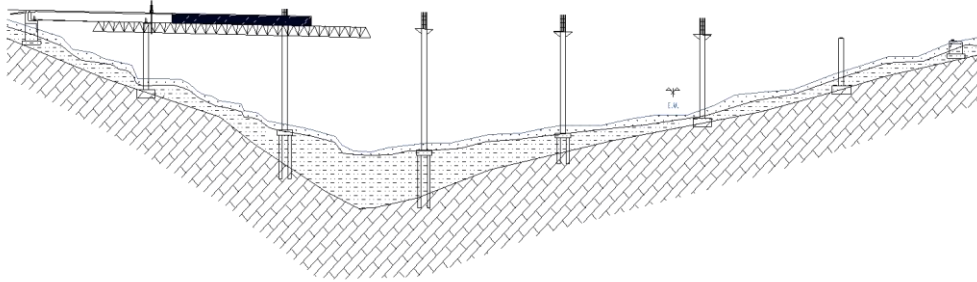




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Projeto de Execução de uma Obra de Arte – Viaduto 3

AGUINALDO DOS PRAZERES JORGE MIRANDA

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para a obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil - Ramo Estruturas

Orientador:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Júri:

Presidente: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Novembro de 2018

*À minha querida mãe, por ser a fonte inesgotável
de inspiração e motivação.*

“O futuro pertence àqueles que se preparam hoje para ele”

Malcom X

AGRADECIMENTOS

Este Trabalho Final de Mestrado põe fim a mais uma etapa do meu percurso académico, onde conheci muitas pessoas, alguns colegas que fizeram estrada comigo, que apoiaram e partilharam os melhores e piores momentos, e que hoje levo para a vida.

Agradeço a abertura e disponibilidade imediata de pessoas e instituições pela ajuda demonstrada, a todo corpo docente núcleos dos estudantes da Escola Superior de Engenharia de Lisboa que contribuíram fortemente na realização deste projeto.

Ao Professor Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto pela confiança demonstrada, por todas as aprendizagens gratificantes que me permitiu alcançar.

É de reconhecer a colaboração de toda equipa da Escola Secundária Mem Martins pelo meu crescimento pessoal e intelectual. E também agradecer a Escola Superior de Tecnologia de Barreiro pelo desenvolvimento introdutório na área de engenharia que me proporcionou.

Por fim agradeço a minha família e amigos que apesar de tudo estiveram sempre presentes e disponíveis. A Anabhylla pelo companheirismo e suporte em todos os momentos.

Em especial a minha querida mãe que acreditou em mim desde o primeiro dia e passou-me todos os valores para fazer melhor o meu percurso, foi sem dúvida o meu manto protetor que assegurou as diversas áreas da minha vida. Ajudando-me num árduo e longo caminho que hoje me permitiu chegar a aqui. A minha avó que nunca deixou de orar por mim e passar a sua energia positiva

[PROJETO DE EXECUÇÃO DE UMA OBRA DE ARTE – VIADUTO 3]

RESUMO

Desde os tempos mais remotos que as vias de comunicação assumem um papel significativo em satisfazer as necessidades de deslocação, mobilidade das pessoas, contribuindo para o desenvolvimento das sociedades.

As pontes e os viadutos, como infraestruturas das vias de comunicação, surgem por necessidade de transpor obstáculos, tanto naturais como criados pelo homem. Por serem estruturas muito comuns justifica-se plenamente a sua consideração num Trabalho Final de Mestrado.

O presente Trabalho Final de Mestrado consiste no desenvolvimento do Projeto de Execução de um viaduto rodoviário com sete tramos em betão armado pré-esforçado. Para além dos condicionantes associados ao projeto viário, à geotecnia e à regulamentação em vigor, o dimensionamento será efetuado respeitando os princípios gerais da eficiência (resistência/serviço), da economia e da elegância.

A regulamentação para o dimensionamento de todos elementos estruturais foram 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), e ainda o Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1), o Eurocódigo 7 (EN 1997-1), e o Eurocódigo 8 (EN 1998-5).

A análise estrutural foi realizada com recurso do programa de cálculo automático *SAP 2000*, para três modelos diferentes, nomeadamente, análise longitudinal, a análise transversal e a análise sísmica. E por intermédio dos esforços obtidos, procedeu-se a verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização recorrendo ao *Software Excel*.

O projeto é composto por peças escritas e peças desenhadas, em que, nas peças escritas estão inseridas a memória descritiva, cálculos justificativos e anexos de cálculo. E nas peças desenhadas fazem parte os desenhos de dimensionamento geral, betão armado e pormenores.

A comparação entre o estudo prévio e o projeto de execução que advém da utilização de métodos simplificados na fase de estudo prévio, contra os métodos mais rigorosos usados na fase de projeto de execução. É referida, no quarto capítulo de modo a confirmar a utilidade da fase de estudo prévio como forma de estimativa expedita de esforços, deslocamentos e tensões.

PALAVRAS-CHAVE

Viaduto; Vão; Encontro; Pilares; Pré-Esforço; Projeto de Execução; Estado Limite; Betão Armado.

[FINAL DESIGN OF AN ART WORK – VIADUCT 3]

ABSTRACT

From the earliest times, communication has a significant role in satisfying people's needs for mobility, contributing to the development of societies.

The bridges and viaducts, as infrastructures of the communication routes, arise due to the need to overcome obstacles, both natural and man-made. Because they are very common structures, their consideration in a Final Master's Degree is fully justified.

The present Final Master's Work consists of the development of the Final Design of a road viaduct with seven span of prestressed reinforced concrete. In addition to the constraints associated with the road design, geotechnics and codes, the design will be carried out respecting the general principles of efficiency (service / resistance), economy and elegance.

The regulation used for the structural design of all structural elements was Safety's Regulation and Actions for Structures of Buildings and Bridges (RSA) and the Regulation of Structures of Prestressed Reinforced Concrete (REBAP), and still Eurocode 2 (EN 1992-1 -1), Eurocode 7 (EN 1997 -1), and Eurocode 8 (EN 1998 -5).

The structural analysis was accomplished with resource of the program of automatic calculation *SAP 2000*, for three different models, namely, longitudinal analysis, the traverse analysis and the seismic analysis. And through the obtained efforts, she proceeded the safety's verification in relation to States Last Limits and of Use falling back upon *Software Excel*.

The project is composed by written pieces and drawn pieces, in that, in the pieces writings they are inserted the descriptive memory, vindicative and enclosed calculations of calculation. And in the drawn pieces they make part the drawings of general dimensionamento, armed concrete and details.

The comparison among the previous study and the execution project that it occurs of the use of methods simplified in the phase of previous study, against the most rigorous methods used in the phase of execution project. It is referred, in the fourth way chapter to confirm the usefulness of the phase of previous study as form of expedite estimate of efforts, displacements and tensions.

KEYWORDS

Viaduct; Span; Abutment; Pillars; Prestress; Final Design; Limit State; Reinforced Concrete.

ÍNDICE

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS.....	IX
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	2
CAPÍTULO 2 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	3
2.1 CONDICIONANTES DO PROJETO	3
2.1.1 <i>Localização, rasante e perfil transversal</i>	4
2.1.2 <i>Geologia e fundações</i>	5
2.1.3 <i>Zona sísmica</i>	5
2.2 SOLUÇÃO APRESENTADA.....	5
2.2.1 <i>Considerações gerais</i>	5
2.2.2 <i>Tabuleiro</i>	6
2.2.3 <i>Pilares</i>	7
2.2.4 <i>Encontros</i>	8
2.2.5 <i>Fundações</i>	8
2.2.6 <i>Pormenores construtivos</i>	9
2.2.7 <i>Materiais</i>	9
2.3 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E AÇÕES.....	10
2.3.1 <i>Ações</i>	10
2.3.2 <i>Verificação da segurança</i>	11
2.4 MODELOS DE CÁLCULO	16
2.4.1 <i>Modelo de análise longitudinal</i>	17
2.4.2 <i>Modelo de análise transversal</i>	17
2.4.3 <i>Modelo de análise sísmica</i>	18
2.5 PROCESSO CONSTRUTIVO.....	18
CAPÍTULO 3 CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	21
3.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO.....	21
3.2 MATERIAIS	23
3.3 AÇÕES.....	23
3.3.1 <i>Dados de dimensionamento</i>	23
3.3.2 <i>Ações permanentes</i>	24
3.3.3 <i>Ações variáveis</i>	25
3.4 PRÉ-ESFORÇO	28
3.4.1 <i>Traçado do cabo de pré-esforço</i>	28
3.4.2 <i>Cargas equivalentes</i>	30

3.4.3	<i>Forças e perdas</i>	32
3.5	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO	47
3.5.1	<i>Influência do faseamento construtivo</i>	47
3.5.2	<i>Diagramas de esforços</i>	48
3.5.3	<i>Estados limites de utilização</i>	54
3.5.4	<i>Estados limites últimos</i>	58
3.6	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO	66
3.6.1	<i>Consolas laterais</i>	73
3.6.2	<i>Laje intermédia</i>	76
3.6.3	<i>Carlinga</i>	78
3.7	PILARES E SUAS FUNDAÇÕES	79
3.7.1	<i>Esforços atuantes</i>	79
3.7.2	<i>Verificação da segurança dos pilares</i>	83
3.7.3	<i>01Verificação da segurança das fundações dos pilares</i>	87
3.8	ENCONTROS E SUAS FUNDAÇÕES.....	104
3.8.1	<i>Ações</i>	104
3.8.2	<i>Encontro E1</i>	107
3.8.3	<i>Encontro E2</i>	130
3.9	APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO	130
3.9.1	<i>Aparelhos de apoio</i>	131
3.9.2	<i>Juntas de dilatação</i>	133
	CAPÍTULO 4 COMPARAÇÃO ENTRE O ESTUDO PRÉVIO E O PROJETO DE EXECUÇÃO	135
4.1	<i>ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO</i>	135
4.2	<i>VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL DO TABULEIRO</i>	136
4.3	<i>PILARES E SUAS FUNDAÇÕES</i>	137
4.4	<i>APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO</i>	138
	CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES.....	139
	BIBLIOGRAFIA	141
	LISTA DE PEÇAS DESENHADAS	143
	ANEXOS	145
	LISTA DE ANEXOS DE CÁLCULO	145

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

Alfabeto romano letras maiúsculas

A	área;
A_c	área da secção transversal de betão;
A_{EK}	valor característico de uma ação sísmica;
A_j	coeficiente que leva em conta o coeficiente de fluência efetivo na direção j ;
A_p	área de cabos de pré-esforço;
A_s	área da secção de uma armadura para betão armado;
A_{sl}	área lateral da estaca;
$A_{s,min}$	área da secção mínima de armaduras;
A_{sw}	área da secção das armaduras de esforço transverso;
A'	área efetiva;
B	largura, comprimento, coeficiente;
B_{mac}	largura do maciço de encabeçamento;
B'	largura efetiva;
D_c	profundidade crítica;
E	ação sísmica;
$E_{c,d}$	valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão;
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão;
E_d	valor de cálculo do efeito das ações;
E_p	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;
E_{pk}	esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;
E_{qp}	valor quase-permanente do efeito das ações;
E_s	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço da armadura ordinária;
E_{solo}	módulo de elasticidade do solo;
E_{ij}	rigidez à flexão nominal segundo o eixo dos jj ;
F_{cd}	valor de cálculo da força de compressão axial atuante;
F_{dst}	força desestabilizante;
$F_{Ed,H}$	valor de cálculo da força horizontal;
$F_{Ed,V}$	valor de cálculo da força vertical;
F_k	valor característico de uma ação;
F_p	força de tração no aço das armaduras de pré-esforço;
F_s	força de tração nas armaduras ordinárias;
F_{stb}	força estabilizante;

F_t	<i>força de tração nas armaduras ordinárias;</i>
G_k	<i>valor característico de uma ação permanente;</i>
H_{ip}	<i>hiperestático;</i>
I	<i>impulso;</i>
I_0	<i>impulso em repouso;</i>
I_a	<i>impulso ativo;</i>
$I_{a,H}$	<i>impulso ativo horizontal;</i>
$I_{a,V}$	<i>impulso ativo vertical;</i>
I_c	<i>momento de inércia da secção de betão;</i>
I_s	<i>impulso devido à ação sísmica;</i>
ISO	<i>isostático;</i>
K	<i>rigidez; coeficiente;</i>
L	<i>comprimento; largura;</i>
L_0	<i>comprimento efetivo ou de encurvadura;</i>
L_b	<i>comprimento da biela de betão;</i>
L_{est}	<i>comprimento da estaca;</i>
L_{mac}	<i>comprimento do maciço de encabeçamento;</i>
L'	<i>largura efetiva;</i>
M	<i>momento fletor;</i>
M_0	<i>momento de primeira ordem;</i>
$M_{0,Ed,i,j}$	<i>momento fletor de primeira ordem na combinação de ações de cálculo segundo o eixo dos jj adicionando as imperfeições geométricas;</i>
$M_{0,Eqp,i,j}$	<i>momento fletor de primeira ordem na combinação de ações quase-permanente segundo o eixo dos jj adicionando as imperfeições geométricas;</i>
M_{dst}	<i>momento desestabilizante;</i>
M_e	<i>momento que o viaduto teria se fosse construído numa única fase;</i>
M_{Ed}	<i>valor de cálculo do momento fletor atuante;</i>
M_{Eqp}	<i>valor quase-permanente do momento fletor;</i>
M_{Efreq}	<i>valor frequente do momento fletor;</i>
M_{Rd}	<i>valor de cálculo do momento fletor resistente;</i>
M_{stb}	<i>momento estabilizante;</i>
N	<i>esforço normal;</i>
$N_{B,j}$	<i>carga de encurvadura na direção j baseada na rigidez nominal;</i>
N_{Ed}	<i>valor de cálculo do esforço normal (tração ou compressão);</i>
$N_{Ed,est}$	<i>valor de cálculo do esforço normal numa estaca;</i>
N_{Eqp}	<i>valor quase permanente do esforço normal atuante;</i>

N_q	fator de capacidade resistente relativo ao peso específico do solo acima do plano de fundação; fator de profundidade;
$N_{est,j}$	valor do esforço normal na estaca j ;
N_r	fator de capacidade resistente relativo ao peso específico do solo abaixo do plano de fundação;
P	pré-esforço;
P_0	valor da força de pré-esforço inicial;
$P_{0,a,rc}$	valor da força de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas;
P_{∞}	valor da força de pré-esforço a longo prazo;
Q_k	valor característico de uma ação variável;
R	resistência;
$R_{b,cal}$	valor calculado da capacidade resistente de ponta;
$R_{c,k}$	valor característico da capacidade resistente de ponta;
$R_{c,cal}$	valor calculado da resistência total;
R_{cd}	valor de cálculo da capacidade resistente total do grupo de estacas;
R_{ck}	valor característico da capacidade resistente total;
$R_{cd,ind}$	valor de cálculo da capacidade resistente total de uma estaca;
R_d	valor de cálculo de um esforço resistente;
$R_{s,cal}$	valor calculado da resistência lateral;
$R_{s,k}$	valor característico da capacidade resistente lateral;
T	temperatura;
V	esforço transverso; vertical;
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transverso atuante;
V_{Rd}	valor de cálculo do esforço transverso resistente;
$V_{Rd,s}$	valor do esforço transverso associado à cedência de estribos;
$V_{Rd,max}$	valor do esforço transverso associado ao esmagamento das bielas de betão;
X	direção longitudinal do viaduto;
Y	direção transversal do viaduto.

Alfabeto romano letras minúsculas

a	parâmetro da equação de 2ª grau do cabo de pré-esforço; distância;
a_0	largura;
b	largura; base; comprimento;
br	braço;
b_t	largura média da zona tracionada;
b_w	largura da alma de uma secção; largura da base de uma secção quadrada;

<i>cal</i>	calculado;
<i>cons</i>	consola;
<i>d</i>	altura útil;
<i>e</i>	excentricidade;
$e_{i,j}$	excentricidade na direção do eixo dos jj devido às imperfeições geométricas;
<i>enc</i>	encontro;
<i>esp</i>	espessura;
<i>ex</i>	excentricidade;
<i>f</i>	flecha;
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;
f_{ctk}	valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples;
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
f_p	tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço;
$f_{p0,1k}$	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % à tração do aço das armaduras de pré-esforço;
f_{puk}	valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço;
f_{syd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras ordinárias;
f_{syk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras ordinárias;
<i>h</i>	altura;
h_0	espessura equivalente de uma secção;
h_{est}	altura da estaca;
h_{alma}	altura da alma do tabuleiro;
h_{mac}	altura do maciço de encabeçamento;
<i>i</i>	ângulo que o solo suportado faz com a horizontal;
i_j	raio de giração de uma secção segundo o eixo dos jj ;
i_q	fator de inclinação de carga relativo ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;
i_r	fator de inclinação de carga relativo ao peso volúmico do solo abaixo do plano de fundação;
<i>ind</i>	individual;
<i>inf</i>	inferior;
<i>int</i>	interno;
<i>k</i>	coeficiente; fator; desvio angular unitário;
<i>m</i>	fator; massa;
m_{ev}	número de elementos verticais que contribuem para o efeito total;
<i>max</i>	máximo;
<i>med</i>	médio;

min	<i>mínimo;</i>
n	<i>número;</i>
n_{est}	<i>número de estacas por maciço de encabeçamento;</i>
n_N	<i>esforço normal reduzido;</i>
nec	<i>necessário;</i>
q_0	<i>tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;</i>
q_b	<i>tensão resistente de ponta;</i>
q_{rd}	<i>valor de cálculo da capacidade resistente do solo;</i>
q_s	<i>tensão resistente lateral;</i>
$r_{m,j}$	<i>razão de momentos segundo o eixo dos jj;</i>
S_q	<i>fator de geometria da sapata, em planta, relativo ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;</i>
sup	<i>superior;</i>
S_γ	<i>fator de geometria da sapata, em planta, relativo ao peso volúmico do solo abaixo do plano de fundação;</i>
S_{SC}	<i>sobrecarga distribuída no terrapleno;</i>
rec	<i>recobrimento;</i>
t	<i>tempo; coeficiente para o cálculo do momento fletor numa estaca;</i>
t_0	<i>idade do betão, em dias, no momento do carregamento;</i>
$t_{\infty,d}$	<i>idade do betão, em dias, ao tempo infinito;</i>
$t_{\infty,h}$	<i>idade do betão, em horas, ao tempo infinito;</i>
tab	<i>tabuleiro;</i>
u	<i>perímetro da secção transversal de betão;</i>
v	<i>distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade da secção;</i>
V_{inf}	<i>distância entre a fibra inferior e o centro de gravidade da secção;</i>
V_{sup}	<i>distância entre a fibra superior e o centro de gravidade da secção;</i>
w	<i>módulo de flexão;</i>
x	<i>coordenada; direção longitudinal do viaduto;</i>
y	<i>coordenada; direção transversal do viaduto;</i>
z	<i>profundidade; braço das forças interiores.</i>

Alfabeto grego

α	coeficiente; ângulo;
α_c	coeficiente que tem em conta o estado de tensão na secção;
β	ângulo; relação; coeficiente;
γ_{cE}	coeficiente parcial relativo ao módulo de elasticidade do betão;
γ_d	valor de cálculo do peso específico;
$\gamma_{d,BA}$	valor de cálculo do peso específico do betão armado;
γ_G	coeficiente parcial relativo às ações permanentes G;
γ_P	coeficiente parcial relativo às ações associadas com o pré-esforço;
γ_Q	coeficiente parcial relativo às ações variáveis Q;
$\gamma_{\phi'}$	coeficiente parcial de segurança relativo ao ângulo de atrito interno;
ΔT	variação de temperatura equivalente;
$\Delta\sigma_{pt,c}$	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;
$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido aos efeitos diferidos (retração, fluência e relaxação);
δ	valor de deslocamento; ângulo;
δ_{c+r}	valor do 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;
δ_d'	valor de cálculo do ângulo de atrito muro-solo do tardo;
ζ	coeficiente de amortecimento;
ζ_3	coeficiente de correlação para valores médios de capacidade resistente calculado em estacas moldadas;
ζ_4	coeficiente de correlação para valores mínimos de capacidade resistente calculado em estacas moldadas;
ϵ_c	extensão do betão à compressão;
ϵ_{cc}	extensão total de fluência;
ϵ_{cs}	extensão total de retração;
ϵ_p	extensão dos cabos de pré-esforço;
ϵ_s	extensão das armaduras ordinárias;
λ	alcance das perdas por reentrada das cunhas; coeficiente de esbelteza;
$\lambda_{lim,j}$	esbelteza limite na direção j;
μ	coeficiente; coeficiente de atrito;
η	coeficiente de redução sísmica;

η_g	fator do efeito de grupo de estacas;
ν	coeficiente de Poisson; coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
ρ	fator de relaxação;
ρ_s	taxa geométrica de armaduras;
ρ_{1000}	valor da perda por relaxação (em %), 1000 h após a aplicação do pré-esforço e uma temperatura média de 20°C;
σ	tensão;
σ_c	tensão de compressão no betão;
$\sigma_{c,a+rc}$	tensão de compressão do betão após as perdas por atrito e por reentrada das cunhas;
σ_{inf}	tensão aplicada na fibra inferior de uma secção;
σ_P	tensão no aço de pré-esforço;
σ_{P0}	valor da tensão de pré-esforço inicial;
$\sigma_{P0,a}$	valor da tensão de pré-esforço após as perdas por atrito;
$\sigma_{P0,a+rc}$	valor da tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas;
σ_{P0}'	tensão de esticamento dos cabos de pré-esforço;
$\sigma_{P\infty}$	valor da tensão de pré-esforço a longo prazo;
σ_{sup}	tensão aplicada na fibra superior de uma secção;
$\sigma'_{V,max}$	valor de cálculo da tensão efetiva vertical máxima;
$\sigma'_{V,med}$	valor de cálculo da tensão efetiva vertical média;
θ	coeficiente; inclinação; ângulo;
θ_0	valor básico;
\emptyset	diâmetro de um varão ou da bainha de pré-esforço;
\emptyset_{adot}	diâmetro adotado;
\emptyset_b	diâmetro exterior da bainha do cabo de pré-esforço;
Φ'	ângulo de atrito interno do solo;
Φ'_d	valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo;
Φ	coeficiente; ângulo;
$\Phi(t,t_0)$	coeficiente de fluência do betão entre as idades t e t_0 em relação à deformação elástica aos 28 dias;
Ψ	coeficiente de redução; ângulo; coeficiente;
τ_1	tensão 1 do quadro VI do REBAP;
ω	taxa mecânica de armadura;

Siglas

CG	<i>centro de gravidade;</i>
CP	<i>cargas permanentes;</i>
CR	<i>centro de rigidez;</i>
EC	<i>eurocódigo;</i>
ELU	<i>estado limite último;</i>
ELUtl	<i>estado limite de utilização;</i>
EN	<i>norma europeia;</i>
EQU	<i>estado limite último de equilíbrio;</i>
F.S.	<i>fator de segurança;</i>
HL	<i>horizontal longitudinal;</i>
HR	<i>humidade relativa;</i>
HT	<i>horizontal transversal</i>
PE	<i>pré-esforço;</i>
PP	<i>peso próprio;</i>
RCP	<i>restantes cargas permanentes;</i>
REBAP	<i>regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado;</i>
RH	<i>humidade relativa;</i>
RSA	<i>regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes;</i>
SC	<i>sobrecarga;</i>
SCC	<i>sobrecarga concentrada;</i>
SCU	<i>sobrecarga uniforme;</i>
VDT	<i>variação diferencial de temperatura;</i>
VUT	<i>variação uniforme de temperatura;</i>
VT	<i>veículo tipo.</i>

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

O presente documento refere-se ao “Projeto de Execução de uma Obra de Arte – Viaduto 3”.

As Obras de Arte em engenharia civil pertencem as construções que requerem uma elevada especialização, tanto a nível estrutural quanto de estética; isto é, necessitam de um elevado rigor na sua conceção estrutural, assim como têm que estar esteticamente equilibradas com o meio ambiente e outras infraestruturas envolventes. O grupo é constituído pelas pontes, viadutos e túneis.

Os viadutos são estruturas normalmente construídas sobre um vale seco, uma linha de água de pequena importância, infraestruturas rodó e ferroviárias, assegurando a continuidade da via de comunicação que permite a passagem com comodidade e segurança de bens e pessoas.

Na elaboração do projeto de execução consideram-se todas as variáveis e condicionamentos existentes, tais como o traçado viário, a localização, as ações atuantes na estrutura, as propriedades dos materiais, processos construtivos a adotar e o terreno de fundação.

Em Portugal para regular a elaboração de projetos de estruturas de betão armado estão em vigor o Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (*RSA*), o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (*REBAP*) e a Regulamentação Europeia: os Eurocódigos estruturais, sendo estes basilares na elaboração do presente Projeto.

1.2 Objetivos

Através deste trabalho pretende-se o dimensionamento de um viaduto rodoviário em betão armado e pré-esforçado, tendo como base o Estudo Prévio elaborado na unidade curricular de Pontes e Viadutos.

Em todas as situações devem ser exemplificadas e respeitadas todas as disposições regulamentares aplicáveis em vigor, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (*RSA*), o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (*REBAP*) e os Eurocódigos estruturais, procurando a correlação entre as normas nacionais e a europeia.

A verificação da segurança recomendada pelas regulamentações descritas anteriormente, cumprindo todos os níveis de fiabilidade, funcionalidade, durabilidade e economia exigidos a um projeto dessa natureza.

Validar os métodos expeditos utilizados no Estudo Prévio, comparando os valores aí obtidos, com os obtidos na fase de Projeto de Execução.

1.3 Estrutura do trabalho

O trabalho está dividido em cinco Capítulos. O Capítulo 1 é unicamente introdutório. No Capítulo 2 faz-se a descrição da solução adotada, das condicionantes do projeto, dos critérios de verificação da segurança, dos materiais a utilizar, das metodologias de cálculo adotadas e do processo construtivo a aplicar. Os resultados e respetivos cálculos justificativos são apresentados no Capítulo 3. A seguir, no Capítulo 4, apresentam-se as comparações entre o Estudo Prévio e o Projeto de Execução. O Capítulo 5 esta reservado às conclusões. E por último apresentam-se os anexos de cálculo e as peças desenhadas.

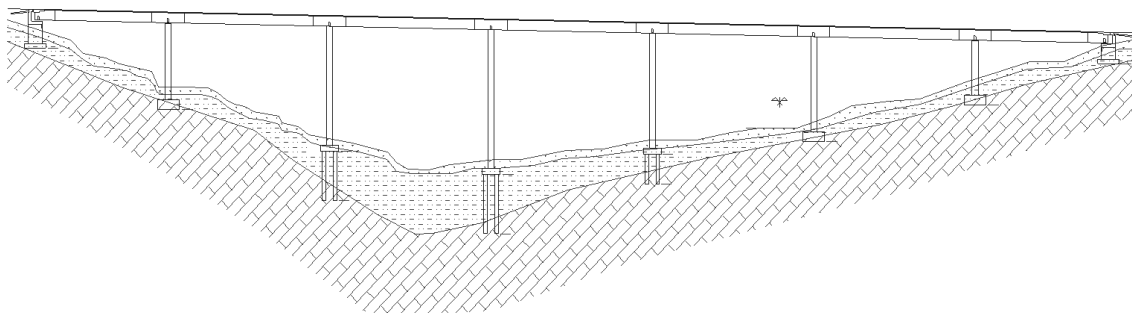


Figura 1-1 – Corte longitudinal do viaduto

CAPÍTULO 2

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

No presente Capítulo descrevem-se e justificam-se os aspetos a ter em conta no projeto de execução do viaduto. Tratam-se de temas importantes que contribuem para um maior rigor na elaboração do projeto, procurando dar respostas a todas as exigências, tanto de modelação quanto as normativas.

Começa por abordar as condicionantes gerais na elaboração do viaduto; apresentando de seguida as principais soluções tendo com base as definidas em fase de estudo prévio.

Aborda também os principais aspetos relacionados aos critérios de verificação da segurança, tendo como base os artigos e cláusulas das normas utilizadas, assim como são apresentados os principais modelos de cálculo, desenvolvidos com o auxílio do *SAP2000*, programa de cálculo automático.

Por último é feita uma síntese do processo construtivo utilizado, descrito por etapas.

2.1 Condicionantes do projeto

A obra de arte pertence à classe I de pontes e foi dimensionada tendo em conta as condicionantes presentes, nomeadamente, a obrigatoriedade de respeitar o projeto viário existente, assim como de cumprir a exigência normativa aplicável. Foram também consideradas as condicionantes geotécnicas existentes no vale, decisivas nas escolhas das soluções de fundação do viaduto.

A obra de arte esta localizada em ambiente moderadamente agressivo.

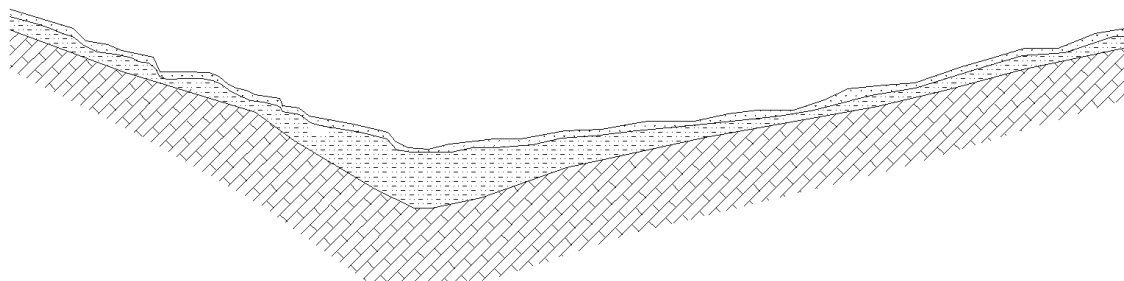


Figura 2-1 – Corte longitudinal do vale

2.1.1 RASANTE E PERFIL TRANSVERSAL

A obra de arte desenvolve-se entre os quilómetros 0+918,425 e 1+215,425 do traçado, ou seja, numa extensão de 297 metros, segundo um alinhamento reto que em termos de perfil longitudinal se desenvolve num tranel descendente com uma inclinação de 2% (ver Figura 2-2 e Figura 2-3).

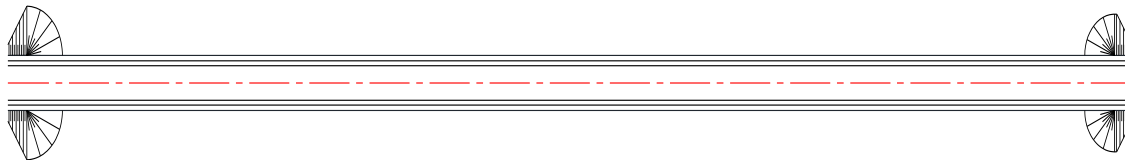


Figura 2-2 – Viaduto em planta

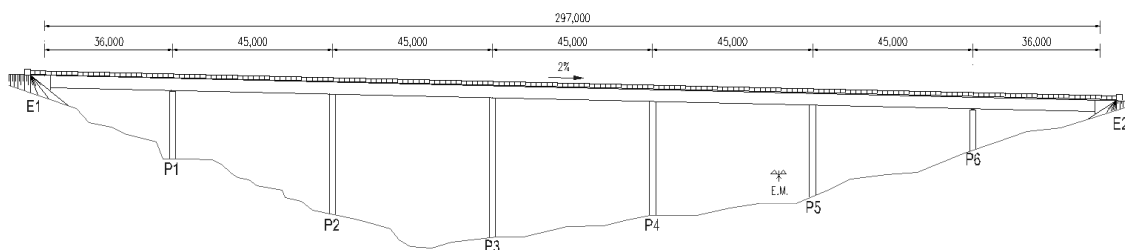


Figura 2-3 – Viaduto em perfil

O perfil transversal do viaduto é representado na (ver Figura 2-4).

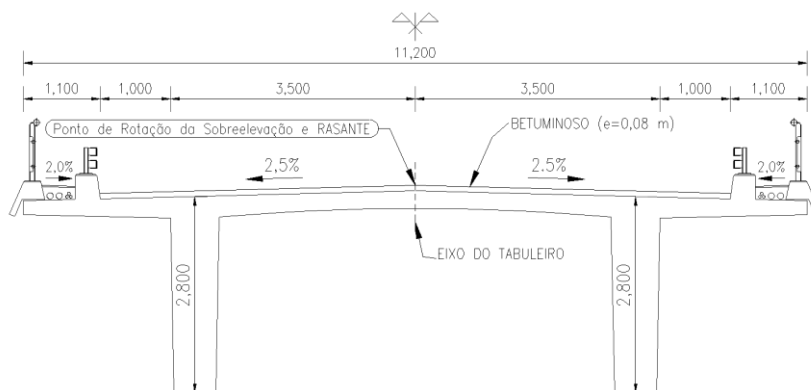


Figura 2-4 – Perfil transversal tipo do viaduto

Este perfil transversal comporta duas vias de tráfego, uma em cada sentido, de 3,500 metros de largura. As bermas são de 1,000 metros de largura, enquanto os passeios têm 1,100 metros também de largura. Logo, a largura total do perfil transversal é de 11,200 metros, sendo a inclinação transversal de 2,5% para ambos os lados do eixo de simetria da faixa de rodagem de sentidos opostos e a inclinação transversal nos passeios de 2,0% para o interior.

2.1.2 GEOLOGIA E FUNDAÇÕES

O solo de fundação é constituído por três estratos. O primeiro é composto por terras vegetais de cobertura, o segundo por siltes e saibros alterados e o terceiro por granitos pouco alterados a são. No ensaio realizado aos estratos, nomeadamente o ensaio (*SPT*), constatou-se que no primeiro estrato o índice de resistência à penetração (*NSPT*) é inferior a 20 pancadas, no segundo encontra-se compreendido entre 30 a 50 pancadas, e na terceira camada litológica apresenta valores superiores a 60 pancadas. Assim, com a presente litoestratigrafia, prevê-se que para as fundações dos encontros e dos pilares, afastados da zona de maior desnível entre a camada mais resistente e a menos resistente, sejam usadas fundações diretas através de sapatas, e para os pilares que se encontram em zonas de maior desnível prevê-se o uso de estacas profundas.

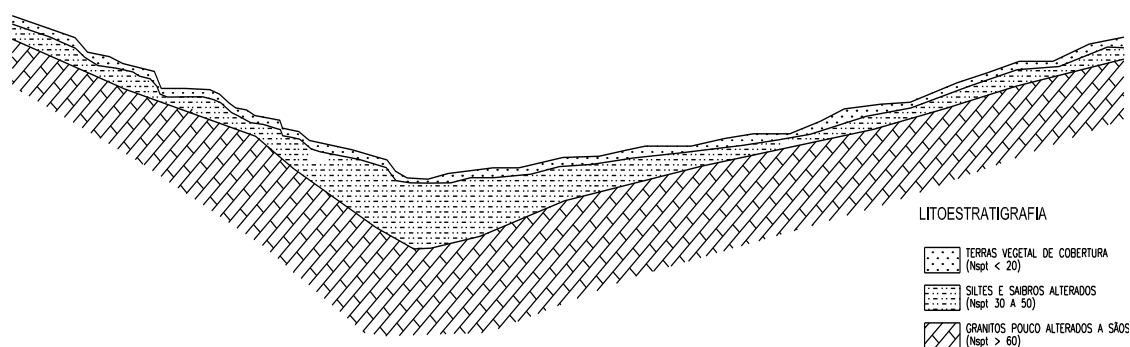


Figura 2-5 – Perfil geológico do vale

2.1.3 ZONA SÍSMICA

Considerando a localização geográfica do projeto, e segundo o *RSA Artigo 28.º*, o viaduto está inserido na zona sísmica A. Deste modo o dimensionamento da ação sísmica é realizado de acordo os espectros de resposta quantificados no *RSA Artigo 29.2º-Anexo III*, para ações do tipo 1 e 2 num terreno tipo II. Os respetivos espectros podem ser encontrados no presente documento, no *Anexo S*.

2.2 Solução apresentada

2.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No desenvolvimento do projeto procurou-se encontrar uma solução estrutural simples que estivesse alinhada com as condicionantes do projeto viário; garantido a travessia do vale de forma cômoda e segura através de um dimensionamento com benefícios em termos construtivos e económicos.

A solução adotada consiste em um tabuleiro suportado por encontros nas extremidades e por seis alinhamentos de pilares, cada um com dois pilares. Com sete vãos no total, dois junto aos encontros e cinco entre os alinhamentos de pilares, dimensionados tendo em conta o que se pratica em estruturas do género e a não interseção dos alinhamentos de pilares com a estrada municipal existente. Optou-se por

encontros do tipo perdido, favorecendo a integração paisagística da obra de arte em virtude do seu baixo impacto ambiental.

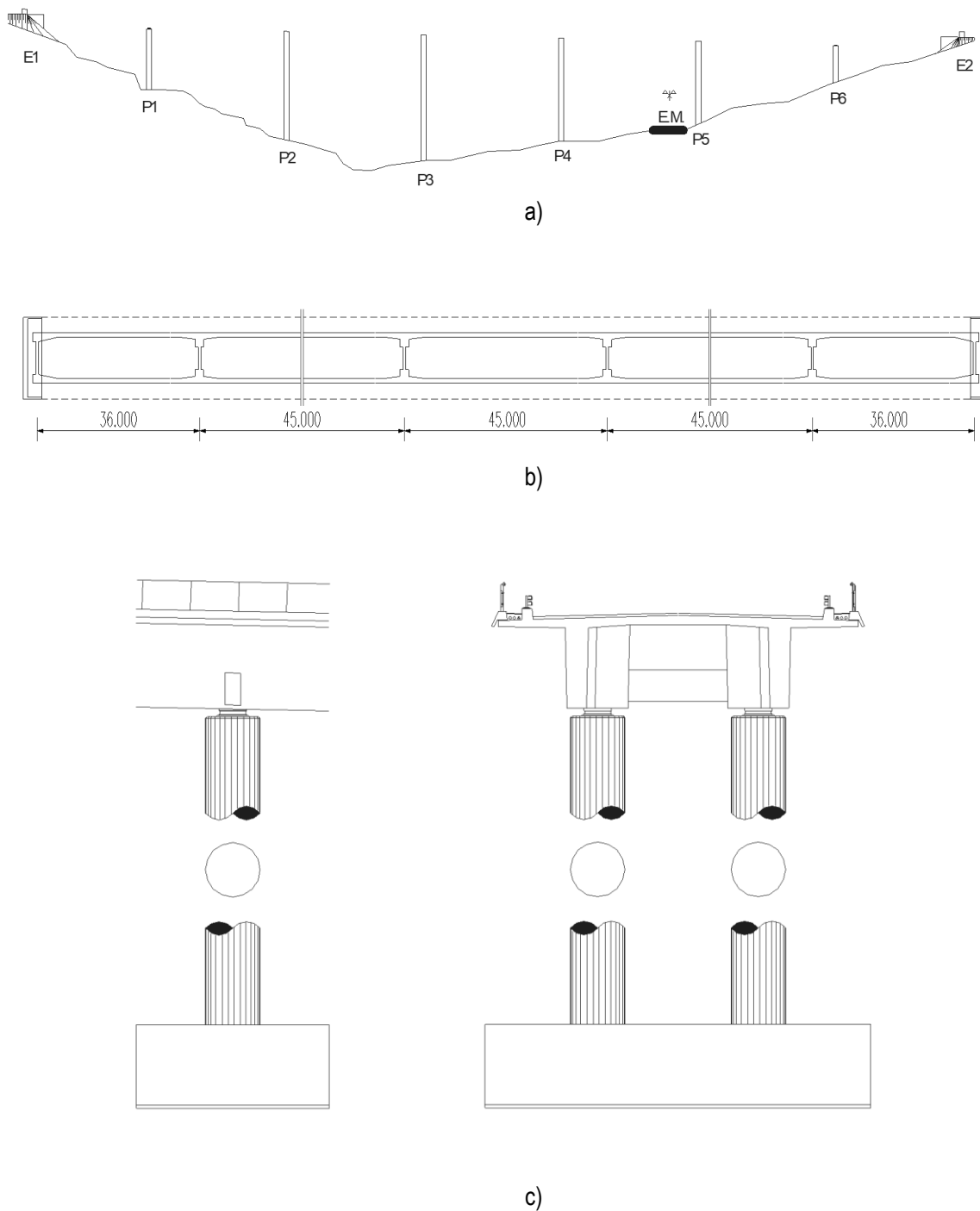


Figura 2-6 – a) Disposição encontros e pilares; b) Disposição vãos; c) Composição do alinhamento de pilares

2.2.2 TABULEIRO

A secção transversal do tabuleiro adotado, que toma a forma de um “ π ”, é composta por duas almas longitudinais ligadas por carlingas sobre os encontros e pilares, assim como por um banzo superior,

sendo a mesma em betão armado pré-esforçado. É uma solução económica, mas tem fraca resistência a momentos negativos, o que, tende a limitar os vãos livres a máximos de cinquenta metros.

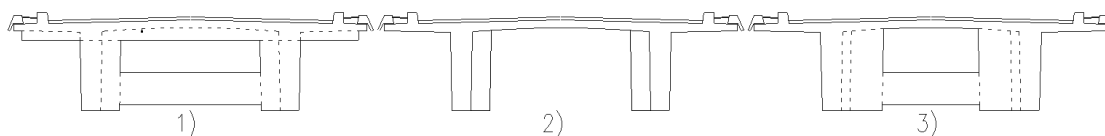


Figura 2-7 – Perspetiva das três principais secções transversais do tabuleiro; 1) zona encontro; 2) zona meio vão e 3) zona pilares

Foram adotados vãos com 45,00 metros de vão corrente e 36,00 metros de vão extremo, por forma a facilitar o processo construtivo e a permitir maior eficiência nas etapas de cofragem e descofragem e, conseqüente rapidez no avanço dos trabalhos.

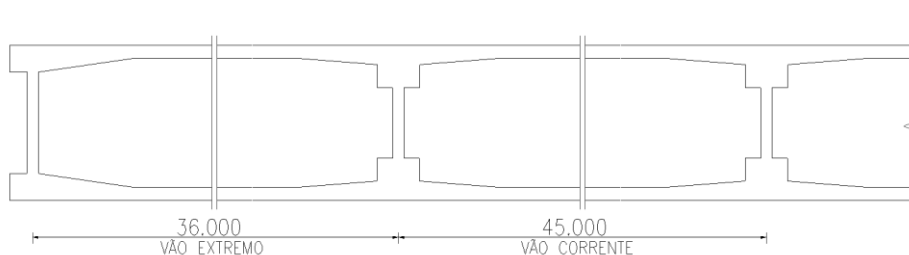


Figura 2-8 – Perspetiva de parte do corte em planta do tabuleiro

O tabuleiro está equipado com dispositivos de drenagem em toda sua extensão, para garantir a recolha para o exterior da estrutura das águas pluviais, garantindo assim a segurança rodoviária.

2.2.3 PILARES

A obra de arte é composta por seis alinhamentos de pilares, formados por dois pilares circulares com 1.70 metros de diâmetro.

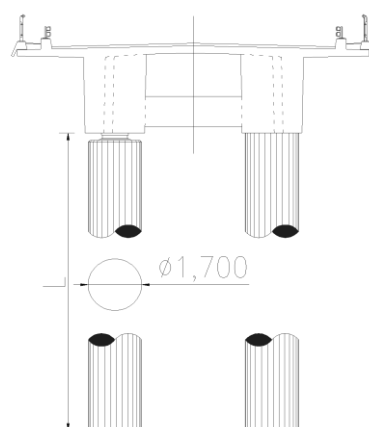


Figura 2-9 – Composição dos alinhamentos de pilares

A ligação dos pilares ao tabuleiro é realizada de formas distintas, assim como as diferentes alturas adotadas, como se pode observar no Quadro 2-1 e Figura 2-9.

Quadro 2-1 – Característica dos alinhamentos de pilares.

Descrição	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Tipo de ligação	Rotulada	Monolítica	Monolítica	Monolítica	Monolítica	Rotulada
Altura	20,000	31,000	36,000	30,000	24,700	14,300

2.2.4 ENCONTROS

Os dois encontros adotados são do tipo perdido. Para além de mais económicos têm melhor integração paisagística e ambiental. O encontro *E1* tem uma altura de 9,000 metros e o encontro *E2* uma altura de 6,960 metros.

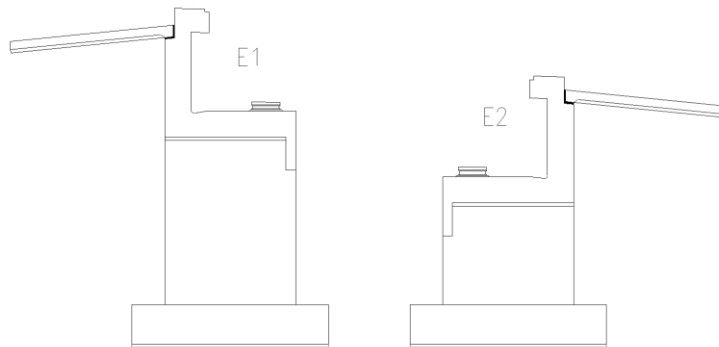


Figura 2-10 – Perspetiva do corte longitudinal dos encontros

Ambos encontros são constituídos pelo espelho, viga de estribo, dois gigantes assentes sobre sapatas individuais, laje de transição e muros de avenida.

2.2.5 FUNDAÇÕES

Os encontros e os pilares *P1*, *P5* e *P6* têm fundações diretas, ou seja, sapatas. No entanto os restantes pilares têm fundações indiretas, isto é, estacas agrupadas num maciço de encabeçamento que permitem alcançar o estrato com capacidade resistente.

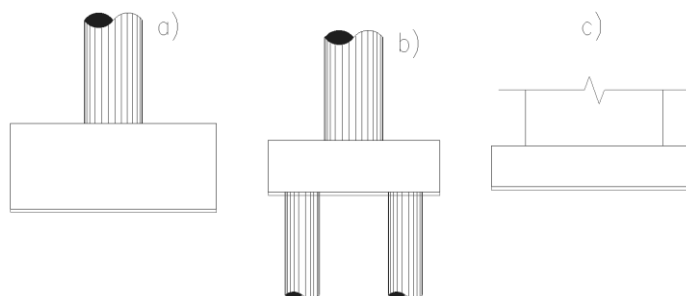


Figura 2-11 – Corte vertical pelas fundações dos: a) Pilares P1, P5 e P6; b) Pilares P2, P3 e P4; c) Encontros

Cada encontro tem duas sapatas com dimensão correspondente à largura longitudinal, largura transversal e altura. Já nos pilares, cada sapata ou maciço suporta os dois pilares do mesmo alinhamento

e a sua dimensão segue a mesma correspondência que a anterior. No Quadro 2-2, encontram-se descritas as características das fundações.

Quadro 2-2 – Característica das fundações

Descrição	E1 e E2	P1, P5 e P6	P2	P3	P4
Tipo de fundação	Direta	Direta	Indireta	Indireta	Indireta
Dimensão sapata [m]	6,00x3,80x1,20	6,00x12,00x2,50	-	-	-
Dimensão maciço [m]	-	-	5,00x11,00x2,00	5,00x11,00x2,00	5,00x11,00x2,00
Número de estacas	-	-	8	8	8
Altura estacas [m]	-	-	12,798	15,502	7,684

2.2.6 PORMENORES CONSTRUTIVOS

O enchimento dos passeios é realizado com betão de regularização não vibrado. Esse enchimento é limitado pela viga de bordadura e pelo lancil de apoio da guarda de segurança. Em cada passeio estão instalados dois tubos de polietileno com 90,00 milímetros de diâmetro e três tubos de polietileno com 40 milímetros de diâmetro, destinados à passagem de eventuais cabos de serviço.

Quanto ao revestimento dos passeios é formado por betonilha esquartelada com 2,00 centímetros de espessura, com uma inclinação para o interior de 2,0%.

Os guarda-corpos são constituídos por um corrimão de aço sustentado por montantes de aço aparafusados às vigas de bordadura. Para uma maior durabilidade, todos os elementos metálicos serão devidamente tratados e protegidos contra a corrosão.

Quanto a faixa de rodagem e berma da obra de arte está revestida por betuminoso com espessura de 8,00 centímetros, incluindo uma camada de desgaste de 4,00 centímetros.

Todo o tabuleiro está provido de todos os dispositivos para uma correta drenagem das águas pluviais, nomeadamente dois tubos de polietileno com 90 milímetros de diâmetro a um quarto de vão.

As superfícies do viaduto em contacto com o terreno serão pintadas para proteção de infiltrações, por intermédio de emulsão betuminosa.

2.2.7 MATERIAIS

O viaduto em estudo é composto por betão armado e betão armado pré-esforçado que de acordo com a NP EN206-1, têm as seguintes especificações (ver Quadro 2-3).

Quadro 2-3 – Especificação do betão

NP EN 206-1						
Descrição	Classe de resistência à compressão	Classe de exposição ambiental	Classe de teor de cloretos	Máxima dimensão do agregado mais grosso D_{max}	Classe de consistência	
Regularização	C16/20	X0(P)	-	25	S3	
Enchimento	C16/20	XC2(P)	C10,40	25	S3	
Encontros	-Fundações	XC2(P)	C10,40	25	S3	
	-Elevações	C30/37	XC4(P)	C10,40	25	S3
	-Laje de Transição	C30/37	XC2(P)	C10,40	25	S3
Pilares	-Fundações	C30/37	XC2(P)	C10,40	25	S3
	-Elevações	C35/45	XC4(P)	C10,40	25	S3
Tabuleiro	C35/45	XC4(P)	C10,20	25	S3	

Em relação às armaduras, recorre-se ao aço *A500 NR* para as passivas e as de pré-esforço ao aço *Y1860 S7*.

Os recobrimentos nominais a adotar são de *7,0* centímetros para as superfícies em contacto com o terreno e de *4,0* centímetros para as restantes superfícies

2.3 Critérios de verificação da segurança e ações

Analisa-se em seguida os principais critérios de verificação da segurança descritos nas normas regulamentares.

2.3.1 AÇÕES

As ações permanentes estimadas na verificação de segurança foram:

- Peso próprio da estrutura;
- Restante carga permanente;
- Pré-esforço;
- Efeitos diferidos (fluência, retração e relaxação).

Como ações variáveis foram consideradas:

- Sobrecarga rodoviária (uniforme e linear);
- Sobrecargas nos passeios;
- Veículo tipo;
- Variação (uniforme e diferencial) de temperatura;
- Sismo.

2.3.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Para a verificação da segurança, foram tidas em consideração as normas em vigor.

Assim sendo para as ações, combinações e critérios a considerar na segurança estrutural da obra de arte, foram as propostas no Regulamento de segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e no Eurocódigo 0 (EN 1990).

No dimensionamento e cálculo estrutural foram consultados o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1), Eurocódigo 7 (EN 1997-1) e o Eurocódigo 8 (EN 1998-5).

A segurança do tabuleiro foi verificada considerando os casos mais desfavoráveis contemplados para os Estados Limites de Utilização (ELU_{util}) e para os Estados Limites Últimos (ELU).

No que diz respeito ao dimensionamento dos pilares, consideraram-se o estado limite último de flexão afetado com o efeito de segunda ordem e o estado limite de esforço transversal. Já para os encontros foi considerado o estado limite último de resistência do solo (GEO), o estado limite de perda de equilíbrio (EQU) e o estado de rotura estrutural (STR).

❖ Estados Limites de utilização

Os estados limites de utilização a considerar, segundo o REBAP Artigo 11.º foram:

- ◆ Estado Limite de Fendilhação:
 - Estado Limite de Descompressão;
 - Estado Limite de Largura de Fendas.
- ◆ Estado Limite de Deformação.

Na verificação do estado limite de descompressão aplica-se a combinação quase-permanente de ações, já para o estado limite de largura de fendas é utilizada a combinação frequente de ações. Já o estado limite de deformação no qual se aplica a combinação frequente de ações, não é condicionante numa obra em que se aplica o pré-esforço.

a) Combinação quase-permanente

$$E_{qp} = \sum_{j=1}^m G_{j,k} + P_k + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \times Q_{i,k} \quad [2.1]$$

Em que:

$G_{i,k}$ – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

P_k – Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

$Q_{i,k}$ – Esforço resultante de uma ação variável, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente de redução (ψ_2), correspondente à ação variável de ordem i .

b) Combinação frequente

$$E_{freq} = \sum_{j=1}^m G_{j,k} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{1,k} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{i,k} \quad [2.2]$$

Em que:

$G_{j,k}$ – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

P_k – Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

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

$Q_{i,k}$ – Esforço resultante de uma ação variável acompanhante da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{1,1}$ – Coeficiente de redução (ψ_1) da ação variável base;

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente de redução (ψ_2), correspondente à ação variável de ordem i .

❖ Estados Limites de Últimos

A segurança ao estado limite último é assegurada segundo o *REBAP Artigo 47.1º* e o *EC0 Artigo 6.4.2 (1)* pela seguinte expressão:

$$E_d \leq R_d \quad [2.3]$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo do esforço atuante;

R_d – Valor de cálculo do esforço resistente.

No presente projeto foi realizado um estudo relativamente aos estados limites últimos contemplando as seguintes verificações:

i. Flexão

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad [2.4]$$

Em que:

M_{Ed} – Valor de cálculo do momento atuante;

M_{Rd} – Valor de cálculo do momento resistente.

ii. Esforço transversal

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad [2.5]$$

Em que:

V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

V_{Rd} – Valor de cálculo do esforço transversal resistente.

iii. Combinações efetuadas

Com base no *RSA Artigo 9.2º*, para a verificação da segurança aos estados limites últimos de flexão e de esforço transversal foi considerada a combinação fundamental de ações, descrita de seguida.

$$E_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G,j} \cdot G_{j,k} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1,k} \cdot Q_{1,k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{i,k} \quad [2.6]$$

Em que:

$G_{j,k}$ – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

P_k – Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

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

$Q_{i,k}$ – Esforço resultante de uma ação variável acompanhante da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{G,i}$ – Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

$\gamma_{Q,1}, \gamma_{Q,i}$ – Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

$\psi_{0,i}$ – Coeficiente de redução (ψ_0), correspondente à ação variável de ordem i .

Para além da combinação anterior, dada a forte componente horizontal gerada pela ação sísmica, na análise dos pilares, encontros e respetivas fundações, houve a necessidade de considerar a combinação sísmica referida também no *RSA Artigo 9.2º*, apresentada de seguida.

$$E_d = \sum_{j=1}^m G_{j,k} + P_k + \gamma_Q \cdot A_{Ek} + \sum_{i=2}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{i,k} \quad [2.7]$$

Em que:

$G_{j,k}$ – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

P_k – Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

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

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

$Q_{i,k}$ – Esforço resultante de uma ação variável acompanhante da ação de base, tomada com o seu valor característico;

γ_Q – Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

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

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente de redução (ψ_2) de 2ª ordem, correspondente à ação variável de ordem i .

❖ Coeficientes parciais de segurança

O método dos coeficientes parciais de segurança consiste na majoração das ações e minoração das propriedades dos materiais, sendo que os valores numéricos dos mesmos permitem garantir um nível de fiabilidade admissível.

i. Dimensionamento estrutural (STR)

Para o dimensionamento estrutural, tendo como base o referido no *ECO Anexo A*, utilizaram-se os coeficientes parciais de segurança referidos no Quadro 2-4.

Quadro 2-4 – Coeficientes parciais de segurança das ações para o dimensionamento estrutural

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

ii. Dimensionamento geotécnico (EQU e GEO)

No dimensionamento geotécnico, também com base ao referido no *ECO Anexo A*, aplica-se os coeficientes parciais de segurança das ações observadas no Quadro 2-5.

Quadro 2-5 – Coeficientes parciais de segurança das ações para o dimensionamento geotécnico

Ações	Designação	EQU		GEO	
		A _{EQU}	A1	A2	A2
Permanentes	Desfavorável	γ_G	1,10	1,35	1,00
	Favorável		0,90	1,00	1,00
Variável (exceto o sismo)	Desfavorável	γ_G	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, por sua vez são os indicados no Quadro 2-6.

Quadro 2-6 – Coeficientes parciais de segurança das propriedades dos materiais

Propriedades dos materiais	Designação	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

Por fim, quando se escolhe a por aplicação de estacas moldadas, a resistência do solo tem os seguintes coeficientes de segurança, ver Quadro 2-7.

Quadro 2-7 – Coeficientes de segurança para as capacidades resistentes em estacas moldadas

Resistência	Designação	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

Quando se trata de uma combinação do qual a ação variável base não seja a ação sísmica, a abordagem de cálculo tipo 1 de acordo com *EC7 Artigo 2.4.7.3.4.2 (1)*, apresenta as seguintes combinações de coeficientes, ver Quadro 2-8.

Quadro 2-8 – Combinações de coeficientes para a abordagem de cálculo 1 para as ações variáveis exceto o sismo

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

De acordo com o *EC8-5*, no caso em que a ação variável base é a ação sísmica os coeficientes parciais de segurança, relacionam-se de acordo ao Quadro 2-9.

Quadro 2-9 – Combinação de coeficientes para a abordagem de cálculo 1 para a ação sísmica

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

Quando se esta presente a ação sísmica como ação variável base, os coeficientes parciais de segurança da resistência do solo a utilizar são as do tipo *R1* e não do tipo *R4*, devido ao carácter instantâneo da ação sísmica.

❖ Coeficientes de redução

Os coeficientes de redução aplicáveis às ações variáveis, apresentam-se no Quadro 2-10.

Quadro 2-10 – Valores dos coeficientes de redução

Ação variável	Designação		
	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
			0,2
SC	0,6	0,4	0,0

(AVB: Sismo)

2.4 Modelos de cálculo

Por forma a obter os valores característicos dos esforços atuantes da estrutura, efetuaram-se três modelos recorrendo a um programa de cálculo automático reconhecido, *SAP2000*. Os três modelos compreendem a análise longitudinal, a análise transversal e a análise sísmica.

Posteriormente com auxílio do *software Excel* os valores característicos são tratados e aplicados às expressões a serem cumpridas no que concerne as normas em vigor.

2.4.1 MODELO DE ANÁLISE LONGITUDINAL

Para a análise longitudinal foi considerado um modelo composto por uma única viga contínua, repartida por secções de diferentes características, em que se consideram os tramos e restrições, no qual o primeiro apoio representante do primeiro encontro é fixo e os restantes apoios são móveis em representação dos pilares e do segundo encontro.



Figura 2-12 – Modelo de análise longitudinal do tabuleiro

Neste modelo são aplicados vários carregamentos, nomeadamente o peso próprio do tabuleiro, as cargas equivalentes a ação do pré-esforço, as restantes cargas permanentes, as sobrecargas longitudinais e a variação diferencial de temperatura.

2.4.2 MODELO DE ANÁLISE TRANSVERSAL

A análise transversal dos esforços característicos atuantes no tabuleiro é feita recorrendo a um modelo tridimensional composto por malhas de elementos finitos de $0,5 \times 0,5m$. O modelo toma o comprimento do vão corrente da obra de arte correspondente a 45,00 metros e está encastrado nas extremidades, dado que os deslocamentos verticais são reduzidos, assim como a existência de simetria aproximada dos momentos nas secções do tabuleiro na zona dos pilares (ver Figura 2-13).

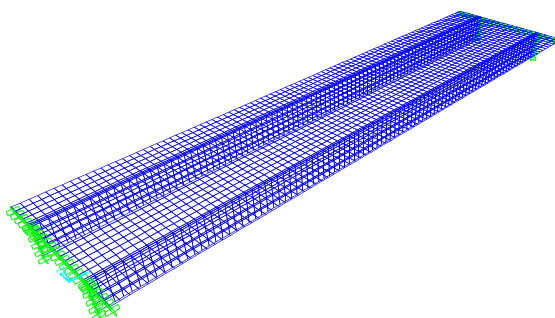


Figura 2-13 – Modelo de análise transversal do tabuleiro

Neste modelo são aplicadas todas as ações aplicáveis, nomeadamente o peso próprio do tabuleiro, às restantes cargas permanentes, o veículo tipo e as sobrecargas nos passeios

2.4.3 MODELO DE ANÁLISE SÍSMICA

Trata-se de um modelo tridimensional, com a finalidade de dimensionar os pilares, encontros e fundações. Tanto os pilares como o tabuleiro foram modelados procurando garantir as condições de ligação tabuleiro-pilar e tabuleiro-encontro através de “constraints” e “releases”, com base em cada tipo de ligação.

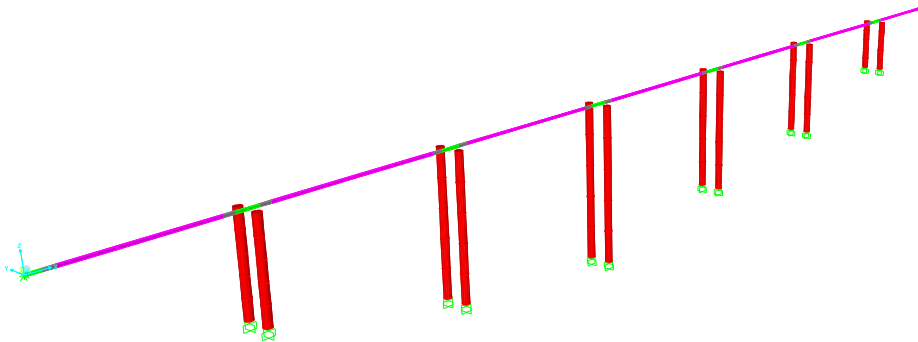


Figura 2-14 – Modelo de análise sísmica

Os pilares e o tabuleiro foram modelados como elementos de barra (“frame”), apresentados na figura acima na vista “extrude” do SAP2000. No modelo foram aplicados todos os carregamentos para análise longitudinal, nomeadamente peso próprio, pré-esforço, restantes cargas permanentes, sobrecargas longitudinais, ação sísmica e a variação diferencial e uniforme da temperatura.

2.5 Processo construtivo

O processo construtivo adotado no presente projeto foi ao encontro da solução mais utilizada em Portugal, sendo este caracterizado pela betonagem “in situ” do tabuleiro, pelo método de construção tramo a tramo com recurso a cimbres inferiores móveis auto lançáveis e cimbra ao solo.

A obra de arte é composta por dois encontros ($E1$ e $E2$), seis alinhamentos de pilares; em que cada alinhamento é constituído por dois pilares; e um tabuleiro que dispõe de sete tramos; em que o primeiro começa no encontro $E1$ e termina a um quinto do segundo vão. Do segundo ao sexto vão, os tramos começam a um quinto do vão e terminam a um quinto do vão seguinte. Já o sétimo tramo começa a um quinto do sétimo vão e termina no encontro $E2$. Os tramos são betonados sequencialmente de forma individual, sendo a continuidade do tabuleiro assegurada pelas juntas de betonagem localizadas a um quinto do vão onde os valores do momento fletor são menores. As etapas construtivas do tabuleiro são realizadas no sentido do $E1$ para o encontro $E2$, conduzidas por uma frente de trabalho apenas.

No global, o processo construtivo da obra de arte contempla cinco fases.

Numa primeira fase é executada a implantação da obra. De seguida é realizada a desmatação e a decapagem do terreno com aproximadamente trinta centímetros de profundidade na área de trabalho. No seguimento inicia-se a abertura dos caboucos para as fundações e a respetiva aplicação do betão de regularização. Seguidamente é necessário iniciar os trabalhos de corte e dobragem das armaduras,

seguidos da aplicação e consecutiva realização da cofragem e respetiva betonagem. Realiza-se de seguida a armação, cofragem e betonagem parcial dos *E1* e *E2*, sendo a construção total dos mesmos condicionado pela necessidade de aplicação do pré-esforço. Segue-se a armação, cofragem e betonagem dos pilares. Logo após os trabalhos de descofragem dos encontros e pilares, é executada a montagem dos aparelhos de apoio nos mesmos.

Na segunda fase dos trabalhos dá-se início à execução do primeiro tramo do tabuleiro. Deste modo procede-se a colocação do cimbre móvel, onde se realiza a cofragem do primeiro tramo até um quinto do segundo vão. Subsequentemente executa-se o corte, dobragem e aplicação das armaduras passivas e das bainhas para a passagem dos cabos de pré-esforço. Procedendo-se depois a betonagem. Assim que viabilizado faz-se a passagem dos cabos de pré-esforço e executa-se o esticamento dos cabos. Depois da conclusão dos trabalhos no primeiro tramo avança-se o cimbre móvel para o segundo tramo, repetindo os trabalhos anteriores. Entretanto, executa-se o espelho do encontro *E1* e finaliza-se os restantes pilares deixando as armaduras de espera para posterior ligação monolítica com o tabuleiro.

A fase três dos trabalhos consiste na execução do segundo tramo do tabuleiro, com recurso aos mesmos processos realizados no primeiro tramo. Repete-se este procedimento até ao quinto tramo.

Na quarta fase, após conclusão do quinto tramo, desinstala-se o cimbre móvel e monta-se o cimbre ao solo para a realização do sexto e sétimo tramo, que fecha a construção do tabuleiro. Faz-se a desmontagem do cimbre ao solo e assim que possível procede-se à realização do espelho do encontro *E2*.

Por fim, na fase cinco, executam-se todos os trabalhos de acabamentos, montagem de equipamentos e elementos constituintes do tabuleiro, como: viga de bordadura, guardas de segurança, dispositivos de drenagem, pavimento da via e outros.

CAPÍTULO 3

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

3.1 Propriedades geométricas do tabuleiro

O tabuleiro apresenta uma secção transversal em π . Sendo esta composta por um banzo superior, duas almas longitudinais e por um travamento denominado por carlinga, que se situa nas zonas de apoio, isso é onde estão dispostos os pilares e encontros.

Devido à necessidade de representar em modelação no *SAP2000* a variação da secção registada na zona dos apoios, geraram-se três secções *S1*, *S2* e *S3*, que têm as seguintes disposições (ver Figura 3-1).

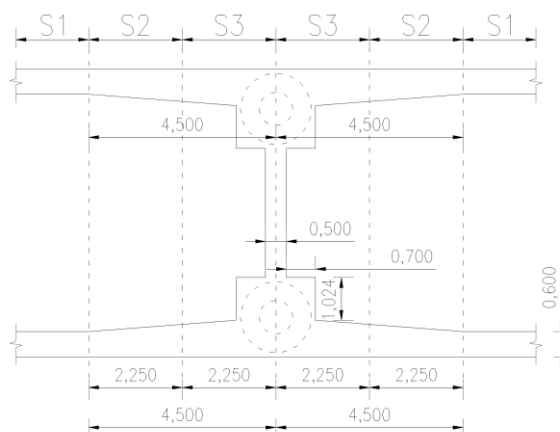


Figura 3-1 – Perspetiva em planta do corte da secção transversal e denominação das secções adotadas

Da observação da figura anterior constata-se que longitudinalmente as secções *S2* e *S3* têm um comprimento de 2,250, englobando a zona de variação do tabuleiro, já a secção *S1*, corresponde a zona corrente do vão.

Transversalmente, a zona de variação do tabuleiro correspondente a *S2* e *S3* e varia em largura a partir de *S1*, com 0,600 metros e *S3* na zona de apoio com 1,900 metros, apenas nas faces interiores das almas. (ver Figura 3-2).

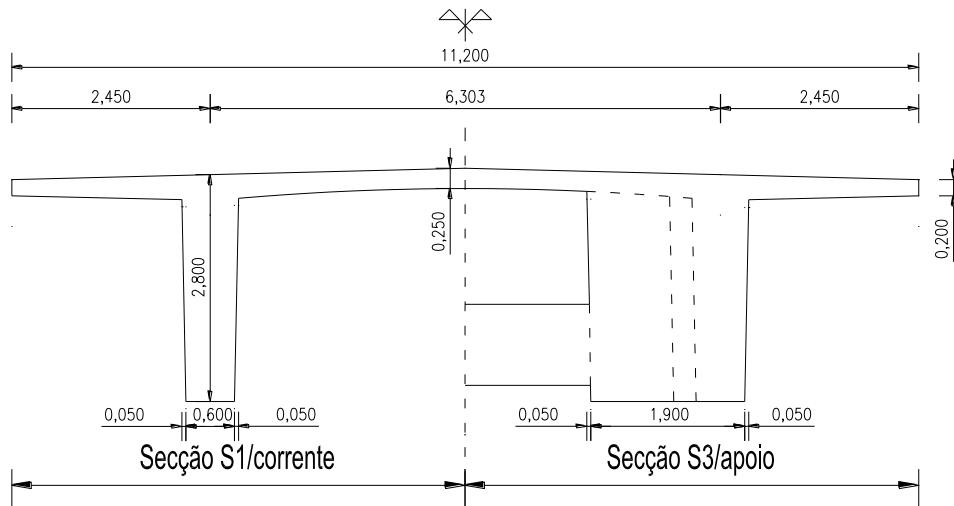


Figura 3-2 – Corte transversal na zona de variação do tabuleiro e denominação das secções

A diferença entre as três secções é a largura da alma que aumenta da secção corrente S1 para a secção de apoio S3.

No Quadro 3-1 apresentam-se as propriedades geométricas das secções adotadas, tendo havido um tratamento diferenciado nas secções S2 e S3, uma vez que foram considerados para suas propriedades as larguras médias das almas nas respetivas secções.

Quadro 3-1 – Propriedades geométricas da secção transversal do tabuleiro

Propriedades	Secção		
	S1 ou corrente	S2	S3 ou de apoio
Área [m ²]	6,148	6,972	8,616
Inércia [m ⁴]	4,697	5,460	6,811
Perímetro [m]	32,613	32,614	32,615
V _{sup} [m]	0,860	-	-
V _{inf} [m]	1,940	-	-

É de referir que as secções S2 e S3 são apenas utilizadas no modelo de cálculo, no *software* SAP200. E também que os valores de V_{inf} e de V_{sup}, quando aplicados, correspondem apenas ao da secção S1.

3.2 Materiais

No Quadro 3-2, apresentam-se as propriedades do material betão para os diferentes elementos.

Quadro 3-2 – Propriedades dos materiais

Betão	Classe de betão	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{ctk} [MPa]	E_{cm} [GPa]	ε_c [‰]
Regularização	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 fundações, tabuleiro	C35/45	35,000	23,333	43,000	3,200	2,200	34,000	3,500

Foram empregues dois tipos de aço, um para armaduras ordinárias e outro para o pré-esforço.

No Quadro 3-3, apresentam-se as propriedades das armaduras ordinárias.

Quadro 3-3 – Propriedades das armaduras ordinária

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

Já para o aço de pré-esforço que é usado apenas no tabuleiro, as suas propriedades são as seguintes (ver Quadro 3-4).

Quadro 3-4 – Propriedades do aço de pré-esforço.

Aço	Classe de aço	F_{puk} [MPa]	F_{pyk} [MPa]	F_{pyd} [MPa]	E_p [GPa]	ε_{pyd} [‰]
Aço de pré-esforço	Y1860 S7	1860,000	1670,000	1400,000	195,000	7,200

3.3 Ações

No que diz respeito as ações, estas foram quantificadas tendo em conta o preconizado na regulamentação em vigor, por forma a verificar a segurança dos elementos condicionantes aos estados limites de utilização e últimos descritos no capítulo anterior.

3.3.1 *DADOS DE DIMENSIONAMENTO*

Para o efeito de dimensionamento, considerou-se a ponte como sendo da classe I e localizada na zona sísmica A.

3.3.2 AÇÕES PERMANENTES

São consideradas ações permanentes aquelas que têm valores constantes ou que sofrem pequenas variações em torno do seu valor médio no tempo de vida útil da estrutura.

Para efeito de dimensionamento foram consideradas como ações permanentes o peso próprio (PP), a restante carga permanente (RCP), o pré-esforço (PE) e os efeitos diferidos (fluência, retração e relaxação).

I. Peso próprio da estrutura

Para efeito de quantificação do peso próprio dos diferentes elementos da estrutura, foram considerados diferentes pesos específicos associados aos distintos materiais, nomeadamente:

- Betão armado $\rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$;
- Betão regularização ou simples $\rightarrow \gamma_c = 24 \text{ kN} / \text{m}^3$;
- Aço $\rightarrow \gamma_s = 77 \text{ kN} / \text{m}^3$.

II. Restantes cargas permanentes

As restantes cargas permanentes correspondem ao peso dos elementos não estruturais pertencente a obra de arte, nomeadamente (ver Quadro 3-5).

Quadro 3-5 – Restantes cargas permanentes

	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	25,000	0,093	2,232
	Lancil	25,000	0,113	2,825
	Guarda de segurança	-	-	1,000
	Tapete betuminoso	24,000	0,720	17,280
	Total (RCP)			42,150

Relativamente ao tapete betuminoso esse tem uma espessura de 0.08 metros e é aplicado na faixa de rodagem que tem uma largura de 9,00 metros

III. Pré-esforço

Para a análise da ação, devido ao pré-esforço, calcularam-se cargas equivalentes ao pré-esforço atuantes na estrutura. O cálculo dessas cargas equivalentes encontra-se detalhado convenientemente no subcapítulo posteriormente dedicado ao pré-esforço.

IV. Efeitos diferidos

Os efeitos diferidos são fenómenos característicos dos materiais, como a fluência e retração do betão assim como relaxação dos aços. O cálculo desses efeitos respeita os requisitos mencionados no EC2 e considerou-se uma temperatura constante no valor de 20°C, durante a vida útil da obra de arte.

3.3.3 AÇÕES VARIÁVEIS

Como o nome indica, as ações variáveis, são ações que têm valores com variação apreciável em torno do seu valor médio durante a vida útil do elemento em que estas atuam.

As ações variáveis atuantes na obra de arte consideradas no dimensionamento são; veículo tipo (VT), sobrecarga uniforme (SCU), sobrecarga linear (SCL), sobrecarga concentrada (SCC), variação diferencial da temperatura (VDT), variação uniforme da temperatura (VUT) e sismo (E).

I. Veículo tipo (VT)

O veículo tipo considerado é o indicado no *RSA Artigo 41.º*, para pontes rodoviárias da classe I (ver Figura 3-3).

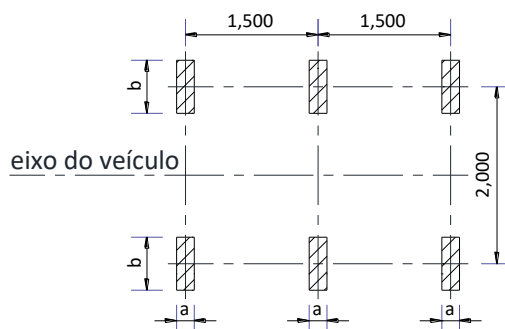


Figura 3-3 – Veículo tipo

Veículo composto por três eixos equidistantes, afastados entre si 1,500 metros, cada eixo constituído por duas rodas afastadas 2,000 metros. Cada uma das seis superfícies de contacto das rodas, com dimensões $a=0,20$ e $b=0,60$ metros representa uma carga transmitida $Q=100kN$.

II. Sobrecarga uniforme (SCU)

A ação da SCU é analisada tanto na direção longitudinal como na direção transversal do tabuleiro do viaduto.

Na direção longitudinal a sobrecarga uniforme considera-se como uma carga distribuída ao longo de toda a largura da secção transversal do tabuleiro, disposta ao longo de toda a faixa de rodagem e passeios, tomando o valor de $4,000kN/m^2$. Para introdução deste valor nos modelos de cálculo automático realizados por intermédio do *Software SAP2000*, modificou-se a SCU para uma linear ao multiplicar-se a carga uniforme pela largura da secção transversal do tabuleiro, ou seja, $4,000 \times 11,200 = 44,800kN/m$.

Já na análise da direção transversal nos passeios, o carregamento para SCU tomou o valor de $3,000kN/m^2$, aplicadas exclusivamente sobre os passeios da obra de arte.

III. Sobrecarga linear (SCL)

A SCL tem o valor de $50kN/m$, aplicada numa extensão de 9,000 metros correspondentes a faixa de rodagem do viaduto. Este carregamento é aplicado exclusivamente na direção longitudinal, deste modo usou-se cargas concentradas com o valor de $50,000 \times 9,000 = 450,000kN$ com afastamento de 1 metro ao longo de todo comprimento do tabuleiro, o efeito destas cargas na estrutura é muitas vezes denominado por efeito de “faca”.

IV. Sobrecarga concentrada no passeio(SCC)

A SCC atua no ponto extremo do passeio e tem o valor de 20,000 kN. É estudada apenas na direção transversal do tabuleiro da obra de arte.

V. Varição diferencial de temperatura (VDT)

A VDT foi aplicada segundo dois gradientes térmicos, um positivo de 10°C e outro negativo de -5°C, correspondente ao aquecimento durante o dia e ao arrefecimento durante a noite, respetivamente.

O gradiente positivo da temperatura é dado por: $\frac{VDT^+}{h_{alma}} = \frac{10}{2,800} = 3,571^\circ C / m$.

O gradiente negativo da temperatura é dado por: $\frac{VDT^-}{h_{alma}} = \frac{-5}{2,800} = -1,786^\circ C / m$.

No qual h_{alma} é a altura da alma da secção transversal do tabuleiro.

VI. Varição uniforme de temperatura (VUT)

Segundo o indicado no RSA, Artigo 18º, a VUT varia entre $\pm 15^\circ C$ para estruturas de betão armado e pré-esforçado não protegidas constituídas por elementos de pequena espessura.

VII. Sismo (E)

A obra de arte encontra-se na zona sísmica A, que corresponde a um coeficiente de sismicidade de $\alpha=1$ segundo o RSA, artigo 29º. Para simular a ação do sismo no viaduto, realiza-se uma análise dinâmica por espectro de resposta, sendo empregue os espectros de respostas fornecidos pelo RSA para a ação do tipo 1 e tipo 2 num terreno tipo II.

Segundo ainda o RSA, a ação sísmica atua separadamente em cada direção, nomeadamente direção longitudinal e direção transversal. Neste contexto, cada elemento foi dimensionado de acordo com o caso mais desfavorável.

As duas ações sísmicas referidas anteriormente, associadas ao tipo de terreno, originam quatro casos de sismos:

a) Direção longitudinal (eixo X):

- S1x – Ação sísmica tipo I em terreno tipo II;
- S2x – Ação sísmica tipo II em terreno tipo II.

b) Direção transversal (eixo Y):

- S1y – Ação sísmica tipo I em terreno tipo II;
- S2y – Ação sísmica tipo II em terreno tipo II.

De acordo com o REBAP, Artigo 33º e considerando uma estrutura de ductilidade normal em que a energia transmitida pelo sismo é maioritariamente absorvida por flexão nos pilares, obtém-se um coeficiente de comportamento sísmico ($\eta = 2$). Deste modo, os esforços devido à ação sísmica são divididos pelo coeficiente referido anteriormente, mas os deslocamentos mantêm-se inalterados.

Na Figura 3-4 apresentam-se as configurações modais e respectivas frequências de vibração para os primeiros cinco modos, obtidas a partir da análise modal no *software* SAP2000, modelo sísmico.

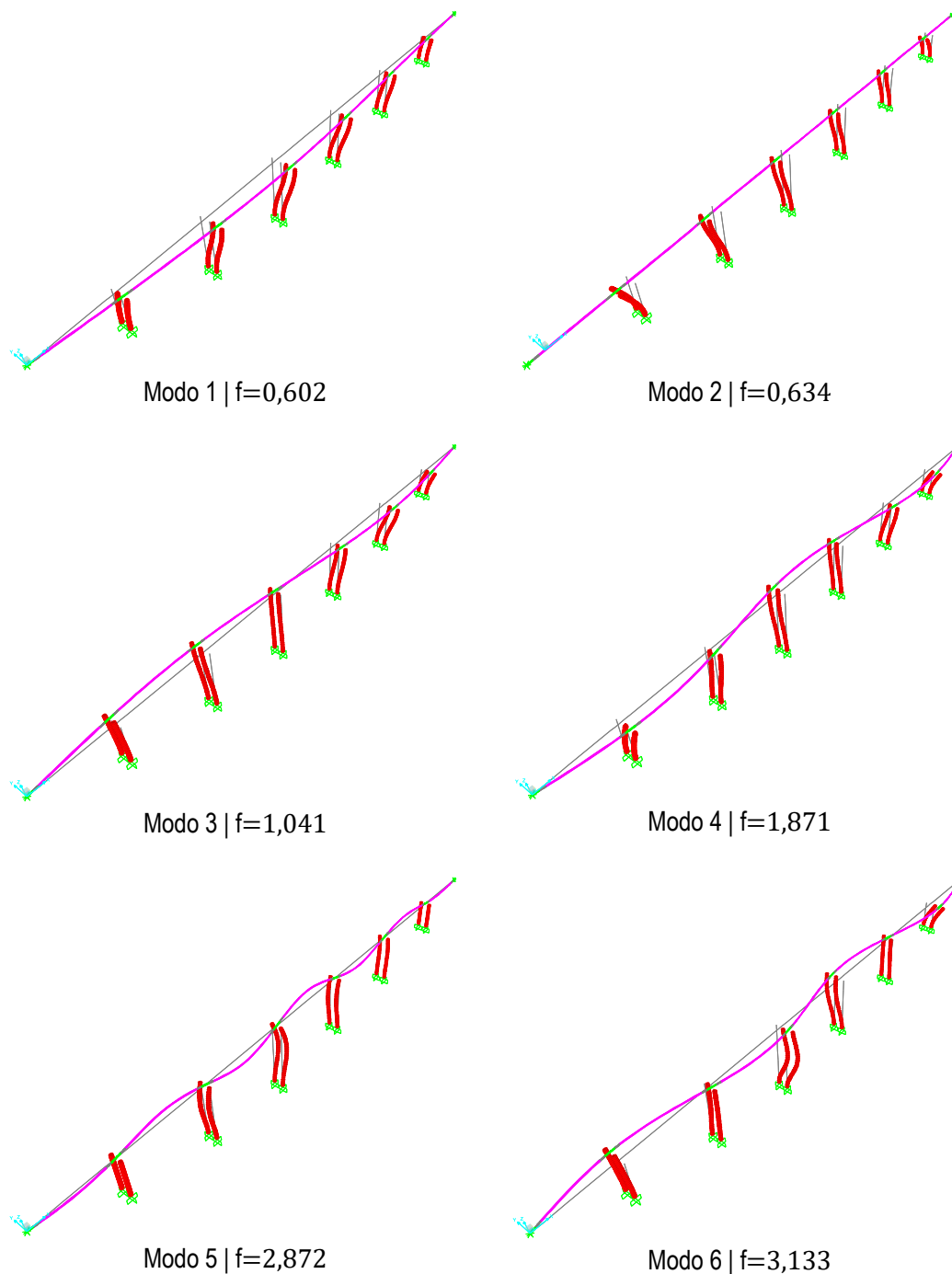


Figura 3-4 – Modos de vibração

Observa-se que para o 1º, 3º, 4º e 6º modo, a tendência de oscilação é segundo a direção transversal, o mesmo já não se verifica para o 2º modo que oscila segundo a direção longitudinal, assim como para 5º modo que oscila orientado pela direção vertical e longitudinal simultaneamente.

É importante referir que por defeito no *software SAP2000*, a análise modal é realizada para doze modos. No Quadro 3-6, apresentam-se os fatores em massa de participação modal e as respectivas frequências para os primeiros seis modos de vibração:

Quadro 3-6 – Fatores em massa de participação modal

Modo	f [Hz]	Fatores em massa de participação modal [%]		
		Longitudinal (eixo X)	Transversal (eixo Y)	Vertical (eixo Z)
1	0,602	0,000	73,171	0,000
2	0,634	91,901	0,000	0,000
3	1,041	0,000	1,683	0,000
4	1,871	0,000	9,091	0,000
5	2,872	0,004	0,000	0,006
6	3,133	0,000	0,050	0,000

Observa-se que para o primeiro modo de vibração 73,171% da massa é solicitada para participar neste modo de vibrar, que se realiza na direção transversal segundo o eixo Y. E para o segundo modo 91,901% da massa é solicitada para participar no modo de vibração, segundo a direção longitudinal eixo X. Nos restantes modos verifica-se que a participação em massa para o modo de vibrar da estrutura fica abaixo dos 10%.

3.4 Pré-esforço

O efeito do pré-esforço foi definido equilibrando 95% das cargas permanentes, nomeadamente o peso próprio e as restantes cargas permanentes. Este necessita de um pré-dimensionamento, ou seja, uma estimativa da quantidade de armadura de pré-esforço para verificação da segurança da estrutura, especificamente ao estado limite de descompressão.

O aço dos cabos de pré-esforço pertencem à classe Y1860 S7.

3.4.1 TRAÇADO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO

Na definição do traçado teve-se em conta algumas condições iniciais tais como a definição do traçado dos cabos, optando-se por um traçado parabólico com excentricidades máximas dependentes das dimensões das bainhas e do recobrimento. Assim, procurou-se 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 que descreve parábolas, no caso de segundo grau e estas são definidas pela expressão:

$$y = ax^2 + bx + c \quad [3.1]$$

Os pontos mais altos da parábola encontram-se dispostos nas zonas dos pilares e os mais baixos nas zonas de meio vão. Porém, tanto o ponto de início, como o de fim das parábolas, ou seja, nas zonas dos encontros os cabos estão situados no centro de gravidade do tabuleiro.

Visto que a construção do tabuleiro é realizada tramo a tramo, a tensão de esticamento dos cabos é aplicada na secção final de cada tramo, que correspondem as juntas de betonagem e a zona do encontro *E2*. Inicialmente, a betonagem é efetuada desde o encontro *E1* até a um quinto do vão seguinte, numa extensão de 45,000 metros. Posteriormente, inicia-se a realização dos tramos seguintes a um quinto de vão, finalizado a um quinto do vão subsequente, também com 45,000 metros de extensão. No último tramo a execução segue o mesmo andamento, acabando no encontro *E2*, numa extensão de 27,000 metros.

Os valores da excentricidade foram definidos como positivos todos aqueles que se estiverem localizados acima da linha neutra e, como negativos, os localizados abaixo da linha neutra.

A Figura 3-5, ilustra o andamento do cabo de pré-esforço.

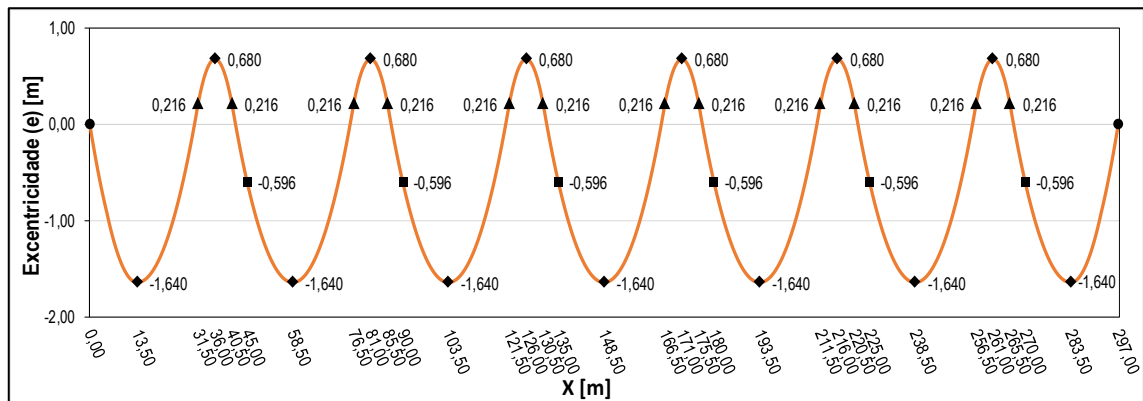


Figura 3-5 – Traçado do cabo de pré-esforço.

Para além do andamento representado por uma linha contínua a Figura 3-5, ilustra também quatro diferentes tipos de etiquetas de dados evidenciadas por marcadores com o seguinte significado:

- ● - Pontos de origem e fim, situados no centro de gravidade do tabuleiro;
- ◆ - Pontos máximos e mínimos do traçado;
- ▲ - Pontos de inflexão (*P.I.*);
- ■ - Pontos de juntas de betonagem (*J.B.*).

Refere-se que nas zonas dos pontos mínimos e máximos do traçado, nomeadamente secção de meio vão e secção do pilar, considerou-se um recobrimento de 0,30 e 0,18 metros respetivamente.

Os *P.I.*'s têm uma excentricidade de 0,216 metros e localizam-se à esquerda e à direita de cada pilar, afastados 4,50 metros destes.

O Quadro 3-7, apresenta a localização das juntas de betonagem (J.B.1,..., J.B.6), através das respectivas coordenadas no traçado.

Quadro 3-7 – Coordenadas do cabo de pré-esforço nas juntas de betonagem

Coordenadas	Juntas de betonagem (J.B)					
	J.B.1	J.B.2	J.B.3	J.B.4	J.B.5	J.B.6
X [m]	45,000	90,000	135,000	180,000	225,000	270,000
Excentricidade (e) [m]	-0,596	-0,596	-0,596	-0,596	-0,596	-0,596

3.4.2 CARGAS EQUIVALENTES

Para a concretização da modelação em SAP2000, é necessário calcular primeiramente as denominadas cargas equivalentes à ação do pré-esforço em cada troço do traçado.

O critério utilizado foi o anteriormente referido, definido na seguinte expressão:

$$q_{eq} = 0,95 \cdot CP \quad [3.2]$$

Em que a carga permanente (CP) corresponde a $CP = PP + RCP$.

A carga equivalente é calculada através da seguinte expressão:

$$q_{eq} = \frac{2f \cdot P}{L^2} \quad [3.3]$$

A demonstração da força nos cabos (P) é feita igualando as expressões [3.2] e [3.3], da seguinte forma:

$$0,95 \cdot CP = \frac{2f \cdot P}{L^2} \Leftrightarrow P = \frac{0,95 \cdot CP \cdot L^2}{2f} \Leftrightarrow P = \frac{0,95 \times (153,750 + 36,040) \times 18,000^2}{2 \times (2,156 - 0,300)}$$

$$\Leftrightarrow P = 15737,436 \text{ kN}$$

Admitindo uma tensão infinita, $\sigma_{\infty} = 1000 \text{ MPa}$, calcula-se a área de armadura de pré-esforço,

$$A_p = \frac{P}{\sigma_{\infty}} = \frac{15737,436}{1000 \times 10^{-1}} = 157,374 \text{ cm}^2, \text{ adotando quatro cabos cada um com 27 cordões, sendo o}$$

diâmetro de um cordão isolado de 15,7mm, com 1,5cm² de área, originando uma armadura de pré-esforço de 4×27Ø15,7, correspondente a uma força de pré-esforço a tempo infinito de:

$$P_{\infty} = \sigma_{\infty} \times A_p = 1000 \times 10^3 \times (4 \times 27 \times 1,5) \times 10^{-4} = 16200 \text{ kN}.$$

I. Cargas distribuídas equivalentes

A carga distribuída equivalente à ação do pré-esforço é uma carga uniforme, em função da força no cabo e da geometria da parábola, e independente da posição do centro de gravidade

Constata-se assim que é importante a análise detalhada das parábolas existentes no traçado, para modelação como carregamentos.

Na figura seguinte apresentam-se os três tipos parábolas existentes no traçado:

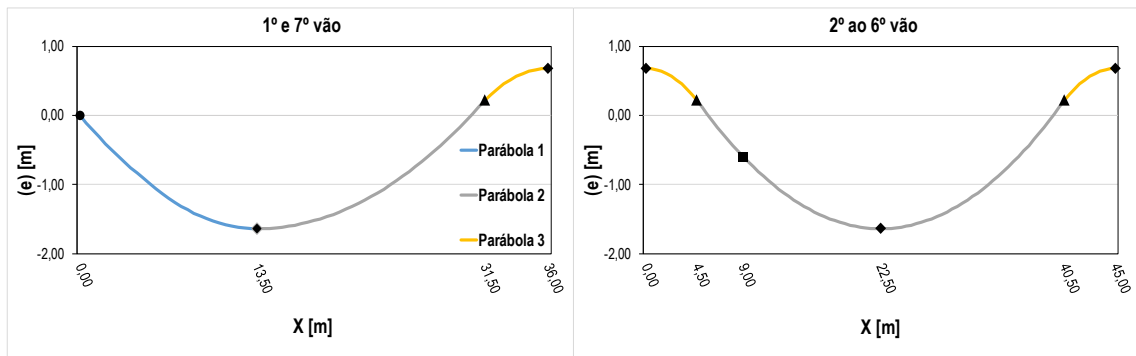


Figura 3-6 – Troços de parábola que constituem o traçado do cabo de pré-esforço

Determina-se as cargas distribuídas equivalentes associada a cada troço de parábola recorrendo à expressão:

$$q_{eq} = \frac{2f \cdot P_{\infty}}{L^2} \quad [3.4]$$

Em que,

f – Flecha da parábola do traçado do cabo de pré-esforço, em [m];

P_{∞} - Força de pré-esforço a tempo infinito, em [kN];

L – Comprimento do troço da parábola, em [m].

Cada parábola corresponde a uma carga distribuída equivalente, utilizadas para a modelação no SAP2000. No Quadro 3-8, apresenta-se as diferentes cargas, para os respetivos troços obtidos a partir da expressão acima:

Quadro 3-8 – Cargas distribuídas equivalentes

Características	Troço de parábola		
	1	2	3
f [m]	1,640	1,856	0,464
L [m]	13,500	18,000	4,500
P_{∞} [kN]	16200,000	16200,000	16200,000
q_{eq} [kN/m]	291,556	185,600	-742,400

O sentido da carga distribuída equivalente, coincide com a orientação da concavidade da parábola quando a concavidade está virada para cima, o cabo de pré-esforço aplica uma força no sentido de baixo para cima e a carga toma um valor positivo. Nos casos em que a concavidade voltada para baixo o feito é oposto ao referido anteriormente e carga é negativa.

II. Cargas concentradas equivalentes

Estes tipos de cargas estão localizados na secção inicial e final do tabuleiro, assim como, nas juntas de betonagem e surgem devido também à ação do pré-esforço. Longitudinalmente as secções mencionadas anteriormente correspondem às extremidades dos tramos do tabuleiro.

As cargas concentradas equivalentes são de três tipos, nomeadamente, esforço normal, esforço transverso e momento fletor.

O esforço normal é de compressão e tem o valor igual à força de pré-esforço a tempo infinito (P_∞):

$$N(x) = -P_\infty \quad [3.5]$$

O esforço transverso é calculado pela seguinte expressão em que (x) representa a posição de cálculo das cargas concentradas relativamente ao ponto inicial da parábola:

$$V(x) = \pm \frac{2 \cdot f(x) \cdot P_\infty}{x} \quad [3.6]$$

O momento fletor calcula-se através do produto da força de pré-esforço (P_∞) e a excentricidade do cabo de pré-esforço ($e(x)$):

$$M(x) = \pm P_\infty \cdot e(x) \quad [3.7]$$

Os sinais dos esforços mencionados anteriormente são atribuídos de acordo com a seguinte convenção de sinais:

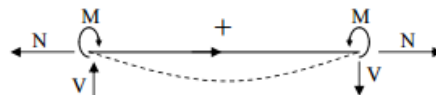


Figura 3-7 – Convenção de sinais dos esforços

Posto isso, apresenta-se no Quadro 3-9, os valores dos esforços resultantes:

Quadro 3-9 – Cargas concentradas equivalentes

Tramo	Secção inicial			Secção final		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	-16200,000	-3935,952	0,000	-16200,000	-2505,654	-9655,200
2 a 6	-16200,000	-2505,654	-9655,200	-16200,000	-2505,654	-9655,200
7	-16200,000	-2505,654	-9655,200	-16200,000	3935,952	0,000

Verifica-se que o somatório das reações na estrutura devido ao carregamento equivalente a ação do pré-esforço é aproximadamente zero, o que era esperado.

3.4.3 FORÇAS E PERDAS

Segundo o indicado no *REBAP*, Artigo 36º, a tensão de esticamento na origem ($\sigma_{p0'}$), segue os seguintes pressupostos:

$$\sigma_{p0'} \leq 0,75 \cdot f_{puk} \quad [3.8]$$

$$\sigma_{p0'} \leq 0,85 \cdot f_{p0,1k} \quad [3.9]$$

Sendo que o valor característico da tensão de rotura (f_{pu}) para um aço da classe Y1860 S7 é 1860MPa, verifica-se que é necessária uma tensão de esticamento na origem igual a $0,75 \times 1860 = 1395MPa$

Após aplicar a tensão em questão nos cabos geram-se as perdas instantâneas. E de uma forma gradual no tempo, ocorrem as perdas diferidas que tendem a estabilizar a longo prazo.

PERDAS INSTANTÂNEAS – INÍCIO DA EXPLORAÇÃO

As perdas instantâneas, já mencionadas anteriormente, dão-se no momento após a aplicação do pré-esforço.

I. Parâmetros e expressões das perdas instantâneas

A. Perdas por atrito

De modo a calcular as perdas por atrito é necessário calcular o fator de atrito (m), para cada troço de parábola, dado por:

$$m = \mu \cdot (2a + k) \quad [3.10]$$

Em que:

μ - Coeficiente de atrito cabo-bainha;

k - Desvio angular unitário, em [m^{-1}];

a - Parâmetro da equação do 2º grau do cabo de pré-esforço, em [m^{-1}]. Este parâmetro é dado por $a = \frac{f}{L^2}$, que depende da flecha da parábola (f) e do comprimento da parábola (L).

No Quadro 3-10, encontram-se os valores dos parâmetros das perdas, para o cálculo do fator de atrito.

Quadro 3-10 – 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	1,640	13,500	0,0090	0,0056
2	0,200	0,010	1,856	18,000	0,0057	0,0043
3	0,200	0,010	0,464	4,500	0,0229	0,0112

Nota-se que quanto maior for a curvatura do cabo, maior é a perda por atrito.

B. Perdas por reentrada das cunhas

Com a expressão denominada por fórmula teórica (λ), determina-se o comprimento do alcance das perdas por reentrada das cunhas:

$$\lambda = -\frac{1}{m} \cdot \ln \left(1 - \sqrt{\frac{m \cdot E_p \cdot \delta_r}{\sigma_{p0}}} \right) \quad [3.11]$$

Em que:

E_p - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço [GPa];

δ_r - Valor da reentrada das cunhas [mm];

σ_{P0} - Tensão de esticamento dos cabos [MPa].

De forma resumida, no Quadro 3-11, apresentam-se os valores para o cálculo das perdas por reentrada das cunhas.

Quadro 3-11 – Parâmetros das perdas por reentrada das cunhas

Tramo	$m[m^{-1}]$	E_p [GPa]	δ_r [mm]	f_{pyk} [MPa]	σ_{P0} [Mpa]	λ [m]
1 a 6	0,00429	195,000	6,000	1860,000	1395,000	14,417
7	0,00560	195,000	6,000	1860,000	1395,000	12,678

Uma vez que o fator de atrito é o único parâmetro a variar, o alcance das perdas por reentrada das cunhas (λ) é menor quando há mais atrito. Pelo que se nota, este alcance é superior nos tramos de 1 a 6 onde o cabo de pré-esforço é esticado pela parábola 2. No tramo 7, o cabo é tensionado na parábola 1, junto ao encontro E2.

II. Tensões e forças após as perdas instantâneas

Ao esticar o cabo de pré-esforço, gera-se força de atrito entre os cordões resultando numa perda de tensão ao longo do traçado do cabo. As chamadas tensões de pré-esforço após as perdas por atrito ($\sigma_{P0,a}$).

No fim da aplicação da tensão de esticamento num cabo procede-se ao relaxamento do macaco, e neste instante dá-se uma reentrada das cunhas, que se traduz numa perda de tensão até ao alcance da reentrada (λ). Após esta perda fica instalada uma pressão no cabo, denominada de tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas ($\sigma_{P0,a+rc}$).

A tensão após perda por atrito ao longo do cabo, calcula-se a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \cdot e^{-mx} \quad [3.12]$$

Após as perdas por atrito e reentrada das cunhas, fica instalado nos cabos o pré-esforço, dado pela seguinte expressão:

$$P_{0,a+rc}(x) = \sigma_{P0,a+rc}(x) \cdot A_P \quad [3.13]$$

Apresenta-se de seguida os diagramas de tensões de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas, nos tramos do tabuleiro, acompanhados pelos correspondentes quadros com os valores dos pontos notáveis.

I. Primeiro tramo

As tensões em relação ao primeiro tramo da obra de arte têm os seguintes parâmetros de cálculo:

Quadro 3-12 – Parâmetros de cálculo das tensões de pré-esforço ($\sigma_{P_{0,a+re}}$) e ($\sigma_{P_{0,a}}$) no primeiro tramo

Posição [m]	$m[m^{-1}]$	$\sigma_{P_{0,a}}[MPa]$	$\lambda[m]$	$\sigma_{P_{0,a+rc}}[MPa]$	$A_p[cm^2]$	$P_{0,a+rc}[kN]$
45,000	0,0043	1395,000	14,417	1091,518	162,00	17682,598
40,500	0,0043	1368,319	14,417	1119,852	162,00	18141,605
40,500	0,0112	1368,319	14,417	1119,852	162,00	18141,605
36,000	0,0112	1301,268	14,417	1177,556	162,00	19076,407
31,500	0,0112	1237,501	14,417	1230,860	162,00	19939,939
31,500	0,0043	1237,501	14,417	1230,860	162,00	19939,939
30,583	0,0043	1232,202	14,417	1232,202	162,00	19961,677
13,500	0,0043	1145,510	14,417	1145,510	162,00	18557,262
13,500	0,0056	1145,510	14,417	1145,510	162,00	18557,262
0,000	0,0056	1062,110	14,417	1062,110	162,00	17206,180

Da observação dos pontos notáveis presentes no Quadro 3-12, obtém-se o andamento das tensões no primeiro tramo do viaduto.

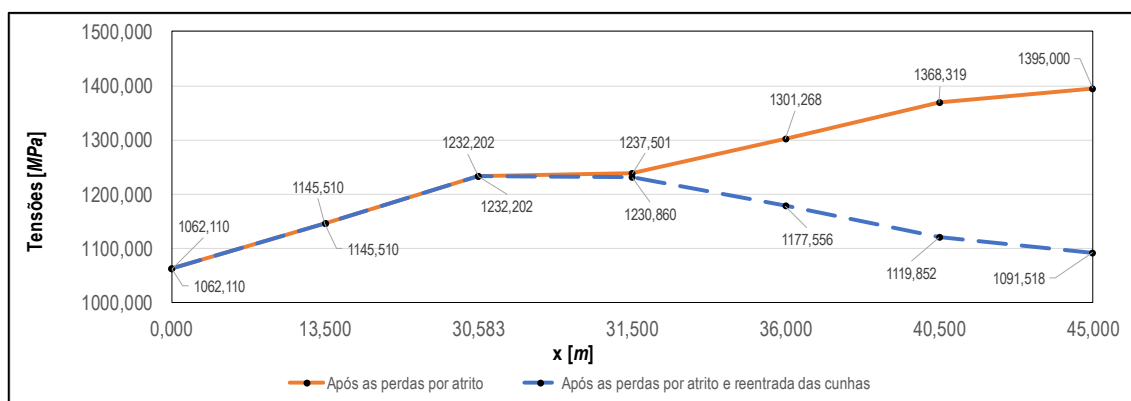


Figura 3-8 – Andamento das tensões de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no primeiro tramo

II. Tramos correntes (do segundo ao sexto tramo)

Estes tramos apresentam parâmetros de cálculo das tensões similares aos apresentados para o primeiro tramo, diferindo apenas nos valores apresentados para o início do tramo, nomeadamente na zona de ancoragem passiva:

Quadro 3-13 – Parâmetros de cálculo das tensões de pré-esforço ($\sigma_{P_{0,a+re}}$) e ($\sigma_{P_{0,a}}$) no tramo corrente

Posição [m]	$m[m^{-1}]$	$\sigma_{P_{0,a}}$ [MPa]	λ [m]	$\sigma_{P_{0,a+rc}}$ [MPa]	A_p [cm ²]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
45,000	0,0043	1395,000	14,417	1091,518	162,00	17682,598
40,500	0,0043	1368,319	14,417	1119,852	162,00	18141,605
40,500	0,0112	1368,319	14,417	1119,852	162,00	18141,605
36,000	0,0112	1301,268	14,417	1177,556	162,00	19076,407
31,500	0,0112	1237,501	14,417	1230,860	162,00	19939,939
31,500	0,0043	1237,501	14,417	1230,860	162,00	19939,939
30,583	0,0043	1232,202	14,417	1232,202	162,00	19961,677
13,500	0,0043	1145,510	14,417	1145,510	162,00	18557,262
13,500	0,0043	1145,510	14,417	1145,510	162,00	18557,262
0,000	0,0043	1081,033	14,417	1091,518	162,00	17682,598

Obtendo o seguinte andamento de tensões para os tramos intermédios:

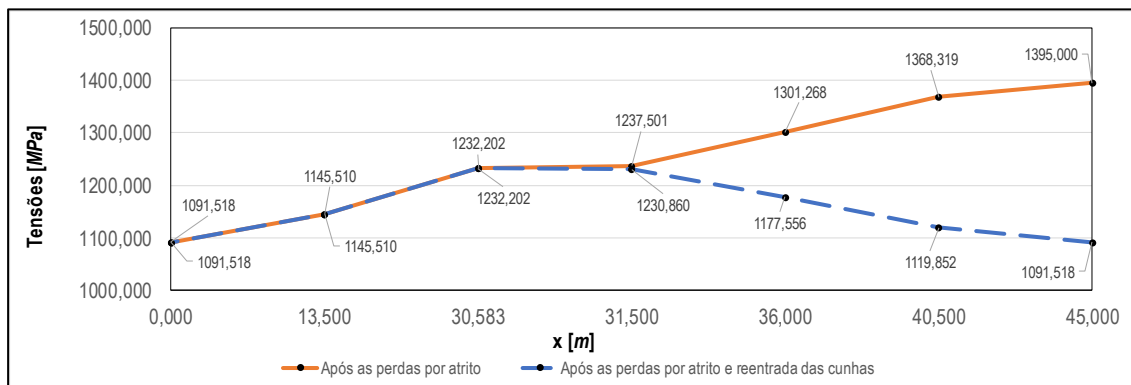


Figura 3-9 – Andamento das tensões de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas nos tramos intermédios

Nota-se que o andamento nos tramos correntes é aproximado com o obtido no primeiro tramo. Tal semelhança deve-se ao facto de o traçado do cabo de pré-esforço ser semelhante e ter o mesmo comprimento. Portanto a única diferença reside no facto de existir, nas zonas de ancoragem passiva, tipos distintos de parábolas.

III. Sétimo ou último tramo

Já no sétimo tramo, o menor de todos, os parâmetros de cálculo das tensões diferem dos anteriores:

Quadro 3-14 – Parâmetros de cálculo das tensões de pré-esforço ($\sigma_{P0,a+re}$) e ($\sigma_{P0,a}$) no último tramo

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]
27,000	0,0043	1395,000	12,678	1251,172	162,00	20268,993
14,322	0,0043	1322,141	12,678	1320,120	162,00	21385,952
13,500	0,0043	1316,479	12,678	1316,479	162,00	21326,967
13,500	0,0056	1316,479	12,678	1316,479	162,00	21326,967
0,000	0,0056	1220,632	12,678	1220,632	162,00	19774,233

Observando-se o seguinte andamento de tensões:

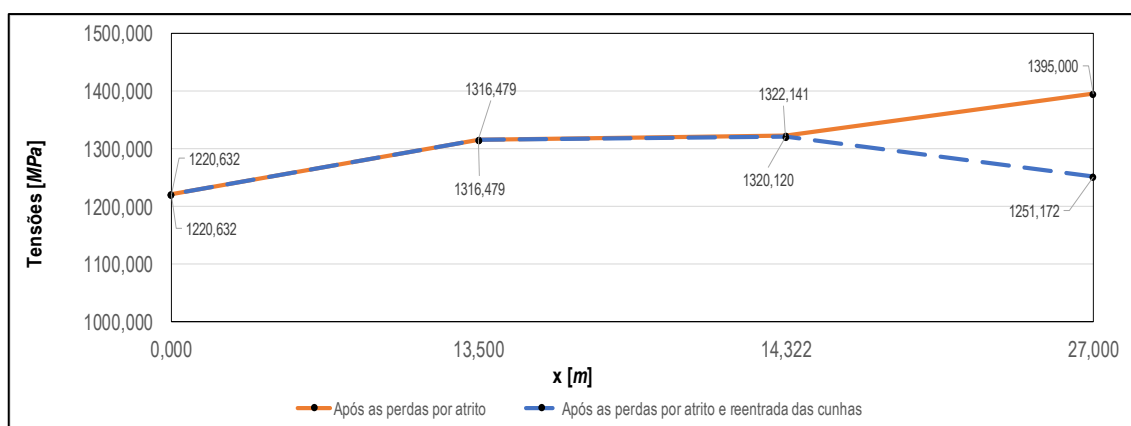


Figura 3-10 – Andamento das tensões de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no último tramo

Outra das perdas instantâneas é a que se deve à deformação instantânea do betão. Calculada através da seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{P0,c}(x) = \frac{1}{2} \cdot \frac{n-1}{n} \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot |\sigma_{c,a+cr}(x)| \quad [3.14]$$

Em que a tensão de compressão do betão após as perdas por atrito e reentrada das cunhas é

$$\sigma_{c,a+cr}(x) = -\frac{P_{0,a+cr}(x)}{A_c}, \text{ com } A_c \text{ sendo a área de betão da secção corrente da obra de arte.}$$

Calculadas as perdas de pré-esforço mencionadas anteriormente, determinam-se as tensões instaladas no tabuleiro após as perdas instantâneas totais.

$$\sigma_{P0}(x) = \sigma_{P0,a+cr}(x) - \Delta\sigma_{P0,c}(x) \quad [3.15]$$

Correspondendo esta tensão a uma força de pré-esforço no início de exploração de:

$$P_0(x) = \sigma_{P0}(x) \cdot A_p \quad [3.16]$$

Obtendo uma tensão de compressão no betão de:

$$\sigma_c(x) = -\frac{P_0(x)}{A_c} \quad [3.17]$$

Seguidamente apresentam-se os parâmetros e andamentos das tensões instaladas em cada tramo após as perdas instantâneas totais, isto é, após as perdas motivadas pelo atrito devido à reentrada das cunhas e devido à deformação instantânea do betão.

I. Primeiro tramo

No primeiro tramo as tensões após perdas instantâneas totais, apresentam os seguintes parâmetros:

Quadro 3-15 – Parâmetros de cálculo das tensões de pré-esforço totais ($\sigma_{P0}(x)$) no primeiro tramo

Posição [m]	$\sigma_{c,a+rc}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{P0,c}$ [MPa]	σ_{P0} [MPa]	P_0 [kN]	σ_c [MPa]
45,000	-0,288	0,619	1090,900	17672,577	-0,287
40,500	-0,295	0,635	1119,217	18131,323	-0,295
36,000	-0,310	0,667	1176,889	19065,596	-0,310
31,500	-0,324	0,698	1230,163	19928,638	-0,324
30,583	-0,325	0,698	1231,504	19950,365	-0,325
13,500	-0,302	0,649	1144,861	18546,746	-0,302
0,000	-0,280	0,602	1061,508	17196,429	-0,280

Da observação dos valores anteriores, nota-se que as perdas devido a deformação instantânea do betão ($\Delta\sigma_{P0,c}$) são as menos significativas entre as perdas instantâneas.

O andamento das tensões totais após perdas instantâneas toma a seguinte representação:

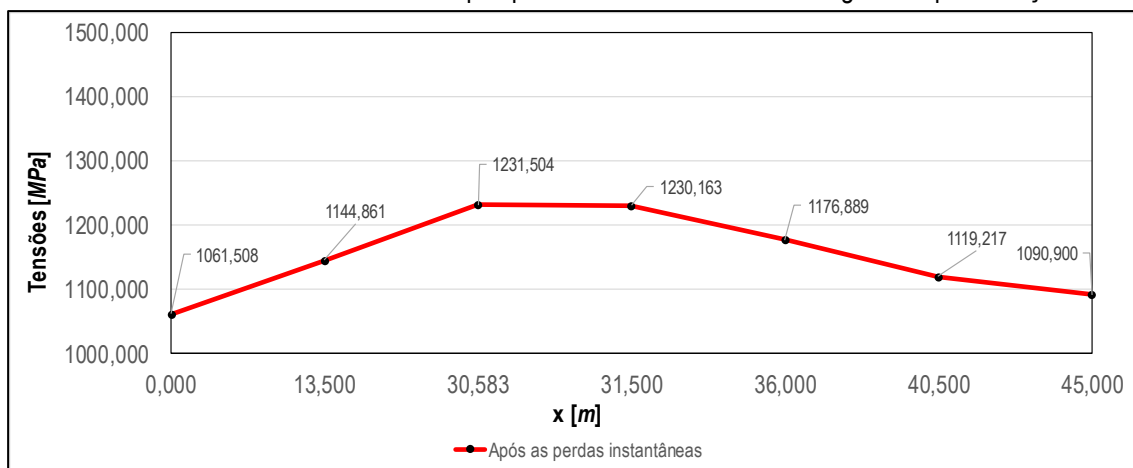


Figura 3-11 – Andamento das tensões de pré-esforço após as perdas instantâneas no primeiro tramo

II. Tramos correntes (do segundo ao sexto tramo)

Já nos tramos correntes as tensões totais apresentam os seguintes parâmetros:

Quadro 3-16 – Parâmetros de cálculo das tensões de pré-esforço totais ($\sigma_{P_0}(x)$) no tramo corrente

Posição [m]	$\sigma_{c,a+rc}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{P_0,c}$ [MPa]	σ_{P_0} [MPa]	P_0 [kN]	σ_c [MPa]
45,000	-0,288	0,619	1090,900	17672,577	-0,287
40,500	-0,295	0,635	1119,217	18131,323	-0,295
36,000	-0,310	0,667	1176,889	19065,596	-0,310
31,500	-0,324	0,698	1230,163	19928,638	-0,324
30,583	-0,325	0,698	1231,504	19950,365	-0,325
13,500	-0,302	0,649	1144,861	18546,746	-0,302
0,000	-0,288	0,619	1090,900	17672,577	-0,287

As tensões no tramo corrente têm o seguinte andamento:

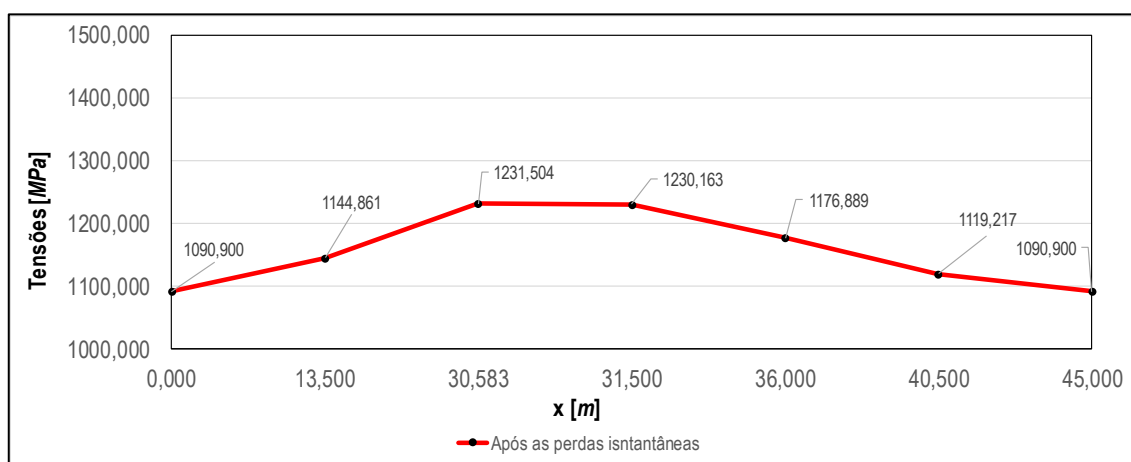


Figura 3-12 – Andamento das tensões de pré-esforço após as perdas instantâneas no tramo corrente

Há um pequeno acréscimo de tensão junto à ancoragem passiva em relação ao obtido no primeiro tramo, devido ao alcance da reentrada das cunhas, associado a diversificação das parábolas e os respectivos fatores de atrito.

I. Sétimo ou último tramo

No último tramo temos os seguintes parâmetros:

Quadro 3-17 – Parâmetros de cálculo das tensões de pré-esforço totais ($\sigma_{P_0}(x)$) no tramo corrente

Posição [m]	$\sigma_{c,a+rc}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{P_0,c}$ [MPa]	σ_{P_0} [MPa]	P_0 [kN]	σ_c [MPa]
27,000	-0,288	0,619	1219,940	19763,027	-0,321
14,322	-0,348	0,748	1319,372	21373,832	-0,348
13,500	-0,347	0,746	1315,733	21314,881	-0,347
0,000	-0,288	0,619	1219,940	19763,027	-0,321

Na figura seguinte observa-se o andamento das tensões no último tramo:

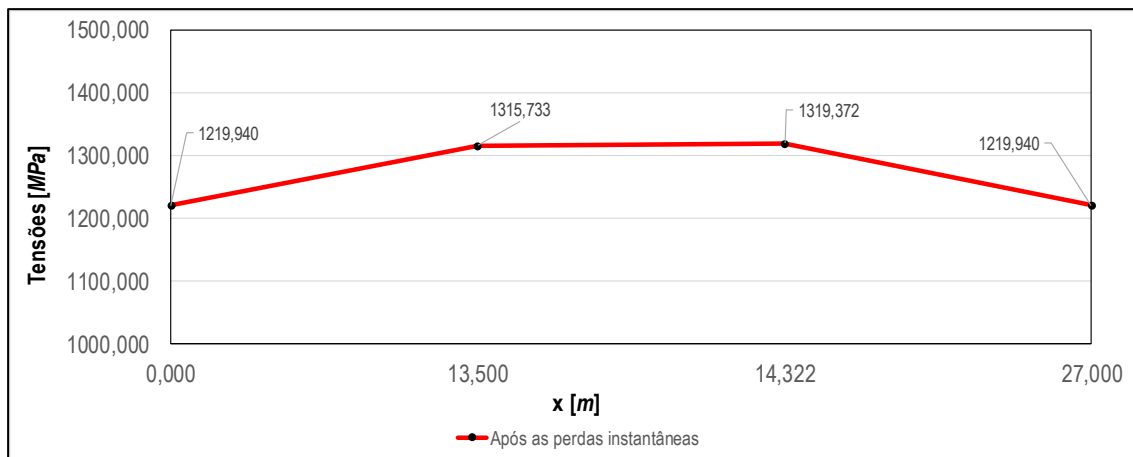


Figura 3-13 – Andamento das tensões de pré-esforço após as perdas instantâneas no último tramo.

Verifica-se que as perdas de pré-esforço são maiores no primeiro tramo em relação ao último, tal diferença deve-se ao comprimento e ao tipo de parábolas.

Para uma análise mais detalhada dos parâmetros inerentes as perdas instantâneas, consultar o anexo A.

PERDAS DIFERIDAS – LONGO PRAZO

Estas perdas ocorrem de uma forma gradual no tempo, estabilizando a longo prazo. Compreendem as perdas por retração e fluência do betão e relaxação do aço de pré-esforço.

I. Parâmetros e expressões das perdas diferidas

Na determinação das perdas diferidas consideram-se alguns parâmetros, tais como: uma humidade relativa no meio ambiente $HR = 70\%$; uma temperatura constante de $T = 20^\circ C$ durante a vida útil da estrutura; uma idade do betão de $t_0 = 3\text{dias}$ à data do carregamento e uma idade do betão a tempo infinito $t_{\infty,d} = 10000\text{dias}$. Sendo o cimento de aplicação da classe $CEM42,5N$.

a) Perdas por retração

As perdas por retração foram calculadas para a secção corrente do tabuleiro, ou seja, a secção S1 , tendo esta uma área de $A = 6,148\text{m}^2$ e um perímetro de $\mu = 32,613\text{m}$, que se traduz numa espessura equivalente de, $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{\mu} = \frac{2 \times 6,148}{32,613} \times 10^3 = 377,023\text{mm}$

Aplicando os pressupostos do EC2 a extensão total de retração ($\varepsilon_{cs}(t)$) que se traduz na soma da extensão de retração por secagem ($\varepsilon_{cd}(t)$) e da extensão de retração autogénea ($\varepsilon_{ca}(t)$) , isto é:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad [3.18]$$

A extensão de retração por secagem é obtida por:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_0) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad [3.19]$$

Em que,

$$t_0 = 3 \text{ dias} ;$$

$$t = t_{\infty,d} = 10000 \text{ dias} ;$$

Para resolução das equações [3.18] e [3.19] temos:

O fator que tem em conta a influência da espessura equivalente da secção;

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{t - t_0}{(t - t_0) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{10000 - 3}{(10000 - 3) + 0,04 \sqrt{(377,023)^3}} = 0,972$$

O coeficiente que depende da espessura equivalente;

Quadro 3-18 – Valores de k_h do quadro 3.3 do EC2.

h_0	100	200	300	≥ 500
k_h	1,00	0,85	0,75	0,70

Uma vez que $h_0 = 377,023 \text{ mm}$, por interpolação tem-se um $k_h = 0,73$;

Os coeficientes que dependem do tipo de cimento;

Quadro 3-19 – Valores dos coeficientes que dependem do tipo de cimento, do EC2.

Classe N	α_{ds1}	4
	α_{ds2}	0,12

O fator que tem em conta a influência da humidade relativa na extensão de retração;

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

Com, $RH_0 = 100\%$.

A extensão de retração por secagem de referência;

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

Com, $f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

Deste modo, a equação [3.19] toma o seguinte valor:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_0) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,985 \times 0,73 \times 3,41 \times 10^{-4} = 2,45 \times 10^{-4}$$

A extensão de retração autogénea é obtida por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad [3.20]$$

Em que, o fator que depende do tempo:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2t^{0,5})} = 1 - e^{(-0,2 \times 10000^{0,5})} = 1$$

Leva em conta, a tensão de rotura do betão à compressão:

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

Da expressão [3.20] resulta:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 1 \times 6,25 \times 10^{-5} = 6,25 \times 10^{-5}$$

Por fim, a extensão total de retração resulta no seguinte:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 2,45 \times 10^{-4} + 6,25 \times 10^{-5} = 3,07 \times 10^{-4}$$

b) Perdas por fluência

No cálculo do coeficiente de fluência, seguiu-se os pressupostos indicados no EC2, segundo o anexo B.

O coeficiente de fluência é diretamente proporcional ao coeficiente de fluência de referência (φ_0) e ao coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo ($\beta_c(t, t_0)$). E foi determinado para as três secções em estudo do tabuleiro, sendo aqui demonstrado apenas os cálculos para a secção S1, isto é a secção corrente do tabuleiro.

A expressão de cálculo do coeficiente de fluência traduz-se por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad [3.21]$$

Em que o coeficiente de referência é calculado da seguinte forma:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad [3.22]$$

Em que.

Os coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,7} = 0,866 ;$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,2} = 0,960 .$$

O fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = \left[1 + \frac{1 - \frac{70}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{377,023}} \cdot 0,866 \right] \cdot 0,960 = 1,305$$

O fator que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,562$$

O fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento, no coeficiente de fluência:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,2})} = \frac{1}{(0,1+3^{0,2})} = 0,743$$

Deste modo, o coeficiente de fluência de referência é dado por:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,305 \times 2,562 \times 0,743 = 2,484$$

O coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento é dado por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad [3.23]$$

O coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,5} = 0,902$$

O coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente da secção:

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

$$\Leftrightarrow \beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot 70)^{18} \right] \cdot 377,023 + 250 \cdot 0,902 \leq 1500 \cdot 0,902$$

$$\Leftrightarrow \beta_H = 815,553 < 1353,291 \Leftrightarrow \beta_H = 815,553;$$

Aplicando a expressão [3.23], resulta:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{10000 - 3}{815,553 + 10000 - 3} \right]^{0,3} = 0,977$$

E pela equação [3.21], determina-se o coeficiente de fluência:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,484 \times 0,988 = 2,426$$

Ainda, o coeficiente de homogeneização das propriedades da secção resulta de:

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} \quad [3.24]$$

Em que,

E_p - Módulo de elasticidade do pré-esforço;

E_{cm} - Módulo de elasticidade do betão.

Então, calcula-se, $\alpha = \frac{195}{34} = 5,735$.

c) Perdas por relaxação

Os cordões de pré-esforço segundo o EC2, são da classe 2 de relaxação.

Considerou-se que:

$$\rho_{1000} = 2,5\% , \text{ como sendo o valor da perda por relaxação, 1000 horas após a aplicação}$$

do pré-esforço a uma temperatura média de 20°C ;

$$t_{\infty,h} = t = 10000 \times 24h = 240000 \text{ horas} , \text{ a idade do betão, em horas a tempo infinito.}$$

II. Tensões e forças após as perdas diferidas

Através da força de pré-esforço instalada inicialmente (P_0), associada com as três perdas diferidas, advém à situação de longo prazo do pré-esforço com a força de pré-esforço útil, ou seja, a força instalada final (P_{∞}).

a) 1ª Perda – Retração no betão

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

b) 2ª Perda – Fluência do betão

$$\Delta\sigma_{pt,c}(x) = \alpha \cdot \varphi_c(t, t_0) \cdot |\sigma_c(x)| \quad [3.26]$$

c) 3ª Perda – Relaxação do aço

$$\Delta\sigma_{pt,r}(x) = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{p0}(x) \quad [3.27]$$

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 cada secção, isto é, $\mu = \frac{\sigma_{p0}(x)}{f_{puk}}$.

d) Perdas diferidas totais

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = \frac{\Delta\sigma_{pt,s}(x) + \Delta\sigma_{pt,c}(x) + 0,80 \cdot \Delta\sigma_{pt,r}(x)}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e(x)^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0))} \quad [3.28]$$

A tensão de pré-esforço a longo prazo é calculada através da seguinte expressão:

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

A força de pré-esforço a longo prazo é calculada da seguinte forma:

$$P_{\infty}(x) = \sigma_{P_{\infty}}(x) \cdot A_p \quad [3.30]$$

Em que, $A_p = 162,000 \text{ cm}^2$.

Com base nos valores obtidos na resolução dos cálculos anteriores, apresentam-se os diagramas de tensão de pré-esforço após as perdas diferidas, que correspondem às tensões a longo prazo, para cada tramo.

e) Tensões de pré-esforço após perdas diferidas no primeiro tramo

Os parâmetros de cálculo e as tensões finais do pré-esforço têm o seguinte valor:

Quadro 3-20 – Tensão de pré-esforço após perdas diferidas no primeiro tramo

Posição [m]	e[m]	σ_c [MPa]	μ	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]	$\sigma_{pt,r}$ [MPa]	$\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	σ_{P_∞} [MPa]	P_∞ [kN]
45,000	-0,596	-2,860	0,584	59,280	39,791	20,074	85,775	999,558	16192,836
40,500	0,216	-2,934	0,599	59,280	40,824	22,212	89,208	1024,298	16593,623
36,000	0,680	-3,085	0,630	59,280	42,928	27,243	91,840	1079,043	17480,497
31,500	0,216	-3,225	0,658	59,280	44,871	32,826	98,941	1124,944	18224,094
30,583	0,016	-3,228	0,659	59,280	44,920	32,980	99,333	1125,886	18239,354
13,500	-1,640	-3,001	0,612	59,280	41,760	24,330	79,570	1059,448	17163,058
0,000	0,000	-2,783	0,568	59,280	38,719	18,059	85,500	970,590	15723,565

As tensões de pré-esforço após perdas diferidas no primeiro tramo têm o seguinte andamento:

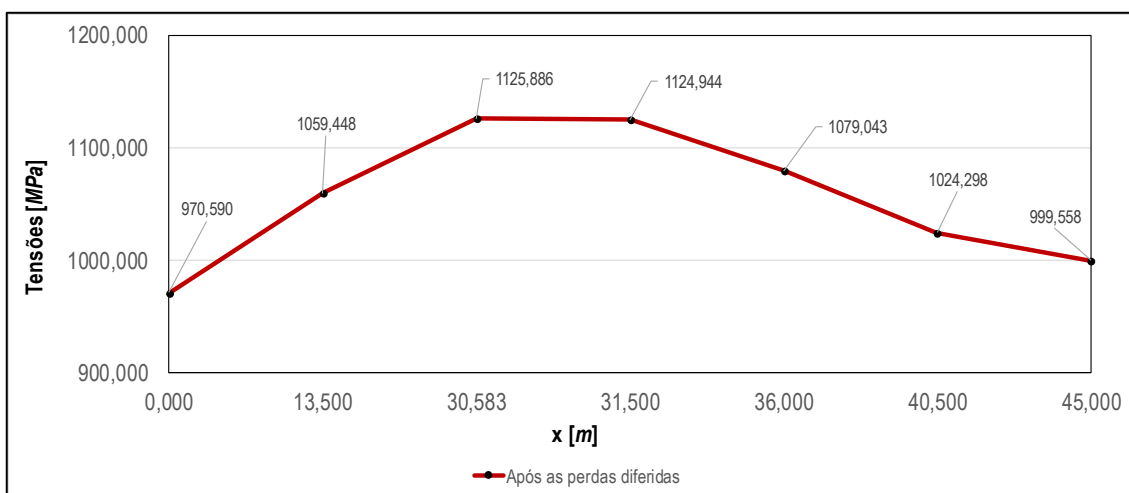


Figura 3-14 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas no primeiro tramo

f) Tensões de pré-esforço após perdas diferidas nos tramos correntes (do segundo ao sexto tramo)

Já nos tramos correntes os parâmetros e as tensões finais apresentam os seguintes valores (verQuadro 3-21):

Quadro 3-21 – Tensão de pré-esforço após perdas diferidas nos tramos correntes

Posição [m]	e[m]	σ_c [MPa]	μ	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]	$\sigma_{pt,r}$ [MPa]	$\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	σ_{P_∞} [MPa]	P_∞ [kN]
45,000	-0,596	-2,860	0,584	59,280	39,791	20,074	85,775	999,558	16192,836
40,500	0,216	-2,934	0,599	59,280	40,824	22,212	89,208	1024,298	16593,623
36,000	0,680	-3,085	0,630	59,280	42,928	27,243	91,840	1079,043	17480,497
31,500	0,216	-3,225	0,658	59,280	44,871	32,826	98,941	1124,944	18224,094
30,583	0,016	-3,228	0,659	59,280	44,920	32,980	99,333	1125,886	18239,354
13,500	-1,640	-3,001	0,612	59,280	41,760	24,330	79,570	1059,448	17163,058
0,000	-0,596	-2,860	0,584	59,280	38,719	20,074	85,775	999,558	16192,836

Nos tramos correntes, as tensões após perdas diferidas apresentam o seguinte andamento:

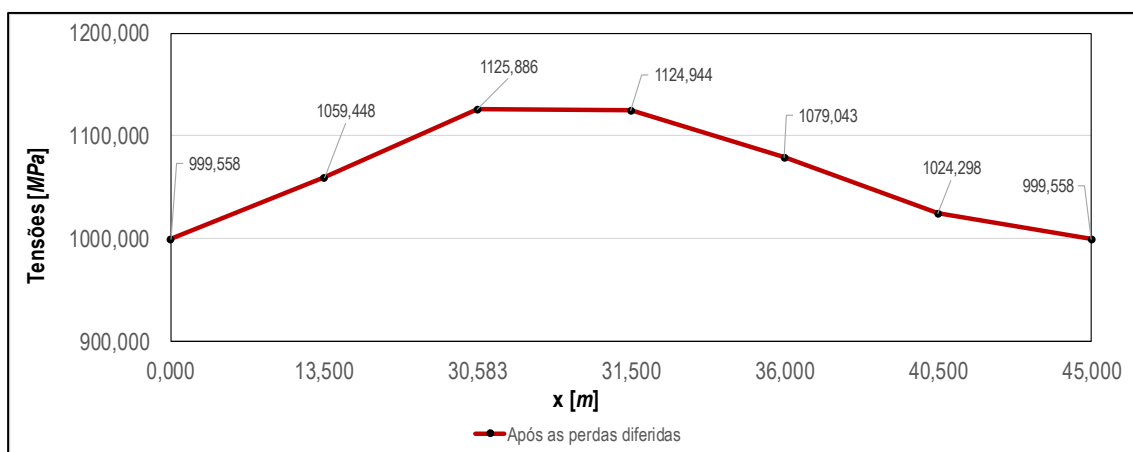


Figura 3-15 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas nos tramos correntes

g) Tensões de pré-esforço após perdas diferidas no sétimo ou último tramo

Por fim no último tramo os parâmetros e as tensões finais tomam os seguintes valores:

Quadro 3-22 – Tensão de pré-esforço após perdas diferidas nos tramos correntes

Posição [m]	e[m]	σ_c [MPa]	μ	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]	$\sigma_{pt,r}$ [MPa]	$\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	σ_{P_∞} [MPa]	P_∞ [kN]
27,000	-0,596	-2,860	0,584	59,280	39,791	20,074	85,775	1115,558	16192,836
14,322	-1,634	-3,459	0,706	59,280	48,125	44,671	95,341	1217,298	19720,224
13,500	-1,640	-3,449	0,704	59,280	47,992	44,117	94,841	1214,177	19669,674
0,000	0,000	-3,198	0,653	59,280	44,498	31,677	98,156	1115,558	18072,035

Já o andamento das tensões após perdas diferidas no sétimo tramo é o seguinte (ver Figura 3-16):

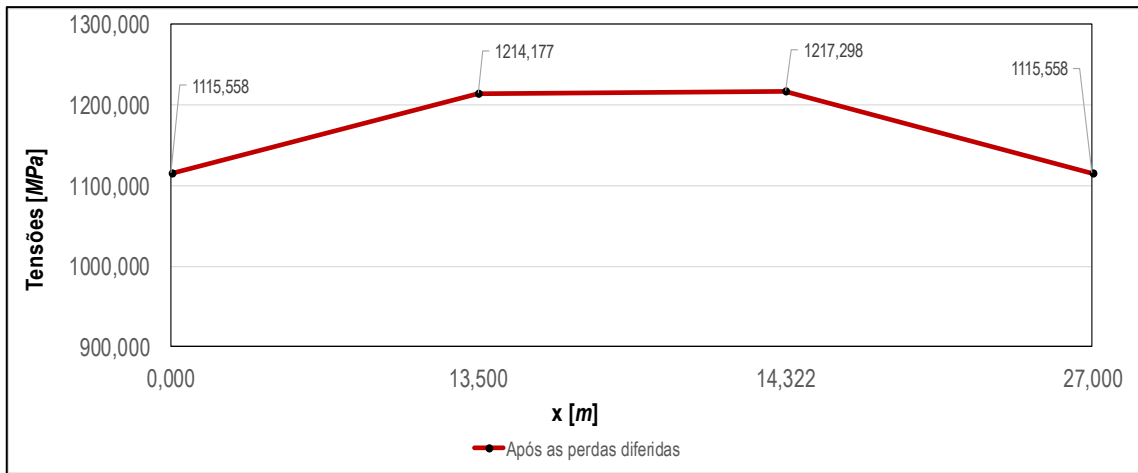


Figura 3-16 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas no último tramo

Nota-se através da observação dos andamentos das tensões de pré-esforço após as perdas instantâneas nos diferentes tramos, que os valores das tensões nos tramos correntes se aproximam às obtidas no primeiro tramo, devido a semelhança no traçado.

Para uma análise mais detalhada das perdas diferidas consultar Anexo B.

3.5 Verificação da segurança na direção longitudinal do tabuleiro

3.5.1 INFLUÊNCIA DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Na análise longitudinal do tabuleiro teve-se em conta a redistribuição de esforços nos momentos fletores devido ao peso próprio dos elementos estruturais e ao pré-esforço, sendo necessário efetuar-se uma análise a longo e a curto prazo, adequando ao faseamento construtivo.

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

$$M(t) \approx \sum M_{PP, fases} + (M_{PP,e} - \sum M_{PP, fases}) \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)} \quad [3.31]$$

Em que:

$\sum M_{PP, fases}$ - Somatório dos momentos fletores devido ao peso próprio nas fases construtivas, sem o efeito da fluência, em $[kNm]$;

$M_{PP,e}$ - Momento fletor devido ao peso próprio, caso o viaduto fosse construído numa única fase, em $[kNm]$;

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

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

Relativamente ao momento fletor devido ao pré-esforço, temos a seguinte expressão:

$$M_{PE}(t) = \left[\sum M_{PE, fases} + (M_{PE, e} - \sum M_{PE, fases}) \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)} \right] \cdot \frac{P}{1000} \quad [3.32]$$

Em que,

$\sum M_{PE, fases}$ - Somatório dos momentos fletores devido ao pré-esforço nas fases construtivas, em [kNm];

$M_{PE, e}$ - Momento fletor do pré-esforço, caso o viaduto fosse construído numa única fase, em [kNm];

Teve-se em conta que:

- $\sum M_{PE, fases}$ e $M_{PE, e}$ foram calculados para uma tensão nos cabos de $1000MPa$;
- $\varphi(t, t_0) = 0$ para $t_0 = 3dias$, $\varphi(t, t_0) = \varphi_c$ para $t_\infty = 1000$, ou seja, no início da exploração e a longo prazo respetivamente;
- $P = P_0$ no início da exploração e $P = P_\infty$ a longo prazo.

3.5.2 DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

Neste subcapítulo apresentam-se os diagramas de esforço característicos devido às ações atuantes no tabuleiro da obra de arte na direção longitudinal.

As ações preponderantes a ter em conta na análise longitudinal do tabuleiro são o peso próprio do tabuleiro, o pré-esforço, as restantes cargas permanentes, as sobrecargas longitudinais (uniformes e lineares) e a variação diferencial da temperatura.

I. Esforços devido ao peso próprio do tabuleiro

Os momentos fletores devido ao peso próprio foram determinados com base na expressão [3.31], e tiveram em conta as considerações mencionadas anteriormente tanto para o início de exploração como para o longo prazo.

a) Diagrama do momento fletor devido ao peso próprio do tabuleiro

De seguida ilustra-se o andamento do diagrama do momento fletor devido ao peso próprio do tabuleiro.

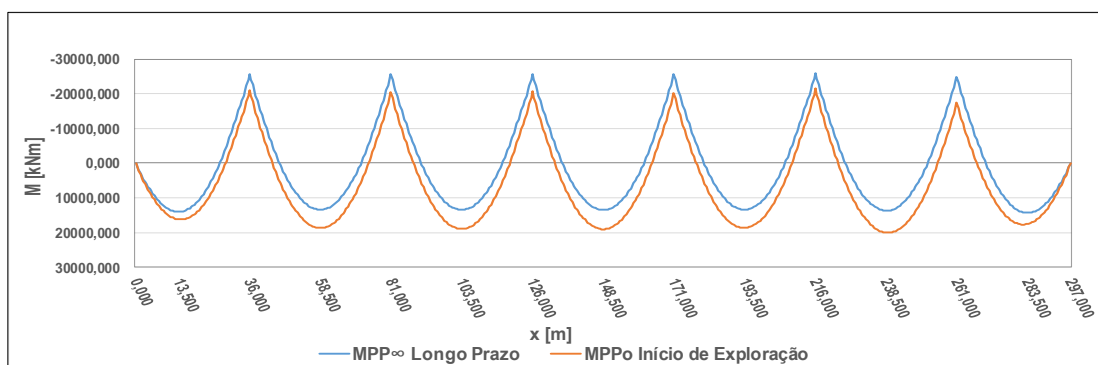


Figura 3-17 – Diagrama do momento fletor devido ao peso próprio do tabuleiro

Nota-se que no decorrer do tempo, os momentos positivos tendem a diminuir e os negativos a aumentar. Na secção dos pilares situam-se os valores de pico do momento negativo e nas secções de meio vão os valores de pico do momento positivo.

b) Diagrama do esforço transverso devido ao peso próprio do tabuleiro

O andamento do diagrama de esforço transverso devido ao peso próprio do tabuleiro não sofre alterações significativas ao longo do tempo.

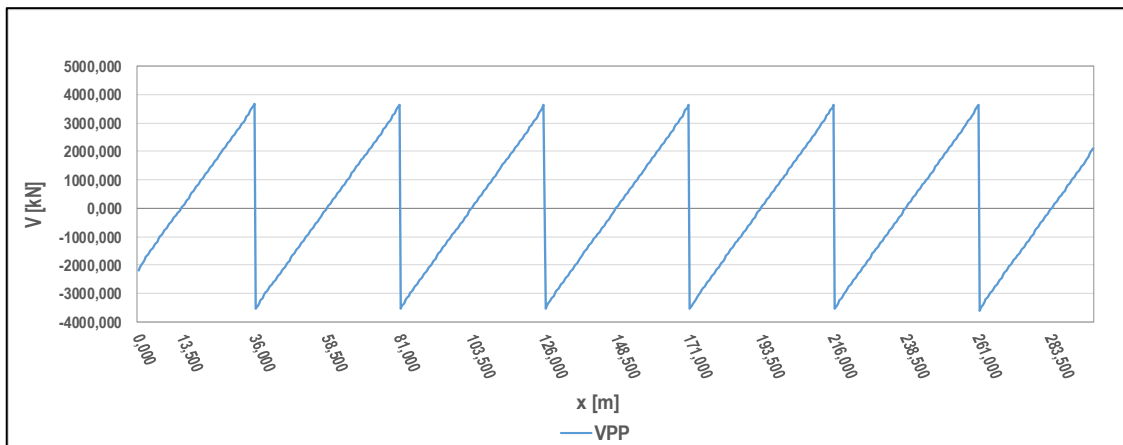


Figura 3-18 – Diagrama do esforço transverso devido ao peso próprio do tabuleiro

Os valores de pico do esforço transverso ocorrem nas secções dos pilares e anulam-se nas secções de meio vão.

II. Esforços devido às cargas equivalentes ao pré-esforço

Com base na equação [3.32], obtém-se o diagrama de momentos fletores devido ao pré-esforço.

a) Diagrama do momento fletor devido ao pré-esforço aplicado ao tabuleiro para início de exploração e a longo prazo

O andamento do diagrama de momentos fletores devido ao pré-esforço ilustra-se de seguida:

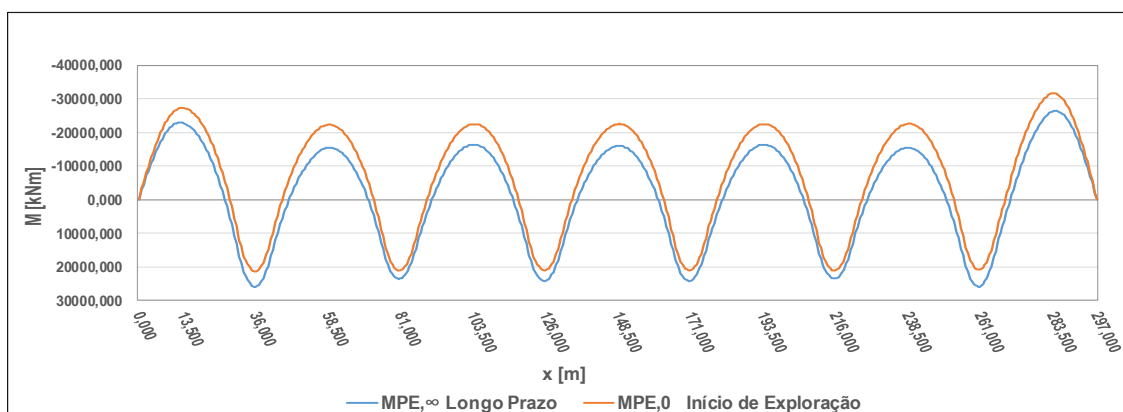


Figura 3-19 – Diagrama do momento fletor total devido ao pré-esforço

É conveniente separar a parte isostática e hiperestática do momento fletor devido ao pré-esforço, para efeito de realização de cálculos.

O momento isostático do pré-esforço é diretamente proporcional à força de pré-esforço $P(x)$ e a excentricidade $e(x)$, é dado pela seguinte expressão:

$$M_{PE,ISO} = \pm P(x) \cdot e(x) \quad [3.33]$$

Já na parcela hiperestática, o momento fletor é dado pela diferença entre o momento total M_{PE} e o momento isostático devido ao pré-esforço $M_{PE,ISO}$, que se traduz por:

$$M_{PE,Hip} = M_{PE} - M_{PE,ISO} \quad [3.34]$$

b) Diagrama do momento fletor isostático devido ao pré-esforço aplicado ao tabuleiro para o início de exploração e a longo prazo

O momento fletor isostático devido ao pré-esforço tem o seguinte andamento.

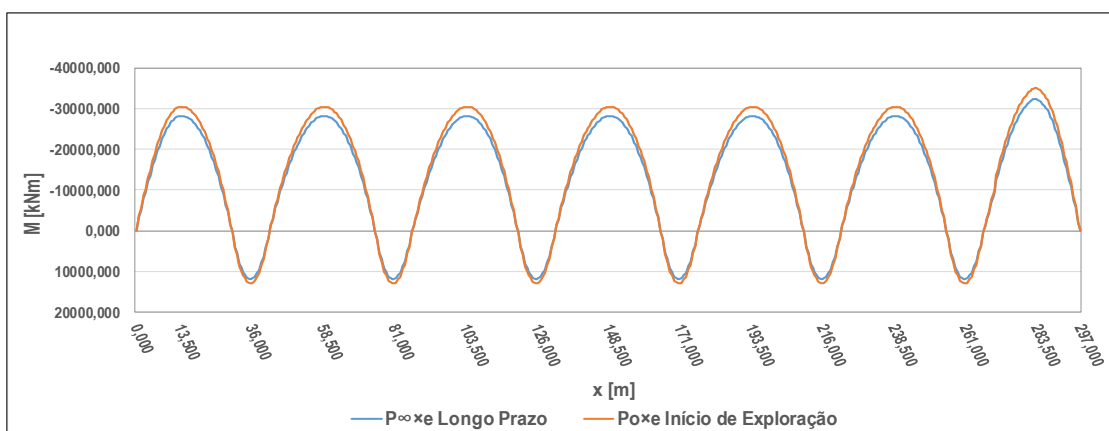


Figura 3-20 – Diagrama do momento fletor isostático devido ao pré-esforço

O andamento do diagrama de momento fletor isostático devido ao pré-esforço assemelha-se ao andamento do momento fletor total.

c) Diagrama do momento fletor hiperestático devido ao pré-esforço aplicado ao tabuleiro para o início da exploração e a longo prazo

Através da expressão [3.34], obtêm-se o seguinte andamento do diagrama do momento hiperestático.

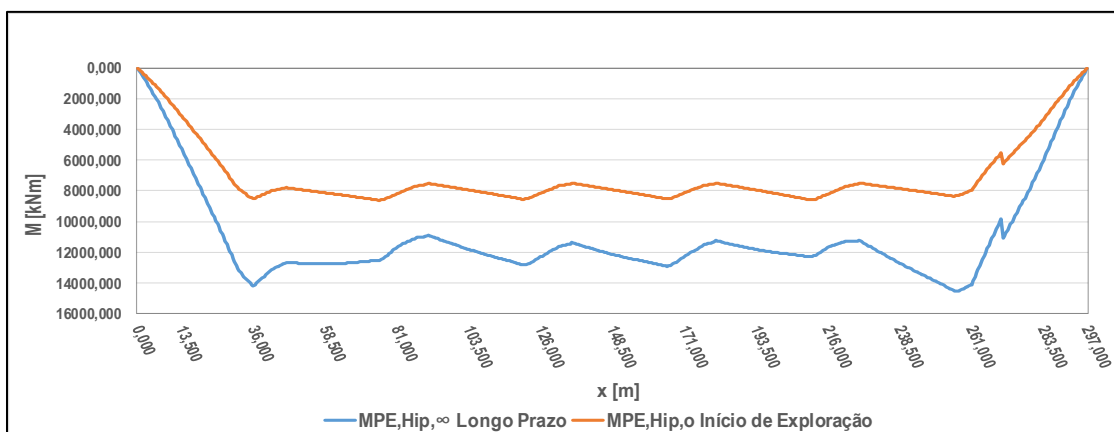


Figura 3-21 – Diagrama do momento fletor hiperestático devido ao pré-esforço

Os valores do diagrama de momentos fletores hiperstático, são sempre positivos em toda extensão do tabuleiro, tanto no início da exploração como a longo prazo.

d) Diagrama do esforço transversal devido ao pré-esforço aplicado ao tabuleiro

Já o esforço transversal devido ao pré-esforço tem o seguinte andamento.

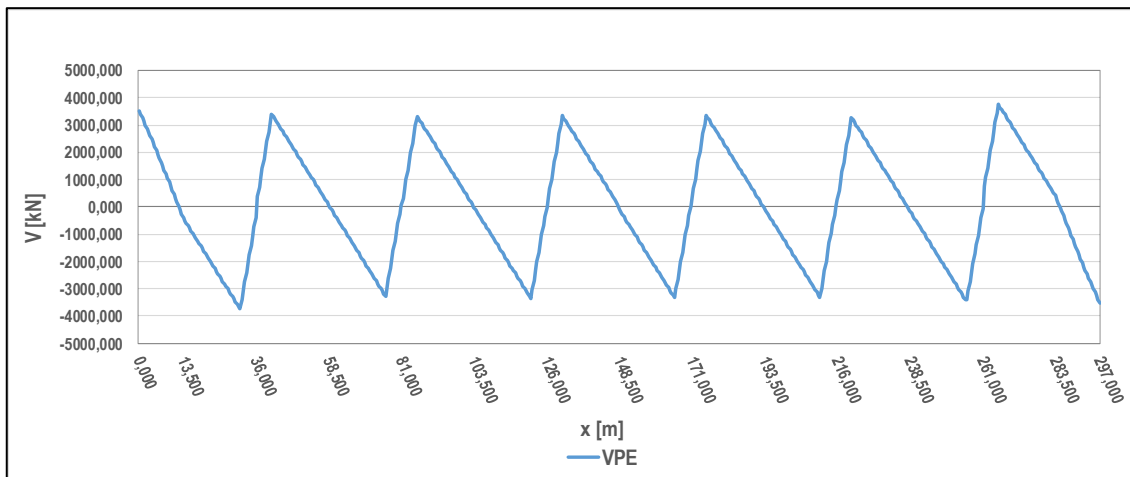


Figura 3-22 – Diagrama do esforço transversal devido ao pré-esforço

Observa-se que o diagrama de esforço transversal devido ao pré-esforço é praticamente antissimétrico ao esforço transversal devido ao peso próprio do tabuleiro.

Nos apoios dos encontros ocorrem os valores de pico máximos do esforço transversal. Já nos vãos correntes, os valores de pico do esforço ocorrem junto aos apoios dos pilares. Nas secções do tabuleiro onde o traçado do cabo de pré-esforço tem tangente horizontal, o valor do esforço transversal é praticamente zero.

III. Esforços devido às restantes cargas permanentes

Considerou-se o modelo de cálculo da fase única para ação das restantes cargas permanentes, pois serão aplicadas depois da construção total do tabuleiro da obra de arte.

a) Diagrama do momento fletor devido à ação das restantes cargas permanentes

O diagrama de momento fletor devido às restantes cargas permanentes tem o seguinte andamento.

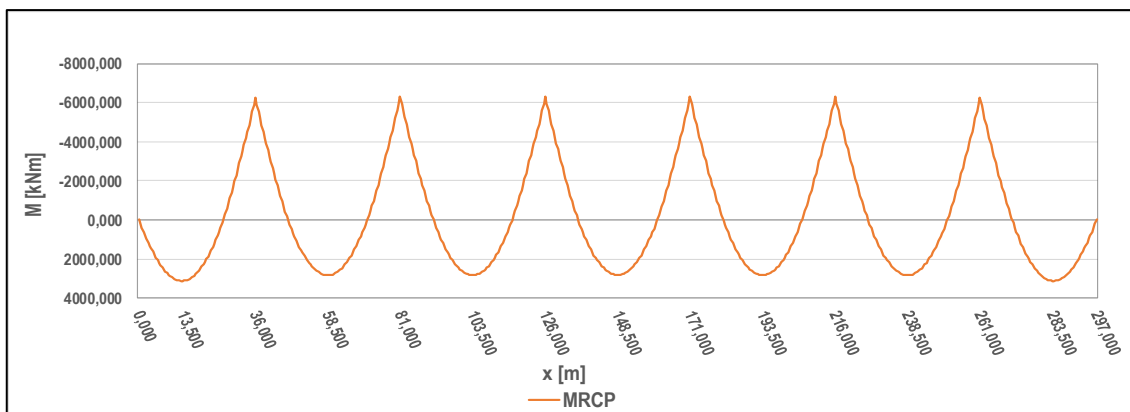


Figura 3-23 – Diagrama do momento fletor devido às restantes cargas permanentes

Verifica-se que o andamento do diagrama do momento fletor, devido às restantes cargas permanentes, tem o mesmo comportamento que o diagrama do momento fletor devido ao peso próprio, isto é, os valores de pico situam-se nas secções de meio vão e nos apoios dos pilares.

b) Diagrama do esforço transversal devido à ação das restantes cargas permanentes

O andamento do diagrama de esforço transversal devido as cargas permanentes é o seguinte.

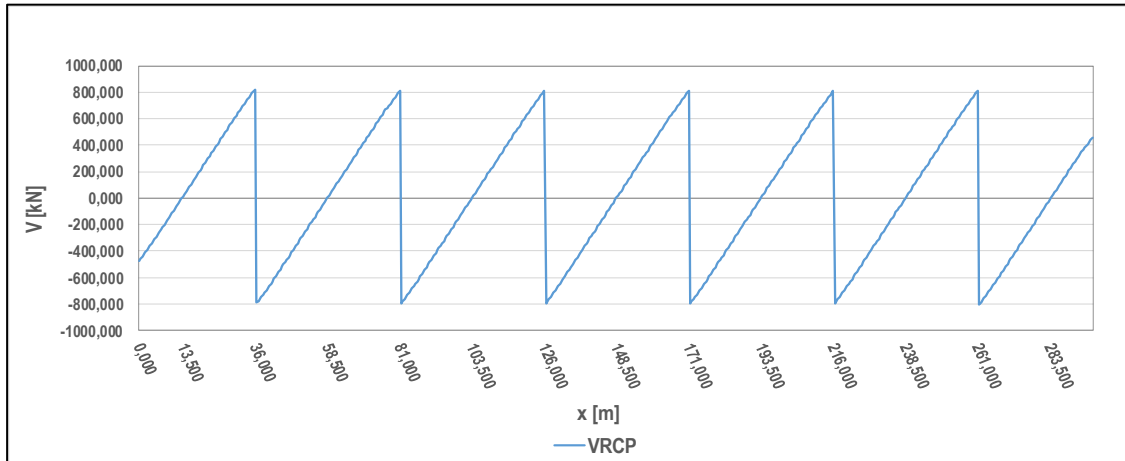


Figura 3-24 – Diagrama do esforço transversal devido às restantes cargas permanentes

Os valores de pico do esforço transversal ocorrem nos apoios, pilares e encontro.

IV. Esforços devido às sobrecargas

A ação das sobrecargas na obra de arte é modelada como se o tabuleiro fosse construído numa única fase e envolve a ação da sobrecarga uniforme e linear, na direção longitudinal.

a) Diagrama do momento fletor devido à ação das sobrecargas

O andamento do diagrama para esta ação é o seguinte.

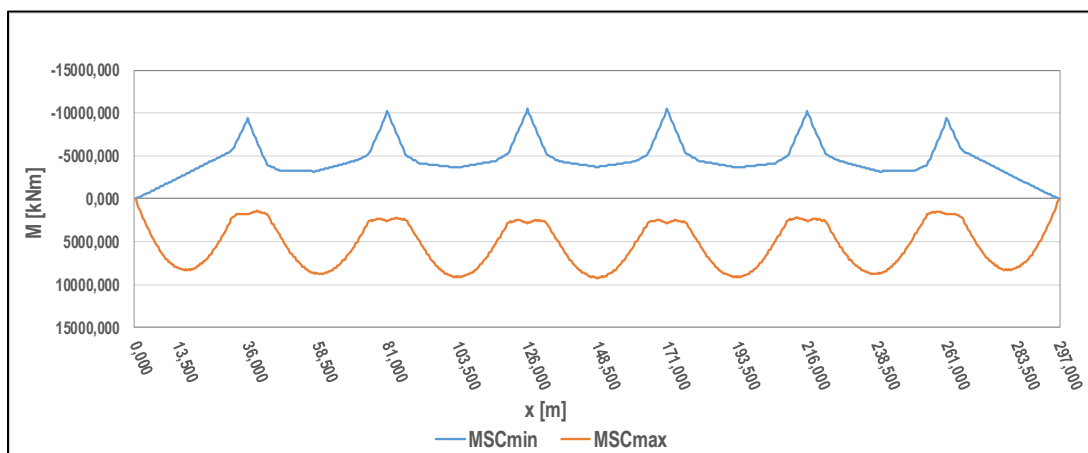


Figura 3-25 – Diagrama do momento fletor devido às sobrecargas

b) Diagrama do esforço transverso devido à ação das sobrecargas

Já o diagrama do esforço transverso tem o seguinte andamento.

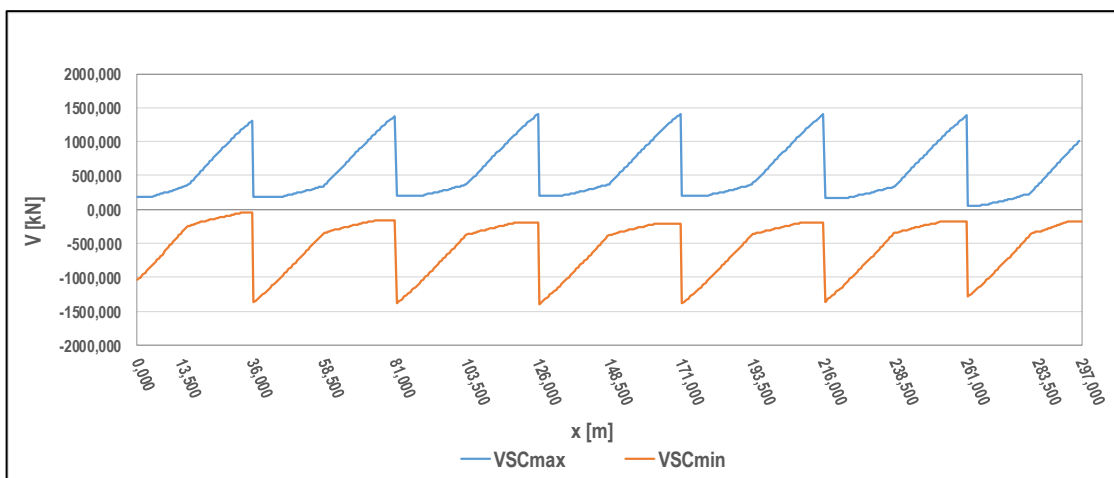


Figura 3-26 – Diagrama do esforço transverso devido às sobrecargas

Para o dimensionamento longitudinal do tabuleiro do viaduto, a sobrecarga é ação variável condicionante.

V. Esforços devido à variação diferencial da temperatura

Utiliza-se também o modelo da fase única para analisar o efeito da ação da temperatura na direção longitudinal do tabuleiro da obra de arte, envolvendo o gradiente negativo e positivo da temperatura.

a) Diagrama do momento fletor devido à variação diferencial da temperatura

O andamento do diagrama devido a esta ação é o seguinte.

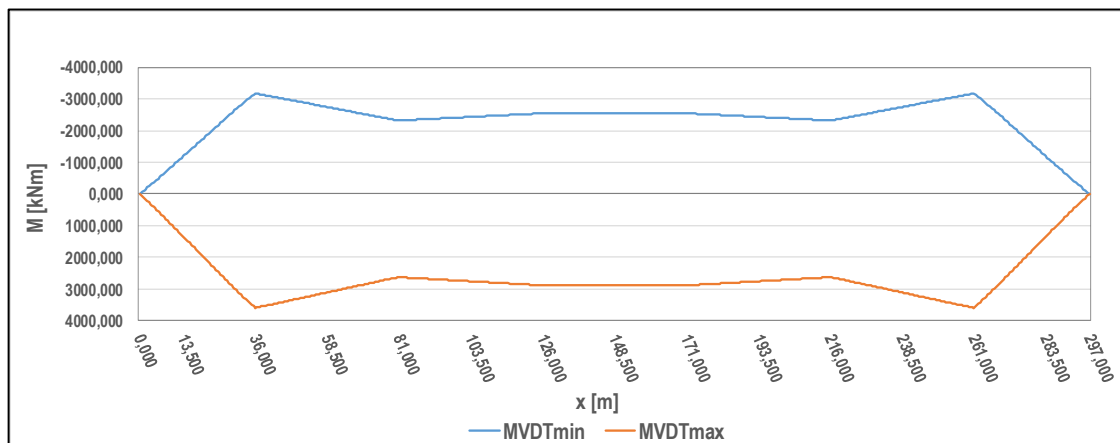


Figura 3-27 – Diagrama do momento fletor devido à ação da variação diferencial da temperatura

b) Diagrama do esforço transversal devido à variação diferencial da temperatura

Já o andamento do diagrama do esforço transversal tem o seguinte andamento.

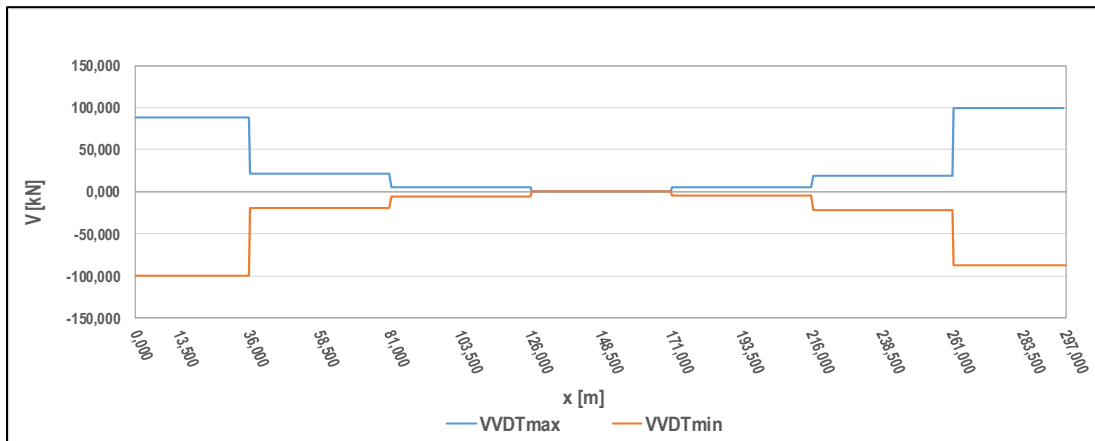


Figura 3-28 – Diagrama do esforço transversal devido à variação diferencial da temperatura

Observa-se que para o momento fletor, as secções críticas localizam-se a meio vão e nos pilares. Já para o esforço transversal, as secções críticas são nos pilares.

Os andamentos dos diagramas de esforços devido a ação do veículo tipo e da variação uniforme de temperatura não é analisado no estudo, pois não provocam esforços consideráveis no tabuleiro da obra de arte na direção longitudinal.

Os valores detalhados dos esforços característicos longitudinais encontram-se para consulta no Anexo C.

3.5.3 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

O estado limite de utilização abrange dois tipos de verificações, nomeadamente, o estado limite de descompressão, o estado limite de largura de fendas, que fazem parte da verificação ao estado limite de fendilhação, e o estado limite de deformação.

❖ Estado Limite de descompressão

A verificação ao estado limite de descompressão segue os pressupostos do REBAP, Artigo 69º. Recorre-se a combinação quase-permanente de ações.

As tensões nas fibras superiores e inferiores são dadas pela seguinte equação:

$$\sigma = \pm \frac{M_{Eqp}}{I_c} \cdot v \pm \frac{P \cdot e}{I_c} \cdot v - \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v \quad [3.35]$$

Em que,

M_{Eqp} - Momento fletor quase permanente com exclusão do pré-esforço, em $[kNm]$;

I_c - Momento de inércia da secção transversal do tabuleiro, em $[m^4]$;

v - Distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade do tabuleiro, em $[m]$;

A_c - Área da secção transversal do tabuleiro, em $[m^2]$;

P - Força de pré-esforço, em $[kN]$;

e - Excentricidade do cabo de pré-esforço, em $[m]$;

$M_{PE,Hip}$ - Momento fletor hiperestático devido ao pré-esforço, em $[kNm]$.

Os sinais dos esforços em cada parcela da equação [3.35] são positivos se o esforço provocar tração na fibra e negativos se provocar compressão.

O valor quase permanente do momento fletor é dado pela expressão:

$$M_{Eqp} = M_{PP} + M_{RCP} + \psi_{2,SC} \cdot M_{SC} + \psi_{2,VDT} \cdot M_{VDT} \quad [3.36]$$

Com $\psi_{2,SC} = 0,20$ e $\psi_{2,VDT} = 0,30$.

Para a combinação quase permanente de ações no início de exploração e a longo prazo o andamento do diagrama de tensões segue os seguintes pressupostos:

- **Tensões nas fibras inferiores (σ_{inf}):**

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{Eqp}}{I_c} \cdot v_{inf} + \frac{P \cdot e}{I_c} \cdot v_{inf} - \frac{P}{A_c} + \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v_{inf} \quad [3.37]$$

- **Tensões nas fibras superiores (σ_{sup}):**

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{Eqp}}{I_c} \cdot v_{sup} - \frac{P \cdot e}{I_c} \cdot v_{sup} - \frac{P}{A_c} - \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v_{sup} \quad [3.38]$$

E deste modo apresentam-se os diagramas dos andamentos das tensões no tabuleiro no início de exploração e a longo prazo:

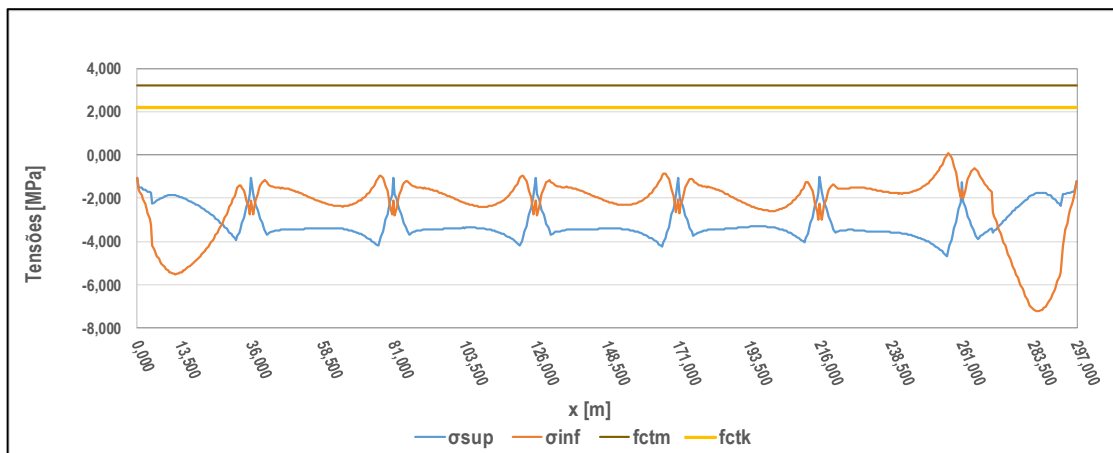


Figura 3-29 – Diagrama das tensões no tabuleiro no início de exploração

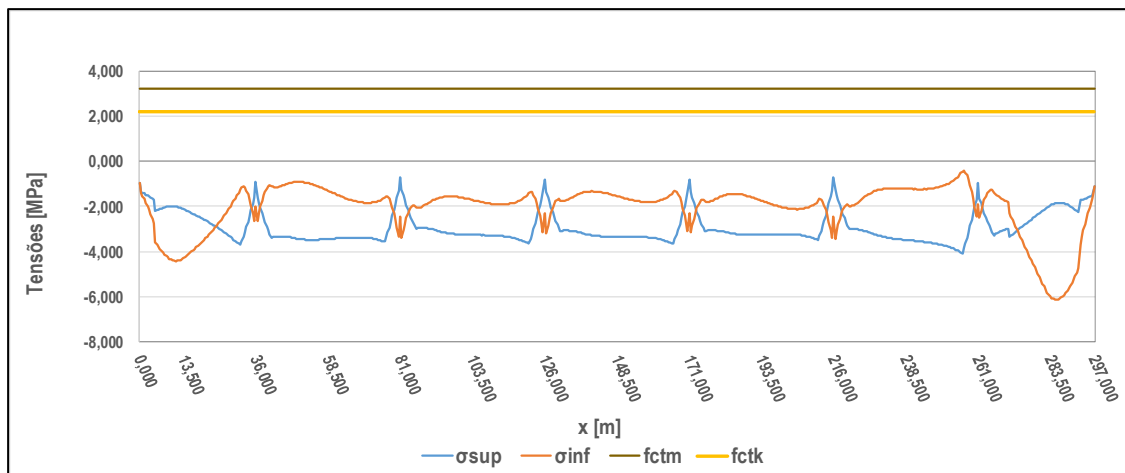


Figura 3-30 – Diagrama das tensões no tabuleiro a longo prazo

Da análise dos diagramas anteriores, observa-se que a segurança ao estado limite de descompressão é verificada tanto para o início de exploração como para longo prazo.

Para mais detalhe sobre a verificação ao estado limite de descompressão no início e a longo prazo consultar o *Anexo D*.

❖ Estado Limite de largura das fendas

A verificação do estado limite de largura de fendas segue o pressuposto do *REBAP, Artigo 70º*. É utilizada na verificação a combinação frequente de ações, tendo a sobrecarga como ação variável base.

As tensões nas fibras inferiores e superiores são calculadas através da seguinte expressão geral.

$$\sigma = \pm \frac{M_{Efreq}}{I_c} \cdot v \pm \frac{P \cdot e}{I_c} \cdot v - \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v \quad [3.39]$$

Sendo,

M_{Efreq} - Momento fletor frequente, em $[kNm]$.

O momento fletor frequente é dado pela combinação frequente e tem a seguinte equação:

$$M_{Efreq} = M_{PP} + M_{RCP} + \psi_{1,SC} \cdot M_{SC} + \psi_{2,VDT} \cdot M_{VDT} \quad [3.40]$$

Com $\psi_{1,SC} = 0,40$ e $\psi_{2,VDT} = 0,30$.

De seguida obtém-se o andamento de tensões no tabuleiro para a combinação frequente de ações para o início de exploração.

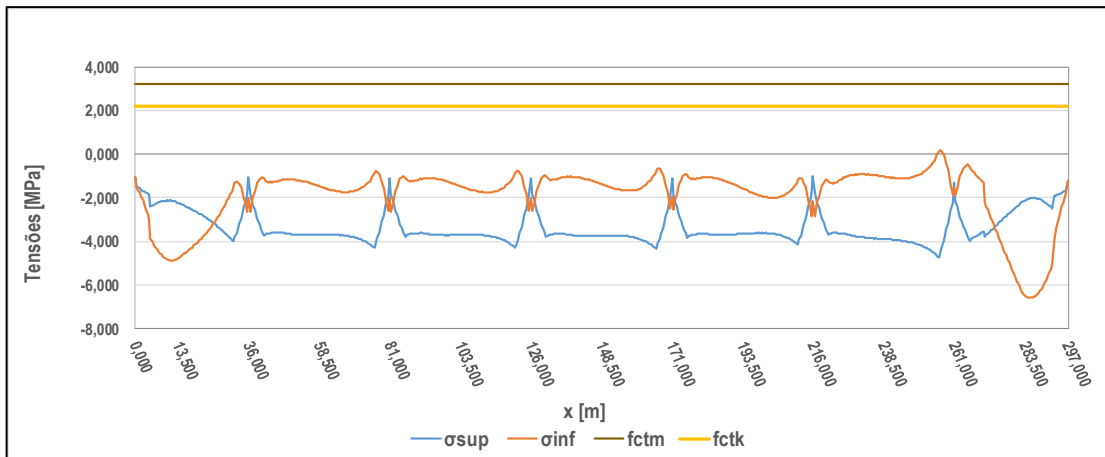


Figura 3-31 – Diagrama das tensões no tabuleiro no início de exploração.

Já a longo prazo, o andamento do diagrama de tensões tem a seguinte configuração:

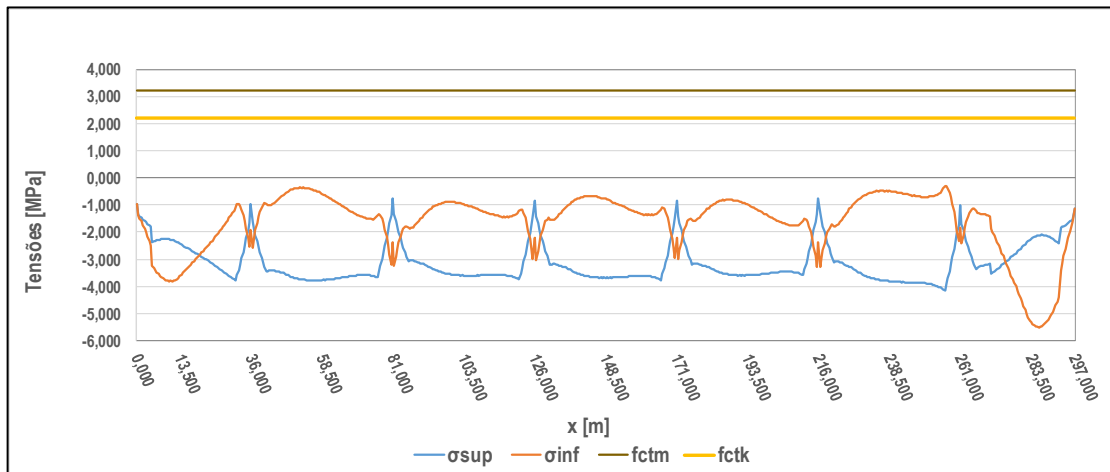


Figura 3-32 – Diagrama das tensões no tabuleiro a longo prazo.

A segurança ao estado limite de largura de fendas é verificada, tanto para o início de exploração como a longo prazo, pois não existem valores de trações superiores ao valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples (f_{ctm})

Os valores detalhados para a verificação ao estado limite de largura de fendas, consultar o Anexo E.

❖ Estado limite de deformação

A verificação do estado limite de deformação atende ao indicado no REBAP, Artigo 72°. E é utilizada a combinação frequente de ações tendo a sobrecarga como ação variável base.

Com a análise feita dos valores obtidos no programa de cálculo automático SAP2000, nota-se que a flecha máxima para as ações atuantes localiza-se a meio do segundo e do sexto vão do viaduto.

Tendo em conta os esforços considerados nos estados limites anteriores.

O deslocamento vertical máximo é dado por:

$$\delta_{v,max} = [\delta_{v,PP} + \delta_{v,PE} + \delta_{v,RCP}] \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \psi_{1,SC} \cdot \delta_{v,SC} + \psi_{2,VDT} \cdot \delta_{v,VDT} \quad [3.41]$$

Com $\psi_{1,SC} = 0,40$, $\psi_{2,VDT} = 0,30$ e $\varphi(t, t_0) = 2,426$.

Em que,

$\delta_{V,PP}$ - Deslocamento vertical devido ao peso próprio;

$\delta_{V,PE}$ - Deslocamento vertical devido ao pré-esforço;

$\delta_{V,RCP}$ - Deslocamento vertical devido às restantes cargas permanentes;

$\delta_{V,SC}$ - Deslocamento vertical devido das sobrecargas;

$\delta_{V,VDT}$ - Deslocamento vertical devido à variação diferencial de temperatura.

Para o caso mais desfavorável tem-se:

$$\begin{aligned}\delta_{v,max} &= [\delta_{v,PP} + \delta_{v,PE} + \delta_{v,RCP}] \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \psi_{1,SC} \cdot \delta_{v,SC} + \psi_{2,VDT} \cdot \delta_{v,VDT} = \\ &= [-9,063 + 8,894 - 2,131] \times [1 + 2,426] + 0,4 \times (-8,901) + 0,3 \times (-0,597) = \\ &= -11,620 \text{ mm} (\downarrow).\end{aligned}$$

Para fazer a verificação é necessário calcular o deslocamento máximo admissível dado por:

$$\delta_{V,adm} = \frac{L}{400} \quad [3.42]$$

Com L o comprimento do vão em análise temos:

$$\delta_{V,adm} = \left(\frac{45,000}{400} \right) \times 10^3 = 112,500 \text{ mm}$$

A segurança está satisfeita, uma vez que o deslocamento máximo é inferior ao deslocamento admissível.

Os cálculos acima apresentados são para o segundo e sexto vão. Para os restantes vãos, consultar o *Anexo F*.

3.5.4 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A verificação aos estados limites últimos foi efetuada de modo a que em cada secção do tabuleiro fosse satisfeita a condição de que os esforços atuantes devem ser inferiores aos esforços resistentes, isto é:

$$E_d < E_R \quad [3.43]$$

Os estados limites em estudo foram, o estado limite de flexão e de esforço transversal.

Não se considera a ação da variação diferencial e uniforme de temperatura em estado limite último, por provocarem esforços reduzidos (*EC2, cl.2.3.1.2*).

❖ Estado limite de flexão

Verificação que implica que os momentos fletores atuantes ou de cálculo sejam menores que os momentos fletores resistentes.

As secções condicionantes ao estado limite de flexão são as de meio vão e as secções de apoio ou pilares. Para os casos anteriormente mencionados as secções mais desfavoráveis estão localizadas a meio vão do sexto tramo e no segundo apoio do quinto tramo, isto é, no pilar *P5*. Nestes casos serão apresentadas as respetivas verificações.

i. Momento atuante

O momento atuante é calculado através da seguinte expressão matemática.

$$M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_{PP} + \gamma_P \cdot M_{PE,Hip} + \gamma_G \cdot M_{RCP} + \gamma_Q \cdot M_{SC} \quad [3.44]$$

No cálculo anterior apenas é contabilizada a parcela hiperstática do pré-esforço, pois a parcela isostática é contabilizada diretamente no cálculo do momento resistente.

▪ Secção do vão:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 1,35 \times 20098,424 + 1,20 \times 7861,109 + 1,5 \times 2833,853 + 1,5 \times 8801,846 = \\ &= 54019,751 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

▪ Secção de apoio:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 1,35 \times (-25957,464) + 1,00 \times 11669,097 + 1,5 \times (-6313,661) + 1,5 \times (-10235,429) = \\ &= -45863,295 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

ii. Momento resistente

Os momentos resistentes são calculados a partir do equilíbrio de momentos originados pela força de compressão no betão (F_c), força de tração nas armaduras ordinárias (F_s) e de pré-esforço (F_p).

Numa fase inicial foram determinadas as armaduras mínimas longitudinais, dadas pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b_t \cdot d \quad [3.45]$$

Em que,

b_t - Largura da alma, em [m];

$d = d_s$ - Altura útil da secção para as armaduras ordinárias calculadas pela expressão:

$$d_s = h_{alma} - rec - \frac{\phi_{adot}}{2} \quad [3.46]$$

A altura da secção na posição da alma é representada por (h_{alma}), o recobrimento por (rec), com uma espessura de 0,04 metros e (ϕ_{adot}) trata-se do diâmetro da armadura adotada em milímetros.

Para um $\phi_{adot} = 25 \text{ mm}$, tem-se uma altura útil de:

$$d_s = h_{alma} - rec - \frac{\phi_{adot}}{2} = 2,800 - 0,04 - \left(\frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,748m$$

Deste modo, obtém-se as armaduras ordinárias:

▪ **Secção do vão**

• **Armadura mínima:**

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b_t \cdot d = \left[0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 0,6 \times 2,748 \right] \times 10^4 = 27,955cm^2;$$

• **Armadura adotada:**

$$A_s = 6\phi 25 (29,450cm^2);$$

Para as duas almas tem-se $A_s = 29,450 \times 2 = 58,900cm^2$.

▪ **Secção do apoio:**

• **Armadura mínima:**

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b_t \cdot d = \left[0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1,20 \times 2,748 \right] \times 10^4 = 55,910cm^2;$$

• **Armadura adotada:**

$$A_s = 12\phi 25 (58,900cm^2);$$

Para as duas almas tem-se $A_s = 58,900 \times 2 = 117,800cm^2$.

O equilíbrio de forças relaciona a força de compressão do betão, a força de tração das armaduras ordinárias e do aço de pré-esforço e é estabelecida pela seguinte expressão:

$$F_c = F_s + F_p \quad [3.47]$$

Por sua vez, a força de compressão do betão tem a seguinte expressão:

$$F_c = f_{cd} \cdot b \cdot y \quad [3.48]$$

Admitindo a hipótese de as armaduras estarem em cedência, as forças de equilíbrio e a posição de linha neutra são calculadas da seguinte forma:

▪ **Secção do vão**

• **Forças:**

$$F_s = f_{syd} \cdot A_s = 434,780 \times 58,90 \times 10^{-1} = 2560,854kN;$$

$$F_p = f_{pyd} \cdot A_s = 1400 \times 162 \times 10^{-1} = 22680kN.$$

• **Posição da linha neutra (admitindo que esta se encontra no banzo):**

$$F_c = F_s + F_p \Leftrightarrow f_{cd} \cdot b \cdot y = F_s + F_p \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 23,33 \times 10^3 \times 11,20 \times y = 2560,854 + 22680 \Leftrightarrow y = 0,097m;$$

$$x = \frac{y}{0,80} = \frac{0,097}{0,80} = 0,121m$$

Como $x = 0,121 < e_2 = 0,35m$, a linha neutra encontra-se no banzo.

Correspondendo (x) a posição da linha neutra e (e_2) refere-se à espessura do tabuleiro junto à alma.

▪ **Secção do apoio**

• **Forças:**

$$F_s = f_{syd} \cdot A_s = 434,780 \times 117,80 \times 10^{-1} = 5121,708kN;$$

$$F_p = f_{pyd} \cdot A_s = 1400 \times 162 \times 10^{-1} = 22680kN.$$

• **Posição da linha neutra (admitindo que esta se encontra no banzo):**

$$F_c = F_s + F_p \Leftrightarrow f_{cd} \cdot b \cdot y = F_s + F_p \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 23,33 \times 10^3 \times 2,4 \times y = 5121,708 + 22680 \Leftrightarrow y = 0,496m;$$

$$x = \frac{y}{0,80} = \frac{0,496}{0,80} = 0,621m.$$

Como $x = 0,621 < h_{alma} - e_2 = 2,80 - 0,35 = 2,45m$, a linha neutra encontra-se na alma.

A próxima etapa para garantir a segurança é a verificação da hipótese de cedência das armaduras.

A altura útil da secção para as armaduras de pré-esforço é obtida por:

▪ **Secção do vão**

$$d_p = h_{alma} - rec_{inf} = 2,800 - 0,300 = 2,500m;$$

▪ **Secção do apoio**

$$d_p = h_{alma} - rec_{sup} = 2,800 - 0,180 = 2,620m.$$

Em que (rec_{inf}) e (rec_{sup}) são os valores do recobrimento inferior e superior, respetivamente, do aço de pré-esforço.

Verificação da hipótese da cedência das armaduras:

▪ **Secção do vão**

• **Armaduras ordinárias:**

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,748 - 0,121}{0,121} \cdot 3,500 = 76,149\%$$

Como $\varepsilon_s = 76,149\% > \varepsilon_{syd} = 2,174\%$, a hipótese de cedência das armaduras ordinárias é verificada.

- **Armaduras de pré-esforço:**

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,500 - 0,121}{0,121} \times 3,5 = 68,974\text{‰}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p_{\infty}} + \Delta \varepsilon_p = 5,000 + 68,974 = 73,974\text{‰}$$

Como $\varepsilon_p = 73,974\text{‰} > \varepsilon_{pyd} = 7,200\text{‰}$, a hipótese de cedência das armaduras de pré-esforço é verificada.

- **Secção do apoio**

- **Armaduras ordinárias:**

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,748 - 0,621}{0,621} \cdot 3,500 = 11,996\text{‰}$$

Como $\varepsilon_s = 11,996\text{‰} > \varepsilon_{syd} = 2,174\text{‰}$, a hipótese de cedência das armaduras ordinárias é verificada.

- **Armaduras de pré-esforço:**

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,620 - 0,621}{0,621} \times 3,5 = 11,276\text{‰}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p_{\infty}} + \Delta \varepsilon_p = 5,000 + 11,276 = 16,276\text{‰}$$

Como $\varepsilon_p = 16,276\text{‰} > \varepsilon_{pyd} = 7,200\text{‰}$, a hipótese de cedência das armaduras de pré-esforço é verificada.

Dado que a hipótese de cedência é verificada, as forças calculadas anteriormente foram bem previstas.

O cálculo do momento resistente dado pela seguinte formula geral:

$$M_{Rd} = F_s \cdot z_s + F_p \cdot z_p \quad [3.49]$$

- **Secção do vão**

- **Armaduras ordinárias:**

$$z_s = d_s - \frac{y}{2} = 2,748 - \frac{0,097}{2} = 2,699\text{m}$$

- **Armaduras de pré-esforço:**

$$z_p = d_p - \frac{y}{2} = 2,500 - \frac{0,097}{2} = 2,452\text{m}$$

Obtendo-se um momento resistente de,

$$M_{Rd} = 2560,85 \times 2,699 + 22680 \times 2,452 = 62516,987\text{kNm / m}$$

▪ **Secção do apoio**

- **Armaduras ordinárias:**

$$z_s = d_s - \frac{y}{2} = 2,748 - \frac{0,496}{2} = 2,499m .$$

- **Armaduras de pré-esforço:**

$$z_p = d_p - \frac{y}{2} = 2,620 - \frac{0,496}{2} = 2,372m .$$

Obtendo-se um momento resistente de,

$$M_{Rd} = 5121,708 \times 2,499 + 22680 \times 2,372 = 66592,190 \text{ kNm / m}$$

Em que (Z_s) é o braço das armaduras ordinárias face à força de compressão do betão e (Z_p) o braço das armaduras de pré-esforço.

iii. **Verificação da segurança à flexão**

A verificação da segurança à flexão é satisfeita através da confirmação da seguinte expressão.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad [3.50]$$

▪ **Secção do vão**

$$M_{Ed} = 54019,751 < M_{Rd} = 62516,987 \rightarrow \text{Segurança verificada}$$

▪ **Secção do apoio**

$$M_{Ed} = |-45863,295| < M_{Rd} = 66592,190 \rightarrow \text{Segurança verificada}$$

Para análise do estado limite de flexão para as restantes secções do vão e do apoio da obra de arte, consultar *Anexo G*.

❖ **Estado Limite de esforço transversal**

A verificação da segurança para o estado limite de esforço transversal consiste em satisfazer a condição de que os esforços transversos atuantes são menores que os esforços resistentes.

As secções condicionantes para esta verificação são as dos apoios, nomeadamente à direita do quinto apoio. Para esta secção serão apresentados os cálculos respetivos à verificação.

Para os cálculos admitiu-se $\alpha = 90^\circ$ como ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal com o eixo longitudinal da secção do tabuleiro e $\theta = 30^\circ$ como ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do tabuleiro.

De acordo com o previsto no EC2, o esforço transversal foi calculado a uma distância do apoio correspondente à altura útil da secção para as armaduras ordinárias, expressas por:

$$d_s = h_{alma} - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) \quad [3.51]$$

Obtendo assim,

$$d_s = 2,800 - 0,04 - \left(\frac{12 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,754m .$$

Para combinação fundamental de ações temos:

I. Esforços transverso atuante

Perante a combinação fundamental de ações o esforço transverso atuante é calculado através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot V_{PP} + \gamma_P \cdot V_{PE} + \gamma_G \cdot V_{RCP} + \gamma_Q \cdot V_{SC} \quad [3.52]$$

Substituindo obtém-se:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 1,35 \times (-3160,449) + 1,00 \times 1939,840 + 1,50 \times (-730,916) + 1,50 \times (-1286,021) = \\ &= -5352,172kN. \end{aligned}$$

II. Esforços transverso resistente

O cálculo do esforço transverso resistente engloba várias etapas. Inicialmente calcula-se a armadura mínima transversal.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_{w,nom} \cdot \text{sen}(\alpha) \quad [3.53]$$

Sendo necessário antes, determinar a espessura nominal das almas:

$$b_{w,nom} = \begin{cases} b_w; & \text{se } \phi_b \leq \frac{b_w}{8} \\ b_w - 0,5 \cdot \sum \phi_b; & \text{caso contrário} \end{cases} \quad [3.54]$$

Em que:

b_w - Espessura das duas almas nos apoios, em [m];

ϕ_b - Diâmetro exterior da bainha do cabo de pré-esforço, em [mm];

Para $b_w = 2 \times 1,200 = 2,400m$ e $\phi_b = 130mm$ a partir da expressão [3.54], tem-se:

$$\phi_b \leq \frac{b_w}{8} \Leftrightarrow 2 \times 0,13 = 0,26m < \frac{2,400}{8} = 0,300m, \text{ resultando } b_{w,nom} = b_w = 2,400m$$

E obtém-se substituindo-se os dados na expressão [3.53], uma armadura mínima de esforço transverso de:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \left[\frac{0,08 \cdot \sqrt{35}}{500} \cdot 2,400 \cdot \text{sen}(90) \right] \times 10^4 = 22,718cm^2 / m.$$

Posteriormente calcula-se a armadura de cálculo para o esforço transverso atuante na obra de arte, através da expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} \quad [3.55]$$

Em que, $z = 0,9 \cdot d_s \Leftrightarrow z = 0,9 \times 2,754 = 2,479m$.

Substituído os dados na expressão [3.55], obtém-se uma armadura de cálculo:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal} = \frac{|-5352,172|}{2,479 \times 434,78 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 28,670cm^2 / m$$

Assim sendo a armadura necessária é o máximo entre a armadura mínima e a armadura de cálculo:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{nec} = \max\left\{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal}\right\} = \max\{22,718; 28,670\} = 28,670cm^2 / m ;$$

Como cada alma tem 4 ramos, no total tem-se 8 ramos, isso é:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{nec} = \frac{28,70}{8} = 3,584cm^2 / m / ramo$$

$$\text{Adotou-se assim, } \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \phi 12 / 0,15 (7,540cm^2 / m / ramo)$$

$$\text{Ou seja, para o total dos 8 ramos, tem-se } \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 7,540 \times 8 = 60,320cm^2 / m .$$

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

O esforço transversal associado à cedência de estribos é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,s} = f_{syd} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot [(\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \text{sen}(\alpha)] \quad [3.56]$$

Substituindo-se tem-se:

$$V_{Rd,s} = 434,78 \times 60,320 \times 10^{-1} \times 2,479 \times [(\cot(30) + \cot(90)) \times \text{sen}(90)] = 11260,769kN$$

Já o esforço associado ao esmagamento das bielas de betão é expresso pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \text{nom} \cdot z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad [3.57]$$

Em que, (ν) é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

$$\text{e é dado por, } \nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516 .$$

Substituindo os dados na expressão [3.57] tem-se:

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \times 0,516 \times 23,333 \times 10^3 \times 2,400 \times 2,479}{\cot(30) + \tan(30)} = 31017,635kN .$$

Logo, obtemos um valor de esforço transversal resistente de:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} = \min\{11260,769; 28760,853\} = 11260,769kN .$$

III. Verificação da segurança ao esforço transverso

A verificação da segurança ao estado limite de esforço transverso, consiste na garantia da condição que o esforço transverso atuante é menor que o esforço transverso resistente.

$$V_{Ed} = |-7192,892| < V_{Rd} = 11260,769kN \rightarrow \text{Segurança verificada.}$$

Para mais detalhes sobre o estado limite último de esforço transverso, consultar *Anexo H*.

3.6 Verificação da segurança na direção transversal do tabuleiro

A análise transversal do tabuleiro foca-se nas consolas laterais, laje intermédia e para carlinga, sendo regida pela combinação fundamental de ações.

As consolas laterais integram a secção transversal do tabuleiro situando-se nas extremidades exteriores das almas, a laje intermédia é a parte interior situada entre as almas. Já a carlinga que apenas se encontra nas secções de apoio, funcionando como travamento entre as almas.

A Figura 3-33, representa o corte da secção transversal do tabuleiro e ilustra a localização detalhada dos elementos anteriormente referidos.

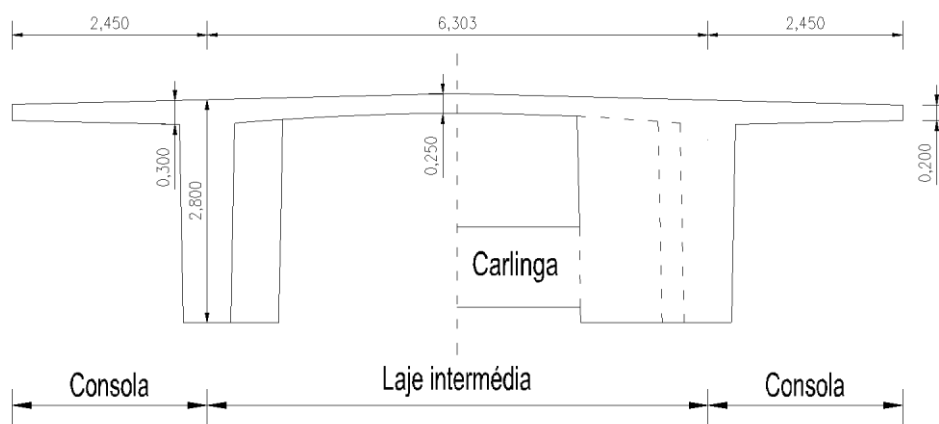


Figura 3-33 – Partes constituintes da secção transversal.

As consolas laterais e a laje intermédia foram modeladas num modelo de análise transversal referido na Figura 2-13. Já a carlinga será tratada de uma forma simplificada.

As secções condicionantes a ações atuantes transversalmente para as consolas laterais e para laje intermédia são:

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

❖ Ações transversais

As ações atuantes na direção transversal são o peso próprio, as restantes cargas permanentes, o veículo tipo, a sobrecarga uniforme do passeio e a sobrecarga concentrada do passeio.

I. Peso próprio (PP)

A ação do peso próprio corresponde ao peso da estrutura no modelo transversal.

II. Restantes cargas permanentes (RCP)

Os elementos que constituem as restantes cargas permanentes são modelados através de uma carga equivalente, de modo a facilitar a introdução no modelo.

Quadro 3-23 – Cargas distribuídas equivalentes às restantes cargas permanentes

Elementos	Carga[kN/m]	Extensão[m]	Carga distribuída equivalente[kN/m ²]
Viga de bordadura	2,500		
Guarda-corpos	1,000		
Passeio) Enchimento dos passeios	2,232	9,557	1,100
Lancil	2,825		
Guarda de segurança	1,000		
Tapete betuminoso	--	--	1,920

A extensão de 1,100 metros corresponde à largura do passeio incluindo os lancis.

Para efeito de análise transversal, as restantes cargas permanentes foram modeladas com 8,690kN / m² nos passeios e 1,920kN / m² na faixa de rodagem.

III. Sobrecarga no passeio

As sobrecargas no passeio são simuladas por dois carregamentos distintos, sendo estes, a sobrecarga uniforme e a sobrecarga concentrada.

a) Sobrecarga uniforme no passeio (SCU passeio)

Na modelação transversal considerou-se uma carga uniforme nos passeios de 3,00kN / m².

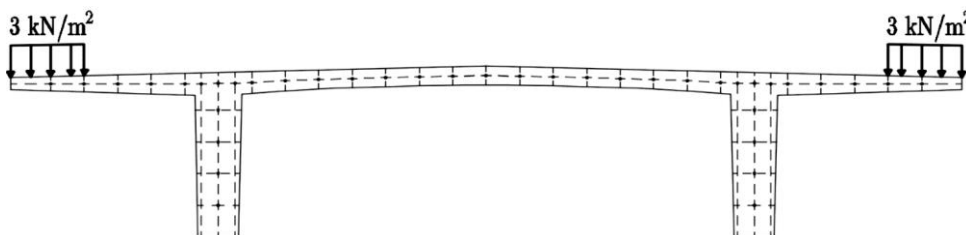


Figura 3-34 – Carregamento devido à ação da sobrecarga uniforme no passeio

a) Sobrecarga concentrada no passeio

Já a carga concentrada no passeio é de $20,000\text{ kN} / m$ e considera-se aplicada no ponto extremo do passeio.

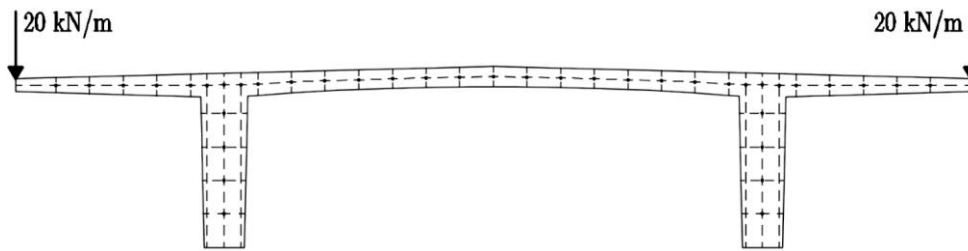


Figura 3-35 – Carregamento devido à ação da sobrecarga concentrada no passeio

IV. Veículo tipo (VT)

O carregamento devido ao veículo tipo é o descrito no RSA. Este é analisado para três situações diferentes, correspondentes aos casos mais desfavoráveis.

Nas figuras seguintes apresentam-se os três casos de carregamento, nomeadamente o veículo tipo junto ao passeio, o veículo tipo com uma roda centrada e o veículo tipo centrado.

1) Veículo tipo junto ao passeio

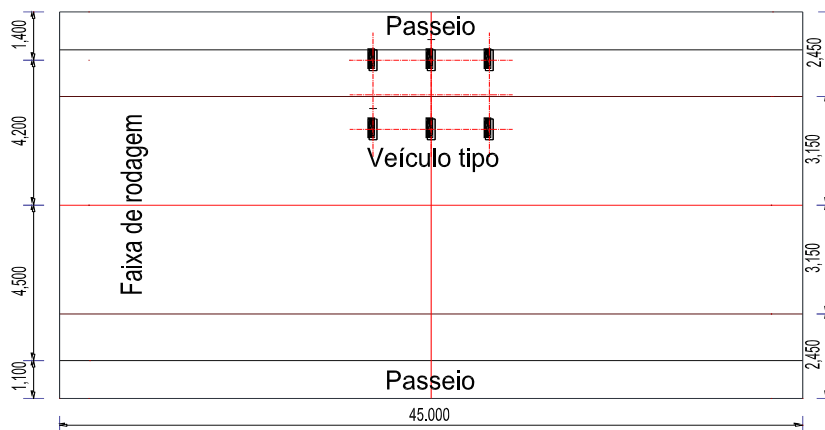


Figura 3-36 – Posição do veículo junto ao passeio

1) Veículo tipo com roda centrada

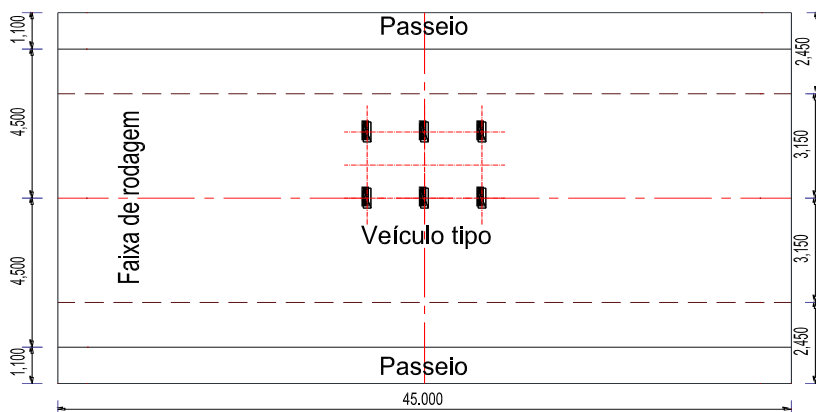


Figura 3-37 – Posição do veículo com uma roda centrada

1) Veículo tipo centrado

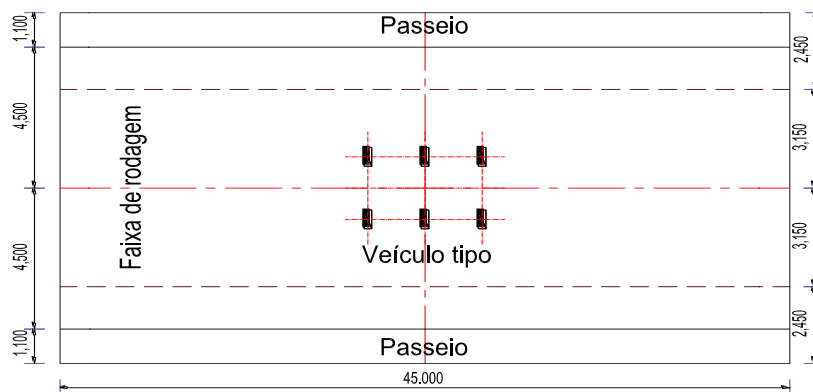


Figura 3-38 – Posição do veículo centrado

Dos três casos analisados escolhe-se o mais desfavorável para análise na direção transversal.

❖ **Esforços transversais**

Após filtragem e análise dos resultados obtidos, a partir do modelo transversal, traçamos os seguintes andamentos dos diagramas de momentos fletores e esforço transversal, devidos às ações aplicadas à obra de arte.

1) **Diagramas de momentos fletores e esforço transverso**

a. **Peso próprio**

i. **Diagrama de momentos fletores**

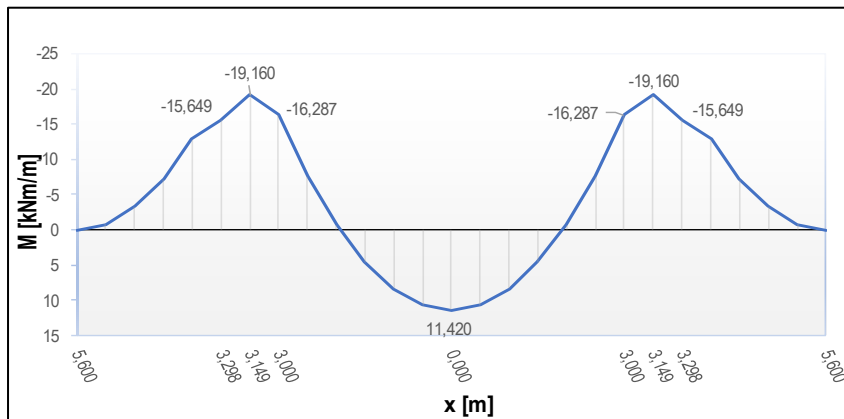


Figura 3-39 – Andamento do diagrama de momentos fletores devido ao peso próprio.

ii. **Diagrama de esforço transverso**

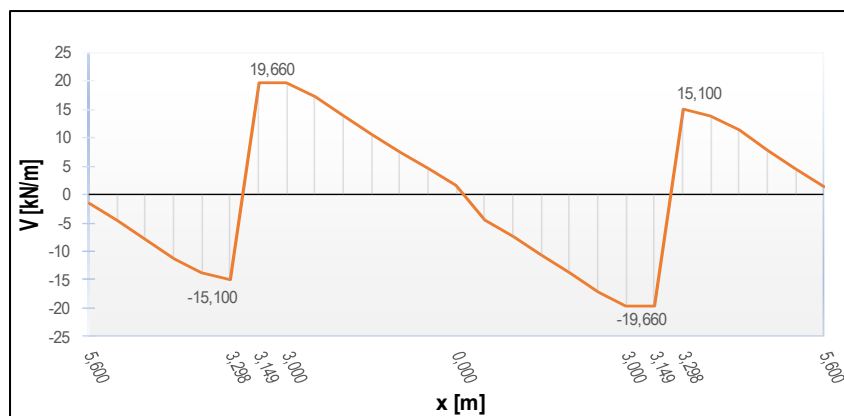


Figura 3-40 – Andamento do diagrama de esforço transverso devido ao peso próprio.

b. **Restantes cargas permanentes**

i. **Diagrama de momentos fletores**

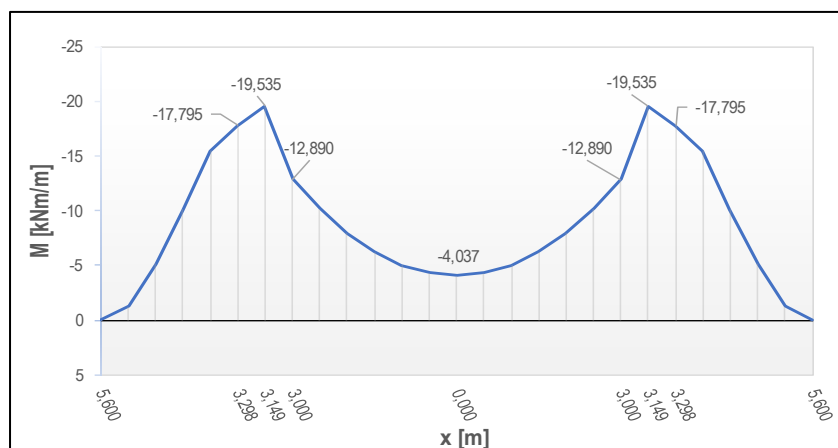


Figura 3-41 – Andamento do diagrama de momentos fletores devido às restantes cargas permanentes

ii. Diagrama de esforço transverso

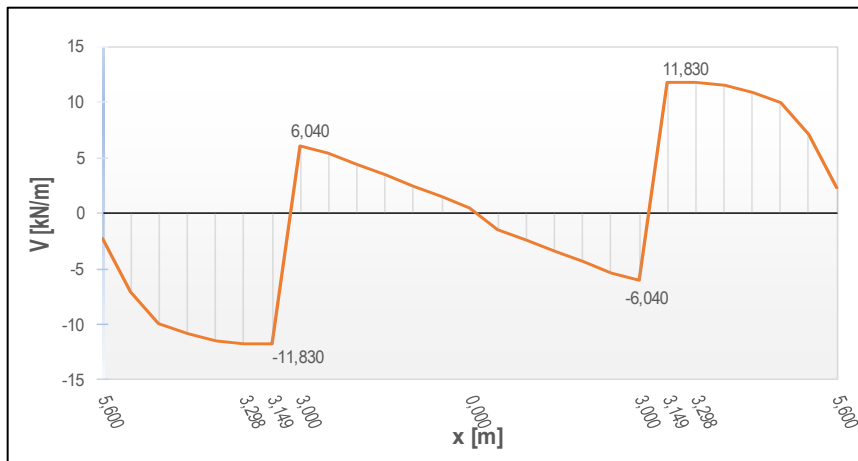


Figura 3-42 – Andamento do diagrama de esforço transverso devido as restantes cargas permanentes.

c. Sobrecargas nos passeios – Uniforme (SCU) e concentrada (SCC)

i. Diagrama de momentos fletores

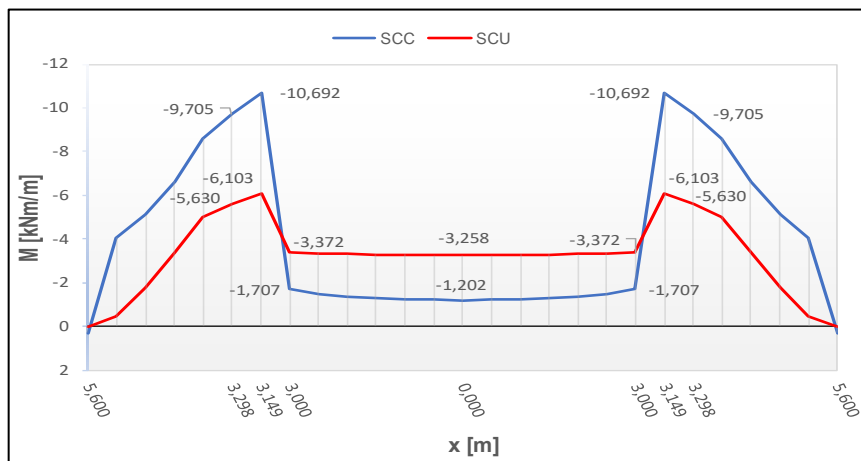


Figura 3-43 – Andamento do diagrama de momentos fletores devido as sobrecargas nos passeios

ii. Diagrama de esforço transverso

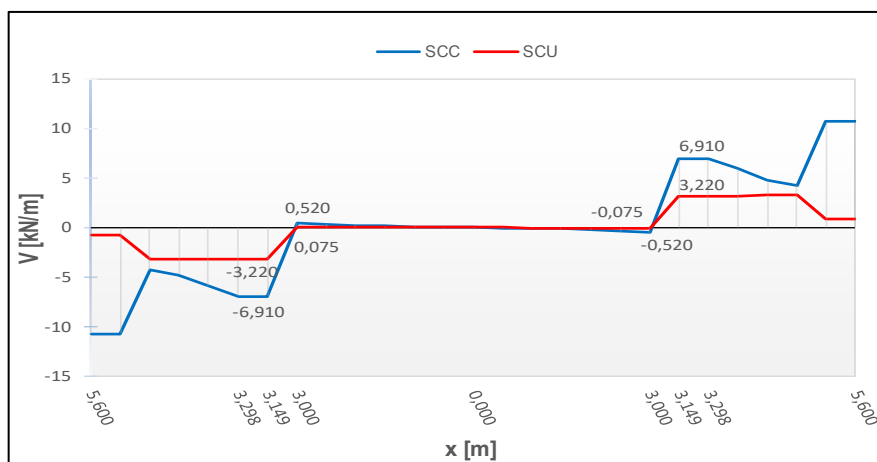


Figura 3-44 – Andamento do diagrama de esforço transverso devido as sobrecargas nos passeios.

d. Veículo tipo – Roda centrada, centrado e junto ao passeio

i. Diagrama de momentos fletores

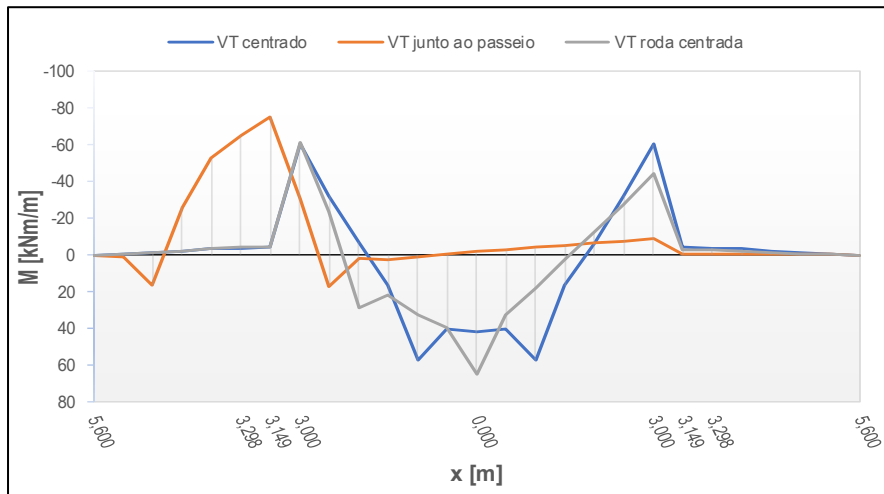


Figura 3-45 – Andamento do diagrama de momentos fletores devido ao veículo tipo.

i. Diagrama de esforço transversal

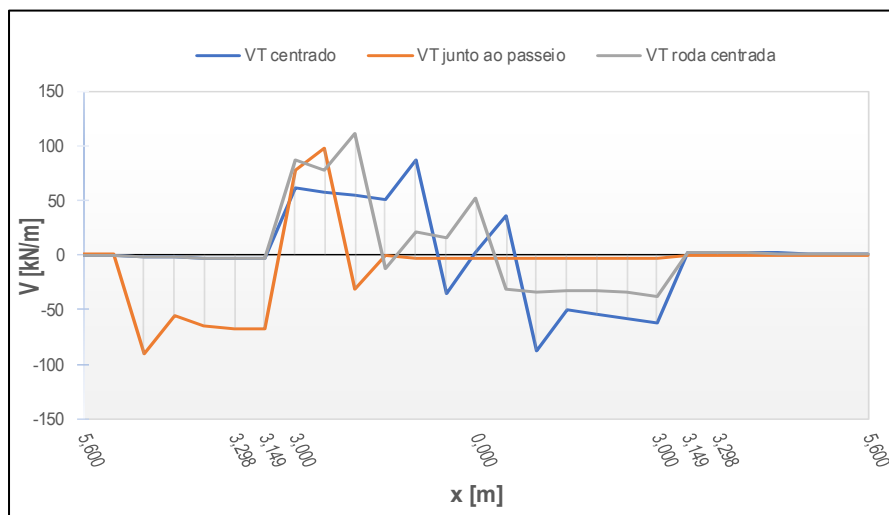


Figura 3-46 – Andamento do diagrama de esforço transversal devido ao veículo tipo.

Verifica-se que em todos os diagramas existem picos não esperados e estes devem-se à simplificação adotada no modelo de análise transversal, nomeadamente na definição da espessura dos elementos de área.

Nota-se ainda, que as secções condicionantes encontram-se a meio do tabuleiro transversalmente assim como, a esquerda e direita da zona das almas.

2) Esforços nas secções condicionantes

A partir da análise dos diagramas de esforços atuantes na direção transversal, foi possível chegar ao valor dos esforços nas secções condicionantes.

Quadro 3-24 – Esforços na direção transversal

Ação	Consola		Laje Intermédia		
	M [kNm / m]	V [kN]	M [kNm / m]	V [kN]	
PP	-15,649	-15,100	11,420	19,660	
RCP	-17,795	-11,830	-4,037	6,040	
SCU passeio	-5,630	-3,220	-3,258	0,075	
SCC passeio	-9,705	-6,910	-1,202	0,520	
Junto ao passeio	-65,626	-67,220	-1,622	-2,840	
VT	Centrado	-3,783	-2,720	57,803	62,060
	Com roda centrada	-4,055	-2,950	64,863	78,550

3.6.1 CONSOLAS LATERAIS

As consolas laterais são constituídas por um vão de 2,45 metros e uma espessura variável com 0,20 na extremidade ($e_1 = 0,20m$) e 0,30 metros no encastramento ($e_2 = 0,30m$).

O passo seguinte é a realização das verificações aos estados limites últimos de flexão e de esforço transversal, utilizando a combinação fundamental de ações.

❖ Estado Limite de flexão

Na realização da verificação a este estado limite as ações utilizadas serão o peso próprio da estrutura, as restantes cargas permanentes, veículo tipo junto ao passeio e à sobrecarga concentrada no passeio.

De seguida procede-se aos cálculos de verificação para a secção condicionante que se encontra junto à alma do lado exterior.

i. **Momento atuante**

O momento atuante expressa-se pela seguinte equação.

$$M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_{PP} + \gamma_G \cdot M_{RCP} + \gamma_Q \cdot [M_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot M_{SCC,passeio}] \quad [3.58]$$

Em que,

M_{VT} - Momento fletor devido ao veículo junto ao passeio;

$M_{SCC,passeio}$ - Momento fletor devido à carga concentrada no passeio.

Utiliza-se ($M_{SCC,passeio}$) na equação já que este esforço apresenta um valor superior ao da sobrecarga uniforme.

Substituindo em [3.58], tem-se:

$$M_{Ed} = 1,35 \times (-15,649) + 1,50 \times (-17,795) + 1,50 \times [(-65,626) + 0,6 \times (-9,705)] \\ = -154,992 \text{ kNm / m.}$$

ii. Armaduras de flexão

O cálculo do momento resistente não é direto, seguindo várias etapas, iniciando pelo cálculo da altura útil:

$$d = e_2 - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) \quad [3.59]$$

Em que,

e_2 - Espessura do tabuleiro na secção em estudo;

rec - Recobrimento das armaduras;

$\phi_{adotado}$ - Diâmetro da armadura adotada.

Sabendo que $e_2 = 0,30 \text{ m}$, $rec = 0,04 \text{ m}$ e $\phi_{adotado} = 16 \text{ mm}$, tem-se assim:

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

Deste modo, calcula-se o coeficiente (μ) e a taxa mecânica (ω):

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-154,992|}{1,0 \times 0,252^2 \times 23,3 \times 10^3} = 0,105;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,105} = 0,111.$$

Sendo assim, as áreas de armaduras ordinárias são calculadas pela seguinte expressão:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[0,111 \times 1,0 \times 0,252 \times \left(\frac{23,3}{434,8} \right) \right] \times 10^4 = 14,990 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

Adotou-se $A_s = \phi 16 / 10,10$ ($20,110 \text{ cm}^2 / \text{m}$).

❖ Estado Limite de esforço transversal

Para verificação deste estado limite são contabilizadas as ações atuantes devido ao peso próprio, às restantes cargas permanentes, ao veículo tipo junto ao passeio e à sobrecarga concentrada no passeio.

De seguida efetuam-se os cálculos para o estado limite em estudo, para a secção condicionante que se encontra junto à alma do lado exterior.

i. Esforço transversal atuante

O esforço transversal obtém-se pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot V_{PP} + \gamma_G \cdot V_{RCP} + \gamma_Q \cdot [V_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot V_{SCC,passeio}] \quad [3.60]$$

Em que,

V_{VT} - Esforço transversal devido ao veículo tipo junto ao passeio;

$V_{SCC,passeio}$ - Esforço transversal devido à carga concentrada no passeio.

Utiliza-se ($V_{SCC,passeio}$) na equação já que este esforço apresenta um valor superior ao da sobrecarga uniforme.

Substituindo em [3.60] tem-se,

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 1,35 \times (-15,100) + 1,50 \times (-11,830) + 1,50 \times [(-67,220) + 0,60 \times (-6,910)] \\ &= -145,179 \text{ kN} / \text{m}. \end{aligned}$$

ii. Esforço transversal resistente

O cálculo do esforço transversal resistente segue o pressuposto do EC2, cláusula 6.2.2, que estabelece a seguinte fórmula:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad [3.61]$$

Com um mínimo de,

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [3.62]$$

Resolução da expressão [3.62]:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \Rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{252}} = 1,891 < 2,0 ;$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = (0,035 \times 1,891^{3/2} \times 35^{1/2}) \times 10^3 = 538,443 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

$\sigma_{cp} = 0$, pois a consola não está sujeita a esforço axial para respetiva análise;

$$V_{Rd,c,min} = (538,443 + 0,15 \times 0) \times 1,0 \times 0,252 = 135,688 \text{ kN} / \text{m} ;$$

Resolução da expressão [3.61]:

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{20,110 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,252} = 0,00798 < 0,02 ;$$

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

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \\ &= [0,120 \times 1,891 \times (100 \times 0,00798 \times 35)^{1/3} + 0,15 \times 0] \times 1,0 \times 0,252 \times 10^3 = 173,499 \text{ kN} / \text{m}. \end{aligned}$$

iii. Verificação da segurança ao esforço transversal

Para a verificação da segurança, o esforço transversal atuante na secção tem que ser menor que o esforço transversal resistente, isto é:

$$V_{Ed} < V_{Rd} \Rightarrow |-145,179| < 173,499 \rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

3.6.2 LAJE INTERMÉDIA

A laje intermédia é caracterizada por um vão de 6,500 metros e uma espessura que varia entre 0,30 metros ($e_2 = 0,30m$) e 0,25 metros ($e_3 = 0,25m$), na secção de encastramento e a meio vão, respetivamente.

A verificação da segurança da laje intermédia foi realizada por utilização da combinação fundamental das ações.

❖ Estado Limite de flexão

As ações consideradas para a realização da verificação foram o peso próprio, restantes cargas permanentes, veículo tipo com uma roda centrada e a sobrecarga uniforme no passeio.

De seguida irão proceder-se os cálculos de verificação para secção mais desfavorável, isto é, a meio vão da laje intermédia.

i. Momento atuante

O momento atuante é dado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_{PP} + \gamma_G \cdot M_{RCP} + \gamma_Q \cdot [M_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot M_{SCU,passeio}] \quad [3.63]$$

Substituindo em, [3.63] tem-se:

$$M_{Ed} = 1,35 \times 11,420 + 1,00 \times (-4,037) + 1,5 \times [64,863 + 0 \times (-3,258)] = 108,675 \text{ kNm / m.}$$

ii. Armaduras de flexão

Inicialmente calcula-se a altura útil.

$$d = e_3 - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) \quad [3.64]$$

Em que (e_3) representa a espessura do tabuleiro a meio vão, (rec) trata-se do recobrimento e tem uma espessura $rec = 0,04$ metros e ϕ_{adot} refere-se ao diâmetro da armadura adotado, e adotou-se um diâmetro $\phi_{adot} = 16mm$.

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

O coeficiente (μ) e a taxa mecânica (ω):

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-108,675|}{1,0 \times 0,202^2 \times 23,3 \times 10^3} = 0,114;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,114} = 0,121.$$

Sendo assim, as áreas de armaduras ordinárias são calculadas pela seguinte expressão:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[0,121 \times 1,0 \times 0,202 \times \left(\frac{23,3}{434,8} \right) \right] \times 10^4 = 13,098 \text{ cm}^2 / m;$$

Adotou-se $A_s = \phi 16 / 10,10$ ($20,110 \text{ cm}^2 / \text{ m}$).

❖ Estado Limite de esforço transversor

Para verificação deste estado limite são contabilizadas as ações atuantes devido ao peso próprio, às restantes cargas permanentes, ao veículo tipo com uma roda centrada e à sobrecarga concentrada no passeio.

De seguida efetua-se os cálculos para o estado limite em estudo, para a secção condicionante que se encontra junto à alma do lado interior.

i. Esforço transversor atuante

O esforço transversor obtém-se pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot V_{PP} + \gamma_G \cdot V_{RCP} + \gamma_Q \cdot [V_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot V_{SCC,passeio}] \quad [3.65]$$

Substituindo em, [3.65] tem-se:

$$V_{Ed} = 1,35 \times 19,660 + 1,50 \times 6,040 + 1,50 \times [78,550 + 0,60 \times 0,520] = 153,894 \text{ kN / m} .$$

ii. Esforço transversor resistente

O cálculo do esforço transversor resistente segue o pressuposto do EC2, cláusula 6.2.2, que estabelece a seguinte fórmula:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad [3.66]$$

Com um mínimo de,

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [3.67]$$

Resolução da expressão[3.67]:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \Rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{202}} = 1,995 < 2,0 ;$$

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

$\sigma_{cp} = 0$, pois a consola não está sujeita a esforço axial para respetiva análise;

$$V_{Rd,c,min} = (583,467 + 0,15 \times 0) \times 1,0 \times 0,202 = 117,860 \text{ kN / m} .$$

Resolução da expressão[3.66]:

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{20,110 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,202} = 0,00996 < 0,02 ;$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \\
 &= \left[0,120 \times 1,995 \times (100 \times 0,00996 \times 35)^{1/3} + 0,15 \times 0 \right] \times 1,0 \times 0,202 \times 10^3 \\
 &= 157,974 \text{ kN} / \text{m}.
 \end{aligned}$$

i. Verificação da segurança ao esforço transversal

Para a verificação da segurança, o esforço transversal atuante na secção tem que ser menor que o esforço transversal resistente, isto é:

$$V_{Ed} < V_{Rd} \Rightarrow 153,894 < 157,974 \rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

3.6.3 CARLINGA

As carlingas são elementos com uma secção transversal retangular com 1,00 metro de altura e 0,60 metros de largura. Embora estes elementos sejam parte estrutural, serão apenas dimensionados para as armaduras mínimas por apresentarem esforços reduzidos.

i. Armadura longitudinal

A secção transversal da carlinga tem uma altura útil de:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,00 - 0,04 - \left(\frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,960 \text{ m}.$$

A armadura mínima obtém-se a partir da seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) \cdot b_t \cdot d = \left[0,26 \times \left(\frac{3,2}{500} \right) \times 0,6 \times 0,960 \right] \times 10^4 = 7,987 \text{ cm}^2.$$

Em que (b_t) é a largura transversal da secção.

Adotou-se $A_s = 4\phi 16$ ($8,040 \text{ cm}^2$).

ii. Armadura transversal

A armadura transversal é obtida a partir da seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) = \left[\frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} \times 0,600 \times \text{sen}(90) \right] \times 10^4 = 5,679 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{ramo} = \frac{5,679}{2} = 2,840 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo};$$

Adotou-se $A_s = \phi 12 / 10,20$ ($5,650 \text{ cm}^2 / \text{m}$).

3.7 Pilares e suas fundações

Existem seis alinhamentos de pilares e cada um com dois pilares com 1,70 metros de diâmetro. Três pares de pilares encontram-se fundados sobre fundações indiretas, isto é, estacas encabeçadas por um maciço. Os restantes encontram-se fundados sobre fundações diretas.

Em termos de ligações pilares-tabuleiro, os pilares P1 e P6 são rotulados nas duas direções, já os pilares P2 a P5 estão encastrados ao tabuleiro, ou seja, são monolíticos.

Todos os pilares são constituídos por betão de classe C35/45 com armaduras ordinárias A500NR e as fundações são de classe C30/37 com o mesmo tipo de armaduras ordinárias.

3.7.1 *ESFORÇOS ATUANTES*

Com base no modelo tridimensional de análise sísmica anteriormente referido, serão retirados todos os esforços atuantes necessários para análise.

Como ações estáticas são consideradas a ação do peso próprio, do pré-esforço, das restantes cargas permanentes, sobrecargas e as variações diferencial e uniforme de temperatura.

Em termos de ações dinâmicas é considerada a ação do sismo. Para esta ação os esforços obtidos foram divididos pelo coeficiente de comportamento sísmico $\eta = 2$ proposto pelo *REBAP*.

Nesta análise há que ter em conta os efeitos de segunda ordem, deste modo os valores dos momentos fletores serão corrigidos.

❖ Efeitos de segunda ordem na presença de esforço normal

Os efeitos de segunda ordem foram calculados segundo o método da rigidez nominal do *EC2*.

Os cálculos apresentados de seguida são para a situação mais desfavorável, nomeadamente o pilar P6, condicionante para a combinação sísmica.

1) **Direção longitudinal ou direção X**

Para a situação mais desfavorável, isto é, P6 considera-se como ação variável base a ação do sismo, pois origina maiores valores dos esforços.

O cálculo dos efeitos de segunda ordem segue a seguinte sequencia:

a) **Imperfeições geométricas**

$$e_{i,x} = \theta_x \cdot \frac{L_{0,x}}{2} \quad [3.68]$$

Em que,

θ_x - Inclinação na direção X;

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

A inclinação na direção X é dada por:

$$\theta_x = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad [3.69]$$

Resolução da expressão [3.69]:

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

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1, \text{ ou seja, } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{14,300}} = 0,529 < \frac{2}{3} \Leftrightarrow \alpha_h = \frac{2}{3};$$

$$\alpha_m = 0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m_{ev}}\right) = 0,5 \times \left(1 + \frac{1}{1}\right) = 1,00;$$

$$\theta_x = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \times \frac{2}{3} \times 1,00 = 0,003;$$

Em que L é a altura do pilar e m_{ev} é o número de elementos verticais que contribuem para o efeito total, no caso, $m_{ev} = 1$.

O comprimento efetivo de encurvadura é obtido por:

$$l_{0,x} = \mu \cdot L = 2 \times 14,300 = 28,600m;$$

Em que o coeficiente de encurvadura $\mu = 2$, porque o pilar P7, comporta-se como consola.

Resolvendo a expressão [3.68], tem-se uma excentricidade na direção X devido às imperfeições geométricas de:

$$e_{i,x} = \theta_x \cdot \frac{L_{0,x}}{2} = 0,003 \times \frac{28,600}{2} = 0,048m.$$

b) Momentos de primeira ordem afetados das imperfeições geométricas

Na determinação dos momentos de primeira ordem afetados das imperfeições geométricas na combinação sísmica, segundo o eixo dos yy aplicou-se a seguinte expressão:

$$M_{0,Ed,i,y} = M_{0,Ed,yy} + N_{Ed} \cdot e_{i,x} \quad [3.70]$$

Passos para a resolução da expressão [3.70]

$$M_{0,Ed,yy} = M_{0k,y,CP} + \gamma_Q \cdot M_{0k,y,E} = -1203,458 + 1,5 \times (-10126,066) = -16392,556kNm;$$

$$N_{Ed} = N_{k,CP} + \gamma_Q \cdot N_{k,E} = -5048,405 + 1,5 \times (-93,066) = -5188,004kN;$$

$$M_{0,Ed,i,y} = M_{0,Ed,yy} + N_{Ed} \cdot e_{i,x} = -16392,556 - 5188,004 \times 0,048 = -16639,851kNm.$$

No seguimento, foi calculado o momento fletor de primeira ordem na base dos pilares afetados das imperfeições geométricas na combinação de ações quase permanente segundo o eixo dos yy.

$$M_{0,Eqp,i,y} = M_{0,Eqp,yy} + N_{Eqp} \cdot e_{i,x} \quad [3.71]$$

Etapas para a resolução da expressão [3.71]:

$$M_{0,Eqp,yy} = M_{0k,y,CP} + \psi_{2,E} \cdot M_{0k,y,E} = -1203,458 + 0 \times (-10126,066) = -1203,458kNm;$$

$$N_{Eqp} = N_{k,CP} + \psi_{2,E} \cdot N_{k,E} = -5048,405 + 0 \times (-93,066) = -5048,405kN;$$

$$M_{0Ed,i,y} = M_{0Eqp,yy} + N_{Eqp} \cdot e_{i,x} = -1203,458 - 5048,405 \times 0,048 = -1444,098 \text{ kNm} .$$

c) Verificação da dispensa de efeitos de segunda ordem

A verificação da dispensa dos efeitos de segunda ordem consiste em comprovar a seguinte condição:

$$\lambda_x \leq \lambda_{lim,x} \quad [3.72]$$

Em que,

λ_x - Coeficiente de esbelteza do pilar na direção X;

$\lambda_{lim,x}$ - Esbelteza limite na direção.

O coeficiente de esbelteza do pilar é calculado pela expressão:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y} \quad [3.73]$$

Etapas para a resolução da expressão [3.73]:

$l_{0,x} = 28,600 \text{ m}$, obtidos anteriormente;

$$A_c = \frac{\pi \cdot (\phi_{pilar})^2}{4} = \frac{\pi \times 1,700^2}{4} = 2,270 \text{ m}^2 ;$$

$$I_{c,y} = \frac{\pi \cdot (\phi_{pilar})^4}{64} = \frac{\pi \times 1,700^4}{64} = 0,410 \text{ m}^4 ;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{c,y}}{A_c}} = \sqrt{\frac{0,410}{2,270}} = 0,425 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y} = \frac{28,600}{0,425} = 67,294 .$$

A esbelteza limite é obtida pela seguinte expressão:

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \cdot A_x \cdot B \cdot C_x}{\sqrt{n_N}} \quad [3.74]$$

Etapas para a resolução da expressão [3.74]

$$\varphi_{ef,x} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0,Eqp,i,y}}{M_{0,Ed,i,y}} = 2,344 \times \frac{|-1444,098|}{|-16639,851|} = 0,203$$

$$A_x = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef,x}} = \frac{1}{1 + 0,2 \times 0,203} = 0,961 ;$$

$$A_{s,x} = 0,02 \cdot A_c = 0,02 \times 2,270 = 0,045 \text{ m}^2 ;$$

$$\omega = \frac{A_{s,x} \cdot f_{syd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{0,045 \times 434,8}{2,270 \times 23,33} = 0,373 ;$$

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

$C_x = 1,7 - r_{m,y} = 1,7 - 1 = 0,700$, em que $r_{m,y}$ é a razão de momentos de primeira ordem na extremidade;

$$n_N = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{|-5188,004|}{2,270 \times 23,3 \times 10^3} = 0,098;$$

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \cdot A_x \cdot B \cdot C_x}{\sqrt{n_N}} = \frac{20 \times 0,961 \times 1,321 \times 0,700}{\sqrt{0,098}} = 56,762;$$

Os efeitos de 2º ordem não podem ser dispensados pois:

$$\lambda_x = 67,294 > \lambda_{lim,x} = 56,762$$

Os restantes pilares também não verificam a dispensa dos efeitos de segunda ordem, logo considera-se os efeitos de segunda ordem em todos pilares.

d) Momento de cálculo total

O momento de cálculo total engloba os momentos de primeira e de segunda ordem, é obtido pela seguinte expressão:

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,i,y} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right] \quad [3.75]$$

Em que,

$M_{0Ed,i,y}$ - Momento de primeira ordem afetado das imperfeições geométricas na combinação de ações de cálculo segundo o eixo dos yy;

β - Coeficiente que depende da distribuição dos momentos de 1ª e 2ª ordem;

$N_{B,x}$ - Carga de encurvadura baseada na rigidez nominal;

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço normal.

O valor da carga de encurvadura baseada na rigidez nominal é determinado pela seguinte expressão:

$$N_{B,x} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{(l_{0,x})^2} \quad [3.76]$$

A rigidez nominal segundo o eixo dos yy (EI_y) determina-se pela seguinte expressão:

$$EI_y = K_{c,x} \cdot E_{cd} \cdot I_{c,y} + K_{s,x} \cdot E_s \cdot I_{s,y} \quad [3.77]$$

Uma vez que a taxa de armadura $\rho_s = 0,02 > 0,01$ resulta que $K_{s,x} = 0$ e $K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef,x}}$,

originando a expressão:

$$EI_y = K_{c,x} \cdot E_{cd} \cdot I_{c,y} \quad [3.78]$$

Etapas para resolução da expressão [3.78]:

$$K_{c,x} = \frac{0,3}{1+0,5 \cdot \varphi_{ef,x}} = \frac{0,3}{1+0,5 \times 0,203} = 0,272;$$

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

$$EI_y = K_{c,x} \cdot E_{cd} \cdot I_{c,y} = 0,272 \times 28,333 \times 10^6 \times 0,410 = 3163102,524 \text{ kNm}^2.$$

Substituindo na expressão [3.76], tem-se:

$$N_{B,x} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{(l_{0,x})^2} = \frac{\pi^2 \times 3163102,524}{28,600^2} = 38166,378 \text{ kN}.$$

E pela expressão [3.75], calcula-se o valor do momento total:

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,i,y} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right] = -16639,851 \times \left[1 + \frac{1,0}{\frac{38166,378}{|-5188,004|} - 1} \right] = -19259,143 \text{ kNm}.$$

2) Direção transversal ou direção Y

Para a direção transversal os cálculos são semelhantes e obteve-se um momento total de:

$$M_{Ed,x} = -5496,994 \text{ kNm}.$$

Os cálculos detalhados relativamente aos efeitos de segunda ordem encontram-se no *Anexo J*.

3.7.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS PILARES

A verificação da segurança segue os pressupostos do *EC2*, em que os esforços atuantes têm de ser inferiores aos esforços resistentes.

❖ Estado limite de flexão

Para a verificação da segurança dos pilares ao estado limite último de flexão, a combinação sísmica de ações é a condicionante.

Os cálculos de verificação serão apresentados para o pilar P6, pois este apresenta maiores valores de esforços.

Com auxílio de um programa de cálculo previamente testado para secções circulares, que determina o estado limite último de resistência à flexão composta, realizou-se a verificação.

No programa, inicia-se por introduzir as características dos materiais que constituem a secção do elemento, nomeadamente a tensão de cedência de cálculo do betão (f_{cd}) e do aço (f_{syd}).

Quadro 3-25 – Input das características dos materiais

Materiais	[MPa]
Betão (f_{cd})	23,3
Aço (f_{syd})	434,8

De seguida, é necessário introduzir no programa as características geométricas da secção, como o diâmetro, a área de armadura e o recobrimento. Para o caso em estudo, as características são:

Quadro 3-26 – Input das características geométricas da secção do pilar

Características	Exterior	Interior
Diâmetro (m)	1,700	0,000
Armadura (cm²)	643,200	0,000
Recobrimento eixo (cm)	0,100	0,000

Por fim, insere-se os valores de esforços atuantes, nomeadamente, o momento fletor e o esforço normal.

O dimensionamento sísmico segue o pressuposto do RSA, que considera que o sismo atua separadamente em cada direção. Assim sendo determinou-se o valor do momento atuante, como sendo o mais desfavorável de:

$$M_{Ed} = \max \left\{ \sqrt{(M_{Ed,y})^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,y})^2}; \sqrt{M_{Ed,x}^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,x})^2} \right\} \quad [3.79]$$

Resolução da expressão[3.79]:

$$\sqrt{(M_{Ed,y})^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,x})^2} = \sqrt{(19259,143)^2 + (-5188,004 \times 0,048)^2} = 19260,753 \text{ kNm};$$

$$\sqrt{(M_{Ed,x})^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,y})^2} = \sqrt{(5496,994)^2 + (-5188,004 \times 0,048)^2} = 5502,631 \text{ kNm};$$

$$M_{Ed} = \max \{ 19260,753 ; 5502,631 \} = 19260,753 \text{ kNm}.$$

Quadro 3-27 – Input do esforço normal atuante e momento fletor atuante

N [kN]	M [kNm]
-5188,004	19260,753

Com os dados de entrada introduzidos, obteve-se o seguinte gráfico de inteiração $N_{Rd}; M_{Rd}$:

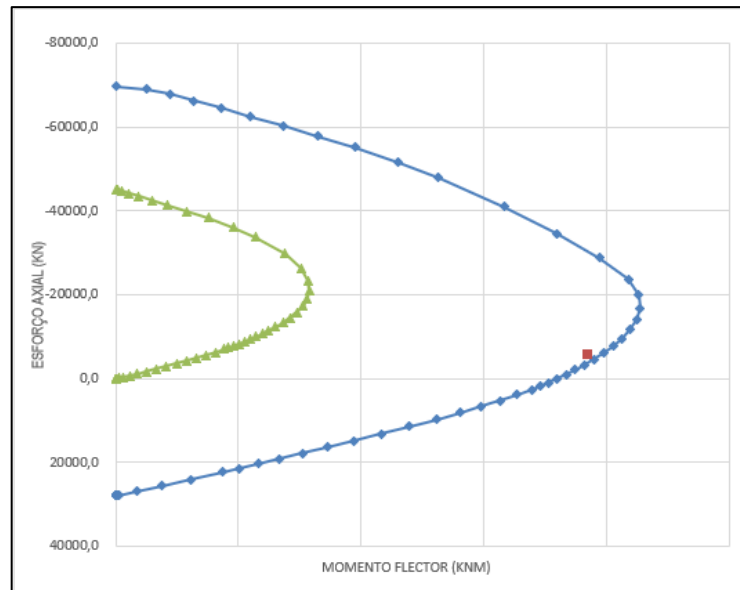


Figura 3-47 – Diagrama de interação $N_{Rd}; M_{Rd}$

O par atuante de momento fletor e esforço axial está compreendido entre as curvas de momento fletor resistente, então está satisfeita a segurança para a armadura adotada.

A armadura longitudinal adotada: $A_s = 80\phi 32$ ($643,200\text{cm}^2$).

Adotou-se esta armadura para os restantes pilares, pois se para a situação condicionante verifica a segurança, para restantes situações também está garantida a segurança.

❖ Estado limite de esforço transverso

A combinação de ações utilizada para a verificação do estado limite de esforço transverso, é aquela que tem como ação variável base o sismo, pois é a condicionante.

A verificação será apresentada para o caso mais desfavorável, nomeadamente o Pilar P6.

1) Esforço transverso atuante

O esforço transverso atuante é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} = V_{CP} + \gamma_Q \cdot V_E \quad [3.80]$$

Como a ação do sismo atua separadamente em cada direção, o esforço transverso atuante considerado é o mais desfavorável de entre as duas direções.

$$V_{Ed,x} = V_{CP,x} + \gamma_Q \cdot V_{E,x} = -84,158 + 1,5 \times (-714,449) = -1155,832\text{kN};$$

$$V_{Ed,y} = V_{CP,y} + \gamma_Q \cdot V_{E,y} = -0,000 + 1,5 \times (-213,883) = -320,825\text{kN};$$

$$V_{Ed} = \max\{V_{Ed,x}; V_{Ed,y}\} = -1155,832\text{kN}.$$

2) Esforço transverso resistente

O cálculo do esforço transversal resistente, solicita por forma a simplificar a secção do pilar, transformar a secção circular numa quadrada com lado $b_{pilar} = 1,202m$.

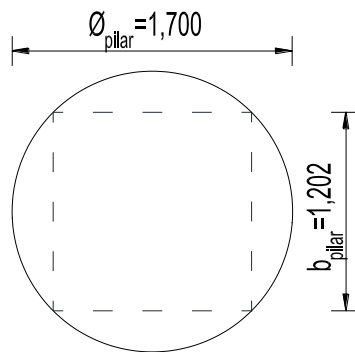


Figura 3-48 – Secção equivalente dos pilares

A altura útil da secção:

$$d = b_{pilar} - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,202 - 0,04 - \left(\frac{12 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,156m .$$

Cálculo da armadura mínima transversal:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot sen(\alpha) = \left[\frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} \times 1,202 \times sen(90) \right] \times 10^4 = 10,604cm^2 / m ;$$

Em que $b_w = b_{pilar} = 1,202m$.

A área de armadura de cálculo é dada pela a expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{syd} \cdot cot(\theta)} \quad [3.81]$$

Em que, z é dado por $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 1,256 = 1,040m$.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{syd} \cdot cot(\theta)} = \frac{|-1155,832|}{1,040 \times 434,8 \times 10^{-1} \times cot(30)} = 14,757cm^2 / m ;$$

Assim sendo, a armadura necessária é o máximo entre a armadura mínima e a armadura de cálculo:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \max \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} ; \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} \right\} = 14,757cm^2 / m ;$$

Com 2 ramos, tem-se: $\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \frac{14,757}{2} = 7,379cm^2 / m / ramo ;$

Então adota-se $\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \phi 12 / 10,10 (11,310cm^2 / m / ramo) ;$

Ou seja, para os 2 ramos, tem-se $\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = 11,310 \times 2 = 22,620cm^2 / m .$

O 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 ($V_{Rd,max}$).

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} \quad [3.82]$$

Etapas de cálculo da expressão [3.82]:

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

$$= 434,8 \times 22,620 \times 10^{-1} \times 1,040 \times [(\cot(30) + \cot(90)) \times \text{sen}(90)] = 1771,643 \text{ kN};$$

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

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot(\theta) + \text{tg}(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,516 \times 23,3 \times 10^3 \times 1,202 \times 1,040}{\cot(30) + \text{tg}(30)} = 6507,948 \text{ kN};$$

Logo, obtemos um esforço transversal resistente de:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} = 1771,643 \text{ kN}.$$

3) Verificação da segurança ao esforço transversal

Garante-se a segurança quando o esforço atuante é menor que o esforço resistente.

$$V_{Ed} = |-1155,832| < V_{Rd} = 1771,643 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

A armadura adota será igual para todos os pilares.

3.7.3 01 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES DOS PILARES

Os pilares assentes em sapatas são os pilares P1, P2 e P6, no que corresponde respetivamente às sapatas S1, S5 e S6. O seguinte quadro descreve as dimensões geométricas das respetivas sapatas.

Quadro 3-28 – Dimensões geométricas das fundações diretas

Sapata	L [m]	B [m]r	h [m]
S1	12,000	6,000	2,500
S5	12,000	6,000	2,500
S6	12,000	6,000	2,500

As sapatas são de betão armado, nomeadamente betão C35/45 com armaduras ordinárias A500 NR. As armaduras têm 0,07 metros de recobrimento.

❖ Verificação geotécnica

Efetuada a análise às combinações de ações, verifica-se que a combinação sísmica é a mais desfavorável

Segundo o indicado no EC7, utilizou-se a abordagem de cálculo tipo 1 da combinação 2, isto é, $(A_2 + M_2 + R_1)$.

A sapata S6 é a condicionante, sendo assim, os cálculos apresentados dizem respeito a este elemento.

O ângulo de atrito do solo é de 35° e o peso específico é de $19\text{kN} / \text{m}^3$.

a) Cálculo da tensão aplicada sobre o solo de fundação

O valor de cálculo do esforço normal na base da sapata:

$$\begin{aligned} N_{Ed,b} &= 2 \cdot N_{Ed,pilar} + PP_{sapata} + PP_{solo} \\ &= 2 \times |-5188,004| + 4500,000 + 4887,248 = 19763,256\text{kN}; \end{aligned}$$

O valor de cálculo do momento fletor segundo o eixo dos yy na base da sapata:

$$\begin{aligned} M_{Ed,b,y} &= 2 \cdot M_{Ed,y} + 2 \cdot V_{Ed,x} \cdot h = 2 \times |-19257,555| + 2 \times |-1155,83| \times 2,500 \\ &= 32735,953\text{kNm}; \end{aligned}$$

O valor de cálculo do momento fletor segundo o eixo dos xx na base dos pilares:

$$\begin{aligned} M_{Ed,b,x} &= 2 \cdot M_{Ed,x} + 2 \cdot V_{Ed,y} \cdot h = 2 \times |-5491,429| + 2 \times |-320,825| \times 2,500 \\ &= 13679,709\text{kNm}; \end{aligned}$$

O valor da excentricidade na base da sapata na direção X:

$$ex_{b,x} = ex_B = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{32735,953}{19763,256} = 1,656\text{m};$$

O valor da excentricidade na base da sapata na direção Y:

$$ex_{b,y} = ex_L = -\frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = \frac{13679,709}{19763,256} = -0,692\text{m}.$$

A tensão máxima aplicada sobre o solo é obtida pela seguinte expressão:

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\text{solo}} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} \quad [3.83]$$

Etapas de resolução da expressão [3.83]:

- Direção X:

$$B'_x = B - 2 \cdot ex_B = 6 - 2 \times 1,656 = 2,688\text{m};$$

$$L'_x = L = 12,000\text{m};$$

$$\sigma_{\max,x} = \frac{N_{Ed,b}}{B'_x \cdot L'_x} = \frac{19763,256}{2,688 \times 12,000} = 612,700\text{kN} / \text{m}^2.$$

- Direção Y:

$$B'_y = B = 6,000\text{m};$$

$$L'_y = L - 2 \cdot ex_L = 12,000 - 2 \times |-0,692| = 10,616\text{m};$$

$$\sigma_{\max,y} = \frac{N_{Ed,b}}{B'_y \cdot L'_y} = \frac{19763,256}{6,000 \times 10,616} = 310,275 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

b) Valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação nas direções X e Y

Os valores de cálculo das características do solo:

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(35)}{\gamma_{\phi'}}\right) = 32,479^\circ;$$

$$\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_\gamma} = \frac{19,0}{1,0} = 19,000 \text{ kN} / \text{m}^3;$$

A capacidade resistente (q_{rd}), é obtida seguindo as recomendações do EC7.

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot B' \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma'} \cdot i_{\gamma'} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_q \cdot i_q \quad [3.84]$$

Etapas para a resolução da expressão [3.84]

- Fatores de capacidade resistente:

$$N_{q,d} = e^{\pi \tan(\phi'_d)} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_d}{2}\right) = e^{\pi \tan(32,479)} \times \tan^2\left(45 + \frac{32,479}{2}\right) = 24,523;$$

$$N_{\gamma,d} = 2 \cdot (N_{q,d} - 1) \cdot \tan(\phi'_d) = 2 \times (24,523 - 1) \times \tan(32,947) = 29,948;$$

- Larguras efetivas:

$$B'_x = B - 2 \cdot ex_B = 2,570 \text{ m};$$

$$L'_x = L = 12,000 \text{ m};$$

$$B'_y = B = 6,000 \text{ m};$$

$$L'_y = L - 2 \cdot ex_L = 10,567 \text{ m}.$$

- Fatores de geometria da sapata em planta (em X e Y):

$$s_{\gamma,x} = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'_x}{L'_x} = 1 - 0,3 \times \frac{2,570}{12,000} = 0,936;$$

$$s_{q,x} = 1 + \frac{B'_x}{L'_x} \cdot \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{2,570}{12,000} \times \text{sen}(32,479) = 1,115;$$

$$s_{\gamma,y} = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'_y}{L'_y} = 1 - 0,3 \times \frac{6,000}{10,567} = 0,830;$$

$$s_{q,y} = 1 + \frac{B'_y}{L'_y} \cdot \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{6,000}{10,567} \times \text{sen}(32,479) = 1,305.$$

- Fator que leva em conta a direção da atuação da força horizontal (em X e Y):

$$m_x = m_B = \frac{2 + (B'_x / L'_x)}{1 + (B'_x / L'_x)} = \frac{2 + (2,570 / 12,000)}{1 + (2,570 / 12,000)} = 2,428;$$

$$m_y = m_L = \frac{2 + (B'_y / L'_y)}{1 + (B'_y / L'_y)} = \frac{2 + (6,000 / 10,567)}{1 + (6,000 / 10,567)} = 3,136.$$

- Forças de cálculo (em X e Y):

$$F_{Ed,V,x} = F_{Ed,V,y} = N_{Ed,b} = 19088,256kN;$$

$$F_{Ed,H,x} = 2 \cdot V_{Ed,x,E} = 2311,663kN;$$

$$F_{Ed,H,y} = 2 \cdot V_{Ed,y,E} = 641,649kN.$$

- Fatores de inclinação da carga (nas direções X e Y):

$$i_{\gamma,x} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}} \right]^{m_x+1} = \left[1 - \frac{2311,663}{19088,256} \right]^{2,428+1} = 0,642;$$

$$i_{q,x} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}} \right]^{m_x} = \left[1 - \frac{2311,663}{19088,256} \right]^{2,428} = 0,731;$$

$$i_{\gamma,y} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V,y}} \right]^{m_y+1} = \left[1 - \frac{641,649}{19088,256} \right]^{3,136+1} = 0,868;$$

$$i_{q,y} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V,y}} \right]^{m_y} = \left[1 - \frac{641,649}{19088,256} \right]^{3,136} = 0,920.$$

- Tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico de solo acima da fundação:

$$q_0 = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo} = 19,0 \times 4,203 = 79,857kN / m^2.$$

- Valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação (em X e Y):

$$q_{rd,x} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot B'_x \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma,x} \cdot i_{\gamma,x} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_{q,x} \cdot i_{q,x} = 2035,537kN / m^2;$$

$$q_{rd,y} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot B'_y \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma,y} \cdot i_{\gamma,y} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_{q,y} \cdot i_{q,y} = 2878,534kN / m^2.$$

c) Verificação da capacidade resistente do solo de fundação

A verificação é garantida se cumprir a seguinte condição:

$$\sigma_{\max} \leq q_{rd} \quad [3.85]$$

Assim sendo temos,

$$\sigma_{\max,x} = 612,700 < q_{rd,x} = 2035,537 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

$$\sigma_{\max,y} = 310,275 < q_{rd,y} = 2878,534 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

Para detalhes sobre a verificação geotécnica das sapas S1 e S5, consultar Anexo K.

❖ **Verificação estrutural**

À verificação estrutural será apresentada de igual modo para a sapata S6, tendo como ação variável base o sismo.

a) Verificação estrutural das sapatas na direção longitudinal (direção X)

Os esforços na base das sapatas, assim como as excentricidades, utilizados para verificação estrutural, seguem o mesmo tratamento do efetuado no dimensionamento geotécnico das sapatas.

- Armaduras da face inferior da sapata na direção longitudinal (direção X)

O cálculo das armaduras da face inferior da sapata na direção X, segue as recomendações do método das bielas Figura 3-49.

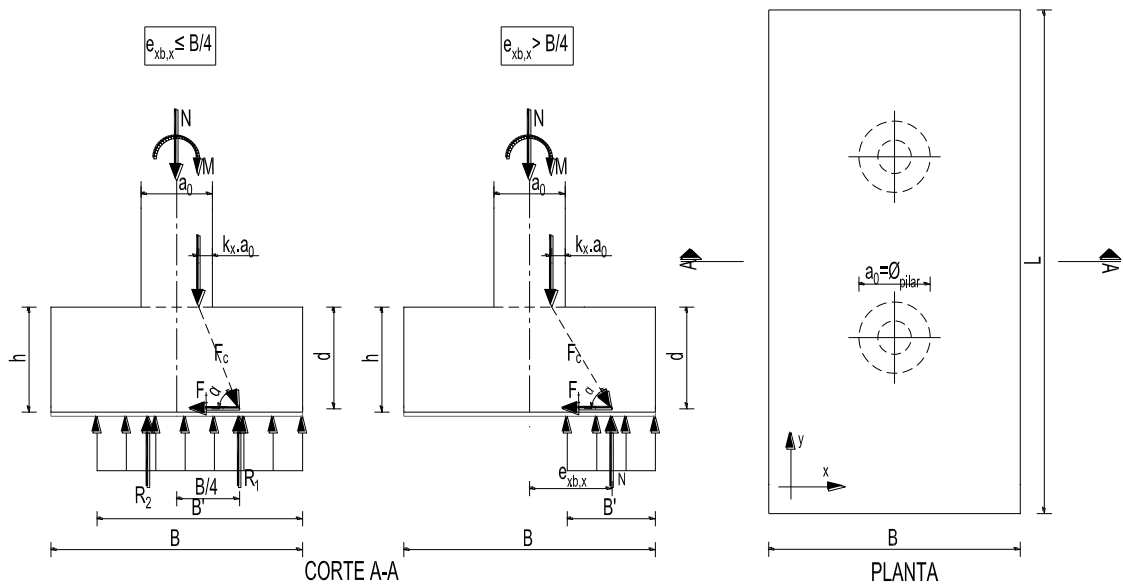


Figura 3-49 – Modelo de cálculo para o método das bielas

Pelo método, a determinação da força de cálculo no tirante de armaduras junto a base da sapata ($F_{t_{sd,x}}$) e por consequência a determinação da área de armadura de cálculo ($(A^+_{s,x})_{cal}$), são dadas pelas seguintes fórmulas:

Quadro 3-29 – Fórmulas da força de cálculo no tirante e da área de armadura

Se $e_{x_{b,x}} \leq \frac{B}{4}$	$F_{t_{sd,x}} = \frac{\frac{B}{2} \cdot L' \cdot \sigma_{max} \cdot \left(\frac{B}{4} - a_0 \cdot (0,5 - k_x) \right)}{d}$	$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{F_{t_{sd,x}}}{f_{syd} \cdot L'}$
Se $e_{x_{b,x}} > \frac{B}{4}$	$F_{t_{sd,x}} = \frac{N_{Ed,b} \cdot (e_{x_{b,x}} - a_0 \cdot (0,5 - k_x))}{d}$	

Etapas de resolução para o cálculo das armaduras na face inferior da sapata pelo método das bielas:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 2,5 - 0,07 - \left(\frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,418m .$$

O coeficiente (k_x) é determinado pela interpolação dos valores de (θ/a_0) e (k) , com base nos valores de referência descritos na Quadro 3-30.

Quadro 3-30 – Valores do coeficiente k (S. Gorgulho, 2001)

e/a_0	0	0,25	0,5	1	1,5
k	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Por interpolação temos:

$$e = ex_{b,x} = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed,pilar}} = 3,712m ;$$

$$a_0 = \phi_{pilar} = 1,700m ;$$

Para $\frac{e}{a_0} = \frac{3,712}{1,700} = 2,183$, tem-se $k_x = 0,050$;

Para o caso em estudo, nomeadamente S6, como $ex_{b,x} = 1,715 > \frac{B}{4} = 1,500$ tem-se,

$$F_{t_{sd,x}} = \frac{N_{Ed,b} \cdot (ex_{b,x} - a_0 \cdot (0,5 - k_x))}{d} = 8160,226kN ;$$

$$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{F_{t_{sd,x}}}{f_{syd} \cdot L'} = \left(\frac{8160,226}{434,8 \times 10^3 \times 12} \right) \times 10^4 = 15,641cm^2 / m ;$$

Adota-se $A^+_{s,x} = \phi 25 / 10,20$ ($24,540cm^2 / m$).

- Armaduras da face superior da sapata na direção longitudinal (direção X)

As armaduras da face superior da sapata foram calculadas, considerando o seguinte modelo:

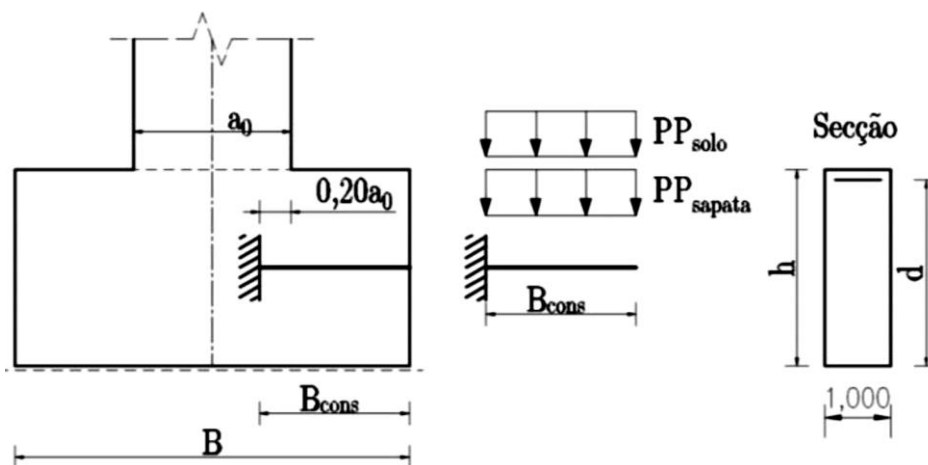


Figura 3-50 – Modelo de cálculo das armaduras da face superior na direção X

Este modelo simplifica a sapata numa consola que está sujeita ao carregamento do peso próprio da sapata e o peso próprio do solo acima da sapata.

Carregamentos estes que são calculados do seguinte modo:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h = 25 \times 2,500 = 62,500 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo} = 19 \times 4,203 = 79,857 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

O momento fletor máximo de cálculo devido ao carregamento:

$$B_{cons} = (0,20 \cdot a_0) + \left(\frac{B}{2} - \frac{a_0}{2} \right) = (0,20 \times 1,700) + \left(\frac{6,00}{2} - \frac{1,700}{2} \right) = 2,490 \text{ m};$$

$$M_{Ed,y}^- = (\gamma_G \cdot PP_{sapata} + \gamma_Q \cdot PP_{solo}) \cdot \frac{(B_{cons})^2}{2} = (1,35 \times 62,500 + 1,50 \times 79,857) \times \frac{(2,490)^2}{2} \\ = 632,908 \text{ kNm} / \text{m}.$$

A armadura na face superior da sapata calcula-se com a seguinte expressão:

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad [3.86]$$

Etapas de resolução da expressão [3.86]:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 2,500 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,420 \text{ m};$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{632,908}{1,0 \times 2,420^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,005 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005} = 0,005 ;$$

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \left(0,005 \times 1,0 \times 2,420 \times \frac{20,0}{434,8} \right) \times 10^4 = 6,031 \text{ cm}^2 / \text{m} ;$$

Adota-se $A_{s,x}^- = \phi 20 / 0,20$ ($15,710 \text{ m}^2 / \text{m}$).

b) Verificação estrutural das sapatas na direção transversal (direção Y)

Nesta direção o modelo de cálculo consiste numa viga simplesmente apoiada com duas consolas, como se pode observar de seguida:

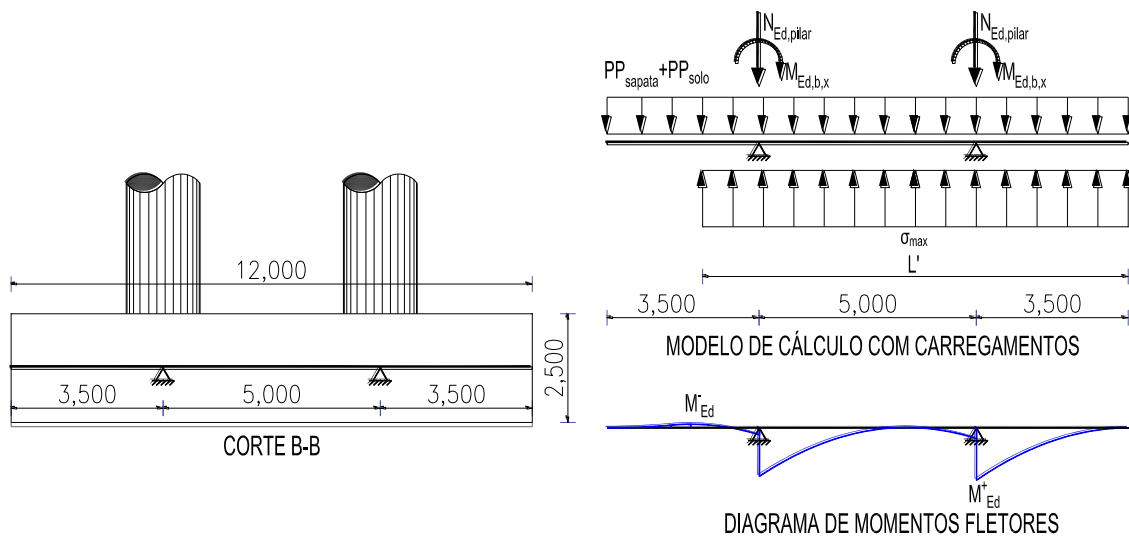


Figura 3-51 – Modelo de cálculo e diagrama do momento fletor na direção Y

Os diagramas de momentos fletores para a verificação estrutural das sapatas, estão representados no Anexo R.

O valor de cálculo do esforço normal e do momento fletor na base do pilar:

$$N_{Ed,pilar} = -5188,004 \text{ kN} ;$$

$$M_{Ed,x} = 13679,709 \text{ kNm} .$$

O valor equivalente ao peso próprio da sapata e do solo acima da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h \cdot B = 25,0 \times 2,500 \times 6 = 375,000 \text{ kN} / m ;$$

$$PP_{solo} = \gamma_d \cdot h_{solo} \cdot B = 19,0 \times 4,203 \times 6 = 479,142 \text{ kN} / m .$$

O valor da tensão máxima:

$$\sigma_{max} = 618,934 \times 6 = 3713,607 \text{ kN} / m .$$

▪ **Valor do momento atuante**

Do modelo de cálculo ilustrado na Figura 3-51, obteve-se o valor do momento máximo positivo

$$M^+_{Ed,x} = 17032,400 \text{ kNm} \text{ e do momento máximo negativo de } M^-_{Ed,x} = -1206,300 \text{ kNm} .$$

▪ **Valor das armaduras**

A expressão de cálculo das armaduras na face inferior da sapata:

$$\left(A^+_{s,y} \right)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad [3.87]$$

Etapas para a resolução da expressão [3.87]:

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}^+}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{17032,400}{6,000 \times 2,420^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,024 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,024} = 0,025 ;$$

$$(A_{s,y}^+)_{cal} = \left(0,025 \times 1,0 \times 2,42 \times \frac{20,0}{434,8} \right) \times 10^4 = 27,287 \text{ cm}^2 / m .$$

Adota-se $A_{s,y}^+ = \phi 25 / 10,10 (49,09 \text{ cm}^2 / m)$.

A expressão de cálculo das armaduras na face superior da sapata

$$(A_{s,y}^-)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \tag{3.88}$$

Etapas para a resolução da expressão [3.88]:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 2,500 - 0,07 - \left(\frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,422 \text{ m} ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{-1206,300}{6,000 \times 2,422^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,002 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,002} = 0,002 ;$$

$$(A_{s,y}^-)_{cal} = \left(0,002 \times 1,0 \times 2,422 \times \frac{20,0}{434,8} \right) \times 10^4 = 1,907 \text{ cm}^2 / m ;$$

Adota-se $A_{s,y}^- = \phi 16 / 10,15 (13,400 \text{ cm}^2 / m)$.

❖ Fundações profundas

Encontram-se assentes em estacas, os pilares P2, P3 e P4, sendo os maciços correspondentes S2, S3 e S4.

No quadro seguinte, apresentam-se as dimensões geométricas dos maciços.

Quadro 3-31 – Dimensões geométricas das fundações profundas

Maciço	L_{mac} [m]	B_{mac} [m]r	h_{mac} [m]	n_{est}	L_{est} [m]
S2	11,000	5,000	2,000	8,000	12,800
S3	11,000	5,000	2,000	8,000	15,600
S4	11,000	5,000	2,000	8,000	7,700

Em que, o L_{mac} corresponde à dimensão na direção longitudinal, o B_{mac} à dimensão na direção transversal, a h_{mac} à altura do maciço, o n_{est} ao número de estacas por maciço e o L_{est} ao comprimento de cada conjunto de estacas.

Relativamente ao diâmetro das estacas, este é igual para todas, assumido o valor de 1,000 metro.

Os maciços de encabeçamento assim como as estacas são constituídos por betão de classe C30 / 37 com armaduras ordinárias A500 NR , com recobrimento de 0,07 metros.

❖ Verificação geotécnica

Para a verificação geotécnica a combinação sísmica é a condicionante como ação variável base.

Na verificação geotécnica foi utilizada a abordagem de cálculo com o sismo tipo 1 da combinação 2 ($A_2 + M_1 + R_4$), segundo o EC7.

A verificação é apresentada para o maciço e o respetivo conjunto de estaca S4, por ser a situação mais desfavorável.

Considera-se as características para o solo de fundação, precisamente as mesmas que foram definidas na verificação geotécnica das fundações diretas.

a) Fatores de correlação

Por serem estacas moldadas no local e admitindo que foi realizado um ensaio de campo do tipo SPT, isso faz corresponder os fatores de correlação $\zeta_3 = 1,4$ e $\zeta_4 = 1,4$.

b) Valores de cálculo das características do terreno

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(35)}{1,10}\right) = 32,479^\circ;$$

$$\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_\gamma} = \frac{19,0}{1,0} = 19,0 \text{ kN} / \text{m}^3.$$

c) Verificação do efeito de grupo

O afastamento entre estacas, $S_{est} = 3,000 \text{ m}$.

Já que $3\phi_{ext} = 3,000 \text{ m}$, então o $S_{est} = 3\phi_{ext}$, isso implica que não existe o fenómeno chamado efeito de grupo, sendo assim, calcula-se apenas a capacidade resistente para uma única estaca, multiplicando no final pelo número de estacas por maciço e temos ainda $\eta_g = 1$.

d) Valor de cálculo das forças atuantes

$$PP_{Ed,mac} = \gamma_G \cdot \gamma_{BA} \cdot L_{mac} \cdot B_{mac} \cdot h_{mac} = 1,0 \times 25,0 \times 11 \times 5 \times 2,0 = 2750,000 \text{ kN};$$

$$PP_{Ed,est} = \gamma_G \cdot \gamma_{BA} \cdot A_{est} \cdot L_{est} = 1,0 \times 25,0 \times \left(\frac{\pi \times 1^2}{4}\right) 12,8 = 251,327 \text{ kN};$$

$$F_{cd} = 2 \cdot N_{Ed,pilar} + PP_{Ed,mac} + PP_{Ed,est} \cdot n_{est} = 2 \times |-8835,265| + 2625,000 + 251,327 \times 8 = 22306,146 \text{ kN}.$$

e) Profundidade crítica

$$\text{Para, } \phi'_{med} = 35^\circ \Rightarrow \frac{D_c}{B} = 12,417 \Rightarrow D_c = 12,417 \times 1,000 = 12,417 \text{ m}.$$

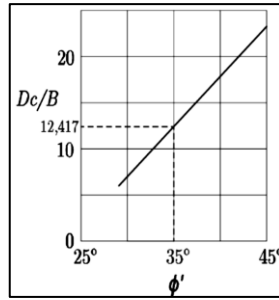


Figura 3-52 – Gráfico para obtenção da profundidade crítica

Como, $D_c < L_{est} \Rightarrow \sigma'_{V,max} = \gamma_{d,solo} \times D_C = 19,0 \times 12,417 = 235,923 \text{ kN} / \text{m}^2$;

Para, $\phi'_{med} = 35^\circ \Rightarrow N_q = 60$;

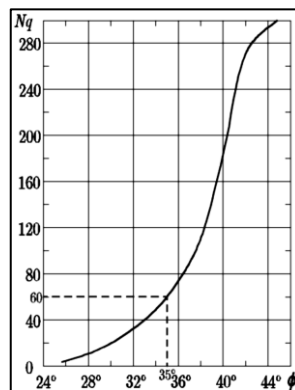


Figura 3-53 – Gráfico para obtenção do fator de profundidade

f) Valor calculado da capacidade resistente de ponta

O valor de cálculo da capacidade resistente de ponta de uma estaca:

$$R_{b,cal} = \sigma'_{V,max} \cdot N_q \cdot A_b = 235,923 \times 60 \times \frac{\pi \times 1^2}{4} = 11117,609 \text{ kN}.$$

Em que, A_b é a área de ponta da estaca.

g) Valor calculado da capacidade resistente lateral

$$k_s = 1 - \text{sen}(\phi') = 1 - \text{sen}(35) = 0,426;$$

No caso de estacas moldadas no local, $\delta = 1,0 \cdot \phi'_d = 1,0 \times 32,479 = 32,479$;

O valor de cálculo da tensão efetiva vertical média é de:

$$\sigma'_{V,med} = \frac{\sigma'_{V,max}}{2} = \frac{235,923}{2} = 117,962 \text{ kN} / \text{m}^2;$$

A capacidade resistente lateral toma o valor de:

$$R_{s,cal} = \sigma'_{V,med} \cdot k_s \cdot \tan(\phi'_d) \cdot A_s = 117,962 \times 0,426 \times \tan(32,479) \times \left(12,800 \times 2 \times \pi \times \frac{1}{2} \right) = 1286,316 \text{ kN}.$$

Sendo, A_s a área lateral da estaca e $k_s = k_0$ o coeficiente de repouso.

h) Valor calculado da resistência total

Valor da capacidade resistente total de uma estaca:

$$R_{c,cal} = R_{b,cal} + R_{s,cal} = 11117,609 + 1286,316 = 12403,925kN .$$

i) Valores característicos das capacidades resistentes

O valor característico da capacidade resistente de ponta:

$$R_{bk} = \min \left\{ \frac{(R_{b,cal})_{med}}{\zeta_3}; \frac{(R_{b,cal})_{mim}}{\zeta_4} \right\} = \min \left\{ \frac{11117,609}{1,4}; \frac{11117,609}{1,4} \right\} = 7941,149kN ;$$

O valor característico da capacidade resistente lateral:

$$R_{sk} = \min \left\{ \frac{(R_{s,cal})_{med}}{\zeta_3}; \frac{(R_{s,cal})_{mim}}{\zeta_4} \right\} = \min \left\{ \frac{1286,316}{1,4}; \frac{1286,316}{1,4} \right\} = 918,797kN ;$$

O valor característico da capacidade resistente total:

$$R_{ck} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{med}}{\zeta_3}; \frac{(R_{c,cal})_{mim}}{\zeta_4} \right\} = \min \left\{ \frac{12403,925}{1,4}; \frac{12403,925}{1,4} \right\} = 8859,946kN .$$

j) Valor de cálculo da capacidade resistente

O valor de cálculo da capacidade resistente total de uma estaca individual:

$$R_{cd,ind} = \min \left\{ \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s}; \frac{R_{ck}}{\gamma_t} \right\} = \min \left\{ \frac{7941,149}{1,6} + \frac{918,797}{1,3}; \frac{8859,946}{1,5} \right\} = 5669,985kN ;$$

O valor de cálculo da capacidade resistente total para o grupo de estacas:

$$R_{cd} = n_{est} \cdot R_{cd,ind} \cdot \eta_g = 8 \times 5669,985 \times 1 = 45359,880kN .$$

k) Verificação da capacidade resistente do solo de fundação

A verificação é garantida se cumprir a seguinte condição:

$$F_{cd} \leq R_{cd} \quad [3.89]$$

Assim sendo,

$$F_{cd} = 22306,146 < 45359,880 \rightarrow \text{Verifica a segurança} .$$

❖ Verificação estrutural

O dimensionamento estrutural das estacas e do maciço de encabeçamento efetua-se para a combinação condicionante cuja a ação variável base é o sismo.

a) Maciço de encabeçamento

Os cálculos para a verificação serão apresentados para o maciço de encabeçamento do grupo de estacas S2.

O dimensionamento das armaduras do maciço, a partir da distribuição dos esforços, provenientes dos pilares para o maciço e deste para as estacas por intermédio das bielas é realizado com base no seguinte modelo:

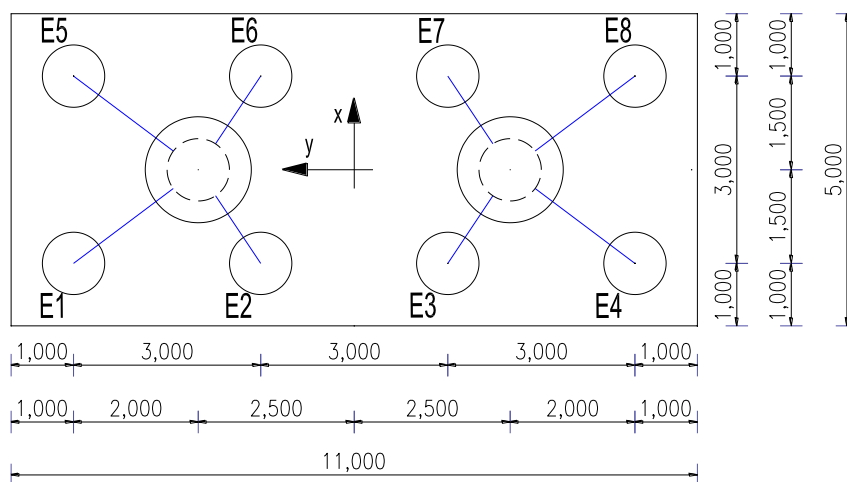


Figura 3-54 – Modelo de cálculo no maciço de encabeçamento através de bielas

Denomina-se dois tipos de estacas, vistos que existe simetria em termos de posição e distribuição de esforço entre as estacas, nomeadamente tipo 1 e tipo2.

As coordenadas das estacas em relação ao centro de gravidade do maciço são:

Quadro 3-32 – Coordenadas das estacas em relação ao centro de gravidade do maciço

Estaca		$x_i [m]$	$y_i [m]$	$(x_i)^2 [m^2]$	$(y_i)^2 [m^2]$
E1	Tipo 1	-1,500	4,500	2,250	20,250
E2	Tipo 2	-1,500	1,500	2,250	2,250
E3	Tipo 2	-1,500	-1,500	2,250	2,250
E4	Tipo 1	-1,500	-4,500	2,250	20,250
E5	Tipo 1	1,500	4,500	2,250	20,250
E6	Tipo 2	1,500	1,500	2,250	2,250
E7	Tipo 2	1,500	-1,500	2,250	2,250
E8	Tipo 1	1,500	-4,500	2,250	20,250
Soma				18,000	90,000

A distribuição dos esforços na zona do maciço sobre a estaca para os dois tipos de estacas, por forma a realizar o seu dimensionamento é dado pelo seguinte esquema:

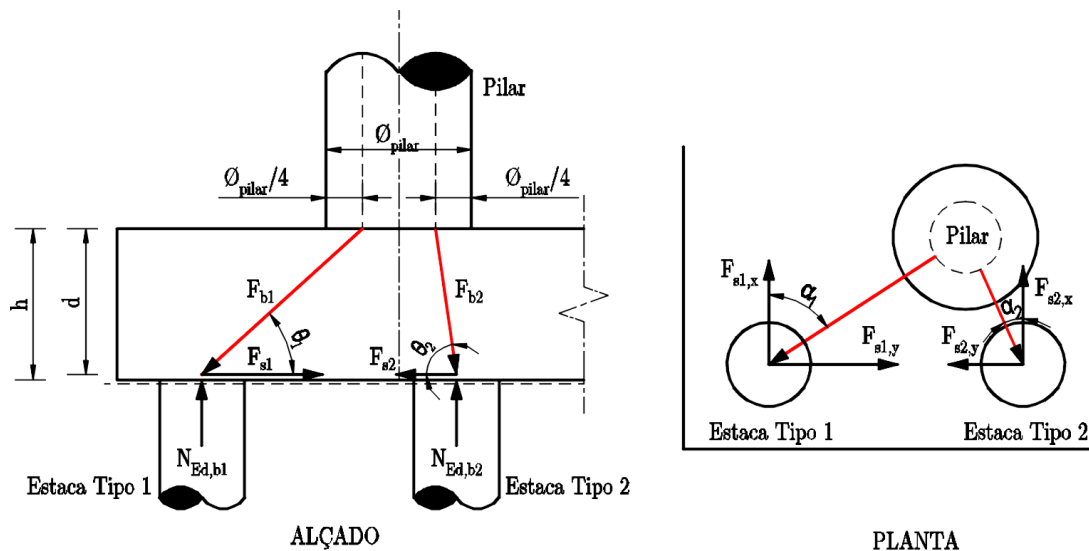


Figura 3-55 – Esquema em planta e alçado das bielas na zona do maciço de encabeçamento

i. Estaca tipo 1

O valor do esforço axial numa estaca do maciço é dado pela seguinte expressão:

$$N_{Ed,est1} = \frac{2 \cdot N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + 2 \cdot M_{Ed,x} \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} \quad [3.90]$$

Segundo o RSA a ação do sismo ocorre numa só direção, ou seja, apenas em X ou apenas em Y, contabilizando-se o momento mais desfavorável.

$$2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} = 2 \times 10462,019 \times \frac{-1,500}{18} = -1743,670 kNm ;$$

$$2 \cdot M_{Ed,x} \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} = 2 \times 10635,435 \times \frac{4,500}{90} = 1063,544 kNm ;$$

Conclui-se que a participação de $M_{Ed,y}$ é maior no seu valor absoluto, deste modo temos um esforço axial numa estaca do tipo 1 de:

$$N_{Ed,est1} = \frac{2 \cdot N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} = \frac{2 \times |-8835,265|}{8} + |-1743,670| = 3952,486 kN ;$$

A altura útil do maciço de encabeçamento:

$$d_{mac} = h_{mac} - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 2,000 - 0,07 - \left(\frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,918 m .$$

A força nas armaduras na zona do maciço sobre as estacas do tipo 1 é dada por:

$$F_{s1} = \frac{N_{Ed,est1}}{\tan(\theta_1)} \quad [3.91]$$

Etapas de resolução da expressão [3.91]:

$$\theta_1 = \arctan \left(\frac{d_{mac}}{\sqrt{y_{1,P}^2 + x_{1,P}^2} - \frac{\phi_{pilar}}{4}} \right) = \arctan \left(\frac{1,918}{\sqrt{2,000^2 + (-1,500)^2} - \frac{1,700}{4}} \right) = 42,748^\circ;$$

$$F_{s1} = \frac{N_{Ed,est1}}{\tan(\theta_1)} = \frac{3952,486}{\tan(42,748)} = 4276,075 \text{ kN}$$

Y.
Para determinar as armaduras nas duas direções é necessário decompor a força na direção X e

O ângulo da força total com a direção X:

$$\alpha_1 = \arctan \left(\frac{y_{1,P}}{x_{1,P}} \right) = \arctan \left(\frac{2,000}{|-1,500|} \right) = 53,130^\circ$$

A força nas armaduras do maciço em X e Y:

$$F_{s1,x} = F_{s1} \cdot \cos(\alpha_1) = 4276,075 \times \cos(53,130) = 2565,651 \text{ kN};$$

$$F_{s1,y} = F_{s1} \cdot \sin(\alpha_1) = 4276,075 \times \sin(53,130) = 3420,860 \text{ kN}.$$

A armadura na zona do maciço sobre as estacas na direção X e Y:

$$(A_{s1,x})_{cal} = \frac{F_{s1,x}}{f_{syd}} = \left(\frac{2565,651}{434,8 \times 10^3} \right) \times 10^4 = 58,008 \text{ cm}^2;$$

Adota-se $A_{s1,x} = 12\phi 25$ ($58,920 \text{ cm}^2$);

$$(A_{s1,y})_{cal} = \frac{F_{s1,y}}{f_{syd}} = \left(\frac{3420,860}{434,8 \times 10^3} \right) \times 10^4 = 78,677 \text{ cm}^2.$$

Adota-se $A_{s1,y} = 8\phi 25 + 15\phi 20$ ($86,380 \text{ cm}^2$).

ii. Estaca tipo 2

O valor do esforço axial numa estaca do maciço é dado pela seguinte expressão:

$$N_{Ed,est2} = \frac{2 \cdot N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + 2 \cdot M_{Ed,x} \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} \quad [3.92]$$

A contribuição do momento:

$$2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} = 2 \times 10462,019 \times \frac{-1,500}{18} = -1743,670 \text{ kNm};$$

$$2 \cdot M_{Ed,x} \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} = 2 \times 10635,435 \times \frac{1,500}{90} = 354,515 \text{ kNm};$$

$$N_{Ed,est2} = \frac{2 \cdot N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} = \frac{2 \times |-8835,265|}{8} + |-1743,670| = 3952,486 \text{ kN}.$$

A força nas armaduras na zona do maciço sobre as estacas do tipo 2 é dada por:

$$F_{s2} = \frac{N_{Ed,est2}}{\tan(\theta_2)} \quad [3.93]$$

Etapas de resolução da expressão[3.93]:

$$\theta_2 = \arctan\left(\frac{d_{mac}}{\sqrt{y_{2,P}^2 + x_{2,P}^2} - \frac{\phi_{pilar}}{4}}\right) = \arctan\left(\frac{2,918}{\sqrt{1,000^2 + (-1,500)^2} - \frac{1,700}{4}}\right) = 54,309^\circ ;$$

$$F_{s2} = \frac{N_{Ed,est2}}{\tan(\theta_2)} = \frac{3952,486}{\tan(54,309)} = 2839,208kN .$$

Para determinar as armaduras nas duas direções é necessário decompor a força na direção X e Y.

O ângulo da força total com a direção X:

$$\alpha_2 = \arctan\left(\frac{y_{2,P}}{x_{2,P}}\right) = \arctan\left(\frac{1,000}{|-1,500|}\right) = 33,690^\circ ;$$

A força nas armaduras do maciço em X e Y:

$$F_{s2,x} = F_{s2} \cdot \cos(\alpha_2) = 2839,208 \times \cos(33,690) = 2362,366kN ;$$

$$F_{s2,y} = F_{s2} \cdot \sin(\alpha_2) = 2839,208 \times \sin(33,690) = 1574,906kN .$$

A armadura na zona do maciço sobre as estacas na direção X e Y:

$$(A_{s2,x})_{cal} = \frac{F_{s2,x}}{f_{syd}} = \left(\frac{2362,366}{434,8 \times 10^3}\right) \times 10^4 = 54,332cm^2 ;$$

Adota-se $A_{s2,x} = 12\phi 25 (58,920cm^2)$;

$$(A_{s2,y})_{cal} = \frac{F_{s2,y}}{f_{syd}} = \left(\frac{1574,906}{434,8 \times 10^3}\right) \times 10^4 = 36,221cm^2 .$$

Adota-se $A_{s2,y} = 8\phi 25 (39,280cm^2)$.

b) Estacas

As estacas S2 são as condicionantes, portanto os cálculos para a verificação serão apresentado para as mesmas.

i. Cálculo das armaduras transversais das estacas

O esforço transversal atuante é calculado a partir da seguinte expressão:

$$V_{Ed,est} = \frac{2 \cdot V_{Ed,pilar}}{n_{est}} \quad [3.94]$$

Etapas de resolução da expressão [3.94]:

$$V_{Ed,pilar} = \max\{V_{Ed,x}; V_{Ed,y}\} = \max\{457,722; 482,357\} = 482,357kN ;$$

$$V_{Ed,estaca} = \frac{2 \cdot V_{Ed,pilar}}{n_{estaca}} = \frac{2 \times 482,357}{8} = 120,589 \text{ kN}.$$

Para obtenção das armaduras simplificou-se a secção circular das estacas para uma secção quadrada com uma dimensão $b_{est} = 0,707 \text{ m}$.

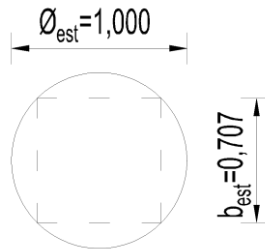


Figura 3-56 – Seção transversal da estaca com simplificação

A altura útil da secção:

$$d_{est} = b_{est} - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 0,707 - 0,070 - \left(\frac{12 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,631 \text{ m}.$$

A armadura transversal mínima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{cd}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) = \left[\frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 0,707 \times \text{sen}(90) \right] \times 10^4 = 6,196 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

Com $b_w = b_{est} = 0,707 \text{ m}$.

A armadura de cálculo com a contribuição do esforço transversal atuante:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed,estaca}}{z \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} = \frac{120,589}{0,90 \times 0,631 \times 434,8 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 2,820 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

A armadura transversal necessária:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \max \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min}; \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} \right\} = 6,196 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

Com 2 ramos, tem-se: $\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \frac{6,196}{2} = 3,098 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo};$

Adota-se $\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \phi 12 / 0,15 \text{ (7,540 cm}^2 / \text{m} / \text{ramo)}$.

ii. Cálculo das armaduras longitudinais das estacas

O valor de cálculo do momento fletor atuante é dado por:

$$M_{Ed,est} = V_{Ed,est} \cdot t \quad [3.95]$$

Em que, t é o coeficiente de comportamento elástico dado por:

$$t = \frac{\phi_{est}}{3} \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{cm}}{E_{solo}}} = \frac{1,000}{3} \cdot \sqrt[4]{\frac{33,0}{5}} = 0,534m ;$$

O momento fletor atuante:

$$M_{Ed,est} = 120,589 \times 0,534 = 64,395kNm .$$

Tendo como base o programa de cálculo para secções circulares, mencionado no dimensionamento dos pilares, dimensiona-se a armadura longitudinal, em que o valor do esforço axial toma o mínimo valor absoluto do grupo de estacas.

$$N_{Ed,est} = \{N_{Ed,est1}; N_{Ed,est2}\} = 3952,486kN .$$

Com os dados de entrada, $M_{Ed,est} = 64,395kNm$ e $N_{Ed,est} = 3952,486kN$, obteve-se uma armadura muito baixa. Recorrendo-se ao cálculo da armadura mínima para a secção transversal da estaca de acordo com a seguinte expressão:

$$0,5 < A_c \leq 1,00m^2 \rightarrow A_s \geq 25cm^2 \quad [3.96]$$

Adota-se $A_s = 13\phi 16$ ($26,130cm^2$).

3.8 Encontros e suas fundações

O viaduto é constituído por dois encontros designados por $E1$ e $E2$, do tipo perdido. Cada um deles é composto por um espelho, uma viga de estribo, dois gigantes, duas sapatas isoladas e muros de avenida. Em termos de geometria são idênticos, diferenciando entre si a altura dos gigantes.

Os elementos estruturais dos encontros são constituídos por betão da classe $C30/37$ e armaduras ordinárias $A500$ NR e dotados de um recobrimento de 0,070 metros.

3.8.1 AÇÕES

O encontro está sujeito a três tipos de ações, nomeadamente, as ações atuantes na massa do encontro, o impulso de terras e as ações transmitidas pelo tabuleiro

I. **Ações atuantes na massa do encontro**

A massa do encontro é composta por espelho e viga de estribo, gigante, sapata e terras sobre a sapata nomeadamente, (Solo 1 e Solo2).

As ações atuantes decompõem-se em duas componentes; a força vertical e a força horizontal.

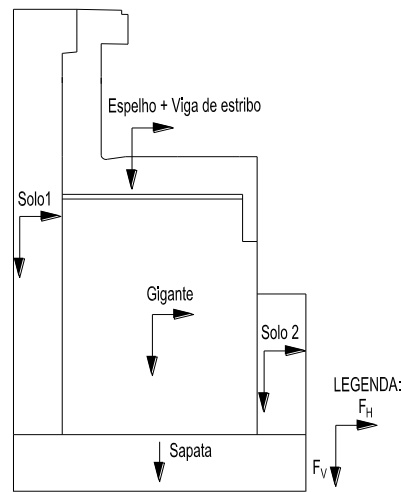


Figura 3-57 – Ações atuantes na massa do encontro

Nota-se que para as sapatas não lhes é associada uma componente horizontal da força, tal ocorre porque na ocorrência de um sismo, este elemento acompanha a movimentação do solo.

A força vertical devido à massa do encontro é igual ao peso próprio de cada elemento, deste modo temos:

$$F_v = PP \quad [3.97]$$

A força horizontal é obtida pela multiplicação da força vertical por um coeficiente sísmico:

$$F_H = F_v \cdot \beta \quad [3.98]$$

A obra de arte encontra-se na zona sísmica A e com base nos Artigos 29 e 31 do RSA, o coeficiente de sismicidade é $\alpha = 1$ e o valor do coeficiente sísmico é dado por $\beta = 0,16 \cdot \alpha = 0,16 \times 1,0 = 0,16$.

II. Impulsos de terras

Verificou-se a existência de três impulsos de terras, sendo eles, o impulso devido ao peso próprio das terras (CP), impulso devido a uma sobrecarga de $10\text{kN} / \text{m}^2$ atuantes no terrapleno (SC), e ainda o impulso devido à ação sísmica (E).

A figura seguinte esquematiza a atuação dos impulsos acima mencionados, assim como representa outros parâmetros a utilizar, tais como, a altura do encontro (h_{enc}), a profundidade onde os impulsos se anulam (Z_s), a inclinação com a horizontal do solo suportado no tardo do encontro (i) e no caso, a inclinação com a vertical do pano da estrutura no tardo do encontro (φ_i).

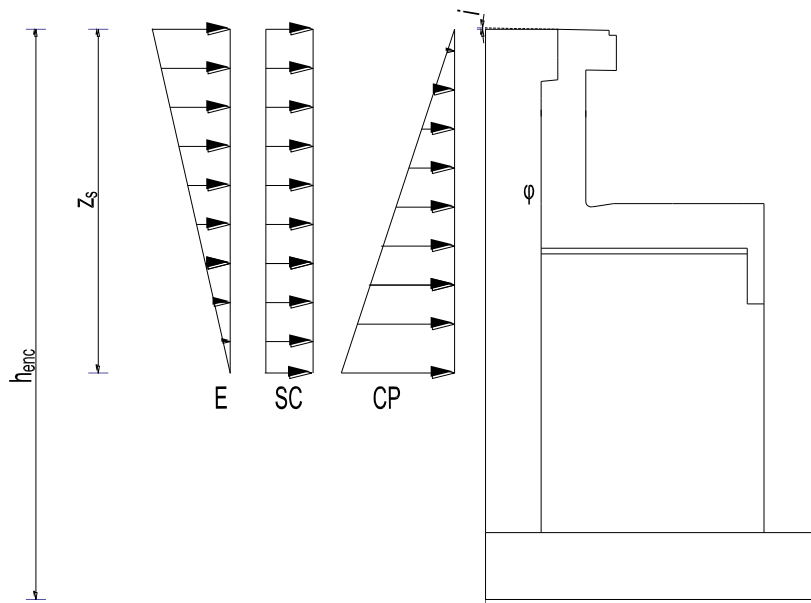


Figura 3-58 – Encontro com impulsos, alturas e ângulos considerados

- **Coefficiente de impulso em repouso (Teoria de Rankine)**

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d) \quad [3.99]$$

Em que, $\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi')}{\gamma_{\phi'}}\right)$.

- **Coefficiente de impulso ativo (Teoria de Coulomb)**

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi'_d - \varphi_i)}{\cos^2(\varphi_i) \cdot \cos(\delta'_d + \varphi_i) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta'_d + \phi'_d) \cdot \text{sen}(\phi'_d - i)}{\cos(\delta'_d + \varphi_i) \cdot \cos(\varphi_i - i)}}\right]^2} \quad [3.100]$$

Em que, $\delta'_d = \frac{2}{3} \cdot \phi'_d$

- **Coefficiente de impulso para a ação do sismo (Teoria de Mononobe-Okabe)**

$$k_{si} = \frac{\cos^2(\phi'_d - \varphi_i - \theta_i)}{\cos(\theta_i) \cdot \cos^2(\varphi_i) \cdot \cos(\delta'_d + \varphi_i + \theta_i) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta'_d + \phi'_d) \cdot \text{sen}(\phi'_d - i - \theta_i)}{\cos(\delta'_d + \varphi_i + \theta_i) \cdot \cos(\varphi_i - i)}}\right]^2} \quad [3.101]$$

Em que, $\theta_i = \arctan\left(\frac{k_H}{1 \pm k_V}\right)$, com $k_H = \beta$ e $k_V = \frac{1}{3} \cdot k_H$, adotando mais tarde o valor que

introduzir um maior impulso sísmico.

III. Ações transmitidas pelo tabuleiro

Estas ações são transmitidas através do aparelho de apoio nos encontros. Os apoios são móveis na direção longitudinal e fixo na direção transversal da obra de arte.

As ações transmitidas são nomeadamente, uma força vertical ($F_{V,tab}$), uma força horizontal na direção longitudinal ($F_{HL,tab}$) e por uma força horizontal na direção transversal ($F_{HT,tab}$).

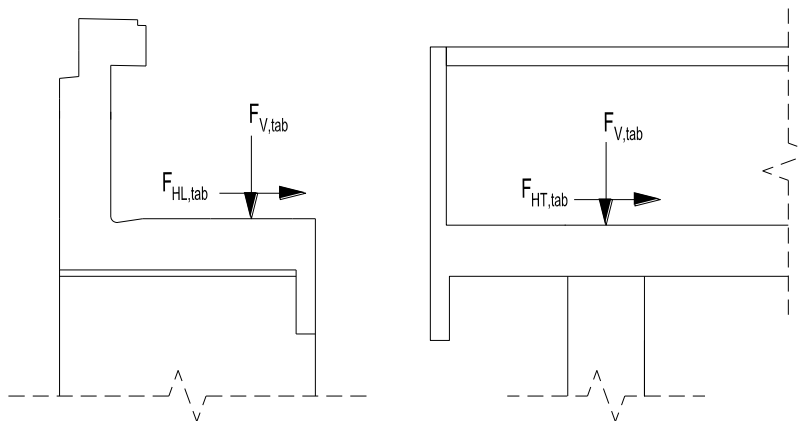


Figura 3-59 – Ações transmitidas pelo tabuleiro

Uma vez que o apoio é móvel na direção longitudinal, a força horizontal na direção longitudinal transmitida pelo tabuleiro tem em conta o atrito entre os elementos constituintes do apoio. Sendo assim temos:

$$F_{HL} = F_V \cdot \mu \quad [3.102]$$

Sendo $\mu = 0,05$ o coeficiente de atrito entre o aço e o teflon.

3.8.2 ENCONTRO E1

O encontro E1 tem 10,226 metros de altura total (h_{enc}) e os impulsos anulam-se a uma altura profundidade aproximadamente de 7,57 metros (Z_s). Os impulsos ativos estão aplicados no tardoz e os impulsos passivos estão aplicados na parte frontal do encontro.

Os cálculos para verificação da segurança serão feitos para uma largura de 5,60 metros, correspondendo a metade do encontro, uma vez que este é simétrico.

I. Ações atuantes na massa do E1

As ações que atuam na massa do encontro E1 são calculadas de acordo com as expressões apresentadas anteriormente, nomeadamente, [3.97] e [3.98].

Quadro 3-33 – Ação atuantes da massa de metade do encontro E1

Elemento	Forças		Centro de Gravidade	
	F_V [kN]	F_H [kN]	CG_V [m]	CG_H [m]
Espelho + Viga de estribo	808,668	129,387	3,680	7,580
Gigante	618,120	98,889	3,020	3,750
Sapata	688,560	-	3,020	0,600
Solo 1	985,264	157,642	5,540	5,690
Solo 2	304,517	48,723	0,500	2,630

O centro de gravidade vertical CG_V corresponde á distancia horizontal entre o ponto exterior da sapata e o centro de gravidade de cada elemento, quanto ao centro de gravidade horizontal CG_H corresponde à distância vertical entre o ponto exterior da sapata e o centro de gravidade de cada elemento.

II. Impulsos de terras no encontro E1

Os diagramas de impulsos de terras têm as seguintes configurações:

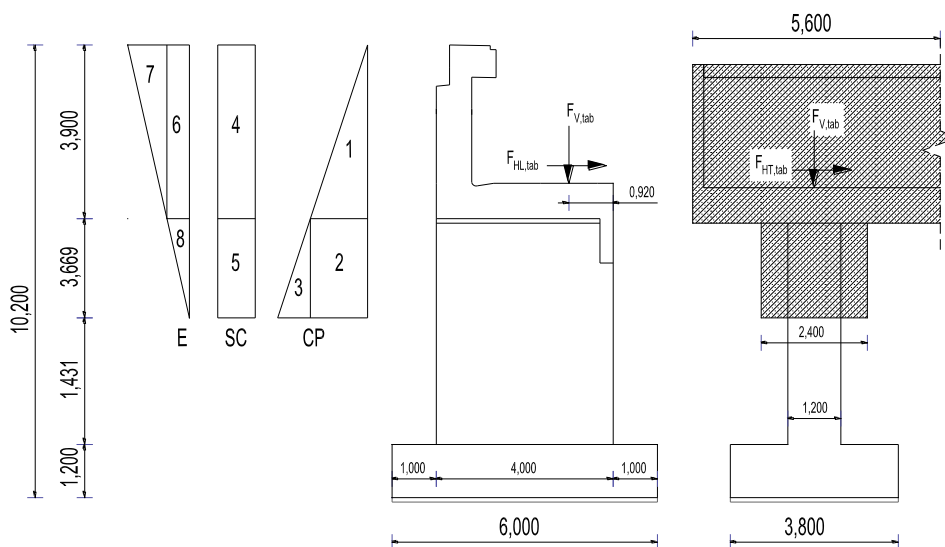


Figura 3-60 – Diagrama de impulsos de terras e áreas de aplicação no encontro E1

Os diagramas de impulsos foram divididos em oito diagramas. Na zona do gigante, considerou-se que os impulsos de terras estão aplicados numa largura de influência que corresponde ao dobro da largura do gigante, porque as terras ao lado provocam impulsos devido ao atrito.

Os impulsos são obtidos de acordo com as expressões apresentadas no quadro seguinte.

Quadro 3-34 – Expressões dos impulsos de terras no encontro E1.

Ação	Impulso	Expressões
CP	1	$I_{1,CP} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \times k \times 3,900^2 \times 5,600$
	2	$I_{2,CP} = \gamma_d \times k \times 3,900 \times 3,669 \times 2,400$
	3	$I_{3,CP} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \times k \times 3,669^2 \times 2,400$
SC	4	$I_{4,SC} = k \times S_{SC} \times 3,900 \times 5,600$
	5	$I_{5,SC} = k \times S_{SC} \times 3,669 \times 2,400$
E	6	$I_{a,6,E} = \gamma_d \times (k_s - k_a) \times 3,669 \times 3,900 \times 5,600$
	7	$I_{a,7,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times (k_s - k_a) \times 3,900^2 \times 5,600$
	8	$I_{a,8,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times (k_s - k_a) \times 3,669^2 \times 2,400$

Em que:

γ_d - Valor de cálculo do peso específico do solo;

k - Coeficiente de impulso em repouso ou ativo;

S_{SC} - Força distribuída da sobrecarga no terrapleno, $S_{SC} = 10kN / m^2$;

k_s - Coeficiente de impulso para a ação sísmica;

k_a - Coeficiente de impulso ativo.

Para a verificação geotécnica, considerou-se que os impulsos são inclinados, assim sendo, cada impulso decompõe-se em duas componentes:

- Componente horizontal dos impulsos:

$$I_H = I \cdot \cos(\varphi_i + \delta'_d) \quad [3.103]$$

- Componente vertical dos impulsos:

$$I_V = I \cdot \sin(\varphi_i + \delta'_d) \quad [3.104]$$

Em que, δ'_d - ângulo de atrito solo-muro.

III. Ações transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1

As forças transmitidas pelo tabuleiro foram determinadas no modelo tridimensional de análise sísmica no programa de cálculo automático *SAP2000*.

Quadro 3-35 – Forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1

Tipo	Forças verticais ($F_{V,tab}$)				Forças horizontal transversal ($F_{HT,tab}$)	
	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Máximo	849,552	170,536	104,956	16,409	31,239	407,587
Mínimo		-1028,708	-209,854	-16,409	-31,239	-407,587

Os esforços característicos obtidos pelo programa de cálculo automático encontram-se no Anexo L.

❖ Verificação geotécnica

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro são obtidos pelas seguintes expressões:

- Combinação com a sobrecarga como ação variável base:

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \cdot F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \cdot \left[F_{V,SC,tab} + (\psi_{0,VDT} \cdot F_{V,VDT,tab} + \psi_{0,VUT} \cdot F_{V,VUT,tab}) \right];$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \cdot$$

- Combinação com a ação sísmica como ação variável base:

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \cdot F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \cdot F_{V,E,tab};$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \cdot$$

Foram efetuadas 4 combinações com base nas ações variáveis base (ver Quadro 3-36):

Quadro 3-36 – Combinações a utilizar para a verificação geotécnica

Nomenclatura	Combinação
(i)	$(1,00 \times CP + 1,00 \times E_{max})$, com impulsos ativos
(ii)	$(1,00 \times CP + 1,00 \times SC_{max})$, com impulsos ativos
(iii)	$(1,00 \times CP + 1,00 \times SC_{min})$, com impulsos ativos
(iv)	$(1,00 \times CP + 1,00 \times SC_{max})$, com impulsos em repouso

I. Estados limites últimos

Os estados limites últimos a verificar são: ao derrubamento, ao deslizamento e à rotura do terreno de fundação. Para a verificação foram adotados critérios que são resumidos no quadro seguinte.

Quadro 3-37 – Critérios de verificação da segurança

Estado Limite	Ação Variável Base: SISMO (E)	Ação Variável Base: 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 terro de fundação	$\sigma_{max} \leq q_{rd}$	$\sigma_{max} \leq q_{rd}$

Em que F.S. é o fator de segurança.

A combinação (iv) não será realizada para avaliar a estabilidade global do encontro, mas unicamente as tensões no terreno, uma vez que se refere a um caso em repouso e, segundo a teoria do equilíbrio limite, a verificação da segurança ao derrubamento e ao deslizamento, realiza-se para uma situação com um aterro em estado ativo.

▪ Estado limite de derrubamento (EQU)

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro consideradas na verificação, apresentam-se no quadro seguinte:

Quadro 3-38 – Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1 no estado limite de derrubamento (EQU)

Força	Ação variável base			
	E _{max}	E _{min}	SC _{max}	SC _{min}
F _{Ed,V,tab} [kN]	981,366	934,507	1262,609	934,507
F _{Ed,HL,tab} [kN]	49,068	46,725	63,131	46,725

A combinação condicionante é a (ii), para o caso em estudo.

Os cálculos para a verificação são feitos com base no esquema seguinte (ver Figura 3-61):

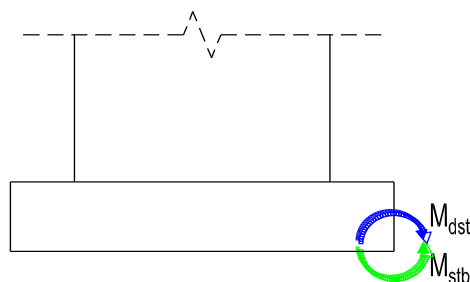


Figura 3-61 – Modelo de cálculo do estado limite de derrubamento

O fator de segurança é determinado pelo quociente entre os momentos estabilizantes e os momentos desestabilizantes.

$$F.S. = \frac{\sum M_{stb}}{\sum M_{dst}} \quad [3.105]$$

O momento estabilizante é diretamente proporcional ao valor de cálculo da força estabilizante e o braço desta força.

$$\sum M_{stb} = \sum_{j=1}^n (F_{Ed,j} \cdot br_j)_{stb} = 17026,837 \text{ kNm};$$

$$\sum M_{dst} = \sum_{i=1}^m (F_{Ed,i} \cdot br_i)_{dst} = 9415,393 \text{ kNm}.$$

O fator de segurança:

$$F.S. = \frac{17026,837}{9415,393} = 1,81 > 1,50 \rightarrow \text{Segurança garantida}.$$

Os cálculos encontram-se detalhados no *Anexo M*.

▪ **Estado limite de deslizamento (EQU)**

O valor de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro consideradas na verificação apresenta-se na tabela seguinte.

Quadro 3-39 – Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1 no estado limite de deslizamento (GEO e STR)

Força	Ação variável base				
	E _{max}	SC _{max}		SC _{min}	
		AC1 – Comb1	AC1 – Comb2	AC1 – Comb1	AC1 – Comb2
F _{Ed,V,tab} [kN]	981,366	1474,997	1133,907	1146,895	849,552
F _{Ed,HL,tab} [kN]	49,068	73,750	56,695	57,345	42,478

Nota-se que no caso em questão a ação variável base é a sobrecarga, e existiu a necessidade de se utilizar a abordagem de cálculo 1 para as combinações 1 e 2, e verificou-se que a combinação condicionante é a (iii) para a AC1 – Comb2.

A verificação é efetuada conforme o esquema ilustrado na figura seguinte:

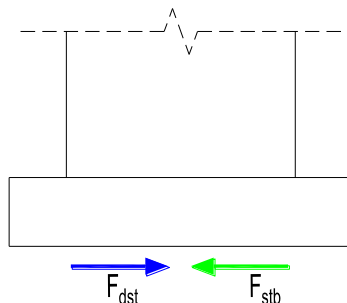


Figura 3-62 – Modelo de cálculo do estado limite de deslizamento

O fator de segurança é determinado pelo quociente entre as forças estabilizantes e as forças desestabilizantes.

$$F.S. = \frac{\sum F_{stb}}{\sum F_{dst}} \quad [3.106]$$

As forças estabilizantes:

$$\sum F_{stb} = \sum_{j=1}^n (F_{Ed,V,j}) \cdot \tan(\delta'_d) = 1707,213kN ;$$

As forças desestabilizantes:

$$\sum F_{dst} = \sum_{i=1}^m (F_{Ed,H,i}) = 1087,560kN ;$$

O fator de segurança:

$$F.S. = \frac{1707,213}{1087,560} = 1,57 > 1,50 \rightarrow \text{Segurança garantida .}$$

Os cálculos detalhados encontram-se no Anexo N.

▪ **Estado limite de rotura do terreno de fundação (GEO e STR)**

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro considerados na verificação são os mesmos que os utilizados na verificação anterior para o estado limite de deslizamento.

Neste caso a combinação condicionante é a (iv).

○ Tensão aplicada no solo de fundação

A sapata do encontro é composta pelas seguintes dimensões em planta $6,000 \times 3,800$ (B×L).

A tensão máxima aplicada sobre o solo é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_{Ed,V}}{B' \cdot L'} \quad [3.107]$$

Resolução da expressão [3.107]:

$$B' = B - 2 \cdot ex_B = B - 2 \cdot br_v = 6,000 - 2 \times 0,474 = 5,052m ;$$

$$L' = L = 3,800m ;$$

$$\text{Com, } br_v = \frac{\sum_{i=1}^m (F_{Ed,V,i} \cdot br_{v,i})}{\sum_{i=1}^m (F_{Ed,V,i})} ;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_{Ed,V}}{B' \cdot L'} = \frac{4937,938}{5,052 \times 3,800} = 257,216kPa .$$

○ Valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação

Segundo o EC7, o valor de cálculo da capacidade resistente (q_{rd}) é determinado por:

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{s,solo} \cdot L' \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_q \cdot i_q \quad [3.108]$$

Etapas de resolução da expressão [3.108]

Os fatores de capacidade resistente:

$$N_{q,d} = e^{-\pi \cdot \tan(\phi'_d)} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_d}{2}\right) = e^{-\pi \cdot \tan(24,791)} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{24,791}{2}\right) = 10,430;$$

$$N_{\gamma,d} = 2 \cdot (N_{q,d} - 1) \cdot \tan(\phi'_d) = 2 \times (10,430 - 1) \cdot \tan(24,791) = 8,711.$$

Os fatores de geometria da sapata em planta:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{5,052}{3,800} = 0,601;$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{5,052}{3,800} \times \text{sen}(24,791) = 1,560.$$

O fator que leva em conta a direção da atuação da força horizontal (nas direções X e Y):

$$m_x = m_B = \frac{2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)}{1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)} = \frac{2 + \left(\frac{5,052}{3,800}\right)}{1 + \left(\frac{5,052}{3,800}\right)} = 1,429;$$

$$m_y = m_L = \frac{2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)}{1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)} = \frac{2 + \left(\frac{3,800}{5,052}\right)}{1 + \left(\frac{3,800}{5,052}\right)} = 1,571.$$

As forças de cálculo (nas direções X e Y):

$$F_{Ed,H,y} = 0;$$

$$F_{Ed,H,x} = \sum F_{Ed,H} = 1465,989 \text{ kN};$$

$$F_{Ed,V,x} = F_{Ed,V,y} = \sum F_{Ed,V} = 4937,938 \text{ kN}.$$

Os fatores de inclinação da carga (nas direções X e Y):

$$i_{\gamma,x} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}}\right]^{m_x+1} = \left[1 - \frac{1465,989}{4937,938}\right]^{1,429+1} = 0,425;$$

$$i_{q,x} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}}\right]^{m_x} = \left[1 - \frac{1465,989}{4937,938}\right]^{1,429} = 0,605;$$

$$i_{\gamma,y} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V,y}}\right]^{m_y+1} = \left[1 - \frac{0,000}{4937,938}\right]^{1,571+1} = 1;$$

$$i_{q,y} = \left[1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V,y}}\right]^{m_y} = \left[1 - \frac{0,000}{4937,938}\right]^{1,571} = 1.$$

A tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico de solo a cima da fundação:

$$q_0 = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo} = 19 \times 6,061 = 115,159 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

O valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação (nas direções X e Y:

$$q_{rd,x} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot L' \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma,x} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_q \cdot i_{q,x} = 1213,929 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

$$q_{rd,y} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot L' \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma,y} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_q \cdot i_{q,y} = 2188,196 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

Assim o valor de cálculo da capacidade resistente, será o menor nas duas direções:

$$q_{rd} = \text{mim} \{ q_{rd,x}; q_{rd,y} \} = 1213,929 \text{ kN} / \text{m}^2 .$$

○ Verificação da capacidade resistente do solo de fundação

A verificação foi realizada tendo como ação variável base a sobrecarga, então a tensão aplicada tem que ser inferior à capacidade resistente do terreno.

$$\sigma_{\text{max}} = 257,216 < q_{rd} = 1213,929 \rightarrow \text{Verifica a segurança} .$$

Os cálculos acerca do limite de rotura do terreno de fundação, consultar o *Anexo O*.

❖ Verificação estrutural

Para verificação estrutural, considerou-se que os impulsos de terras tomam a direção horizontal.

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro são determinados pelas seguintes expressões:

A combinação com a sobrecarga como ação variável base:

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \cdot F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \cdot \left[F_{V,SC,tab} + (\psi_{0,VDT} \cdot F_{V,VDT,tab} + \psi_{0,VUT} \cdot F_{V,VUT,tab}) \right] \quad [3.109]$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \quad [3.110]$$

A combinação em que tem a ação sísmica como ação variável base:

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \cdot F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \cdot F_{V,E,tab} \quad [3.111]$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \quad [3.112]$$

$$F_{Ed,HT,tab} = \gamma_Q \cdot F_{HT,E,tab} \quad [3.113]$$

I. Espelho

A combinação condicionante para o dimensionamento deste elemento estrutural é aquela que tem como ação variável base o sismo.

Este elemento pode ser modelado como uma consola de 3,000 metros de altura, sujeita aos seguintes impulsos de terras no tardoz.

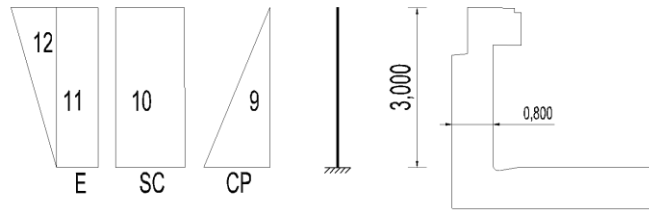


Figura 3-63 – Modelo de cálculo do espelho do encontro E1

Os Impulsos de terras:

$$I_{a9,CP} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot k_{ad} \cdot (3,000)^2 = \frac{1}{2} \times 19,00 \times 0,364 \times (3,000)^2 = 31,096 \text{ kN} / \text{m} ;$$

$$I_{a10,SC} = k_{ad} \cdot S_{SC} \cdot 3,000 = 0,364 \times 10,000 \times 3,000 = 10,911 \text{ kN} / \text{m} ;$$

$$I_{a11,E} = \gamma_d \cdot (k_{sd} - k_{ad}) \cdot (z_s - 3,000) \cdot 3,000 = \\ = 19,00 \times (0,476 - 0,364) \times (7,569 - 3,000) \times 3,000 = 29,169 \text{ kN} / \text{m} ;$$

$$I_{a12,E} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot (k_{sd} - k_{ad}) \cdot (3,000)^2 = \frac{1}{2} \times 19,00 \times (0,476 - 0,364) \times (3,000)^2 = 9,576 \text{ kN} / \text{m} .$$

O momento atuante é dado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_{CP} + \gamma_Q \cdot M_E \quad [3.114]$$

Em que:

O momento devido ao impulso do peso próprio das terras:

$$M_{CP} = I_{a9,CP} \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,000 = 31,096 \times \frac{1}{3} \times 3,000 = 31,096 \text{ kNm} / \text{m} ;$$

$$M_E = I_{a11,E} \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,000 + I_{a12,E} \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,000 = 29,168 \times \frac{1}{2} \times 3,000 + 9,576 \times \frac{2}{3} \times 3,000 = \\ = 62,905 \text{ kNm} / \text{m} .$$

Substituindo na expressão [3.114], tem-se:

$$M_{Ed} = 1,35 \times 31,096 + 1,50 \times 62,905 = 136,337 \text{ kNm} / \text{m}$$

Determinação da armadura:

$$d = 0,800 - \text{rec} - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 0,800 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,730 \text{ m} ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{136,337}{1,000 \times 0,730^2 \times 20 \times 10^3} = 0,013 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013} = 0,013 ;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[0,013 \times 1,000 \times 0,730 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) \right] \times 10^4 = 4,323 \text{ cm}^2 / \text{m} ;$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = \left[0,26 \times \left(\frac{2,9}{500} \right) \times 1,000 \times 0,730 \right] \times 10^4 = 11,008 \text{ cm}^2 / \text{ m} ;$$

A armadura necessária para a verificação:

$$A_{s,nec} = \max \{ A_{s,cal} ; A_{s,min} \} = 11,008 \text{ cm}^2 / \text{ m} ;$$

Adota-se $A_s = \phi 20 / 0,20$ ($15,710 \text{ cm}^2 / \text{ m}$).

II. Viga de estribo

A viga de estribo juntamente com o espelho funciona como uma viga, deste modo, a viga de estribo não pode ser tratada separadamente do espelho. Assim sendo, esse elemento será estudado por partes.

▪ Peso próprio (PP) + veículo tipo (VT)

Os esforços devido às ações do peso próprio e do veículo tipo são calculados com base no seguinte modelo com o comportamento de uma consola.

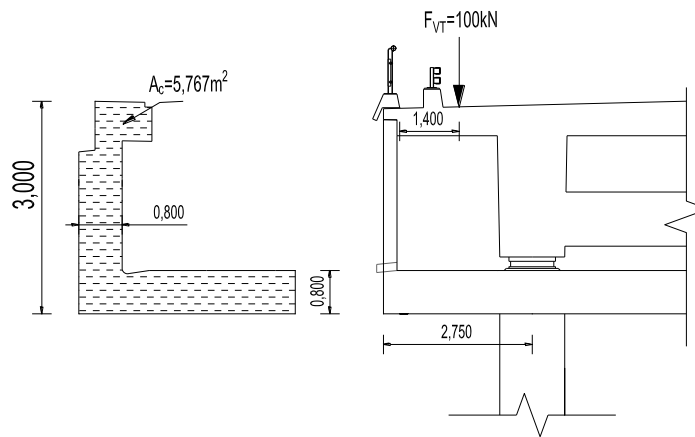


Figura 3-64 – Modelo de cálculo da viga de estribo do encontro E1 devido às ações do PP e do VT

O momento atuante é expresso pela seguinte equação:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= \gamma_G \cdot A_c \cdot \gamma_{BA} \cdot \frac{(L_{cons})^2}{2} + \gamma_Q \cdot F_{VT} \cdot (L_{cons} - L_{passeio+lancil}) = \\ &= 1,35 \times 5,767 \times 25 \times \frac{(2,750)^2}{2} + 1,50 \times 100 \times (2,750 - 1,400) = 938,468 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

Determinação da armadura:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,900 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,820 \text{ m} ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{938,468}{0,800 \times 3,820^2 \times 20 \times 10^3} = 0,004 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004} = 0,004 ;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[0,004 \times 0,800 \times 3,820 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) \right] \times 10^4 = 5,934 \text{ cm}^2;$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = \left[0,26 \times \left(\frac{2,9}{500} \right) \times 0,800 \times 3,820 \right] \times 10^4 = 46,084 \text{ cm}^2.$$

A armadura necessária para garantir a segurança:

$$A_{s,nec} = \max \{ A_{s,cal}; A_{s,min} \} = 46,084 \text{ cm}^2;$$

Adota-se $A_s = 15\phi 20$ ($47,100 \text{ cm}^2$).

▪ Impulso de terras

Os impulsos de terras são aplicados no tardo da viga de estribo, em conjunto com o espelho, e com o muro de avenida. A combinação sísmica é a condicionante, e o modelo de cálculo assim como a disposição dos impulsos apresentam-se na figura seguinte:

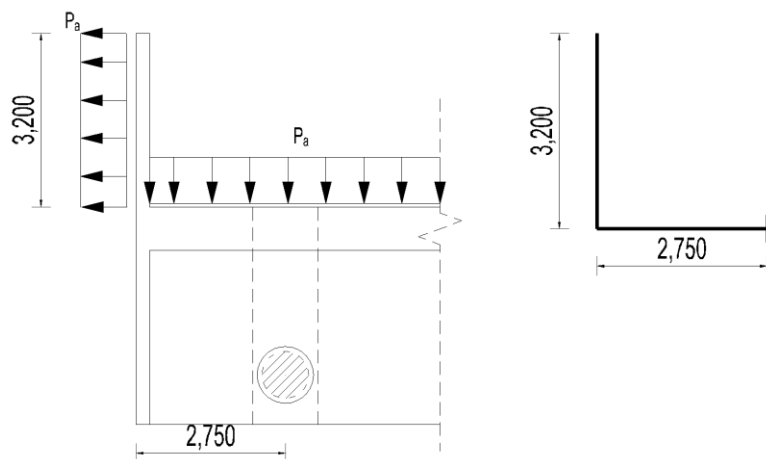


Figura 3-65 – Modelo de cálculo da viga de estribo do encontro E1 devido aos impulsos de terras na viga de estribo

As pressões dos impulsos tomam o seguinte valores:

$$P_{a,CP} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot k_{ad} \cdot 3,900 = \frac{1}{2} \times 19,000 \times 0,364 \times 3,900 = 13,475 \text{ kN / m}^2;$$

$$P_{a,SC} = k_{ad} \times S_{SC} = 0,364 \times 10,000 = 3,637 \text{ kN / m}^2;$$

$$\begin{aligned} P_{a,E} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot (k_{sd} - k_{ad}) \cdot [(z_s - 3,900) + z_s] = \\ &= \frac{1}{2} \times 19,00 \times (0,476 - 0,364) \times [(7,569 - 3,900) + 7,569] = 11,957 \text{ kN / m}^2. \end{aligned}$$

Em que, 3,900 metro refere-se à altura do conjunto espelho e viga de estribo.

A pressão total instalada:

$$P_{a,Ed} = \gamma_G \cdot P_{a,CP} + \gamma_Q \cdot P_{a,E} = 1,35 \times 13,475 + 1,50 \times 11,957 = 36,127 \text{ kN / m}^2;$$

O momento atuante:

$$M_{Ed} = P_{a,Ed} \cdot \frac{(L_{cons})^2 + (L_{muro})^2}{2} = 36,127 \times \frac{(2,750)^2 + (3,200)^2}{2} = 321,577 \text{ kNm} / \text{m}.$$

Determinação da armadura:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,900 - 0,07 - \left(\frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,822 \text{ m};$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{983,468}{1,000 \times 3,822^2 \times 20 \times 10^3} = 0,001;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,001} = 0,001;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[0,001 \times 1,000 \times 3,822 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) \right] \times 10^4 = 1,938 \text{ cm}^2 / \text{m},$$

Adota-se $A_s = \phi 16 / 0,20$ (10,050 cm² / m).

▪ Ação sísmica transmitida pelo tabuleiro

Durante a ocorrência de um sismo, o tabuleiro transmite uma força horizontal na direção transversal de 407,587 kN ao Encontro E1. Esta força distribui-se pelos dois apoios do encontro.

O momento fletor no estribo devido a ação sísmica:

$$M_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{F_{HT,E}}{2} \cdot \frac{h_{gigante}}{2} = 1,50 \times \frac{407,587}{2} \times \frac{5,100}{2} = 779,510 \text{ kNm};$$

$$m_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{779,510}{4} = 194,878 \text{ kNm} / \text{m}.$$

Determinação da armadura:

$$d = h_{viga\ est} - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 0,900 - 0,07 - \left(\frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,822 \text{ m};$$

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{194,878}{1,000 \times 0,822^2 \times 20 \times 10^3} = 0,014;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014} = 0,015;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[0,015 \times 1,000 \times 0,822 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) \right] \times 10^4 = 5,493 \text{ cm}^2 / \text{m},$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = \left[0,26 \times \left(\frac{2,9}{500} \right) \times 1,000 \times 0,822 \right] \times 10^4 = 12,396 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

A armadura necessária:

$$A_{s,nec} = \max \{ A_{s,cal}; A_{s,min} \} = 12,396 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

Adota-se $A_s = \phi 16 / 0,10$ (20,110 cm² / m).

III. Gigante

O gigante no encontro E1 é composto geometricamente por uma altura de 5,100 metros, uma largura de 4,000 metros e uma espessura de 1,200 metros.

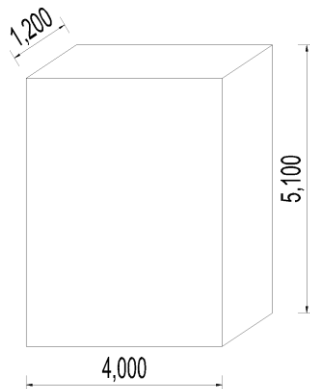


Figura 3-66 – características geométricas do gigante

▪ Direção transversal ou direção Y

Nesta direção, o gigante é solicitado pela ação sísmica, sendo modelado da seguinte forma:

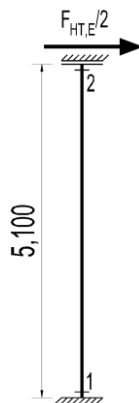


Figura 3-67 – Modelo de cálculo para análise transversal do gigante

○ Verificação da segurança à flexão

O momento atuante nas duas direções:

$$M_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{F_{HT,E}}{2} \cdot \frac{h_{gigante}}{2} = 1,5 \times \frac{407,587}{2} \times \frac{5,100}{2} = 779,510 \text{ kNm};$$

$$m_{Ed,s1} = \frac{M_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{779,510}{4} = 194,878 \text{ kNm/m};$$

A altura útil:

$$d = esp - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,200 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,110 \text{ m}.$$

Determinação da armadura:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{194,878}{1,000 \times 1,110^2 \times 20 \times 10^3} = 0,008;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008} = 0,008;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[0,008 \times 1,000 \times 1,110 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) \right] \times 10^4 = 4,054 \text{ cm}^2 / \text{ m};$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = \left[0,26 \times \left(\frac{2,9}{500} \right) \times 1,000 \times 1,110 \right] \times 10^4 = 16,739 \text{ cm}^2 / \text{ m}.$$

A armadura necessária:

$$A_{s,nec} = \max \{ A_{s,cal}; A_{s,min} \} = 16,739 \text{ cm}^2 / \text{ m};$$

Adota-se $A_s = \phi 20 / 0,15$ ($20,940 \text{ cm}^2 / \text{ m}$).

o Verificação da segurança ao esforço transverso

O esforço transverso atuante:

$$V_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{F_{HT,E}}{2} = 1,50 \times \frac{407,587}{2} = 305,690 \text{ kN}.$$

Determinação da armadura:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) = \left[\frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 4,000 \times \text{sen}(90) \right] \times 10^4 = 35,054 \text{ cm}^2 / \text{ m};$$

$$d = \text{esp} - \text{rec} - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,200 - 0,07 - \left(\frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,118 \text{ m};$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} = \left[\frac{305,690}{0,90 \times 1,118 \times 434,8 \times 10^3 \times \cot(30)} \right] \times 10^4 = 4,036 \text{ cm}^2 / \text{ m};$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \max \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min}; \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} \right\} = 35,054 \text{ cm}^2 / \text{ m};$$

$$\text{Para 2 ramos, tem-se } \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \frac{35,054}{2} = 17,527 \text{ cm}^2 / \text{ m / ramo};$$

$$\text{Adota-se } \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \phi 20 / 0,20 \text{ (} 20,940 \text{ cm}^2 / \text{ m / ramo)}.$$

O esforço transverso resistente:

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= f_{syd} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,90 \cdot d \cdot [(\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \text{sen}(\alpha)] = \\ &= 434,8 \times 20,940 \times 10^{-1} \times 0,90 \times 1,118 \times [(\cot(30) + \cot(90)) \cdot \text{sen}(90)] = 1586,760 \text{ kN}; \end{aligned}$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528;$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,90 \cdot d}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 4,000 \times 1,118}{\cot(30) + \tan(30)} = 18395,635 \text{ kN};$$

Logo, o valor do esforço transversal é:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} = 1586,760 \text{ kN} .$$

Verificação da segurança:

$$V_{Ed} = 305,690 < V_{Rd} = 1586,760 \rightarrow \text{Segurança verificada} .$$

▪ Direção longitudinal ou direção X

Nesta direção o gigante é solicitado pelas ações da massa do encontro, impulso de terras e ações transmitidas pelo tabuleiro. Desprezaram-se as forças de compressão do gigante, ou seja, as forças verticais a que o gigante está sujeito. Para o dimensionamento, aplicou-se a combinação de ações (i).

○ Esforços atuantes

Os valores de cálculo do esforço transversal e do momento fletor são:

$$V_{Ed} = F_{Ed,HL} = \sum_{i=1}^m F_{Ed,HLi} = 2760,422 \text{ kN} ;$$

$$M_{Ed} = \sum_{i=1}^m (F_{Ed,HLi} \cdot br_{Hi}) = 15853,925 \text{ kNm} .$$

○ Armaduras longitudinais do gigante

As armaduras longitudinais foram calculadas recorrendo a uma folha de cálculo, em que se realizaram interpolações de armaduras de modo a que as armaduras em cedência sejam suficientes para garantir a segurança do gigante à flexão.

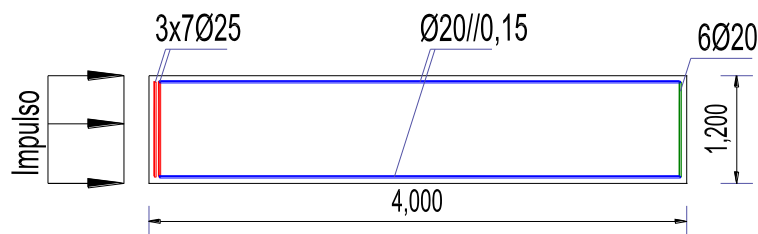


Figura 3-68 – Armaduras longitudinais do gigante

As armaduras representadas pela cor vermelha estão em cedência e correspondem a um $A_s = 103,111 \text{ cm}^2$, com um braço do binário de forças internas de $z = 3,867 \text{ m}$.

○ Esforço resistente

O momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{syd} \cdot z = 103,110 \times 434,8 \times 10^{-1} \times 3,867 = 17336,623 \text{ kNm} .$$

Determinação da armadura de esforço transversal:

$$d = 4,000 - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 4,000 - 0,07 - \left(\frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,918 \text{ m} ;$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) = \left[\frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 1,200 \times \text{sen}(90) \right] \times 10^4 = 10,516 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{cal}} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} = \left[\frac{2760,422}{0,90 \times 3,918 \times 434,8 \times 10^3 \times \cot(30)} \right] \times 10^4 = 10,395 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{nec}} = \max \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{cal}} \right\} = 10,516 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

Para 2 ramos, tem-se $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{nec}} = \frac{10,516}{2} = 5,258 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo};$

Adota-se $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \phi 20 / 10,15 (20,940 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}).$

O esforço transversal resistente:

$$V_{Rd,s} = f_{syd} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,90 \cdot d \cdot [(\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \text{sen}(\alpha)] =$$

$$= 434,8 \times 20,940 \times 10^{-1} \times 0,90 \times 3,918 \times [(\cot(30) + \cot(90)) \cdot \text{sen}(90)] = 5560,755 \text{ kN};$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528;$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,90 \cdot d}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 1,200 \times 3,918}{\cot(30) + \tan(30)} = 21498,603 \text{ kN};$$

Logo, o valor do esforço transversal é:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} = 5560,755 \text{ kN}.$$

○ Verificação da segurança

$$M_{Ed} = 15853,925 < M_{Rd} = 18375,710 \rightarrow \text{Segurança Verificada};$$

$$V_{Ed} = 2760,422 < V_{Rd} = 5560,755 \rightarrow \text{Segurança verificada}.$$

Os esforços de cálculo para o dimensionamento estrutural dos gínges, consultar Anexo P

IV. Sapata

O encontro é constituído por duas sapatas, uma para cada gigante. As sapatas têm as seguintes dimensões geométricas.

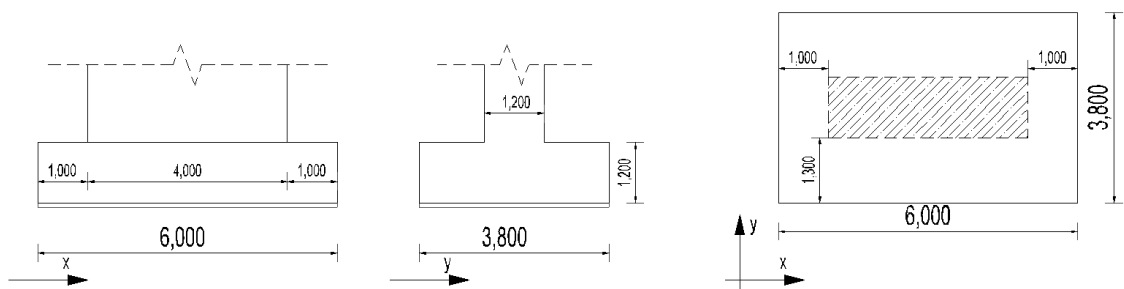


Figura 3-69 – Dimensões e geometria da sapata do encontro E1

Para o dimensionamento das sapatas, a combinação mais desfavorável é a (i).

Os esforços localizados na base do gigante são:

$$N_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,Vi} = 5116,930kN ;$$

$$V_{Ed,x} = F_{Ed,HL} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,HLi} = 2760,422kN ;$$

$$V_{Ed,y} = F_{Ed,HT} = \gamma_Q \cdot \frac{1}{2} \cdot F_{HT,E} = 1,50 \times \frac{1}{2} \times 407,587 = 305,690kN ;$$

$$M_{Ed,y} = \sum_{i=1}^m (F_{Ed,Vi} \cdot br_{vi}) + \sum_{j=1}^n (F_{Ed,HLj} \cdot br_{HLj}) = -2850,241 + 15853,925 = 13003,684kNm ;$$

$$M_{Ed,x} = F_{Ed,HT} \cdot br_{HT} = 305,690 \times \frac{5,100}{2} = 779,510kNm .$$

O peso próprio de cada sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h \cdot B \cdot L = 25,0 \times 1,200 \times 6,000 \times 3,800 = 684,000kN ;$$

Os valores dos esforços na base da sapata:

$$N_{Ed,b} = N_{Ed} + PP_{sapata} = 5116,930 + 684,000 = 5800,930kN ;$$

$$M_{Ed,b,y} = M_{Ed,y} + V_{Ed,x} \cdot h = 13003,684 + 2760,422 \times 1,200 = 16316,190kNm ;$$

$$M_{Ed,b,x} = M_{Ed,x} - V_{Ed,y} \cdot h = 779,510 - 305,690 \times 1,200 = 412,682kNm .$$

As excentricidades na base da sapata:

- Direção X: $ex_{b,x} = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{16316,190}{5800,930} = 2,813m ;$

- Direção Y: $ex_{b,y} = \frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = \frac{412,682}{5800,930} = 0,071m .$

Como o sismo atua separadamente em cada direção, considera-se apenas a excentricidade na base da sapata para a direção em estudo.

- Verificação estrutural das sapatas na direção longitudinal (direção X)

A tensão aplicada sobre o solo é expressa pela seguinte expressão:

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\text{solo}} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} \quad [3.115]$$

Etapas de resolução da expressão [3.115]:

$$B' = B - 2 \cdot ex_B = 6 - 2 \times 2,813 = 0,374m ;$$

$$L' = L = 3,80m ;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} = \frac{5800,93}{0,374 \times 3,800} = 4081,713kPa .$$

Armadura na face inferior e superior com base no método das bielas.

- Armaduras na face inferior da sapata na direção longitudinal (direção X)

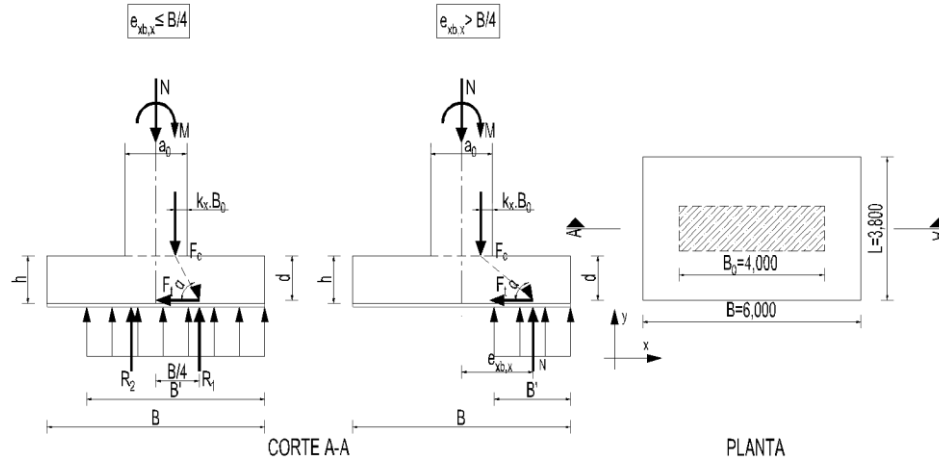


Figura 3-70 – Modelo de cálculo para o método das bielas

Do método, resulta as expressões de armadura que se seguem:

Quadro 3-40 – Fórmulas da força de cálculo no tirante e da área de armadura

Se $ex_{b,x} \leq \frac{B}{4}$	$F_{t_{sd,x}} = \frac{\frac{B}{2} \cdot L' \cdot \sigma_{\max} \cdot \left(\frac{B}{4} - a_0 \cdot (0,5 - k_x) \right)}{d}$	$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{F_{t_{sd,x}}}{f_{syd} \cdot L'}$
Se $ex_{b,x} > \frac{B}{4}$	$F_{t_{sd,x}} = \frac{N_{Ed,b} \cdot (ex_{b,x} - a_0 \cdot (0,5 - k_x))}{d}$	

Etapas para a determinação das armaduras na face inferior da sapata:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,200 - 0,07 - \left(\frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,118m ;$$

O coeficiente (k_x) é determinado pela interpolação dos valores de (e/a_0) e (k), com base nos valores de referência descritos no Quadro 3-41.

Quadro 3-41 – Valores do coeficiente k

e/a_0	0	0,25	0,5	1	1,5
k	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Por interpolação temos:

$$e = ex_{b,x} = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed,b}} = 2,541m ;$$

$$a_0 = B_0 = 4,000m ;$$

Para $\frac{e}{a_0} = \frac{2,541}{4,000} = 0,635$, tem-se $k_x = 0,130$;

Para o caso em estudo, nomeadamente sapata do E1, como $ex_{b,x} = 2,541 > \frac{B}{4} = 1,500$ tem-se,

$$F_{t_{sd,x}} = \frac{N_{Ed,b} \cdot (ex_{b,x} - a_0 \cdot (0,5 - k_x))}{d} = 3916,493 \text{ kN};$$

$$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{F_{t_{sd,x}}}{f_{syd} \cdot L'} = \left(\frac{3916,493}{434,8 \times 10^3 \times 3,800} \right) \times 10^4 = 23,704 \text{ cm}^2 / \text{m};$$

Adota-se $A^+_{s,x} = \phi 25 / 10,20$ ($24,540 \text{ cm}^2 / \text{m}$).

- Armaduras da face superior da sapata na direção longitudinal (direção X)

As armaduras da face superior da sapata foram calculadas, considerando o seguinte modelo:

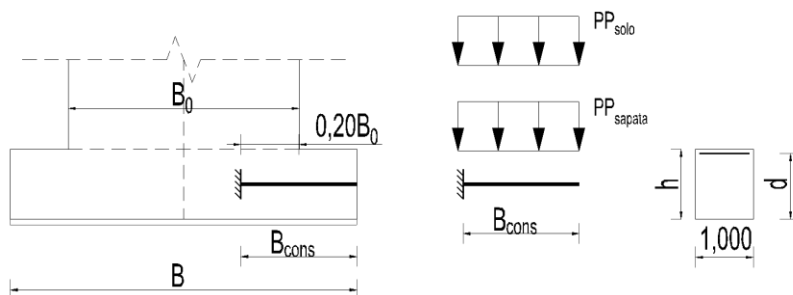


Figura 3-71 – Modelo de cálculo das armaduras da face superior na direção X

Este modelo simplifica a sapata numa consola que está sujeita ao carregamento do peso próprio da sapata e o peso próprio do solo acima da sapata.

Carregamentos estes que são calculados do seguinte modo:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h = 25 \times 1,200 = 30,000 \text{ kN} / \text{m}^2;$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo} = 19 \times 5,130 = 97,47 \text{ kN} / \text{m}^2;$$

O momento fletor máximo de cálculo devido ao carregamento:

$$B_{cons} = 1,000 + (0,20 \cdot B_0) = 1,000 + (0,20 \times 4,000) = 1,800 \text{ m};$$

$$M^-_{Ed,y} = (\gamma_G \cdot PP_{sapata} + \gamma_Q \cdot PP_{solo}) \cdot \frac{(B_{cons})^2}{2} = (1,35 \times 30,000 + 1,50 \times 97,470) \times \frac{(1,800)^2}{2} = 302,462 \text{ kNm} / \text{m}.$$

A armadura na face superior da sapata calcula-se com a seguinte expressão:

$$(A^-_{s,x})_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad [3.116]$$

Etapas de resolução da expressão[3.116]:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,200 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,120m ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{302,462}{1,0 \times 1,120^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,012 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012} = 0,012 ;$$

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \left(0,012 \times 1,0 \times 1,120 \times \frac{20,0}{434,8} \right) \times 10^4 = 6,182cm^2 / m ;$$

Adota-se $A_{s,x}^- = \phi 16 / 0,20$ ($10,050m^2 / m$).

- Verificação estrutural das sapatas na direção transversal (direção Y)

Etapas de resolução da expressão [3.115]:

$$B' = B = 6m ;$$

$$L' = L - 2 \cdot ex_L = 3,80 - 2 \times 0,579 = 3,128m ;$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} = \frac{5800,930}{6,000 \times 3,128} = 309,086kPa .$$

Segue-se o cálculo das armaduras da face inferior e superior na direção em estudo.

Utilizando novamente o método das bielas temos:

- Armaduras da face inferior da sapata na direção transversal (direção Y)

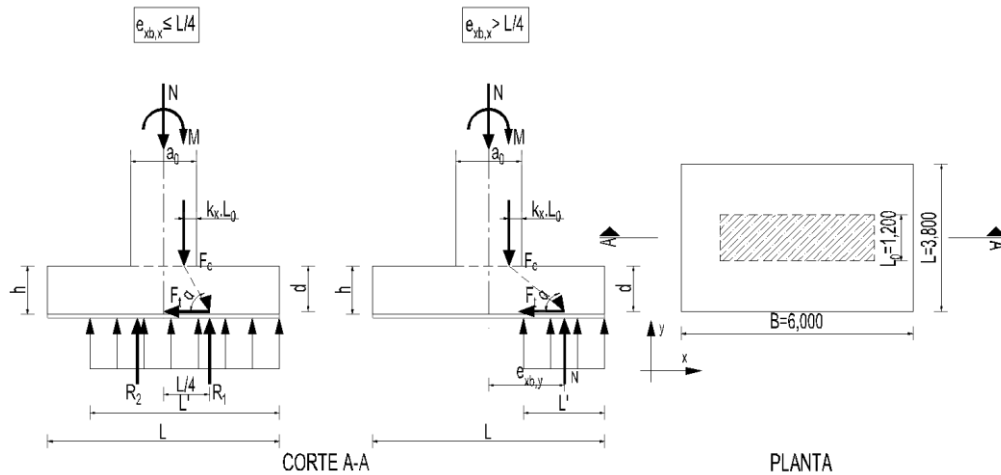


Figura 3-72 – Modelo de cálculo para o método das bielas

Do método, resulta as expressões de armadura que se seguem:

Quadro 3-42 – Fórmulas da força de cálculo no tirante e da área de armadura

Se $ex_{b,y} \leq \frac{L}{4}$	$F_{t_{sd,y}} = \frac{\frac{L}{2} \cdot B' \cdot \sigma_{\max} \cdot \left(\frac{L}{4} - a_0 \cdot (0,5 - k_y) \right)}{d}$	$(A^+_{s,y})_{cal} = \frac{F_{t_{sd,y}}}{f_{syd} \cdot B'}$
Se $ex_{b,y} > \frac{L}{4}$	$F_{t_{sd,y}} = \frac{N_{Ed,b} \cdot (ex_{b,y} - a_0 \cdot (0,5 - k_y))}{d}$	

Etapas para a determinação das armaduras na face inferior da sapata:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,200 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,120m.$$

O coeficiente (k_x) é determinado pela interpolação dos valores de (e / a_0) e (k), com base nos valores de referência descritos no Quadro 3-41.

Por interpolação temos:

$$e = ex_{b,y} = \frac{M_{Ed,x}}{N_{Ed,b}} = 0,152m;$$

$$a_0 = L_0 = 1,200m;$$

$$\text{Para } \frac{e}{a_0} = \frac{0,152}{1,200} = 0,127, \text{ tem-se } k_y = 0,183;$$

Para o caso em estudo, nomeadamente sapata do E1, como $ex_{b,y} = 0,152 < \frac{L}{4} = 0,950$ tem-

se,

$$F_{t_{sd,y}} = \frac{\frac{L}{2} \cdot B' \cdot \sigma_{solo} \cdot \left(\frac{L}{4} - a_0 \cdot (0,5 - k_y) \right)}{d} = 1791,992kN;$$

$$(A^+_{s,y})_{cal} = \frac{F_{t_{sd,y}}}{f_{syd} \cdot B'} = \left(\frac{1791,992}{434,8 \times 10^3 \times 6,000} \right) \times 10^4 = 6,869cm^2 / m;$$

Adota-se $A^+_{s,x} = \phi 20 / 10,20 (15,710cm^2 / m)$.

- Armaduras da face superior da sapata na direção transversal (direção Y)

Para a determinação das armaduras inferiores utiliza-se o seguinte modelo:

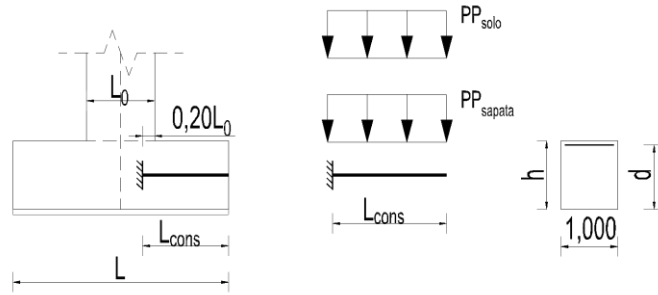


Figura 3-73 – Modelo de cálculo das armaduras da face superior na direção Y

O modelo consiste numa consola sujeita ao carregamento devido ao peso próprio da sapata e o peso próprio do solo assente sobre a sapata:

Carregamentos estes que são calculados do seguinte modo:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h = 25 \times 1,200 = 30,000 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo} = 19 \times 5,130 = 97,470 \text{ kN} / \text{m}^2 .$$

O momento fletor máximo de cálculo devido ao carregamento:

$$L_{cons} = (0,20 \cdot L_0) + \left(\frac{L}{2} - \frac{L_0}{2} \right) = (0,20 \times 1,200) + \left(\frac{3,800}{2} - \frac{1,200}{2} \right) = 1,510 \text{ m};$$

$$M_{Ed,x}^- = (\gamma_G \cdot PP_{sapata} + \gamma_Q \cdot PP_{solo}) \cdot \frac{(L_{cons})^2}{2} = (1,35 \times 30,000 + 1,50 \times 97,470) \times \frac{(1,510)^2}{2} \\ = 212,853 \text{ kNm} / \text{m}.$$

A armadura na face superior da sapata calcula-se com a seguinte expressão:

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad [3.117]$$

Etapas de resolução da expressão [3.117]:

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{212,853}{1,0 \times 1,120^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,008 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008} = 0,008 ;$$

$$(A_{s,y}^-)_{cal} = \left(0,008 \times 1,0 \times 1,120 \times \frac{20,0}{434,8} \right) \times 10^4 = 4,121 \text{ cm}^2 / \text{m} ;$$

$$\text{Adota-se } A_{s,x}^- = \phi 20 / 0,20 \text{ (15,710 m}^2 / \text{m)} .$$

V. Muro de avenida

Os muros de avenida adotados no projeto são de pequena dimensão e desta forma adotam-se armaduras habituais para muros com aquela dimensão.

3.8.3 ENCONTRO E2

Encontro com 8,161 metros de altura total e em que as tensões se anulam a uma profundidade de 6,031 metros aproximadamente.

Todos os cálculos para a verificação da segurança são semelhantes aos efetuados para o encontro E1.

3.9 Aparelhos de apoio e juntas de dilatação

A obra de arte, dispõe de aparelhos de apoio nos encontros (E1 e E2) assim como nos pilares P1 e P6. Quanto as juntas de dilatação estas encontram-se apenas nos encontros.

Para a definição tanto dos aparelhos de apoio, bem como das juntas de dilatação é necessário conhecer as cargas e deslocamentos a que estão sujeitos. Estes valores característicos, à exceção do deslocamento Longitudinal devido aos efeitos diferidos, decorreram do modelo tridimensional no *SAP2000*.

❖ Deslocamento longitudinal devido aos efeitos de fluência e retração

Este deslocamento devido aos efeitos deferidos determina-se com base na seguinte expressão:

$$\delta_{c+s} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L \quad [3.118]$$

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 o ponto onde se quer conhecer o deslocamento.

Os deslocamentos são resumidos no quadro seguinte:

Quadro 3-43 – Deslocamentos longitudinais devido aos efeitos de fluência e retração

Local	$\alpha [^{\circ}C^{-1}]$	$\Delta T_i [^{\circ}C]$	$L [m]$	$\delta_{c+s} [mm]$
E1	10^{-5}	-50,372	180,000	-90,670
P1	10^{-5}	-50,372	144,000	-72,536
P6	10^{-5}	-50,372	81,000	-40,801
E2	10^{-5}	-50,372	117,000	-58,935

Os cálculos para encontrar os valores do quadro encontram-se no Anexo Q.

O sentido dos deslocamentos adota-se segundo o representado na figura seguinte:

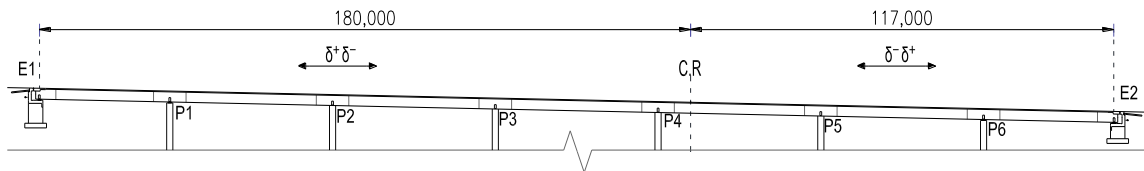


Figura 3-74 – Sentido dos deslocamentos e localização do centro de rigidez

Os deslocamentos são positivos ou negativos consoante provoquem dilatação ou encurtamento no tabuleiro. Os pontos à esquerda do centro de rigidez (C.R) da obra de arte têm um deslocamento positivo no sentido do encontro E1 e negativo no sentido do encontro E2. Para os pontos à direita do centro de rigidez acontece o inverso.

3.9.1 APARELHOS DE APOIO

Os aparelhos de apoio a instalar são do tipo “*Pot Bearing*”, constituído por um cilindro metálico em forma de panela que contém um disco de neopreno no seu interior e sobre o qual assenta um pistão metálico.

Estes aparelhos são escolhidos de acordo com as cargas e deslocamentos que estão sujeitos. E subdividem-se em três categorias:

- Fixos
- De deslizamento unidirecional
- De deslizamento multidirecional

Neste viaduto serão instalados aparelhos de apoio do tipo fixo nos pilares P1 e P6 e móveis de deslizamento unidirecional nos encontros E1 e E2.

I. Pilares

Como mencionado anteriormente estes pilares são dotados de apoios fixos, na qual atua os seguintes carregamentos:

- Pilares P1

Quadro 3-44 – Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio dos pilares P1

Carregamento	F _v			F _{HL}	F _{HT}	
	CP [kN]	SC [kN]	VDT+VUT [kN]	E [kN]	E [kN]	
Calculado	Máximo	95,156	153,886	60,864	274,710	164,614
	Mínimo	-5366,374	-1105,606	-89,924	-60,864	-274,710
Adotado	Máximo	100,000	170,000	100,000	290,000	180,000
	Mínimo	-5500,000	-1300,000	-100,000	-100,000	-290,000

- Pilares P6
- Quadro 3-45 – Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio dos pilares P6

Carregamento	F _v			F _{HL}	F _{HT}	
	CP [kN]	SC [kN]	VDT+VUT [kN]	E [kN]	E [kN]	
Calculado	Máximo	92,942	141,725	93,066	714,449	213,883
	Mínimo	-5048,405	-1104,557	-77,619	-93,066	-714,449
Adotado	Máximo	100,000	160,000	100,000	730,000	230,000
	Mínimo	-5200,000	-1300,000	-100,000	-100,000	-730,000

II. Encontros

Nos encontros como mencionando anteriormente instalou-se aparelhos de apoio móveis de deslizamento unidirecional, na qual atuam os seguintes carregamentos.

- Encontro E1
- Quadro 3-46 – Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio encontro E1

Carregamento	F _v			F _{HT}	
	CP [kN]	SC [kN]	VDT+VUT [kN]	E [kN]	
Calculado	Máximo	170,539	121,365	31,239	407,587
	Mínimo	-849,552	-1028,708	-226,263	-31,239
Adotado	Máximo	1000,000	140,000	100,000	420,000
	Mínimo	-870,000	-1200,000	-240,000	-100,000

Os deslocamentos longitudinais:

- Deslocamento máximo positivo:

$$\delta_{\max}^+ = \delta_E + \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^+ = 100,773 + 0,5 \times 26,741 = 114,144 \text{ mm};$$

Adota-se $\delta_{\max}^+ = 120,000 \text{ mm}$.

- Deslocamento máximo negativo:

$$\delta_{\max}^- = \delta_{c+s} - \delta_E - \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^- = -91,000 + 100,773 - 0,5 \times (-26,741) = -205,140 \text{ mm};$$

Adota-se $\delta_{\max}^- = -210,000 \text{ mm}$.

- Excentricidade da chapa superior do aparelho de apoio:

$$ex = \delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^- = 120,000 - 210,000 = -90,000 \text{ mm}.$$

- Encontro E2

- Quadro 3-47 – Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio encontro E2

Carregamento	Fv			FHT	
	CP [kN]	SC [kN]	VDT+VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Calculado	Máximo				
	Mínimo	-852,804	1039,395	218,642	54,905
Adotado	Máximo				
	Mínimo	-870,000	1200,000	230,000	100,000

Os deslocamentos longitudinais:

- Deslocamento máximo positivo:

$$\delta_{\max}^+ = \delta_E + \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^+ = 99,465 + 0,5 \times 17,437 = 108,184 \text{ mm};$$

Adota-se $\delta_{\max}^+ = 110,000 \text{ mm}$.

- Deslocamento máximo negativo:

$$\delta_{\max}^- = \delta_{C+S} - \delta_E - \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^- = -58,935 - 99,465 + 0,5 \times (-17,437) = -167,300 \text{ mm};$$

Adota-se $\delta_{\max}^- = -170,000 \text{ mm}$.

- Excentricidade da chapa superior do aparelho de apoio:

$$ex = \delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^- = 170,000 - 110,000 = -60,000 \text{ mm}.$$

Os sinais dos deslocamentos calculados anteriormente variam de acordo ao esquema representado na Figura 3-74. E utilizou-se a combinação rara de ações.

3.9.2 JUNTAS DE DILATAÇÃO

As juntas de dilatação têm como principal função absorver os deslocamentos longitudinais, prevenindo deste modo o aparecimento de fendas na zona de união entre o tabuleiro e os encontros. Estas encontram-se presentes nos dois encontros.

I. Encontros E1

- Deslocamento máximo positivo:

$$\delta_{\max}^+ = 0,5 \cdot \delta_E + \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^+ = 0,5 \times 100,773 + 0,5 \times 26,741 = 63,757 \text{ mm};$$

Adota-se $\delta_{\max}^+ = 65,000 \text{ mm}$.

- Deslocamento máximo negativo:

$$\begin{aligned} \delta_{\max}^- &= \delta_{C+S} - 0,5 \cdot \delta_E - \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^- = -90,670 + 0,5 \times (-100,773) + 0,5 \times (-26,741) = \\ &= -154,427 \text{ mm}; \end{aligned}$$

Adota-se $\delta_{\max}^- = -155,000mm$.

Com o objetivo de prevenir choques entre o tabuleiro e o encontro na ocorrência de um sismo de grande intensidade, a junta de dilatação deve ter uma largura de:

$$a_0 = \delta_E = 100,773mm \approx 110,000mm .$$

II. Encontros E2

- Deslocamento máximo positivo:

$$\delta_{\max}^+ = 0,5 \cdot \delta_E + \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^+ = 0,5 \times 99,465 + 0,5 \times 17,437 = 58,451mm;$$

Adota-se $\delta_{\max}^+ = 65,000mm$.

- Deslocamento máximo negativo:

$$\begin{aligned} \delta_{\max}^- &= \delta_{C+S} - 0,5 \cdot \delta_E - \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^- = -58,935 + 0,5 \times (-99,465) + 0,5 \times (-17,437) = \\ &= -117,390mm; \end{aligned}$$

Adota-se $\delta_{\max}^- = -120,000mm$.

A Largura da junta de dilatação:

$$a_0 = \delta_E = 99,465mm \approx 110,000mm .$$

A semelhança dos cálculos para os aparelhos de apoio, nas juntas de dilatação os sinais dos deslocamentos calculados anteriormente variam de acordo ao esquema representado na Figura 3-74. E utilizou-se a combinação rara de ações.

Contabilizou-se metade do valor da ação sísmica, pois existe uma baixa probabilidade de ocorrência de sismo durante a vida útil da junta de dilatação, e sendo as juntas um elemento de fácil substituição, não se justifica ser dimensionado para ação sísmica na sua totalidade.

CAPÍTULO 4

COMPARAÇÃO ENTRE O ESTUDO PRÉVIO E O PROJETO DE EXECUÇÃO

O projeto de execução é fase fundamental para garantir a qualidade da obra, apresentando sempre maior rigor em comparação com o estudo prévio, sendo este último a fase onde se transmite a ideia pretendida, recorrendo a desenhos e peças escritas provisórias, assim como a métodos simplificados de análise.

Tanto no estudo prévio, como no projeto de execução os materiais, as ações e os pressupostos de segurança, são os mesmos.

Nos subcapítulos seguintes, efetuam-se as principais comparações em termo de resultados obtidos entres estes dois importantes documentos, mas apenas para as verificações passíveis de comparação.

4.1 Estado limite de descompressão

No quadro seguinte, apresentam-se os valores obtidos na verificação ao estado limite de descompressão a longo prazo na secção de apoio nas fibras superiores e na secção de vão nas fibras inferiores.

Quadro 4-1 – Comparação estado limite de descompressão

Fibra	Estudo prévio	Projeto de execução	observação
Superior	$M_{qp} = -34197,920kNm$	$M_{qp} = -26453,167kNm$	29,30%
	$\sigma_{sup} = -0,218MPa$	$\sigma_{sup} = -0,991MPa$	78,00%
Inferior	$M_{qp} = 21019,661kNm$	$M_{qp} = 25626,880kNm$	18,00%
	$\sigma_{inf} = -0,807MPa$	$\sigma_{inf} = -1,748MPa$	54,00%

Efetuada a comparação absoluta entre os valores obtidos nos diferentes estudos, com a fase de projeto de execução tida como referencial, observa-se uma diferença inferior a 30% entre os M_{qp} e uma diferença superior a 50% nas tensões σ_{inf} e σ_{sup} .

4.2 Verificação da segurança na direção longitudinal e transversal do tabuleiro

No quadro seguinte apresentam-se os valores de cálculo adotados na verificação ao estado limite último de flexão, para a direção longitudinal e para a direção transversal do tabuleiro da obra de arte.

Quadro 4-2 – Comparação estado limite de flexão do tabuleiro para a direção longitudinal e transversal

Elemento	Direção	Estudo Prévio	Projeto de execução	Observação
Tabuleiro vão	X	$M_{Ed} = 51853,45kNm$	$M_{Ed} = 54019,75kNm$	4,00%
Tabuleiro apoio		$M_{Ed} = -50595,29kNm$	$M_{Ed} = -45863,29kNm$	10,30%
Consola	Y	$M_{Ed} = 197,67kNm$	$M_{Ed} = 154,99kNm$	27,50%
Laje intermédia		$M_{Ed} = 110,53kNm$	$M_{Ed} = 108,675kNm$	1,70%

Observa-se que os momentos de cálculo (M_{Ed}), apresentam uma diferença entre o projeto de execução e o estudo prévio inferior a 30%, tanto para a direção longitudinal como para a direção transversal.

4.3 Pilares e suas fundações

No quadro seguinte (ver Quadro 4-3), apresentam-se os valores obtidos dos esforços de cálculo para os pilares, e as respectivas fundações.

Quadro 4-3 – Comparação dos esforços de cálculo dos pilares e suas fundações

Elemento estrutural	Estudo prévio	Projeto de execução	observação
Pilares	$M_{Ed} = 18052,805kNm$	$M_{Ed} = 19259,143kNm$	6,3%
	$N_{Ed} = 5250,479MPa$	$N_{Ed} = 5188,004MPa$	1,2%
Sapatas	$M_{Ed} = 33698,569kNm$	$M_{Ed} = 32735,953kNm$	2,9%
	$N_{Ed} = 10500,957kN$	$N_{Ed} = 19088,256kN$	45,0%
Estacas	$N_{Ed,estaca} = 3240,923kN$	$N_{Ed,estaca} = 3952,486MPa$	18,0%

Verifica-se que embora a comparação do esforço normal de cálculo (N_{Ed}) nas sapatas se situar acima dos 30%, as restantes comparações, tanto em relação aos momentos de cálculo (M_{Ed}) como dos esforços normais é inferior a 20% de um estudo para o outro.

4.4 Aparelhos de apoio e juntas de dilatação

Quadro 4-4 – Comparação dos esforços adotados para os aparelhos de apoio

Encontro/ Pilar	Estudo prévio				Projeto de execução				observação			
	N _{cp} [kN]	N _{sc} [kN]	H _L [kN]	H _T [kN]	N _{cp} [kN]	N _{sc} [kN]	H _L [kN]	H _T [kN]				
E1	500,00	600,00	-	300,00	870,00	1200,00	-	420,00	42,6%	50,0%	-	28,6%
P1	5000,00	2000,00	400,00	300,00	5500,00	1300,00	290,00	180,00	9,1%	53,8%	37,9%	66,7%
P6	5000,00	2000,00	600,00	300,00	5200,00	1300,00	730,00	230,00	3,8%	53,8%	17,8%	30,4%
E2	500,00	600,000	-	300,00	870,00	1200,00	-	320,00	42,5%	50,0%	-	6,3%

Quadro 4-5 – Deslocamentos e excentricidade adotados para os aparelhos de apoio

Encontros	Estudo prévio	Projeto de execução	observação
E1	$\delta_{\max}^+ = 200,000mm$	$\delta_{\max}^+ = 120,000mm$	66,7%
	$ex = 50,000mm$	$ex = 90,000mm$	44,4%
E2	$\delta_{\max}^+ = 200,000mm$	$\delta_{\max}^+ = 110,000mm$	81,8%
	$ex = 50,000mm$	$ex = 60,000mm$	16,7%

Quadro 4-6 – Deslocamentos e largura adotados para as juntas de dilatação

Encontros	Estudo prévio	Projeto de execução	observação
E1	$\delta_{\max}^+ = 110,000mm$	$\delta_{\max}^+ = 65,000mm$	69,2%
	$(a_0) = 120,000mm$	$(a_0) = 110,000mm$	9,1%
E2	$\delta_{\max}^+ = 90,000mm$	$\delta_{\max}^+ = 65,000mm$	38,5%
	$(a_0) = 120,000mm$	$(a_0) = 110,000mm$	9,1%

Verifica-se que a comparação dos valores obtidos em relação aos aparelhos de apoio e juntas de dilatação fica em grande parte acima dos 50%, esta diferença deve-se a considerações adotadas na fase de estudo prévio, para quantificação dos efeitos de fluência e retração relativos ao parâmetro de variação da temperatura, enquanto que no projeto de execução estes foram calculados.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

O projeto desenvolvido no âmbito deste trabalho final de mestrado teve como principal objetivo a elaboração de um projeto de execução de uma obra de arte em betão armado pré-esforçado, no qual se utilizou toda a Regulamentação nacional em vigor, nomeadamente, RSA, o REBAP, a EN 1992-1-1, a EN 1997-1 e a EN 1998-5, procurando cumprir todos os pressupostos e exigências inerentes a um projeto dessa categoria, por forma a garantir todas as condições de segurança, durabilidade e conforto. Neste sentido, durante a evolução deste trabalho, foram adquiridos conhecimentos na área de projeto e engenharia de pontes.

Verificou-se com a realização do projeto de execução, que a ação da sobrecarga rodoviária é a ação variável condicionante para o dimensionamento do tabuleiro, e para o dimensionamento dos pilares, encontros e fundações constatou-se que a ação condicionante é a ação sísmica.

Constatou-se que os resultados em termos de esforços e deslocamentos obtidos com os modelos simplificados ficam próximos dos obtidos na fase de projeto de execução, embora em algumas situações, devido as alterações efetuadas, verificaram-se diferenças, no entanto confirma-se a utilidade da fase de estudo prévio como forma de estimativa expedita de esforços e deslocamentos, com base nas soluções iniciais, possíveis de ser alteradas posteriormente.

Embora este trabalho tenha essencialmente um carácter académico, uma vez que não se trata de um projeto a ser executado ou existente, a sua realização possibilitou a aplicação e desenvolvimento de conhecimentos na área de Engenharia Civil, encenando com aproximação àquilo que se poderá encontrar na vida profissional.

BIBLIOGRAFIA

Eurocódigo – Bases para projecto de estruturas (2009).

Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão (2010).

Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para Resistência os Sismos (2010).

Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico (2010).

Gorgulho, A. S. (2001). *Betão Estrutural II*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Garcia, G. (2016). *Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário com secção em “ π ”*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Jacinto, L. (2007). *Betão Estrutural III*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

REBAP; “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” (1983).

RSA; “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” (1983).

Rocha, J. (2015). *Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário em Betão Armado e Pré-esforçado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Sites consultados:

<http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/rsa.htm> (Espectros de Resposta em Período)

LISTA DE PEÇAS DESENHADAS

Peças Desenhadas	Ordem	Desenho Nº
Planta, perfil e secção transversa - Dimensionamento	1/1	01/22
Planta de fundação e corte longitudinal - Dimensionamento	1/1	02/22
Tabuleiro - Dimensionamento	1/1	03/22
Encontro E1 e E2 - Dimensionamento	1/1	04/22
Encontro E1 - Dimensionamento	1/1	05/22
Encontro E2 - Dimensionamento	1/1	06/22
Pilares e suas fundações - Dimensionamento	1/3	07/22
Pilares e suas fundações - Dimensionamento	2/3	08/22
Pilares e suas fundações - Dimensionamento	3/3	09/22
Encontro E1 - Armaduras	1/1	10/22
Encontro E2 - Armaduras	1/1	11/22
Encontros E1 e E2 - Armaduras	1/1	12/22
Fundações de pilares - Armaduras	1/2	13/22
Fundações de pilares - Armaduras	2/2	14/22
Pilares - Armaduras	1/1	15/22
Tabuleiro - Armaduras	1/2	16/22
Tabuleiro - Armaduras	2/2	17/22
Pré-esforço	1/1	18/22
Faseamento construtivo	1/3	19/22
Faseamento construtivo	2/3	20/22
Faseamento construtivo	3/3	21/22
Pormenores	1/1	22/22

ANEXOS

Lista de anexos de cálculo

ANEXO A – PERDAS INSTANTÂNEAS DO PRÉ-ESFORÇO.....	A-1
ANEXO B – PERDAS DIFERIDAS DO PRÉ-ESFORÇO.....	B-1
ANEXO C – VALOR DOS ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS LONGITUDINAIS.....	C-1
ANEXO D – ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO.....	D-1
ANEXO E – ESTADO LIMITE DE LARGURA DE FENDAS.....	E-1
ANEXO F – ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO.....	F-1
ANEXO G – ESTADO LIMITE DE FLEXÃO DO TABULEIRO.....	G-1
ANEXO H – ESTADO LIMITE DE ESFORÇO TRANSVERSO DO TABULEIRO.....	H-1
ANEXO I – ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS NA BASE DOS PILARES.....	I-1
ANEXO J – EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM NOS PILARES.....	J-1
ANEXO K – ESFORÇOS DE CÁLCULO NA BASE DOS PILARES.....	K-1
ANEXO L – ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS NOS ENCONTROS.....	L-1
ANEXO M – ESTADO LIMITE DE DERRUBAMENTO DOS ENCONTROS (EQU).....	M-1
ANEXO N – ESTADO LIMITE DE DESLIZAMENTO DOS ENCONTROS (GEO E STR).....	N-1
ANEXO O – ESTADO LIMITE DE ROTURA DO TERRENO DE FUNDAÇÃO DOS ENCONTROS (GEO E STR).....	O-1
ANEXO P – ESFORÇOS PARA O DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DOS GIGANTES E SAPATAS DOS ENCONTROS	P-1
ANEXO Q – DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DEVIDO AOS EFEITOS DIFERIDOS DE FLUÊNCIA E RETRAÇÃO DO BETÃO.....	Q-1
ANEXO R – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES PARA A VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DAS SAPATAS.....	R-1
ANEXO S – ESPECTROS DE RESPOSTA DO RSA.....	S-1
ANEXO T – COEFICIENTE DE FLUÊNCIA.....	T-1

