momento que o viaduto teria se fosse construído numa única fase;

$\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência à idade t para uma carga aplicada à idade t_0 ;

ρ - Fator de relaxação, $\rho = 0,85$.

O momento fletor devido ao pré-esforço é dado por:

$$M(t) \approx \left[\sum M_{PE,Fases} + (M_{PE,e} - \sum M_{PE,Fases}) \times \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \times \varphi(t, t_0)} \right] \times \frac{P(t, t_\infty)}{1000} \quad (3.31)$$

Em que:

$M_{PE,Fases}$ e $M_{PE,e}$ são calculados para uma tensão nos cabos de 1000MPa;

$P(t, t_\infty)$ é a força de pré-esforço após as perdas.

3.6.2 Diagrama de Esforços

De seguida apresentam-se os diagramas de esforços característicos devido às ações no tabuleiro na direção longitudinal. As ações consideradas na análise longitudinal do tabuleiro são:

- Peso Próprio (PP);
- Pré-esforço (P_{eq});
- Restantes cargas permanentes (RCP);
- Sobrecargas longitudinais:
 - Uniformes (SCU);
 - Lineares (SCL).
- Variação diferencial de temperatura.

3.6.2.1 Esforços Devido ao Peso Próprio do Tabuleiro (PP)

Os momentos fletores devido ao peso próprio foram determinados aplicando a equação anterior. Para o início da exploração o coeficiente de fluência é zero, a longo prazo foi determinado no subcapítulo 3.5.3.2.2, que são os seguintes:

Tabela 3-27 - Valores do coeficiente de fluência.

Secção	$\varphi(t_\infty)$
1	2,351
2	2,401
3	2,439

O diagrama do momento fletor devido ao peso próprio do tabuleiro é apresentado na Figura 3-16.

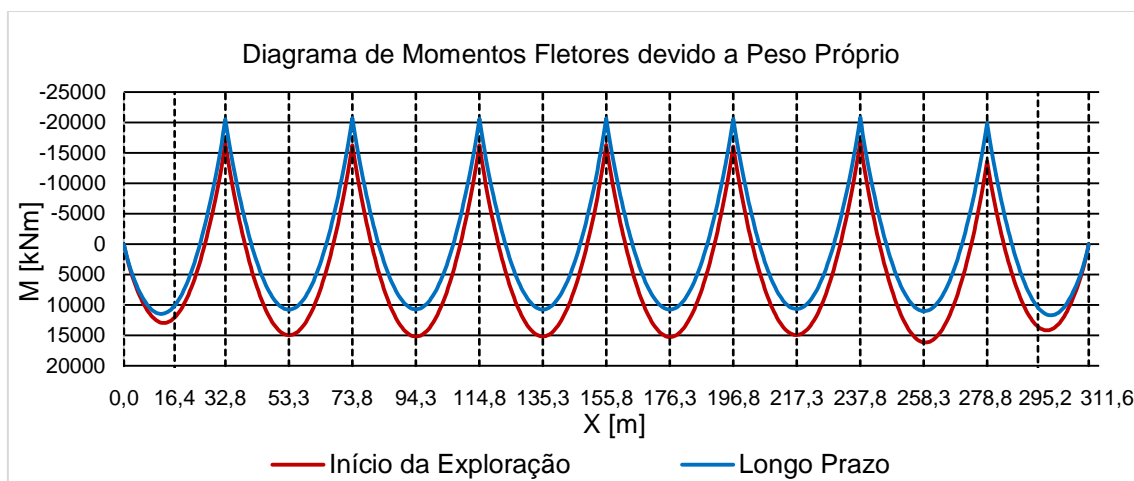


Figura 3-16 - Diagrama de momentos devido ao peso próprio.

A longo prazo os momentos positivos vão diminuindo e os negativos aumentando, sendo este um diagrama de esforços do 2º grau. Estes momentos tendem a aproximar-se dos momentos que a estrutura teria se fosse construída numa única fase.

O esforço transversal não sofre alteração significativa ao longo do tempo, sendo que apresenta o andamento, presente na Figura 3-17:

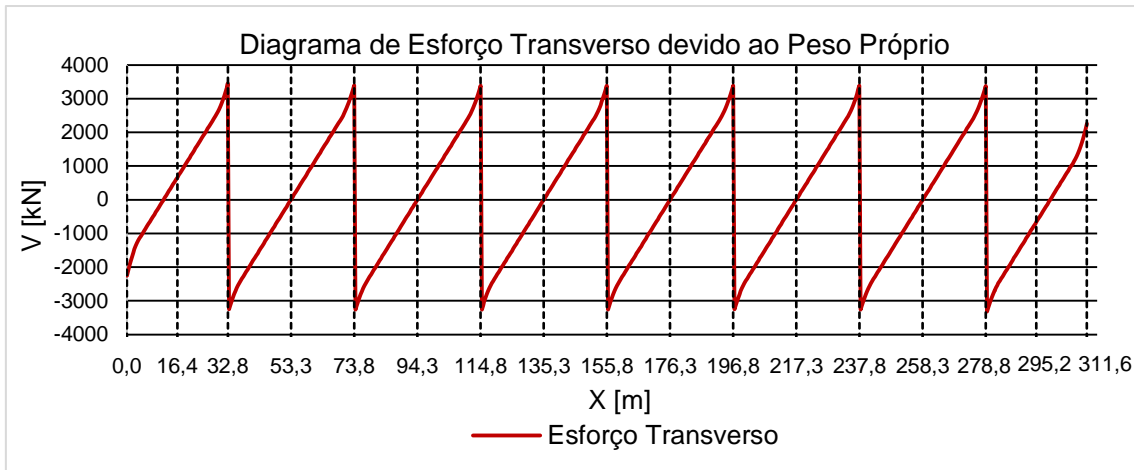


Figura 3-17 - Diagrama de esforço transverso devido ao PP.

Pela análise da Figura 3-17, o esforço transverso máximo ocorre nos pilares, com um valor aproximado de 3200 kN, sendo um diagrama de esforços do 1º grau.

3.6.2.2 Esforços Devido ao Pré-esforço do Tabuleiro (P_{eq})

Com a expressão do momento fletor para o pré-esforço, os esforços determinaram-se tendo em conta o pré-esforço e obtiveram-se os seguintes diagrama de momentos fletores, apresentados na Figura 3-18:

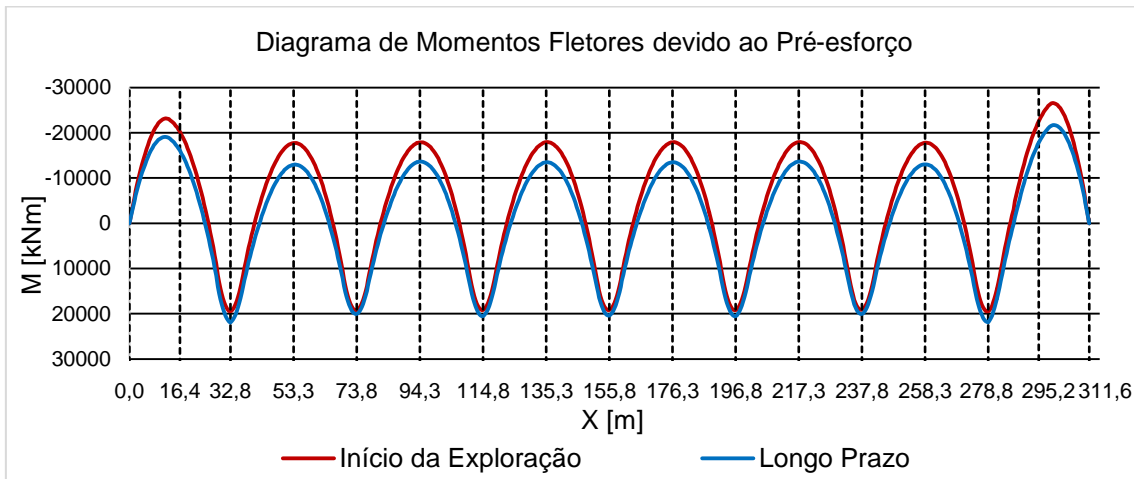


Figura 3-18 - Diagrama de momentos fletores devido ao P_{eq} .

Nos esforços devido ao momento pré-esforço convém separar a parte isostática e hiperestática. Desta forma o momento isostático do pré-esforço é diretamente proporcional à força de pré-esforço $P(x)$ e à excentricidade $e(x)$, tendo a seguinte expressão de calculo:

$$M_{PE,ISO} = \pm P(x) \times e(x) \quad (3.32)$$

O momento fletor hiperstático é a diferença entre o momento total M_{PE} e o momento isostático devido ao pré-esforço $M_{PE,ISO}$ que se representa na seguinte equação:

$$M_{PE,HIP} = M_{PE} - M_{PE,ISO} \quad (3.33)$$

Após a separação dos momentos, o momento fletor isostático tem andamento presente na Figura 3-19:

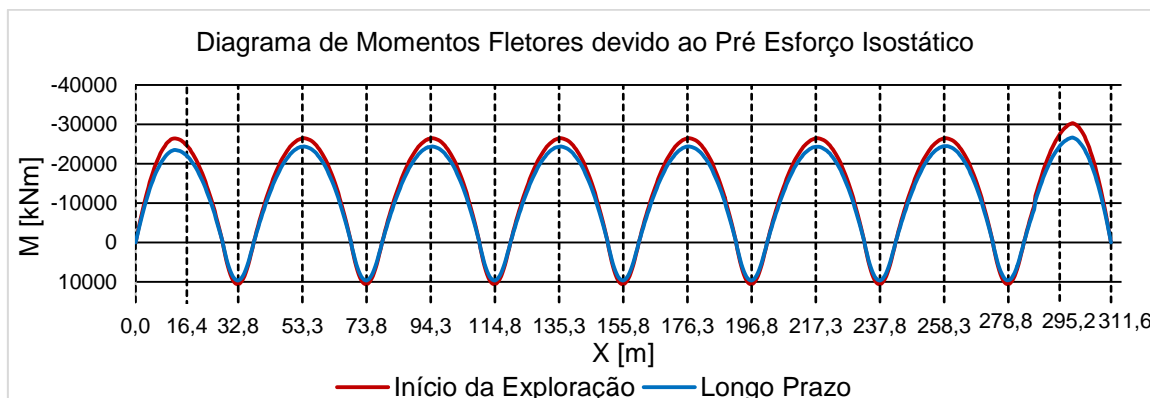


Figura 3-19 - Diagrama de momentos fletores devido ao pré-esforço isostático.

Como se pode observar na Figura 3-19, o momento fletor total e o momento isostático devido ao pré-esforço tem um andamento bastante semelhante. Atingindo o valor máximo positivo nos apoios relativos aos pilares os valores máximos negativos a meio dos vãos.

Com a separação dos momentos, a parcela devido aos momentos hiperstáticos, tem o andamento que se pode verificar na Figura 3-20.

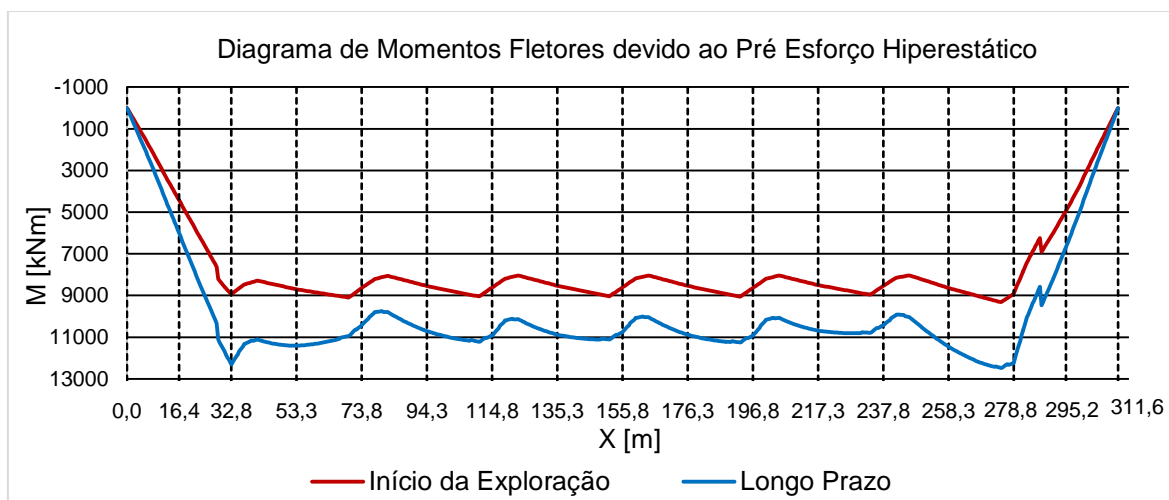


Figura 3-20 - Diagrama de momentos fletores devido ao pré-esforço Hiperestático.

O diagrama de momentos isostáticos presente na Figura 3-19, apresenta um andamento semelhante ao diagrama de momentos fletores devido ao Pré-esforço presente Figura 3-18,

sendo que os valores positivos aumentam e os negativos diminuem. Esta diferença é provocada devido aos momentos fletores hiperstáticos serem sempre positivos ao longo do tabuleiro.

O esforço transverso devido ao pré-esforço tem andamento presente na Figura 3-21.

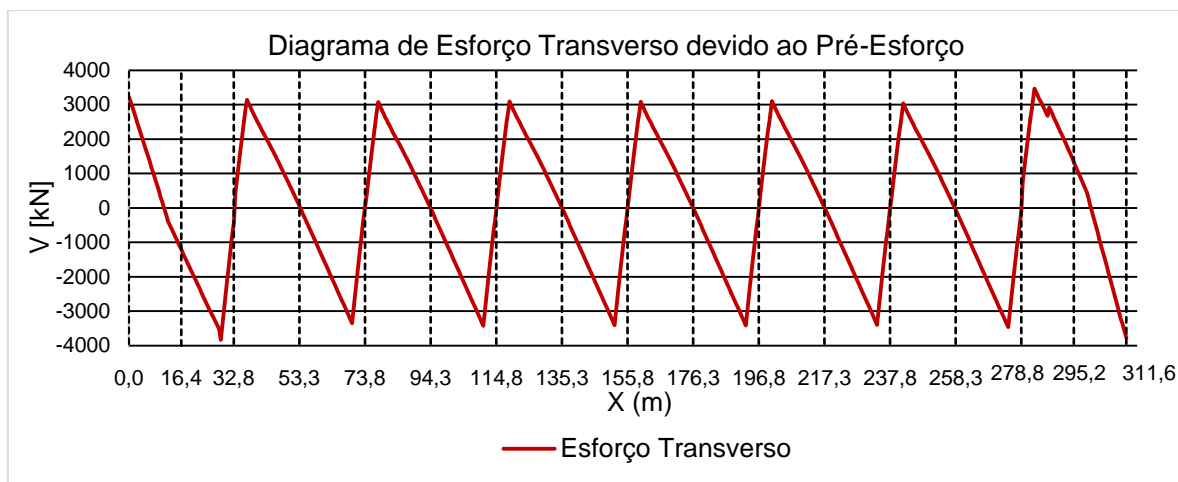


Figura 3-21 - Diagrama de Esforço Transverso devido ao Pré-Esforço.

O esforço transverso devido ao pré-esforço é praticamente antissimétrico ao esforço transverso devido ao peso próprio.

Tal como no esforço transverso devido ao peso próprio, o esforço transverso máximo também ocorre junto dos apoios. Nos vão correntes, o esforço transverso máximo ocorre à direita e à esquerda do pilar. Desta maneira o esforço transverso anula-se no pilar, pois o cabo de pré-esforço efetua uma tangente horizontal nessa mesma zona.

3.6.2.3 Esforços Devido às Restantes Cargas Permanentes (RCP)

Para os esforços devidos as restantes cargas permanentes, considera-se que as cargas são aplicadas após a construção total do viaduto. Portanto o diagrama de momentos fletores devido à RCP, apresenta o andamento presente na Figura 3-22.

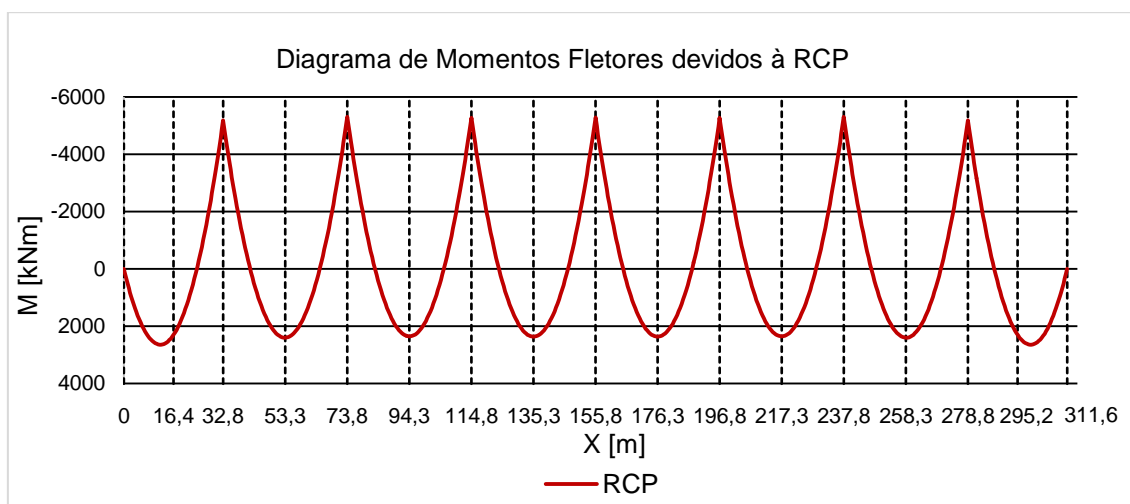


Figura 3-22 – Diagrama de momentos fletores devido à restante carga permanente.

No diagrama de momentos fletores devido à RCP, os valores máximos positivos ocorrem nas secções de meio vão e os valores máximos negativos ocorrem nas zonas dos apoios (pilar).

O diagrama de esforço transversal tem o seguinte andamento:

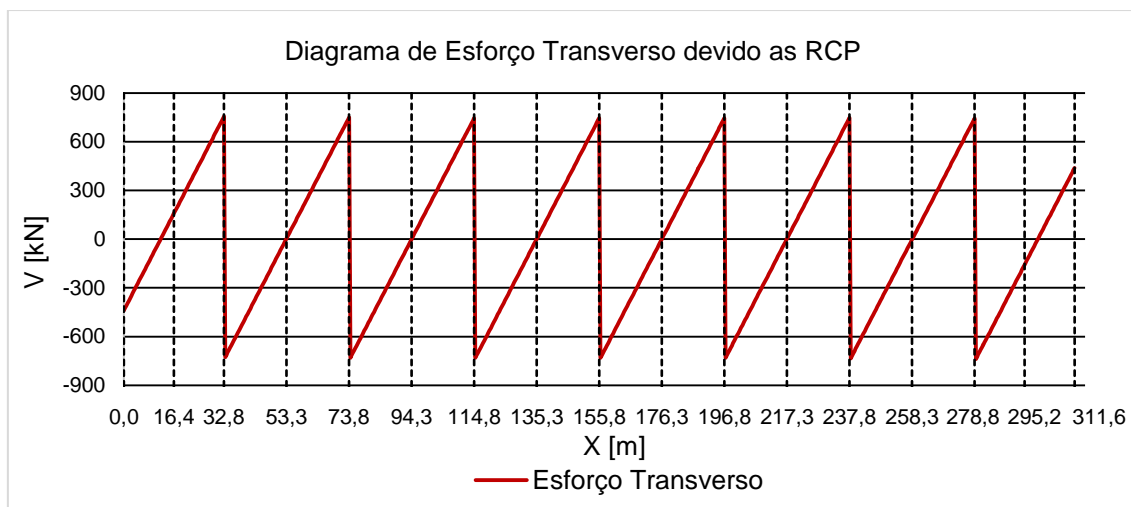


Figura 3-23 – Diagrama de esforço transversal devido à restante carga permanente.

O diagrama de esforço transversal apresenta um andamento semelhante ao do peso próprio atingindo o valor máximo positivo e negativo na zona do apoio (pilar).

3.6.2.4 Esforços Devido às Sobrecargas (SC)

Para obter os esforços devido às sobrecargas, o modelo é modelado numa única fase, em que envolve a ação da sobrecarga linear uniforme na direção longitudinal.

Os diagramas de momentos obtidos estão presentes na Figura 3-24.

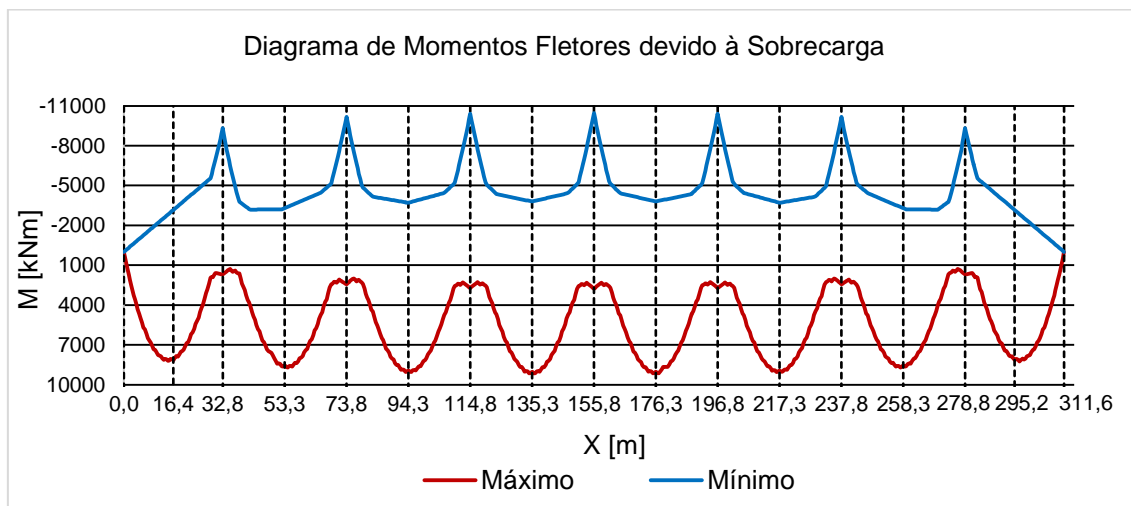


Figura 3-24 – Diagrama de momentos fletores devido à sobrecarga.

O diagrama de momentos fletores atinge os valores máximos negativos na zona dos pilares e valores máximos positivos a meio vão.

O diagrama de esforço transverso obtido devido à sobrecargas tem o andamento presente na Figura 3-25:

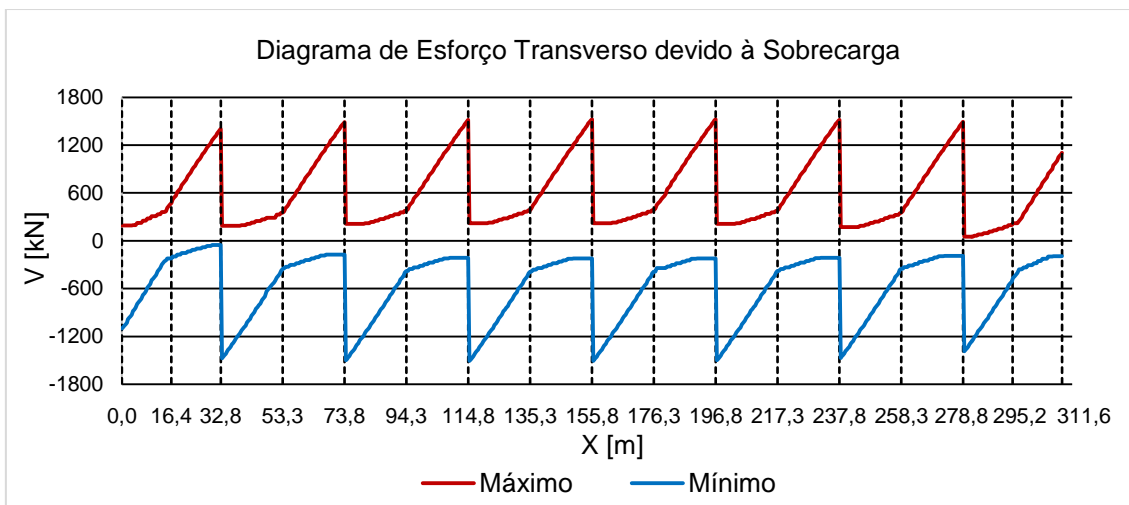


Figura 3-25 – Diagrama de esforço transverso devido a sobrecarga.

No diagrama de esforço transverso as secções mais solicitadas é a secção dos encontros e dos pilares, pois é onde ocorre os máximos positivos e negativos.

3.6.2.5 Esforços Devido à Variação Diferencial da Temperatura (VDT)

Os esforços devido à variação diferencial da temperatura, são modelados numa única fase, em que envolve, neste caso o gradiente positivo e o negativo de temperatura. Os diagramas de momentos obtidos são os presentes na Figura 3-26:

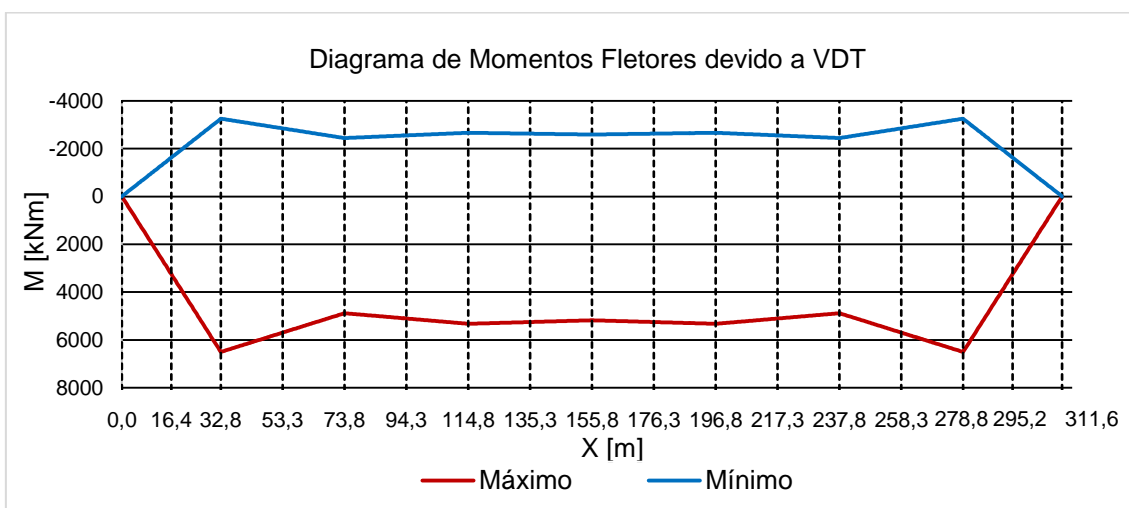


Figura 3-26 – Diagrama de momentos devido à variação diferencial de temperatura.

O diagrama de momentos fletores apresenta uma envolvente com esforços mínimos e máximos ao longo do viaduto devido ao gradiente da temperatura.

O diagrama de esforço transversal obtido devido a variação diferencial de temperatura tem o seguinte andamento:

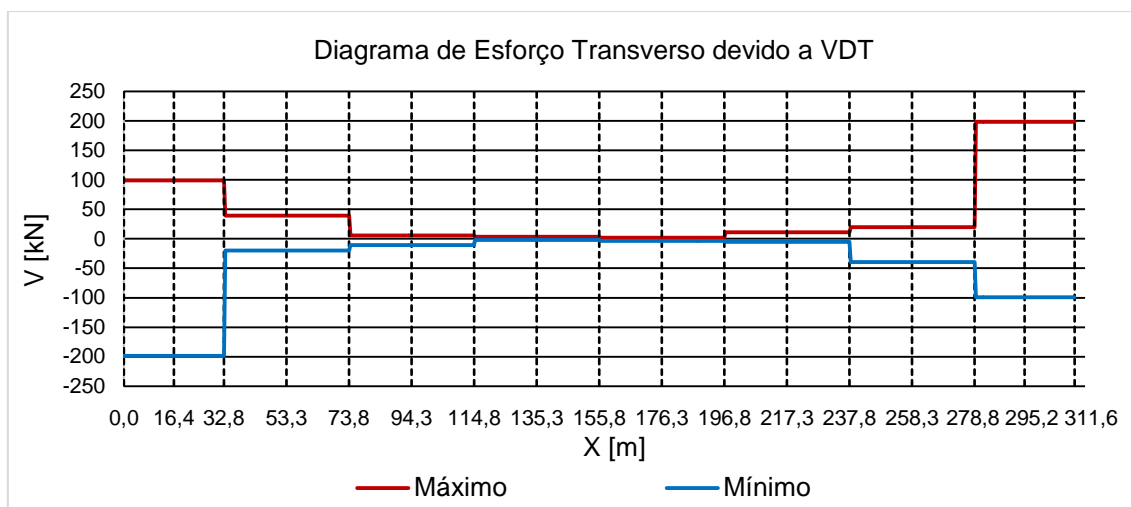


Figura 3-27 – Diagrama de esforço transversal devido a variação diferencial de temperatura.

O diagrama de esforço transversal apresenta uma envolvente com esforços mínimos e máximos, sendo que essa envolvente tende a diminuir até meio do viaduto e volta a aumentar do meio para a frente, atingindo valores máximos nos encontros.

De uma forma geral, para o momento fletor, as secções condicionantes são a meio vão e nos pilares. Por sua vez, para o esforço transversal, as secções condicionantes são nos pilares.

O diagrama de esforços devido à ação do veículo tipo não é apresentado porque não é condicionante, uma vez que os esforços devido às sobrecargas na direção longitudinal são maiores. Também não se apresentaram os esforços devido à variação uniforme da temperatura, porque esta não provoca esforços consideráveis no tabuleiro do viaduto.

A sobrecarga é a ação condicionante para o dimensionamento longitudinal do tabuleiro.

Para mais detalhes sobre os esforços longitudinais, consultar o anexo C.

3.6.3 Estados Limites de Utilização

Após a análise dos esforços através do modelo de cálculo, é necessário, segundo o REBAP efetuar a verificação aos estados limites de utilização. Os estados limites de utilização dividem-se em três verificações de utilização necessárias:

- Estado limite de Fendilhação:
 - Estado limite de largura de fendas;
 - Estado limite de descompressão;
- Estado limite de deformação.

3.6.3.1 Estado Limite de Descompressão

A verificação ao estado limite de descompressão é efetuada conforme a regulamentação nacional, nomeadamente segundo o artigo 69º do REBAP. Para esta verificação é utilizada a combinação quase permanente de ações.

$$M_{qp(0,\infty)} = M_{pp(0,\infty)} + M_{rcp} + \Psi_{2,SC} \times M_{sc}^{\pm} + \Psi_{2,VDT} \times M_{VDT}^{\pm} \quad (3.34)$$

A análise das tensões nas fibras é dada pela seguinte equação:

$$\sigma = \pm \frac{|M_{qp(0,\infty)}|}{I_c} \times \nu \pm \frac{P \times e}{I_c} \times \nu - \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_{PE,Hip(0,\infty)}}{I_c} \times \nu \quad (3.35)$$

Em que:

- $M_{qp(0,\infty)}$ - Valor do momento devido a combinação quase permanente;
- I_c - Momento de inercia da secção transversal do tabuleiro;
- ν - Distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade;
- e - Excentricidade do cabo de pré-esforço ao centro de gravidade;
- P - Força de pré-esforço;
- A_c - Área de betão da secção transversal;
- $M_{PE,Hip(0,\infty)}$ - Valor do momento hiperstático devido ao pré-esforço.

Os sinais das parcelas alteram, sendo positivos quando o esforço provoca tração na fibra em estudo e negativos quando provoca compressão.

As secções mais importantes e que requerem mais atenção são as secções de meio vão, secções sobre os pilares e encontros.

Seguidamente apresentam-se, na Figura 3-28, as tensões no tabuleiro para a combinação quase permanente de ações no início de exploração. E, na Figura 3-29, apresentam-se as tensões a longo prazo.

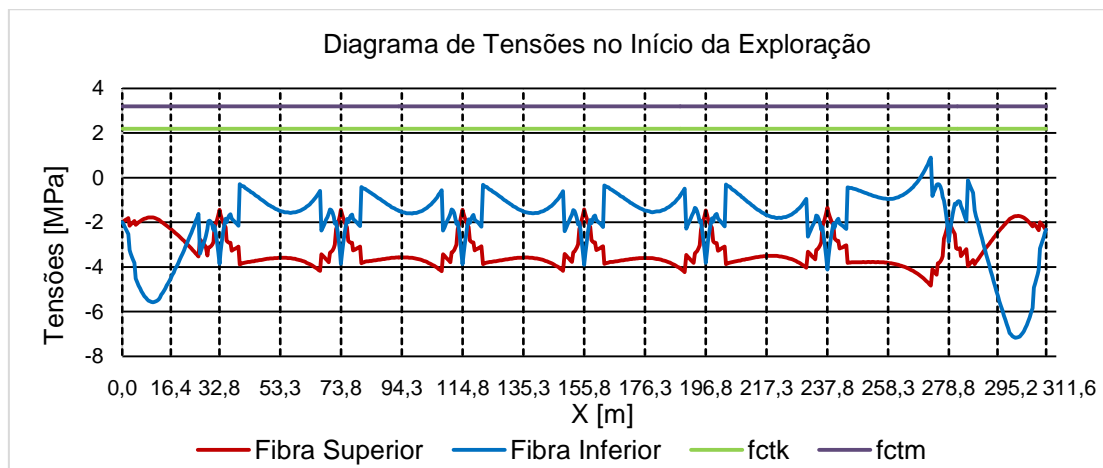


Figura 3-28 – Diagrama de tensões do estado limite de descompressão no início da exploração.

No início da exploração as tensões encontram-se praticamente todas negativas, exceto junto ao último pilar, em que existem umas pequenas trações. Estas pequenas trações dão-se na fibra inferior que encontra muito afastada do cabo, não ultrapassam o valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples (f_{ctk}) e o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples (f_{ctm}) garantido assim a segurança. Sendo que a longo prazo as trações existentes irão desaparecer, como se pode observar na Figura 3-29.

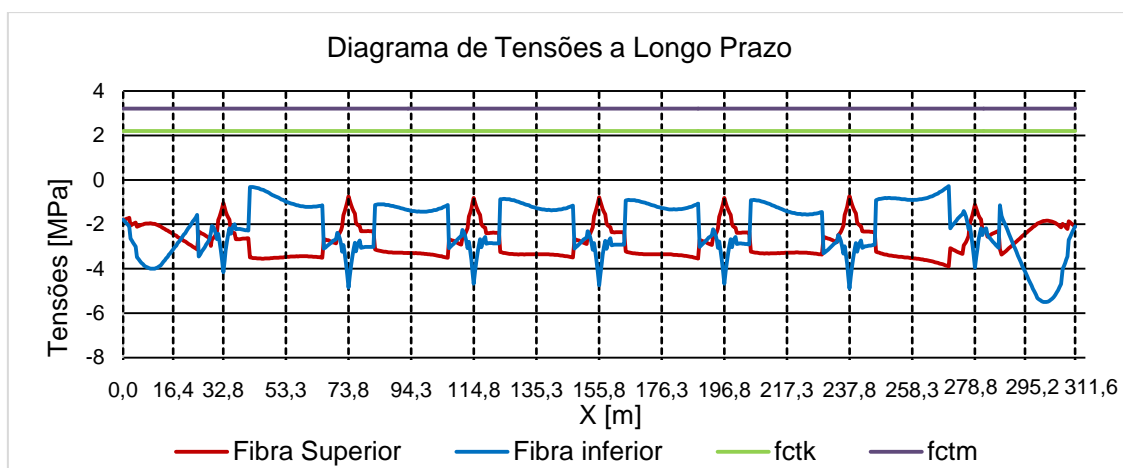


Figura 3-29 - Diagrama de tensões do estado limite de descompressão a longo prazo.

Analisando o diagrama a longo prazo, observa-se que a segurança ao estado limite de descompressão é verificada a longo prazo, pois o tabuleiro está todo à compressão.

Assim considera-se satisfeita a verificação a curto prazo e a longo prazo.

Nos anexos D e E encontram-se os valores detalhados da verificação ao estado limite de descompressão.

3.6.3.2 Estado Limite de Largura de Fendas

A verificação ao estado limite de largura de fendas é efetuado conforme a regulamentação nacional, nomeadamente segundo o artigo 70º do REBAP. Para esta verificação é utilizada a combinação frequente de ações:

$$M_{freq(0,\infty)} = M_{pp(0,\infty)} + M_{rcp} + \Psi_{1,SC} \times M_{sc}^{\pm} + \Psi_{2,VDT} \times M_{VDT}^{\pm} \quad (3.36)$$

Para a análise das tensões nas fibras é dada pela seguinte equação:

$$\sigma = \pm \frac{|M_{freq(0,\infty)}|}{I_c} \times v \pm \frac{P \times e}{I_c} \times v - \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_{PE,Hip(0,\infty)}}{I_c} \times v \quad (3.37)$$

Em que:

- $M_{freq(0,\infty)}$ - Valor do momento devido à combinação frequente;
- I_c - Momento de inércia da secção transversal do tabuleiro;

- ν - Distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade;
- e - Excentricidade do cabo de pré-esforço ao centro de gravidade;
- P - Força de pré-esforço;
- A_c - Área de betão da secção transversal;
- $M_{PE,Hip(0,\infty)}$ - Valor do momento hiperstático devido ao pré-esforço.

Os sinais das parcelas alteram, sendo positivos quando o esforço provoca tração na fibra em estudo e negativos quando provoca compressão.

As tensões no tabuleiro apresentam-se na Figura 3-30 para a combinação frequente de ações no início da exploração.

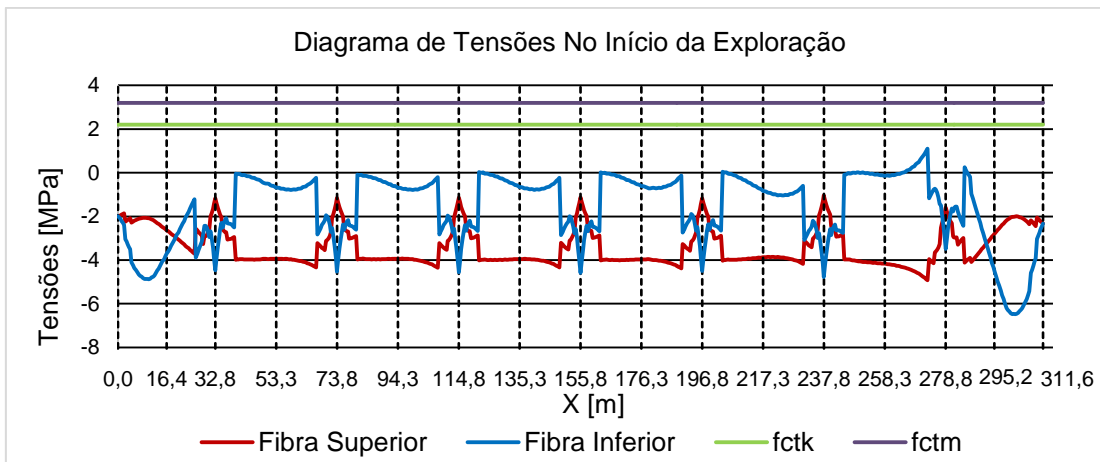


Figura 3-30 - Diagrama de tensões do estado limite de largura de fendas no início da exploração.

No início da exploração as tensões encontram-se praticamente todas negativas, exceto junto ao último pilar, em que existe umas pequenas trações. Estas pequenas trações não ultrapassam o valor característico da tensão de rotura do betão a tração simples (f_{ctk}) e o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples (f_{ctm}), garantido assim a segurança. Já a longo prazo as trações existentes irão desaparecer, como se pode observar na Figura 3-31.

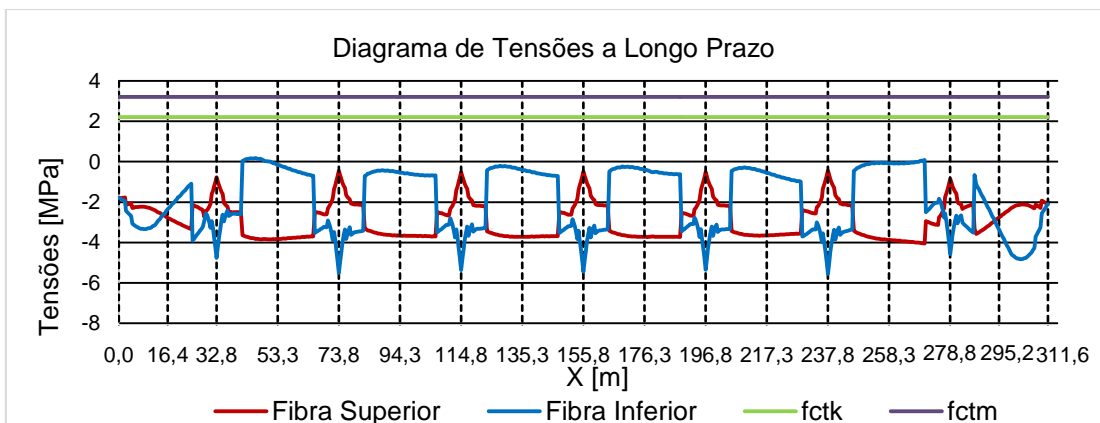


Figura 3-31 - Diagrama de tensões do estado limite de largura de fendas a longo prazo.

A segurança ao estado limite de largura de fendas está verificada no início da exploração e a longo prazo, verificando-se que nenhum valor de trações é superior ao valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples (f_{ctm}).

Para mais detalhes consultar anexos F e G.

3.6.3.3 Estado Limite de Deformação

Para verificação do estado limite de deformação utiliza-se a metodologia proposta pelo REBAP, nomeadamente o artigo 72º. A verificação é feita com a aplicação da combinação frequente de ações com a sobrecarga como ação variável base.

Analisando os valores obtidos através do modelo construído com o programa de cálculo automático *SAP2000*, verifica-se que a flecha máxima para as ações atuantes situa-se a meio do segundo e do sétimo vão. Assim, os deslocamentos verticais considerados são devidos às seguintes ações:

- Peso Próprio ($\delta_{v,PP}$);
- Pré-Esforço ($\delta_{v,PE}$);
- Restantes Cargas Permanentes ($\delta_{v,RCP}$);
- Sobrecargas ($\delta_{v,SC}$);
- Variação Diferencial da Temperatura ($\delta_{v,VDT}$).

O deslocamento vertical máximo obtêm-se através da seguinte expressão:

$$\delta_{V,max}^+ = [\delta_{V,PP} + \delta_{V,PE} + \delta_{V,RCP}] \times [1 + \varphi(t, t_0)] + \varphi_{1,sc} \times \delta_{v,sc}^- + \varphi_{2,VDT} \times \delta_{v,VDT}^- \quad (3.38)$$

$$\delta_{V,max}^+ = [(-9,700) + (+10,146) + (-2,410)] \times [1 + 2,453] + 0,4 \times (-10,094) + 0,3 \times (-1,060)$$

$$\delta_{V,max}^+ = -11,139mm (\downarrow)$$

Nota: Verificação efetuada para o segundo vão.

Para fazer a verificação é necessário calcular o deslocamento admissível:

$$\delta_{V,adm} = \frac{L \times 1000}{400} = \frac{41 \times 1000}{400} = 102,500mm$$

Como o valor do deslocamento admissível é superior ao deslocamento máximo está garantida assim a segurança.

Para mais detalhes consultar anexos H.

3.6.4 Estados Limites Últimos

Para a verificação da segurança ao estado limite último, as ações foram as seguintes:

- Peso próprio do tabuleiro (PP);
- Restante carga permanente (RCP);

- Pré-esforço (PE);
- Sobrecarga (SC).

Sendo um ELU, não se considera variação diferencial de temperatura nem a variação uniforme de temperatura, pois estas provocam esforços mínimos tendo em consideração a fissuração.

O betão da estrutura é da classe C35/45 com armaduras ordinárias da classe A500 NR e aço de pré-esforço da classe Y1860 S7.

Para esta verificação a combinação de ações utilizada foi a combinação fundamental de ações.

3.6.4.1 Estado Limite de Flexão

Para a verificação do estado limite último de flexão do tabuleiro ser satisfeita, os momentos atuantes devem ser inferiores aos momentos resistentes em cada secção. Nesta verificação as secções condicionantes são as secções de meio do vão e apoios (pilares). Sendo as secções mais desfavorável a secção de meio vão do 7º vão e o apoio que corresponde ao pilar (P6). Os cálculos apresentados de seguida são para estas duas secções mais desfavoráveis.

3.6.4.1.1 Momento Atuante

Para a determinação do momento atuante é utilizada a seguinte expressão matemática:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{pp} + \gamma_P \times M_{PE,Hip} + \gamma_G \times M_{RCP} + \gamma_Q \times M_{SC} \quad (3.39)$$

Nota: A parcela devido ao momento isostático do pré-esforço é contabilizada no momento resistente.

- **Secção de Meio Vão (sétimo tramo)**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 1,35 \times 16165,811 + 1,20 \times 8642,310 + 1,50 \times 2401,344 + 1,50 \times 8544,246 \\ &= 48613,003 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- **Secção de apoio (pilar P6)**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 1,35 \times (-16942,038) + 1,00 \times 8533,121 + 1,50 \times (-5308,790) + 1,50 \times (-10167,613) \\ &= -37553,234 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3.6.4.1.2 Momento Resistente

A determinação dos momentos resistentes é calculada através do equilíbrio dos momentos originados pela força de compressão no betão, força de tração nas armaduras ordinárias e de pré-esforço. Inicialmente, foram determinadas as armaduras mínimas longitudinais, através da seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b_t \times d \quad (3.40)$$

Em que:

- b_t - Largura da alma;
- $d = d_s$ - Altura útil da secção para as armaduras ordinárias;
- $h_{alma} - rec - \frac{\phi_{adot}}{2}$, a altura da secção da alma é representada por h_{alma} , o recobrimento é representado por rec , ($rec = 0,04 \text{ m}$) e ϕ_{adot} é o diâmetro da armadura adotada.

$$h_{alma} - rec - \frac{\phi_{adot}}{2} = 2,60 - 0,04 - \frac{0,025}{2} = 2,548 \text{ m}$$

- **Armaduras Ordinárias de Flexão**

Secção de Vão

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 0,60 \times 2,548 \times 10^4 = 25,44 \text{ cm}^2$$

Armadura adotada:

$$A_s = 6\phi 25 \text{ (29,46 cm}^2\text{)}$$

Nota: O valor de área de armadura é para uma alma. Como o tabuleiro tem duas almas, o valor total da armadura é o dobro ($A_s = 2 \times 29,46 = 58,92 \text{ cm}^2$)

Secção de Apoio

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1,20 \times 2,548 \times 10^4 = 50,88 \text{ cm}^2$$

Armadura adotada:

$$A_s = 12\phi 25 \text{ (58,92 cm}^2\text{)}$$

Nota: O valor de área de armadura é para uma alma, o tabuleiro tem duas almas, o valor total da armadura é o dobro ($A_s = 2 \times 58,92 = 117,84 \text{ cm}^2$).

Na equação de equilíbrio das forças, em que se têm a força de compressão do betão, a força de tração das armaduras ordinárias e do aço de pré-esforço, a equação apresenta-se da seguinte forma:

$$F_c = F_s + F_p \quad (3.41)$$

Em que:

- F_c - Força de compressão do betão;
- F_s - Força de tração das armaduras ordinárias;
- F_p - Força de tração das armaduras de pré-esforço.

A força de compressão do betão tem a seguinte expressão:

$$F_c = f_{cd} \times b \times y \quad (3.42)$$

Considerando a hipótese da cedência das armaduras, as forças e a posição da linha neutra é determinada da seguinte maneira:

Secção de Vão

Forças

$$F_s = f_{syd} \times A_s = 434,783 \times 58,920 \times 10^{-1} = 2561,739 \text{ kN}$$

$$F_p = f_{pyd} \times A_p = 1400 \times 151,200 \times 10^{-1} = 21168,000 \text{ kN}$$

Posição da Linha Neutra (PLN)

$$F_c = F_s + F_p \Leftrightarrow f_{cd} \times b \times y = F_s + F_p = 23,3 \times 10^3 \times 11,20 \times y = 2561,739 + 21168,000$$

$$y = 0,091 \text{ m}$$

$$x = \frac{y}{0,8} = \frac{0,091}{0,8} = 0,114 \text{ m} \Leftrightarrow x = 0,114 < e_2 = 0,30 \text{ m} \rightarrow \text{PLN: Banzo}$$

Em que:

- x - Posição da linha neutra;
- e_2 - Espessura do tabuleiro;
- b - Largura do tabuleiro.

Secção de Apoio

Forças

$$F_s = f_{syd} \times A_s = 434,783 \times 117,840 \times 10^{-1} = 5123,478 \text{ kN}$$

$$F_p = f_{pyd} \times A_p = 1400 \times 151,200 \times 10^{-1} = 21168,000 \text{ kN}$$

Posição da Linha Neutra (PLN)

$$F_c = F_s + F_p \Leftrightarrow f_{cd} \times b \times y = F_s + F_p = 23,3 \times 10^3 \times 2,40 \times y = 5123,478 + 21168,000$$

$$y = 0,469 \text{ m}$$

$$x = \frac{y}{0,8} = \frac{0,469}{0,8} = 0,587 \text{ m}$$

$$x = 0,587 < h_{alma} - e_2 = 2,60 - 0,30 = 2,30 \text{ m} \rightarrow \text{PLN: Alma}$$

Em que:

- x - Posição da linha neutra;
- e_2 - Espessura do tabuleiro.
- b - Largura das almas no apoio.

De seguida é necessário garantir a cedência das armaduras. As forças foram determinadas segundo a seguinte hipótese.

Altura útil da secção para as armaduras de pré-esforço:

Secção de Vão

$$d_p = h_{alma} - rec_{inf} = 2,60 - 0,30 = 2,30 \text{ m}$$

Secção de Apoio

$$d_p = h_{alma} - rec_{sup} = 2,60 - 0,18 = 2,42 \text{ m}$$

Verificação da hipótese da cedência das armaduras

Secção de Vão

Armaduras ordinárias

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \times \varepsilon_c = \frac{2,548 - 0,114}{0,114} \times 3,5 = 75,070\% \circ$$
$$\varepsilon_s = 75,070 > \varepsilon_{syd} = 2,174\% \circ \rightarrow \text{Verifica}$$

Armaduras de pré-esforço

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \times \varepsilon_c = \frac{2,300 - 0,114}{0,114} \times 3,5 = 67,423\% \circ$$
$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p0} + \Delta\varepsilon_p = 5 + 67,423 = 72,423\% \circ$$
$$\varepsilon_p = 72,423 > \varepsilon_{pyd} = 7,200\% \circ \rightarrow \text{Verifica}$$

Secção de Apoio

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \times \varepsilon_c = \frac{2,548 - 0,587}{0,587} \times 3,5 = 11,696\% \circ$$
$$\varepsilon_s = 11,696 > \varepsilon_{syd} = 2,174\% \circ \rightarrow \text{Verifica}$$

Armaduras de pré-esforço

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \times \varepsilon_c = \frac{2,300 - 0,587}{0,587} \times 3,5 = 10,933\% \circ$$
$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p0} + \Delta\varepsilon_p = 5 + 10,933 = 15,933\% \circ$$
$$\varepsilon_p = 15,933 > \varepsilon_{pyd} = 7,200\% \circ \rightarrow \text{Verifica}$$

Com a cedência das armaduras verificada, é possível concluir que as forças foram bem determinadas.

O cálculo seguinte é o cálculo do momento resistente. Este é determinado através da seguinte expressão matemática

$$M_{Rd} = F_s \times z_s + F_p \times z_p \quad (3.43)$$

Secção de Vão

$$z_s = d_s - \frac{y}{2} = 2,548 - \frac{0,091}{2} = 2,503 \text{ m}$$

$$z_p = d_p - \frac{y}{2} = 2,300 - \frac{0,091}{2} = 2,255 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = F_s \times z_s + F_p \times z_p = 2561,739 \times 2,503 + 21168 \times 2,255 = 54138,351 \text{ kNm}$$

Secção de Apoio

$$z_s = d_s - \frac{y}{2} = 2,548 - \frac{0,469}{2} = 2,313 \text{ m}$$

$$z_p = d_p - \frac{y}{2} = 2,420 - \frac{0,469}{2} = 2,185 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = F_s \times z_s + F_p \times z_p = 5123,478 \times 2,313 + 21168,000 \times 2,185 = 58109,381 \text{ kNm}$$

Em que:

z_s - Braço das armaduras ordinárias à força de compressão do betão

z_p - Braço das armaduras de pré-esforço

A segurança à flexão é satisfeita quando se verifica a veracidade da seguinte equação:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (3.44)$$

Secção de Vão

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \Leftrightarrow 48613,003 \leq 54138,351 \rightarrow \text{Verifica}$$

Secção de Apoio

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \Leftrightarrow |-37553,234| \leq 58109,351 \rightarrow \text{Verifica}$$

Verifica-se a segurança tanto para a secção de vão como para a secção de apoio.

Para mais informações, consultar anexo I.

3.6.4.2 Estado Limite de Esforço transversal

Para a verificação ao estado limite de esforço transversal é necessário garantir que os esforços atuantes são menores que os esforços resistentes. Portanto, as secções condicionantes são os apoios. A secção mais esforçada é o apoio relativo ao pilar P6, nomeadamente a secção direita, sendo que é para essa secção que serão apresentados os cálculos da verificação.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (3.45)$$

Inicialmente foi necessário efetuar algumas considerações, nomeadamente o ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso, $\alpha = 90^\circ$, e o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do tabuleiro, $\theta = 30^\circ$.

O esforço transverso foi calculado segundo o EC2, para uma distância do apoio igual à altura útil da secção para as armaduras ordinárias.

$$d_s = h_{alma} - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 2,60 - 0,04 - \left(\frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,552 \text{ m}$$

3.6.4.2.1 Esforço Transverso Atuante

Para determinar os esforços atuantes, é utilizada a combinação fundamental de ações:

$$V_{Ed} = \gamma_G \times V_{PP} + \gamma_P \times V_{PE} + \gamma_G \times V_{RCP} + \gamma_Q \times V_{SC} \quad (3.46)$$

$$V_{Ed} = 1,35 \times (-2703,524) + 1,00 \times 1917,494 + 1,50 \times (-656,234) + 1,50 \times (-1361,542)$$

$$V_{Ed} = -4758,928 \text{ kN}$$

3.6.4.2.2 Esforço Transverso Resistente

A determinação do esforço transverso inicia-se com o cálculo da armadura mínima transversal através da seguinte expressão.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_{w,nom} \times \text{sen}(\alpha) \quad (3.47)$$

Em que:

$$b_{w,nom} = \begin{cases} b_w; \text{se } \phi_b \leq \frac{b_w}{8} \\ b_w - 0,5 \times \sum \phi_b; \text{ caso contrário} \end{cases} \quad (3.48)$$

- Espessura das duas almas, $b_w = 2 \times 1,2 = 2,40 \text{ m}$.
- ϕ_b - Diâmetro exterior da bainha $\phi_b = 120 \text{ mm}$.

Assim tem-se:

$$\phi_b \leq \frac{b_w}{8} = 2 \times 0,120 = 0,240 < \frac{2,400}{8} = 0,300 \rightarrow b_{w,nom} = b_w = 2,400 \text{ m}$$

Armadura Mínima de Esforço Transverso

Armadura mínima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_{w,nom} \times \text{sen}(\alpha) = \frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} \times 2,400 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 22,718 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura calculada através do esforço transverso atuante:

$$z = 0,90 \times d_s = 0,9 \times 2,552 = 2,297 \text{ m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{syd} \times \cot(\theta)} = \frac{|-4758,928|}{2,288 \times 434,780 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 27,514 \text{ cm}^2 / m$$

Armadura adotada:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adot} = \max\left\{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adot}\right\} \Leftrightarrow \max\{22,718 ; 27,514\}$$

$$= 27,514 \text{ cm}^2 / m$$

Como em cada alma existe 4 ramos, tem se um total de 8 ramos.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adot} = \frac{27,514}{8} = 3,438 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo}$$

Adotou-se a seguinte armadura:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \phi 16 / 0,20 \text{ (10,050 cm}^2 / m / \text{ramo)}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 10,050 \times 8 = 80,400 \text{ cm}^2 / m$$

O esforço transversal resistente é o mínimo entre o esforço transversal associado à cedência de estribos (V_{Rd}) e ao esforço transversal associado ao esmagamento das bielas de betão ($V_{Rd,max}$). Desta forma, o esforço transversal associado à cedência de estribos é:

$$V_{Rd,s} = f_{syd} \times \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times z \times [(\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)]$$

$$V_{Rd,s} = 434,800 \times 80,400 \times 10^{-1} \times 2,297 \times [(\cot(30) + \cot(90)) \times \sin(90)]$$

$$V_{Rd,s} = 13906,314 \text{ kN}$$

E que o esforço transversal associado ao esmagamento das bielas de betão é:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \times \nu \times f_{cd} \times b_{w,nom} \times z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,516 \times 35 \times 10^3 \times 2,400 \times 2,297}{\cot(30) + \tan(30)}$$

$$V_{Rd,max} = 28738,331 \text{ kN}$$

Onde ν é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado devido ao esforço transversal e é obtido através da seguinte expressão:

$$\nu = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,60 \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

Então obtém-se o esforço transversal resistente:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} = \min\{13906,314 ; 28738,331\} = 13906,314 \text{ kN}$$

3.6.4.2.3 Verificação da segurança ao esforço transverso

A segurança ao esforço transverso é verificada pela seguinte equação:

$$V_{Ed} < V_{Rd} \Leftrightarrow |-4758,928| < 13906,314 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

A verificação da segurança está garantida, pois a equação é verificada.

Para mais informações acerca do estado limite de esforço transverso consultar anexo J.

3.7 Verificação da Segurança Transversal do Tabuleiro

Para a análise transversal do tabuleiro foi analisada a secção transversal do mesmo em quatro partes: as duas consolas laterais, a laje intermédia e a carlinga. Sendo dimensionadas através da combinação fundamental de ações. A carlinga está presente na estrutura nas secções do tabuleiro que se encontram em cima dos pilares e encontros, como se pode observar na Figura 3-32. O modelo de cálculo foi concebido em *SAP2000*.

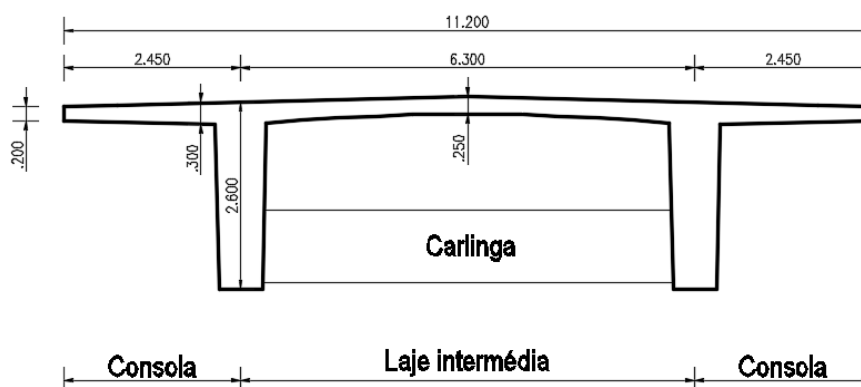


Figura 3-32 - Secção transversal do tabuleiro - Carlinga

O material em que é constituído, é betão da classe C35/45 e as armaduras ordinárias são da classe A500NR.

As secções condicionantes para as consolas laterais e para a laje intermedia são as seguintes:

- Consolas laterais
 - ELU de flexão: Secção do lado exterior junto à alma;
 - ELU de esforço transverso: Secção do lado exterior à alma.
- Laje intermédia:
 - ELU de flexão: Secção central;
 - ELU de esforço transverso: Secção do lado interior junto à alma.

As ações que atuam na direção transversal do tabuleiro são as seguintes:

I. Peso Próprio

Ação do peso próprio corresponde ao peso da estrutura do modelo transversal.

II. Restantes Cargas Permanentes

Os elementos que contribuem para a ação da restante carga permanente são apresentadas na Tabela 3-28 e disposta sobre o tabuleiro na Figura 3-33.

Tabela 3-28 - Cargas distribuídas equivalentes devido às restantes cargas permanentes

Elementos		Carga [kN/m]	Extensão [m]	Carga distribuída equivalente [kN/m ²]
Passeio	Viga de bordadura	2,500	1,100	8,690
	Guarda-Corpos	1,000		
	Enchimento dos passeios	2,230		
	Lancil	2,825		
	Guarda de Segurança	1,000		
Tapete betuminoso		17,280	9,000	1,920

Nota: A extensão de 1,10 metros corresponde à extensão do passeio incluindo o lancil. E a extensão de 9,00 metros à extensão do tapete betuminoso.

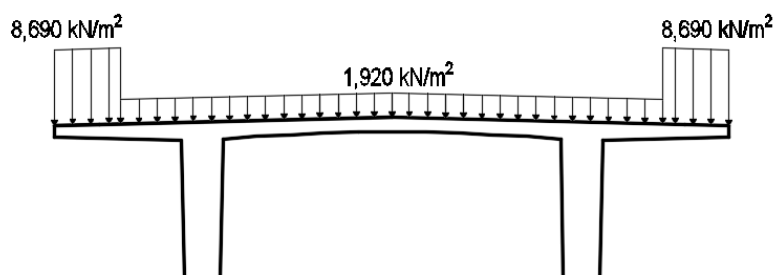


Figura 3-33 - Restante carga permanente

III. Sobrecarga uniforme no passeio

Para o dimensionamento transversal, considera-se uma sobrecarga uniforme nos passeios de 3,00 kN/m², tal com representado na Figura 3-34.

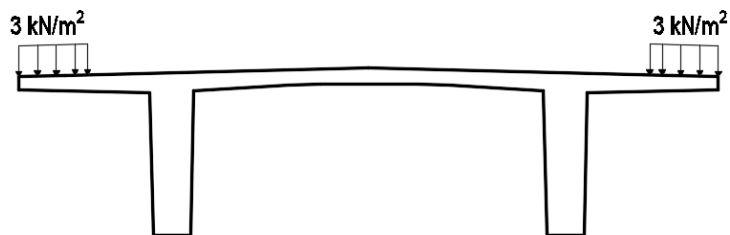


Figura 3-34 - Sobrecarga uniforme nos passeios.

IV. Sobrecarga concentrada no passeio

A carga concentrada no passeio é de 20,00 kN e considera-se aplicada na extremidade do passeio, tal com representado na Figura 3-35.

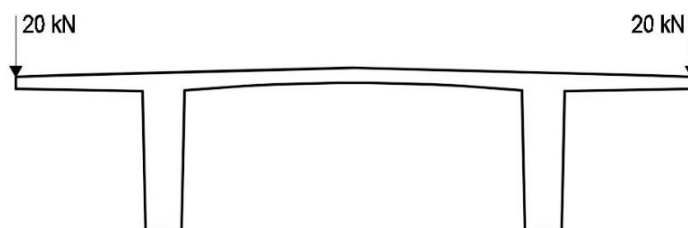


Figura 3-35 - Sobrecarga concentrada nos passeios.

V. Veículo tipo

O veículo tipo foi descrito anteriormente no subcapítulo 3.4.3, tal com é o descrito no RSA. A ação do veículo tipo possui três casos de carga representados na Figura 3-36:

- I. Veículo tipo junto ao passeio
- II. Veículo tipo centrado
- III. Veículo tipo com uma roda centrada

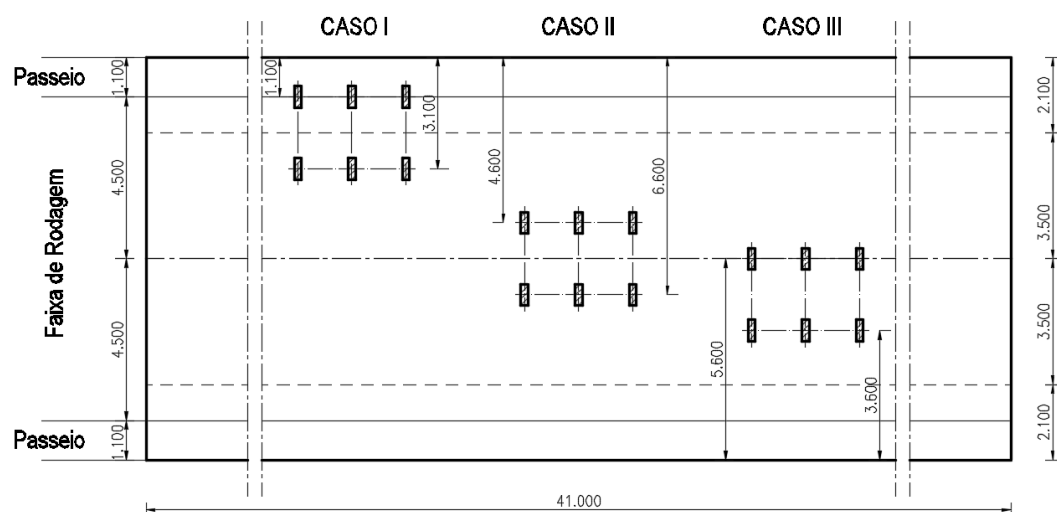


Figura 3-36 - Veículo tipo - três casos de carga.

Nota: Os três casos de carga são aplicados separadamente, a meio do vão.

Destes três tipos de carga só se considera o mais gravoso para estrutura. Portanto, introduziram-se as três situações no *SAP2000* e foram escolhidos os maiores esforços provocados.

3.7.1 Esforços Transversais

As ações consideradas apresentam os esforços na estrutura, presentes na Tabela 3-29, nas secções acima referidas:

Tabela 3-29 - Valores dos Esforços na Estrutura na direção transversal.

Ação	Consola		Laje intermédia		
	M [kNm/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	V [kN/m]	
PP	-16,397	11,250	7,908	-16,600	
RCP	-14,581	10,970	1,613	-5,090	
SCU Passeio	-4,110	3,290	-0,316	0,056	
SCP Passeio	-8,471	7,190	-0,112	0,121	
VT	Junto ao Passeio	-58,454	62,030	24,489	-166,990
	Centrado	-25,326	0,082	41,929	-90,180
	Ronda Centrada	-17,148	0,062	51,857	-37,800

Os valores dos esforços foram obtidos através do modelo de análise transversal no programa de cálculo automático *SAP2000*.

3.7.1.1 Consolas laterais

As consolas laterais possuem um vão de 2,45 metros. Cada consola lateral tem uma espessura variável em que na extremidade tem uma espessura de 0,20 metros (e_1) e na zona de encastramento tem uma espessura de 0,30 metros (e_2). A combinação utilizada foi a combinação fundamental de ações, segundo o REBAP.

3.7.1.1.1 Estado Limite de Flexão

Para efetuar a verificação ao estado limite de flexão, as ações a considerar são:

- Peso próprio (PP);
- Restante carga permanente (RCP);
- Veículo Tipo, junto ao passeio (VT);
- Sobrecarga concentrada junto ao passeio (SCC);

A secção condicionante para o estado limite de flexão é junto à alma do lado exterior.

Momento Atuante

O valor do momento atuante é obtido pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{PP} + \gamma_G \times M_{RCP} + \gamma_Q \times [M_{VT} + \psi_{0,SC} \times M_{SCC,passeio}] \quad (3.49)$$

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 1,35 \times (-16,397) + 1,50 \times (-14,581) + 1,50 \times [(-58,458) + 0,60 \times (-8,471)] \\ &= -139,312 \text{ kNm / m} \end{aligned}$$

O valor do momento fletor relativo à posição do veículo tipo escolhido para o cálculo do momento atuante é o do veículo tipo junto ao passeio, pois apresenta o maior valor de momento fletor. Relativamente aos valores de sobrecarga, a sobrecarga concentrada apresenta maiores valores de momentos fletores que a uniforme.

Momento Resistente

O valor do momento resistente não é obtido diretamente, é necessário inicialmente efetuar cálculos de algumas distâncias e coeficientes. Portanto, inicia-se o cálculo com a determinação da altura útil (d).

$$d = e_2 - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 0,30 - 0,04 - \left(\frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,252 \text{ m}$$

Em que:

- e_2 - Espessura do tabuleiro (zona de encastramento);
- rec - Recobrimento;
- ϕ_{adop} - Diâmetro da armadura adotada.

Cálculo do coeficiente μ e a taxa mecânica ω :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{|-139,312|}{1,00 \times 0,252^2 \times 23,3 \times 10^3} = 0,094$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094} = 0,099$$

As armaduras ordinárias são determinadas através da seguinte expressão:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) \quad (3.50)$$

$$A_s = 0,101 \times 1,00 \times 0,252 \times \left(\frac{23,3}{434,8} \right) \times 10^4 = 13,495 \text{ cm}^2 / m$$

Adota-se a seguinte armadura: $A_s = \phi 20 / 10,20 \rightarrow 15,700 \text{ cm}^2 / m$.

A determinação do momento resistente é obtido através da seguinte expressão:

$$M_{Rd} = F_s \times z \quad (3.51)$$

Em que:

- F_s - Força de tração nas armaduras;
- z - Braço do binário das forças interiores.

Têm-se:

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,252 = 0,227 \text{ m}$$

$$F_s = A_s \times f_{syd} = 15,700 \times 434,780 \times 10^{-1} = 682,609 \text{ kN} / m$$

Então:

$$M_{Rd} = 682,609 \times 0,227 = 154,952 \text{ kNm} / m$$

Verificação da Segurança à Flexão

$$M_{Ed} < M_{Rd} \Leftrightarrow |-139,312| < 154,952 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

3.7.1.1.2 Estado Limite de Esforço Transverso

Para a verificação do estado limite de esforço transverso, é considerado para a estrutura as seguintes forças atuantes:

- Peso próprio (PP);
- Restante carga permanente (RCP);
- Veículo tipo junto ao passeio (VT);
- Sobrecarga concentrada no passeio ($SC_{,passeio}$).

A secção do tabuleiro condicionante para o estado limite de esforço transverso é junto à alma, do lado da consola. É para essa secção que se apresentam os cálculos para a verificação do mesmo.

Esforço Transverso Atuante

O esforço transverso atuante é obtido através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_G \times V_{PP} + \gamma_G \times V_{RCP} + \gamma_Q \times [V_{VT} + \psi_{0,SC} \times V_{SCC, passeio}] \quad (3.52)$$

Efetuada as devidas substituições da expressão temos:

$$V_{Ed} = 1,35 \times 11,250 + 1,50 \times 10,970 + 1,50 \times [62,030 + 0,60 \times 7,190] = 131,159 \text{ kN/m}$$

Esforço Transverso Resistente

O esforço transverso resistente é calculado através da seguinte expressão, segundo a cláusula 6.2.2 do EC2:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (3.53)$$

Com um mínimo de

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad (3.54)$$

Em que:

$$d = e_2 - rec - \left(\frac{\phi_{adap}}{2} \right) = 0,30 - 0,04 - \left(\frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,252 \text{ m}$$

Resolução da expressão (3.54)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,00 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{252}} \leq 1,891 \leq 2,00$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = (0,035 \times 1,891^{3/2} \times 35^{1/2}) \times 10^3 = 538,387 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_{cp} = 0$, laje intermédia não esta sujeita a esforço axial;

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (538,387 + 0,15 \times 0) \times 1,000 \times 0,252 = 135,674 \text{ kN/m}$$

Resolução da expressão (3.53)

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{20,100 \times 10^{-4}}{1,000 \times 0,252} = 0,008 \leq 0,02$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,120$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \\ = \left[0,120 \times 1,891 \times (100 \times 0,008 \times 35)^{1/3} + 0,15 \times 0 \right] \times 1,000 \times 0,252 \times 10^3 = 173,460 \text{ kN/m}$$

Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \Leftrightarrow 131,159 < 173,460 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

3.7.1.2 Laje Intermédia

Para a verificação da laje intermédia foi utilizada a combinação fundamental de ações.

3.7.1.2.1 Estado Limite de Flexão

Para efetuar a verificação ao estado limite de flexão, as ações a considerar são:

- Peso próprio (PP);
- Restante carga permanente (RCP);
- Veículo Tipo, roda centrada (VT);
- Sobrecarga concentrada junto ao passeio (SCC);

A secção condicionante para o estado limite de flexão é a secção central.

Momento Atuante

O valor do momento atuante é obtido pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{PP} + \gamma_G \times M_{RCP} + \gamma_Q \times [M_{VT} + \psi_{0,SC} \times M_{SCC,passeio}] \quad (3.55)$$

$$M_{Ed} = 1,35 \times 7,908 + 1,50 \times 1,613 + 1,50 \times [51,857 + 0,60 \times (-0,112)] = 90,880 \text{ kNm} / m$$

Momento Resistente

O valor do momento resistente não é obtido diretamente, é necessário inicialmente efetuar cálculos de algumas distâncias e coeficientes. Desta forma inicia-se o cálculo com a determinação da altura útil (d).

$$d = e_3 - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 0,25 - 0,04 - \left(\frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,202 \text{ m}$$

Em que:

- e_3 - Espessura do tabuleiro (zona central);
- rec - Recobrimento;
- ϕ_{adop} - Diâmetro da armadura adotada.

Cálculo do coeficiente μ e da taxa mecânica ω :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{90,880}{1,00 \times 0,202^2 \times 23,3 \times 10^3} = 0,096$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,096} = 0,101$$

As armaduras ordinárias são determinadas através da seguinte expressão:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) \quad (3.56)$$

$$A_s = 0,101 \times 1,00 \times 0,202 \times \left(\frac{23,3}{434,8} \right) \times 10^4 = 10,933 \text{ cm}^2 / m$$

Adota-se a seguinte armadura:

$$A_s = \phi 20 / 0,20 \rightarrow 15,700 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

3.7.1.2.2 Estado Limite de Esforço Transverso

Para a verificação do estado limite de esforço transverso, para a estrutura são consideradas as seguintes forças atuantes:

- Peso próprio (PP);
- Restante carga permanente (RCP);
- Veículo tipo junto ao passeio (VT);
- Sobrecarga concentrada no passeio (SC_{,passeio}).

A secção do tabuleiro condicionante para o estado limite de esforço transverso é junto à alma, do lado da consola. Portanto, é para essa secção que se apresentam os cálculos para a verificação do mesmo.

Esforço Transverso Atuante

O esforço transverso atuante é obtido através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_G \times V_{PP} + \gamma_G \times V_{RCP} + \gamma_Q \times [V_{VT} + \psi_{0,SC} \times V_{SCC,passeio}] \quad (3.57)$$

Efetuada as devidas substituições da expressão tem-se:

$$V_{Ed} = 1,35 \times (-16,600) + 1,50 \times (-5,090) + 1,50 \times [(-37,800 + 0,60 \times 0,121)] = -86,636 \text{ kN / m}$$

Esforço Transverso Resistente

O esforço transverso resistente é calculado através da seguinte expressão, segundo a cláusula 6.2.2 do EC2:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (3.58)$$

Com um mínimo de

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad (3.59)$$

Em que:

$$d = e_3 - rec - \left(\frac{\phi_{adap}}{2} \right) = 0,25 - 0,04 - \left(\frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,202 \text{ m}$$

Resolução da expressão (3.54)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,00 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{202}} \leq 1,995 \leq 2,00$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = (0,035 \times 1,995^{3/2} \times 35^{1/2}) \times 10^3 = 583,467 \text{ kN / m}^2$$

$\sigma_{cp} = 0$, laje intermédia não esta sujeita a esforço axial;

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (583,467 + 1,995 \times 0) \times 1,000 \times 0,202 = 117,860 \text{ kN / m}$$

Resolução da expressão (3.53)

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{15,700 \times 10^{-4}}{1,000 \times 0,202} = 0,008 \leq 0,02$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,120$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \\ &= \left[0,120 \times 1,995 \times (100 \times 0,008 \times 35)^{1/3} + 0,15 \times 0 \right] \times 1,000 \times 0,202 \times 10^3 = 146,846 \text{ kN / m} \end{aligned}$$

Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \Leftrightarrow |-86,636| < 146,846 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

3.7.1.3 Carlinga

As carlingas possuem uma secção transversal retangular de 1,00 metro de altura por 0,50 de espessura. Estas serão dimensionadas para armaduras mínimas, uma vez que os esforços das mesmas são desprezados por serem muito reduzidos.

Armadura Longitudinal

A altura útil da carlinga é a seguinte:

$$d = h - \text{rec} - \left(\frac{\phi_{adap}}{2} \right) = 1,00 - 0,04 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,950 \text{ m}$$

Após determinada a altura útil da carlinga, a armadura mínima é calculada através da seguinte expressão:

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \left(\frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \times b_t \times d = 0,26 \times \left(\frac{3,2}{500} \right) \times 0,50 \times 0,950 \times 10^4 = 7,904 \text{ cm}^2$$

Armadura adotada: $A_s = 3\phi 20 \rightarrow 9,420 \text{ cm}^2$

Armadura Transversal

A armadura transversal é determinada através da seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_w \times \text{sen}(\alpha) = \frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} \times 0,50 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 4,733 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura adotada: $A_s = \phi 10 / 0,15 \rightarrow 5,270 \text{ cm}^2 / \text{m}$

3.8 Pilares e Suas Fundações

Na estrutura existem 14 pilares divididos por 7 alinhamentos, o que dá a cada alinhamento 2 pilares. Os pilares possuem 2,40 metros de diâmetro.

Como já foi referido no subcapítulo 2.2.4 e 2.2.6, os pilares estão assentes em fundações diretas e indiretas. Os que estão suportados por fundações diretas estão apoiados em sapatas, enquanto os outros estão em maciços de encabeçamento. Tanto as sapatas como os maciços suportam um par de pilares.

O alinhamento de pilares P1 e P7 (junto ao tabuleiro) são rotulados nas duas direções. Os pilares de P2 a P6 estão encastrados ao tabuleiro, ou seja, são monolíticos.

Os pilares são compostos por betão de classe C35/45 e armaduras ordinárias A500 NR. As fundações têm betão C30/37 e armaduras ordinárias A500 NR.

3.8.1 Esforços Atuantes

Com base no modelo tridimensional de análise sísmica, elaborado no programa de cálculo automático *SAP2000*, são determinados os esforços atuantes.

As ações estáticas consideradas foram: ação do peso próprio, do pré-esforço, das restantes cargas permanentes e da sobrecarga longitudinal. Consideram-se como ações variáveis, a variação diferencial da temperatura e a variação uniforme da temperatura. O sismo é considerado uma ação dinâmica. Os esforços devido ao sismo são afetados por um coeficiente de comportamento sísmico, $\eta = 2$, segundo o REBAP.

Devido aos efeitos de segunda ordem, é necessário corrigir os valores dos momentos fletores retirados do programa de cálculo automático.

3.8.1.1 Efeitos de Segunda Ordem na Presença de Esforço Normal

Os efeitos de segunda ordem foram determinados segundo a metodologia presente no EC2, nomeadamente pelo método da rigidez nominal. Os cálculos são apresentados para o pilar mais solicitado, nomeadamente o P7, e a ação condicionante é a ação sísmica. O momento é determinado na base do pilar.

3.8.1.1.1 Direção Longitudinal (Direção X)

Os cálculos apresentados são para o pilar P7, considerando como ação variável base a ação sísmica. Para a determinar os efeitos de segunda ordem seguem-se os seguintes passos:

a) Imperfeições Geométricas

Para determinar a excentricidade na direção X, devido às imperfeições geométricas, tem-se a seguinte expressão:

$$e_{i,x} = \theta_x \times \frac{L_{0,x}}{2} \quad (3.60)$$

Em que:

θ_x - Inclinação na direção X ($\theta_x = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$);

$L_{0,x}$ - Comprimento efetivo ou de encurvadura na direção X.

Nota: o comprimento efetivo é diretamente proporcional ao coeficiente de encurvadura μ , e ao comprimento do pilar. Tem-se: $L_{0,x} = \mu \times L$

$$\theta_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1, \text{ ou seja, } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{18}} = 0,471 = \alpha_h = \frac{2}{3}$$

$$\alpha_m = 0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m_{ev}}\right) = 0,5 \times \left(1 + \frac{1}{1}\right) = 1,000$$

$$\theta_x = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{1}{200} \times \frac{2}{3} \times 1,000 = 0,003$$

Em que L é o comprimento do pilar e m_{ev} é o numero de elementos verticais que contribuem para o efeito total, $m_{ev} = 1$.

- $L_{0,x} = \mu \times L = 2,00 \times 18 = 36,000 \text{ m}$
- $\mu = 1$, Pilar encastrado na base e deslizante no tabuleiro (P6)
- O Pilar P6 tem uma excentricidade na direção X devido às imperfeições geométricas:

$$e_{i,x} = \theta_x \times \frac{L_{0,x}}{2} = 0,003 \times \frac{36,000}{2} = 0,060 \text{ m}$$

b) Momentos de Primeira Ordem Afetados Pelas Imperfeições Geométricas

Para determinar os momentos de primeira ordem afetados pelas imperfeições geométricas segundo o eixo YY, utilizou-se a seguinte expressão:

$$M_{0Ed,i,y} = M_{0Ed,y,y} + N_{ed} \times e_{i,x} \quad (3.61)$$

$$M_{0Ed,y,y} = M_{0k,y,CP} + \gamma_Q \times M_{0k,y,E} = (-14,550) + 1,50 \times (-18408,447) = -27627,220 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = N_{k,CP} + \gamma_Q \times N_{k,CP} = (-6756,855) + 1,50 \times (-0,057) = -6756,941 \text{ kN}$$

Assim têm-se:

$$M_{0Ed,i,y} = (-27627,220) + (-6756,941) \times 0,060 = -28032,636 \text{ kNm}$$

O passo seguinte é determinar o momento fletor de primeira ordem afetado pelas imperfeições geométricas na combinação de ações quase-permanente segundo o eixo YY.

$$M_{0Eqp,i,y} = M_{0Eqp,y,y} + N_{eqp} \times e_{i,x} \quad (3.62)$$

$$M_{0Eqp,y,y} = M_{0k,y,CP} + \psi_2 \times M_{0k,y,E} = (-14,550) + 0,00 \times (-18408,447) = -14,550 \text{ kNm}$$

$$N_{eqp} = N_{k,CP} + \psi_2 \times N_{k,E} = (-6756,855) + 0,00 \times (-0,057) = -6756,855 \text{ kN}$$

Assim tem-se:

$$M_{0Eqp,i,y} = (-14,550) + (-6756,855) \times 0,060 = -419,961 \text{ kNm}$$

c) Verificação da Dispensa de Efeitos de Segunda Ordem

Para verificar a dispensa dos efeitos de segunda ordem, há que verificar a seguinte condição:

$$\lambda_x \leq \lambda_{lim,x} \quad (3.63)$$

Em que:

- λ_x - Coeficiente de esbelteza do pilar na direção X;
- $\lambda_{lim,x}$ - Esbelteza limite na direção X.

O coeficiente de esbelteza do pilar é determinado através da seguinte expressão:

$$\lambda_x = \frac{L_{0,x}}{i_y} \quad (3.64)$$

O valor de $L_{0,x}$, determinado anteriormente, é de 28,000 m e ϕ_{pilar} é o diâmetro da secção transversal do pilar.

$$A_c = \frac{\pi \times (\phi_{pilar})^2}{4} = \frac{\pi \times (2,40)^2}{4} = 4,524 \text{ m}^2$$

$$I_{c,y} = \frac{\pi \times (\phi_{pilar})^4}{64} = \frac{\pi \times (2,40)^4}{64} = 1,629 \text{ m}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{c,y}}{A_c}} = \sqrt{\frac{1,629}{4,524}} = 0,600 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{L_{0,x}}{i_y} = \frac{18,000}{0,600} = 30,000$$

Para determinar a esbelteza limite é necessário aplicar a seguinte expressão:

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \times A_x \times B \times C_x}{\sqrt{n_N}} \quad (3.65)$$

Para determinar o valor da expressão anterior é necessário efetuar os seguintes cálculos:

$$\varphi_{ef,x} = \varphi(\infty, t_0) \times \frac{M_{0Epq,i,y}}{M_{0Ed,i,y}} = 2,206 \times \frac{-419,961}{-28032,636} = 0,033$$

Nota: $\varphi(\infty, t_0)$ coeficiente de fluência calculado para os pilares, presente no anexo L

$$A_x = \frac{1}{1 + 0,2 \times \varphi_{ef,x}} = \frac{1}{1 + 0,2 \times 0,036} = 0,993$$

$$A_{s,x} = 0,02 \times A_c = 0,02 \times 4,524 = 0,090 \text{ m}^2$$

$$\omega = \frac{A_{s,x} \times f_{syd}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{0,090 \times 434,780}{4,524 \times 23,330} = 0,373$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \times \omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0,373} = 1,321$$

$$C_x = 1,7 - r_{m,y} = 1,700 - 1 = 0,700$$

$$n_N = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{|-6756,941|}{4,524 \times 23,330 \times 10^3} = 0,064$$

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \times A_x \times B \times C_x}{\sqrt{n_N}} = \frac{20 \times 0,993 \times 1,321 \times 0,700}{\sqrt{0,064}} = 72,623$$

Verificação dos efeitos de segunda ordem:

$$\lambda_x \leq \lambda_{lim,x} = 60,000 \leq 72,623 \rightarrow \text{Dispensa os efeitos de segunda ordem}$$

Sendo que, só o pilar P7 verifica a dispensa dos efeitos de segunda ordem.

Consideram-se assim, os efeitos de segunda ordem para todos os pilares.

d) Momento de Cálculo Total

Através da rigidez nominal foram determinados os momentos de cálculo total. Os momentos de cálculo total englobam os momentos de primeira e de segunda ordem.

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,i,y} \times \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right] \quad (3.66)$$

- $M_{0Ed,i,y}$ - Momento fletor de primeira ordem, segundo o eixo YY, já com as imperfeições geométricas;
- β - Coeficiente que depende da distribuição dos momentos de 1º e 2ª ordem;
- $N_{B,x}$ - Carga de encurvadura com base na rigidez nominal;
- N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço normal.

O valor da carga de encurvadura é determinado através da seguinte expressão:

$$N_{B,x} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{(L_{0,x})^2} \quad (3.67)$$

Nota: EI_y - Rigidez nominal segundo o eixo YY e determina-se através da seguinte expressão:

$$EI_y = K_{c,x} \times E_{cd} \times I_{c,y} + K_s \times E_s \times I_{s,y} \quad (3.68)$$

Como a taxa de armadura $\rho_s = 0,02 > 0,01$ então $K_s = 0$ e $K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times \varphi_{ef,x}}$,

simplicando a expressão anterior, fica-se com o seguinte aspeto:

$$EI_y = K_{c,x} \times E_{cd} \times I_{c,y} \quad (3.69)$$

Em que:

$$K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times \varphi_{ef,x}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times 0,036} = 0,295$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} = \frac{34,0}{1,2} = 28,333 \text{ GPa}$$

$$EI_y = K_{c,x} \times E_{cd} \times I_{c,y} = 0,295 \times 28,333 \times 10^6 \times 1,629 = 13597288,228 \text{ kNm}^2$$

Através da rigidez nominal o valor da carga de encurvadura é:

$$N_{B,x} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{(L_{0,x})^2} = \frac{\pi^2 \times 13597288,228}{(28)^2} = 171173,285 \text{ kN}$$

Com os parâmetros todos determinados, o valor do momento total cálculo é:

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,i,y} \times \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right] = -23422,816 \times \left[1 + \frac{1}{\frac{171173,285}{|-14837,606|} - 1} \right] = -25645,843 \text{ kNm}$$

3.8.1.1.2 Direção Transversal (Direção Y)

Para a direção transversal os cálculos são idênticos, não existindo necessidade da sua demonstração. Para mais detalhe dos efeitos de segunda ordem, consultar o anexo L. O valor do momento total calculado na direção é o seguinte:

$$M_{Ed,x} = -23304,645 \text{ kNm}$$

3.8.1.2 Verificação da Segurança dos Pilares

A verificação da segurança dos pilares é realizada conforme a metodologia do EC2. Os esforços atuantes têm de ser menores que os esforços resistentes, para esta verificação ser garantida.

3.8.1.2.1 Estado Limite de Flexão Composta

O estudo do estado limite de flexão, será apresentado para o pilar P7. Para a verificação da segurança dos pilares ao estado limite de flexão composta, a combinação condicionante é a sísmica.

O estado limite de flexão foi verificado recorrendo a uma folha de cálculo automático previamente testada. A folha de cálculo determina o estado limite último de resistência à flexão composta para secções circulares. Para utilizar o programa é necessário caracterizar os materiais que compõe o pilar, nomeadamente a tensão de cedência de cálculo do betão e do aço. Portanto tem-se um betão da classe C35/45 e uma armadura ordinária da classe A500 NR. Tal como mostra a Figura 3-37:

Materiais		(MPa)
Betão	f_{cd}	23,3
Aço	f_{syd}	435,0

Figura 3-37 – Input das características dos materiais.

Após as características dos materiais inseridas é necessário introduzir as características geométricas da secção, nomeadamente o diâmetro da secção, a área de armadura e o recobrimento. Tal com mostra a Figura 3-38:

Características	Exterior
Diâmetro (m)	2,40
Armadura (cm ²)	852,2
Recobrimento eixo (cm)	0,1
Nº de varões	106

Figura 3-38 - Input das características geométricas da secção.

Com estas informações introduzidas, é apenas necessário introduzir os valores do esforço normal e momento fletor presentes na secção.

O valor do momento considerado é o vetor da componente do $M_{Ed,y}$ e do momento provocado relativamente a parcela das imperfeições geométricas, deste modo temos:

$$M_{Ed} = \sqrt{(M_{Ed,y})^2 + (N_k \times e_{i,x})^2} = \sqrt{(-29969,641)^2 + (6756,941 \times 0,06)^2} = 29972,383 \text{ kNm}$$

Em relação ao valor do esforço normal, este é introduzido diretamente (N_k). Para o pilar P7 tem-se os esforços presentes na Figura 3-39:

N	M
(kN)	(kNm)
-6756,9	29972,4

Figura 3-39 - Input do esforço normal e momento fletor.

Com todos os campos necessários preenchidos, a folha de cálculo desenha automaticamente um diagrama. Após a análise do diagrama presente na Figura 3-40, permite verificar se a armadura na secção é suficiente para os esforços nela presentes e garantindo assim a segurança.

O diagrama de interação entre o N_{Rd} e M_{Rd} produzido pelo programa para pilar P7 é apresentado na Figura 3-40.

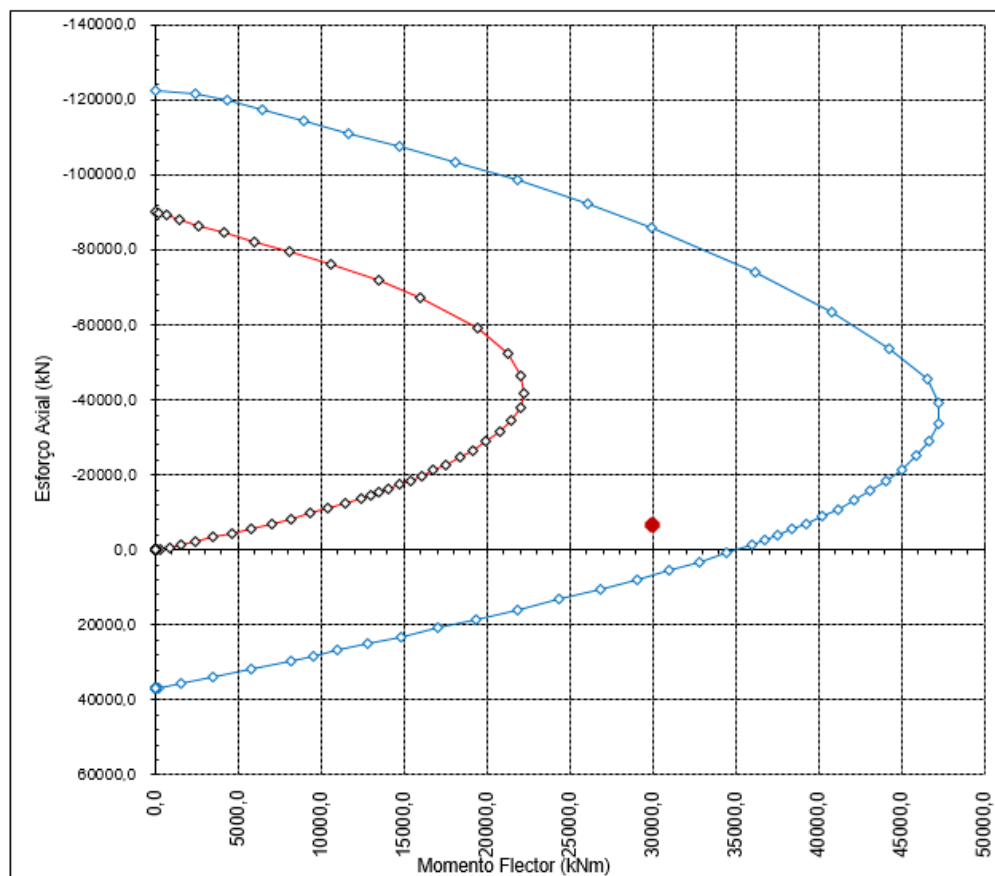


Figura 3-40 - Diagrama de interação N_{Rd}/M_{Rd} .

Os valores atuantes de momento fletor e esforço axial, estão compreendidos entre as curvas, portanto está garantida a segurança, com a armadura adotada para a direção longitudinal do pilar P7 de $A_s = 106\phi 32$ ($852,240 \text{ cm}^2$)

Adotou-se esta armadura para os restantes pilares, pois apresentam esforços menores, garantindo desse modo a segurança para todos os pilares do viaduto.

3.8.1.2.2 Estado Limite de Esforço Transverso

Para a verificação ao estado limite de esforço transverso a ação variável base do sismo é a mais condicionante, pois apresenta esforços maiores na estrutura. Os cálculos apresentados serão para o pilar P6, pois é o pilar mais solicitado ao esforço transverso.

Esforço Transverso Atuante

Para a determinação do valor de esforço transverso atuante é necessário estudar as duas direções X e Y.

$$V_{Ed,x} = V_{CP,x} + \gamma_Q \times V_{E,x} = 0,199 + 1,5 \times (1082,212) = 1623,517 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = V_{CP,y} + \gamma_Q \times V_{E,y} = 0,000 + 1,5 \times (-928,481) = -1392,721 \text{ kN}$$

O esforço transverso atuante considerado é o mais desfavorável das duas direções, então tem-se:

$$V_{Ed} = \max\{V_{Ed,x}; V_{Ed,y}\} = \max\{|1623,517|; |-1392,721|\} = 1623,517 \text{ kN}$$

Esforço Transverso Resistente

Segundo a metodologia do EC2 e de modo a simplificar o cálculo, a secção circular foi transformada numa secção quadrada de lado 1,697 metros como se observa na Figura 3-41.

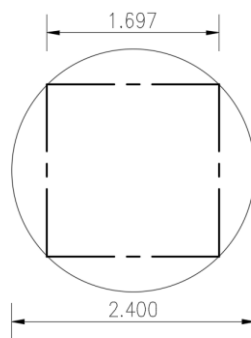


Figura 3-41 - Secção transversal do pilar simplificado.

Tem-se de determinar a altura útil da secção, em que:

$$d = b_{\text{pilar}} - \text{rec} - \left(\frac{\phi_{\text{adot}}}{2}\right) = 1,697 - 0,04 - \left(\frac{25 \times 10^{-3}}{2}\right) = 1,645 \text{ m}$$

Com a altura útil determinada, procedeu-se à determinação da área de armadura mínima.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{min}} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_w \times \text{sen}(\alpha) = \frac{0,08\sqrt{35}}{500} \times 1,697 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 16,064 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por forma a determinar a área de armadura através do esforço transversal tem-se a seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{syd} \times \cot(\theta)} \quad (3.70)$$

Em que: $z = 0,9 \times d = 0,9 \times 1,645 = 1,481 \text{ m}$

Então a área de armadura é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{syd} \times \cot(\theta)} = \frac{|1623,517|}{1,481 \times 434,780 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 14,509 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

O valor da armadura necessário é o maior valor dos dois anteriores, entre $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$ e

$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal}$. Portanto, tem-se:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \max\left\{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal}\right\} = \max\{16,064; 14,509\} = 16,064 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Existem dois ramos, $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{16,064}{2} = 8,032 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$

A armadura adotada é: $A_s = \phi 12 / 0,10$ ($11,30 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$)

A armadura total adotada para dois ramos é: $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 11,300 \times 2 = 22,600 \text{ cm}^2 / \text{m}$

O valor do esforço transversal resistente é o mínimo entre o esforço transversal associado à cedência dos estribos ($V_{Rd,s}$) e o esforço transversal associado ao esmagamento das bielas de betão ($V_{Rd,max}$). Como mostra a expressão seguinte:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}, V_{Rd,max}\}$$

Portanto é necessário determinar o valor de $V_{Rd,s}$ e $V_{Rd,max}$, assim tem-se:

$$V_{Rd,s} = f_{syd} \times \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times z \times [(\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)]$$

$$V_{Rd,s} = 434,8 \times (22,60 \times 10^{-1}) \times 1,486 \times [(\cot(30) + \cot(90)) \times \sin(90)] = 2528,895 \text{ kN}$$

Para determinar o valor de $V_{Rd,max}$, necessário determinar o seguinte parâmetro:

$$v = 0,60 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,60 \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \times v \times b_w \times f_{cd} \times z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,516 \times 1,697 \times 23,333 \times 10^3 \times 1,486}{\cot(30) + \tan(30)} = 13146,585 \text{ kN}$$

Então tem-se:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}, V_{Rd,max}\} = \min\{2528,895; 13146,585\} = 2528,895 \text{ kN}$$

Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

Para garantir a segurança ao esforço transverso, os esforços atuantes têm que ser menores que os resistentes:

$$V_{Ed} < V_{Rd} \Leftrightarrow 1623,517 < 2528,895 \text{ kN} \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

3.8.2 Fundações dos Pilares – Verificação da Segurança

Os pilares vão assentar sobre dois tipos diferentes de fundações, as fundações diretas e indiretas, ou seja, sapatas e maciço de encabeçamento com as respectivas estacas. É necessário esta diferença por motivos geológicos.

3.8.2.1 Pilares Assentes Em Sapatas

Os pilares que estão assentes sobre sapatas (fundações diretas) são os pilares P1, P6, P7. As sapatas são concebidas em betão da classe C30/37 e com armaduras ordinárias A500 NR, com um recobrimento de 0,07 metros.

As sapatas possuem todas a mesma geometria, possuem 3 metros de altura (h), 7 metros de largura na direção longitudinal (B) e 13 metros de largura na direção transversal (L), como se pode verificar na Tabela 3-30.

Tabela 3-30 - Geometria das sapatas.

Sapata	h [m]	B [m]	L [m]
S1; S6; S7	3	7	13

3.8.2.1.1 Verificação Geotécnica

A combinação condicionante para o dimensionamento das sapatas é a combinação onde a variável base é a ação sísmica. A abordagem de cálculo segundo o EC7, é do tipo 1 da combinação 2 (A₂+ M₂+ R₁). A Sapata S6 é a sapata onde os esforços são mais elevados e os cálculos serão apresentados para a mesma.

A informação geotécnica fornecida apenas referia-se ao valor de ensaio SPT e com base na fórmula de Osaki determina-se o ângulo de atrito, em que para o solo em questão admitiu-se o valor de 20 pancadas. As características do solo são apresentadas na Tabela 3-31.

Tabela 3-31 - Características geotécnicas.

Caraterísticas do solo	γ [kN/m ³]	SPT [nº pancadas]	ϕ_k , médio [°]
	19	20	35

Determinação das tensões aplicadas sobre o solo:

a) Esforço normal na base da sapata

$$N_{Ed,b} = 2 \times N_{Ed,pilar} + PP_{Ed,sapata} + PP_{Ed,solo}$$

$$N_{Ed,b} = 2 \times |-14837,606| + (13 \times 7 \times 3 \times 25) + (13 \times 7 \times 7,200 \times 19) = 48949,012 \text{ kN}$$

b) Momento fletor segundo o eixo YY na base da sapata

$$M_{Ed,b,y} = 2 \times M_{Ed,y} + 2 \times V_{Ed,x} \times h = 2 \times (25645,843) + 2 \times 1623,517 \times 3$$

$$M_{Ed,b,y} = 61032,789 \text{ kNm}$$

c) Momento fletor segundo o eixo XX na base da sapata

$$M_{Ed,b,x} = 2 \times M_{Ed,x} - 2 \times V_{Ed,y} \times h = 2 \times (23304,645) - 2 \times (-1392,721) \times 3$$

$$M_{Ed,b,x} = 54965,615 \text{ kNm}$$

d) Determinação do valor da excentricidade na direção X na base da sapata

$$e_{x_b,x} = e_{x_B} = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{61032,789}{48949,012} = 1,247 \text{ m}$$

e) Determinação do valor da excentricidade na direção Y na base da sapata

$$e_{y_L,y} = e_{y_L} = -\frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = -\frac{54965,615}{48949,012} = -1,123 \text{ m}$$

Determinação do valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação:

a) Características do solo

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(35)}{1,10}\right) = 32,479^\circ$$

$$\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_\gamma} = \frac{19,00}{1,00} = 19,00 \text{ kN/m}^3$$

b) Capacidade resistente (q_{rd}), segundo o EC7

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d,solo} \times B' \times N_{\gamma,d} \times s_\gamma \times i_\gamma + q_0 \times N_{q,d} \times s_q \times i_q \quad (3.71)$$

- Fatores de capacidade resistente:

$$N_{q,d} = e^{\pi \times \tan(\phi'_d)} \times \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_d}{2}\right) = e^{\pi \times \tan(32,479)} \times \tan^2\left(45 + \frac{32,479}{2}\right) = 24,523$$

$$N_{\gamma,d} = 2 \times (N_{q,d} - 1) \times \tan(\phi'_d) = 2 \times (24,523 - 1) \times \tan(32,479) = 29,947$$

- Área efetiva (Figura 3-42)

$$B' = B - 2 \times e_{x_B} = 7 - 2 \times (1,247) = 4,506 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \times e_{x_L} = 13 - 2 \times (1,123) = 10,754 \text{ m}$$

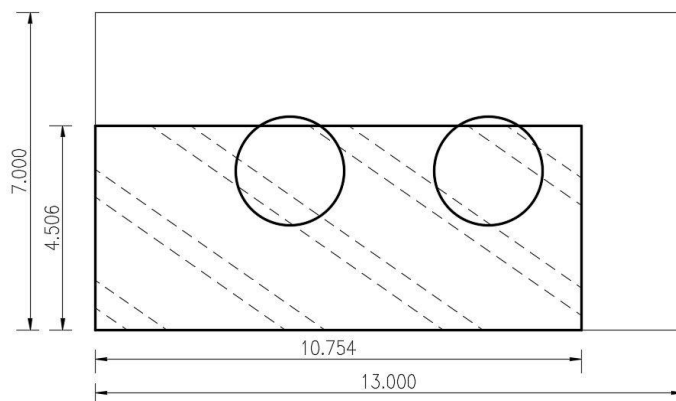


Figura 3-42 - Área efetiva da sapata S6.

- Fatores da geometria da sapata em planta:

$$s_y = 1 - 0,3 \times \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{4,506}{10,754} = 0,874$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{4,506}{10,754} \times \text{sen}(32,479) = 1,225$$

- Fatores que levam em conta a direção da atuação da força horizontal (X e Y)

$$m_y = m_L = \frac{2 + (L'/B')}{1 + (L'/B')} = \frac{2 + (10,754 / 4,506)}{1 + (10,754 / 4,506)} = 1,295$$

$$m_x = m_B = \frac{2 + (B'/L')}{1 + (B'/L')} = \frac{2 + (4,506 / 10,754)}{1 + (4,506 / 10,754)} = 1,705$$

- Fatores de inclinação de carga (X e Y)

$$i_{y,x} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}} \right]^{m_x+1} = \left[1 - \frac{2 \times 1623,517}{48949,012} \right]^{1,705+1} = 0,831$$

$$i_{q,x} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}} \right]^{m_x} = \left[1 - \frac{2 \times 1623,517}{48949,012} \right]^{1,705} = 0,890$$

$$i_{y,y} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V}} \right]^{m_y+1} = \left[1 - \frac{2 \times (-1392,721)}{48949,012} \right]^{1,295+1} = 1,135$$

$$i_{q,y} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V}} \right]^{m_y} = \left[1 - \frac{2 \times (-1392,721)}{48949,012} \right]^{1,295} = 1,074$$

- Tensão resistente na base da sapata devido ao peso de solo acima da fundação:

$$q_0 = \gamma_{d,solo} \times h_{solo} = 19,0 \times (7,200 + 3) = 193,800 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Cálculo da capacidade resistente do solo de fundação (X e Y)

$$q_{rd,x} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d,solo} \times B' \times N_{\gamma,d} \times s_{\gamma} \times i_{\gamma,x} + q_0 \times N_{q,d} \times s_q \times i_{q,x} = 6110,067 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{rd,y} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d,solo} \times B \times N_{\gamma,d} \times s_{\gamma} \times i_{\gamma,y} + q_0 \times N_{q,d} \times s_q \times i_{q,y} = 8231,663 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O valor de q_{rd} escolhido será o menor das duas direções:

$$q_{rd} = \min\{q_{rd,x}; q_{rd,y}\} = \min\{6110,067; 8231,663\} = 6110,067 \text{ kN} / \text{m}^2$$

c) Verificação da capacidade resistente do solo de fundação

A tensão aplicada no solo é obtida através da aplicação da expressão seguinte:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_{ed,b}}{B' \times L'} \quad (3.72)$$

$$\sigma_{solo}^x = \frac{N_{ed,b}}{B' \times L} = \frac{48949,012}{4,506 \times 13,000} = 835,571 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{solo}^y = \frac{N_{ed,b}}{B \times L'} = \frac{48949,012}{7 \times 10,754} = 650,233 \text{ kN} / \text{m}^2$$

A verificação é garantida se cumprir a condição presente na Tabela 3-32.

Tabela 3-32 - Requisitos de verificação da capacidade resistente do solo de fundação.

Ação Variável Base: SISMO	Ação Variável Base: SOBRECARGA
$\sigma_{max} \leq 2 \times q_{rd}$	$\sigma_{max} \leq q_{rd}$

Assim tem-se:

$$\sigma_{max} \leq 2 \times q_{rd} = 835,571 \leq 2 \times 6110,067 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

3.8.2.1.2 Verificação Estrutural

A Sapata S6 é a sapata onde os esforços são mais elevados, como foi referido anteriormente e os cálculos serão apresentados para a mesma, com a ação variável base o sismo.

Direção Longitudinal (Direção X)

a) Armaduras da face inferior da sapata

Para a determinação das armaduras na face inferior recorreu-se ao método das bielas. A aplicação do método é realizado segundo a Figura 3-43 e com as fórmulas presentes na Tabela 3-33.

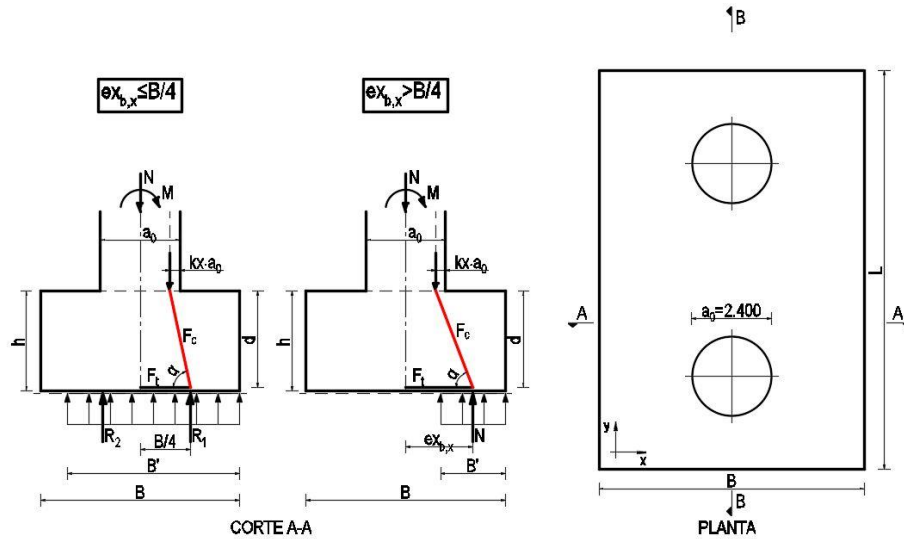


Figura 3-43 - Método das bielas.

Tabela 3-33 – Fórmulas para determinar a força do tirante de armadura e da área de armadura.

$e_{x_{b,x}} \leq \frac{B}{4}$	$F_{t_{sd,x}} = \frac{B}{2} \times L' \times \sigma_{solo} \times \left(\frac{B}{4} - a_0 \times (0,5 - K_x) \right)$	$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{F_{t_{sd,x}}}{f_{syd} \times L'}$
$e_{x_{b,x}} > \frac{B}{4}$	$F_{t_{sd,x}} = \frac{N_{Ed,b} - (e_{x_{b,x}} - a_0 \times (0,5 - K_x))}{d}$	

Para determinar as armaduras na face inferior da sapata segundo o método das bielas é necessário:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,00 - 0,07 - \left(\frac{25 \times 10^{-6}}{2} \right) = 2,918 \text{ m}$$

O valor de k_x é determinado através da interpolação dos valores da Tabela 3-34.

Tabela 3-34 - Valores do coeficiente K.

$\frac{e}{a_0}$	0	0,25	0,5	1	1,5
k	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

$$e = e_{x_{b,x}} = \frac{25645,843}{14837,606} = 1,728 \text{ m}$$

$$a_0 = \phi_{\text{pilar}} = 2,400 \text{ m}$$

Deste modo, para $\frac{e}{a_0} = \frac{1,728}{2,400} = 0,720 \rightarrow k_x = 0,128$

$$e_{x_{b,x}} = 1,247 < \frac{B}{4} = 1,75$$

Assim, para determinar a força no tirante utiliza-se a seguinte expressão:

$$F_{t_{sd,x}} = \frac{\frac{B}{2} \times L' \times \sigma_{\text{solo}}^x \times \left(\frac{B}{4} - a_0 \times (0,5 - K_x) \right)}{d} = 11169,762 \text{ kN}$$

$$(A_{s,x}^+)_{\text{cal}} = \frac{F_{t_{sd,x}}}{f_{\text{syd}} \times L'} = \frac{11169,762}{434,780 \times 10^3 \times 13,000} = 19,762 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adota-se $A_{s,x}^+ = \phi 25 / 0,20$ (24,540 cm²/m)

b) Armaduras da face superior da sapata

Para determinar a área de armadura superior, recorre-se ao modelo de cálculo presente na Figura 3-44.

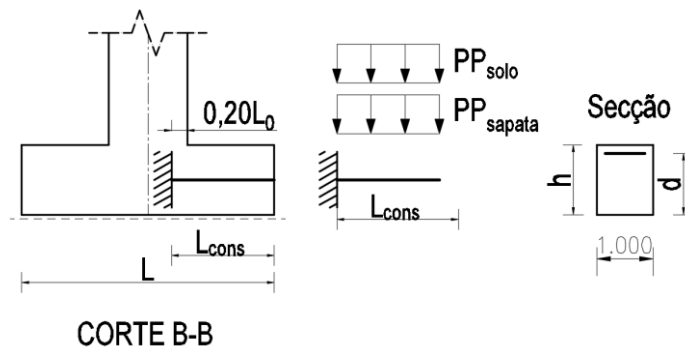


Figura 3-44 -Modelo de cálculo das armaduras superiores (X).

Sendo que o peso próprio da sapata e do solo são dados por:

$$PP_{\text{sapata}} = \gamma_{d,BA} \times h = 25 \times 3,00 = 75,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$PP_{\text{solo}} = \gamma_{d,\text{solo}} \times h = 19 \times 7,20 = 136,800 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Momento fletor máximo:

$$B_{\text{consola}} = (0,20 \times a_0) + \left(\frac{B}{2} - \frac{a_0}{2} \right) = (0,20 \times 2,400) + \left(\frac{7,000}{2} - \frac{2,400}{2} \right) = 2,780 \text{ m}$$

$$M_{Ed,y} = (\gamma_Q \times PP_{\text{sapata}} + \gamma_G \times PP_{\text{solo}}) \times \frac{(B_{\text{consola}})^2}{2} = 1184,184 \text{ kN} / \text{m}$$

Para determinação das armaduras na face superior da sapata tem-se:

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.73)$$

Em que:

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1184,184}{1 \times 2,920^2 \times 20 \times 10^3} = 0,007$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007} = 0,007$$

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = 0,007 \times 1 \times 2,920 \times \frac{20}{434,780} \times 10^4 = 9,360 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se $A_{s,x}^- = \phi 20 / 0,20$ (15,710 cm²/m)

Direção Transversal (Direção Y)

Para determinar a área de armadura na direção transversal, considerou-se o modelo de cálculo da Figura 3-45.

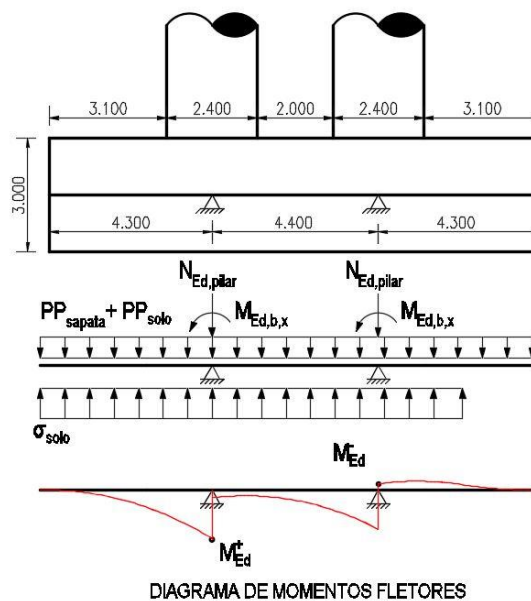


Figura 3-45 - Modelo de cálculo das armaduras na direção Y.

Obteve-se para o modelo uma tensão máxima $\sigma_{\max}^{\text{solo}}$ de 4551,631 kN/m. Um momento fletor na base da sapata de ($M_{Ed,b,x}$) de 23304,645 kN/m, um esforço normal no topo da sapata de ($N_{Ed,pilar}$) de -14837,606 kN/me o peso volúmico da sapata de ($PP_{\text{sapata}} + PP_{\text{solo}}$) de 1482,600 kN/m.

a) Momento atuante

Com o modelo de cálculo apresentado, obteve-se os seguintes valores de momento máximo positivo e negativo, respetivamente:

$$M_{Ed,x}^+ = 28373,192 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x}^- = -5321,145 \text{ kNm}$$

b) Armadura e momento resistente na face inferior

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,00 - 0,07 - \left(\frac{25 \times 10^{-6}}{2} \right) = 2,918 \text{ m}$$

$$(A_{s,x}^+)_{cal} = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.74)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,024$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,024$$

$$(A_{s,x}^+)_{cal} = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,024 \times 1 \times 2,918 \times \frac{20}{434,78} \times 10^4 = 32,344 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adota-se assim $A_{s,x}^+ = \phi 25 / 0,20 + \phi 20 / 0,20$ (40,250 cm² / m)

c) Armadura e momento resistente face superior

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,00 - 0,07 - \left(\frac{16 \times 10^{-6}}{2} \right) = 2,922 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,007$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,007$$

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,007 \times 1 \times 2,922 \times \frac{20}{434,78} \times 10^4 = 9,360 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adota-se assim $A_{s,x}^- = \phi 16 / 0,20$ (15,710 cm² / m)

3.8.2.2 Pilares Assentes Estacas (Fundações Profundas)

Sobre fundações profundas estão os pilares P2, P3, P4 e P5, que têm como maciços de encabeçamento os maciços M2, M3, M4, M5 respetivamente. Os maciços de encabeçamento e as estacas são constituídos por betão de classe C30/37 com armadura ordinária A500 NR. As armaduras têm 0,07 metros de recobrimento.

Na Figura 3-36 apresenta-se as dimensões geométricas dos maciços e o número de estacas associado e o comprimento da estaca, de cada maciço.

Tabela 3-35 - Dimensões dos maciços.

Maciço	L [m]	B [m]	H [m]	N _{est}	L _{est}	Destaca [m]
M2	12,10	5,50	2,50	8	9,00	1,10
M3	12,10	5,50	2,50	8	16,00	1,10
M4	12,10	5,50	2,50	8	18,00	1,10
M5	12,10	5,50	2,50	8	13,50	1,10

3.8.2.2.1 Verificação Geotécnica

A combinação condicionante da verificação geotécnica tem como ação variável base a ação sísmica. A verificação geotécnica é efetuada segundo o EC7, utilizando a abordagem de cálculo do tipo 1 da combinação (A₂"+" M₁"+" R₄).

As características do solo são as mesmas utilizadas na verificação geotécnica das sapatas. Os cálculos serão apresentados para o maciço e as respetivas estacas, sendo que os esforços são mais desfavoráveis para o maciço S2.

a) Fatores de correlação

Na Tabela 3-36, são apresentados os fatores de correlação, para estacas moldadas no local e de n=1.

Tabela 3-36 - Fatores de correlação.

ξ_3	1,4
ξ_4	1,4

b) Cálculo das características do terreno

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(35)}{1,10}\right) = 32,479^\circ$$

$$\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_\gamma} = \frac{19,00}{1,00} = 19,00 \text{ kN} / \text{m}^3$$

c) Verificação do efeito de grupo

O cálculo da capacidade resistente é efetuado para uma só estaca, multiplicando a capacidade resistente pelo número total de estacas presentes no maciço, pois o afastamento entre estacas é de 3,00 metros (S_{est}) e $3\phi_{est} = 3 \times 1,00 = 3 \text{ m}$, implica que $3\phi_{est} = S_{est}$, então não existe efeito de grupo ($\eta_g = 1$).

d) Cálculo das Forças Atuantes

$$PP_{Ed,maciço} = \gamma_G \times \gamma_{BA} \times L_{maciço} \times B_{maciço} \times H_{maciço} = 1,0 \times 25 \times 12,10 \times 5,50 \times 2,50 = 4159,375 \text{ kN}$$

$$PP_{Ed,est} = \gamma_G \times \gamma_{BA} \times A_{est} \times L_{est} = 1,0 \times 25 \times \left(\frac{\pi \times 1,10^2}{4} \right) \times 9 = 213,825 \text{ kN}$$

$$F_{cd} = 2 \times N_{Ed,pilar} + PP_{Ed,maciço} + PP_{Ed,est} \times n_{est} = 34706,507 \text{ kN}$$

e) Profundidade Crítica

Os coeficientes da profundidade crítica são determinados com base no gráfico apresentado na Figura 3-46.

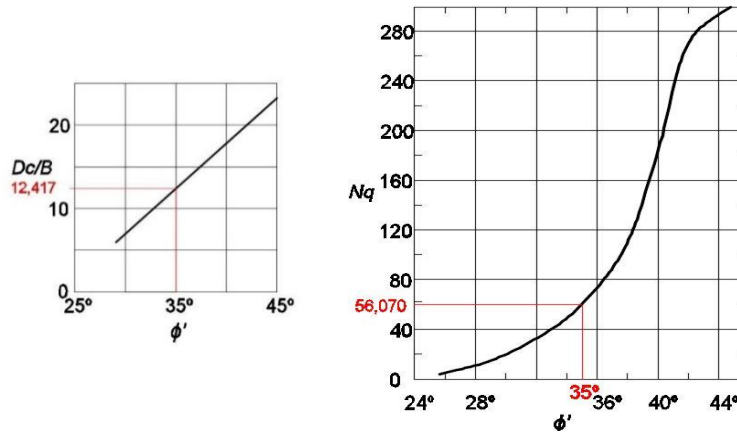


Figura 3-46 - Gráfico para determinar a profundidade crítica e o fator de profundidade.

$$\phi'_{med} = 35^\circ \Rightarrow \frac{D_c}{B} = 12,417 \rightarrow D_c = 12,417 \times 1,00 = 12,417 \text{ m}$$

$$D_c > L_{est} \rightarrow \sigma'_{v,max} = \gamma_{d,solo} \times L_{est} = 19 \times 9 = 171,00 \text{ kN/m}^2$$

$$N_q = 56,07 \Rightarrow (\phi'_{med} = 35^\circ)$$

f) Cálculo da Capacidade Resistente de Ponta

$$R_{b,cal} = \sigma'_{v,max} \times N_q \times A_{est} = 171,000 \times 56,070 \times \left(\frac{\pi \times 1,10^2}{4} \right) = 9111,753 \text{ kN}$$

g) Cálculo da Capacidade Resistente Lateral

$$\sigma'_{v,med} = \frac{\sigma'_{v,max}}{2} = \frac{171,000}{2} = 85,500 \text{ kN/m}^2$$

$$K_s = 1 - \text{sen}(\phi') = 1 - \text{sen}(35) = 0,426$$

$$K_s = K_0 \rightarrow \text{Coeficiente de repouso}$$

$$R_{s,cal} = \sigma'_{v,med} \times k_s \times \tan(\delta) \times A_L = 85,5 \times 0,426 \times \tan(35) \times \left(2 \times \pi \times 9 \times \frac{1,10}{2} \right)$$

$$R_{s,cal} = 793,998 \text{ kN/m}^2$$

h) Cálculo da Capacidade Resistente Total

$$R_{c,cal} = R_{b,cal} + R_{s,cal} = 9111,753 + 793,998 = 9905,750 \text{ kN}$$

i) Valores Característicos das Capacidades Resistentes

$$R_{bk} = \min \left\{ \frac{(R_{b,cal})_{med}}{\zeta_3}; \frac{(R_{b,cal})_{min}}{\zeta_4} \right\} = \min \left\{ \frac{9111,753}{1,4}; \frac{9111,753}{1,4} \right\} = 6508,395 \text{ kN}$$

$$R_{sk} = \min \left\{ \frac{(R_{s,cal})_{med}}{\zeta_3}; \frac{(R_{s,cal})_{min}}{\zeta_4} \right\} = \min \left\{ \frac{793,998}{1,4}; \frac{793,998}{1,4} \right\} = 567,141 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{med}}{\zeta_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\zeta_4} \right\} = \min \left\{ \frac{9905,750}{1,4}; \frac{9905,750}{1,4} \right\} = 7075,536 \text{ kN}$$

j) Cálculo da Capacidade Resistente

$$R_{cd} = \min \left\{ \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s}; \frac{R_{ck}}{\gamma_s} \right\} = \min \left\{ \frac{6508,395}{1,6} + \frac{567,141}{1,3}; \frac{7075,536}{1,5} \right\} = 4504,009 \text{ kN}$$

$$R_{cd,total} = \eta_{est} \times R_{cd} \times \eta_g = 8 \times 4504,009 \times 1 = 36032,072 \text{ kN}$$

k) Verificação da Capacidade Resistente do Solo de Fundação

A Verificação da capacidade resistente do solo é garantida com base na condição presente na Tabela 3-37.

Tabela 3-37 - Requisitos de verificação da capacidade do solo de fundação.

Ação Variável Base	
Sismo	Sobrecarga
$F_{cd} \leq 2 \times R_{cd,total}$	$F_{cd} \leq R_{cd,total}$

$$F_{cd} \leq 2 \times R_{cd} \Leftrightarrow 34706,252 \leq 2 \times 36032,073 \rightarrow \text{Verifica a Segurança}$$

3.8.2.2.2 Verificação Estrutural

Maciço de encabeçamento

A determinação das armaduras do maciço é realizada a partir da distribuição dos esforços para as estacas através de bielas, como representa a Figura 3-47.

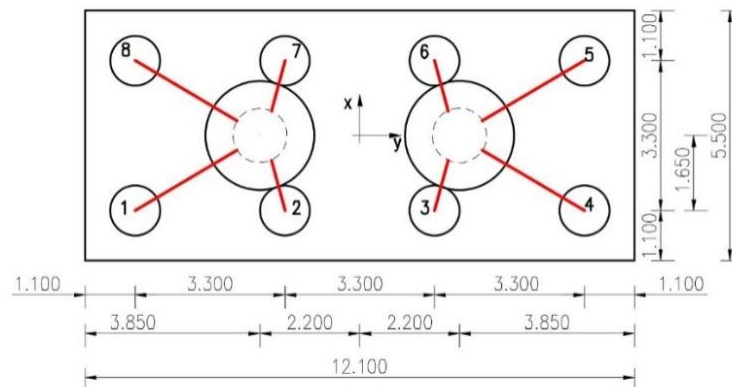


Figura 3-47 -Modelo de cálculo do maciço de encabeçamento em planta.

A simetria entre as estacas do modelo, permite resumir a dois tipos de estacas diferentes. Estes dois tipos são: estacas do tipo 1 e estacas do tipo 2 que estão sujeitas aos mesmos esforços respetivamente.

Tabela 3-38 - Coordenadas das estacas em relação ao CG do maciço.

Estacas		X_i [m]	Y_i [m]	$(x_i)^2$ [m ²]	$(y_i)^2$ [m ²]
1	Tipo 1	-1,650	-4,950	2,723	24,503
2	Tipo 2	-1,650	-1,650	2,723	2,723
3	Tipo 2	-1,650	1,650	2,723	2,723
4	Tipo 1	-1,650	4,950	2,723	24,503
5	Tipo 1	1,650	4,950	2,723	24,503
6	Tipo 2	1,650	1,650	2,723	2,723
7	Tipo 2	1,650	-1,650	2,723	2,723
8	Tipo 1	1,650	-4,950	2,723	24,503
Total				21,780	108,900

a) Dimensionamento do maciço sobre as estacas

Para determinar as armaduras no maciço sobre os dois tipos de estacas recorreu-se ao modelo presente Figura 3-48.

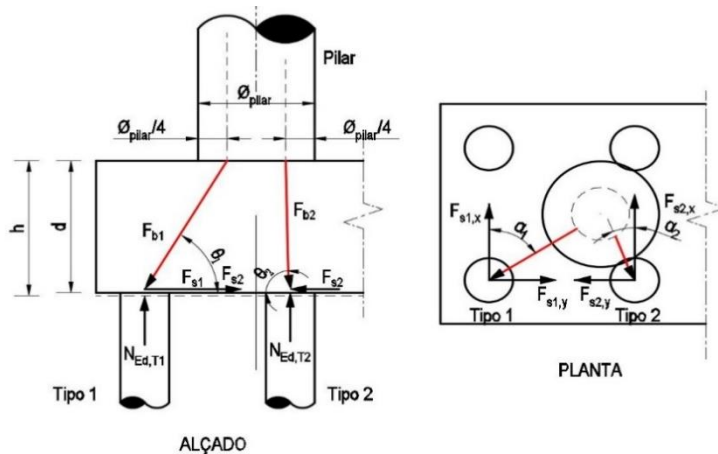


Figura 3-48 – Modelo das bielas na zona do maciço.

• Estacas do Tipo 1

Para determinar o valor do esforço axial em cada estaca do tipo 1, utiliza-se a seguinte expressão:

$$N_{Eb,T1} = \frac{2 \times N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \times M_{Ed,y} \times \frac{x_i}{\sum x_i^2} + 2 \times M_{Ed,x} \times \frac{y_i}{\sum y_i^2} \quad (3.75)$$

Segundo a metodologia presente no RSA, a ação sísmica só ocorre numa direção, isto é, ou apenas em X ou apenas em Y, e nunca nas duas em simultâneo. Assim, é necessário verificar qual a direção que provoca maior momento.

$$2 \times M_{Ed,y} \times \frac{x_i}{\sum x_i^2} = 2 \times 15727,745 \times \frac{1,65}{21,780} = 2382,992 \text{ kNm}$$

$$2 \times M_{Ed,x} \times \frac{y_i}{\sum y_i^2} = 2 \times 16126,174 \times \frac{4,950}{108,900} = 1466,016 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \max\{M_{Ed,x}; M_{Ed,y}\} = \max\{2382,992; 1466,016\} = 2382,992 \text{ kNm}$$

O valor de momento é maior na direção Y, assim o valor de esforço axial é:

$$N_{Eb,T1} = \frac{2 \times N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \times M_{Ed,y} \times \frac{x_i}{\sum x_i^2}$$

$$N_{Eb,T1} = \frac{2 \times |-14418,268|}{8} + 2 \times 2382,992 \times \frac{1,65}{21,780} = 3965,626 \text{ kN}$$

Com o valor do esforço normal determinado, é necessário determinar a altura útil do maciço de encabeçamento.

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2}\right) = 2,50 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-6}}{2}\right) = 2,420 \text{ m}$$

A força total nas armaduras do maciço de encabeçamento na zona acima das estacas do tipo 1 é dada com a seguinte expressão:

$$F_{s1} = \frac{N_{Ed,T1}}{\tan(\theta_1)} \quad (3.76)$$

Para a resolução da expressão é necessário determinar:

$$\theta_1 = \arctan\left(\frac{d_{maciço}}{y_1 - \frac{\phi_{pilar}}{4}}\right) = \arctan\left(\frac{2,420}{\sqrt{1,65^2 + 2,75^2} - \frac{2,4}{4}}\right) = 42,87^\circ$$

$$F_{s1} = \frac{N_{Ed,T1}}{\tan(\theta_1)} = \frac{3965,626}{\tan(42,87)} = 4272,005 \text{ kN}$$

Determinação das armaduras na direção X e Y.

O ângulo da força total é determinado por:

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{y_1}{x_1}\right) = \arctan\left(\frac{2,75}{1,65}\right) = 59,04^\circ \rightarrow \text{Iguar nas duas direções.}$$

Direção X

a) Forças na armadura no maciço

$$F_{t_{s1,x}} = F_{s1} \times \cos(\alpha_1) = 4272,005 \times \cos(59,04) = 2200,294 \text{ kN}$$

b) Armadura na zona do maciço sobre as estacas

$$(A_{s1,x})_{cal} = \frac{F_{t_{s1,x}}}{f_{syd}} = \frac{2200,294}{434,780 \times 10^3} \times 10^4 = 50,607 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adota-se } A_{s1,x} = 18\phi 20 \text{ (31,40 cm}^2\text{)}$$

Direção Y

a) Forças na armadura no maciço

$$F_{t_{s1,y}} = F_{s1} \times \sin(\alpha_1) = 4272,005 \times \sin(59,04) = 3661,904 \text{ kN}$$

b) Armadura na zona do maciço sobre as estacas

$$(A_{s1,y})_{cal} = \frac{F_{t_{s1,y}}}{f_{syd}} = \frac{3661,904}{434,780 \times 10^3} \times 10^4 = 84,223 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adota-se } A_{s1,y} = 8\phi 25 + 15\phi 20 \text{ (86,380 cm}^2\text{/m)}$$

- **Estacas do Tipo 2**

Para determinar o valor do esforço axial em cada estaca do tipo 2, utiliza-se a seguinte expressão:

$$N_{Eb,T2} = \frac{2 \times N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \times M_{Ed,y} \times \frac{x_i}{\sum x_i^2} + 2 \times M_{Ed,x} \times \frac{y_i}{\sum y_i^2} \quad (3.77)$$

Tal como nas estacas do tipo 1, a ação sísmica só ocorre numa direção, assim também é necessário verificar qual a direção que provoca maior momento.

$$2 \times M_{Ed,y} \times \frac{x_i}{\sum x_i^2} = 2 \times 15727,745 \times \frac{1,65}{21,780} = 2382,992 \text{ kNm}$$

$$2 \times M_{Ed,x} \times \frac{y_i}{\sum y_i^2} = 2 \times 16126,174 \times \frac{1,65}{108,900} = 488,672 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \max\{M_{Ed,x}; M_{Ed,y}\} = \max\{488,672; 2382,992\} = 2382,992 \text{ kNm}$$

O valor do momento é maior na direção Y, assim o valor de esforço axial é:

$$N_{Eb,estT2} = \frac{2 \times N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \times M_{Ed,y} \times \frac{x_i}{\sum x_i^2}$$

$$N_{Eb,estT2} = \frac{2 \times |-14418,268|}{8} + 2 \times 2382,992 \times \frac{1,65}{21,780} = 3965,626 \text{ kN}$$

Com o valor do esforço normal determinado, é necessário determinar a altura útil do maciço de encabeçamento:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 2,50 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,420 \text{ m}$$

A força total nas armaduras do maciço de encabeçamento na zona acima das estacas do tipo 2 é dada pela seguinte expressão:

$$F_{s2} = \frac{N_{Ed,T2}}{\tan(\theta_2)} \quad (3.78)$$

Para a resolução da expressão anterior é necessário determinar:

$$\theta_1 = \arctan \left(\frac{d_{maciço}}{y_1 - \frac{\phi_{pilar}}{4}} \right) = \arctan \left(\frac{2,420}{\sqrt{0,55^2 + 1,65^2} - \frac{2,4}{4}} \right) = 64,79^\circ$$

$$F_{s2} = \frac{N_{Ed,T2}}{\tan(\theta_2)} = \frac{3965,626}{\tan(64,79)} = 1866,930 \text{ kN}$$

Determinação das armaduras na direção X e Y.

Ângulo da força total:

$$\alpha_2 = \arctan \left(\frac{y_2}{x_2} \right) = \arctan \left(\frac{0,55}{1,65} \right) = 18,43^\circ \rightarrow \text{Igual nas duas direções}$$

Direção X

a) Forças na armadura no maciço

$$F_{t_{s2,x}} = F_{s2} \times \cos(\alpha_2) = 1866,930 \times \cos(18,43) = 1771,129 \text{ kN}$$

b) Armadura na zona do maciço sobre as estacas

$$(A_{s2,x})_{cal} = \frac{F_{t_{s2,x}}}{f_{syd}} = \frac{1774,129}{434,780 \times 10^3} = 40,736 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adota-se } A_{s2,x} = 14\phi 20 \text{ (43,960 cm}^2\text{)}$$

Direção Y

a) Forças na armadura no maciço

$$F_{t_{s2,y}} = F_{s2} \times \sin(\alpha_1) = 1866,93 \times \sin(18,43) = 590,222 \text{ kN}$$

b) Armadura na zona do maciço sobre as estacas

$$(A_{s2,y})_{cal} = \frac{F_{t_{s2,y}}}{f_{syd}} = \frac{590,222}{434,780 \times 10^3} = 13,578 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adota-se } A_{s2,x} = 8\phi 25 + 15\phi 20 \text{ (86,380 cm}^2\text{/m)}$$

Estacas

a) Cálculo das Armaduras Transversais

Determina-se o valor do esforço transversal através da seguinte expressão:

$$V_{Ed,est} = \frac{2 \times V_{Ed,pilar}}{n_{est}} \quad (3.79)$$

$$V_{Ed,pilar} = \max\{V_{Ed,x}; V_{Ed,y}\} = \max\{|-835,209|; 805,607\} = |-835,209| \text{ kN}$$

$$V_{Ed,est} = \frac{2 \times V_{Ed,pilar}}{n_{est}} = \frac{2 \times 835,209}{8} = 208,802 \text{ kN}$$

Para determinar a área de armadura, utiliza-se a simplificação que foi utilizada para determinar as armaduras para os pilares, em que se transforma a secção circular numa secção quadrada, como mostra a Figura 3-49.

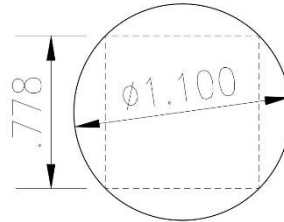


Figura 3-49 - Simplificação da secção.

A altura útil da secção é dada pela fórmula seguinte:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2}\right) = 0,778 - 0,07 - \left(\frac{10 \times 10^{-3}}{2}\right) = 0,703 \text{ m}$$

Começa-se por calcular a armadura mínima transversal, através da seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_w \times \text{sen}(\alpha) \quad (3.80)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 0,773 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 6,818 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Com a armadura mínima determinada, calcula-se a armadura de cálculo.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed,est}}{z \times f_{syk} \times \cot(\theta)} \quad (3.81)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{208,802}{0,9 \times 0,703 \times 434,78 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 4,382 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura necessária para a secção é determinada pelo maior dos dois valores anteriores calculados:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{nec} = \max\left\{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal}\right\} = \max\{6,818; 4,382\} = 6,818 \text{ cm}^2 / m$$

Como a secção tem dois ramos, $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{nec} = \frac{6,818}{2} = 3,409 \text{ cm}^2 / m$

A armadura adotada é: $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adot} = \phi 10 // 0,20 \text{ (3,95 cm}^2 / m / \text{ramo)}$

Deste modo para os dois ramos tem-se $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 7,90 \text{ cm}^2 / m$

b) Cálculo das Armaduras Longitudinais

O momento fletor atuante é determinado através da seguinte expressão:

$$M_{Ed,est} = V_{Ed,est} \times t \tag{3.82}$$

Em que:

- t - Coeficiente de comportamento elástico, determinado através da seguinte expressão:

$$t = \frac{\phi_{est}}{3} \times \sqrt[4]{\frac{E_{cm}}{E_{solo}}} = \frac{1,10}{3} \times \sqrt[4]{\frac{33}{5 \times 10^{-3}}} = 3,305$$

$$M_{Ed,est} = V_{Ed,est} \times t = 208,802 \times 3,305 = 690,069 \text{ kNm}$$

Com base na folha de cálculo, já utilizada para o cálculo dos pilares, precisa-se do esforço normal mínimo dos esforços presentes nas estacas do tipo 1 e nas estacas do tipo 2.

$$N_{Ed,estaca} = \min\{N_{Ed,estT1}; N_{Ed,estT2}\} = 3965,626 \text{ kN}$$

No programa obteve-se uma área de armadura demasiado pequena e determinou-se uma nova área de armadura com base na seguinte expressão da armadura mínima:

$$A_s = 0,0025 \times A_c = 0,0025 \times \left(\pi \times \frac{1,10^2}{4}\right) \times 10^4 = 23,758 \text{ cm}^2 / m$$

$$\text{Adota-se} \rightarrow A_s = 12\phi 16 \text{ (24,12 cm}^2)$$

3.9 Encontros e suas Fundações

3.9.1 Considerações Gerais

O presente viaduto é composto pelo encontro 1 (E1) e pelo encontro 2 (E2). Os encontros E1 e E2 são idênticos no seu aspecto apesar de terem dimensões diferentes devido às condições do terreno. Os Encontros são constituídos pelo espelho, viga de estribo, dois gigantes, sapatas e muros de avenida.

Os encontros são compostos por betão da classe C30/37 e armaduras ordinárias A500 NR, com um recobrimento de 0,07 metros.

3.9.1.1 Ações

Os encontros estão sujeitos a três tipos de ações diferentes:

- Ações atuantes devido à massa do encontro;
- Impulsos de solo;
- Ações transmitidas pelo tabuleiro.

3.9.1.2 Ações atuantes devido a massa do encontro

A massa do encontro inclui: o espelho e viga de estribo, gigante, sapata e o solo sobre a sapata. As ações dividem-se em ações horizontais e verticais (Figura 3-50). Exceto na sapata, sendo que na ocorrência de um sismo a mesma acompanha o movimento do solo.

As forças verticais são iguais ao PP ($F_v = PP$) de cada elemento, no caso da força horizontal é necessário multiplicar a força vertical por um coeficiente sísmico ($F_h = F_v \times \beta$). Este coeficiente sísmico é determinado pela localização geográfica do viaduto, sendo que o presente viaduto é dimensionado para uma zona sísmica A, que segundo o RSA (artigo 29º e 30º), o coeficiente de sismicidade é de $\alpha = 1$, que atribui o valor ao coeficiente sísmico de $\beta = 0,16 \times \alpha = 0,16 \times 1 = 0,16$.

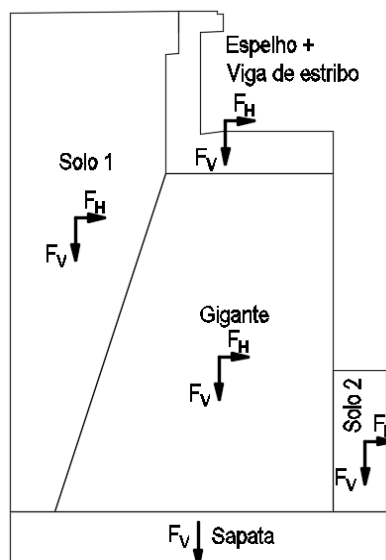


Figura 3-50 - Ações atuantes na massa no encontro.

3.9.1.3 Impulsos de solo

Os impulsos considerados para a análise são: os impulsos devido ao peso próprio do solo (PP), a sobrecarga atuante no terraplano ($SC=10\text{kN/m}^2$) e ao sismo (E).

Os impulsos de terras só são considerados até ao ponto onde existe solo à direita e à esquerda do encontro de modo a anularem-se (z_s) desprezando a camada de solo vegetal.

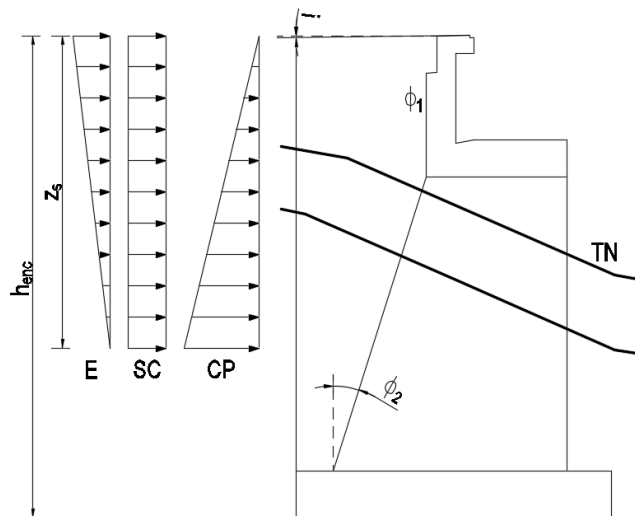


Figura 3-51 - Impulsos no encontro, ângulos e alturas consideradas.

Coefficiente de impulso em repouso

O coeficiente de impulso em repouso é calculado pelo Teorema de Rankine, através da seguinte expressão:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d) \quad (3.83)$$

Em que, ϕ'_d - valor de cálculo do ângulo de atrito do solo

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\text{tg}(\phi')}{\gamma_{\phi'}}\right) \quad (3.84)$$

Coefficiente de impulso ativo

O coeficiente de impulso ativo é calculado pelo Teorema de Coulomb, através da seguinte expressão:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi'_d - \varphi_1)}{\cos^2(\varphi_1) \times \cos(\delta'_d + \varphi_1) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta'_d + \phi'_d) \times \text{sen}(\phi'_d - i)}{\cos(\delta'_d + \varphi_1) \times \cos(\varphi_1 - i)}} \right]^2} \quad (3.85)$$

Nota: $\delta'_d = \frac{2}{3} \phi'_d$

Coefficiente de impulso para a ação sísmica

O coeficiente de impulso para a ação sísmica é calculado pelo Método de Mononobe-Okabe, pela seguinte expressão:

$$K_s = \frac{\cos^2(\phi'_d - \phi_i - \theta_i)}{\cos(\theta_i) \times \cos^2(\phi_i) \times \cos(\delta'_d + \phi_i + \theta_i) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta'_d - \phi'_d) \times \text{sen}(\phi'_d - i - \theta_i)}{\cos(\delta'_d + \phi_i + \theta_i) \times \cos(\phi_i - i)}} \right]^2} \quad (3.86)$$

Nota: $\theta_i = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$, $k_h = \beta$ e $k_v = \left(\frac{1}{3} \times k_h\right)$

3.9.1.4 Ações transmitidas pelo tabuleiro

As ações transmitidas do tabuleiro aos encontros são realizadas pelos aparelhos de apoio. As ações transmitidas são compostas por duas forças horizontais, na direção longitudinal e transversal, $F_{HL,tab}$ e $F_{HT,tab}$, respetivamente. Na direção longitudinal, para a força horizontal transmitida pelo tabuleiro, é necessário ter em conta o atrito provocado entre os elementos do apoio, sendo a força $F_{HL} = F_v \times \mu$, com $\mu = 0,05$ (atrito entre o aço e o *teflon*) e por uma força vertical $F_{V,tab}$, como se pode observar na Figura 3-52.

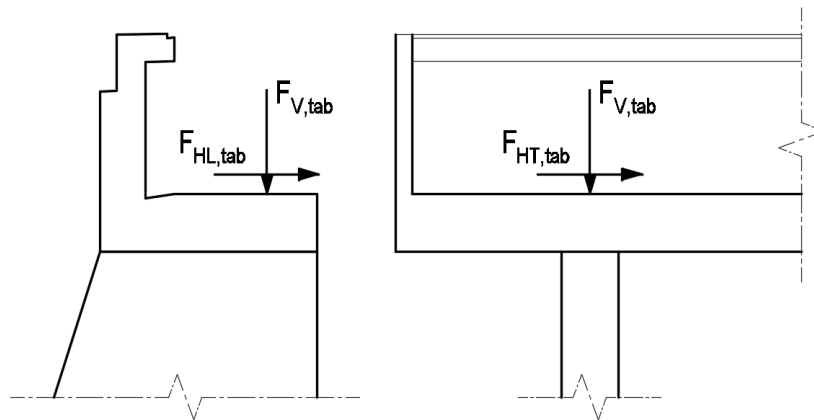


Figura 3-52 - Forças transmitidas pelo tabuleiro aos encontros.

3.9.2 Encontro E1

Para a análise da segurança do encontro é considerada apenas metade da sua largura por existir simetria no encontro, que corresponde a 5,60 metros. O encontro possui uma altura de 13,30 metros (h_{enc}). Os impulsos do solo anulam-se quando existe o mesmo tipo de solo na frente e traseira do encontro, o que acontece sensivelmente a 7,90 metros de profundidade.

3.9.2.1 Ações no Encontro

a) Ações atuantes devido a massa do encontro

As forças atuantes devido à massa do encontro são apresentadas na Tabela 3-39.

Tabela 3-39 - Forças atuantes e centros de gravidade

Elementos	Forças		Centros de Gravidade	
	F_V [kN]	F_H [kN]	CG_V [m]	CG_H [m]
Espelho + Viga de estribo	856,394	137,023	3,439	10,742
Gigante	1235,883	197,741	3,634	5,634
Sapata	1434,375	-	4,250	0,750
Solo 1	3512,370	561,979	6,952	8,484
Solo 2	576,528	92,245	0,500	4,407

Nota: Centros de gravidades determinados a partir do ponto inferior direito da sapata, sendo que é medida a distância horizontal e vertical.

b) Impulsos do Solo no Encontro

Os impulsos relativamente aos solos foram divididos em oito diagramas, devido à existência de duas superfícies de contacto diferentes, como se pode verificar na Figura 3-53.

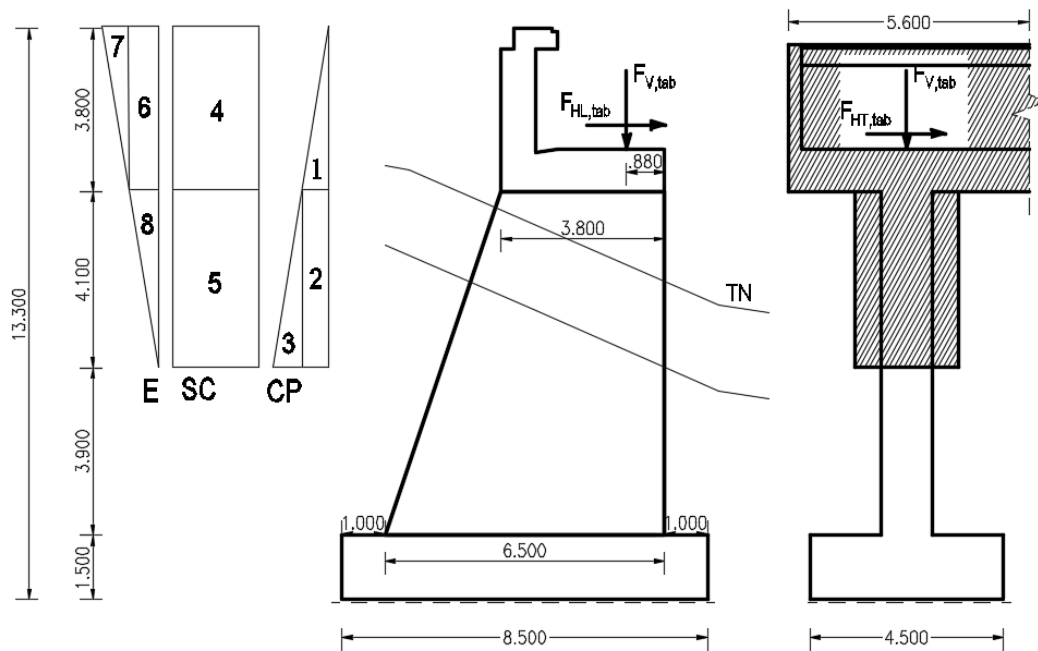


Figura 3-53 - Diagramas dos impulsos do solo e área de aplicação

Os impulsos no gigante consideram-se que são aplicados na largura de influência que corresponde ao dobro da largura do mesmo ($L_{inf}=2,40m$).

As expressões para a determinação dos impulsos de terras são apresentadas na Tabela 3-40.

Tabela 3-40 – Expressões dos impulsos dos solos

Ação	Impulso	Expressão
CP	1	$I_{1,CP} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times k \times 3,800^2 \times 5,600$
	2	$I_{2,CP} = \gamma_d \times k \times 3,800 \times 4,100 \times 2,400$
	3	$I_{3,CP} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times k \times 4,100^2 \times 2,400$
SC	4	$I_{4,SC} = k \times S_{SC} \times 3,800 \times 5,600$
	5	$I_{5,SC} = k \times S_{SC} \times 4,100 \times 2,400$
E	6	$I_{a,6,E} = \gamma_d \times (k_s - k_a) \times 4,100 \times 3,800 \times 5,600$
	7	$I_{a,7,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times (k_s - k_a) \times 3,800^2 \times 5,600$
	8	$I_{a,8,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times (k_s - k_a) \times 4,100^2 \times 2,400$

Em que:

- γ_d - Valor de cálculo do peso específico do solo;
- S_{SC} - Sobrecarga no terrapleno, $S_{SC} = 10 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- k - Coeficiente de impulso (repouso ou ativo);
- k_s - Coeficiente de impulso para ação sísmica;
- k_a - Coeficiente de impulso ativo.

Os impulsos decompõem-se em duas componentes, a componente horizontal e vertical:

- Componente horizontal:

$$I_H = I \times \cos(\varphi_i + \delta'_d) \quad (3.87)$$

- Componente vertical:

$$I_v = I \times \text{sen}(\varphi_i + \delta'_d) \quad (3.88)$$

c) Ações transmitidas pelo tabuleiro

As ações transmitidas pelo tabuleiro aos encontros foram determinadas no programa *SAP2000*, com base no modelo de cálculo tridimensional. Os esforços provocados pela ação sísmica foram corrigidos pelo coeficiente de comportamento sísmico ($\eta = 2$). Os esforços determinados estão apresentados na Tabela 3-41.

Tabela 3-41 - Forças transmitidas ao encontro E1.

Tipo	Força Vertical (F_v)					Força Horizontal Transversal (F_{HT})
	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Máximo	1877,448	1088,305	200,972	783,789	0,497	364,902
Mínimo		-139,637	-100,486	-783,789	-0,497	-364,902

3.9.2.2 Verificação Geotécnica

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro, onde a sobrecarga é a ação variável base, é dada pela seguinte expressão:

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \times F_{V,SC,tab} + \gamma_G \times \left[F_{V,SC,tab} + (\psi_{0,VDT} \times F_{V,VDT,tab} + \psi_{0,VUT} \times F_{V,VUT,tab}) \right] \quad (3.89)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \times \mu \quad (3.90)$$

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro, onde a ação sísmica é a ação variável base, é dada pela seguinte expressão:

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \times F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \times F_{V,E,tab} \quad (3.91)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{V,E,tab} \times \mu \quad (3.92)$$

Na determinação das forças horizontais longitudinais quando a força vertical e a força horizontal longitudinal têm comportamentos distintos, em que uma é favorável e a outra desfavorável é necessário aplicar a fórmula da combinação $F_{Ed,HL,tab}$ para a sua determinação, com os respetivos coeficientes parciais de segurança.

Para a verificação geotécnica são efetuadas quatro combinações, devido à presença de duas ações de variável base. Estas combinações estão presentes na Tabela 3-42.

Tabela 3-42 – Combinações para a verificação geotécnica.

Combinação	Expressão
1	$(1,00 \times CP + 1,00 \times E_{\max})$, com impulsos ativos
2	$(1,00 \times CP + 1,00 \times SC_{\max})$, com impulsos ativos
3	$(1,00 \times CP + 1,00 \times SC_{\min})$, com impulsos ativos
4	$(1,00 \times CP + 1,00 \times SC_{\max})$, com impulsos em repouso

Nota: A quarta combinação apenas será realizada para avaliar as tensões no terreno. Porque refere-se a um caso em repouso e segundo a teoria do equilíbrio limite, a verificação da segurança ao derrubamento e deslizamento é realizada para um estado de aterro ativo.

3.9.2.2.1 Estados Limites Últimos (ELU)

Para a verificação geotécnica ser satisfeita é necessário a verificação de vários estados limites últimos que, consoante a ação variável base, terá de respeitar a sua condição, como se pode verificar na Tabela 3-43.

Tabela 3-43 – Estados limites últimos e critérios de segurança.

Estado Limite	Ação Variável Base:	
	SISMO (E)	SOBRECARGA (SC)
Derrubamento	$F.S. \geq 1,00$	$F.S. \geq 1,50$
Deslizamento	$F.S. \geq 1,00$	$F.S. \geq 1,50$
Rotura do solo de fundação	$\sigma_{\max} \leq 2 \times q_{rd}$	$\sigma_{\max} \leq q_{rd}$

Estados Limite de Derrubamento (EQU)

Para a verificação deste estado limite, as forças transmitidas pelo tabuleiro consideradas são apresentadas na Tabela 3-44.

Tabela 3-44 – Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro.

Forças	Ação Variável Base:			
	E_{\max}	E_{\min}	SC_{\max}	SC_{\min}
$F_{Ed,V,tab}$ [kN]	938,724	938,351	844,852	342,200
$F_{Ed,HL,tab}$ [kN]	46,936	46,918	114,598	26,497

A combinação condicionante para a análise ao estado limite de derrubamento é a combinação (2) da Tabela 3-42. Esta condição consiste em verificar o derrubamento no ponto indicado na Figura 3-54. A segurança é determinada através do quociente entre os momentos estabilizantes e os momentos destabilizantes.

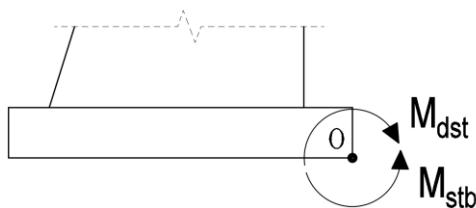


Figura 3-54 - Modelo de cálculo para o estado limite de derrubamento.

$$F.S. = \frac{\sum M_{stb}}{\sum M_{dst}} \geq 1,50 \quad (3.93)$$

Com os cálculos efetuados, obtiveram-se os seguintes valores:

$$\sum M_{stb} = 36003,103 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{dst} = 16654,387 \text{ kNm}$$

Em que o fator de segurança é:

$$F.S. = \frac{\sum M_{stb}}{\sum M_{dst}} = \frac{36003,103}{16654,387} = 2,16 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

Os cálculos detalhados encontram-se no anexo O.

Estados Limite de Deslizamento (GEO e STR)

Para a verificação deste estado limite, as forças transmitidas pelo tabuleiro consideradas estão apresentadas na Tabela 3-45.

Tabela 3-45 - Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro.

Ação Variável Base					
Forças	E _{max}	SC _{max}		SC _{min}	
		AC1 - Comb.1	AC1 - Comb.2	AC1 - Comb.1	AC1 - Comb.2
F _{Ed,V,tab} [kN]	939,097	2526,649	2030,179	1769,929	1374,355
F _{Ed,HL,tab} [kN]	46,955	46,936	46,936	46,936	46,936

A ação variável base para este caso é a sobrecarga. A combinação condicionante para este caso é a combinação (3), em que a condição é verificada com o quociente entre as forças estabilizantes e as forças destabilizantes (Figura 3-55).

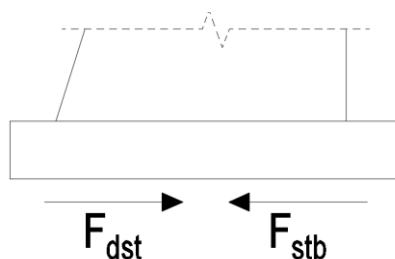


Figura 3-55 - Modelo de cálculo do estado limite de derrubamento.

$$F.S. = \frac{\sum F_{stb}}{\sum F_{dst}} \geq 1,50$$

Com os cálculos efetuados, obtiveram-se os seguintes valores:

$$\sum F_{stb} = 3348,258 \text{ kNm}$$

$$\sum F_{dst} = 1657,585 \text{ kNm}$$

Em que o fator de segurança é:

$$F.S. = \frac{\sum F_{stb}}{\sum F_{dst}} = \frac{3348,258}{1657,676} = 2,02 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

Os cálculos detalhados encontram-se no anexo P

Estados Limite de Rotura do Solo de Fundação (GEO e STR)

Para a verificação deste estado limite, as forças transmitidas pelo tabuleiro consideradas são iguais às utilizadas no Estado Limite de Deslizamento. A combinação condicionante para este caso é a combinação (4) (Tabela 3-42)

a) Tensão Aplicada no Solo de Fundação

A sapata tem uma geometria de 8,50x4,50 metros (B x L).

O cálculo da tensão máxima aplicada sobre o solo é determinada através da seguinte expressão:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_{Ed,V}}{B' \times L'} \quad (3.94)$$

- Área efetiva (Figura 3-56)

$$B' = B - 2 \times e_{x_B} = B - 2 \times br_v = 8,5 - 2 \times (0,340) = 7,820 \text{ m}$$

$$L' = L = 4,5 \text{ m}$$

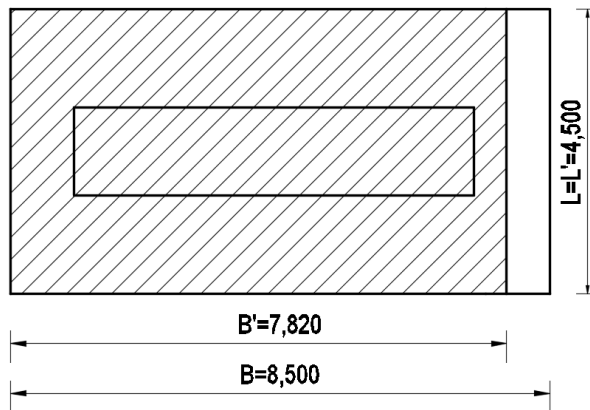


Figura 3-56 - Área efetiva da sapata S6

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_{Ed,V}}{B' \times L'} = \frac{10212,951}{7,820 \times 4,500} = 290,223 \text{ kN/m}^2$$

b) Capacidade Resistente (q_{rd}) do Solo de Fundação

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d,solo} \times B' \times N_{\gamma,d} \times s_{\gamma} \times i_{\gamma} + q_0 \times N_{q,d} \times s_q \times i_q \quad (3.95)$$

- Fatores de capacidade resistente:

$$N_{q,d} = e^{\pi \times \tan(\phi'_d)} \times \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_d}{2} \right) = e^{\pi \times \tan(29,256)} \times \tan^2 \left(45 + \frac{29,256}{2} \right) = 16,921$$

$$N_{\gamma,d} = 2 \times (N_{q,d} - 1) \times \tan(\phi'_d) = 2 \times (16,921 - 1) \times \tan(29,256) = 17,837$$

- Fatores da geometria da sapata em planta:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{7,820}{4,5} = 0,479$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{7,820}{4,5} \times \text{sen}(29,256) = 1,849$$

- Fatores que levam em conta a direção da atuação da força horizontal (X e Y)

$$m_y = m_L = \frac{2 + (L'/B')}{1 + (L'/B')} = \frac{2 + (4,5/7,820)}{1 + (4,5/7,820)} = 1,635$$

$$m_x = m_B = \frac{2 + (B'/L')}{1 + (B'/L')} = \frac{2 + (7,820/4,5)}{1 + (7,820/4,5)} = 1,365$$

- Fatores de inclinação de carga (X e Y)

$$i_{\gamma,x} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}} \right]^{m_x+1} = \left[1 - \frac{854,784}{10212,951} \right]^{1,365+1} = 0,813$$

$$i_{q,x} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}} \right]^{m_x} = \left[1 - \frac{854,784}{10212,951} \right]^{1,365} = 0,888$$

$$i_{\gamma,y} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V}} \right]^{m_y+1} = \left[1 - \frac{0}{10212,951} \right]^{1,635+1} = 1,000$$

$$i_{q,y} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V}} \right]^{m_y} = \left[1 - \frac{0}{10212,951} \right]^{1,635} = 1,000$$

- Tensão resistente na base da sapata devido ao peso de solo acima da fundação:

$$q_0 = \gamma_{d,solo} \times h_{solo} = 19,0 \times (13,300 - 7,900) = 102,600 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Cálculo da capacidade resistente do solo de fundação (X e Y)

$$q_{rd,x} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d,solo} \times B' \times N_{\gamma,d} \times s_\gamma \times i_{\gamma,x} + q_0 \times N_{q,d} \times s_q \times i_{q,x} = 3146,202 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{rd,y} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d,solo} \times B' \times N_{\gamma,d} \times s_\gamma \times i_{\gamma,y} + q_0 \times N_{q,d} \times s_q \times i_{q,y} = 3575,516 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O valor de q_{rd} escolhido será o menor das duas direções:

$$q_{rd} = \min\{q_{rd,x}; q_{rd,y}\} = \min\{3146,202; 3575,516\} = 3146,202 \text{ kN/m}^2$$

c) Verificação da capacidade resistente do solo de fundação

A verificação é garantida se cumprir a seguinte condição presente na Tabela 3-46.

Tabela 3-46 - Requisitos de verificação da capacidade resistente do solo de fundação

Ação Variável Base: SISMO	Ação Variável Base: SOBRECARGA
$\sigma_{\max} \leq 2 \times q_{rd}$	$\sigma_{\max} \leq q_{rd}$

Como para esta análise a ação variável base é a sobrecarga, tem-se:

$$\sigma_{\max} \leq q_{rd} \Leftrightarrow 290,223 \leq 3141,202 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

Os cálculos detalhados encontram-se no anexo Q.

3.9.2.3 Verificação Estrutural

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro em que a combinação onde a sobrecarga é ação variável base, é dada pela seguinte expressão:

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \times F_{V,SC,tab} + \gamma_Q \times [F_{V,SC,tab} + (\psi_{0,VDT} \times F_{V,VDT,tab} + \psi_{0,VUT} \times F_{V,VUT,tab})] \quad (3.96)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \times \mu \quad (3.97)$$

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro em que a combinação onde a ação sísmica é a ação variável base, é dada pela seguinte expressão:

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \times F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \times F_{V,E,tab} \quad (3.98)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{V,E,tab} \times \mu \quad (3.99)$$

$$F_{Ed,HT,tab} = \gamma_Q \times F_{HT,E,tab} \quad (3.100)$$

Na determinação das forças horizontais longitudinais, quando a força vertical e a horizontal longitudinal têm comportamentos distintos, em que uma é favorável e a outra desfavorável, é necessário aplicar a fórmula da combinação $F_{Ed,HL,tab}$ para ser determinada, com os respetivos coeficientes parciais de segurança. De modo a simplificar o cálculo, os impulsos provocado pelo solo, consideram-se na direção horizontal.

3.9.2.3.1 Espelho

O espelho do encontro é dimensionado para a combinação onde a variável base é a ação sísmica. O espelho é modelado com uma consola de comprimento 2,80 metros, como se verifica na figura seguinte

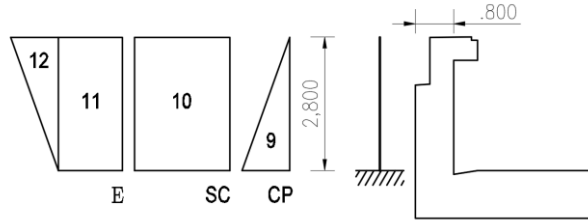


Figura 3-57 - Modelo de cálculo do espelho

Para determinar os valores dos impulsos provocados pelos solos, recorre-se às expressões presentes na Tabela 3-48.

Tabela 3-47 – Expressões e valores dos impulsos provocados pelo solo

Ação	Impulso	Expressão	Valor do Impulso [kN/m ²]
CP	9	$I_{9,CP} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times k \times 2,800^2$	22,562
SC	10	$I_{10,SC} = k \times S_{SC} \times (2,800)^2$	8,482
E	11	$I_{a,11,E} = \gamma_d \times (k_s - k_a) \times (z_s - 2,800) \times 2,800$	34,153
	12	$I_{a,12,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times (k_s - k_a) \times 2,800^2$	24,024

O momento atuante é determinado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{CP} + \gamma_Q \times M_E \quad (3.101)$$

Em que:

- $M_{Ed} = \gamma_G \times M_{CP} + \gamma_Q \times M_E$
- $M_E = I_{a,11,E} \times \frac{1}{2} \times 2,800 + I_{a,12,E} \times \frac{2}{3} \times 2,800 = 92,658 \text{ kNm/m}$

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{CP} + \gamma_Q \times M_E = 1,35 \times 21,057 + 1,50 \times 92,658 = 167,415 \text{ kNm/m}$$

Com o momento atuante determinado, determina-se a armadura.

$$d = 0,800 - \text{rec} - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 0,800 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-6}}{2} \right) = 0,720 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{167,415}{1 \times 0,720^2 \times 20 \times 10^3} = 0,016$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,016} = 0,016$$

$$(A_s)_{cal} = 0,016 \times 1 \times 0,720 \times \frac{20}{434,780} = 5,392 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$(A_s)_{min} = \left[0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,00 \times 0,722 \right] \times 10^4 = 10,888 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adota-se então: $A_s = \phi 20 / 0,20$ (15,710cm²/m)

3.9.2.3.2 Viga de Estribo

A viga de estribo funciona em simultâneo com o espelho, que no seu conjunto funcionam como viga. Estando sujeito às seguintes ações:

- Peso Próprio + Veículo tipo;
- Impulsos do solo;
- Ação Sísmica (transmitida pelo tabuleiro);

a) Peso Próprio + Veículo tipo

Na Figura 3-58, está representado o ponto de aplicação da força devido ao veículo tipo e a área de betão do espelho mais a viga de estribo.

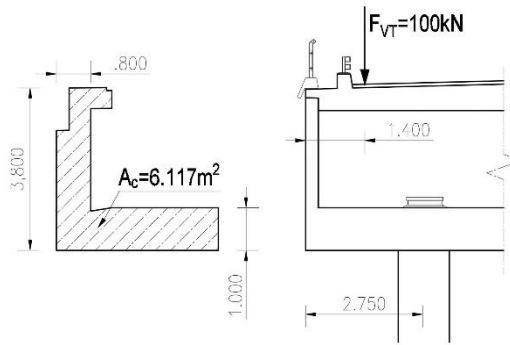


Figura 3-58 - Modelo de Cálculo da viga de estribo

O momento atuante é determinado através da seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times A_c \times \gamma_{BA} \times \frac{(L_{consola})^2}{2} + \gamma_Q \times F_{VT} \times (L_{consola} - L_{passeio+lancil}) \quad (3.102)$$

$$M_{Ed} = 1,35 \times 6,117 \times 25 \times \frac{(2,75)^2}{2} + 1,5 \times 100 \times (2,75 - 1,400) = 983,147 \text{ kNm}$$

Com o momento atuante determinado, determina-se a armadura.

$$d = 3,800 - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,800 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-6}}{2} \right) = 3,720 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{983,147}{0,800 \times 3,720^2 \times 20 \times 10^3} = 0,004$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004} = 0,004$$

$$(A_s)_{cal} = \left[0,004 \times 0,800 \times 3,720 \times \frac{20}{434,780} \right] \times 10^4 = 6,092 \text{ cm}^2$$

$$(A_s)_{min} = \left[0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 0,800 \times 3,720 \right] \times 10^4 = 44,878 \text{ cm}^2$$

Adota-se assim: $A_s = 15\phi 20$ ($47,100\text{cm}^2$)

b) Impulsos dos Solos

A viga de estribo está sujeita a impulsos provocados pelo solo, aplicados no tardo do espelho e do muro de avenida. Os impulsos são representados através da Figura 3-59, juntamente com o modelo de cálculo. Para o dimensionamento a combinação condicionante é a combinação sísmica.

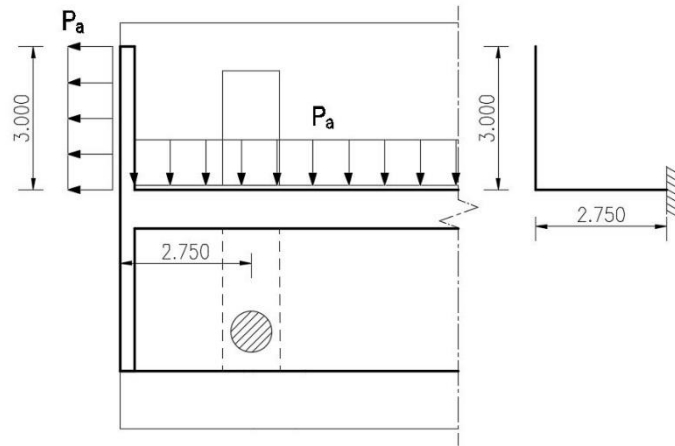


Figura 3-59 - Impulsos do solo e modelo de cálculo da viga de estribo

Os impulsos provocados pelo solo são determinados pelas expressões seguintes:

$$P_{a,CP} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times k \times 3,800^2 = 10,935 \text{ kN/m}$$

$$P_{a,SC} = k \times S_{SC} = 3,030 \text{ kN/m}$$

$$P_{a,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times (k_s - k) \times [(z_s - 3,800) + z_s] = 14,350 \text{ kN/m}$$

Assim tem-se:

$$P_{a,Ed} = \gamma_G \times P_{a,CP} + \gamma_Q \times P_{a,E} = 36,288 \text{ kN/m}$$

Com a pressão total determinada, determina-se o momento atuante através da seguinte expressão:

$$M_{Ed} = P_{a,Ed} \times \frac{(L_{\text{consola}})^2 + (L_{\text{muro}})^2}{2} = 300,509 \text{ kNm}$$

Com o momento atuante determinado, inicia-se a determinação da armadura.

$$d = h - \text{rec} - \left(\frac{\phi_{\text{adot}}}{2} \right) = 3,800 - 0,07 - \left(\frac{16 \times 10^{-6}}{2} \right) = 3,722 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{300,509}{1 \times 3,722^2 \times 20 \times 10^3} = 0,001$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,001} = 0,001$$

$$(A_s)_{cal} = 0,001 \times 1 \times 3,722 \times \frac{20}{434,780} \times 10^4 = 1,858 \text{ cm}^2 / m$$

Adota-se $A_s = \phi 16 / 25$ (8,040 cm² / m)

c) Ação Sísmica (Transmitida pelo tabuleiro)

A ação sísmica transmite ao tabuleiro uma força horizontal na direção transversal de 364,902 kN, esta força é dividida pelos dois apoios do encontro. A força provocada pela ação sísmica, divide-se em esforço de tração e flexão, sendo que:

$$M_{Ed} = \gamma_Q \times \frac{1}{2} \times F_{HT,E} \times \frac{h_{gigante}}{2} = 1,50 \times \frac{1}{2} \times 364,902 \times \frac{8,00}{2} = 1094,706 \text{ kNm}$$

$$m_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{1094,706}{3,800} = 288,081 \text{ kN / m}$$

$$d = h_{estribo} - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1 - 0,07 - \left(\frac{16 \times 10^{-6}}{2} \right) = 0,922 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{288,081}{1 \times 0,922^2 \times 20 \times 10^3} = 0,017$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017} = 0,017$$

$$(A_s)_{cal} = 0,017 \times 1 \times 0,922 \times \frac{20}{434,780} \times 10^4 = 7,210 \text{ cm}^2 / m$$

$$(A_s)_{min} = 0,26 \times \left(\frac{2,9}{500} \right) \times 1,00 \times 0,922 \times 10^4 = 13,904 \text{ cm}^2 / m$$

Adota-se $A_s = \phi 16 / 10,10$ (20,110 cm²)

3.9.2.3.3 Gigante

O encontro é constituído por dois gigantes, posicionados por baixo dos apoios do tabuleiro. Os gigantes são solicitados nas direções longitudinal e transversal. No encontro E1 as dimensões são apresentadas na Tabela 3-48 e a geometria na Figura 3-60.

Tabela 3-48 – Dimensões do Gigante, do encontro E1.

Gigante	Dimensões [m]
Altura	8,000
Largura Superior	3,800
Largura inferior	6,500
Espessura	1,200

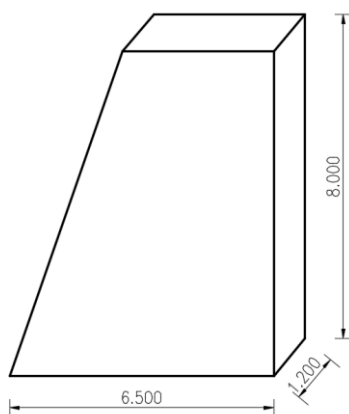


Figura 3-60 – Gigante.

Os cálculos serão apresentados nas duas direções, longitudinalmente (X) e transversalmente (Y):

Direção Longitudinal (Direção X)

O gigante é solicitado nesta direção pelas forças transmitidas pelo tabuleiro, pelos impulsos provocados pelo solo e pelas ações sobre a massa do encontro. As forças verticais a que o gigante está submetido foram desprezadas. A combinação sísmica é a combinação condicionante (1) (Tabela 3-42).

Esforços Atuantes

$$V_{Ed} = F_{Ed,HL} = \sum F_{Ed,HL} = 3503,241 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \sum (F_{Ed,HL} \times br_H) = 26501,282 \text{ kNm}$$

Armaduras Longitudinais do Gigante

As armaduras longitudinais (Figura 3-61) foram determinadas recorrendo a uma folha de cálculo, onde foram realizadas interpolações de armaduras de modo a que, as armaduras em cedência sejam suficientes para garantir a segurança à flexão.

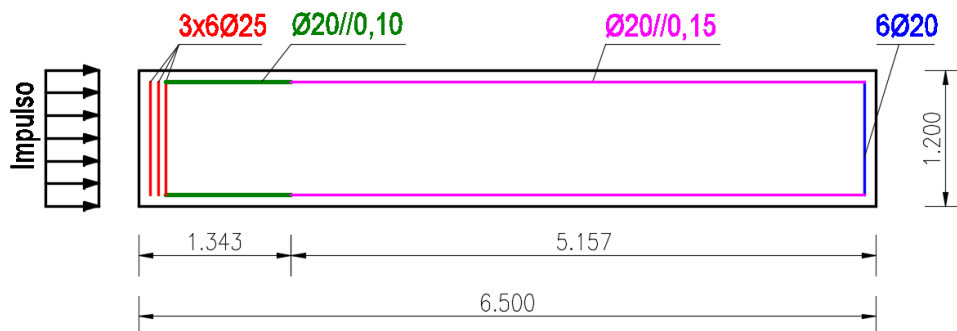


Figura 3-61 - Armaduras longitudinais do gigante.

As armaduras representadas a cor vermelha e cor verde estão em cedência, e correspondem a uma $A_s = 162,037 \text{ cm}^2$ e um binário de forças de $z = 5,331 \text{ m}$.

Esforços Resistentes

Momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \times f_{syd} \times z = 162,037 \times 434,78 \times 10^{-1} \times 5,311 = 37418,195 \text{ kNm}$$

Esforço transversal resistente:

Em que:

$$d = B_{sup} - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,800 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,720 \text{ m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_w \times \text{sen}(\alpha) = \frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 1,200 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 10,516 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{0,90 \times d \times f_{syd} \times \cot(\theta)} = \frac{3503,241}{0,90 \times 3,720 \times 434,78 \times 10^3 \times \cot(30)} \times 10^4 = 13,895 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{13,895}{2} = 6,948 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$$

Adota-se $\phi 20 / / 0,15$ (20,940 $\text{cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$)

Cálculo do esforço transversal resistente:

$$V_{Rd,s} = f_{syd} \times \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times 0,9 \times d \times [(\cot(\theta) + \cot(\alpha) \times \text{sen}(\alpha))] =$$

$$= 438,78 \times (20,940) \times 0,9 \times 3,720 \times [(\cot(30) + \cot(90) \times \text{sen}(90))] = 53280,658 \text{ kN}$$

$$\nu = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \times v \times f_{cd} \times b_w \times 0,90 \times d}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 1,200 \times 0,9 \times 3,720}{\cot(30) + \tan(30)} = 18370,935 \text{ kN}$$

Verificação da Segurança

$$M_{Ed} < M_{Rd} = 26501,282 < 37418,195 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd} = 3503,241 < 53280,658 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

Direção Transversal (Direção Y)

Na direção transversal o gigante é solicitado pela força horizontal provocada pela ação sísmica e tem representado na Figura 3-62 o modelo de cálculo:

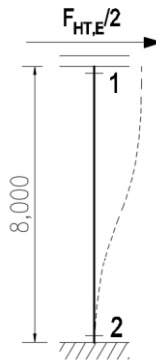


Figura 3-62 - Modelo de Cálculo - Direção transversal.

a) Verificação da Segurança ao Estado Limite Último de Flexão

O momento atuante presente nas duas secções assinaladas são iguais:

$$M_{Ed} = \gamma_Q \times \frac{F_{HT,E}}{2} \times \frac{h_{gigante}}{2} = 1,5 \times \frac{364,904}{2} \times \frac{8,000}{2} = 1094,705 \text{ kNm}$$

O momento divide-se para as duas secções:

$$M_{Ed,s1} = \frac{M_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{1094,705}{3,800} = 288,080 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,s2} = \frac{M_{Ed}}{B_{inf}} = \frac{1094,705}{6,500} = 168,416 \text{ kNm/m}$$

A altura útil para as duas secções:

$$d = esp - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,200 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-6}}{2} \right) = 1,120 \text{ m}$$

Determinação da armadura para a secção 1

$$\mu = \frac{M_{Ed,s1}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{288,080}{1 \times 1,120^2 \times 20 \times 10^3} = 0,011$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011} = 0,012$$

$$(A_s)_{cal} = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,012 \times 1,00 \times 1,120 \times \left(\frac{20}{434,78} \right) \times 10^4 = 6,182 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$(A_s)_{\min} = \left[0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,00 \times 1,120 \right] \times 10^4 = 16,890 \text{ cm}^2 / m$$

Adota-se $A_s = \phi 20 / / 0,15$ (20,930 cm² / m)

Determinação da armadura para a secção 2

$$\mu = \frac{M_{Ed,s2}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{168,416}{1 \times 1,120^2 \times 20 \times 10^3} = 0,007$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007} = 0,007$$

$$(A_s)_{cal} = \left[0,007 \times 1,00 \times 1,120 \times \frac{20}{434,780} \right] \times 10^4 = 3,470 \text{ cm}^2 / m$$

$$(A_s)_{\min} = \left[0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,00 \times 1,120 \right] \times 10^4 = 16,890 \text{ cm}^2 / m$$

Adota-se $A_s = \phi 20 / / 0,15$ (20,930 cm² / m)

b) Verificação da Segurança ao Estado Limite de Esforço Transverso

Esforço transverso atuante:

$$V_{Ed} = \gamma_Q \times \frac{F_{HT,E}}{2} = 1,5 \times \frac{364,904}{2} = 273,676 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_w \times \text{sen}(\alpha) = \frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 3,800 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 33,202 \text{ cm}^2 / m$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{0,90 \times d \times f_{syd} \times \cot(\theta)} = \frac{273,676}{0,90 \times 1,120 \times 434,78 \times 10^3 \times \cot(30)} \times 10^4 = 3,605 \text{ cm}^2 / m$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{33,202}{2} = 16,601 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo}$$

Adota-se $\phi 20 / / 0,15$ (20,940 cm² / m / ramo)

Cálculo do esforço transverso resistente:

$$V_{Rd,s} = f_{syd} \times \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times 0,9 \times d \times [(\cot(\theta) + \cot(\alpha) \times \text{sen}(\alpha))] =$$

$$= 438,78 \times (20,940 \times 10^{-1}) \times 0,9 \times 1,120 \times [(\cot(30) + \cot(90) \times \text{sen}(90))] = 1604,149 \text{ kN}$$

$$\nu = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \times \nu \times f_{cd} \times b_w \times 0,90 \times d}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 5,157 \times 0,9 \times 1,120}{\cot(30) + \tan(30)} = 23769,619 \text{ kN}$$

Verificação da Segurança

$$V_{Ed} < V_{Rd} = 273,676 < 1604,149 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

3.9.2.3.4 Sapata

O encontro é composto por duas sapatas isoladas, uma para cada gigante. Para o dimensionamento, a combinação condicionante é a (1) (Tabela 3-42), onde a ação variável base é a ação sísmica. Na Figura 3-63 estão as dimensões e a geometria das sapatas.

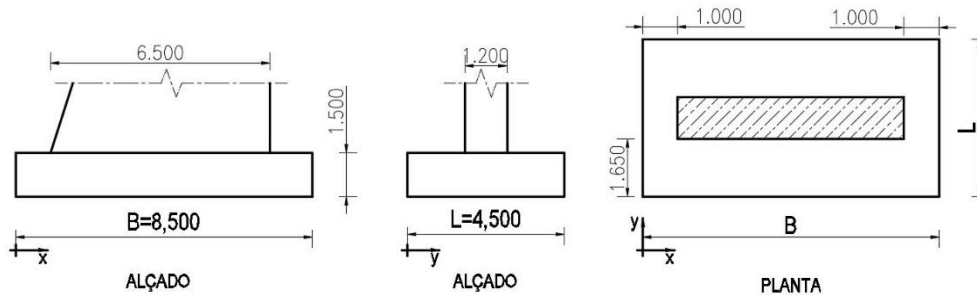


Figura 3-63 - Geometria das sapatas.

Esforços no topo da sapata:

$$N_{Ed} = \sum F_{Ed,v} = 10428,466 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,x} = \sum F_{Ed,HL} = 3503,241 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = \sum F_{Ed,HT} = \gamma_Q \times \frac{1}{2} \times F_{Ed,E} = 1,50 \times \frac{1}{2} \times 364,902 = 273,676 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = \sum (F_{Ed,v} \times br_v) + \sum (F_{Ed,HL} \times br_{HL}) = 23512,124 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x} = F_{Ed,HT} \times br_{HT} = -2189,409 \text{ kNm}$$

Peso próprio da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \times h \times B \times L = 1434,375 \text{ kN}$$

Esforços na base da sapata:

$$N_{Ed,b} = N_{Ed} + PP_{sapata} = 10428,466 + 1434,375 = 11862,841 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,b,y} = M_{Ed,y} + V_{Ed,x} \times h = 23512,124 + 3503,241 \times 1,50 = 28366,986 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,b,x} = M_{Ed,x} - V_{Ed,y} \times h = -2189,409 - 273,676 \times 1,50 = -2599,923 \text{ kNm}$$

Excentricidades na base da sapata:

- Direção X: $e_{x,b,x} = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{28366,986}{11862,841} = 2,425 \text{ m}$;
- Direção Y: $e_{x,b,y} = \frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = -\frac{2599,923}{11862,841} = 0,219 \text{ m}$

O sismo atua separadamente em cada direção, portanto considera-se a excentricidade na base da sapata para a direção em estudo.

A tensão aplicada sobre o solo é expressa através da seguinte equação:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_{Ed,b}}{B \times L} \quad (3.103)$$

$$\sigma_{solo}^x = \frac{N_{Ed,b}}{B' \times L} = \frac{11862,841}{(8,500 - 2 \times 2,425) \times (4,500)} = 722,230 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{solo}^y = \frac{N_{Ed,b}}{B \times L'} = \frac{11862,841}{(8,500) \times (4,500 - 2 \times 0,219)} = 343,610 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Verificação Estrutural Direção Longitudinal (X)

Armaduras da face inferior da sapata

As armaduras das sapatas foram determinadas através do método das bielas, de acordo com a Figura 3-64:

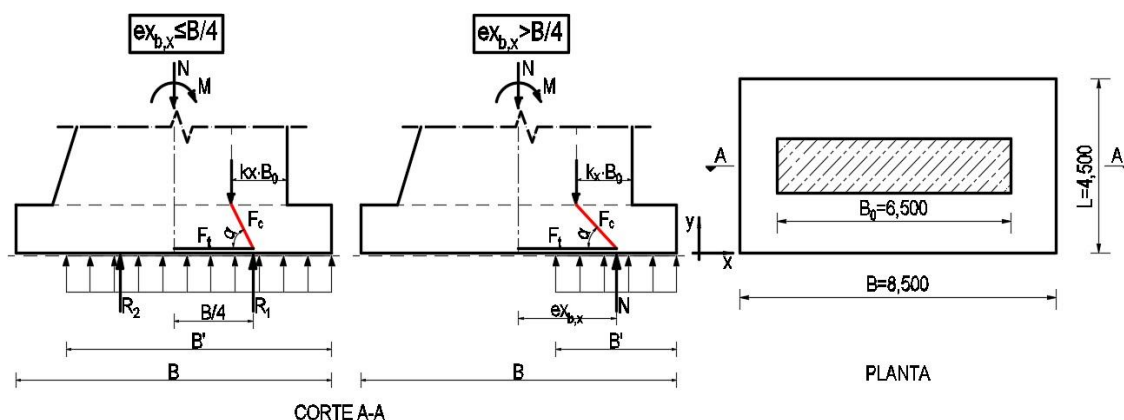


Figura 3-64 - Modelo de cálculo - Método das bielas.

O método das bielas foi demonstrado no subcapítulo 3.8.2.1.2, que consiste em determinar a força no tirante das armaduras na base da sapata e, por consequência, a determinação da armadura.

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,500 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,420 \text{ m}$$

O valor de k_x é determinado através da interpolação dos valores presentes na Tabela 3-49.

Tabela 3-49 - Valores do coeficiente K.

$\frac{e}{a_0}$	0	0,25	0,5	1	1,5
k	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

$$e = e_{x_b,x} = \frac{23512,124}{10428,466} = 2,255 \text{ m}$$

$$a_0 = B_0 = 6,500 \text{ m}$$

$$\text{Deste modo, para } \frac{e}{a_0} = \frac{2,255}{6,500} = 0,347 \rightarrow k_x = 0,181$$

$$e_{x_b,x} = 2,255 > \frac{B}{4} = 2,125$$

Assim, para determinar a força no tirante utiliza-se a seguinte expressão:

$$F_{t_{sd,x}} = \frac{N_{Ed,b} \times (e_{x_b,x} - a_0 \times (0,5 - K_x))}{d} = 2915,953 \text{ kN}$$

$$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{F_{t_{sd,x}}}{f_{syd} \times L'} = \frac{2915,953}{434,780 \times 10^3 \times 4,500} \times 10^4 = 14,904 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Adota-se } A^+_{s,x} = \phi 20 / 0,15 \text{ (20,93 cm}^2 / \text{m)}$$

Armaduras da face superior da sapata

Para a determinação das armaduras na face superior considerou-se o modelo de cálculo da Figura 3-65.

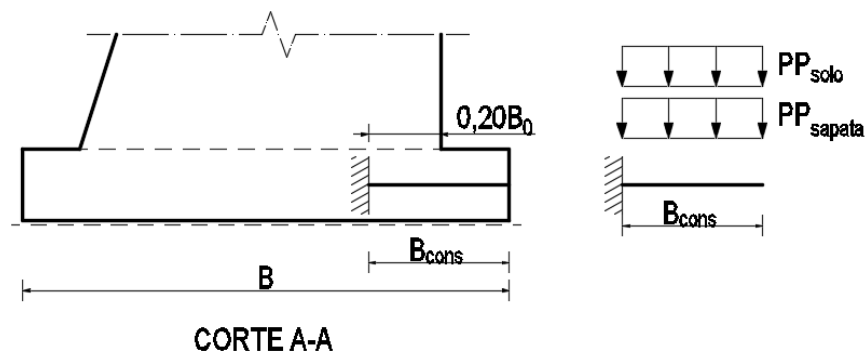


Figura 3-65 - Modelo de cálculo das armaduras na face superior, direção x

Em que tem-se:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \times h = 25 \times 1,50 = 37,500 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \times h = 19 \times 3,90 = 74,100 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Momento fletor máximo:

$$B_{consola} = (0,20 \times B_0) + (1,00) = (0,20 \times 6,500) + (1,00) = 2,300 \text{ m}$$

$$M_{Ed,y} = (\gamma_G \times PP_{sapata} + \gamma_Q \times PP_{solo}) \times \frac{(B_{consola})^2}{2} = 427,895 \text{ kN/m}$$

Determinação das armaduras na face superior da sapata:

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \tag{3.104}$$

Em que:

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{427,895}{1 \times 1,420^2 \times 20 \times 10^3} = 0,011$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011} = 0,011$$

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \left[0,011 \times 1,0 \times 1,420 \times \frac{20}{434,780} \right] \times 10^4 = 6,968 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se $A_{s,x}^- = \phi 16 / / 0,20$ (10,05 cm²/m)

Verificação Estrutural Direção Transversal (Y)

Armaduras da face inferior da sapata

Para determinar as armaduras na face inferior, recorreu-se ao método das bielas, como demonstra o modelo de cálculo da Figura 3-66.

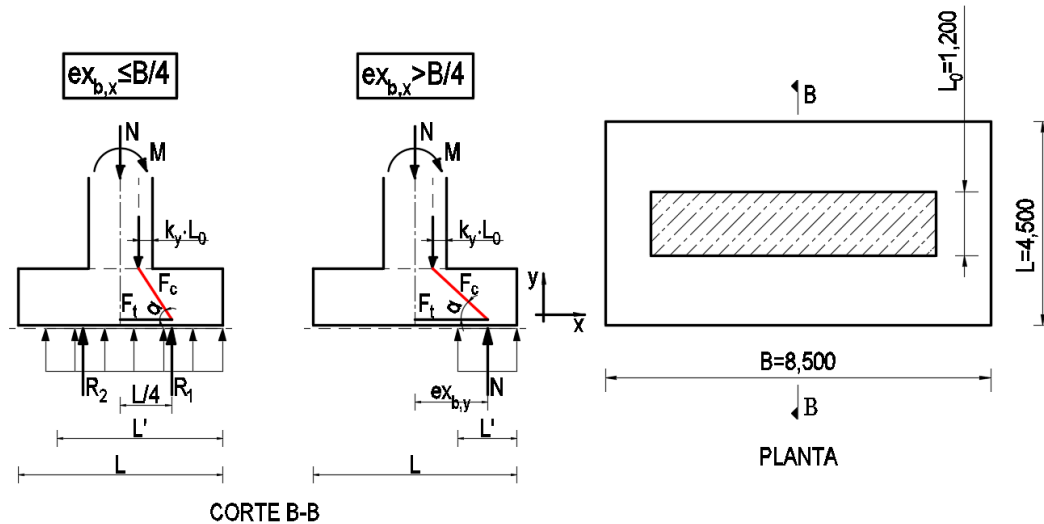


Figura 3-66 - Modelo de cálculo para o método das bielas

Os passos de cálculo são iguais aos da direção X.

$e_{x,b,y} = 0,219 < \frac{L}{4} = 1,125$ Assim para determinar a força no tirante utiliza-se a seguinte

expressão:

$$F_{t_{sd,y}} = \frac{\frac{L}{2} \times B \times \sigma_{solo} \times \left(\frac{L}{4} - a_0 \times (0,5 - K_y) \right)}{d} = 5445,060 \text{ kN}$$

$$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{F_{t_{sd,x}}}{f_{syd} \times B} = \frac{5445,060}{434,780 \times 10^3 \times 8,500} = 14,734 \text{ cm}^2 / m$$

Adota-se $A^+_{s,x} = \phi 25 / 0,20$ (24,250 cm² / m)

Armaduras da face superior da sapata

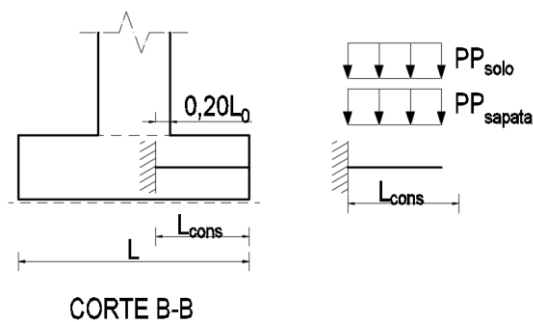


Figura 3-67 - Modelo de cálculo das armaduras, direção Y

Em que tem-se:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \times h = 25 \times 1,50 = 37,500 \text{ kN} / m^2$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \times h = 19 \times 11,800 = 224,200 \text{ kN} / m^2$$

Momento fletor máximo:

$$L_{consola} = (0,20 \times L_0) + \left(\frac{L}{2} - \frac{L_0}{2} \right) = (0,20 \times 1,20) + \left(\frac{4,50}{2} - \frac{1,20}{2} \right) = 1,890 \text{ m}$$

$$M_{Ed,y} = (\gamma_Q \times PP_{sapata} + \gamma_G \times PP_{solo}) \times \frac{(B_{consola})^2}{2} = 691,067 \text{ kN} / m$$

Determinação das armaduras na face superior da sapata:

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{691,067}{1 \times 1,418^2 \times 20 \times 10^3} = 0,017$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017} = 0,017$$

$$(A^-_{s,x})_{cal} = \left[0,017 \times 1,0 \times 1,418 \times \frac{20}{434,780} \right] \times 10^4 = 11,291 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se $A^-_{s,x} = \phi 20 / 0,20$ (15,70cm² / m)

3.9.2.3.5 Muro de Avenida

Os muros de avenida são de pequena dimensão para este projeto e desta forma adotam-se armaduras habituais em muros dessas dimensões.

3.9.3 Encontro E2

O encontro E2 possui uma altura de 11,900 metros de altura e as tensões anulam-se à profundidade de 7,013 metros.

Os cálculos para a verificação geotécnica, bem como para a verificação estrutural, são semelhantes aos demonstrados para o encontro E1, e encontram-se detalhados nos anexos N,O,P, Q e R.

3.10 Aparelhos De Apoio e Juntas De Dilatação

No viaduto em estudo os aparelhos de apoio estão dispostos nos Encontros E1 e E2 e nos pilares P1 e P7. As juntas de dilatação estão localizadas nos encontros E1 e E2.

É então necessário conhecer as cargas e os deslocamentos a que estão sujeitos para efetuar a escolha correta dos aparelhos de apoio e das juntas de dilatação. Os valores característicos são resultado da análise do modelo tridimensional de cálculo no *SAP2000*, com exceção do deslocamento longitudinal devido aos efeitos diferidos.

3.10.1 Deslocamento Longitudinal

O deslocamento longitudinal devido aos efeitos de fluência e retração (δ_{c+s}) é determinado através da seguinte expressão e com o seu valor representado na Tabela 3-50.

$$\delta_{c+s} = \alpha \times \Delta T \times L \quad (3.105)$$

Em que:

- α - Coeficiente de dilatação térmica $\alpha = 10^{-5} C^{-1}$;
- ΔT - Variação de temperatura equivalente;
- L - Distância entre o centro de rigidez do viaduto e um ponto.

Tabela 3-50 - Deslocamento longitudinal devido aos efeitos diferidos de fluência e retração do betão

Aparelho de apoio	$\alpha [^{\circ}C^{-1}]$	$\Delta T_i [^{\circ}C]$	L [m]	δ_{c+s} [mm]
E1	1,000E-05	-40,797	189,470	-77,298
P1	1,000E-05	-42,000	156,670	-65,802
P7	1,000E-05	-43,799	89,330	-39,126
E2	1,000E-05	-42,263	122,130	-51,616

Os cálculos estão apresentados no anexo S.

Na Figura 3-68, apresenta-se a variação do sinal dos deslocamentos:

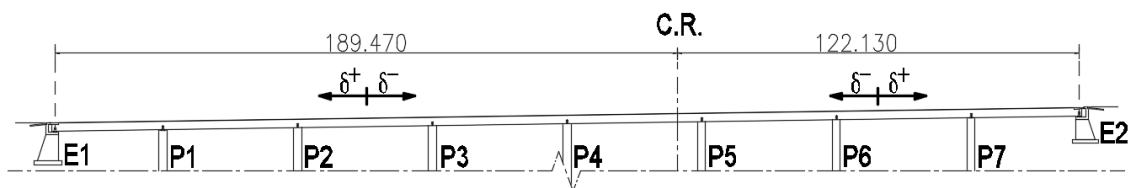


Figura 3-68 - Localização do centro de rigidez e sentidos dos deslocamentos

3.10.2 Aparelhos de Apoio

Os aparelhos de apoio a instalar são do tipo “Pot Bearing”. Constituído por um cilindro metálico tipo panela, possuindo no interior um disco de neopreno no qual assenta um pistão metálico. Os aparelhos dividem-se em três categorias: fixos, de deslizamento unidirecional e de deslizamento multidirecional. Sendo que os aparelhos adotados neste viaduto são do tipo unidirecional nos encontros e fixos sobre os pilares P1 e P7. Tal como se pode observar na Figura 3-69.

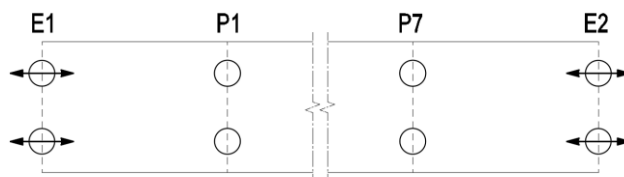


Figura 3-69 - Planta com o tipo de apoios

As três forças a determinar são:

- Força normal (N);
- Força horizontal longitudinal (H_L);
- Força horizontal transversal (H_T).

3.10.2.1 Pilares

3.10.2.1.1 Pilares P1

Carga Vertical:

- **Cargas permanentes:**

$$N_{CP} = 2503,516 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{CP} = 2600 \text{ kN}$$

- **Sobrecargas**

$$N_{SC}^+ = 0 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{SC}^+ = 0 \text{ kN}$$

$$N_{SC}^- = -845,913 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{SC}^- = -900 \text{ kN}$$

- **Variação de temperatura (VDT+VUT)**

$$N_{\Delta T}^+ = 502,709 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{\Delta T}^+ = 525 \text{ kN}$$

$$N_{\Delta T}^- = -451,412 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{\Delta T}^- = -475 \text{ kN}$$

- **Sismo**

$$N_E^+ = 0,040 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_E^+ = 5 \text{ kN}$$

$$N_E^- = -0,040 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_E^- = -5 \text{ kN}$$

Carga Horizontal Longitudinal:

- **Sismo**

$$H_L = 340,910 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } H_L = 375 \text{ kN}$$

Carga Horizontal Transversal:

- **Sismo**

$$H_T = 214,692 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } H_T = 225 \text{ kN}$$

3.10.2.1.2 Pilares P7

Carga Vertical:

- **Cargas permanentes:**

$$N_{CP} = 4721,704 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{CP} = 4800 \text{ kN}$$

- **Sobrecargas**

$$N_{SC}^+ = 0 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{SC}^+ = 0 \text{ kN}$$

$$N_{SC}^- = -1221,874 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{SC}^- = -1250 \text{ kN}$$

- **Variação de temperatura (VDT+VUT)**

$$N_{\Delta T}^+ = 726,136 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{\Delta T}^+ = 750 \text{ kN}$$

$$N_{\Delta T}^- = -652,040 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{\Delta T}^- = -675 \text{ kN}$$

- **Sismo**

$$N_E^+ = 0,057 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_E^+ = 5 \text{ kN}$$

$$N_E^- = -0,057 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_E^- = -5 \text{ kN}$$

Carga Horizontal Longitudinal:

- **Sismo**

$$H_L = 1022,692 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } H_L = 1075 \text{ kN}$$

Carga Horizontal Transversal:

- **Sismo**

$$H_T = 644,051 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } H_T = 675 \text{ kN}$$

3.10.2.2 Encontros

3.10.2.2.1 Encontro E1

Carga Vertical:

- **Cargas permanentes**

$$N_{CP} = 938,724 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{CP} = 1000 \text{ kN}$$

- **Sobrecargas**

$$N_{SC}^+ = 544,153 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{SC}^+ = 600 \text{ kN}$$

$$N_{SC}^- = -69,819 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{SC}^- = -100 \text{ kN}$$

- **Variação de temperatura (VDT+VUT):**

$$N_{\Delta T}^+ = 492,381 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{\Delta T}^+ = 500 \text{ kN}$$

$$N_{\Delta T}^- = -442,138 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{\Delta T}^- = -500 \text{ kN}$$

- **Sismo**

$$N_E^+ = 0,249 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_E^+ = 5 \text{ kN}$$

$$N_E^- = -0,249 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_E^- = -5 \text{ kN}$$

Carga Horizontal Transversal

- **Sismo**

$$H_T = 182,451 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } H_T = 200 \text{ kN}$$

Deslocamentos longitudinais

- **Deslocamento máximo positivo**

$$\delta_{\max}^+ = \delta_E + \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ = 72,592 + 0,5 \times 0,00 = 72,592 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta_{\max}^+ = 80 \text{ mm}$$

- **Deslocamento máximo negativo**

$$\delta_{\max}^- = \delta_{C+S} - \delta_E - \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ = -77,298 - 72,592 - 0,5 \times 0,00 = -149,890 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta_{\max}^- = -160 \text{ mm}$$

- **Excentricidade da instalação do aparelho de apoio**

$$ex = \delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^- = 80,000 - 160,00 = -80,000 \text{ mm}$$

Nota: O aparelho de apoio ao longo do tempo tende a centralizar devido aos deslocamentos a que é sujeito.

3.10.2.2.2 Encontro E2

Carga Vertical:

- **Cargas permanentes**

$$N_{CP} = 940,476 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{CP} = 1000 \text{ kN}$$

- **Sobrecargas**

$$N_{SC}^+ = 544,165 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{SC}^+ = 600 \text{ kN}$$

$$N_{SC}^- = -69,607 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{SC}^- = -100 \text{ kN}$$

- **Variação de temperatura (VDT+VUT)**

$$N_{\Delta T}^+ = 492,392 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{\Delta T}^+ = 525 \text{ kN}$$

$$N_{\Delta T}^- = -442,148 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_{\Delta T}^- = -475 \text{ kN}$$

- **Sismo**

$$N_E^+ = 0,224 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_E^+ = 5 \text{ kN}$$

$$N_E^- = -0,224 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } N_E^- = -5 \text{ kN}$$

Carga Horizontal Transversal:

- **Sismo**

$$H_T = 333,018 \text{ kN} \rightarrow \text{Adota-se } H_T = 350 \text{ kN}$$

Deslocamentos longitudinais

- **Deslocamento máximo positivo**

$$\delta_{\max}^+ = \delta_E + \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ = 72,592 + 0,5 \times 0,00 = 72,592 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta_{\max}^+ = 80 \text{ mm}$$

- **Deslocamento máximo negativo**

$$\delta_{\max}^- = \delta_{C+S} - \delta_E - \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ = -51,616 - 72,592 - 0,5 \times 0,00 = -124,208 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta_{\max}^- = -130 \text{ mm}$$

- **Excentricidade da instalação do aparelho de apoio**

$$ex = \delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^- = 80,000 - 130,00 = -50,000 \text{ mm}$$

Nota: O aparelho de apoio ao longo do tempo tende a centralizar, devido aos deslocamentos a que é solicitado.

3.10.3 Juntas de Dilatação

As juntas de dilatação têm com objetivo evitar o aparecimento de fendas entre o tabuleiro e os encontros, absorvendo os deslocamentos longitudinais. Estas estão colocadas entre os encontros e o tabuleiro.

3.10.3.1 Encontros

3.10.3.1.1 Encontro E1

Deslocamento Máximo Positivo:

$$\delta_{\max}^+ = \frac{1}{2} \times \delta_E + \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ = \frac{1}{2} \times 72,592 + 0,5 \times 0,00 = 36,296 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta_{\max}^+ = 45 \text{ mm}$$

Deslocamento Máximo Negativo:

$$\delta_{\max}^- = \delta_{C+S} - \frac{1}{2} \times \delta_E - \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^-$$

$$\delta_{\max}^- = -77,298 - \frac{1}{2} \times 72,592 - 0,5 \times 0,00 = -113,594 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta_{\max}^- = -120 \text{ mm}$$

Como existe baixa probabilidade de ocorrência de sismos durante a vida útil da junta de dilatação, considera-se metade do deslocamento provocado pela ação sísmica, não justificando assim a colocação de uma junta de melhor qualidade.

De modo a evitar o choque entre o encontro e o tabuleiro, na ocorrência de um sismo de intensidade superior, a junta de dilatação deve ter uma largura de: $a_0 = \delta_E = 72,592 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$.

3.10.3.1.2 Encontro E2

Deslocamento Máximo Positivo:

$$\delta_{\max}^+ = \frac{1}{2} \times \delta_E + \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ = \frac{1}{2} \times 72,592 + 0,5 \times 0,00 = 36,296 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta_{\max}^+ = 80 \text{ mm}$$

Deslocamento Máximo Negativo:

$$\delta_{\max}^- = \delta_{C+S} - \frac{1}{2} \times \delta_E - \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^-$$

$$\delta_{\max}^- = -51,616 - \frac{1}{2} \times 72,592 - 0,5 \times 0,00 = -87,912 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta_{\max}^- = -90 \text{ mm}$$

A junta de dilatação deve ter uma largura de: $a_0 = \delta_E = 72,592 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$.

CAPITULO IV

Conclusões

Este projeto teve como objetivo a elaboração de um projeto de execução de um viaduto rodoviário construído tramo a tramo. Para isso foram aplicados todos os regulamentos em vigor e necessários à concepção deste projeto, de modo a cumprir todas as exigências inerentes a um projeto desta categoria e, assim, garantir a segurança, conforto e durabilidade necessários aos seus utilizadores.

Com a realização deste projeto, verificou-se que os viadutos são estruturas em que a ação da sobrecarga rodoviária é uma ação variável e condicionante para o dimensionamento do tabuleiro. No que diz respeito aos pilares, encontros e fundações, a ação sísmica é a mais condicionante, tratando-se de zona sísmica A como era o caso. Verificou-se também que o pré-esforço tem uma grande importância na concepção de viadutos, permitindo vãos de comprimento significativo e estruturas mais esbeltas e economicamente viáveis.

Os resultados dos esforços e deslocamentos obtidos são valores aceitáveis e semelhantes aos resultados obtidos na elaboração do estudo prévio, realizado na unidade curricular de Pontes e Viadutos.

A realização deste projeto permitiu assim, aplicar e desenvolver os conhecimentos adquiridos neste percurso académico em Engenharia Civil. Sendo um trabalho essencialmente académico, o projeto não vai ser concretizado mas permitiu adquirir experiência no que diz respeito a realização de um projeto deste tipo e de todos os conhecimentos envolvidos nessa realização. Este projeto será ainda uma ferramenta de consulta para possíveis trabalhos futuros na área de projeto de estruturas deste tipo.

Bibliografia

- LNEC), R. C. (2010). Eurocódigo 8-Parte 5.
- Caetano, P. (2013). *Projecto de Execução de Estruturas e Fundações de uma Obra de Arte Corrente em Betão Armado e Pré-esforçado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Eurocódigo - *Bases para o Projecto de Estruturas* (2009).
- Eurocódigo 2 - *Projecto de Estruturas de Betão* (2010).
- Eurocódigo 7 - *Projecto Geotécnico* (2010).
- Eurocódigo 8 - *Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos* (2010).
- Gorgulho, A. S. (2001). *Betão estrutural II*. Instituto Superior de Engenharia Civil.
- Jacinto, L. (1999). *Projecto de execução de Ponte sobre a ribeira de Casais*.
- Jacinto, L. (1999). *Projecto de execução do Viaduto sobre o Vale da Ribeira do Roxo*.
- Jacinto, L. (2007). *Betão estrutural III*. Instituto Superior de Engenharia Civil.
- Martins, J. (2013). *Projecto de Execução de um Viaduto Ferroviário em Betão Armado e Pré-Esforçado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Monteiro, N. (2009). *Dimensionamento de Fundações Superficiais de acordo com os eurocodigos 2 e 7 – Aplicação a casos de estudo reais*. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- REBAP; “*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*” (1983).
- Rocha, J. (2015) *Projecto de Execução de um Viaduto Rodoviário em Betão Armado*.
- RSA; “*Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*” (1983).

Anexos

Lista de Anexos de Cálculo (Em CD)

Anexo	Nome
A	Estado Limite de Esforço Transverso do Tabuleiro
B	Perdas Diferidas do Pré-esforço
C	Valor Característico dos Esforço Longitudinais
D	Estado Limite de Descompressão – Início da Exploração
E	Estado Limite de Descompressão – Longo Prazo
F	Estado Limite de Largura de Fendas – Início da Exploração
G	Estado Limite de Largura de Fendas – Longo Prazo
H	Estado Limite de Deformação
I	Estado Limite de Flexão do Tabuleiro
J	Estado Limite de Esforço Transverso do Tabuleiro
K	Esforços Característicos na Base dos Pilares
L	Efeitos de segunda ordem nos Pilares
M	Esforço de Cálculo na base dos Pilares
N	Esforços característicos nos Encontros
O	Estado Limite de Derrubamento dos Encontros (EQU)
P	Estado Limite de Deslizamento dos Encontros (GEO e STR)
Q	Estado Limite de Rotura do Terreno de fundação dos Encontros (GEO e STR)
R	Esforços Para o Dimensionamento Estrutural dos Gigantes e das Sapatas dos Encontros
S	Deslocamento Longitudinal Devido aos Efeitos Diferidos de Fluência e Retração do Betão
T	Diagrama de momentos fletores para verificação estrutural das sapatas
U	Espectros de Resposta do RSA
V	Coeficientes de Fluência dos Pilares

Lista de Peças Desenhadas

Nº	Nome	Nº
1	Planta e Alçado	1/1
2	Planta de Fundações	1/1
3	Dimensionamento Tabuleiro – Armaduras	1/1
4	Encontro E1 e E2 - Dimensionamento	1/1
5	Pilares e suas Fundações – P1 e P7	1/3
6	Pilares e suas Fundações – P2 a P5	2/3
7	Pilares e suas Fundações – P6	3/3
8	Encontro E1 - Armaduras	1/1
9	Encontro E2 - Armaduras	1/1
10	Encontro E1 e E2 - Armaduras	1/1
11	Fundações de Pilares S1, S6 e S7 - Armaduras	1/2
12	Fundações de Pilares S2, S3, S4 e S5- Armaduras	2/2
13	Pilares - Armaduras	1/1
14	Tabuleiro - Armaduras	1/4
15	Tabuleiro - Armaduras	2/4
16	Tabuleiro - Armaduras	3/4
17	Tabuleiro - Armaduras	4/4
18	Faseamento Construtivo	1/3
19	Faseamento Construtivo	2/3
20	Faseamento Construtivo	3/3
21	Pormenores	1/1