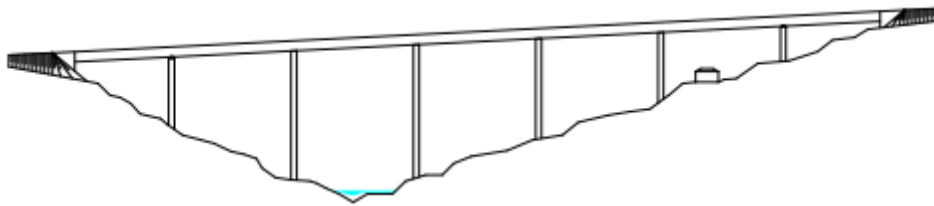




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário em Betão Armado Pré-esforçado**

**JOSÉ JOÃO ROCHA**  
(Licenciado)

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

Orientador:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho  
Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

**Dezembro de 2015**



# Resumo

O presente trabalho final de mestrado intitulado “Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário em Betão Armado Pré-esforçado” tem como finalidade a obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, orientado pelo Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto. O Projeto de Execução do viaduto é feito tendo por base o Estudo Prévio que foi realizado na unidade curricular de Mestrado denominada Pontes e Viadutos.

Este trabalho é composto por peças escritas e peças desenhadas. Nas peças escritas estão incluídas: memória descritiva e justificativa, cálculos justificativos e anexos de cálculo. E nas peças desenhadas fazem parte: desenhos de dimensionamento geral, desenhos de betão armado e pormenores.

O projeto de execução do viaduto tem em conta a legislação em vigor. Trata-se de um projeto que respeita a segurança, é economicamente viável, funcional e durável. Os principais regulamentos utilizados foram o regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes (RSA), o regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado (REBAP), o Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1), o Eurocódigo 7 (EN 1997-1) e o Eurocódigo 8 (EN 1998-5). Foram tidas em conta algumas condicionantes como a constituição do terreno, o traçado da estrada na localização do viaduto, a zona sísmica, entre outras. O viaduto foi concebido empregando as soluções e métodos construtivos mais comuns. Para a sua elaboração foram aplicados os conhecimentos adquiridos ao longo da formação académica.

Durante a realização deste projeto é utilizado o *software* de cálculo automático SAP2000. A análise dos resultados obtidos é realizada com o *Excel*.

**Palavras – chave:** Viaduto Rodoviário; Projeto de Execução; Pré-Esforço; Betão Armado; Fases Construtivas; Estados Limite.

# Abstract

This final work of master entitled “Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário em Betão Armado Pré-esforçado” aims at obtaining Master's degree in Civil Engineering, directed by PhD. Luciano Alberto do Carmo Jacinto. The project corresponds to a final design, which was developed from the preliminary design, conducted in the course named Pontes e Viadutos.

This work consists of written and drawing documents. The written parts include: description and justification, supporting calculations and calculation attachments. And the drawing parts are: general design drawings, reinforced concrete designs and details.

The final design of the viaduct takes into account the requirements of safety, service, durability, and economy. The principal codes used were the portuguese code regarding actions and safety criterions, the portuguese code regarding design of concrete structures, the EN 1992-1-1, EN 1997-1 and EN 1998-5. Some constraints, such as the constitution of the terrain, the road at the location of the viaduct, the seismic zone, among others, have been taken into account. The viaduct was designed using the most common solutions and construction methods. For its preparation were applied the knowledge acquired throughout the academic training.

During the realization of this project, it was used automatic calculation software SAP2000. The validation of the results is done with Excel.

**Keywords:** Road Viaduct; Final Design; Prestress; Reinforced Concrete; Constructive phases; Limit states

# Agradecimentos

Em primeiro lugar, agradeço a Deus que criou todas as coisas e me deu o dom da vida.

Agradeço à minha família, principalmente aos meus pais e irmãos pelo apoio incondicional em todos os momentos da minha vida.

Um agradecimento muito especial ao Padre Mário Rui Leal Pedras que considero como o meu segundo pai na terra.

Agradeço à Inês com um carinho especial pelo seu apoio permanente.

Um agradecimento à comunidade de São Nicolau, que além de ser uma residência, é um espaço familiar e de crescimento em todas as vertentes da vida.

Agradeço a todos os meus colegas e amigos que fiz ao longo destes anos no ISEL pelo companheirismo e apoio.

Um agradecimento a todos os docentes do ISEL que contribuíram para a minha formação académica.

Um profundo agradecimento ao Engenheiro Luciano Jacinto, orientador de projeto, pelos conhecimentos que me transmitiu, pelo apoio e paciência. Sempre com grande disponibilidade para resolver os problemas e esclarecer as dúvidas que surgiam. Agradeço-lhe também pela partilha de experiências e conhecimentos adquiridos ao longo da sua vida profissional na área de Engenharia Civil.

# Índice do texto

Resumo .....	i
Abstract .....	ii
Agradecimentos.....	iii
Índice do texto .....	iv
Índice de figuras.....	vii
Índice de tabelas .....	xi
Lista de siglas e abreviaturas .....	xiv
Capítulo 1 .....	1
Introdução.....	1
1.1    ENQUADRAMENTO DO TEMA.....	1
1.2    OBJETIVOS.....	1
1.3    ESTRUTURA DO TRABALHO .....	1
Capítulo 2.....	3
Memória descritiva e justificativa .....	3
2.1    CONDICIONANTES DO PROJETO .....	3
2.1.1  Localização, rasante e perfil transversal .....	3
2.1.2  Geologia e fundações .....	4
2.1.3  Zona sísmica.....	4
2.2    SOLUÇÃO APRESENTADA.....	4
2.2.1  Considerações gerais.....	4
2.2.2  Tabuleiro.....	5

2.2.3	Pilares.....	5
2.2.4	Encontros.....	5
2.2.5	Fundações.....	6
2.2.6	Pormenores construtivos.....	6
2.2.7	Materiais.....	6
2.3	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	7
2.3.1	Ações .....	7
2.3.2	Verificação da segurança.....	7
2.4	MODELOS DE CÁLCULO.....	12
2.5	PROCESSO CONSTRUTIVO .....	15
Capítulo 3.....		17
Cálculos justificativos .....		17
3.1	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO.....	17
3.2	MATERIAIS .....	18
3.3	AÇÕES.....	19
3.3.1	Dados de dimensionamento .....	19
3.3.2	Ações permanentes .....	19
3.3.3	Ações variáveis .....	21
3.4	PRÉ-ESFORÇO.....	23
3.4.1	Traçado do cabo de pré-esforço .....	23
3.4.2	Cargas equivalentes .....	24
3.4.3	Forças e perdas.....	26
3.5	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO .....	41
3.5.1	Influência do faseamento construtivo.....	41
3.5.2	Diagramas de esforços.....	41
3.5.3	Estados limites de utilização.....	47
3.5.4	Estados limites últimos.....	51

---

3.6	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO .....	58
3.6.1	Consolas laterais .....	61
3.6.2	Laje intermédia .....	63
3.6.3	Carlinga .....	65
3.7	PILARES E SUAS FUNDAÇÕES.....	66
3.7.1	Esforços atuantes .....	66
3.7.2	Verificação da segurança dos pilares .....	71
3.7.3	Verificação da segurança das fundações dos pilares.....	75
3.8	ENCONTROS E SUAS FUNDAÇÕES .....	95
3.8.1	Considerações gerais.....	95
3.8.2	Ações.....	96
3.8.3	Encontro E1 .....	99
3.8.4	Encontro E2 .....	122
3.9	APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO .....	123
3.9.1	Aparelhos de apoio.....	124
3.9.2	Juntas de dilatação .....	128
	Capítulo 4.....	129
	Conclusões .....	129
	Bibliografia .....	131
	Anexos .....	132
	Lista de anexos de cálculo .....	132
	Lista de peças desenhadas .....	134

# Índice de figuras

Figura 2.1 – Viaduto em planta .....	3
Figura 2.2 – Viaduto em perfil .....	3
Figura 2.3 – Perfil transversal tipo do viaduto.....	4
Figura 2.4 – Pilares do viaduto .....	5
Figura 2.5 – Modelo de análise longitudinal do tabuleiro .....	13
Figura 2.6 – Modelo de análise transversal.....	13
Figura 2.7 – Modelo de análise sísmica: a) Vista <i>standard</i> ; b) Vista <i>extrude</i> .....	14
Figura 3.1 – Esquema em planta da variação da secção transversal e nomações das secções.....	17
Figura 3.2 – Secção 1 ou secção corrente do tabuleiro.....	18
Figura 3.3 – Veículo Tipo.....	21
Figura 3.4 – Traçado do cabo de pré-esforço .....	24
Figura 3.5 – Parábolas ou troços que constituem o traçado do cabo de pré-esforço .....	25
Figura 3.6 – Convenção de sinais dos esforços.....	26
Figura 3.7 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no primeiro tramo.....	29
Figura 3.8 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas nos tramos correntes.....	30
Figura 3.9 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no último tramo.....	31
Figura 3.10 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas no primeiro tramo .....	32

Figura 3.11 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas nos tramos correntes.....	33
Figura 3.12 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas no sétimo tramo .....	33
Figura 3.13 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas no primeiro tramo..	39
Figura 3.14 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas nos tramos correntes .....	39
Figura 3.15 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas referentes ao 7º tramo .....	40
Figura 3.16 – Diagrama do momento fletor devido ao peso próprio do tabuleiro..	42
Figura 3.17 – Diagrama do esforço transversal devido ao peso próprio do tabuleiro .....	42
Figura 3.18 – Diagrama do momento fletor total devido ao pré-esforço.....	43
Figura 3.19 – Diagrama do momento fletor isostático devido ao pré-esforço .....	43
Figura 3.20 – Diagrama do momento fletor hiperstático devido ao pré-esforço.....	44
Figura 3.21 – Diagrama do esforço transversal devido ao pré-esforço .....	44
Figura 3.22 – Diagrama do momento fletor devido às restantes cargas permanentes .....	45
Figura 3.23 – Diagrama do esforço transversal devido às restantes cargas permanentes .....	45
Figura 3.24 – Diagrama do momento fletor devido às sobrecargas .....	45
Figura 3.25 – Diagrama do esforço transversal devido às sobrecargas .....	46
Figura 3.26 – Diagrama do momento fletor da ação da variação diferencial da temperatura .....	46
Figura 3.27 – Diagrama do esforço transversal devido à variação diferencial da temperatura .....	47
Figura 3.28 – Diagrama das tensões no tabuleiro no início de exploração.....	48
Figura 3.29 – Diagrama das tensões no tabuleiro a longo prazo .....	49
Figura 3.30 – Diagrama das tensões no tabuleiro no início de exploração.....	50
Figura 3.31 – Diagrama das tensões no tabuleiro a longo prazo .....	50
Figura 3.32 – Partes constituintes da secção transversal .....	58

Figura 3.33 – Posição do veículo junto ao passeio .....	60
Figura 3.34 – Posição do veículo tipo centrado .....	60
Figura 3.35 – Posição do veículo tipo com uma roda centrada.....	60
Figura 3.36 – <i>Input</i> das características dos materiais .....	72
Figura 3.37 – <i>Input</i> das características geométricas da secção.....	72
Figura 3.38 – <i>Input</i> do esforço normal e momento fletor .....	72
Figura 3.39 – Diagrama de interação $N_{Rd}; M_{Rd}$ .....	73
Figura 3.40 – Secção transversal dos pilares e simplificação .....	74
Figura 3.41 – Método das bielas na sapata do pilar na direção X .....	79
Figura 3.42 – Modelo de cálculo das armaduras da face superior da sapata na direção X.....	81
Figura 3.43 – Modelo de cálculo e diagrama do momento fletor na direção Y .....	82
Figura 3.44 – Gráfico para a obtenção da profundidade crítica.....	85
Figura 3.45 – Gráfico para a obtenção do fator de profundidade .....	86
Figura 3.46 – Modelo de cálculo no maciço de encabeçamento através de bielas..	89
Figura 3.47 – Esquema das bielas na zona do maciço em cima das estacas tipo 1	90
Figura 3.48 – Esquema das bielas na zona do maciço em cima das estacas tipo 2	92
Figura 3.49 – Secção transversal das estacas e simplificação .....	94
Figura 3.50 – Ações atuantes na massa do encontro .....	96
Figura 3.51 – Impulsos considerados e ângulos de cálculo .....	97
Figura 3.52 – Ações transmitidas pelo tabuleiro.....	98
Figura 3.53 – Diagramas de impulsos de terras e área de aplicação no encontro E1 .....	100
Figura 3.54 – Modelo de cálculo do estado limite de derrubamento do encontro E1 .....	103
Figura 3.55 – Modelo de cálculo do estado limite de deslizamento do encontro E1 .....	103
Figura 3.56 – Modelo de cálculo das tensões aplicadas no terreno da base do encontro E1 .....	105

Figura 3.57 – Modelo de cálculo para o dimensionamento do espelho do encontro E1 .....	109
Figura 3.58 – Modelo para o dimensionamento da viga de estribo devido às ações do peso próprio e do veículo tipo .....	110
Figura 3.59 – Modelo de cálculo dos impulsos de terras na viga de estribo .....	111
Figura 3.60 – Características geométricas do gigante na forma tridimensional ...	113
Figura 3.61 – Modelo de cálculo para análise transversal do gigante .....	114
Figura 3.62 – Armaduras longitudinais do gigante.....	116
Figura 3.63 – Geometria da sapata do encontro .....	117
Figura 3.64 – Método das bielas na sapata do encontro na direção X .....	118
Figura 3.65 – Modelo de cálculo das armaduras da face superior da sapata na direção X.....	120
Figura 3.66 – Método das bielas na sapata do encontro na direção Y .....	121
Figura 3.67 – Modelo de cálculo das armaduras da face superior da sapata na direção Y.....	122
Figura 3.68 – Sentido dos deslocamentos .....	124

# Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Coeficientes parciais de segurança das ações para o dimensionamento estrutural.....	10
Tabela 2.2 – Coeficientes parciais de segurança das ações para o dimensionamento geotécnico .....	11
Tabela 2.3 – Coeficientes parciais de segurança das propriedades do material ou do solo .....	11
Tabela 2.4 – Coeficientes parciais de segurança da resistência do solo para estacas moldadas .....	11
Tabela 2.5 – Coeficientes de Redução.....	12
Tabela 3.1 – Propriedades geométricas da secção transversal do tabuleiro.....	18
Tabela 3.2 – Propriedades do betão.....	18
Tabela 3.3 – Propriedades das armaduras ordinárias .....	19
Tabela 3.4 – Propriedades do aço de pré-esforço .....	19
Tabela 3.5 – Peso próprio do tabuleiro.....	20
Tabela 3.6 – Restantes cargas permanentes.....	20
Tabela 3.7 – Frequências de vibração e fatores de participação de massa .....	23
Tabela 3.8 – Coordenadas do cabo de pré-esforço nas juntas de betonagem .....	24
Tabela 3.9 – Cargas distribuídas equivalentes .....	25
Tabela 3.10 – Cargas concentradas equivalentes .....	26
Tabela 3.11 – Parâmetros das perdas por atrito.....	27
Tabela 3.12 – Parâmetros das perdas por reentrada das cunhas .....	28
Tabela 3.13 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no primeiro tramo.....	29

Tabela 3.14 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas nos tramos correntes .....	30
Tabela 3.15 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no último tramo .....	31
Tabela 3.16 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas no primeiro tramo .....	32
Tabela 3.17 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas nos tramos correntes.....	33
Tabela 3.18 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas no sétimo tramo .....	34
Tabela 3.19 – Valores de $k_h$ do quadro 3.3 do EC2.....	35
Tabela 3.20 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas no primeiro tramo .	39
Tabela 3.21 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas referentes do 2º ao 6º tramo .....	40
Tabela 3.22 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas referentes ao 7º tramo .....	40
Tabela 3.23 – Cargas no tabuleiro devido às restantes cargas permanentes.....	59
Tabela 3.24 – Esforços na direção transversal.....	61
Tabela 3.25 – Tensão máxima e mínima aplicada.....	76
Tabela 3.26 – Condições para a verificação da capacidade resistente do solo .....	78
Tabela 3.27 – Fórmulas das armaduras da face inferior da sapata pelo método das bielas na direção X.....	79
Tabela 3.28 – Interpolação do coeficiente k .....	80
Tabela 3.29 – Coeficiente de correlação .....	84
Tabela 3.30 – Condições para a verificação da capacidade de carga do terreno nas estacas.....	88
Tabela 3.31 – Coordenadas das estacas em relação ao centro de gravidade do maciço .....	89
Tabela 3.32 – Ações atuantes na massa de metade do encontro E1.....	99
Tabela 3.33 – Impulso de terras no encontro E1.....	100
Tabela 3.34 – Forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1.....	101

Tabela 3.35 – Critérios de verificação ao EQU .....	102
Tabela 3.36 – Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1 no E.L. de equilíbrio.....	102
Tabela 3.37 – Critério de segurança ao GEO .....	104
Tabela 3.38 – Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1 no E.L. de rotura do terreno de fundação .....	104
Tabela 3.39 – Fórmulas das armaduras da face inferior da sapata pelo método das bielas na direção X .....	118
Tabela 3.40 – Interpolação do coeficiente k .....	119
Tabela 3.41 – Fórmulas das armaduras da face inferior da sapata pelo método das bielas na direção Y .....	121
Tabela 3.42 – Deslocamento longitudinal devido aos efeitos de fluência e retração .....	123

# Lista de siglas e abreviaturas

## Letras maiúsculas latinas

$A$	área;
$A_b$	área na ponta da estaca;
$A_c$	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 das armaduras de pré-esforço;
$A_s$	área da armadura ordinária;
$A_{sl}$	área lateral da estaca;
$A_{s,mín}$	área da armadura mínima requerida numa secção;
$A_{sw}$	área da armadura ordinária transversal;
$A'$	área efetiva;
$B$	largura, comprimento; coeficiente;
$B'$	largura efetiva;
$CG$	centro de gravidade;
$CR$	centro de rigidez;
$D_c$	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;
$EI_j$	rigidez nominal segundo o eixo dos $jj$ ;
$E_p$	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;
$EQU$	estado limite último de equilíbrio;
$F_{cd}$	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;
$F_p$	força de tração no aço das armaduras de pré-esforço;
$F_s$	força de tração nas armaduras ordinárias;
$F_{stb}$	força estabilizante;
$F_t$	força de tração nas armaduras ordinárias;
$G_k$	valor característico de uma ação permanente;
$Hip$	hiperstático;
$I$	impulso;
$I_a$	impulso ativo;
$I_{ah}$	impulso ativo horizontal;
$I_{av}$	impulso ativo vertical;
$I_c$	momento de inércia da secção de betão;
$ISO$	isostático;
$K$	rigidez, coeficiente;
$L$	comprimento; largura;
$L_0$	comprimento efetivo ou de encurvadura;
$L_b$	comprimento da biela de betão;
$L'$	largura efetiva;
$M$	momento fletor;
$M_0$	momento fletor de primeira ordem;
$M_{\Sigma fases}$	momento que se obtém por soma das fases construtivas, sem o efeito da fluência;
$M_{0Ed,i,j}$	momento fletor de primeira ordem na combinação de ações de cálculo segundo o eixo dos $jj$ adicionado as imperfeições geométricas;

---

$M_{0Eqp,i,j}$	momento fletor de primeira ordem na combinação de ações quase-permanente segundo o eixo dos $jj$ adicionado as imperfeições geométricas;
$M_{dst}$	momento desestabilizante;
$M_e$	momento que o viaduto teria se fosse construído numa única fase;
$M_{Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante;
$M_{Eqp}$	valor quase-permanente do momento fletor atuante;
$M_{Efreq}$	valor frequente do momento fletor;
$M_{Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente;
$M_{sib}$	momento estabilizante;
$N$	esforço normal; carga vertical;
$N_{B,j}$	carga de encurvadura na direção $j$ baseada na rigidez nominal;
$N_{Ed}$	valor de cálculo do esforço normal atuante;
$N_{Ed,est}$	valor de cálculo do esforço normal numa estaca;
$N_{Eqp}$	valor quase-permanente do esforço normal atuante;
$N_q$	fator de capacidade resistente relativo ao peso específico do solo acima do plano de fundação; fator de profundidade;
$N_{est,j}$	valor do esforço normal na estaca $j$ ;
$N_\gamma$	fator de capacidade resistente relativo ao peso específico do solo abaixo do plano de fundação;
$P$	força de pré-esforço; pressão;
$P_0$	valor da força de pré-esforço inicial;
$P_{0,a+cr}$	valor da força de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas;
$P_\infty$	valor da força de pré-esforço a longo prazo;
$Q_k$	valor característico de uma ação variável;
$R_{b,cal}$	valor calculado da capacidade resistente de ponta;
$R_{bk}$	valor característico da capacidade resistente de ponta;
$R_{c,cal}$	valor calculado da capacidade resistente total;
$R_{cd,ind}$	valor de cálculo da capacidade resistente total de uma estaca;
$R_{cd}$	valor de cálculo da capacidade resistente total do grupo de estacas;
$R_{ck}$	valor característico da capacidade resistente total;
$R_d$	valor de cálculo de um esforço resistente;

---

$R_{s,cal}$	valor calculado da capacidade resistente lateral;
$R_{sk}$	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.

### **Letras minúsculas latinas**

$a$	parâmetro da equação de 2º grau do cabo de pré-esforço;
$a_0$	largura;
$adm$	admissível;
$b$	largura, base, comprimento;
$br$	braço;
$b_t$	largura média da zona tracionada;
$b_w$	largura da alma de uma secção; largura da base duma secção quadrada;
$cal$	calculado;
$cons$	consola;
$d$	altura útil;
$e$	excentricidade;
$e_{i,j}$	excentricidade na direção do eixo dos $jj$ devido às imperfeições geométricas;
$esp$	espessura;
$ex$	excentricidade;
$ext$	externo;
$f$	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;

---

$f_{ctm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
$f_{ctk}$	valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples;
$f_{puk}$	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;
$h$	altura;
$h_0$	espessura equivalente de uma secção;
$i$	ângulo que o solo suportado faz com a horizontal;
$i_j$	raio de giração de uma secção segundo o eixo dos $jj$ ;
$ind$	individual;
$inf$	inferior;
$int$	interno;
$i_q$	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;
$k$	coeficiente; fator; desvio angular unitário;
$m$	fator;
$m_{ev}$	número de elementos verticais que contribuem para o efeito total;
$max$	máximo;
$med$	médio;
$min$	mínimo;
$n$	número;
$n_N$	esforço normal reduzido;
$q_0$	tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;
$q_b$	pressão resistente de ponta;
$q_{rd}$	valor de cálculo da capacidade resistente do solo;
$q_s$	pressão resistente lateral;
$r_{m,j}$	razão de momentos segundo o eixo dos $jj$ ;
$s_q$	fator de geometria da sapata, em planta, relativo ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;
$sup$	superior;

---

$s_Y$	fator de geometria da sapata, em planta, relativo ao peso volúmico do solo abaixo do plano de fundação;
$s_{SC}$	sobrecarga distribuída no terrapleno;
$rec$	recobrimento;
$t$	tempo; coeficiente para o cálculo do momento fletor numa estaca;
$t_0$	idade do betão, em dias, à data do carregamento;
$t_{\infty,d}$	idade do betão, em dias, ao tempo infinito;
$t_{\infty,h}$	idade do betão, em horas, ao tempo infinito;
$tab$	tabuleiro;
$u$	perímetro da secção transversal de betão;
$v$	distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade da secção;
$v_{inf}$	distância entre a fibra inferior e o centro de gravidade da secção;
$v_{sup}$	distância entre a fibra superior e o centro de gravidade da secção;
$w$	módulo de flexão;
$x$	coordenada; direção longitudinal do viaduto;
$y$	coordenada; direção transversal do viaduto;
$z$	profundidade; braço do binário das forças interiores.

### Letras gregas

$\alpha$	coeficiente; ângulo;
$\alpha_c$	coeficiente que tem em conta o estado de tensão na secção;
$\beta$	ângulo; relação; coeficiente;
$\gamma_{cE}$	coeficiente parcial relativo ao módulo de elasticidade do betão;
$\gamma_G$	coeficiente parcial relativo às ações permanentes G;
$\gamma_P$	coeficiente parcial relativo às ações associadas com pré-esforço P;
$\gamma_Q$	coeficiente parcial relativo às ações variáveis Q;
$\gamma_{\phi'}$	coeficiente parcial de segurança relativo ao ângulo de atrito do solo;
$\Delta T$	variação de temperatura equivalente;
$\Delta\sigma_{p0,c}$	valor da perda de tensão de pré-esforço por deformação instantânea do betão;
$\Delta\sigma_{pt,c}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à fluência do betão;

---

$\Delta\sigma_{pt,r}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à relaxação do aço;
$\Delta\sigma_{pt,s}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à retração do betão;
$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido aos efeitos diferidos (retração, fluência e relaxação);
$\delta$	valor de deslocamento; ângulo;
$\delta_{c+s}$	valor do deslocamento devido aos efeitos diferidos de fluência e retração;
$\delta_d$	valor de cálculo do ângulo de atrito no contacto solo-estaca;
$\delta_r$	valor da reentrada das cunhas;
$\delta_d'$	valor de cálculo do ângulo de atrito muro-solo do tardoz;
$\varepsilon_{cc}$	extensão total de fluência;
$\varepsilon_{cs}$	extensão total de retração;
$\lambda$	alcance das perdas por reentrada das cunhas; coeficiente de esbelteza;
$\lambda_{lim,j}$	esbelteza limite na direção j;
$\mu$	coeficiente; coeficiente de atrito;
$\eta$	coeficiente de redução sísmica;
$\eta_g$	fator do efeito de grupo de estacas;
$\xi$	coeficiente de amortecimento;
$\xi_3$	coeficiente de correlação para valores médios de capacidade resistente calculado em estacas moldadas;
$\xi_4$	coeficiente de correlação para valores mínimos de capacidade resistente calculado em estacas moldadas;
$\rho$	fator de relaxação;
$\rho_s$	taxa geométrica de armaduras;
$\rho_{1000}$	valor da perda por relaxação (em %), 1000 h após a aplicação do pré-esforço e a uma temperatura média de 20 °C;
$\sigma$	tensão;
$\sigma_c$	tensão de compressão no betão;
$\sigma_{c,a+cr}$	tensão de compressão do betão após as perdas por atrito e por reentrada das cunhas;
$\sigma_{inf}$	tensão aplicada na fibra inferior de uma secção;
$\sigma_{MH}$	tensão devido à excentricidade de uma força horizontal;
$\sigma_{MV}$	tensão devido à excentricidade de uma força vertical;
$\sigma_N$	tensão normal;

---

$\sigma_p$	tensão no aço de pré-esforço;
$\sigma_{p0}$	valor da tensão de pré-esforço inicial;
$\sigma_{p0,a}$	valor da tensão de pré-esforço após as perdas por atrito;
$\sigma_{p0,a+cr}$	valor da tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas;
$\sigma_{p0'}$	tensão de esticamento dos cabos de pré-esforço;
$\sigma_{p\infty}$	valor da tensão de pré-esforço a longo prazo;
$\sigma_{sup}$	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;
$\theta$	coeficiente; inclinação; ângulo;
$\theta_0$	valor básico;
$\phi$	diâmetro; ângulo;
$\phi_{adot}$	diâmetro adotado;
$\phi'$	ângulo de atrito do solo;
$\phi'_d$	valor de cálculo do ângulo de atrito do solo;
$\varphi$	coeficiente de fluência; ângulo; coeficiente;
$\psi$	coeficiente de redução; ângulo; coeficiente;
$\Upsilon_d$	valor de cálculo do peso específico;
$\Upsilon_{d,BA}$	valor de cálculo do peso específico do betão armado;
$\tau_1$	tensão 1 do quadro VI do REBAP;
$\omega$	taxa mecânica de armadura;
$\nu$	coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

## Siglas

<i>CP</i>	cargas permanentes;
<i>EC</i>	eurocódigo;
<i>ELU</i>	estado limite último;
<i>ELU<sub>t</sub></i>	estado limite de utilização;
<i>EN</i>	norma europeia;

<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>	restante carga permanente;
<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.

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA

O presente documento refere-se ao “Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário em Betão Armado Pré-esforçado”.

Na elaboração do projeto de execução são tidos em conta todas as condicionantes tais como o traçado a respeitar pela obra de arte, as ações atuantes na estrutura, a localização, as propriedades dos materiais utilizados e o terreno de fundação.

### 1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo o dimensionamento a nível de Projeto de Execução de um viaduto em betão pré-esforçado tendo como base o Estudo Prévio elaborado na unidade curricular de Pontes e Viadutos. O viaduto serve para transpor um local acidentado e um pequeno rio.

### 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Nos próximos capítulos, apresentam-se as soluções estruturais definidas para a realização da obra de arte, os materiais que irão ser utilizados, as ações e combinações aplicadas no dimensionamento e verificação da segurança. A seguir, descrevem-se as metodologias de cálculo seguidas e o processo construtivo a aplicar na obra de arte. E por último, apresentam-se os anexos de cálculo e as peças desenhadas.



## Capítulo 2

# Memória descritiva e justificativa

### 2.1 CONDICIONANTES DO PROJETO

O presente projeto pertence à classe de pontes I e foi desenvolvido tendo em conta os condicionamentos existentes, nomeadamente, a obrigatoriedade de respeitar o projeto viário no local onde se insere a obra de arte bem como toda a legislação aplicável. Refere-se ainda a existência de obstáculos físicos, nomeadamente, um rio e uma casa. As condicionantes geotécnicas são determinantes para solucionar as fundações do viaduto.

#### 2.1.1 Localização, rasante e perfil transversal

O viaduto rodoviário situa-se na zona sísmica A do RSA que corresponde a região sul de Portugal compreendendo Lisboa. A obra de arte desenvolve-se entre os quilómetros km 0+921,74 e km 1+206,74, ou seja, numa extensão de 285 metros.

Em planta, a diretriz desenvolve-se segundo um alinhamento reto.

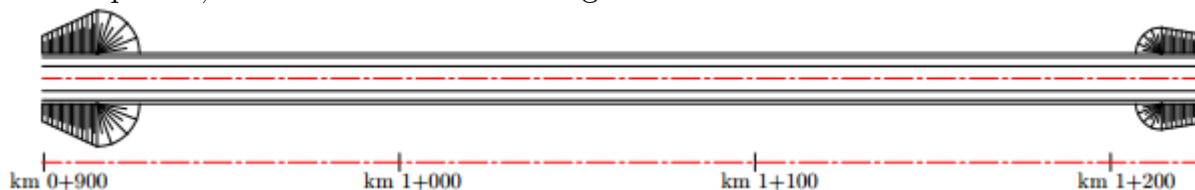


Figura 2.1 – Viaduto em planta

Em perfil, a rasante apresenta um trainel ascendente com 4% de inclinação em todo o desenvolvimento do viaduto.

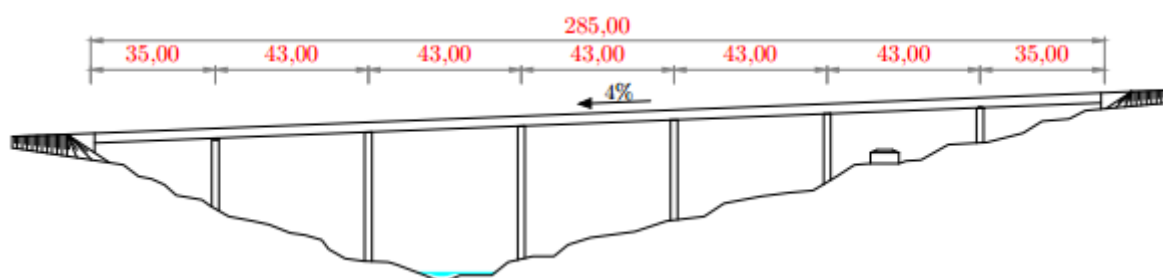


Figura 2.2 – Viaduto em perfil

O perfil transversal tipo do viaduto é o representado de seguida.

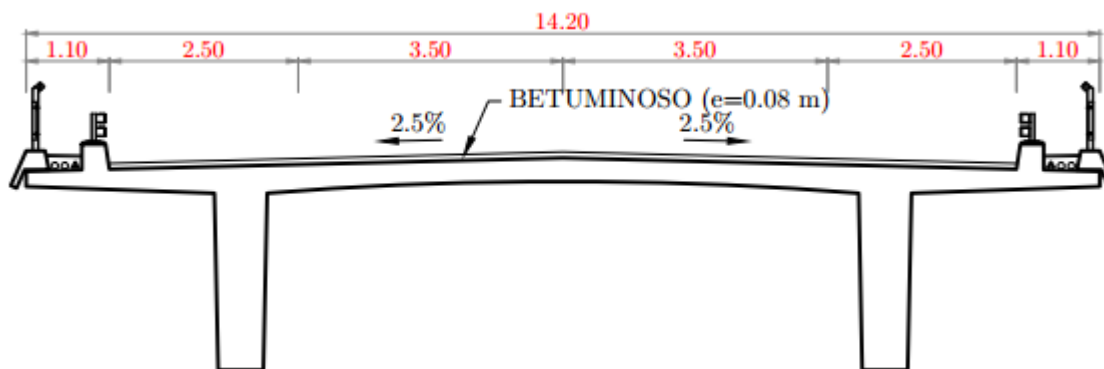


Figura 2.3 – Perfil transversal tipo do viaduto

Este perfil transversal contém duas vias de tráfego, uma em cada sentido, de 3,50 metros de largura. As bermas são de 2,50 metros de largura, enquanto os passeios têm 1,10 metros. Portanto, a largura total do perfil transversal é de 14,20 metros. A inclinação transversal é 2,50% para ambos os lados da faixa de rodagem.

### 2.1.2 Geologia e fundações

O solo é constituído por três estratos sendo o primeiro composto por terra vegetal de cobertura, o segundo por siltes e saibros muito alterados e por fim granitos pouco alterados a sãos. Para corroborar a resistência do terreno foi realizado um ensaio SPT sendo que para o primeiro estrato o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) é inferior a vinte, para a camada litológica seguinte o valor está compreendido entre vinte e quarenta, por fim, para o estrato composto por granito o  $N_{SPT}$  é superior a sessenta. Com a presente litoestratigrafia verifica-se que em praticamente toda a estrutura serão usadas fundações diretas através de sapatas exceto na zona da linha de água onde é necessário recorrer a estacas.

### 2.1.3 Zona sísmica

O viaduto localiza-se na zona sísmica A do RSA e o dimensionamento à ação sísmica é feita de acordo com os espectros de resposta do mesmo regulamento para ações tipo 1 e 2 num terreno tipo II. Os espectros de resposta são apresentados no anexo S.

## 2.2 SOLUÇÃO APRESENTADA

### 2.2.1 Considerações gerais

O viaduto apresentado foi adotado na tentativa de encontrar uma solução estrutural o mais simples possível que respeitasse as condicionantes do projeto viário e que garantisse benefícios em termos construtivos e económicos. O tabuleiro é suportado por

encontros nas extremidades e por seis alinhamentos de pilares com dois pilares cada. Ao definir os pilares fez-se com que os mesmos ficassem o mais afastado possível dos obstáculos físicos existentes, nomeadamente, um pequeno rio e uma casa. Os vãos do viaduto são sete e foram dimensionados para serem de ordem de grandeza da altura do vale por razões económicas e estéticas. Os encontros são do tipo perdido, favorecendo a integração paisagística do viaduto em virtude do seu baixo impacto ambiental.

### 2.2.2 Tabuleiro

O tabuleiro adotado, com a forma de um  $\Pi$ , é composto por duas almas longitudinais e por um banzo superior. Este tipo de secção é económica mas tem fraca resistência a momentos negativos, limitando os vãos a cerca de cinquenta metros. O vão corrente do viaduto em questão é de 43,00 metros. A secção do tabuleiro é em betão armado pré-esforçado.

Todo o tabuleiro terá dispositivos de drenagem, para garantir a segurança rodoviária. A água recolhida será transportada para fora da obra.

### 2.2.3 Pilares

O viaduto é composto por seis alinhamentos de pilares, com dois pilares circulares com 2,00 metros de diâmetro em cada alinhamento.

A forma como os pilares se ligam ao tabuleiro são distintas. O pilar P1 tem uma ligação rotulada. O pilar P6 tem uma ligação rotulada e deslizante na direção longitudinal. Os restantes pilares têm ligações monolíticas.

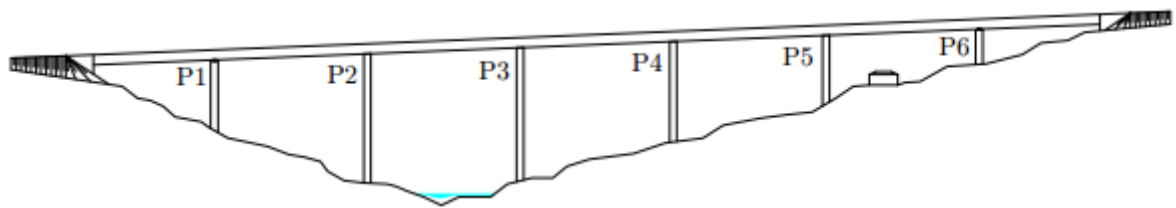


Figura 2.4 – Pilares do viaduto

A distância entre os eixos dos pilares de um alinhamento é de 6,920 metros. A altura dos pilares é variável. O pilar P1 tem uma altura total de 24,00 metros, o pilar P2 de 37,00 metros, o pilar P3 de 39,00 metros. O pilar P4 tem uma altura de 28,50 metros, o pilar P5 de 22,00 metros e por fim o pilar P6 de 12,50 metros.

### 2.2.4 Encontros

Este viaduto tem dois encontros, ambos do tipo perdido. Este tipo de encontro além de ser mais económico também tem uma melhor integração ambiental. O encontro E1 tem 12,190 metros de altura e o encontro E2 tem 12,380 metros. Ambos são constituídos

pelo espelho, viga de estribo, dois gigantes assentes sobre sapatas individuais e muros de avenida.

### 2.2.5 Fundações

Os encontros e pilares têm fundações diretas (sapatas) com exceção dos pilares P2, P3 e P4 que têm fundações indiretas (estacas). Cada encontro tem duas sapatas com  $8,80 \times 4,00 \times 1,50 m$  de dimensão correspondente à largura longitudinal, largura transversal e altura. Já nos pilares, cada sapata suporta os dois pilares do mesmo alinhamento e têm  $6,00 \times 14,00 \times 3,00 m$  de dimensão.

Os pilares P2, P3 e P4 são assentes em oito estacas com 1,60 metros de diâmetro agrupadas num maciço de encabeçamento com  $7,50 \times 16,50 \times 3,00 m$  de dimensão. As estacas dos pilares P2 e P3 têm 18,00 metros de comprimento e as dos pilares P4 têm 7,00 metros.

### 2.2.6 Pormenores construtivos

O enchimento dos passeios é limitado pela viga de bordadura e pelo lancil de apoio do guarda de segurança e é obtido através de betão de regularização não vibrado.

O revestimento dos passeios é formado por betonilha esquartelada com 0,02 metros de espessura mínima. Em cada passeio estão instalados dois tubos de polietileno com 90,00 milímetros de diâmetro e três tubos de polietileno com 40,00 milímetros para a passagem de eventuais cabos de serviços.

Os guarda-corpos são compostos por um corrimão de aço sustentado por montantes de aço aparafusados às vigas de bordadura. Todos os elementos metálicos serão devidamente protegidos contra a corrosão.

O revestimento betuminoso tem uma espessura de 0,08 metros, incluindo uma camada de desgaste de 0,04 metros.

Todas as superfícies em contacto com o terreno serão pintadas com emulsão betuminosa.

### 2.2.7 Materiais

O presente viaduto é composto por betão armado em que nos pilares e tabuleiro é utilizado um betão da classe C35/45 e para os encontros e fundações C30/37. Para a regularização das fundações é utilizado um betão da classe C16/20.

Os aços a empregar no viaduto são das classes A500 NR e Y1860 S7, respetivamente para armaduras ordinárias e para pré-esforço.

Os recobrimentos adotados para as superfícies em contacto com terras tem uma espessura de 7,00 centímetros e para as restantes a espessura é de 4,00 centímetros.

## **2.3 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**

### **2.3.1 Ações**

As ações permanentes consideradas foram: peso próprio da estrutura; restante carga permanente; pré-esforço; retração e fluência.

As cargas variáveis foram: sobrecarga rodoviária tanto linear como uniforme; sobrecarga pedonal; veículo tipo; variação uniforme de temperatura; variação diferencial de temperatura e a ação dos sismos.

### **2.3.2 Verificação da segurança**

Para a verificação da segurança foram consideradas várias normas.

As ações, combinações de ações e critérios a considerar na segurança da estrutura do viaduto foram as indicadas no Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). No dimensionamento e cálculo estrutural foram consultados o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) e os Eurocódigos EC2:Parte 1, EC7:Parte 1 e EC8:Parte 5.

No dimensionamento do tabuleiro foram considerados os casos mais desfavoráveis contemplados para os Estados Limites de Utilização (ELUtil) e para os Estados Limites Últimos (ELU).

Para a verificação da segurança dos pilares foram considerados: o estado limite último de flexão composta com efeitos de segunda ordem e o estado limite último de esforço transversal. Com o fim de dimensionar os encontros foi considerado o estado limite último de resistência do solo (GEO) e a segurança global aos estados limites últimos de equilíbrio (EQU).

#### **2.3.2.1 Estados limites de utilização**

Os estados limites de utilização são de três tipos: estado limite de descompressão, estado limite de fendilhação e o estado limite de deformação. Para a averiguação do estado limite de descompressão é empregue a combinação quase-permanente de ações. Para o estado limite de fendilhação é utilizada a combinação frequente de ações. Para o estado limite de deformação é empregue a combinação frequente de ações e geralmente não é relevante numa obra pré-esforçada.

Seguidamente serão apresentadas as combinações de ações referidas anteriormente.

a) Combinação quase-permanente

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

Em que:

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

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

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

$\psi_{2i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ) correspondente à ação variável de ordem i.

b) Combinação frequente

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

Em que:

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

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

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

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

$\psi_{11}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_1$ ) de 1ª ordem;

$\psi_{2i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ) de 2ª ordem, correspondentes à ação variável de ordem i.

### 2.3.2.2 Estados limites últimos

A segurança ao estado limite último é assegurada pelo REBAP e é estabelecida pela seguinte condição:

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

Em que:

$E_d$  – Valor de cálculo dos esforços atuantes;

$R_d$  – Valor de cálculo dos esforços resistentes.

Para o presente projeto foi realizado um estudo relativamente aos estados limites últimos contemplando as seguintes verificações:

a) Flexão

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

Em que:

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

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

b) Esforço transversal

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

Em que:

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

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

### 2.3.2.2.1 Combinações efetuadas – estados limites últimos

Com o regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes (RSA) como alicerce, a combinação de ações utilizada para a verificação da segurança aos estados limites últimos de flexão e de esforço transversal foi a combinação fundamental de ações. A mesma será descrita em seguida.

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

Em que:

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

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

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

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

$\gamma_{Gj}$  – Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

$\gamma_P$  – Coeficiente de segurança relativo às ações do pré-esforço;

$\gamma_{Q1}, \gamma_{Qi}$  – Coeficientes de segurança relativos às ações variáveis;

$\psi_{0i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_0$ ) correspondente à ação variável de ordem i.

Para a verificação da segurança dos pilares, encontros e fundações do viaduto foram utilizadas duas combinações: a combinação fundamental e a combinação sísmica. A

combinação fundamental foi descrita anteriormente. A combinação sísmica será apresentada em seguida.

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

Em que:

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

$E_{Pk}$  – 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;

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

$\gamma_Q$  – Coeficientes de segurança relativos às ações variáveis;

$\psi_{2i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ) de 2ª ordem, correspondentes à ação variável de ordem i.

### 2.3.2.3 Coeficientes parciais de segurança e coeficientes de redução

#### 2.3.2.3.1 Coeficientes parciais de segurança

O método dos coeficientes parciais de segurança consiste em majorar as ações e minorar as propriedades dos materiais.

#### Dimensionamento estrutural (STR)

Para o dimensionamento estrutural, os coeficientes parciais de segurança referente as ações são os seguintes:

Tabela 2.1 – Coeficientes parciais de segurança das ações para o dimensionamento estrutural

Tipo de Ações		$\gamma$	Efeito Desfavorável	Efeito Favorável
Ações Permanentes	PP	$\gamma_G$	1,35	1,00
	RCP	$\gamma_G$	1,50	
	PE	$\gamma_P$	1,20	
Ações Variáveis		$\gamma_Q$	1,50	0,00

**Dimensionamento geotécnico (EQU e GEO)**

Para o dimensionamento geotécnico, os coeficientes parciais de segurança das ações são os seguintes.

Tabela 2.2 – Coeficientes parciais de segurança das ações para o dimensionamento geotécnico

Ação		$\gamma$	EQU	GEO	
			$A_{EQU}$	A1	A2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,10	1,35	1,00
	Favorável		0,90	1,00	1,00
Variável (exceto o sismo)	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00	0,00
Sismo	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50	1,50	1,50
	Favorável		0,00	0,00	0,00

As propriedades do solo são afetadas pelos seguintes coeficientes de segurança.

Tabela 2.3 – Coeficientes parciais de segurança das propriedades do material ou do solo

Propriedade do Solo	$\gamma$	Geral		Sismo	
		M1	M2	$M_{E,EQU}$	$M_{E,GEO}$
Ângulo de atrito	$\gamma_{\phi_t}$	1,00	1,25	1,25	1,10
Peso Volúmico	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00

Quando se opte por estacas moldadas, a resistência do solo tem os seguintes coeficientes de segurança.

Tabela 2.4 – Coeficientes parciais de segurança da resistência do solo para estacas moldadas

Resistência	$\gamma$	R1	R4
Ponta	$\gamma_b$	1,25	1,60
Lateral (compressão)	$\gamma_s$	1,00	1,30
Total/Combinada (compressão)	$\gamma_t$	1,15	1,50

Quando se trata de uma combinação cuja ação variável base não seja a ação sísmica, a abordagem de cálculo tipo 1 do EC7 apresenta as seguintes combinações de coeficientes:

- I. Estado limite último de equilíbrio (EQU):
  - Combinação:  $A_{EQU}$  “+” M2 “+” R1
- II. Estado limite último de rotura do solo (GEO):
  - a) Geral:
    - Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1

– Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1

b) Estacas:

– Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1

– Combinação 2: A2 “+” M1 “+” R4

De acordo com o EC8-5, se a ação sísmica é a ação variável base da combinação, os coeficientes parciais de segurança se relacionam da seguinte forma:

I. Estado limite último de equilíbrio (EQU):

– Combinação: A “+”  $M_{E,EQU}$  “+” R1

II. Estado limite último de rotura do solo (GEO):

– Combinação: A “+”  $M_{E,GEO}$  “+” R1

Os coeficientes parciais de segurança das ações na combinação sísmica são sempre os mesmos, como se pode ver na tabela 2.2.

Para a combinação sísmica, usaram-se os coeficientes parciais de segurança da resistência do solo tipo R1 devido ao carácter instantâneo da ação sísmica e não seria viável diminuir tanto as resistências do solo, como acontece no tipo R4.

### 2.3.2.3.2 Coeficientes de redução

Os coeficientes de redução aplicam-se as ações variáveis e são os seguintes:

Tabela 2.5 – Coeficientes de Redução

Ação Variável	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
VUT	0,6	0,5	0,3
VDT	0,6	0,5	0,3
Sismo	0,0	0,0	0,0
SC	0,6	0,4	0,2
			0,0 (Ação Base: Sismo)

## 2.4 MODELOS DE CÁLCULO

Para a obtenção dos valores característicos dos esforços atuantes da estrutura, procedeu-se à elaboração de três modelos recorrendo a um programa de cálculo automático denominado SAP2000.

Os três modelos são os seguintes:

I. Modelo de análise longitudinal

É um modelo cujo objetivo é o dimensionamento do tabuleiro do viaduto na direção longitudinal. O tabuleiro é modelado como uma viga com apoio fixo no encontro E1 e apoios móveis nos pilares e no encontro E2.

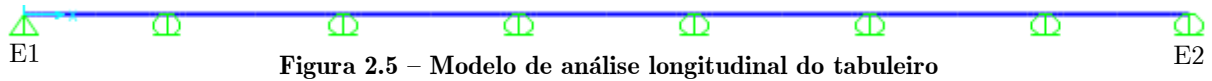


Figura 2.5 – Modelo de análise longitudinal do tabuleiro

Neste modelo são aplicados os seguintes carregamentos: o peso próprio do tabuleiro; o pré-esforço; as restantes cargas permanentes; as sobrecargas longitudinais e a variação diferencial da temperatura.

II. Modelo de análise transversal

O dimensionamento transversal do tabuleiro é feito a partir dos esforços obtidos com este modelo. Aplicaram-se os elementos finitos com malhas de  $0,5 \times 0,5 m$ . O modelo tem o comprimento do vão corrente do viaduto que corresponde a 43,00 metros e é encastrado nas extremidades já que os deslocamentos verticais são pequenos e há uma simetria aproximada dos momentos nas secções do tabuleiro em cima dos pilares.

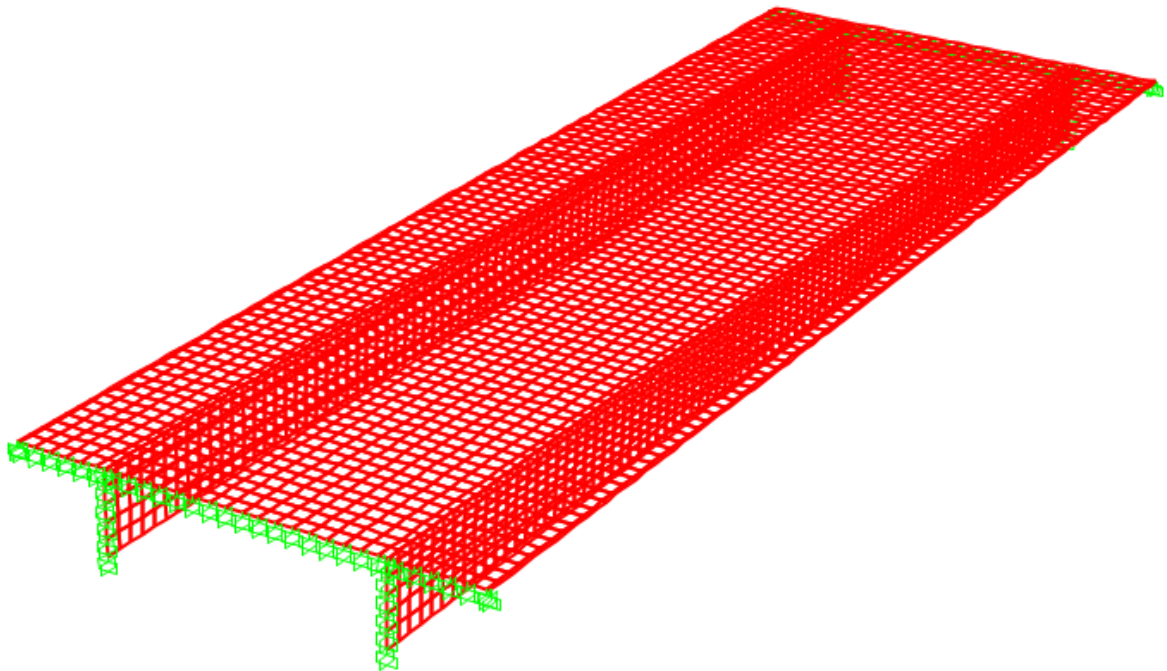


Figura 2.6 – Modelo de análise transversal

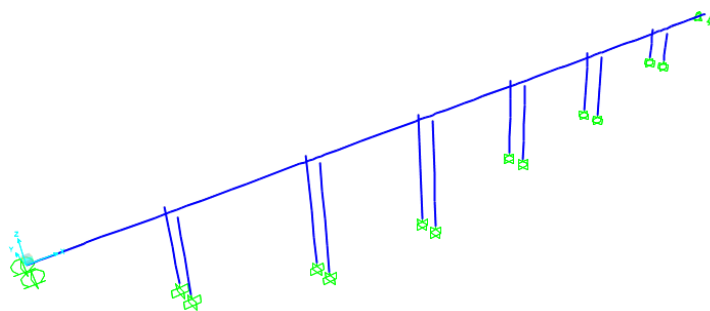
Para a realização da análise transversal do viaduto, este modelo foi sujeito às ações devidos ao peso próprio do tabuleiro, às restantes cargas permanentes, ao veículo tipo e às sobrecargas nos passeios.

### III. Modelo de análise sísmica

É um modelo tridimensional que tem como objetivo o dimensionamento dos pilares, encontros e fundações. Tanto o tabuleiro como os pilares foram modelados como elementos barra. Os pilares estão ligados ao tabuleiro através de *constraints* com restrições de acordo com o tipo de ligação.

O viaduto será apresentado com as vistas *standard* e *extrude* do programa de cálculo automático SAP2000.

a)



b)

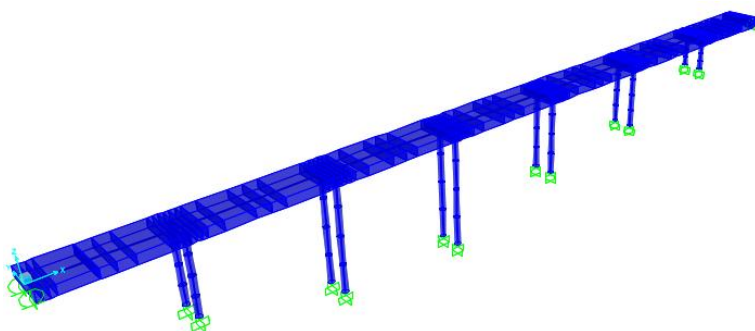


Figura 2.7 – Modelo de análise sísmica: a) Vista *standard*; b) Vista *extrude*

Este modelo está sujeito às ações devido ao peso próprio da estrutura, ao pré-esforço, às restantes cargas permanentes, às sobrecargas longitudinais, à variação diferencial da temperatura e à variação uniforme da temperatura.

Com os valores característicos dos esforços atuantes obtidos com os três modelos, determinaram-se os valores de cálculo dos esforços através das combinações de ações no *software* Excel.

Também foi utilizado o *software* Excel para o cálculo dos esforços resistentes. Primeiramente é calculada a armadura mínima e a armadura devido ao esforço que o elemento está sujeito. Posteriormente são determinados os valores dos esforços resistentes com a armadura adotada. Por fim são comparados os valores dos esforços atuantes com os esforços resistentes. A segurança dos elementos está garantida se os esforços resistentes são superiores aos esforços atuantes.

## 2.5 PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo do presente projeto é caracterizado pela betonagem “*in situ*” do tabuleiro com o método de construção tramo a tramo. O tabuleiro tem sete tramos. O primeiro começa no encontro E1 e termina a um quinto do segundo vão. Do segundo ao sexto tramo, os tramos começam a um quinto do vão e terminam a um quinto do vão seguinte. O sétimo tramo começa a um quinto do sétimo vão e termina no encontro E2. Os tramos são betonados sequentemente de forma individual. A continuidade do tabuleiro é assegurada pelas juntas de betonagem localizadas a um quinto do vão que é onde os valores do momento fletor são pouco expressivos. As fases construtivas do tabuleiro são realizadas no sentido do encontro E1 para o encontro E2, existindo apenas uma frente de trabalhos. É utilizado cimbra móvel para a construção dos tramos devido ao terreno acidentado que acompanha o traçado do viaduto.

O processo construtivo global do viaduto contempla quatro fases.

Na primeira fase é executada a implantação e definição da obra. Seguidamente é realizada a desmatação e a decapagem do terreno com aproximadamente trinta centímetros de profundidade na área abrangida no procedimento anterior. Com o terreno preparado pode-se iniciar a abertura dos caboucos para as fundações e fazer a aplicação do betão de regularização. Seguidamente é necessário providenciar o corte, a dobragem e a aplicação das armaduras das fundações e realizar a cofragem e a betonagem das mesmas. Posteriormente proceder-se-á à armação, cofragem e betonagem total do encontro E1 e parcial do encontro E2. O espelho do encontro E2 não será construído nesta fase porque se precisa de espaço para aplicar o pré-esforço no último tramo. E a seguir, proceder-se-á à armação, cofragem e betonagem dos pilares. Por fim, depois da descofragem dos encontros e pilares, é executada a montagem de aparelhos de apoio nos mesmos.

A fase dois dos trabalhos é a execução do primeiro tramo do tabuleiro. Para tal, procede-se a montagem do cimbra móvel, faz-se a cofragem do vão extremo do tabuleiro mais um quinto do segundo vão. Subsequentemente realiza-se o corte, a dobragem e a aplicação das armaduras ordinárias e das bainhas de pré-esforço. Depois procede-se a betonagem do tramo e a aplicação do pré-esforço. Seguidamente descofra-se o tramo e avança-se o cimbra móvel para o segundo tramo.

A fase três dos trabalhos é a execução do segundo ao sétimo tramo do tabuleiro. Primeiro faz-se a cofragem do tramo até um quinto do vão seguinte e realiza-se o corte, a dobragem e a aplicação das armaduras ordinárias e das bainhas de pré-esforço. De seguida procede-se a betonagem do tramo e aplicação do pré-esforço. Com estes trabalhos feitos, segue-se a descofragem do tramo e o avanço do cimbra móvel para o

tramo seguinte. Repete-se este processo do segundo ao sexto tramo. No sétimo tramo, que é o último, o procedimento é semelhante com apenas duas diferenças: o tramo termina no encontro E2 e após a sua descofragem desinstala-se o cimbrel móvel.

Na última ou quarta fase construtiva do viaduto, proceder-se-á ao corte, dobragem e armação das armaduras ordinárias, assim como, a cofragem e a betonagem do espelho do encontro E2. Também são executados os acabamentos e a montagem de todos os equipamentos e das restantes cargas permanentes como o lancil, a viga de bordadura, o preenchimento dos passeios, as guardas de segurança e os guarda-corpos. Bem como a colocação do tapete betuminoso.

# Capítulo 3

## Cálculos justificativos

A verificação da segurança do viaduto segue os trâmites indicados pela regulamentação, mais propriamente o RSA e o REBAP bem como as normas europeias EC2, EC7 e EC8.

Seguidamente serão apresentados os cálculos justificativos elaborados.

### 3.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO

O tabuleiro apresenta uma secção em  $\Pi$ . Esta secção é composta por um banzo superior e duas almas longitudinais, tal como foi descrito no capítulo anterior. Devido a variação da secção, escolheu-se quatro tipos de secções para fazer a modelação no SAP2000, que têm as seguintes posições:

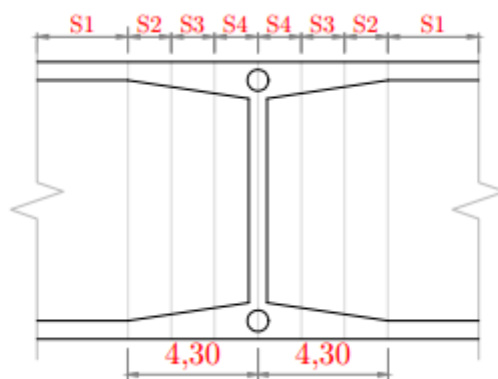


Figura 3.1 – Esquema em planta da variação da secção transversal e nomações das secções

Como se vê na figura anterior, a secção do tabuleiro começa a variar aos 4,30 metros dos pilares e encontros. Esta variação dá origem as secções S2, S3 e S4.

Antes do início da variação, tem-se a secção 1 que é a secção corrente do tabuleiro.

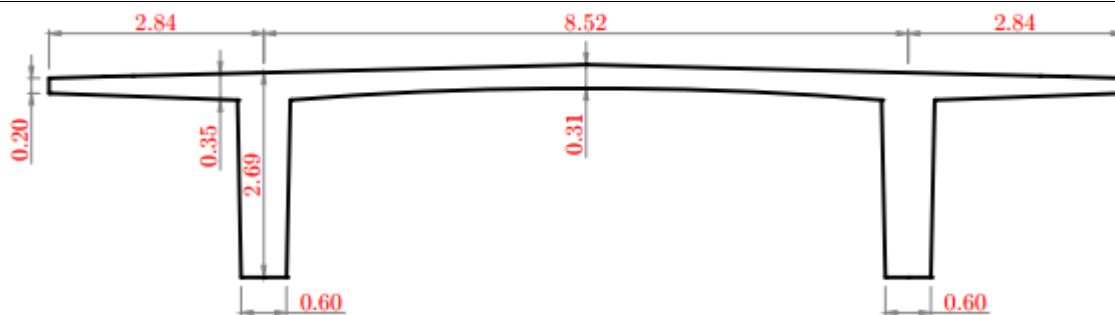


Figura 3.2 – Secção 1 ou secção corrente do tabuleiro

A única diferença entre as quatro secções é a largura da alma que vai aumentando da secção corrente ou secção 1 para a secção 4. Ao meio do vão do viaduto, as almas têm 0,60 metros de largura e nos pilares e encontros têm 1,20 metros.

As propriedades geométricas da secção transversal do tabuleiro são apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 3.1 – Propriedades geométricas da secção transversal do tabuleiro

Propriedades	Secção corrente ou Secção 1	Secção 2	Secção 3	Secção 4
Área [m <sup>2</sup> ]	7,349	7,863	8,849	9,889
Inércia [m <sup>4</sup> ]	4,708	5,270	6,238	7,989
Perímetro [m]	37,943	37,959	37,989	38,018
$v_{sup}$ [m]	0,695	--	--	--
$v_{inf}$ [m]	1,995	--	--	--

As secções 2, 3 e 4 foram usadas apenas para modelar o tabuleiro no SAP2000.

## 3.2 MATERIAIS

Na tabela seguinte são explicitadas as propriedades do betão para cada elemento.

Tabela 3.2 – Propriedades do betão

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

Foram utilizados dois tipos de aço: armaduras ordinárias e aço de pré-esforço.

As propriedades das armaduras ordinárias são as seguintes:

**Tabela 3.3 – Propriedades das armaduras ordinárias**

Aço	Classe de aço	$f_{syk}$ [MPa]	$f_{syd}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]	$\epsilon_{syd}$ [‰]
<b>Armaduras ordinárias</b>	A500 NR	500,000	434,783	200,000	2,174

O aço de pré-esforço é usado apenas no tabuleiro e é apresentado na tabela 3.4.

**Tabela 3.4 – Propriedades do aço de pré-esforço**

Aço	Classe de aço	$f_{puk}$ [MPa]	$f_{pyd}$ [MPa]	$E_p$ [GPa]	$\epsilon_{pyd}$ [‰]	$\epsilon_{p\infty}$ [‰]
<b>Aço de pré-esforço</b>	Y1860 S7	1860,000	1400,000	195,000	7,200	5,000

### 3.3 AÇÕES

Para os elementos condicionantes, foi verificada a segurança aos estados limites de utilização e aos estados limites últimos de resistência, seguindo a metodologia da regulamentação em vigor descrita no capítulo anterior.

#### 3.3.1 Dados de dimensionamento

Os dados necessários para aplicação do RSA para a determinação dos valores das ações que atuam na estrutura são:

- Classe da ponte, neste caso de classe I;
- Zona sísmica da localização do viaduto é A.

#### 3.3.2 Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que têm valores constantes, ou com uma pequena variação em torno do seu valor médio no tempo de vida útil do elemento.

Na presente estrutura foram consideradas quatro cargas 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

O valor do peso específico do betão considerado é de 25,00 kN/m<sup>3</sup>.

Na tabela seguinte é apresentado o valor do peso próprio das quatro secções definidas anteriormente.

Tabela 3.5 – Peso próprio do tabuleiro

Ação	Secção corrente ou Secção 1	Secção 2	Secção 3	Secção 4
PP [kN/m]	-183,720	-196,570	-221,220	-247,220

## II. Restantes Cargas Permanentes

As restantes cargas permanentes contemplam o peso dos elementos não estruturais, como se vê de seguida.

Tabela 3.6 – Restantes cargas permanentes

Elemento		Peso específico [kN/m <sup>3</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> ]	Carga [kN/m]
Passeio	Viga de bordadura	25,000	0,100	2,500
	Guarda-corpos	--	--	1,000
	Enchimento dos passeios	24,000	0,093	2,232
	Lancil	25,000	0,113	2,825
	Guarda de segurança	--	--	1,000
Tapete betuminoso		24,000	0,960	23,040
<b>RCP =</b>				42,150

O tapete betuminoso tem uma espessura de 8 centímetros e é aplicado na faixa de rodagem que tem uma largura de 12,00 metros. O tapete betuminoso tem um peso volúmico de 24,00 kN/m<sup>3</sup> e o seu peso por unidade de comprimento do tabuleiro é de  $24,00 \times 12,00 \times 0,08 = 23,040 \text{ kN} / m$ .

## III. Pré-Esforço

Para a análise do pré-esforço considerou-se a atuação de cargas equivalentes ao pré-esforço. Será analisado de forma mais detalhado no subcapítulo 3.4.2.

## IV. Efeitos Diferidos

Os efeitos diferidos são três: fluência do betão, retração do betão e relaxação dos aços. O cálculo dos mesmos segue a metodologia indicada no EC2 e utilizou-se uma temperatura constante com valor de 20°C durante toda a vida útil do viaduto.

### 3.3.3 Ações variáveis

As ações variáveis têm valores com variação considerável em torno do seu valor médio durante a vida útil do elemento.

As ações variáveis consideradas no dimensionamento do viaduto são: veículo tipo (VT), sobrecarga uniforme (SCU), sobrecarga linear (SCL), sobrecarga concentrada no passeio (SCC), variação diferencial da temperatura (VDT), variação uniforme da temperatura (VUT), e sismo (E).

#### I. Veículo Tipo

O veículo tipo utilizado é o indicado no RSA para pontes rodoviárias.

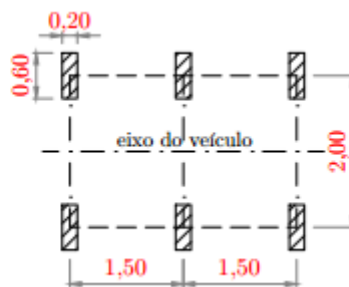


Figura 3.3 – Veículo Tipo

O mesmo é composto por três eixos equidistantes, afastados entre si 1,50 metros, com duas rodas em cada eixo afastadas 2,00 metros. Cada uma das seis rodas corresponde à uma carga de 100 kN.

#### II. Sobrecarga Uniforme

##### a. Direção longitudinal

A sobrecarga uniforme considerada é uma carga distribuída ao longo de toda a largura da secção transversal do tabuleiro, ou seja, em toda a faixa de rodagem e passeios. Tem o valor de  $4,00 \text{ kN/m}^2$ . Para a sua introdução nos modelos de cálculo feitos no programa de cálculo automático SAP2000, transformou-se a sobrecarga numa carga linear ao multiplicar a carga uniforme pela largura da secção transversal do tabuleiro que se traduz por  $4,00 \times 14,20 = 56,80 \text{ kN} / \text{m}$ .

##### b. Direção transversal

Para o dimensionamento transversal, considerou-se uma sobrecarga uniforme nos passeios de  $3,00 \text{ kN/m}^2$ .

#### III. Sobrecarga Linear

A sobrecarga linear aplicada é denominada vulgarmente como faca e tem o valor de  $50 \text{ kN/m}$ , sendo a mesma aplicada numa extensão de 12,00 metros que corresponde a

largura da faixa de rodagem. Deste modo, usou-se cargas concentradas nas secções condicionantes com o valor de  $50,00 \times 12,00 = 600,00 \text{ kN} / \text{m}$  para fazer a modelação.

#### IV. Sobrecarga concentrada no passeio

A carga concentrada no passeio tem um valor de 20,00 kN e considera-se aplicada no ponto extremo do passeio.

#### V. Variação Diferencial da Temperatura

A variação diferencial da temperatura foi aplicada segundo dois gradientes térmicos: aquecimento durante o dia e arrefecimento ao longo da noite.

O gradiente positivo da temperatura é de  $\frac{VDT^+}{h_{alma}} = \frac{10}{2,69} = 3,717^\circ\text{C} / \text{m}$ .

O gradiente negativo da temperatura é de  $\frac{VDT^-}{h_{alma}} = \frac{-5}{2,69} = -1,859^\circ\text{C} / \text{m}$ .

Em que  $h_{alma}$  é a altura da alma da secção transversal do tabuleiro.

#### VI. Variação Uniforme de Temperatura

A variação uniforme de temperatura considerada varia entre  $\pm 15^\circ\text{C}$  por causa dos efeitos sazonais e está conforme o indicado no RSA, artigo 18º.

#### VII. Sismo

A zona sísmica em questão é a A, que corresponde a um coeficiente de sismicidade de  $\alpha = 1$  segundo o RSA, artigo 29º. Para simular a ação do sismo utilizando uma análise dinâmica no modelo tridimensional, empregaram-se os espectros de resposta fornecidos pelo RSA para a ação tipo 1 e tipo 2 num terreno tipo II. Os espectros são apresentados no anexo S.

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

##### a. Direção longitudinal (Direção X):

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

##### b. Direção transversal (Direção Y):

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

O dimensionamento sísmico foi aplicado de acordo com o RSA que considera o sismo a atuar separadamente em cada direção. Neste contexto, cada elemento foi dimensionado de acordo com o caso de sismo mais desfavorável.

Está-se perante um viaduto em que a energia transmitida pela ação do sismo é predominantemente absorvida por deformação dos pilares. Segundo o REBAP no artigo

33°, a estrutura tem ductilidade normal que corresponde a um coeficiente de comportamento sísmico igual a dois ( $\eta = 2$ ). Deste modo, os esforços devido à ação sísmica são divididos por este coeficiente, mas os deslocamentos mantêm-se inalterados.

O viaduto apresenta os seguintes modos de vibração:

**Tabela 3.7 – Frequências de vibração e fatores de participação de massa**

Modo	Frequência [Hz]	Fator de Participação de Massa	
		Longitudinal	Transversal
1	0,555	-89,174	0,000
2	0,676	0,000	79,379
3	1,245	0,000	-18,508
4	2,053	0,000	27,738
5	3,024	0,000	3,396

Pelo que se vê, no primeiro modo, o viaduto vibra na direção longitudinal. E para os restantes modos, praticamente só vibra na direção transversal.

## 3.4 PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço foi definido equilibrando 95% das cargas permanentes, sendo as mesmas o peso próprio e a restante carga permanente.

O aço dos cabos de pré-esforço são da classe Y1860 S7. No total, são 4 cabos com 31 cordões e cada cordão tem  $1,5 \text{ cm}^2$  de área e  $15,7 \text{ mm}$  de diâmetro. Os quatro cabos resultam numa área de  $186 \text{ cm}^2$  e simbolicamente tem-se  $4 \times 31\phi 15,7$ . Seguidamente procedeu-se à confirmação do resultado anterior garantindo a verificação do estado limite de descompressão.

### 3.4.1 Traçado do cabo de pré-esforço

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

O traçado do cabo de pré-esforço descreve parábolas do segundo grau e estas são definidas pela expressão seguinte.

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

O ponto mais alto do traçado do cabo de pré-esforço ocorre nos pilares e o mais baixo ocorre a meio vão.

A tensão de esticamento dos cabos é aplicada na secção final de cada tramo, que correspondem as juntas de betonagem, e no encontro E2. Primeiramente, a betonagem é feita desde o encontro E1 até um quinto do vão do segundo tramo, ou seja, numa extensão de 43,60 metros. Nos tramos correntes, inicia-se a betonagem a um quinto do vão e termina a um quinto do vão seguinte com um comprimento total de 43,00 metros. O último tramo termina no encontro E2 e tem um comprimento de 26,40 metros.

Seguidamente é apresentado o gráfico que ilustra o andamento do cabo de pré-esforço.

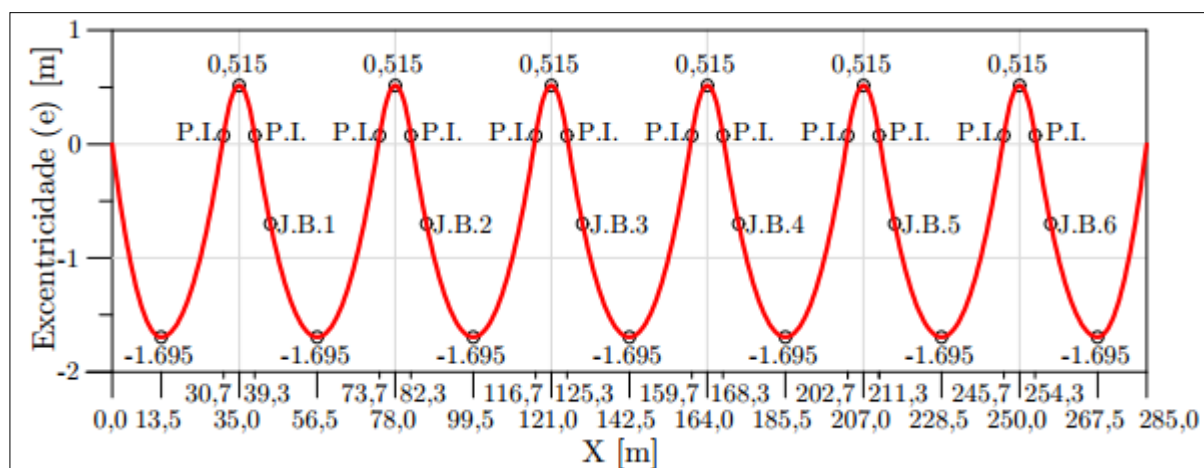


Figura 3.4 – Traçado do cabo de pré-esforço

Os pontos de inflexão (P.I.) têm uma excentricidade de 0,075 metros.

As localizações das juntas de betonagem (J.B.1,..., J.B.6) são apresentadas na tabela seguinte com as respetivas coordenadas do cabo de pré-esforço.

Tabela 3.8 – Coordenadas do cabo de pré-esforço nas juntas de betonagem

Coordenadas do cabo de pré-esforço	Juntas de betonagem					
	J.B.1	J.B.2	J.B.3	J.B.4	J.B.5	J.B.6
X [m]	43,600	86,600	129,600	172,600	215,600	258,600
Excentricidade (e) [m]	-0,699	-0,699	-0,699	-0,699	-0,699	-0,699

### 3.4.2 Cargas equivalentes

Para a modelação em SAP2000, é necessário calcular primeiramente as cargas equivalentes em cada troço do traçado do cabo de pré-esforço.

O critério utilizado foi  $q_{eq} = 0,95 \times CP$  em que a carga permanente é  $CP = PP + RCP$ .

A demonstração da força nos cabos ( $P$ ) é:

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

$$\Leftrightarrow P = \frac{0,95 \times (183,72 + 42,15) \times 17,20^2}{2 \times 1,77} = 17932,70 \text{ kN}$$

Com a força nos cabos e com a tensão infinita,  $\sigma_{\infty} = 1000 \text{ MPa}$ , calculou-se a área de armadura de pré-esforço,  $A_p = 186 \text{ cm}^2$ , correspondente a quatro cabos com 31 cordões cada, sendo o diâmetro de um cordão de  $15,7 \text{ mm}$ , ou seja  $4 \times 31\phi 15,7$ .

Esta armadura de pré-esforço corresponde a uma força de pré-esforço a tempo infinito de  $P_{\infty} = \sigma_{\infty} \times A_p = 18600 \text{ kN}$ .

### Cargas distribuídas equivalentes

A figura a seguir apresenta os troços que serão modelados como carregamentos.

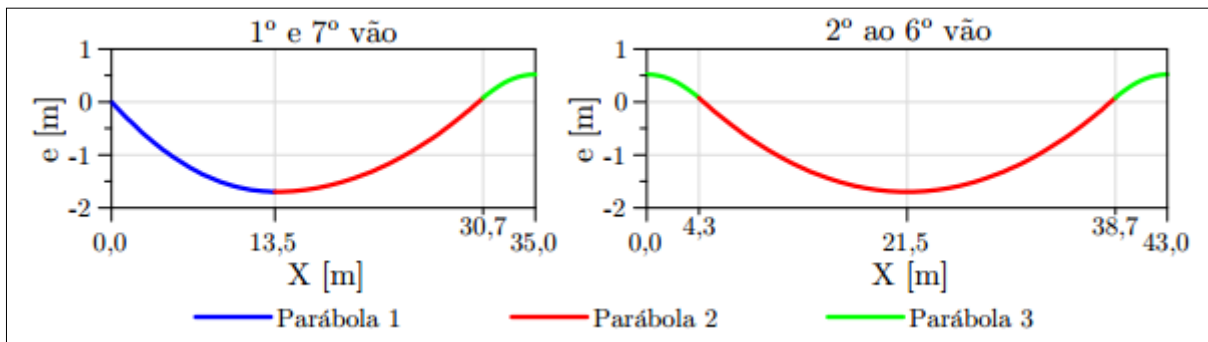


Figura 3.5 – Parábolas ou troços que constituem o traçado do cabo de pré-esforço

A expressão pela qual se determina as cargas distribuídas equivalentes para a modelação no SAP2000 recorre às seguintes variáveis: flecha da parábola do traçado do cabo de pré-esforço ( $f$ ), comprimento da parábola ou do troço ( $L$ ) e a força de pré-esforço ( $P_{\infty}$ ).

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

Cada parábola corresponde a uma carga distribuída equivalente, como se demonstra de seguida:

Tabela 3.9 – Cargas distribuídas equivalentes

Características	Parábola ou troço		
	1	2	3
f [m]	1,695	1,770	0,440
L [m]	13,500	17,200	4,300
$P_{\infty}$ [kN]	18600,000	18600,000	18600,000
$q_{eq}$ [kN/m]	345,980	222,570	-885,240

Quando a parábola tem a concavidade voltada para cima, o cabo de pré-esforço aplica uma força no sentido de baixo para cima e a carga é positiva. Se a parábola tem a concavidade voltada para baixo faz o efeito contrário e a carga é negativa.

### Cargas concentradas equivalentes

As cargas concentradas devido à ação do pré-esforço estão localizadas na secção inicial e final do tabuleiro, assim como, nas juntas de betonagem. Estas secções correspondem às extremidades dos tramos do tabuleiro.

O esforço normal numa secção é de compressão e é igual à força de pré-esforço  $P_{\infty}$ .

$$N(x) = -P_{\infty} \quad (3.3)$$

O esforço transversal é calculado da seguinte forma, em que  $x$  é a posição de cálculo das cargas concentradas relativamente ao ponto inicial da parábola.

$$V(x) = \pm \frac{P_{\infty} \cdot 2 \cdot f(x)}{x} \quad (3.4)$$

O momento fletor é diretamente proporcional à força de pré-esforço  $P_{\infty}$  e a excentricidade do cabo de pré-esforço  $e(x)$ :

$$M(x) = \pm P_{\infty} \cdot e(x) \quad (3.5)$$

Resumidamente, apresenta-se a tabela a seguir com os esforços.

Tabela 3.10 – Cargas concentradas equivalentes

Tramo	Secção inicial			Secção final		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	-18600,000	-4670,667	0,000	-18600,000	-2872,186	-13001,400
2 a 6	-18600,000	-2872,186	-13001,400	-18600,000	-2872,186	-13001,400
7	-18600,000	-2872,186	-13001,400	-18600,000	4670,667	0,000

Os sinais dos esforços são atribuídos de acordo com a seguinte convenção de sinais.

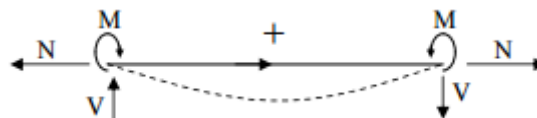


Figura 3.6 – Convenção de sinais dos esforços

### 3.4.3 Forças e perdas

Seguindo a metodologia do REBAP, a tensão de esticamento na origem é dada pela expressão seguinte.

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

Analisando a expressão anterior e sendo o aço de classe Y1860 S7, em que o valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço  $f_{puk}$  é de  $1860 MPa$ , verifica-se que é necessário uma a tensão de esticamento na origem igual a  $0,75 \times 1860 = 1395 MPa$ .

Após aplicar essa tensão, originam-se as perdas instantâneas no cabo. E de uma forma gradual no tempo, vão ocorrendo as perdas diferidas e estabilizam-se a longo prazo.

### 3.4.3.1 Perdas instantâneas – Início de exploração

As perdas instantâneas de pré-esforço dão-se no momento de aplicação do pré-esforço. Essas perdas são devidos ao atrito, à reentrada das cunhas e à deformação instantânea do betão.

#### 3.4.3.1.1 Parâmetros e expressões das perdas instantâneas

##### Perdas por atrito

O fator de atrito tem a seguinte expressão:

$$m = \mu \cdot (2a + k) \quad (3.7)$$

Este fator é dependente do coeficiente de atrito cabo-bainha ( $\mu$ ), do parâmetro da equação de 2º grau do cabo de pré-esforço ( $a$ ) e do desvio angular unitário ( $k$ ).

Por sua vez, o parâmetro da equação do 2º grau é  $a = \frac{f}{L^2}$ , sendo  $f$  a flecha da parábola do traçado do cabo de pré-esforço e  $L$  o comprimento da parábola ou do troço.

A tabela a seguir surge através da aplicação da expressão 3.7.

Tabela 3.11 – Parâmetros das perdas por atrito

Parábola	$\mu$	$k$ [m <sup>-1</sup> ]	$f$ [m]	$L$ [m]	$a$ [m <sup>-1</sup> ]	$m$ [m <sup>-1</sup> ]
1	0,200	0,010	1,695	13,500	0,0093	0,0057
2	0,200	0,010	1,770	17,200	0,0060	0,0044
3	0,200	0,010	0,440	4,300	0,0238	0,0115

Quanto maior for a curvatura descrita pelo cabo, maior é a perda por atrito. A parábola 3 é a de maior curvatura, por conseguinte, tem um fator de atrito maior.

**Perdas por reentrada das cunhas**

Com expressão 3.8, calcula-se o alcance das perdas por reentrada das cunhas.

$$\lambda = -\frac{1}{m} \cdot \ln \left( 1 - \sqrt{\frac{m \cdot E_p \cdot \delta_r}{\sigma_{p0'}}} \right) \quad (3.8)$$

Em que:

$E_p$  – módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;

$\delta_r$  – valor da reentrada das cunhas;

$\sigma_{p0'}$  – tensão de esticamento dos cabos e é dada por  $\sigma_{p0'} = 0,75 \times f_{puk}$ , sendo  $f_{puk}$  o valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço.

De uma forma sintetizada, apresenta-se os valores.

**Tabela 3.12 – Parâmetros das perdas por reentrada das cunhas**

<b>Tramo</b>	<b>m</b> [m <sup>-1</sup> ]	<b>E<sub>p</sub></b> [GPa]	<b>δ<sub>r</sub></b> [mm]	<b>f<sub>pyk</sub></b> [MPa]	<b>σ<sub>p0'</sub></b> [MPa]	<b>λ</b> [m]
<b>1 a 6</b>	0,0044	195,000	6,000	1860,000	1395,000	14,254
<b>7</b>	0,0057	195,000	6,000	1860,000	1395,000	12,549

Sendo o fator de atrito o único parâmetro a variar, o alcance das perdas por reentrada das cunhas  $\lambda$  é menor quando há mais atrito. Pelo que se vê, 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.

**Perdas por deformação instantânea do betão**

Para o cálculo das perdas por deformação instantânea do betão consideraram-se os parâmetros:

$n$  – número de cabos de pré-esforço,  $n = 4$  cabos ;

$E_{cm}$  – módulo de elasticidade secante do betão C35/45,  $E_{cm} = 34$  GPa.

**3.4.3.1.2 Tensões e forças após as perdas instantâneas**

Ao esticar o cabo de pré-esforço, originam-se atritos entre os cordões resultando numa perda de tensão ao longo do cabo que dá origem as tensões de pré-esforço após as perdas por atrito ( $\sigma_{p0,a}$ ).

Logo que se termina de aplicar a tensão de esticamento num cabo, procede-se ao relaxamento do macaco e neste instante há uma reentrada das cunhas que se traduz numa perda de tensão até ao alcance dessa reentrada ( $\lambda$ ). Com essa perda, fica instalada uma pressão denominada de tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas ( $\sigma_{p0,a+rc}$ ).

As duas tensões descritas anteriormente são calculadas a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0'} \cdot e^{-m \cdot x} \quad (3.9)$$

Após as perdas por atrito e reentrada das cunhas, fica a atuar uma força de pré-esforço no cabo que é dada pela seguinte expressão:

$$P_{0,a+rc}(x) = \sigma_{P0,a+rc}(x) \cdot A_P \quad (3.10)$$

De seguida apresentam-se os diagramas de tensões de pré-esforço nos tramos do tabuleiro e correspondentes tabelas com os valores dos pontos notáveis.

### Primeiro tramo

Em relação ao primeiro tramo do viaduto, as tensões têm o seguinte andamento.

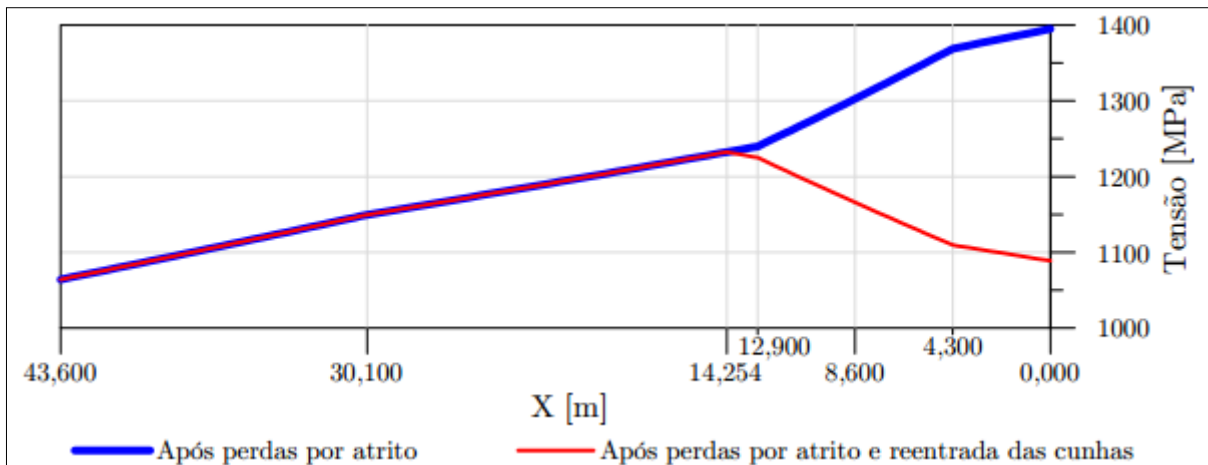


Figura 3.7 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no primeiro tramo

Os pontos notáveis do primeiro tramo do viaduto têm os seguintes atributos:

Tabela 3.13 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no primeiro tramo

Posição [m]	m [m <sup>-1</sup> ]	$\sigma_{P0,a}$ [MPa]	$\lambda$ [m]	$\sigma_{P0,a+rc}$ [MPa]	$A_P$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
0,000	0,0044	1395,000	14,254	1088,819	186,000	20252,031
4,300	0,0044	1368,895		1109,583	186,000	20638,242
8,600	0,0115	1302,745		1165,925	186,000	21686,198
12,900	0,0115	1239,792		1225,127	186,000	22787,366
14,254	0,0044	1232,438		1232,438	186,000	22923,338
30,100	0,0044	1149,561		1149,561	186,000	21381,842
43,600	0,0057	1064,131		1064,131	186,000	19792,831

**Tramos correntes (do segundo ao sexto tramo)**

Os tramos intermédios são também denominados de tramos correntes. Esses tramos apresentam tensões com o mesmo andamento. De seguida, apresenta-se o diagrama das tensões.

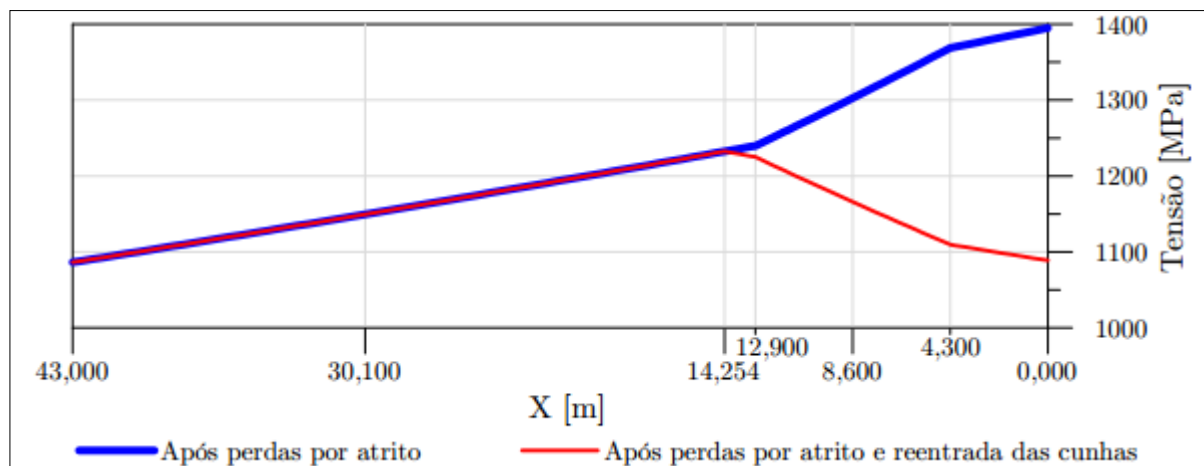


Figura 3.8 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas nos tramos correntes

Os pontos notáveis têm os valores apresentados na tabela seguinte.

Tabela 3.14 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas nos tramos correntes

Posição [m]	m [m <sup>-1</sup> ]	$\sigma_{P0,a}$ [MPa]	$\lambda$ [m]	$\sigma_{P0,a+re}$ [MPa]	$A_p$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_{0,a+r}$ [kN]
0,000	0,0044	1395,000	14,254	1088,819	186,000	20252,031
4,300	0,0044	1368,895		1109,583	186,000	20638,242
8,600	0,0115	1302,745		1165,925	186,000	21686,198
12,900	0,0115	1239,792		1225,127	186,000	22787,366
14,254	0,0044	1232,438		1232,438	186,000	22923,338
30,100	0,0044	1149,561		1149,561	186,000	21381,842
43,000	0,0044	1086,225		1086,225	186,000	20203,785

As tensões nos tramos correntes são muito parecidas com as do primeiro tramo devido a semelhança do traçado do cabo de pré-esforço numa extensão inicial de 30,100 metros. E a seguir é diferente para os dois casos devido a mudança do traçado do cabo.

**Sétimo ou último tramo**

Já o último tramo é o menor de todos e tem o seguinte andamento:

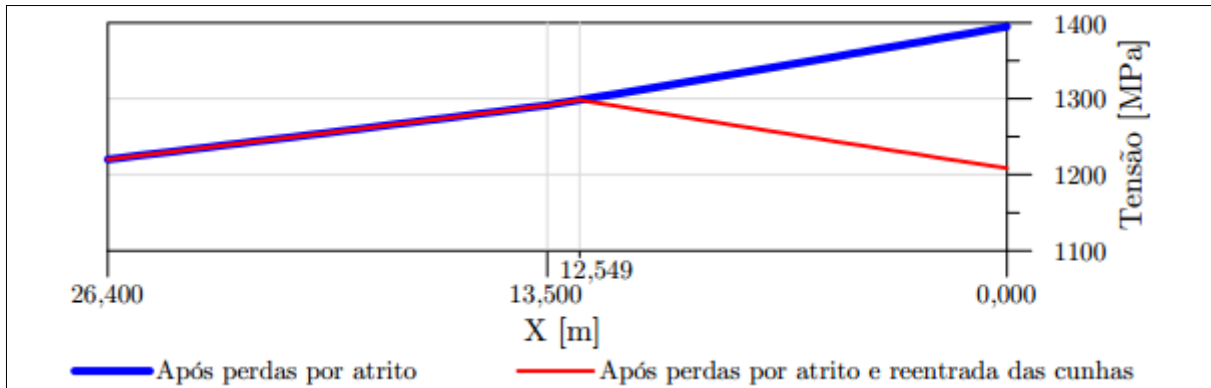


Figura 3.9 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no último tramo

Os pontos notáveis do último tramo têm os seguintes valores:

Tabela 3.15 – Tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no último tramo

Posição [m]	m [m <sup>-1</sup> ]	$\sigma_{P_{0,a}}$ [MPa]	$\lambda$ [m]	$\sigma_{P_{0,a+rc}}$ [MPa]	$A_p$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_{0,a+r}$ [kN]
0,000	0,0057	1395,000	12,549	1208,445	186,000	22477,075
12,549	0,0057	1298,376		1298,376	186,000	24149,797
13,500	0,0057	1291,329		1291,329	186,000	24018,726
26,400	0,0044	1220,182		1220,182	186,000	22695,387

Uma terceira perda instantânea é a devido à deformação instantânea do betão. É calculado através da expressão seguinte com os parâmetros descritos anteriormente.

$$\Delta\sigma_{P_{0,c}}(x) = \frac{1}{2} \cdot \frac{n-1}{n} \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot |\sigma_{c,a+cr}(x)| \quad (3.11)$$

Em que a tensão de compressão do betão após as perdas por atrito e reentrada das cunhas é  $\sigma_{c,a+cr}(x) = -\frac{P_{0,a+cr}(x)}{A_c}$ , com  $A_c$  como a área de betão da secção corrente do viaduto. Os resultados são apresentados mais a frente.

Com essas três perdas de pré-esforço calculadas, determina-se as tensões instaladas no tabuleiro após as perdas instantâneas totais.

$$\sigma_{P_0}(x) = \sigma_{P_{0,a+cr}}(x) - \Delta\sigma_{P_{0,c}}(x) \quad (3.12)$$

Esta tensão corresponde a uma força de pré-esforço no início de exploração de:

$$P_0(x) = \sigma_{P_0}(x) \cdot A_p \quad (3.13)$$

Isto se traduz numa tensão de compressão no betão de:

$$\sigma_c(x) = -\frac{P_0(x)}{A_c} \quad (3.14)$$

Seguidamente, apresentam-se as tensões instaladas em cada tramo após as perdas instantâneas totais, ou seja, após as perdas devido ao atrito, devido à reentrada das cunhas e devido à deformação instantânea do betão.

### Primeiro tramo

Após as perdas instantâneas totais, as tensões no primeiro tramo apresentam o seguinte andamento:

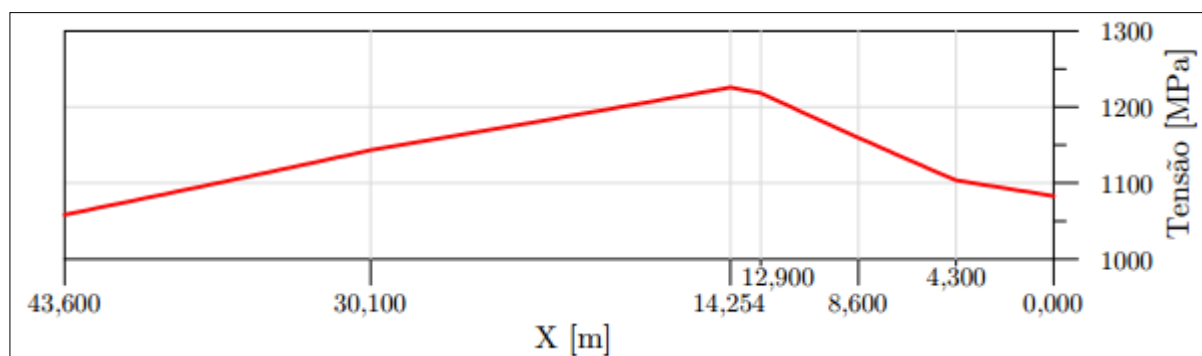


Figura 3.10 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas no primeiro tramo

O diagrama apresentado na figura anterior tem os seguintes pontos notáveis:

Tabela 3.16 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas no primeiro tramo

Posição [m]	$\sigma_{c,a+rc}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p0,c}$ [MPa]	$\sigma_{p0}$ [MPa]	$P_0$ [kN]	$\sigma_c$ [MPa]
0,000	-2,756	5,927	1082,892	20141,788	-2,741
4,300	-2,808	6,040	1103,543	20525,897	-2,793
8,600	-2,951	6,347	1159,578	21568,147	-2,935
12,900	-3,101	6,669	1218,458	22663,321	-3,084
14,254	-3,119	6,709	1225,729	22798,554	-3,102
30,100	-2,910	6,258	1143,304	21265,448	-2,894
43,600	-2,693	5,793	1058,338	19685,088	-2,679

Ao observar os valores da tabela anterior, note-se que as perdas devido à deformação instantânea do betão ( $\Delta\sigma_{p0,c}$ ) são as menos significante entre os três tipos de perdas instantâneas. No presente projeto, o valor máximo das perdas devido a deformação instantânea do betão é aproximadamente  $7 \text{ MPa}$ .

**Tramos correntes (do segundo ao sexto tramo)**

Nos tramos correntes, as tensões têm o seguinte andamento:

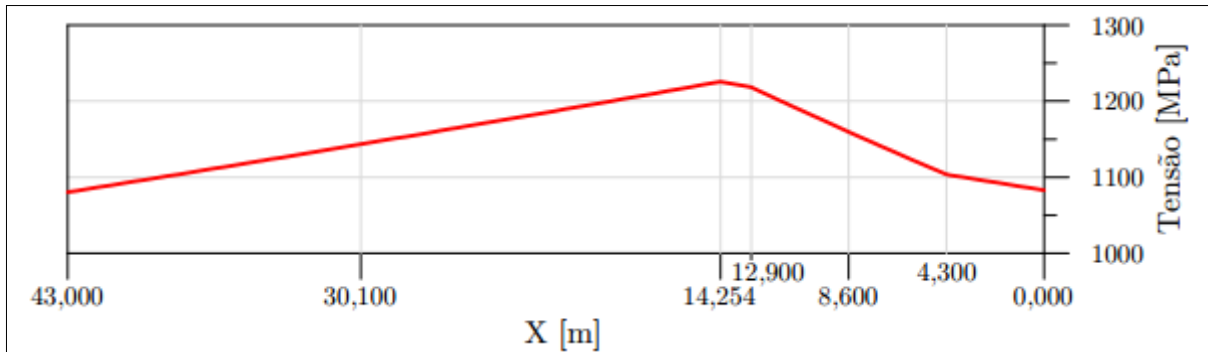


Figura 3.11 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas nos tramos correntes

Cada ponto notável apresenta os seguintes valores:

Tabela 3.17 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas nos tramos correntes

Posição [m]	$\sigma_{c,a+rc}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{P0,c}$ [MPa]	$\sigma_{P0}$ [MPa]	$P_0$ [kN]	$\sigma_c$ [MPa]
0,000	-2,756	5,927	1082,892	20141,788	-2,741
4,300	-2,808	6,040	1103,543	20525,897	-2,793
8,600	-2,951	6,347	1159,578	21568,147	-2,935
12,900	-3,101	6,669	1218,458	22663,321	-3,084
14,254	-3,119	6,709	1225,729	22798,554	-3,102
30,100	-2,910	6,258	1143,304	21265,448	-2,894
43,000	-2,749	5,913	1080,312	20093,804	-2,734

Há um grande decréscimo de tensão junto à ancoragem ativa devido ao alcance da reentrada das cunhas. Essa reentrada é maior quanto menor for o atrito no cabo de pré-esforço.

**Sétimo ou último tramo**

A figura a seguir apresenta o andamento das tensões no sétimo tramo.

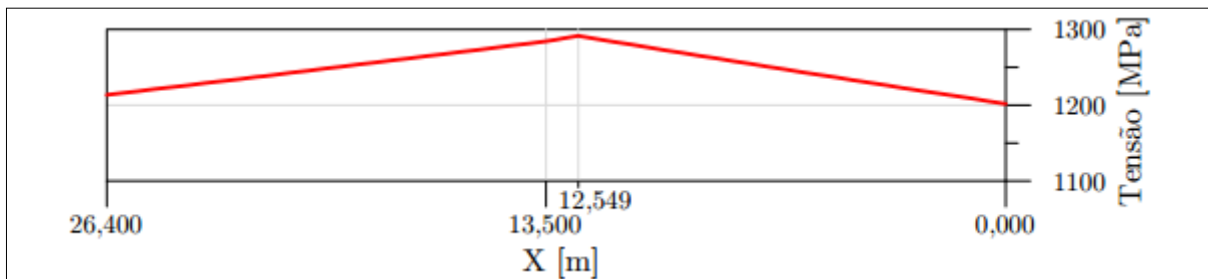


Figura 3.12 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas no sétimo tramo

Os pontos notáveis do último tramo do tabuleiro são os seguintes:

**Tabela 3.18 – Tensão de pré-esforço após as perdas instantâneas no sétimo tramo**

Posição [m]	$\sigma_{c,a+rc}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{P0,c}$ [MPa]	$\sigma_{P0}$ [MPa]	$P_0$ [kN]	$\sigma_c$ [MPa]
0,000	-3,059	6,578	1201,867	22354,720	-3,042
12,549	-3,286	7,068	1291,308	24018,336	-3,268
13,500	-3,268	7,029	1284,300	23887,978	-3,251
26,400	-3,088	6,642	1213,540	22571,843	-3,072

As perdas de pré-esforço são maiores no primeiro tramo e menores no último tramo devido ao comprimento dos mesmos e também devido à diversificação das parábolas.

Para mais detalhes acerca das perdas instantâneas, consultar o anexo A.

### 3.4.3.2 Perdas diferidas – Longo Prazo

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

#### 3.4.3.2.1 Parâmetros e expressões das perdas diferidas

Para a determinação das perdas diferidas foi considerada: uma humidade relativa no meio ambiente  $HR = RH = 70\%$ ; uma temperatura constante durante toda a vida da estrutura  $T = 20^\circ C$ ; uma idade do betão à data do carregamento  $t_0 = 3 \text{ dias}$ ; uma idade do betão ao tempo infinito  $t_{\infty,d} = 20000 \text{ dias}$ . O cimento é da classe CEM 42,5 N.

A secção corrente do tabuleiro tem uma área de  $A_c = 7,349 \text{ m}^2$  e um perímetro de  $u = 37,943 \text{ m}$  que se traduz numa espessura equivalente da secção:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 7,346}{37,943} \times 1000 = 387,361 \text{ mm}$$

#### Perdas por retração

Para o cálculo destas perdas, aplicou-se o EC2 para determinar a extensão total de retração  $\varepsilon_{cs}(t)$  que é a soma da extensão de retração por secagem  $\varepsilon_{cd}(t)$  e da extensão de retração autogénea  $\varepsilon_{ca}(t)$ .

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (3.15)$$

A extensão de retração por secagem tem a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_0) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.16)$$

Em que:

- Idade do betão:  $t = t_{\infty,d} = 20000 \text{ dias}$  ;
- Fator que tem em conta a influência da espessura equivalente da secção:

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{t - t_0}{(t - t_0) + 0,04\sqrt{h_0^3}} = \frac{20000 - 3}{(20000 - 3) + 0,04\sqrt{(387,361)^3}} = 0,985$$

- Coeficiente que depende da espessura equivalente:

**Tabela 3.19 – Valores de  $k_h$  do quadro 3.3 do EC2**

$h_0$	100	200	300	$\geq 500$
$k_h$	1,000	0,850	0,750	0,700

O  $h_0$  é  $387,361 \text{ mm}$  e por interpolação tem-se um  $k_h = 0,728$  ;

- Coeficientes que depende do tipo de cimento:  
Cimento da classe N:  $\alpha_{ds1} = 4$  e  $\alpha_{ds2} = 0,12$  ;
- Fator que tem em conta a influência da humidade relativa na extensão de retração:

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

- Extensão de retração por secagem de referência:

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

Deste modo, a equação 3.16 fica da seguinte forma.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_0) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,985 \times 0,728 \times 3,41 \times 10^{-4} = 2,45 \times 10^{-4}$$

Já a extensão de retração autogénea tem a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.17)$$

Em que:

- Fator que depende do tempo:

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

- Extensão de retração autogênea que 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 3.17 resulta:

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

Com estes resultados, é possível determinar a extensão total de retração:

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

### **Perdas por fluência**

O coeficiente de fluência foi determinado pela metodologia do EC2. Segundo o anexo B do EC2, este coeficiente é diretamente proporcional ao coeficiente de fluência de referência  $\varphi_0$  e ao coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento  $\beta_c(t, t_0)$ , e de uma forma matemática traduz-se por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.18)$$

Com a idade do betão  $t = t_{\infty, d} = 20000 \text{ dias}$ .

O coeficiente de fluência de referência é calculado da seguinte forma:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.19)$$

Em que:

- Coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[ \frac{35}{43} \right]^{0,7} = 0,866 \quad \text{e} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[ \frac{35}{43} \right]^{0,2} = 0,960$$

- Fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{70}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{387,361}} \times 0,866 \right] \times 0,960 = 1,302$$

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

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{43,0}} = 2,562$$

- Fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência:

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

Com estes parâmetros, determina-se o coeficiente de fluência de referência.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,302 \times 2,562 \times 0,743 = 2,478$$

O coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento representa-se pela seguinte expressão:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (3.20)$$

Em que:

- Coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão:

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

- Coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente da secção:

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \\ \Leftrightarrow \beta_H &= 1,5 \times \left[ 1 + (0,012 \times 70)^{18} \right] \times 387,361 + 250 \times 0,902 \leq 1500 \times 0,902 \\ \Leftrightarrow \beta_H &= 831,780 < 1353,291 \Leftrightarrow \beta_H = 831,780 \end{aligned}$$

Aplicando a expressão 3.20, resulta:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[ \frac{20000 - 3}{831,780 + 20000 - 3} \right]^{0,3} = 0,988$$

E pela equação 3.18, determina-se o coeficiente de fluência.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,478 \times 0,988 = 2,448$$

O coeficiente de homogeneização das propriedades da secção:

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} \quad (3.21)$$

Com um módulo de elasticidade do aço de pré-esforço  $E_p$  e com o módulo de elasticidade secante do betão, calcula-se:

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

**Perdas por relaxação**

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

Considera-se:

- $\rho_{1000}$  – valor de perda devida à relaxação às 1000h depois da aplicação de pré-esforço e uma temperatura média de 20°C. Tem o valor de  $\rho_{1000} = 2,5\%$ ;  
 $t_{\infty,h}$  – idade do betão, em horas, ao tempo infinito,  $t = t_{\infty,h} = 500000$  horas.

**3.4.3.2.2 Tensões e forças após as perdas diferidas**

A força de pré-esforço útil ou seja a força instalada final,  $P_{\infty}$  ajusta-se à situação de longo prazo do pré-esforço, advindo a diminuição da força instalada inicialmente  $P_0$  devido às perdas diferidas por fluência e retração do betão e relaxação das armaduras.

I. Retração do betão

$$\Delta\sigma_{pt,s}(x) = E_p \cdot |\varepsilon_{cs}(t)| \quad (3.22)$$

II. Fluência do betão

$$\Delta\sigma_{pt,s}(x) = \alpha \cdot \varphi_c(t, t_0) \cdot |\sigma_c(x)| \quad (3.23)$$

III. Relaxação do aço

$$\Delta\sigma_{pt,r}(x) = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \times \mu} \cdot \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{P_0}(x) \quad (3.24)$$

Sendo  $\mu$  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 na secção  $x$  e é dado por  $\mu = \frac{\sigma_{P_0}(x)}{f_{puk}}$ .

IV. Perdas diferidas totais

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = \frac{\Delta\sigma_{pt,s}(x) + \Delta\sigma_{pt,c}(x) + 0,80 \cdot \Delta\sigma_{pt,r}(x)}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left( 1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot (e(x))^2 \right) \cdot (1 + 0,80 \cdot \varphi(t, t_0))} \quad (3.25)$$

A tensão de pré-esforço a longo prazo tem a seguinte expressão:

$$\sigma_{P_{\infty}}(x) = \sigma_{P_0}(x) - \Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) \quad (3.26)$$

Com esta tensão calcula-se a força de pré-esforço:

$$P_{\infty}(x) = \sigma_{P_{\infty}}(x) \cdot A_p \quad (3.27)$$

Com uma armadura de pré-esforço  $A_p = 186 \text{ cm}^2$ .

De seguida apresentam-se os digramas de tensão de pré-esforço após as perdas diferidas, que correspondem às tensões a longo prazo.

### Primeiro tramo

As tensões finais instaladas no primeiro tramo têm o seguinte andamento:

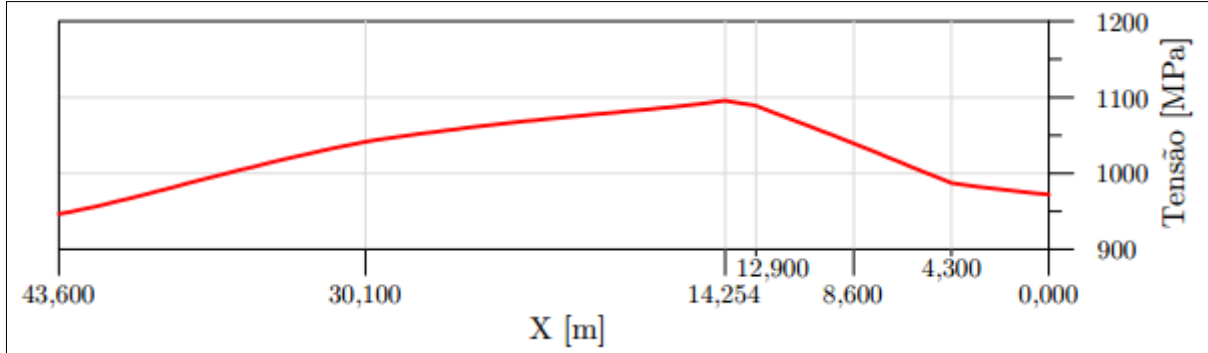


Figura 3.13 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas no primeiro tramo

Os pontos notáveis têm os seguintes valores:

Tabela 3.20 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas no primeiro tramo

Posição [m]	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]	$\mu$	$\Delta\sigma_{pt,r}$ [MPa]	e [m]	$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	$\sigma_{p\infty}$ [MPa]	$P_{\infty}$ [kN]
0,000	60,608	38,479	0,582	25,043	-0,699	110,736	972,156	18082,104
4,300	60,608	39,213	0,593	26,810	0,075	116,233	987,309	18363,955
8,600	60,608	41,204	0,623	32,203	0,515	120,271	1039,307	19331,110
12,900	60,608	43,296	0,655	38,943	0,075	129,450	1089,008	20255,543
14,254	60,608	43,555	0,659	39,861	-0,193	130,138	1095,590	20377,979
30,100	60,608	40,626	0,615	30,541	-1,695	101,712	1041,591	19373,602
43,600	60,608	37,607	0,569	23,082	0,000	111,876	946,462	17604,197

### Tramos correntes (do segundo ao sexto tramo)

Nos tramos correntes, as tensões de pré-esforço finais são as seguintes:

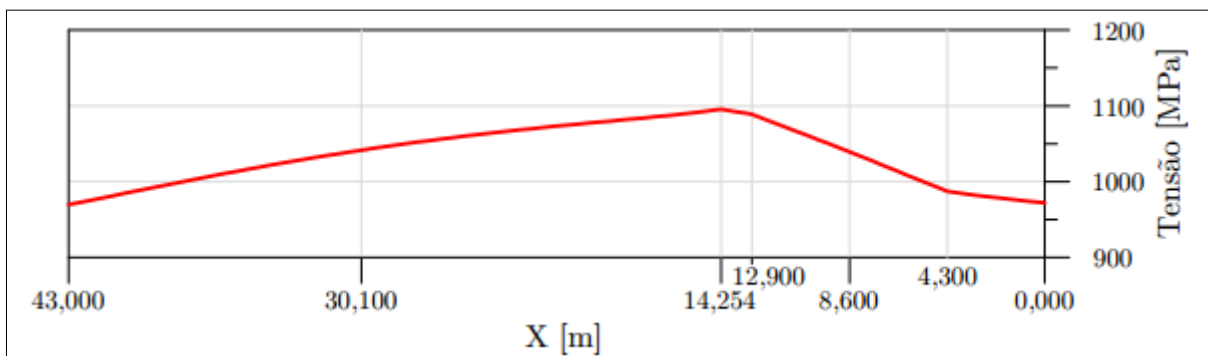


Figura 3.14 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas nos tramos correntes

Estes tramos têm os seguintes pontos notáveis:

Tabela 3.21 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas referentes do 2º ao 6º tramo

Posição [m]	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]	$\mu$	$\Delta\sigma_{pt,r}$ MPa]	e [m]	$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	$\sigma_{p\infty}$ [MPa]	$P_{\infty}$ [kN]
0,000	60,608	38,479	0,582	25,043	-0,699	110,736	972,156	18082,104
4,300	60,608	39,213	0,593	26,810	0,075	116,233	987,309	18363,955
8,600	60,608	41,204	0,623	32,203	0,515	120,271	1039,307	19331,110
12,900	60,608	43,296	0,655	38,943	0,075	129,450	1089,008	20255,543
14,254	60,608	43,555	0,659	39,861	-0,193	130,138	1095,590	20377,979
30,100	60,608	40,626	0,615	30,541	-1,695	101,712	1041,591	19373,602
43,000	60,608	38,387	0,581	24,830	-0,699	110,492	969,820	18038,652

### Sétimo ou último tramo

O sétimo tramo tem um comportamento particular pois, além de ser um tramo menor, o cabo é ativado numa parábola diferente. As tensões são as seguintes:

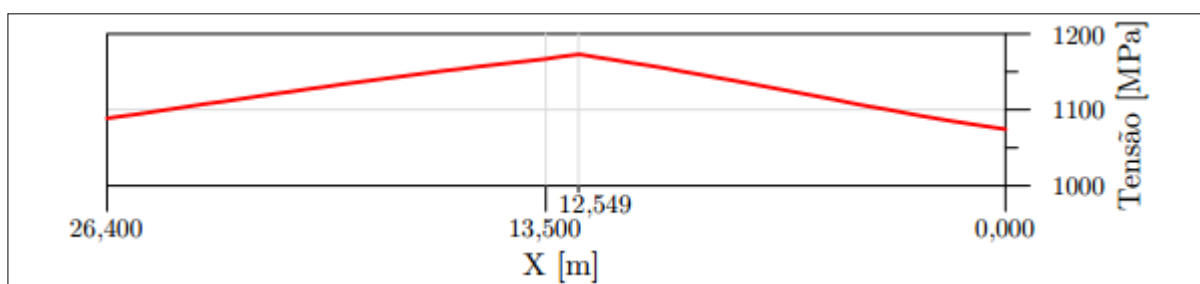


Figura 3.15 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas referentes ao 7º tramo

Os pontos notáveis têm os seguintes atributos:

Tabela 3.22 – Tensão de pré-esforço após as perdas diferidas referentes ao 7º tramo

Posição [m]	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]	$\mu$	$\Delta\sigma_{pt,r}$ MPa]	e [m]	$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	$\sigma_{p\infty}$ [MPa]	$P_{\infty}$ [kN]
0,000	60,608	42,707	0,646	36,921	0,000	127,381	1074,485	19985,428
12,549	60,608	45,885	0,694	49,108	-1,687	118,174	1173,134	21820,301
13,500	60,608	45,636	0,690	48,032	-1,695	117,093	1167,207	21710,055
26,400	60,608	43,122	0,652	38,333	-0,699	124,935	1088,605	20248,057

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

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

## 3.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO

### 3.5.1 Influência do faseamento construtivo

Na análise longitudinal do tabuleiro foi tida em conta a redistribuição de esforços nos momentos fletores devido ao peso próprio dos elementos e ao pré-esforço fazendo com que seja necessário efetuar uma análise a longo e a curto prazo.

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

$$M(t) \simeq M_{\Sigma \text{fases}} + (M_e - M_{\Sigma \text{fases}}) \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (3.28)$$

Em que:

$M_{\Sigma \text{fases}}$  – momento que se obtém por soma das fases construtivas, sem o efeito da fluência;

$M_e$  – momento que o viaduto teria se fosse construída numa única fase;

$\varphi(t, t_0)$  – coeficiente de fluência a idade  $t$ ;

$\rho$  – fator de relaxação,  $\rho = 0,9$ .

Relativamente ao pré-esforço, usou-se a seguinte expressão:

$$M(t) \simeq \left[ M_{\Sigma \text{fases}} + (M_e - M_{\Sigma \text{fases}}) \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)} \right] \cdot \frac{\sigma_p}{1000} \quad (3.29)$$

Em que  $M_{\Sigma \text{fases}}$  e  $M_e$  são calculados para uma tensão nos cabos de 1000 MPa e  $\sigma_p$  é a tensão de pré-esforço após perdas.

### 3.5.2 Diagramas de esforços

Neste capítulo apresentam-se os diagramas de esforços característicos devido às ações no tabuleiro do viaduto na direção longitudinal.

As ações consideradas 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.

#### Esforços devido ao peso próprio do tabuleiro

Os momentos fletores devido peso próprio foram calculados aplicando a equação 3.28. Para o início de exploração o coeficiente de fluência é zero e a longo prazo é 2.448. O cálculo deste coeficiente foi feito anteriormente.

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

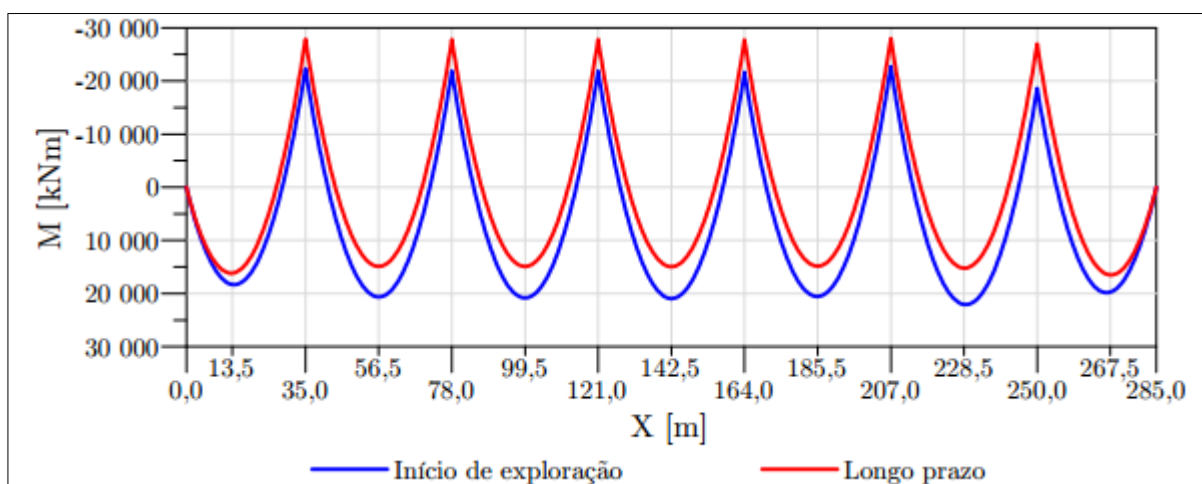


Figura 3.16 – Diagrama do momento fletor devido ao peso próprio do tabuleiro

No decorrer do tempo, os momentos positivos vão diminuindo e os negativos aumentando. Estes momentos tendem-se a aproximar dos momentos que a estrutura teria se fosse construída numa fase única.

O esforço transversal não sofre alteração significativa ao longo do tempo. O diagrama de esforço transversal devido ao peso próprio do tabuleiro é o seguinte:

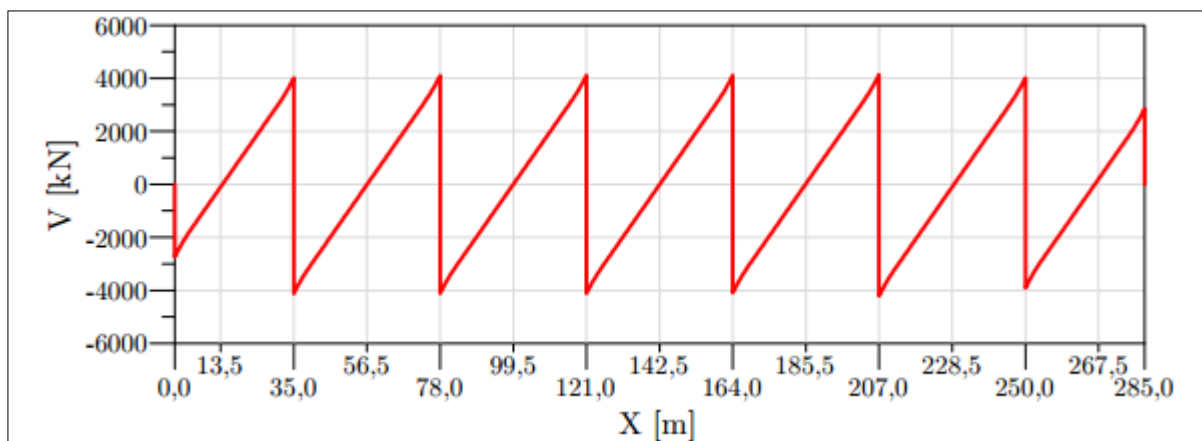
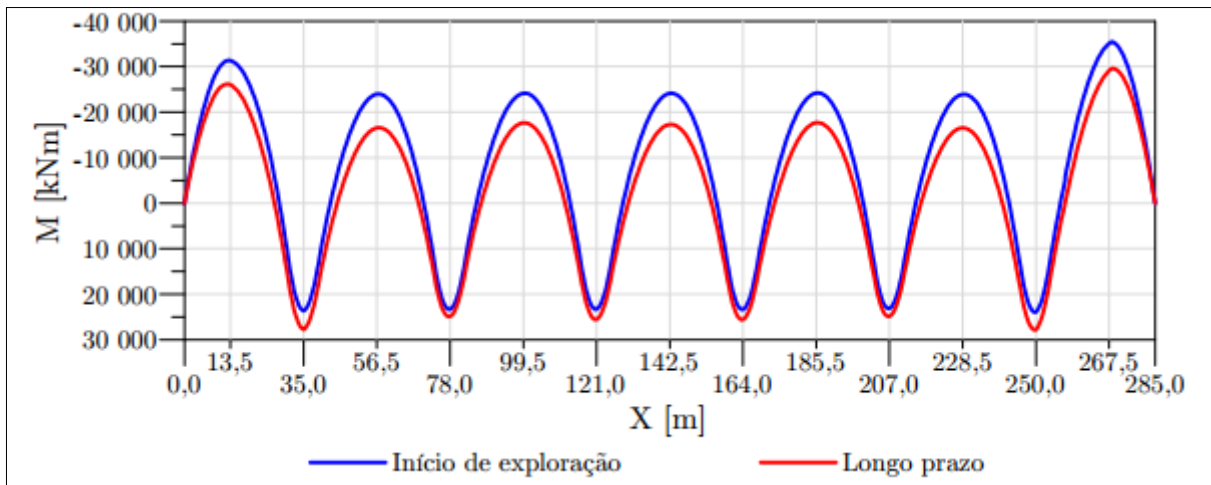


Figura 3.17 – Diagrama do esforço transversal devido ao peso próprio do tabuleiro

O esforço transversal máximo absoluto ocorre nos pilares com um valor aproximado de  $4000 \text{ kN}$ .

**Esforços devido ao pré-esforço**

Através da equação 3.29, chegou-se aos seguintes diagramas de momentos fletores.



**Figura 3.18 – Diagrama do momento fletor total devido ao pré-esforço**

Convém separar a parte isostática e hiperstática do momento fletor devido ao pré-esforço.

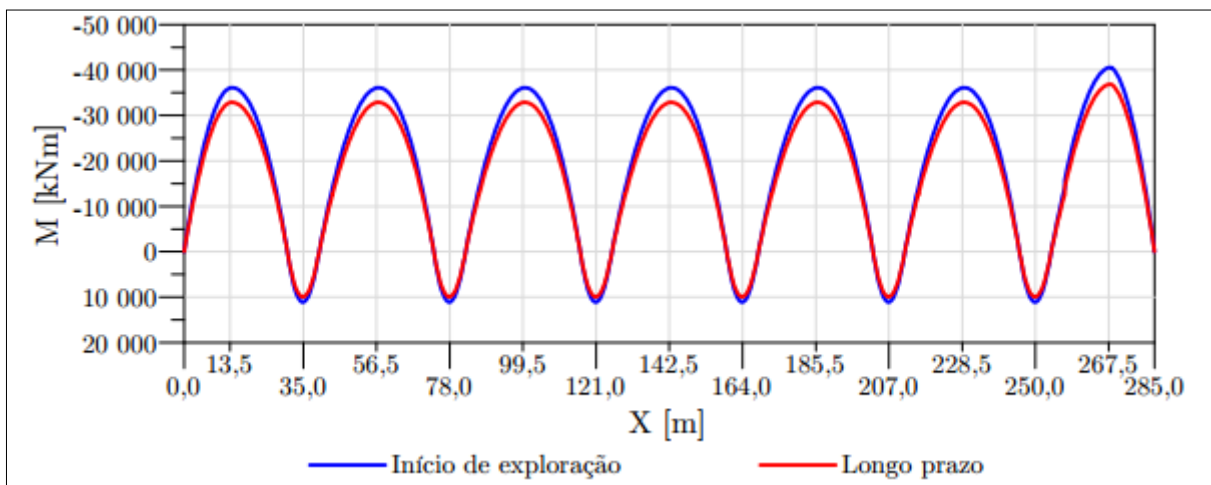
O momento isostático do pré-esforço é diretamente proporcional à força de pré-esforço  $P(x)$  e a excentricidade  $e(x)$  e tem a expressão seguinte:

$$M_{PE,ISO} = \pm P(x) \cdot e(x) \quad (3.30)$$

Já o momento fletor hiperstático é a diferença entre o momento total  $M_{PE}$  e o momento isostático devido ao pré-esforço  $M_{PE,ISO}$  que se traduz por:

$$M_{PE,Hip} = M_{PE} - M_{PE,ISO} \quad (3.31)$$

O momento fletor isostático tem o seguinte andamento.



**Figura 3.19 – Diagrama do momento fletor isostático devido ao pré-esforço**

O momento fletor total e o momento fletor isostático devido ao pré-esforço tem um andamento semelhante.

Os momentos hiperstáticos, que se obtêm da expressão 3.31, têm o seguinte andamento.

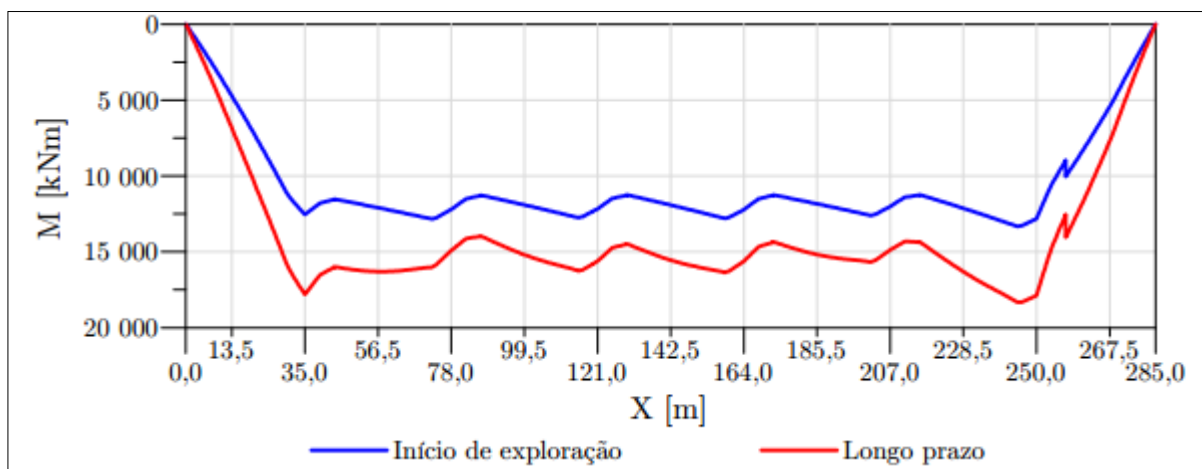


Figura 3.20 – Diagrama do momento fletor hiperstático devido ao pré-esforço

Os esforços transversos têm o seguinte andamento:

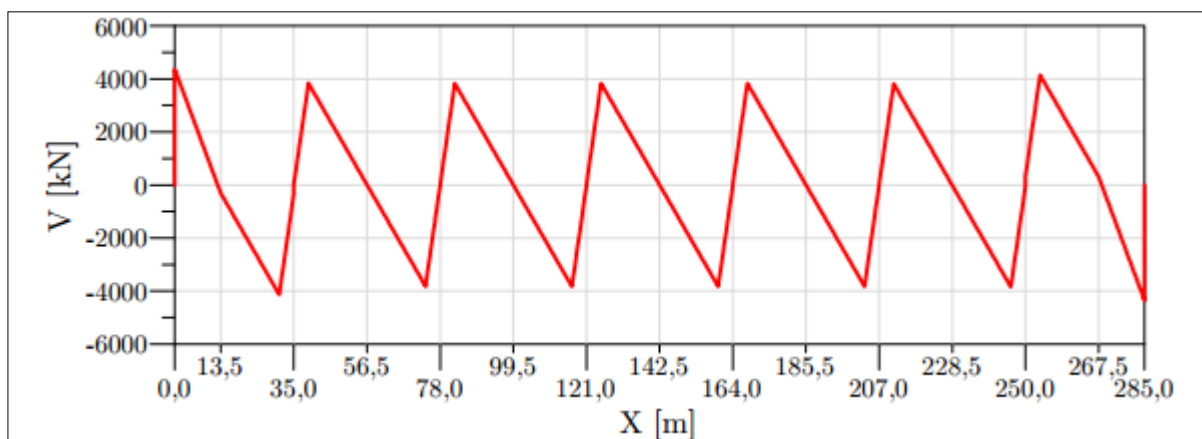


Figura 3.21 – Diagrama do esforço transversal devido ao pré-esforço

O esforço transversal devido ao pré-esforço é praticamente antissimétrico ao esforço transversal devido ao peso próprio do tabuleiro.

O valor máximo absoluto do esforço transversal devido ao pré-esforço ocorre nos apoios dos encontros. Nos vãos correntes, o esforço transversal máximo ocorre perto dos pilares. O cabo de pré-esforço faz uma tangente horizontal na seção em cima dos pilares que faz com que o esforço transversal nesta posição seja praticamente zero.

### **Esforços devido às restantes cargas permanentes**

Considerou-se que as restantes cargas permanentes são aplicadas depois da construção total do tabuleiro do viaduto. Neste caso, os esforços devido à esta ação são calculados com o modelo da fase única.

O momento fletor devido às restantes cargas permanentes tem o seguinte diagrama:

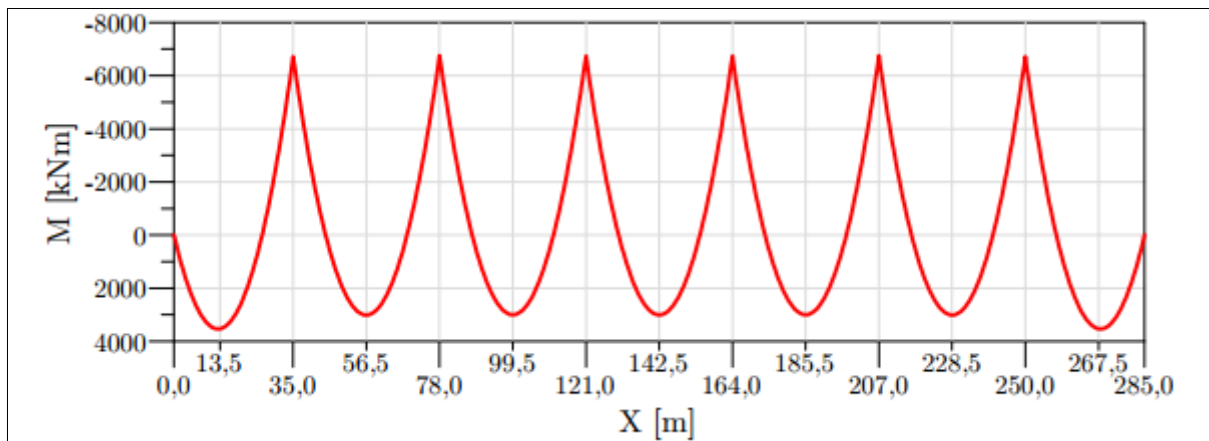


Figura 3.22 – Diagrama do momento fletor devido às restantes cargas permanentes

O diagrama de esforço transversal é o seguinte:

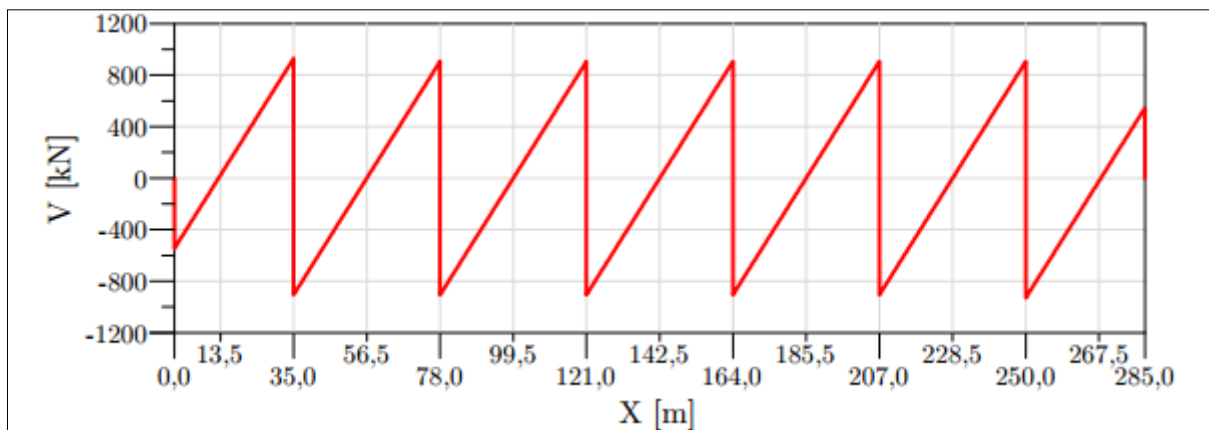


Figura 3.23 – Diagrama do esforço transversal devido às restantes cargas permanentes

### Esforços devido às sobrecargas

A ação das sobrecargas é modelada no modelo da fase única. Envolve a ação da sobrecarga uniforme e linear na direção longitudinal. Os momentos obtidos são:

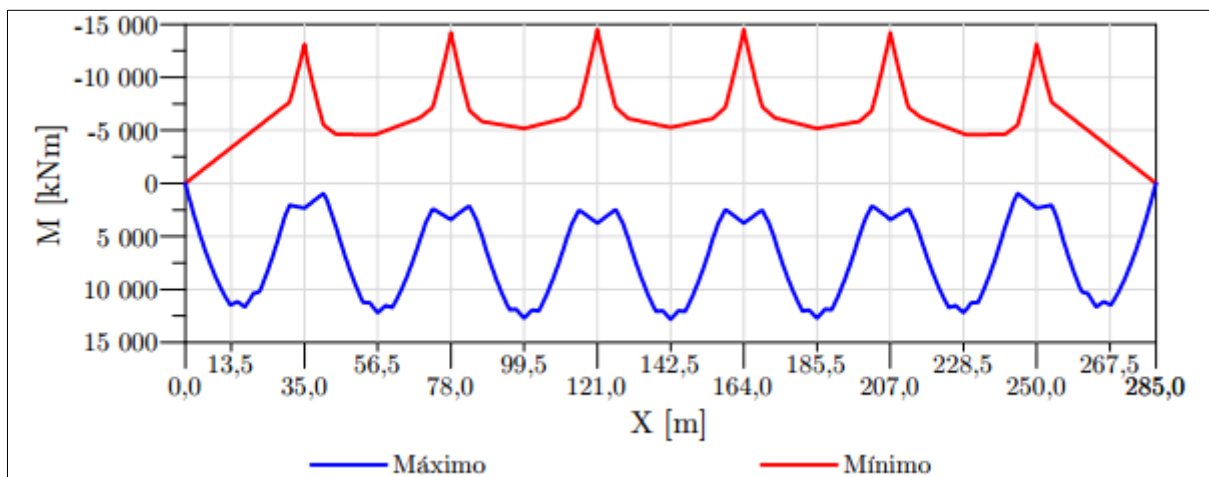


Figura 3.24 – Diagrama do momento fletor devido às sobrecargas

O esforço transversal devido às sobrecargas corresponde ao seguinte diagrama.

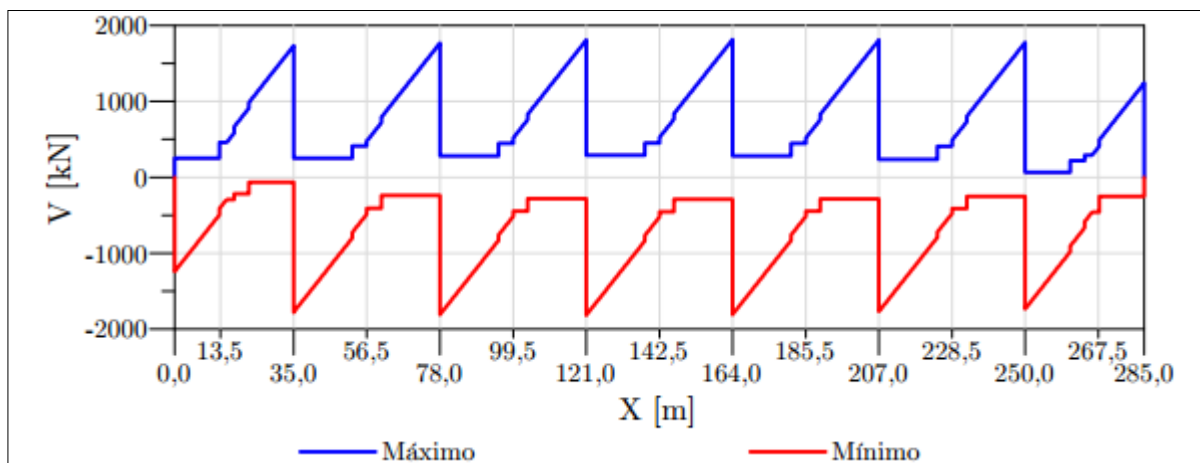


Figura 3.25 – Diagrama do esforço transversal devido às sobrecargas

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

### Esforços devido à variação diferencial da temperatura

A ação da variação diferencial da temperatura é também modelada no modelo da fase única. Envolve o gradiente negativo e o positivo da temperatura.

O momento fletor devido a esta ação tem o seguinte diagrama:

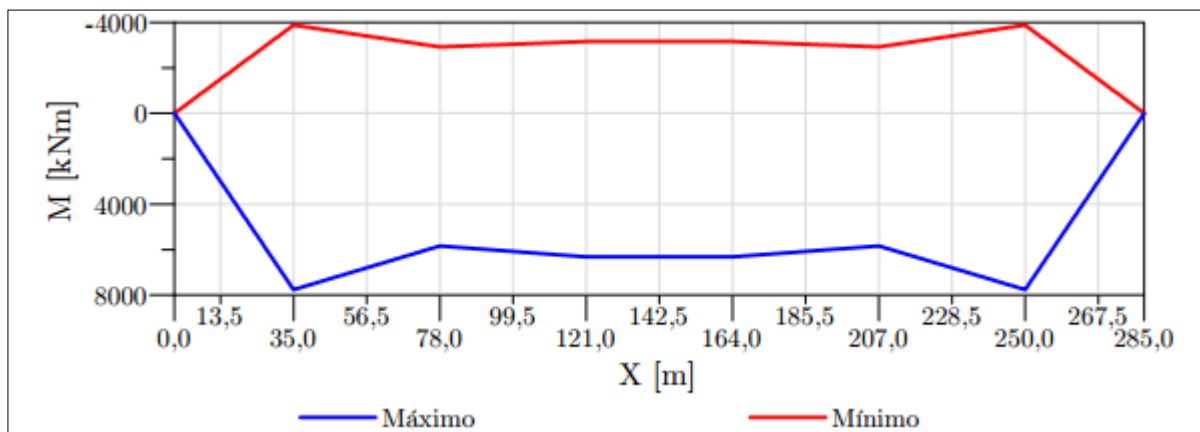


Figura 3.26 – Diagrama do momento fletor da ação da variação diferencial da temperatura

Devido ao gradiente negativo e positivo da temperatura, o diagrama de esforços apresenta uma envolvente com esforços mínimos e máximos em cada secção do tabuleiro.

O esforço transversal devido à variação diferencial da temperatura é o seguinte:

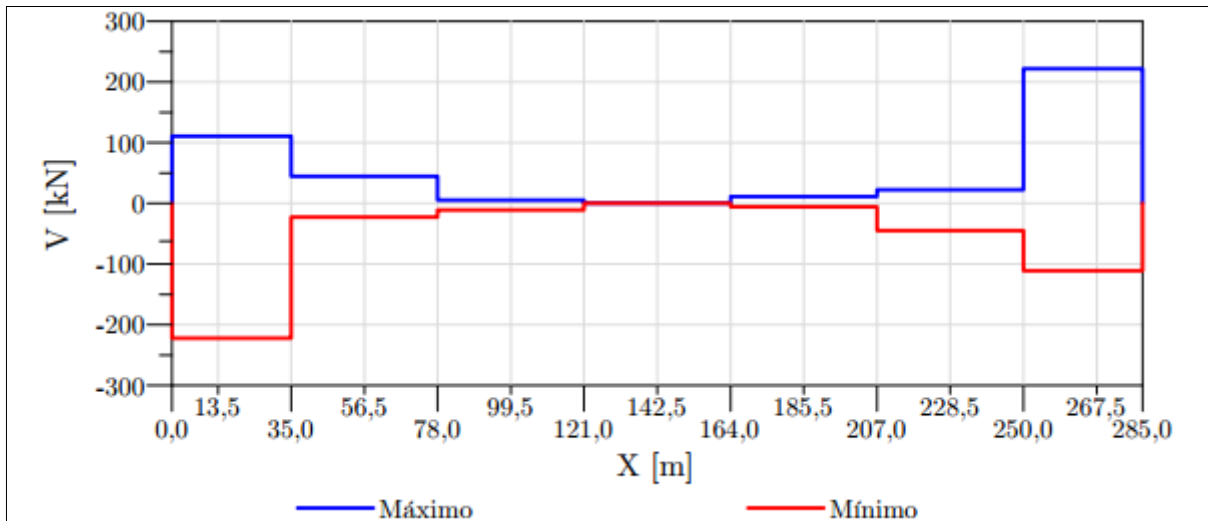


Figura 3.27 – Diagrama do esforço transversal devido à variação diferencial da temperatura

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

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

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

### 3.5.3 Estados limites de utilização

A verificação dos estados limites de utilização compreende três verificações: estado limite de descompressão, estado limite de largura de fendas e estado limite de deformação.

#### 3.5.3.1 Estado limite de descompressão

A verificação do estado limite de descompressão faz-se segundo o REBAP, mais propriamente com o artigo 69°. É utilizada a combinação quase-permanente de ações.

De uma forma generalizada, as tensões nas fibras são dadas pela seguinte equação.

$$\sigma = \pm \frac{|M_{Eqp}|}{I_c} \cdot v \pm \frac{P \cdot e}{I_c} - \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v \quad (3.32)$$

Em que:

$M_{Eqp}$  – valor quase-permanente do momento fletor;

$I_c$  – momento de inércia da secção transversal do tabuleiro;

$v$  – distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade;

$P$  – força de pré-esforço;

$e$  – excentricidade do cabo de pré-esforço;

$A_c$  – área da secção transversal do tabuleiro;

$M_{PE,Hip}$  – momento hiperstático devido ao pré-esforço.

Os sinais de cada parcela são positivos se o esforço provocar tração na fibra em estudo e negativos se provocar compressão.

O valor quase-permanente do momento fletor é dado por:

$$M_{Eqp} = M_{PP} + M_{RCP} + \psi_{2,SC} \cdot M_{SC} + \psi_{2,VDT} \cdot M_{VDT} \quad (3.33)$$

As secções que requerem maior atenção são as secções de meio vão e nos pilares ou apoios, e de uma forma mais particular:

- Fibra inferior na secção de meio vão

A tensão na fibra inferior:

$$\sigma_{inf} = \frac{|M_{Eqp}|}{I_c} \cdot v_{inf} - \frac{P \cdot e}{I_c} \cdot v_{inf} - \frac{P}{A_c} + \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v_{inf} \quad (3.34)$$

Em que  $v_{inf}$  é a distância entre a fibra inferior e o centro de gravidade da secção transversal do tabuleiro.

- Fibra superior na secção do apoio ou no pilar

A tensão na fibra superior:

$$\sigma_{sup} = \frac{|M_{Eqp}|}{I_c} \cdot v_{sup} - \frac{P \cdot e}{I_c} \cdot v_{sup} - \frac{P}{A_c} - \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v_{sup} \quad (3.35)$$

Em que  $v_{sup}$  é a distância entre a fibra superior e o centro de gravidade da secção transversal do tabuleiro.

De seguida apresenta-se as tensões no tabuleiro para a combinação quase-permanente de ações no início de exploração e a longo prazo.

No início de exploração, o tabuleiro tem as seguintes tensões:

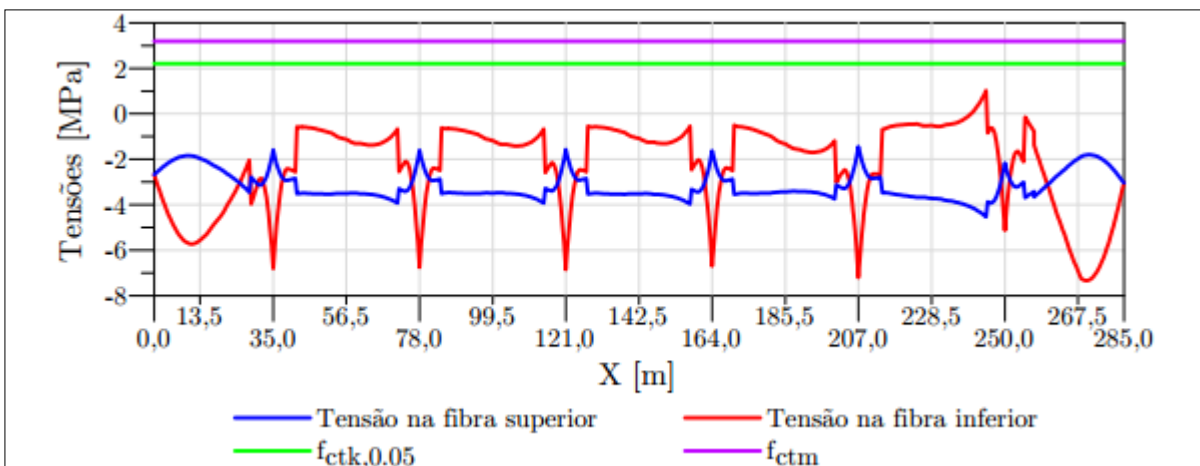


Figura 3.28 – Diagrama das tensões no tabuleiro no início de exploração

As tensões no tabuleiro a longo prazo são as seguintes:

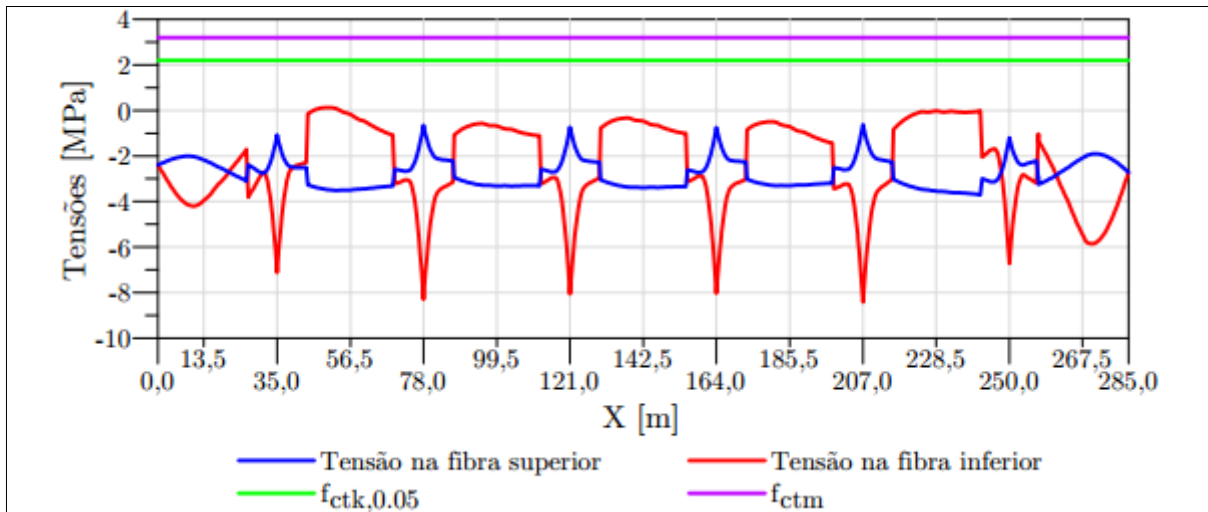


Figura 3.29 – Diagrama das tensões no tabuleiro a longo prazo

Analisando os dois diagramas anteriores, observa-se que a segurança ao estado limite de descompressão é verificada tanto no início de exploração como a longo prazo. Embora haja trações, como são pequenas, considera-se satisfeita a segurança.

Para mais detalhes a cerca do estado limite de descompressão, consultar os anexos D e E.

### 3.5.3.2 Estado limite de largura das fendas

A verificação do estado limite de largura de fendas segue a metodologia proposta pelo REBAP mais propriamente do artigo 70°. É utilizada a combinação frequente de ações, considerando a sobrecarga como ação variável base.

As tensões nas fibras inferiores e superiores são dadas pela seguinte expressão geral.

$$\sigma = \pm \frac{|M_{Efreq}|}{I_c} \cdot v \pm \frac{P \cdot e}{I_c} - \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v \quad (3.36)$$

Em que:

- $M_{Efreq}$  – valor frequente do momento fletor;
- $I_c$  – momento de inércia da secção transversal do tabuleiro;
- $v$  – distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade;
- $P$  – força de pré-esforço;
- $e$  – excentricidade do cabo de pré-esforço;
- $A_c$  – área da secção transversal do tabuleiro;
- $M_{PE,Hip}$  – momento hiperstático devido ao pré-esforço.

Os sinais de cada parcela são positivos se o esforço provocar tração na fibra em estudo e negativos se provocar compressão.

O momento de serviço é dada pela combinação frequente e tem a seguinte expressão:

$$M_{Efreq} = M_{PP} + M_{RCP} + \psi_{1,SC} \cdot M_{SC} + \psi_{2,VDT} \cdot M_{VDT} \quad (3.37)$$

De seguida apresenta-se as tensões no tabuleiro para a combinação frequente de ações no início de exploração.

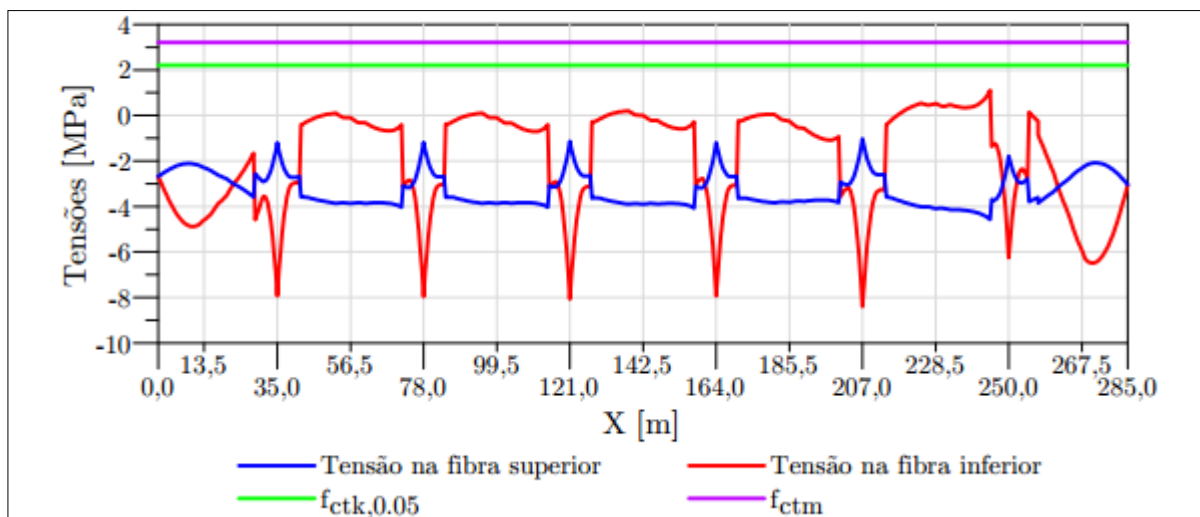


Figura 3.30 – Diagrama das tensões no tabuleiro no início de exploração

A longo prazo, o tabuleiro tem as seguintes tensões:

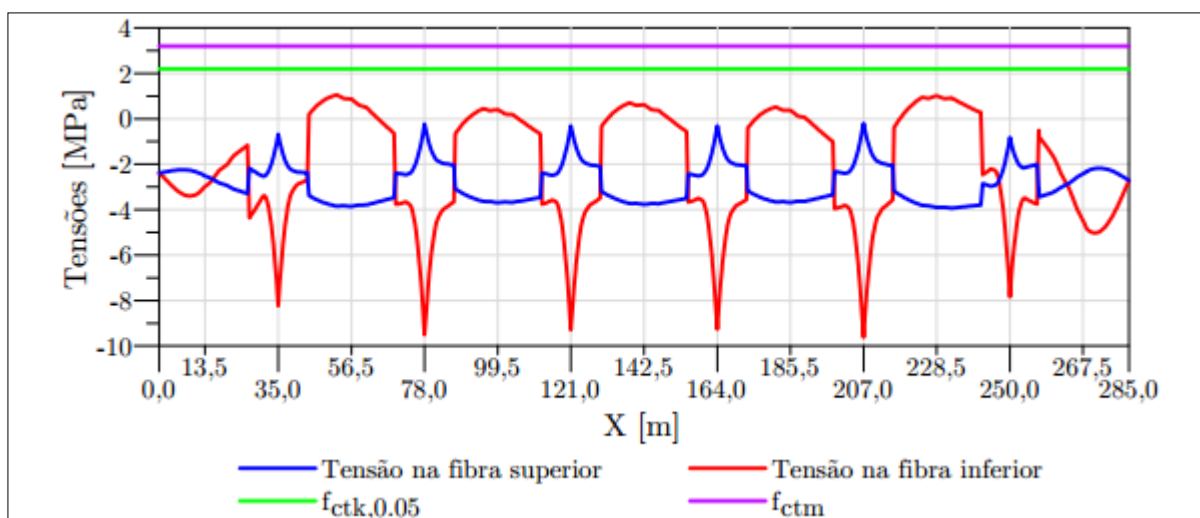


Figura 3.31 – Diagrama das tensões no tabuleiro a longo prazo

A segurança ao estado limite de largura das fendas está verificada no início de exploração e a longo prazo uma vez que não há trações superiores ao valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples  $f_{ctm}$ .

Para mais detalhes a cerca do estado limite de largura das fendas, consultar os anexos F e G.

### 3.5.3.3 Estado limite de deformação

A verificação do estado limite de deformação segue a metodologia proposta pelo REBAP, mais propriamente o artigo 72º. É feita com a aplicação da combinação frequente de ações com a sobrecarga como ação variável base.

Analisando os valores obtidos com o programa de cálculo automático SAP2000 verifica-se que a flecha máxima para as ações atuantes situa-se a meio do segundo e do sexto vão, como se demonstra de seguida.

Os deslocamentos verticais levados em consideração são os devidos à ação do peso próprio ( $\delta_{V,PP}$ ), ação do pré-esforço ( $\delta_{V,PE}$ ), ação das restantes cargas permanentes ( $\delta_{V,RCP}$ ), ação das sobrecargas ( $\delta_{V,SC}$ ) e ação da variação diferencial da temperatura ( $\delta_{V,VDT}$ ) e são dados por:

$$\begin{aligned}\delta_{V,max}^- &= [\delta_{V,PP} + \delta_{V,PE} + \delta_{V,RCP}] \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \psi_{1,SC} \cdot \delta_{V,SC}^- + \psi_{2,SC} \cdot \delta_{V,VDT}^- \\ &= (-11,935 + 11,542 - 2,739) \times (1 + 2,448) + 0,4 \times (-12,768) + 0,3 \times (-1,156) \\ &= -16,253 \text{ mm } (\downarrow)\end{aligned}$$

É necessário calcular o deslocamento admissível para fazer a verificação, que neste caso é:

$$\delta_{V,adm} = \frac{L}{400} = \frac{43,000 \times 1000}{400} = 107,5 \text{ mm}$$

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

Os cálculos apresentados são para o segundo e sexto vão. Para os restantes vãos, consultar o anexo H.

### 3.5.4 Estados limites últimos

A verificação da segurança ao estado limite último foi realizada considerando as ações do peso próprio do tabuleiro, a restante carga permanente, o pré-esforço e a sobrecarga. A ação da sobrecarga é que foi considerado uma vez que é a condicionante em relação a ação do veículo tipo. Tratando-se de um ELU, não entra a variação diferencial de temperatura nem e a variação uniforme temperatura já que provocam esforços diminutos tendo em conta a fissuração.

A combinação de ações utilizada foi a combinação fundamental de ações.

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

### 3.5.4.1 Estado limite de flexão

A verificação do estado limite último foi realizada de modo a que cada secção do tabuleiro satisfaça a seguinte condição: os momentos atuantes devem ser inferiores aos momentos resistentes.

As secções condicionantes são ao meio vão e nos apoios ou pilares. Para os dois casos, as secções mais desfavoráveis são no meio vão do sexto tramo e no apoio do quinto tramo. O apoio do quinto tramo corresponde ao pilar P5. Para estas duas secções serão demonstrados os cálculos.

#### Momento atuante

O cálculo do momento atuante é realizado através da expressão matemática seguinte.

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{PP} + \gamma_P \times M_{PE,Hip} + \gamma_G \times M_{RCP} + \gamma_Q \times M_{SC} \quad (3.38)$$

Na expressão anterior apenas é contabilizada a parcela hiperstática do pré-esforço porque a parcela isostática é contabilizada no momento resistente.

– Secção do vão:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 1,35 \times 15215,427 + 1,20 \times 16306,908 + 1,50 \times 3010,844 + 1,50 \times 12196,437 \\ &= 62920,038 \text{ kNm} \end{aligned}$$

– Secção do apoio:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 1,35 \times (-27990,235) + 1 \times 14866,369 + 1,5 \times (-6746,165) + 1,5 \times (-14191,151) \\ &= -54326,422 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### Momento resistente

Os momentos resistentes foram calculados através do equilíbrio de momentos originados pela força de compressão no betão, força de tração nas armaduras ordinárias e de pré-esforço.

Primeiramente foram determinadas as armaduras mínimas longitudinais, cujas expressões matemáticas são apresentadas em seguida.

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b_t \cdot d \quad (3.39)$$

Em que:

$b_t$  – Largura da alma;

$d = d_s$  – altura útil da secção para as armaduras ordinárias calculada pela expressão  $h_{alma} - rec - \frac{\phi_{adot}}{2}$ . A altura da secção na posição da alma é representada por  $h_{alma}$ ,  $rec$  é o recobrimento e tem uma espessura de 0,04 metros e  $\phi_{adot}$  é o diâmetro da armadura adotada.

Altura útil da secção para as armaduras ordinárias:

$$d_s = h_{alma} - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 2,69 - 0,04 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,638 \text{ m}$$

Armaduras ordinárias de flexão:

– Secção do vão:

▪ Armadura mínima:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 0,6 \times 2,638 \times 10^4 \\ &= 26,338 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

▪ Armadura adotada:

$$A_s = 6\phi 25 \text{ (} 29,450 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Paras duas almas tem-se } A_s = 29,450 \times 2 = 58,900 \text{ cm}^2$$

– Secção do apoio:

▪ Armadura mínima:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1,2 \times 2,638 \times 10^4 \\ &= 52,676 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

▪ Armadura adotada:

$$A_s = 11\phi 25 \text{ (} 54,000 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Paras duas almas tem-se } A_s = 54,000 \times 2 = 108,000 \text{ cm}^2$$

A equação do equilíbrio das forças envolve a força de compressão do betão, a força de tração das armaduras ordinárias e do aço de pré-esforço.

$$F_c = F_s + F_p \quad (3.40)$$

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

$$F_c = f_{cd} \cdot b \cdot y \quad (3.41)$$

Admitindo a hipótese de cedência das armaduras, as forças de equilíbrio e a posição da linha neutra (PLN) são calculadas do seguinte modo:

– Secção do vão:

▪ Forças:

$$F_s = f_{syd} \cdot A_s = 434,8 \times 58,9 \times 10^{-1} = 2560,870 \text{ kN}$$

$$F_p = f_{pyd} \cdot A_p = 1400 \times 186 \times 10^{-1} = 26040 \text{ kN}$$

▪ Posição da linha neutra (PLN):

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

$$\Leftrightarrow 23,3 \times 10^3 \times 14,2 \times y = 2560,870 + 26040 \Leftrightarrow y = 0,086 \text{ m}$$

$$x = \frac{y}{0,8} = \frac{0,086}{0,8} = 0,108 \text{ m}$$

$$x = 0,108 < e_2 = 0,350 \rightarrow \text{PLN: Banzo.}$$

– Secção do apoio:

▪ Forças:

$$F_s = f_{syd} \cdot A_s = 434,8 \times 108,000 \times 10^{-1} = 4695,652 \text{ kN}$$

$$F_p = f_{pyd} \cdot A_p = 1400 \times 186 \times 10^{-1} = 26040 \text{ kN}$$

▪ Posição da linha neutra (PLN):

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

$$\Leftrightarrow 23,3 \times 10^3 \times 2,4 \times y = 4695,652 + 26040 \Leftrightarrow y = 0,549 \text{ m}$$

$$x = \frac{y}{0,8} = \frac{0,549}{0,8} = 0,686 \text{ m}$$

$$x = 0,686 < h_{alma} - e_2 = 2,690 - 0,350 = 2,340 \rightarrow \text{PLN: Alma.}$$

A variável  $x$  é a posição da linha neutra e  $e_2$  corresponde a espessura do tabuleiro.

O próximo passo para garantir a segurança é a verificação da hipótese de cedência das armaduras, porque as forças foram calculadas admitindo esta hipótese.

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

– Secção do vão

$$d_p = h_{alma} - rec_{inf} = 2,69 - 0,30 = 2,390 \text{ m}$$

Em que  $rec_{inf}$  é o recobrimento inferior do aço de pré-esforço.

– Secção do apoio

$$d_p = h_{alma} - rec_{sup} = 2,69 - 0,18 = 2,510 \text{ m}$$

Em que  $rec_{sup}$  é o recobrimento superior do aço de pré-esforço.

Verificação da hipótese da cedência:

– Secção do vão

▪ Armaduras ordinárias:

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,638 - 0,108}{0,108} \times 3,5 = 81,991 \%$$

$$\varepsilon_s = 81,991 > \varepsilon_{syd} = 2,174 \rightarrow \text{Cedência verificada.}$$

▪ Aço de pré-esforço:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,390 - 0,108}{0,108} \times 3,5 = 73,954 \%$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p\infty} + \Delta\varepsilon_p = 5 + 73,954 = 78,954 \%$$

$$\varepsilon_p = 78,954 > \varepsilon_{pyd} = 7,200 \rightarrow \text{Cedência verificada.}$$

– Secção do apoio

▪ Armaduras ordinárias:

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,638 - 0,686}{0,686} \times 3,5 = 9,959 \%$$

$$\varepsilon_s = 9,959 > \varepsilon_{syd} = 2,174 \rightarrow \text{Cedência verificada.}$$

- Aço de pré-esforço:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,510 - 0,686}{0,686} \times 3,5 = 9,306 \%$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p\infty} + \Delta\varepsilon_p = 5 + 9,306 = 14,306 \%$$

$$\varepsilon_p = 14,306 > \varepsilon_{pyd} = 7,200 \rightarrow \text{Cedência verificada.}$$

Já que a hipótese de cedência se verifica, as forças estão bem calculadas.

O cálculo do momento resistente é dado pela seguinte expressão matemática.

$$M_{Rd} = F_s \cdot z_s + F_p \cdot z_p \quad (3.42)$$

- Secção do vão:

$$z_s = d_s - \frac{y}{2} = 2,638 - \frac{0,086}{2} = 2,595 \text{ m}$$

$$z_p = d_p - \frac{y}{2} = 2,390 - \frac{0,086}{2} = 2,347 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = F_s \cdot z_s + F_p \cdot z_p = 2560,870 \times 2,595 + 26040 \times 2,347 = 67535,684 \text{ kNm}$$

- Secção do apoio:

$$z_s = d_s - \frac{y}{2} = 2,638 - \frac{0,549}{2} = 2,364 \text{ m}$$

$$z_p = d_p - \frac{y}{2} = 2,510 - \frac{0,549}{2} = 2,236 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = F_s \cdot z_s + F_p \cdot z_p = 4695,652 \times 2,364 + 26040 \times 2,236 = 69310,594 \text{ kNm}$$

Em que  $z_s$  é o braço das armaduras ordinárias face à força de compressão do betão e  $z_p$  é o braço das armaduras de pré-esforço.

### Verificação da segurança à flexão

A verificação da segurança à flexão é satisfeita se a expressão seguinte se confirmar.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (3.43)$$

- Secção do vão:  $M_{Ed} = 62920,038 < M_{Rd} = 67535,684 \rightarrow \text{Verifica.}$
- Secção do apoio:  $M_{Ed} = |-54326,422| < M_{Rd} = 69310,594 \rightarrow \text{Verifica.}$

Tanto para a secção do vão como para a secção do apoio verifica-se a segurança à flexão.

Para mais informações sobre o estado limite de flexão, consultar o anexo I.

### **3.5.4.2 Estado limite de esforço transverso**

A verificação da segurança do estado limite de esforço transverso é realizada tendo por base que os esforços atuantes têm de ser menores que os esforços resistentes.

A secção condicionante é a dos apoios, mais precisamente, a direita do sexto apoio ou do pilar P5. Para esta secção serão demonstrados os cálculos.

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

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

$$d_s = h_{alma} - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 2,69 - 0,04 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,642 \text{ m}$$

### Esforço transversal atuante

Os esforços atuantes são regidos pela combinação fundamental de ações, sendo que a expressão matemática é apresentada em seguida.

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \gamma_G \cdot V_{PP} + \gamma_P \cdot V_{PE} + \gamma_G \cdot V_{RCP} + \gamma_Q \cdot V_{SC} \\ &= 1,35 \times (-3586,511) + 1,00 \times 2344,108 + 1,50 \times (-795,566) + 1,50 \times (-1618,673) \\ &= -6119,041 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Esforço transversal resistente

O cálculo do esforço transversal resistente compreende várias etapas. Primeiramente calcula-se a armadura mínima transversal.

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_{w,nom} \cdot \text{sen} \alpha \quad (3.44)$$

Para isso precisa-se calcular a espessura nominal das duas almas:

$$b_{w,nom} = \begin{cases} b_w; & \text{se } \phi_b \leq \frac{b_w}{8} \\ b_w - 0,5 \cdot \sum \phi_b; & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (3.45)$$

Em que:

$b_w$  – espessura das duas almas nos apoios,  $b_w = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ m}$ ;

$\phi_b$  – diâmetro exterior da bainha,  $\phi_b = 130 \text{ mm}$ .

Com a expressão 3.45, tem-se:

$$b_{w,nom} = b_w = 2,400 \text{ m} \quad \text{já que } \phi_b \leq \frac{b_w}{8} \Leftrightarrow 2 \times 0,130 = 0,26 < \frac{2,400}{8} = 0,300.$$

Armaduras ordinárias de esforço transversal:

– Armadura mínima:

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

– Armadura calculada através do esforço transversal atuante:

$$z = 0,9 \cdot d_s = 0,9 \times 2,642 = 2,378 \text{ m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal} = \frac{VEd}{z \cdot f_{syd} \cdot \cot \theta} = \frac{|-6119,041|}{2,378 \times 434,8 \times 10^{-1} \times \cot(30)}$$

$$= 34,172 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

– Armadura necessária e adotada:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{nec} = \max \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal} \right\} = \max\{22,718; 34,172\}$$

$$= 34,172 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Cada uma das duas almas tem 2 ramos que dá no total 4 ramos.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{nec} = \frac{34,172}{4} = 8,543 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$$

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

$$\text{Ou seja } \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 10,050 \times 4 = 40,200 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

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

Esforço transversal associado à cedência de estribos:

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

$$= 434,8 \times 40,200 \times 10^{-1} \times 2,378 \times [(\cot(30) + \cot(90)) \times \text{sen}(30)]$$

$$= 7198,370 \text{ kN}$$

Esforço transversal associado ao esmagamento das bielas de betão:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_{w,nom} \cdot z}{\cot(\theta) + \text{tg}(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,516 \times 35 \times 10^3 \times 2,4 \times 2,378}{\cot(30) + \text{tg}(30)}$$

$$= 29751,830 \text{ kN}$$

Em que  $\nu$  é coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal e é calculado por:

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

Esforço transversal resistente:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} = \min\{7198,370; 29751,830\} = 7198,370 \text{ kN}$$

### Verificação da segurança ao esforço transversal

A verificação da segurança ao esforço transversal é garantida se o esforço transversal atuante for menor que o esforço transversal resistente.

$$V_{Ed} = |-6119,041| < V_{Rd} = 7198,370 \rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

A segurança ao estado limite último de esforço transversal está verificada.

Para mais detalhes acerca do estado limite de esforço transversal, consultar o anexo J.

### 3.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

A análise transversal do tabuleiro foi elaborada para as consolas laterais, para a laje intermédia e também para a carlinga regida pela combinação fundamental de ações.

As consolas laterais são as partes da secção do tabuleiro exteriores as almas. Já a laje intermédia é parte interior, como se vê na figura seguinte.

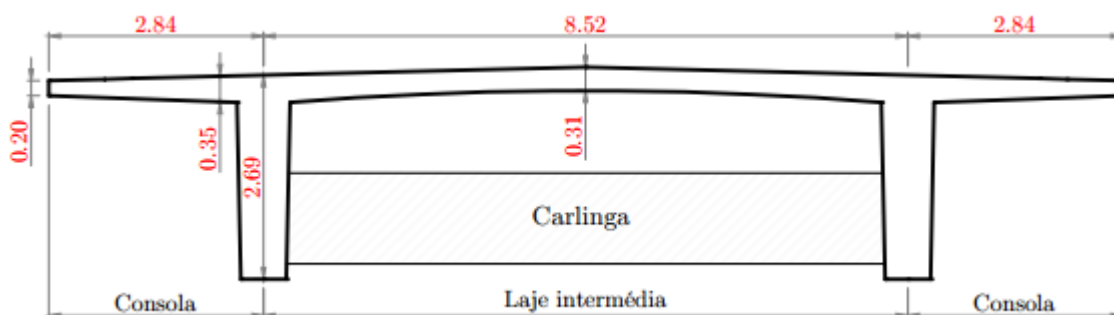


Figura 3.32 – Partes constituintes da secção transversal

As consolas laterais e a laje intermédia foram modeladas no modelo de análise transversal como se pode ver na figura 2.6. A carlinga só está presente nas secções do tabuleiro em cima dos pilares e encontros.

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

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

#### Material

O betão é da classe C35/45 e as armaduras ordinárias são da classe A500 NR.

#### Ações transversais

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

I. Peso próprio

A ação do peso próprio corresponde ao peso da estrutura do modelo transversal.

II. Restantes cargas permanentes

Os elementos que constituem as restantes cargas permanentes são os seguintes:

**Tabela 3.23 – Cargas no tabuleiro devido às restantes cargas permanentes**

Elemento		Carga [kN/m]	Extensão [m]	Carga distribuída equivalente [kN/m <sup>2</sup> ]	
Passeio	Viga de bordadura	2,500	9,557	1,100	8,690
	Guarda-corpos	1,000			
	Enchimento dos passeios	2,232			
	Lancil	2,825			
	Guarda de segurança	1,000			
Tapete betuminoso		--	--	1,920	

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

No modelo transversal, as restantes cargas permanentes foram modeladas com  $8,690 \text{ kN} / \text{m}^2$  nos passeios e  $1,920 \text{ kN} / \text{m}^2$  na faixa de rodagem.

III. Sobrecarga uniforme no passeio

Para o dimensionamento transversal, considerou-se uma sobrecarga uniforme nos passeios de  $3,00 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

IV. Sobrecarga concentrada no passeio

A carga concentrada no passeio é de  $20,00 \text{ kN}$  e considera-se aplicada no ponto extremo do passeio.

V. Veículo tipo

O veículo tipo é o do RSA e já foi descrito anteriormente.

Para esta ação consideraram-se três casos de carga:

- 1) Veículo tipo junto ao passeio

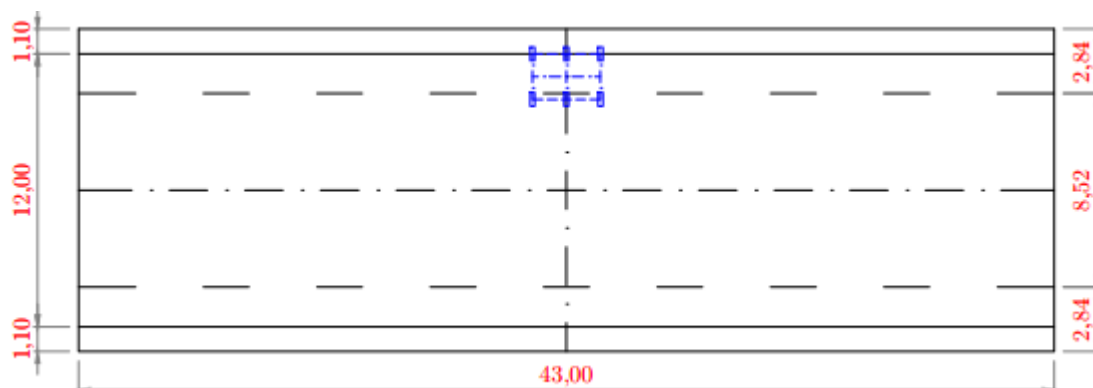


Figura 3.33 – Posição do veículo junto ao passeio

- 2) Veículo tipo centrado

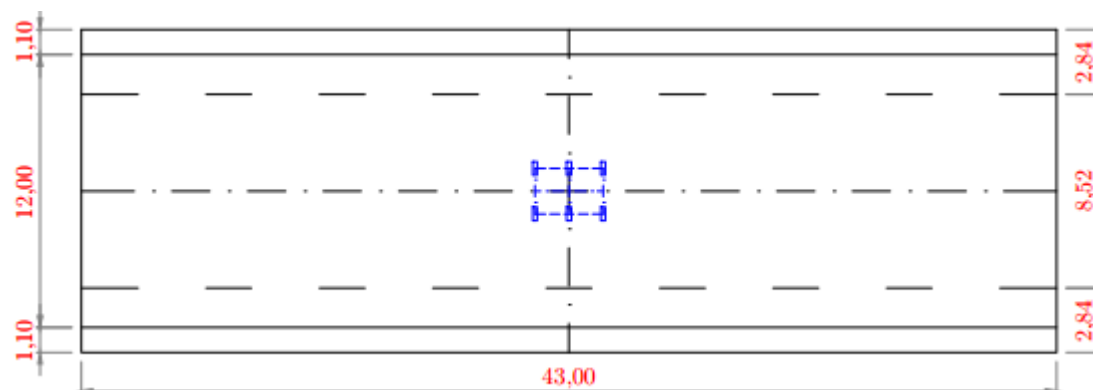


Figura 3.34 – Posição do veículo tipo centrado

- 3) Veículo tipo com uma roda centrada

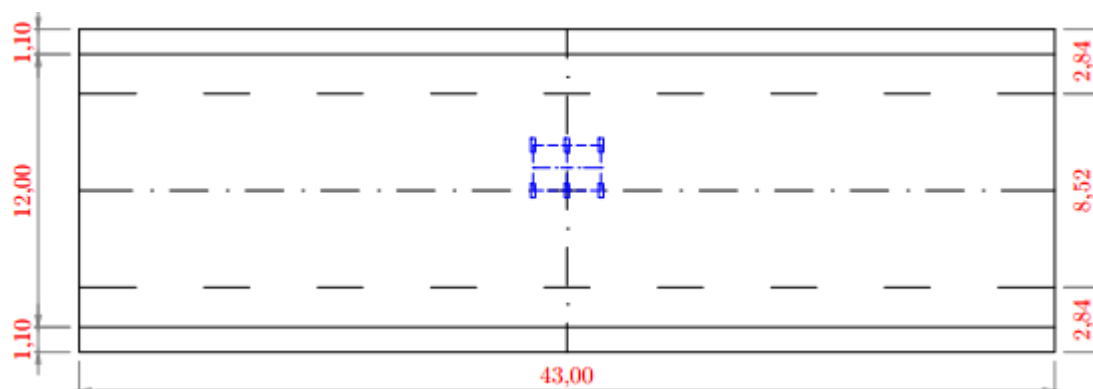


Figura 3.35 – Posição do veículo tipo com uma roda centrada

Destes três casos, escolhe-se o mais desfavorável para a secção em análise.

**Esforços transversais**

Essas ações têm os seguintes esforços nas secções condicionantes acima referidas:

**Tabela 3.24 – Esforços na direção transversal**

Ação		Consola		Laje Intermédia	
		M [kNm/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	V [kN/m]
PP		-26,248	18,300	33,415	-31,072
RCP		-24,280	12,448	-1,870	-7,662
SCU passeio		-7,288	3,254	-4,223	0,199
SCC passeio		-11,021	5,276	-1,500	-0,953
VT	VT junto ao passeio	-89,150	58,664	-11,416	-94,363
	VT centrado	-6,673	5,964	62,457	-45,556
	VT com roda centrada	-7,860	7,736	80,545	-63,621

Estes esforços foram obtidos através do modelo de análise transversal no programa de cálculo automático SAP2000.

**3.6.1 Consolas laterais**

As consolas laterais são caracterizadas por um vão de 2,84 metros e uma espessura variável com 0,20 metros na extremidade ( $e_1 = 0,20\text{ m}$ ) e 0,35 metros no encastramento ou em cima da alma ( $e_2 = 0,35\text{ m}$ ) como se pode ver na figura 3.32. A combinação utilizada foi a combinação fundamental das ações.

**3.6.1.1 Estado limite de flexão**

Para este estado limite as ações a utilizar são: peso próprio, restantes cargas permanentes, veículo tipo junto ao passeio e sobrecarga concentrada no passeio.

Os cálculos são para a secção condicionante que é junto à alma do lado exterior.

**Momento atuante**

O momento atuante é dado pela seguinte expressão.

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= \gamma_G \cdot M_{PP} + \gamma_G \cdot M_{RCP} + \gamma_Q [M_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot M_{SCC,passeio}] \\
 &= 1,35 \times (-26,248) + 1,5 \times (-24,280) + 1,5 \times [(-89,150) + 0,6 \times (-11,021)] \\
 &= -215,499 \text{ kNm} / \text{m}
 \end{aligned}$$

Em que  $M_{VT}$  é o momento fletor do veículo tipo junto ao passeio. E usou-se  $M_{SCC,passeio}$  já que o esforço provocado pela sobrecarga concentrada no passeio é superior ao da sobrecarga uniforme.

### Momento resistente

O cálculo do momento resistente não é direto, primeiramente é necessário calcular a altura útil.

$$d = e_2 - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) \quad (3.46)$$

Em que  $e_2$  representa a espessura do tabuleiro,  $rec$  é referente ao recobrimento e tem uma espessura de 0,04 metros e  $\phi_{adot}$  representa o diâmetro da armadura adotada. Deste modo, calcula-se:

$$d = e_2 - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 0,35 - 0,04 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,302 \text{ m}$$

Cálculo do coeficiente  $\mu$  e taxa mecânica  $\omega$ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-215,499|}{1,0 \times 0,302^2 \times 23,3 \times 10^3} = 0,101$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,101} = 0,107$$

As armaduras ordinárias são calculadas pela seguinte expressão:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) A_s = 0,107 \times 1,0 \times 0,302 \times \left( \frac{23,3}{434,8} \right) = 17,340 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se  $A_s = \phi 16 / 0,10$  ( $20,110 \text{ cm}^2 / \text{m}$ )

O cálculo do momento resistente é o produto entre a força de tração nas armaduras ( $F_s$ ) e o braço do binário das forças interiores ( $z$ ):

$$M_{Rd} = F_s \cdot z \quad (3.47)$$

Então:

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 0,302 = 0,272 \text{ m}$$

$$F_s = A_s \cdot f_{syd} = 20,110 \times 434,8 \times 10^{-1} = 874,348 \text{ kN} / \text{m}$$

$$M_{Rd} = F_s \cdot z = 874,348 \times 0,272 = 237,648 \text{ kNm} / \text{m}$$

### Verificação da segurança à flexão

Para a verificação da segurança à flexão os momentos atuantes têm de ser menores que os resistentes.

$$M_{Ed} = |-215,499| < M_{Rd} = 237,648 \rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

### 3.6.1.2 Estado limite de esforço transverso

A verificação da segurança ao estado limite de esforço transverso é realizada para as seguintes ações atuantes: peso próprio, restante carga permanente, veículo tipo junto ao passeio e sobrecarga concentrada no passeio.

Os cálculos para este estado limite são para a secção condicionante que é junto à alma do lado exterior.

#### Esforço transverso atuante

O esforço transverso atuante é dado pela seguinte expressão matemática.

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \gamma_G \cdot V_{PP} + \gamma_G \cdot V_{RCP} + \gamma_Q \left[ V_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot V_{SCC,passeio} \right] \\ &= 1,35 \times 18,300 + 1,50 \times 12,448 + 1,50 \times \left[ 58,664 + 0,60 \times 5,276 \right] \\ &= 136,121 \text{ kN} / \text{m} \end{aligned}$$

#### Esforço transverso resistente

O esforço transverso resistente é calculado através da fórmula seguinte:

$$\begin{aligned} V_{cd} &= 0,6 \cdot (1,6 - d) \cdot \tau_1 \cdot b_w \cdot d = 0,6 \times (1,6 - 0,302) \times 850,0 \times 1,0 \times 0,302 \\ &= 199,918 \text{ kN} / \text{m} \end{aligned}$$

Em que  $\tau_1$  representa a tensão 1 do quadro VI do REBAP e tem um valor de  $\tau_1 = 850 \text{ kPa}$ .

#### Verificação da segurança ao esforço transverso

Para verificar a segurança é necessário que o esforço atuante seja menor que o resistente.

$$V_{Ed} = 136,121 < V_{cd} = 199,918 \rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

## 3.6.2 Laje intermédia

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

### 3.6.2.1 Estado limite de flexão

As ações consideradas foram: peso próprio, restantes cargas permanentes, veículo tipo com uma roda centrada e sobrecarga concentrada no passeio.

A secção central é a mais desfavorável. Para esta secção serão apresentados os cálculos.

**Momento atuante**

O momento atuante é dado pela seguinte expressão:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= \gamma_G \cdot M_{PP} + \gamma_G \cdot M_{RCP} + \gamma_Q \left[ M_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot M_{SCC,passeio} \right] \\ &= 1,35 \times 33,415 + 1,00 \times (-1,870) + 1,5 \times 80,545 + 0,00 \times 0,60 \times (-1,5) \\ &= 164,058 \text{ kNm} / m \end{aligned}$$

**Momento resistente**

Para o cálculo do momento resistente é necessário calcular a altura útil.

$$d = e_3 - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) \quad (3.48)$$

Em que  $e_3$  representa a espessura do tabuleiro na posição central,  $rec$  é referente ao recobrimento e tem uma espessura de 0,04 metros e  $\phi_{adot}$  representa o diâmetro da armadura adotada.

$$d = e_3 - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 0,31 - 0,04 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,262 \text{ m}$$

Cálculo do coeficiente  $\mu$  e taxa mecânica  $\omega$ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{164,058}{1,0 \times 0,262^2 \times 23,3 \times 10^3} = 0,102$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,102} = 0,108$$

As armaduras ordinárias são calculadas da seguinte forma:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,108 \times 1,0 \times 0,262 \times \left( \frac{23,3}{434,8} \right) = 15,226 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se  $A_s = \phi 16 / 0,10$  ( $20,110 \text{ cm}^2 / m$ )

O cálculo do momento resistente é o produto entre a força de tração nas armaduras ( $F_s$ ) e o braço do binário das forças interiores ( $z$ ):

$$M_{Rd} = F_s \cdot z \quad (3.49)$$

Então:

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 0,262 = 0,236 \text{ m}$$

$$F_s = A_s \cdot f_{syd} = 20,110 \times 434,8 \times 10^{-1} = 874,348 \text{ kN} / m$$

$$M_{Rd} = F_s \cdot z = 874,348 \times 0,236 = 206,171 \text{ kNm} / m$$

**Verificação da segurança à flexão**

Para a verificação da segurança à flexão os momentos atuantes têm de ser menores que os resistentes.

$$M_{Ed} = 164,058 < M_{Rd} = 206,171 \rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

### 3.6.2.2 Estado limite de esforço transverso

A verificação da segurança a este estado limite é realizada para as seguintes ações atuantes: peso próprio, restante carga permanente, veículo tipo junto ao passeio e sobrecarga concentrada no passeio.

Os cálculos para este estado limite são para a secção condicionante que é junto à alma do lado interior.

#### Esforço transverso atuante

O esforço transverso atuante é dado pela seguinte expressão matemática:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \gamma_G \cdot V_{PP} + \gamma_G \cdot V_{RCP} + \gamma_Q [V_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot V_{SCC,passeio}] \\ &= 1,35 \times (-31,072) + 1,50 \times (-7,662) + 1,50 \times [(-94,363) + 0,60 \times (-0,953)] \\ &= -195,852 \text{ kN} / m \end{aligned}$$

#### Esforço transverso resistente

O esforço transverso máximo ocorre junto à alma e tem a seguinte altura útil:

$$d = e_2 - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 0,35 - 0,04 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,302 \text{ m}$$

O esforço transverso resistente é dado pela expressão seguinte.

$$\begin{aligned} V_{cd} &= 0,6 \cdot (1,6 - d) \cdot \tau_1 \cdot b_w \cdot d = 0,6 \times (1,6 - 0,302) \times 850,0 \times 1,0 \times 0,302 \\ &= 199,918 \text{ kN} / m \end{aligned}$$

Em que  $\tau_1$  representa a tensão um do quadro VI do REBAP e tem um valor de  $\tau_1 = 850 \text{ kPa}$ .

#### Verificação da segurança ao esforço transverso

A verificação da segurança é garantida quando o esforço atuante é inferior ao esforço resistente.

$$V_{Ed} = |-195,852| < V_{cd} = 199,918 \rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

### 3.6.3 Carlinga

As carlingas têm uma secção transversal retangular com 1,20 metros de altura e 0,60 metros de largura. Os esforços na carlinga foram desprezados uma vez que são muito pequenos. Deste modo, Este elemento apenas será dimensionado para as armaduras mínimas.

#### Armadura longitudinal

A secção transversal da carlinga tem a seguinte altura útil:

$$d = h - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,20 - 0,04 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,160 \text{ m}$$

A armadura mínima é calculado da seguinte forma:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = 0,26 \times \left( \frac{3,2}{500} \right) \times 0,6 \times 1,160 \times 10^4 = 11,581 \text{ cm}^2$$

Em que  $b_t$  é a largura transversal da secção.

Armadura adotada:  $A_s = 16\phi 16$  ( $31,160 \text{ cm}^2$ )

### Armadura transversal

A armadura transversal é dada pela seguinte expressão.

$$\begin{aligned} \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} &= \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen } \alpha = \frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} \times 0,6 \times \text{sen } 90 \times 10^4 \\ &= 5,679 \text{ cm}^2 / m \end{aligned}$$

Armadura adotada:  $A_s = \phi 16 / / 0,20$  ( $10,050 \text{ cm}^2 / m$ )

## 3.7 PILARES E SUAS FUNDAÇÕES

No presente viaduto existem seis alinhamentos de pilares e cada um tem dois pilares com 2,00 metros de diâmetro. Os pilares assentes em estacas estão sobre um maciço de encabeçamento, enquanto os restantes estão apoiados em sapatas. Tanto os maciços como as sapatas suportam um par de pilares.

O alinhamento de pilares P1 é rotulado junto ao tabuleiro nas duas direções. Os pilares de P2 a P5 estão encastrados ao tabuleiro, ou seja, são monolíticos. O alinhamento de pilares P6 é rotulado na direção transversal e rotulado deslizante na direção longitudinal do viaduto.

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

### 3.7.1 Esforços atuantes

Os esforços atuantes são determinados através do modelo tridimensional de análise sísmica elaborado no programa de cálculo SAP2000. Como ações estáticas, são consideradas a ação do peso próprio, do pré-esforço, das restantes cargas permanentes e da sobrecarga longitudinal. Consideraram a variação diferencial da temperatura e a variação uniforme da temperatura. E é considerado o sismo como ação dinâmica. Os esforços devido à ação sísmica são divididos pelo coeficiente de comportamento sísmico  $\eta = 2$  proposto pelo REBAP, como foi explicado anteriormente.

O esforço normal e transversal são determinados diretamente no programa de cálculo automático. Em relação ao momento fletor é necessário corrigir os valores devido aos efeitos de segunda ordem.

### 3.7.1.1 Efeitos de segunda ordem na presença de esforço normal

Os efeitos de segunda ordem foram calculados pelo método da rigidez nominal do EC2.

Os cálculos são apresentados para o pilar P5 que é o condicionante para a combinação sísmica. O momento é determinado na base do pilar.

#### 3.7.1.1.1 Direção longitudinal ou direção X

Cálculos para o pilar P5 considerando como ação variável base da combinação o sismo.

O cálculo dos efeitos de segunda ordem segue os seguintes passos:

##### I. Imperfeições geométricas

Pelo EC2, tem-se a seguinte expressão da excentricidade na direção X devido às imperfeições geométricas:

$$e_{i,x} = \theta_x \cdot \frac{L_{0,x}}{2} \quad (3.50)$$

Em que:

$\theta_x$  – inclinação na direção X;

$L_{0,x}$  – comprimento efetivo ou de encurvadura na direção X;

A inclinação na direção X calcula-se por:

$$\theta_x = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (3.51)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.51):

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

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1, \text{ ou seja, } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{22,0}} = 0,426 < \frac{2}{3} \Leftrightarrow \alpha_h = \frac{2}{3}$$

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

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

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

Comprimento efetivo ou de encurvadura é diretamente proporcional ao coeficiente de encurvadura  $\mu$  e ao comprimento do pilar  $L$ .

$$L_{0,x} = \mu \cdot L = 1 \times 22,0 = 22,000 \text{ m}$$

Coeficiente de encurvadura  $\mu$  é 1 porque o pilar P5, que é o pilar em estudo, é modelado como encastrado na base e encastrado deslizante no tabuleiro.

Aplicando a expressão 3.50, tem-se a excentricidade na direção X devido às imperfeições geométricas:

$$e_{i,x} = \theta_x \cdot \frac{L_{0,x}}{2} = 0,003 \times \frac{22,000}{2} = 0,037 \text{ m}$$

## II. Momentos de primeira ordem afetados das imperfeições geométricas

Para os momentos de primeira ordem afetados das imperfeições geométricas na combinação sísmica segundo o eixo dos yy usou-se a seguinte expressão:

$$M_{0Ed,i,y} = M_{0Ed,yy} + N_{Ed} \cdot e_{i,x} \quad (3.52)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.52):

$$\begin{aligned} M_{0Ed,yy} &= M_{0k,y,CP} + \gamma_Q \cdot M_{0k,y,E} = -1035,495 + 1,50 \times (-13008,019) \\ &= -20547,524 \text{ kNm} \\ N_{Ed} &= N_{k,CP} + \gamma_Q \cdot N_{k,E} = -6928,081 + 1,5 \times (-1808,892) = -9641,419 \text{ kN} \\ M_{0Ed,i,y} &= M_{0Ed,yy} + N_{Ed} \cdot e_{i,x} = -20547,524 - 9641,419 \times 0,037 \\ &= -20901,043 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Seguidamente foi calculado o momento fletor de primeira ordem afetados das imperfeições geométricas na combinação de ações quase-permanente segundo o eixo dos yy, na base do pilar.

$$M_{0Eqp,i,y} = M_{0Eqp,yy} + N_{Eqp} \cdot e_{i,x} \quad (3.53)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.53):

$$\begin{aligned} M_{0Eqp,yy} &= M_{0k,y,CP} + \psi_2 \cdot M_{0k,y,E} = -1035,495 + 0,00 \times (-13008,019) \\ &= -1035,495 \text{ kNm} \\ N_{Eqp} &= N_{k,CP} + \psi_2 \cdot N_{k,E} = -6928,081 + 0,00 \times (-1808,892) = -6928,081 \text{ kN} \\ M_{0Eqp,i,y} &= M_{0Eqp,yy} + N_{Eqp} \cdot e_{i,x} = -1035,495 - 6928,081 \times 0,037 \\ &= -1289,525 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## III. Verificação da dispensa de efeitos de segunda ordem

A verificação da dispensa dos efeitos de segunda ordem foi realizada tendo em consideração a seguinte condição. Se a mesma for verdadeira a dispensa poderá ocorrer.

$$\lambda_x \leq \lambda_{\text{lim},x} \quad (3.54)$$

Em que:

$\lambda_x$  – coeficiente de esbelteza do pilar na direção X;

$\lambda_{\text{lim},x}$  – esbelteza limite na direção X;

O coeficiente de esbelteza do pilar é calculada pela seguinte expressão do EC2.

$$\lambda_x = \frac{L_{0,x}}{i_y} \quad (3.55)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.55):

$$L_{0,x} = \mu \cdot L = 1 \times 22,0 = 22,000 \text{ m}$$

$$A_c = \frac{\pi \cdot (\phi_{pilar})^2}{4} = \frac{\pi \times 2,0^2}{4} = 3,142 \text{ m}^2$$

$$I_{c,y} = \frac{\pi \cdot (\phi_{pilar})^4}{64} = \frac{\pi \times 2,0^4}{64} = 0,785 \text{ m}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{c,y}}{A_c}} = \sqrt{\frac{0,785}{3,142}} = 0,500 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{L_{0,x}}{i_y} = \frac{22,000}{0,500} = 44,000$$

Em que  $L$  é o comprimento do pilar e  $\phi_{pilar}$  é o diâmetro da secção transversal do pilar.

A esbelteza limite é calculada com a seguinte equação, sugerida pelo EC2.

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \cdot A_x \cdot B \cdot C_x}{\sqrt{n_N}} \quad (3.56)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.56):

$$\varphi_{ef,x} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp,i,y}}{M_{0Ed,i,y}} = 2,142 \times \frac{|-1289,525|}{|-20901,043|} = 0,132$$

$$A_x = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef,x}} = \frac{1}{1 + 0,2 \times 0,132} = 0,974$$

$$A_s = 0,02 \cdot A_c = 0,02 \times 3,142 = 0,063 \text{ m}^2$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{syd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{0,063 \times 434,8}{3,142 \times 23,3} = 0,373$$

$$B = \sqrt{1 + 200\omega} = \sqrt{1 + 200 \times 0,373} = 1,321$$

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

$$n_N = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{|-9641,419|}{3,142 \times 23,3} = 0,132$$

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \cdot A_x \cdot B \cdot C_x}{\sqrt{n_N}} = \frac{20 \times 0,974 \times 1,321 \times 0,700}{\sqrt{0,132}} = 49,686$$

Em que  $\varphi(\infty, t_0) = \varphi(t, t_0) = 2,142$  é o coeficiente de fluência que foi calculado para os pilares no anexo T e  $r_{m,y} = 1$  é a razão de momentos nas secções de extremidade do pilar.

Verificação da dispensa de efeitos de segunda ordem, pela expressão 3.54:

$$\lambda_x = 44,000 < \lambda_{\text{lim},x} = 49,686$$

Neste pilar pode-se dispensar os efeitos de segunda ordem. Mas nos restantes pilares tal não se verifica, por isso, optou-se por considerar os efeitos de segunda ordem para todos os pilares.

#### IV. Momento de cálculo total

Seguidamente foram calculados os momentos de cálculo total com o método da rigidez nominal. O momento de cálculo total envolve os momentos de primeira e de segunda ordem. O método da rigidez nominal está regulamentado no EC2.

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,i,y} \cdot \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right] \quad (3.57)$$

Em que:

$M_{0Ed,i,y}$  – momento fletor de primeira ordem na combinação de ações de cálculo segundo o eixo dos yy adicionado as imperfeições geométricas, na base do pilar;

$\beta$  – 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 calculado pela seguinte equação.

$$N_{B,x} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{(L_{0,x})^2} \quad (3.58)$$

Na expressão anterior,  $EI_y$  é a rigidez nominal segundo o eixo dos yy e calcula-se por:

$$EI_y = K_{c,x} \cdot E_{cd} \cdot I_{c,y} + K_s \cdot E_s \cdot I_{s,y} \quad (3.59)$$

Mas como a taxa de armadura  $\rho_s = 0,02 > 0,01$  então  $K_s = 0$  e  $K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef,x}}$  e simplifica a expressão anterior para:

$$EI_y = K_{c,x} \cdot E_{cd} \cdot I_{c,y} \quad (3.60)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.60):

$$K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef,x}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times 0,132} = 0,281$$

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

$$EI_y = K_{c,x} \cdot E_{cd} \cdot I_{c,y} = 0,281 \times 28,333 \times 10^6 \times 0,785 = 6262106,060 \text{ kNm}^2$$

O valor da carga de encurvadura baseada na rigidez nominal é:

$$N_{B,x} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{(L_{0,x})^2} = \frac{\pi^2 \times 6262106,060}{22,000^2} = 127695,268 \text{ kN}$$

E o momento total calculado a partir da expressão 3.57 é:

$$\begin{aligned} M_{Ed,y} &= M_{0Ed,i,y} \cdot \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right] = -20901,043 \times \left[ 1 + \frac{1,0}{\frac{127695,268}{|-9641,419|} - 1} \right] \\ &= -22608,024 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### 3.7.1.1.2 Direção transversal ou direção Y

Na direção transversal os cálculos são semelhantes e obteve-se um momento total de:

$$M_{Ed,x} = -11225,385 \text{ kNm}$$

Para mais detalhes acerca dos efeitos de segunda ordem, consultar o anexo L.

## 3.7.2 Verificação da segurança dos pilares

A verificação da segurança segue a metodologia proposta pelo EC2, em que os esforços atuantes têm de ser menores que os esforços resistentes.

### 3.7.2.1 Estado limite de flexão

Os cálculos serão apresentados para o pilar P5 porque apresenta maiores esforços. Para a verificação da segurança dos pilares ao estado limite último de flexão, a combinação condicionante é a sísmica.

A verificação da segurança ao estado limite de flexão foi realizada a partir de um programa de cálculo previamente testado. O mesmo determina o estado limite último de resistência à flexão composta para secções circulares.

No programa, primeiro é necessário caracterizar os materiais que compõem a secção introduzindo a tensão de cedência de cálculo do betão e do aço. O betão é da classe C35/45 e a armadura ordinária é da classe A500 NR. A caracterização é feita do seguinte modo:

<b>Materiais</b>		<b>(MPa)</b>
Betão	$f_{cd}$	23.3
Aço	$f_{syd}$	434.8

Figura 3.36 – *Input* das características dos materiais

A seguir, é necessário introduzir no programa as características geométricas da secção como o diâmetro da secção, a área de armadura e o recobrimento. Neste caso, as características geométricas são as seguintes:

<b>Características</b>	<b>Exterior</b>	<b>Interior</b>
Diâmetro (m)	2.00	0.00
Armadura (cm <sup>2</sup> )	579.4	0.0
Recobrimento eixo (cm)	0.1	0.0

Figura 3.37 – *Input* das características geométricas da secção

Com os passos anteriores feitos, falta indicar o esforço normal e o momento fletor a que a secção está sujeita.

O dimensionamento sísmico segue a metodologia sugerida no RSA que considera que o sismo atua separadamente em cada direção. Assim sendo o valor do momento fletor a considerar é o mais desfavorável.

$$M_{Ed} = \max\{M_{Ed,y}; M_{Ed,x}\} = \max\{|-22608,024|; |-11225,385|\} = -22608,024 \text{ kNm}$$

O momento fletor deve ser introduzido no programa de cálculo com o valor em módulo. Já o esforço normal deve ter o seu verdadeiro sinal. Para o pilar P5, introduz-se os seguintes esforços:

<b>N</b>	<b>M</b>
(kN)	(kNm)
-9641.4	22608.0

Figura 3.38 – *Input* do esforço normal e momento fletor

Com os dados introduzidos o programa desenha um diagrama, que da sua análise é possível verificar se a armadura da secção é suficiente para garantir a segurança.

O diagrama de interação  $N_{Rd}; M_{Rd}$  para a secção é o seguinte:

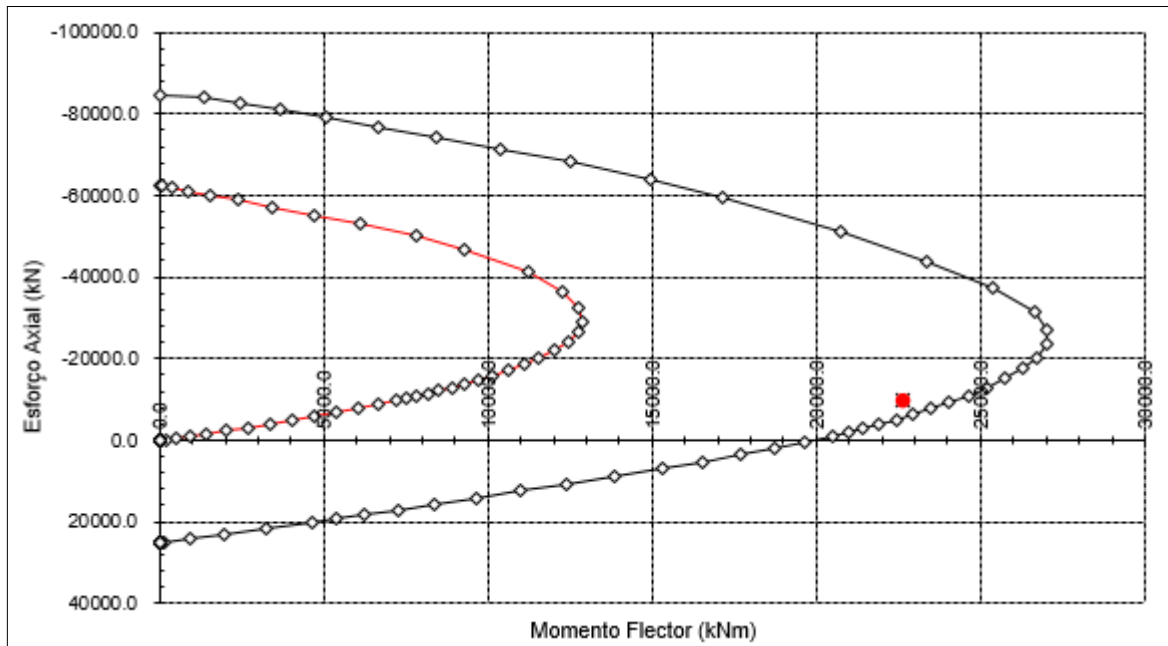


Figura 3.39 – Diagrama de interação  $N_{Rd}; M_{Rd}$

O par atuante de momento fletor e esforço axial está compreendido pelo traçado do momento fletor resistente representado pela cor preta então está garantida a segurança para a armadura adotada na direção longitudinal do pilar.

A armadura longitudinal adotada:  $A_s = 118\phi 25$  ( $579,380 \text{ cm}^2$ )

Adotou-se esta armadura também para os restantes pilares, pois apresentam menores esforços. Estes esforços estão no anexo M.

### 3.7.2.2 Estado limite de esforço transversal

Para a verificação do estado limite de esforço transversal, a combinação de ações utilizada é aquela que tem como ação variável base o sismo, pois é a mais condicionante.

Os cálculos serão apresentados para o pilar P5 que tem esforços maiores.

#### Esforço transversal atuante

Para a determinação do esforço transversal atuante foi primeiramente estudada a direção X e depois a direção Y.

$$V_{Ed,x} = V_{CP,x} + \gamma_Q \cdot V_{E,x} = 84,248 + 1,50 \times 1028,454 = 1626,929 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = V_{CP,y} + \gamma_Q \cdot V_{E,y} = 0,000 + 1,50 \times (-554,854) = -832,281 \text{ kN}$$

Como o sismo atua separadamente em cada direção, o esforço transversal atuante considerada é a mais desfavorável das duas direções.

$$V_{Ed} = \max\{V_{Ed,x}; V_{Ed,y}\} = \max\{|1626,929|; |-832,281|\} = 1626,929 \text{ kN}$$

**Esforço transversal resistente**

Para a determinação do esforço transversal resistente seguiu a metodologia do EC2 e para simplificar os cálculos a secção circular foi transformado numa secção quadrada com um lado de 1,414 metros ( $b_{pilar} = 1,414 m$ ).

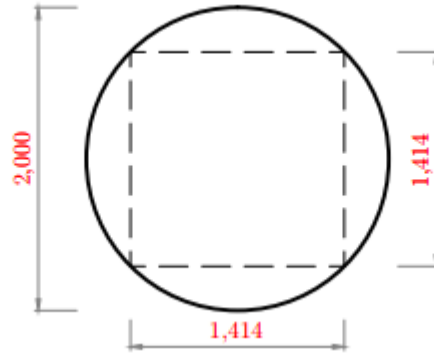


Figura 3.40 – Secção transversal dos pilares e simplificação

A altura útil da secção é:

$$d = b_{pilar} - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,414 - 0,04 - \left( \frac{12 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,368 m$$

Procedeu-se à determinação da área de armadura mínima.

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) = \frac{0,08 \sqrt{35,0}}{500} \times 1,414 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 13,385 cm^2 / m$$

A expressão de cálculo da área de armadura através do esforço transversal é:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} \quad (3.61)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.61):

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 1,368 = 1,231 m$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} = \frac{1626,929}{1,368 \times 434,8 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 17,547 cm^2 / m$$

Por fim obtém-se a armadura necessária, que é o valor máximo dos valores calculados anteriormente.

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \max \left\{ \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} ; \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} \right\} = \max \{ 13,385 ; 17,547 \} = 17,547 cm^2 / m$$

$$\text{Há dois ramos, então: } \Leftrightarrow \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{17,547}{2} = 8,774 cm^2 / m / \text{ ramo}$$

$$\text{Adotou-se: } \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \phi 12 / / 0,10 (11,310 cm^2 / m / \text{ ramo})$$

Ou seja, uma armadura total adotada:  $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 11,310 \times 2 = 22,620 \text{ cm}^2 / m$

O valor do esforço 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 ( $V_{Rd,max}$ ).

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} \quad (3.62)$$

Passos seguidos (Cálculo da expressão 3.62):

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= f_{syd} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot [(\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \text{sen}(\alpha)] \\ &= 434,8 \times 22,620 \times 10^{-1} \times 1,231 \times [(\cot(30) + \cot(90)) \cdot \text{sen}(90)] \\ &= 2097,268 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= \frac{\alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot(\theta) + \text{tg}(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,516 \times 35 \times 10^3 \times 1,414 \times 1,231}{\cot(\theta) + \text{tg}(\theta)} \\ &= 9076,233 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} = \min\{2097,268; 9076,233\} = 2097,268 \text{ kN}$$

### Verificação da segurança ao esforço transversal

A verificação da segurança está garantida quando os esforços atuantes são menores que os esforços resistentes.

$$V_{Ed} = 1626,929 < V_{Rd} = 2097,268 \rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

Os esforços de cálculo na base dos pilares estão apresentados o anexo M.

## **3.7.3 Verificação da segurança das fundações dos pilares**

### **3.7.3.1 Pilares assentes em sapatas**

Os pilares assentes em sapatas são os pilares P1, P5 e P6 e as respetivas sapatas são S1, S5 e S6. As sapatas são todas iguais com 3,0 metros de altura ( $h = 3,0 \text{ m}$ ), 6,0 metros de largura na direção longitudinal ( $B = 6,0 \text{ m}$ ) e 14,0 metros de largura na direção transversal do viaduto ( $L = 14,0 \text{ m}$ ). As sapatas são de betão C30/37 com armaduras ordinárias A500 NR. As armaduras têm de 0,07 metros de recobrimento.

#### **3.7.3.1.1 Verificação geotécnica**

Para as sapatas S1 e S6, a combinação condicionante é aquela que contém a sobrecarga como ação variável base juntamente com a combinação 2 da abordagem de

cálculo tipo 1 do EC7. A combinação 2 da abordagem de cálculo tipo 1 foi descrito no subcapítulo 2.3.2.3.1:  $A_2$  "+"  $M_2$  "+"  $R_1$ . Para a sapata S5, a combinação sísmica é mais desfavorável.

O ângulo de atrito médio do solo é de  $30^\circ$  e o seu peso específico é  $19 \text{ kN/m}^3$ .

Os cálculos serão apresentados para a sapata S5, com a combinação sísmica.

Para o cálculo dos esforços na base da sapata foram utilizadas as equações seguintes.

O valor de cálculo do esforço normal na base da sapata:

$$\begin{aligned} N_{Ed,b} &= 2 \cdot N_{Ed,pilar} + PP_{Ed,sapata} = 2 \times |-9641,419| + 25 \times 3,0 \times 6,0 \times 14,0 \\ &= 25582,838 \text{ kN} \end{aligned}$$

O valor de cálculo do momento fletor segundo o eixo dos yy, na base da sapata:

$$\begin{aligned} M_{Ed,b,y} &= 2 \cdot M_{Ed,y} + 2 \cdot V_{Ed,x} \cdot h = 2 \times 22608,024 + 2 \times 1626,929 \times 3,0 \\ &= 54977,622 \text{ kNm} \end{aligned}$$

O valor de cálculo do momento fletor segundo o eixo dos xx, na base da sapata:

$$\begin{aligned} M_{Ed,b,x} &= 2 \cdot M_{Ed,x} - 2 \cdot V_{Ed,y} \cdot h = 2 \times 11225,385 - 2 \times (-832,281) \times 3,0 \\ &= 27444,455 \text{ kNm} \end{aligned}$$

A presença de momentos gera excentricidades na base da sapata nas duas direções:

- Direção X:  $ex_{b,x} = ex_B = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{54977,622}{25582,838} = 2,149 \text{ m}$
- Direção Y:  $ex_{b,y} = ex_L = \frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = \frac{27444,455}{25582,838} = 1,073 \text{ m}$

### Cálculo da tensão aplicada

De seguida, irá proceder-se ao cálculo da tensão aplicada para as duas direções.

**Tabela 3.25 – Tensão máxima e mínima aplicada**

Direção		Tensão Máxima	Tensão Mínima
X	$ex_{b,x} < \frac{B}{6}$	$\sigma_{\max,x} = \frac{F_{Ed,V}}{B \cdot L} \left( 1 + \frac{6 \cdot ex_{b,x}}{B} \right)$	$\sigma_{\min,x} = \frac{F_{Ed,V}}{B \cdot L} \left( 1 - \frac{6 \cdot ex_{b,x}}{B} \right)$
	$ex_{b,x} \geq \frac{B}{6}$	$\sigma_{\max,x} = \frac{2 \cdot F_{Ed,V}}{3L \cdot \left( \frac{B}{2} - ex_{b,x} \right)}$	--
Y	$ex_{b,y} < \frac{L}{6}$	$\sigma_{\max,y} = \frac{F_{Ed,V}}{B \cdot L} \left( 1 + \frac{6 \cdot ex_{b,y}}{L} \right)$	$\sigma_{\min,y} = \frac{F_{Ed,V}}{B \cdot L} \left( 1 - \frac{6 \cdot ex_{b,y}}{L} \right)$
	$ex_{b,y} \geq \frac{L}{6}$	$\sigma_{\max,y} = \frac{2 \cdot F_{Ed,V}}{3B \cdot \left( \frac{L}{2} - ex_{b,y} \right)}$	--

Em que  $F_{Ed,V} = N_{Ed,b}$  e corresponde ao valor de cálculo da força vertical na base da sapata.

Para a direção X, a condição verificada é  $ex_{b,x} = 2,149 > \frac{B}{6} = \frac{6,0}{6} = 1,000$ , então:

$$\sigma_{\max,x} = \frac{2 \cdot F_{Ed,V}}{3L \cdot \left( \frac{B}{2} - ex_{b,x} \right)} = \frac{2 \times 25582,838}{3 \times 14,0 \times \left( \frac{6,0}{2} - 2,149 \right)} = 1431,535 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Para a direção Y, a condição verificada é  $ex_{b,y} = 1,073 < \frac{L}{6} = \frac{14,0}{6} = 2,333$ , então:

$$\sigma_{\max,y} = \frac{F_{Ed,V}}{B \cdot L} \left( 1 + \frac{6 \cdot ex_{b,y}}{L} \right) = \frac{25582,838}{6,0 \times 14,0} \times \left( 1 + \frac{6 \times 1,073}{14,0} \right) = 444,580 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min,y} = \frac{F_{Ed,V}}{B \cdot L} \left( 1 - \frac{6 \cdot ex_{b,y}}{L} \right) = \frac{25582,838}{6,0 \times 14,0} \times \left( 1 - \frac{6 \times 1,073}{14,0} \right) = 164,535 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Analisando as duas direções, a tensão máxima aplicada é:

$$\sigma_{\max} = \max\{\sigma_{\max,x}; \sigma_{\max,y}\} = \max\{1431,535; 444,580\} = 1431,535 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### Capacidade resistente ou resistência do solo

Os parâmetros para o dimensionamento foram os seguintes.

- Ângulo de atrito:  $\phi'_d = \arctg \left( \frac{tg(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}} \right) = \arctg \left( \frac{tg(30)}{1,10} \right) = 27,693^\circ$
- Peso específico do solo:  $\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_r} = \frac{19,0}{1,0} = 19,000 \text{ kN} / \text{m}^3$

Seguidamente é calculada a capacidade resistente ( $q_{rd}$ ), seguindo as recomendações do EC7.

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot B \cdot N_r \cdot s_r \cdot i_r + q_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \quad (3.63)$$

Passos seguidos (Cálculo da expressão 3.63):

- Fatores de capacidade resistente:

$$N_q = e^{\pi \cdot tg \phi'_d} \cdot \left( tg \left( 45 + \frac{\phi'_d}{2} \right) \right)^2 = e^{\pi \cdot tg 27,693} \times \left( tg \left( 45 + \frac{27,693}{2} \right) \right)^2 = 14,233$$

$$N_r = 2(N_q - 1) \cdot tg(\phi'_d) = 2 \times (14,233 - 1) \times tg(27,693) = 13,891$$

- Larguras efetivas:

$$B' = B - 2 \cdot ex_B = 6,0 - 2 \times 2,149 = 1,702 \text{ m}$$

$$L' = L = 14,000 \text{ m}$$

- Fatores de geometria da sapata em planta:

$$s_r = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L} = 1 - 0,3 \times \frac{1,702}{14,000} = 0,964$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{1,702}{14,000} \times \text{sen}(27,693) = 1,056$$

– Forças de cálculo:

$$F_{Ed,H} = \max\{2 \cdot V_{Ed,x}; 2 \cdot V_{Ed,y}\} \\ = \max\{2 \times 1626,929; 2 \times |-832,281|\} = 3253,858 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,V} = N_{Ed,b} = 25582,838 \text{ kN}$$

– Fator que leva em conta a direção da atuação da força horizontal:

A direção de atuação é a X, então  $m = m_B$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L}}{1 + \frac{B'}{L}} = \frac{2 + \frac{1,702}{14,000}}{1 + \frac{1,702}{14,000}} = 1,892$$

– Fatores de inclinação de carga:

$$i_Y = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H}}{F_{Ed,V}} \right]^{m+1} = \left[ 1 - \frac{3253,858}{25582,838} \right]^{1,892+1} = 0,675$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H}}{F_{Ed,V}} \right]^m = \left[ 1 - \frac{3253,858}{25582,838} \right]^{1,892} = 0,773$$

– Tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação:

$$q_0 = \Upsilon_{d,solo} \cdot h_{solo} = \Upsilon_{d,solo} \times h_{solo} = 19,0 \times 5,80 = 110,200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Deste modo, determina-se a capacidade resistente do solo:

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \cdot \Upsilon_{d,solo} \cdot B \cdot N_Y \cdot s_Y \cdot i_Y + q_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \\ = \frac{1}{2} \times 19,0 \times 6,0 \times 13,891 \times 0,964 \times 0,675 + 110,200 \times 14,233 \times 1,056 \times 0,773 \\ = 1795,969 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### Verificação da capacidade resistente do solo

A verificação da segurança é garantida de acordo com a seguinte tabela:

**Tabela 3.26 – Condições para a verificação da capacidade resistente do solo**

<b>Ação Base: SISMO</b>	<b>Ação Base: SOBRECARGA</b>
$\sigma_{\max} \leq 2 \cdot q_{rd}$	$\sigma_{\max} \leq q_{rd}$

Os cálculos foram feitos para a combinação sísmica, então a tensão máxima aplicada tem que ser inferior ao dobro da capacidade resistente do solo.

$$\sigma_{\max} = 1431,535 < 2 \cdot q_{rd} = 2 \times 1795,969 = 3591,938 \rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

### 3.7.3.1.2 Verificação estrutural

Para o dimensionamento estrutural das sapatas, a combinação mais condicionante é aquela que tem como ação variável base o sismo. Os cálculos serão apresentados para a sapata S5 que tem maiores esforços.

#### 3.7.3.1.2.1 Verificação estrutural das sapatas na direção X

Os esforços na base da sapata para a direção X foram calculados com o mesmo procedimento de cálculo do dimensionamento geotécnico das sapatas. As excentricidades na base também são iguais.

#### Armaduras da face inferior da sapata na direção longitudinal ou direção X

Para o cálculo das armaduras da face inferior da sapata na direção X aplicou-se o método das bielas. A aplicação deste método é feita de acordo com o seguinte modelo:

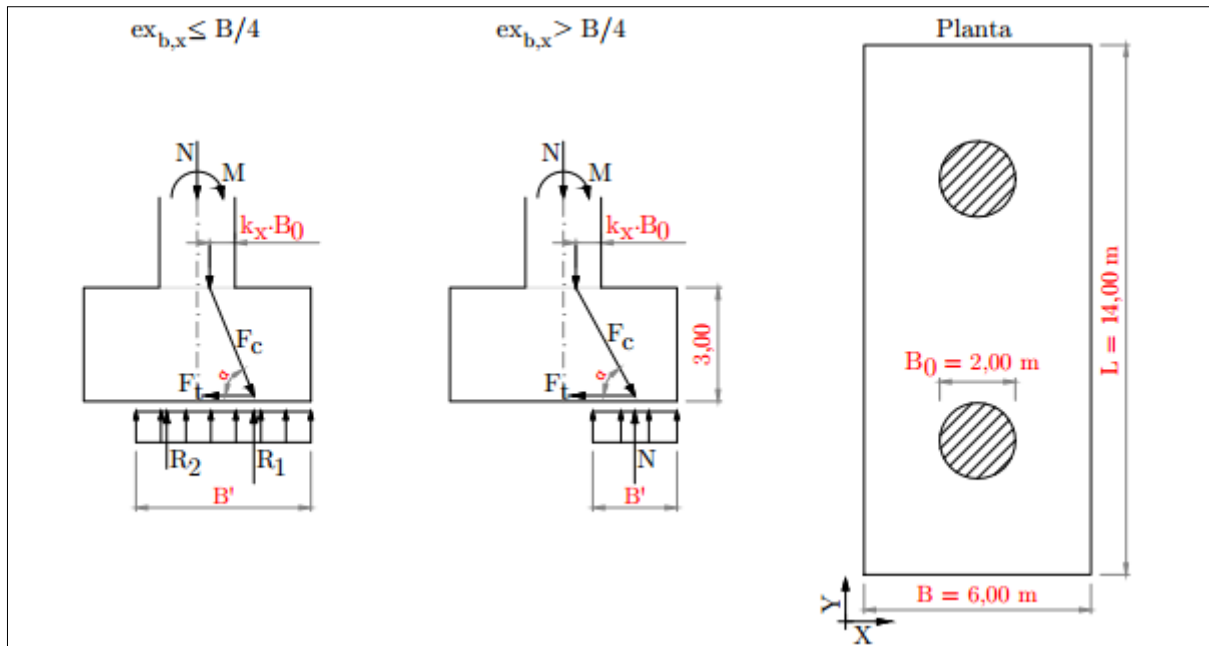


Figura 3.41 – Método das bielas na sapata do pilar na direção X

E através do equilíbrio das forças, deduz-se as seguintes expressões das armaduras:

Tabela 3.27 – Fórmulas das armaduras da face inferior da sapata pelo método das bielas na direção X

Se $ex_{b,x} \leq \frac{B}{4}$	$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{F_{t,x}}{f_{syd} \cdot L}$
Se $ex_{b,x} > \frac{B}{4}$	$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{N_{Ed,b}}{d \cdot f_{syd} \cdot L} \cdot [ex_{b,x} - B_0 \cdot (0,5 - k_x)]$

A sapata S5 tem uma  $ex_{b,x} = 2,149 > \frac{B}{4} = \frac{6,0}{4} = 1,500$ , portanto:

$$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{N_{Ed,b}}{d \cdot f_{syd} \cdot L} \cdot [ex_{b,x} - B_0 \cdot (0,5 - k_x)] \quad (3.64)$$

Para o cálculo da expressão anterior precisa-se da altura útil  $d$  e do coeficiente  $k_x$ .

A altura útil da sapata é a seguinte:

$$d = h - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,0 - 0,07 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,918 \text{ m}$$

O coeficiente  $k_x$  é calculado pela interpolação dos valores de  $\frac{e}{a_0}$  e  $k$  da seguinte tabela:

**Tabela 3.28 – Interpolação do coeficiente k**

$\frac{e}{a_0}$	0	0,25	0,5	1	1,5
$k$	0,25	0,20	0,15	0,1	0,05

Esta interpolação é feita com:

$$e = ex_{pilar,x} = \frac{2 \cdot M_{Ed,y}}{2 \cdot N_{Ed,pilar}} = \frac{2 \times 22608,024}{2 \times 9641,419} = 2,345 \text{ m}$$

$$a_0 = B_0 = \phi_{pilar} = 2,000 \text{ m}$$

E o resultado da interpolação é  $k_x = 0,089$ .

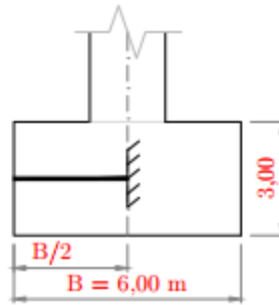
Com a expressão 3.64, calcula-se a seguinte armadura na face inferior da sapata:

$$\begin{aligned} (A^+_{s,x})_{cal} &= \frac{N_{Ed,b}}{d \cdot f_{syd} \cdot L} \cdot [ex_{b,x} - B_0 \cdot (0,5 - k_x)] \\ &= \frac{25582,838}{2,918 \times 434,8 \times 10^{-1} \times 14,0} \times [2,149 - 2,0 \times (0,5 - 0,089)] \\ &= 19,120 \text{ cm}^2 / \text{ m} \end{aligned}$$

Adotou-se como armadura da face inferior:  $A^+_{s,x} = \phi 25 / / 0,20$  (24,540  $\text{cm}^2 / \text{m}$ )

**Armaduras da face superior da sapata na direção longitudinal ou direção X**

As armaduras da face superior da sapata foram calculadas com o seguinte modelo:



**Figura 3.42 – Modelo de cálculo das armaduras da face superior da sapata na direção X**

Este modelo simplifica a sapata numa consola sujeita as cargas correspondentes ao peso próprio da sapata e do solo acima da sapata. E são calculados do seguinte modo:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h = 25 \times 3,0 = 75,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$PP_{Solo} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo,acima} = 19 \times 2,80 = 53,200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O momento máximo devido ao carregamento é:

$$M_{Ed,y}^- = \gamma_G \cdot (PP_{sapata} + PP_{solo}) \cdot \frac{(B/2)^2}{2} = 1,00 \times (75,000 + 53,200) \times \frac{(6,0/2)^2}{2}$$

$$= 576,900 \text{ kNm} / \text{m}$$

A sapata tem a seguinte altura útil:

$$d = h - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,0 - 0,07 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,922 \text{ m}$$

Com o momento máximo calcula-se a armadura com a seguinte expressão.

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.65)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.65):

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{576,900}{1,0 \times 2,922^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,003$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,003} = 0,003$$

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,003 \times 1,0 \times 2,922 \times \frac{20,0}{434,8} \times 10^4 = 4,549 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se como armadura da face superior:  $A_{s,x}^- = \phi 16 / / 0,20$  (10,050 cm<sup>2</sup> / m)

### 3.7.3.1.2 Verificação estrutural das sapatas na direção Y

Seguidamente é efetuado o estudo para a direção Y, ou seja, a direção transversal.

Nesta direção, o modelo da sapata é o seguinte:

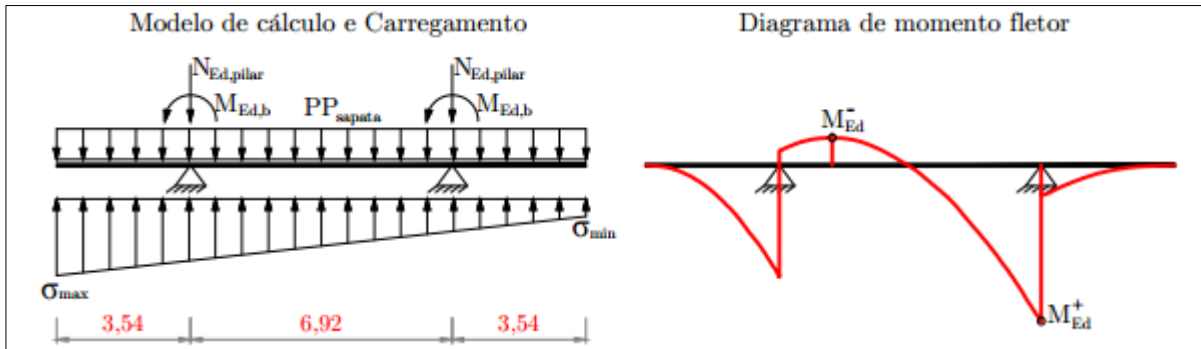


Figura 3.43 – Modelo de cálculo e diagrama do momento fletor na direção Y

No modelo, a sapata é simplificada para uma viga simplesmente apoiada. A tensão no solo foi calculada pelo equilíbrio das forças e obteve-se uma tensão máxima  $\sigma_{\max} = 2667,482 \text{ kN/m}$  e uma tensão mínima  $\sigma_{\min} = 987,209 \text{ kN/m}$ . O valor do esforço normal atuante é o que atua na base do pilar. As expressões de cálculo dos restantes esforços atuantes são apresentadas em seguida.

O valor de cálculo do momento fletor segundo o eixo dos yy, na base da sapata:

$$M_{Ed,b,x} = M_{Ed,x} - V_{Ed,y} \cdot h = 11225,385 - (-832,281) \times 3,0 = 13722,228 \text{ kNm}$$

O carregamento correspondente ao peso próprio da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h \cdot B = 25 \times 3,0 \times 6,0 = 450 \text{ kN/m}$$

#### Momento atuante

Os momentos foram obtidos do modelo em que o momento máximo positivo ocorre junto ao apoio com  $M_{Ed,x}^+ = 17975,654 \text{ kNm}$  e o momento máximo negativo ocorre na parte intermédia com  $M_{Ed,x}^- = -2581,491 \text{ kNm}$ .

#### Momento resistente e armaduras

A altura útil da sapata é:

$$d = h - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,0 - 0,07 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,918 \text{ m}$$

Com o momento máximo positivo calcula-se a armadura da face inferior da sapata.

$$(A_{s,y}^+)_{cal} = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.66)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.66):

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}^+}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{17975,654}{6,0 \times 2,918^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,018$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018} = 0,018$$

$$(A^+_{s,y})_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \\ = 0,018 \times 1,0 \times 2,918 \times \frac{20,0}{434,8} \times 10^4 = 23,826 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se como armadura na face inferior:  $A^+_{s,y} = \phi 25 / / 0,20$  ( $24,540 \text{ cm}^2 / m$ )

Com o momento máximo negativo calcula-se a armadura da face superior da sapata.

$$(A^-_{s,y})_{cal} = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.67)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.67):

$$\mu = \frac{M^-_{Ed,x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-2581,491|}{6,0 \times 2,922^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,003$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,003} = 0,003$$

$$(A^-_{s,y})_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,003 \times 1,0 \times 2,920 \times \frac{20,0}{434,8} \times 10^4 = 3,391 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se como armadura na face superior:  $A^-_{s,y} = \phi 16 / / 0,20$  ( $10,050 \text{ cm}^2 / m$ )

A seguir é feito o cálculo dos momentos resistentes.

O momento resistente da armadura na face inferior da sapata:

$$M^+_{Rd,x} = F^+_{s,y} \cdot z \quad (3.68)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.68):

$$F^+_{s,y} = A^+_{s,y} \cdot B \cdot f_{syd} = 31,420 \times 6,0 \times 434,8 \times 10^{-1} = 8196,522 \text{ kN}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 2,918 = 2,626 \text{ m}$$

$$M^+_{Rd,x} = F^+_{s,y} \cdot z = 8196,522 \times 2,626 = 21525,705 \text{ kNm}$$

O momento resistente da armadura na face superior da sapata:

$$M^-_{Rd,x} = F^-_{s,y} \cdot z \quad (3.69)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.69):

$$F^-_{s,y} = A^-_{s,y} \cdot B \cdot f_{syd} = 10,050 \times 6,0 \times 434,8 \times 10^{-1} = 2621,739 \text{ kN}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 2,922 = 2,630 \text{ m}$$

$$M^-_{Rd,x} = F^-_{s,y} \cdot z = 2621,739 \times 2,630 = 6894,650 \text{ kNm}$$

### Verificação da segurança à flexão

A verificação da segurança à flexão na direção Y é garantida quando os esforços atuantes são inferiores aos resistentes.

$$M^+_{Ed,x} = 17975,654 < M^+_{Rd,x} = 21525,705 \rightarrow \text{Segurança verificada}$$

$$M^-_{Ed,x} = |-2581,491| < M^-_{Rd,x} = 6894,650 \rightarrow \text{Segurança verificada}$$

### 3.7.3.2 Pilares assentes em estacas

Os alinhamentos de pilares assentes em estacas são o P2, P3 e P4 e os maciços de encabeçamento correspondentes são S2, S3 e S4.

Cada alinhamento de pilares está assente num maciço de encabeçamento que contém oito estacas ( $n_{estaca} = 8$ ). Cada maciço tem uma altura de 3,00 metros ( $h = 3,00 m$ ), uma largura longitudinal de 7,50 metros ( $B = 7,50 m$ ) e uma largura transversal de 16,50 metros ( $L = 16,50 m$ ). Já as estacas são de comprimento variável e têm 1,60 metros de diâmetro ( $\phi_{estaca} = 1,60 m$ ). As estacas S2 e S3 têm 18,00 metros de comprimento e as estacas S4 têm 7,00 metros.

As dimensões e a distribuição das estacas no maciço podem ser vistas com mais pormenor no desenho número 07 das peças desenhadas.

Os maciços de encabeçamento e as estacas são constituídos por betão de classe C30/37 com armadura ordinária A500 NR. As armaduras têm 0,07 metros de recobrimento.

#### 3.7.3.2.1 Verificação geotécnica

Para o dimensionamento geotécnico das estacas considerou-se a realização do ensaio SPT e que as estacas são moldadas no terreno. O solo é caracterizado por um ângulo de atrito interno de  $30^\circ$  e um peso específico de  $19 \text{ kN/m}^3$ .

A combinação condicionante é aquela em que a sobrecarga é a ação variável base com a combinação 1 da abordagem de cálculo tipo 1 do EC7: A1 “+” M1 “+” R1.

Os cálculos serão apresentados para as estacas S4 por que são as mais desfavoráveis.

O coeficiente de correlação  $\xi$  serve para determinar os valores característicos a partir dos resultados dos ensaios e está indicado na tabela seguinte. É importante destacar que apenas foi feito um ensaio ( $n = 1$ ) e que foi do tipo SPT. E as estacas são moldadas no local.

Tabela 3.29 – Coeficiente de correlação

$\xi$ para $n$	1
$\xi_3$	1,4
$\xi_4$	1,4

#### Força aplicada

Seguidamente é apresentada a expressão matemática para o cálculo da força aplicada  $F_{cd}$  no conjunto de estacas S4.

$$F_{cd} = 2 \cdot N_{Ed,pilar} + PP_{Ed,estaca} \cdot n_{estaca} + PP_{Ed,maciço} \quad (3.70)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.70):

$$PP_{Ed,estaca} = \gamma_G \cdot \left( \frac{\pi \cdot (\phi_{estaca})^2}{4} \cdot L_{estaca} \right) \cdot \Upsilon_{d,BA} = 1,35 \times \left( \frac{\pi \times (1,60)^2}{4} \times 7,0 \right) \times 25$$

$$= 475,009 \text{ kN}$$

$$PP_{Ed,maciço} = \gamma_G \cdot (h \cdot B \cdot L) \cdot \Upsilon_{d,BA} = 1,35 \times (3,00 \times 7,50 \times 16,50) \times 25$$

$$= 12529,688 \text{ kN}$$

$$F_{cd} = 2 \cdot N_{Ed,pilar} + PP_{Ed,estaca} \cdot n_{estaca} + PP_{Ed,maciço}$$

$$= 2 \times 12370,039 + 475,009 \times 8 + 12529,688 = 41069,836 \text{ kN}$$

### Resistência do solo

Seguidamente é apresentado o cálculo da resistência do solo  $R_{cd}$ .

Primeiramente, calcula-se a resistência do solo para uma estaca individual. E depois, através do efeito de grupo, calcula-se a resistência total para o grupo de estacas.

O valor de cálculo do ângulo de atrito é o seguinte:

$$\phi'_d = \arctg \left( \frac{\text{tg}(\phi')}{\gamma_{\phi'}} \right) = \arctg \left( \frac{\text{tg}(30)}{1,0} \right) = 30^\circ$$

O valor de cálculo do peso específico do solo é dado por:

$$\Upsilon_{d,solo} = \frac{\Upsilon_{solo}}{\gamma_r} = \frac{19,0}{1,0} = 19,000 \text{ kN} / \text{m}^3$$

Pelo gráfico da figura seguinte encontra-se o quociente  $\frac{D_C}{\phi_{estaca}}$  e assim calcula-se o valor da profundidade crítica  $D_C$  uma vez que o diâmetro da estaca já é conhecido.

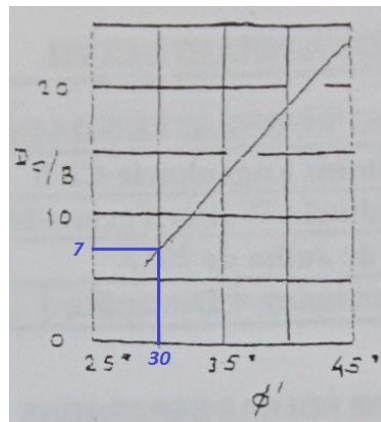


Figura 3.44 – Gráfico para a obtenção da profundidade crítica

Do gráfico obteve-se o valor de  $\frac{D_C}{\phi_{estaca}} = 7,0 \Leftrightarrow D_C = 7,0 \times \phi_{estaca} = 7,0 \times 1,60 = 11,200 \text{ m}$ .

Com a profundidade crítica calcula-se o valor de cálculo da tensão efetiva vertical máxima.

$$\sigma'_{V,\max} = \gamma_{d,\text{solo}} \cdot D_C = 19 \times 11,200 = 212,800 \text{ kPa}$$

E o valor de cálculo da tensão efetiva vertical média é de:

$$\sigma'_{V,\text{med}} = \frac{\sigma'_{V,\max}}{2} = \frac{212,800}{2} = 106,400 \text{ kPa}$$

O coeficiente de repouso tem o valor de  $k_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d) = 1 - \text{sen}(30) = 0,500$ .

O valor de cálculo do ângulo de atrito no contacto solo-estaca é calculado por  $\delta'_d = 1 \cdot \phi'_d = 1 \times 30 = 30^\circ$  porque a estaca é betonada no local.

Pelo gráfico da seguinte figura encontra-se o valor do fator de profundidade  $N_q$ .

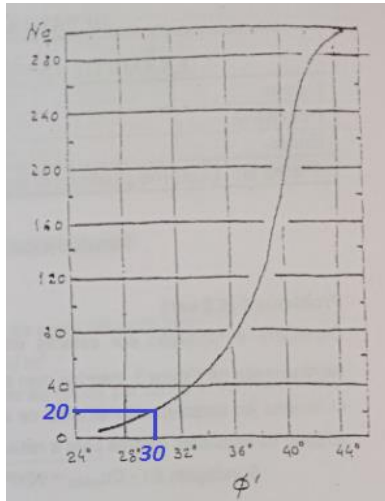


Figura 3.45 – Gráfico para a obtenção do fator de profundidade

Da análise do gráfico, obteve-se  $N_q = 20,0$ .

O valor calculado da capacidade resistente de ponta tem a seguinte expressão:

$$R_{b,\text{cal}} = q_b \cdot A_b \quad (3.71)$$

Em que:

$q_b$  – pressão resistente de ponta:

$$q_b = \sigma'_{V,\max} \cdot N_q = 212,800 \times 20,0 = 4256,000 \text{ kPa}$$

$A_b$  – área na ponta da estaca:

$$A_b = \frac{\pi \cdot (\phi_{\text{estaca}})^2}{4} = \frac{\pi \cdot (1,60)^2}{4} = 2,011 \text{ m}^2$$

E deste modo, a capacidade resistente de ponta de uma estaca é:

$$R_{b,\text{cal}} = q_b \cdot A_b = 4256,000 \times 2,011 = 8557,196 \text{ kN}$$

A capacidade resistente lateral é calculada através da seguinte expressão:

$$R_{s,cal} = q_s \cdot A_{sl} \quad (3.72)$$

Em que:

$q_s$  – pressão resistente lateral;

$$q_s = \sigma'_{V,med} \cdot k_0 \cdot tg(\delta_d) = 106,400 \times 0,50 \times tg(30) = 30,715 \text{ kPa}$$

$A_{sl}$  – área lateral da estaca;

$$A_{sl} = L_{estaca} \cdot 2\pi \cdot \left( \frac{\phi_{estaca}}{2} \right) = 7,00 \times 2\pi \times \left( \frac{1,60}{2} \right) = 35,186 \text{ m}^2$$

Com estes valores calcula-se a capacidade resistente lateral.

$$R_{s,cal} = q_s \cdot A_{sl} = 30,715 \times 35,186 = 1080,734 \text{ kN}$$

O valor calculado da capacidade resistente total de uma estaca é:

$$R_{c,cal} = R_{b,cal} + R_{s,cal} = 8557,196 + 1080,734 = 9637,930 \text{ kN}$$

Os valores característicos da capacidade resistente são calculados a partir do valor médio e mínimo dos ensaios e com o coeficiente de correlação. Neste caso, só houve um ensaio, portanto o valor médio é igual ao valor mínimo e são iguais ao valor calculado.

O valor característico da capacidade resistente de ponta:

$$R_{bk} = \min \left\{ \frac{(R_{b,cal})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{b,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{8557,196}{1,4}; \frac{8557,196}{1,4} \right\} = 6112,283 \text{ kN}$$

O valor característico da capacidade resistente lateral:

$$R_{sk} = \min \left\{ \frac{(R_{s,cal})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{s,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{1080,734}{1,4}; \frac{1080,734}{1,4} \right\} = 771,953 \text{ kN}$$

O valor característico da capacidade resistente total:

$$R_{ck} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{9637,930}{1,4}; \frac{9637,930}{1,4} \right\} = 6884,236 \text{ kN}$$

O valor de cálculo da capacidade resistente total de uma estaca tem a seguinte expressão e corresponde à resistência de uma estaca individual.

$$R_{cd,ind} = \min \{ R_{cd,b+s,ind}; R_{cd,c,ind} \} \quad (3.73)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.73):

$$R_{cd,b+s,ind} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s} = \frac{6112,283}{1,25} + \frac{771,953}{1,00} = 5661,779 \text{ kN}$$

$$R_{cd,c,ind} = \frac{R_{ck}}{\gamma_t} = \frac{6884,236}{1,15} = 5986,292 \text{ kN}$$

$$R_{cd,ind} = \min\{R_{cd,b+s,ind}; R_{cd,c,ind}\} = \min\{5661,779; 5986,292\} = 5661,779 \text{ kN}$$

O valor de cálculo da capacidade resistente total do grupo de estacas foi determinado com um fator do efeito de grupo de estacas  $\eta_g = 1,0$  e tem a seguinte expressão.

$$R_{cd} = n_{estaca} \cdot R_{cd,ind} \cdot \eta_g = 8 \times 5661,779 \times 1,0 = 45294,233 \text{ kN}$$

### **Verificação da capacidade de carga do terreno**

A condição para a verificação da capacidade de carga do terreno nas estacas depende da ação variável base da combinação utilizada e é apresentada na tabela seguinte.

**Tabela 3.30 – Condições para a verificação da capacidade de carga do terreno nas estacas**

<b>Ação Base: SISMO</b>	<b>Ação Base: SOBRECARGA</b>
$F_{cd} \leq 2 \cdot R_{cd}$	$F_{cd} \leq R_{cd}$

Os cálculos efetuados foram para a combinação com a sobrecarga como ação variável base, então a verificação é a seguinte:

$$F_{cd} = 41069,836 < R_{cd} = 45294,233 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

### **3.7.3.2.2 Verificação estrutural**

Para o dimensionamento estrutural das estacas e do maciço de encabeçamento, a combinação condicionante é aquela cuja ação variável base é o sismo.

Os esforços que atuam na base do pilar são os seguintes: esforço normal ( $N_{Ed,pilar}$ ); esforço transverso na direção X ( $V_{Ed,x}$ ); esforço transverso na direção Y ( $V_{Ed,y}$ ); momento fletor segundo o eixo dos xx ( $M_{Ed,x}$ ) e momento fletor segundo o eixo dos yy ( $M_{Ed,y}$ ).

As estacas e os maciços de encabeçamento são constituídos por betão de classe C30/37 com armaduras A500 NR. As armaduras têm 0,07 metros de recobrimento.

#### **3.7.3.2.2.1 Maciço de encabeçamento**

Os cálculos serão apresentados para o maciço de encabeçamento das estacas S4 porque é o mais desfavorável.

Os esforços no maciço foram calculados com o seguinte modelo através de bielas.

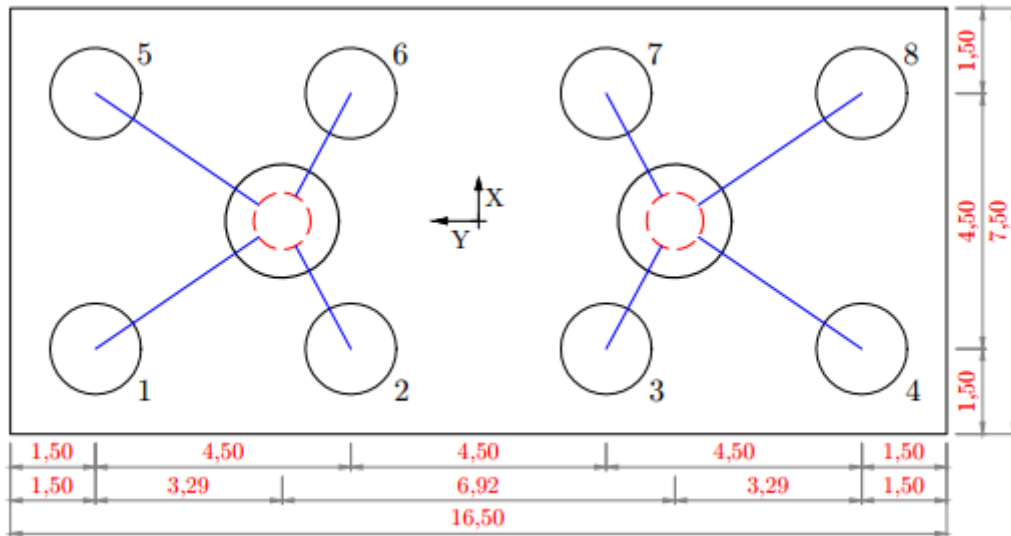


Figura 3.46 – Modelo de cálculo no maciço de encabeçamento através de bielas

As coordenadas das estacas em relação ao centro de gravidade do maciço são:

Tabela 3.31 – Coordenadas das estacas em relação ao centro de gravidade do maciço

Estaca		$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$(x_i)^2$ [m <sup>2</sup> ]	$(y_i)^2$ [m <sup>2</sup> ]
1	Tipo 1	-2,250	6,750	5,063	45,563
2	Tipo 2	-2,250	2,250	5,063	5,063
3	Tipo 2	-2,250	-2,250	5,063	5,063
4	Tipo 1	-2,250	-6,750	5,063	45,563
5	Tipo 1	2,250	6,750	5,063	45,563
6	Tipo 2	2,250	2,250	5,063	5,063
7	Tipo 2	2,250	-2,250	5,063	5,063
8	Tipo 1	2,250	-6,750	5,063	45,563
<b>Soma</b>				40,500	202,500

As estacas são do tipo 1 ou do tipo 2 de acordo com o carregamento que estão sujeitas. As estacas do mesmo tipo apresentam esforços iguais. E neste caso só é preciso fazer cálculos para duas estacas, uma de cada tipo.

**Dimensionamento da zona do maciço em cima das estacas tipo 1**

Um esquema mais detalhado do que acontece na zona do maciço em cima das estacas tipo 1 é o seguinte.

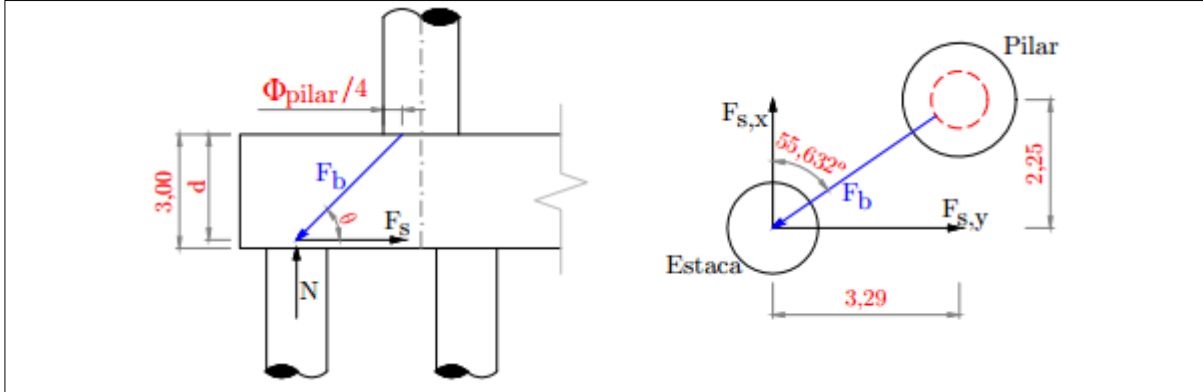


Figura 3.47 – Esquema das bielas na zona do maciço em cima das estacas tipo 1

A biela apresenta um comprimento projetado de:

$$L_{b1} = \sqrt{(2,25)^2 + (3,29)^2} - \left(\frac{\phi_{pilar}}{4}\right) = \sqrt{(2,25)^2 + (3,29)^2} - \left(\frac{2,0}{4}\right) = 3,486 \text{ m}$$

O valor do esforço axial numa estaca do maciço é dado pela seguinte fórmula:

$$N_{est,i} = \frac{N_{pilar}}{n_{estaca}} + M_y \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + M_x \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} \quad (3.74)$$

A regulamentação, mais propriamente o RSA, considera o sismo a atuar separadamente em cada direção, por conseguinte o  $M_x$  e  $M_y$  não são contabilizados em simultâneo. Contabiliza-se apenas o momento mais desfavorável. Para conhecer o momento mais desfavorável é necessário fazer as seguintes verificações:

- Participação de  $M_{Ed,y}$ :

$$2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} = 2 \times (-17653,576) \times \frac{-2,250}{40,500} = 1961,508 \text{ kN}$$

- Participação de  $M_{Ed,x}$ :

$$2 \cdot M_{Ed,x} \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} = 2 \times (-15823,701) \times \frac{6,750}{202,500} = -1054,913 \text{ kN}$$

Com estes valores, conclui-se que a participação de  $M_{Ed,y}$  é maior no seu valor absoluto. Deste modo, aplica-se a seguinte fórmula para a determinação do esforço normal numa estaca do tipo 1.

$$\begin{aligned} N_{Ed,est1} &= \frac{2 \cdot N_{Ed,pilar}}{n_{estaca}} + 2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} \\ &= \frac{2 \times 12370,0391}{8} + 2 \times (-17653,576) \times \frac{-2,250}{40,500} = 5054,018 \text{ kN} \end{aligned}$$

A altura útil do maciço de encabeçamento é a seguinte:

$$d = h - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,0 - 0,07 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,918 \text{ m}$$

A força total nas armaduras do maciço na zona em cima das estacas do tipo 1 é dada por:

$$F_{s1} = \frac{N_{Ed,est1}}{tg(\theta_1)} \quad (3.75)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.75):

$$\theta_1 = arctg\left(\frac{d}{L_{b1}}\right) = arctg\left(\frac{2,918}{3,486}\right) = 39,928^\circ$$

$$F_{s1} = \frac{N_{Ed,est1}}{tg(\theta_1)} = \frac{5054,018}{tg(39,928)} = 6038,490 \text{ kN}$$

Em que  $\theta_1$  é o ângulo formado entre a força nas bielas e a força nas armaduras do maciço na zona em cima das estacas do tipo 1, como demonstrado na figura 3.47;

Para determinar as armaduras nas duas direções precisa-se de decompor a força.

- Ângulo da força total com a direção X:

$$\alpha_{x1} = arctg\left(\frac{3,290}{2,25}\right) = 55,632^\circ$$

- Força nas armaduras do maciço na direção X e Y:

$$F_{s1,x} = F_{s1} \cdot \cos(\alpha_{x1}) = 6038,490 \times \cos(55,632) = 3408,752 \text{ kN}$$

$$F_{s1,y} = F_{s1} \cdot \sin(\alpha_{x1}) = 6038,490 \times \sin(55,632) = 4984,353 \text{ kN}$$

Na zona do maciço em cima das estacas do tipo 1 na direção X, tem-se:

- Armadura calculada:  $A_{s1,x} = \frac{F_{s1,x}}{f_{syd}} = \frac{3408,752}{434,5 \times 10^{-1}} = 78,401 \text{ cm}^2$

- Armadura adotada:  $A_{s1,x} = 16\phi 25 \text{ (78,560 cm}^2\text{)}$

Na zona do maciço em cima das estacas do tipo 1 na direção Y, tem-se:

- Armadura calculada:  $A_{s1,y} = \frac{F_{s1,y}}{f_{syd}} = \frac{4984,353}{434,5 \times 10^{-1}} = 114,640 \text{ cm}^2$

- Armadura adotada:  $A_{s1,y} = 24\phi 25 \text{ (117,840 cm}^2\text{)}$

**Dimensionamento da zona do maciço em cima das estacas tipo 2**

O esquema das bielas na zona do maciço em cima das estacas tipo 2 é o seguinte.

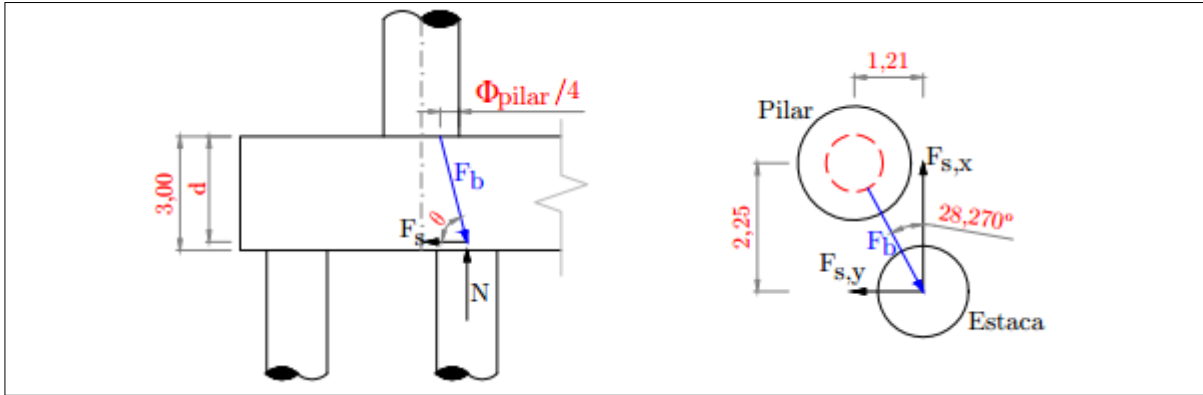


Figura 3.48 – Esquema das bielas na zona do maciço em cima das estacas tipo 2

A biela apresenta um comprimento projetado de:

$$L_{b2} = \sqrt{(2,25)^2 + (1,21)^2} - \left(\frac{\phi_{pilar}}{4}\right) = \sqrt{(2,25)^2 + 1,21^2} - \left(\frac{2,00}{4}\right) = 2,055 \text{ m}$$

Utilizando a mesma metodologia aplicada nas estacas do tipo 1, verifica-se que a participação de  $M_{Ed,y}$  é superior relativamente à participação de  $M_{Ed,x}$ . Deste modo, o valor do esforço normal nas estacas do tipo 2 é dado pela seguinte expressão:

$$\begin{aligned} N_{Ed,est2} &= \frac{2 \cdot N_{Ed,pilar}}{n_{estaca}} + 2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} \\ &= \frac{2 \times 12370,0391}{8} + 2 \times (-17653,576) \times \frac{-2,250}{40,500} = 5054,018 \text{ kN} \end{aligned}$$

A força total nas armaduras do maciço na zona em cima das estacas do tipo 2 é dada por:

$$F_{s2} = \frac{N_{Ed,est2}}{tg(\theta_2)} \quad (3.76)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.76):

$$\theta_2 = \arctg\left(\frac{d}{L_{b2}}\right) = \arctg\left(\frac{2,918}{2,055}\right) = 54,844^\circ$$

$$F_{s2} = \frac{N_{Ed,est2}}{tg(\theta_2)} = \frac{5054,018}{tg(54,844)} = 3559,417 \text{ kN}$$

Em que  $\theta_2$  é o ângulo formado entre a força nas bielas e a força nas armaduras do maciço na zona em cima das estacas do tipo 2, representado na figura 3.48.

É necessário decompor a força total nas duas direções para encontrar as respetivas armaduras. O processo de cálculo é o seguinte:

- Ângulo da força total com a direção X:

$$\alpha_{x2} = \arctg\left(\frac{1,21}{2,25}\right) = 28,270^\circ$$

- Força nas armaduras do maciço na direção X e Y:

$$F_{s2,x} = F_{s2} \cdot \cos(\alpha_{x2}) = 3559,417 \times \cos(28,270) = 3134,858 \text{ kN}$$

$$F_{s2,y} = F_{s2} \cdot \sin(\alpha_{x2}) = 3559,417 \times \sin(28,270) = 1685,857 \text{ kN}$$

Na zona do maciço em cima das estacas do tipo 2 na direção X, tem-se:

- Armadura calculada:  $A_{s2,x} = \frac{F_{s2,x}}{f_{syd}} = \frac{3134,858}{434,5 \times 10^{-1}} = 72,102 \text{ cm}^2$
- Armadura adotada:  $A_{s2,x} = 16\phi25 \text{ (78,560 cm}^2\text{)}$

Na zona do maciço encima das estacas do tipo 2 na direção Y, tem-se:

- Armadura calculada:  $A_{s2,y} = \frac{F_{s2,y}}{f_{syd}} = \frac{1685,857}{434,5 \times 10^{-1}} = 38,775 \text{ cm}^2$
- Armadura adotada:  $A_{s2,y} = 24\phi25 \text{ (117,840 cm}^2\text{)}$

Segundo a direção transversal (Y), as estacas tipo 1 e tipo 2 estão na mesma direção. Logo, as armaduras na direção Y na zona do maciço em cima das estacas tipo 1 são as mesmas que passam pela zona das estacas tipo 2. Deste modo, adotou-se a armadura correspondente às estacas tipo 1 que é a maior dos dois casos.

### 3.7.3.2.2 Estacas

As estacas S4 são as mais condicionantes portanto os cálculos serão demonstrados para as mesmas.

#### Cálculo das armaduras transversais das estacas

Para a determinação do esforço transversal atuante utiliza-se a seguinte expressão, sendo  $V_{Ed,pilar}$  o esforço transversal máximo na base do pilar e  $n_{estaca}$  o número de estacas no maciço.

$$V_{Ed,estaca} = \frac{2 \cdot V_{Ed,pilar}}{n_{estaca}} \quad (3.77)$$

Passos seguidos (Cálculo da expressão 3.77):

$$V_{Ed,pilar} = \max\{V_{Ed,x}; V_{Ed,y}\} = \max\{1011,298; 925,666\} = 1011,298 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,estaca} = \frac{2 \cdot V_{Ed,pilar}}{n_{estaca}} = \frac{2 \times 1011,298}{8} = 252,825 \text{ kN}$$

Para o cálculo das armaduras simplificou-se a secção circular das estacas numa secção quadrada com lado igual a 1,131 metros ( $b_{estaca} = 1,131 m$ ).

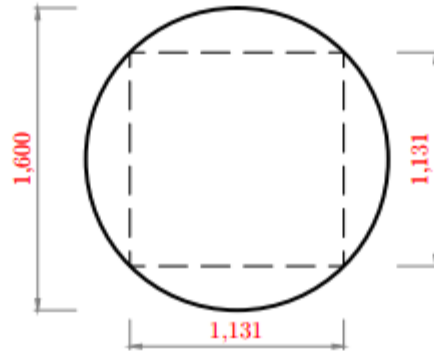


Figura 3.49 – Secção transversal das estacas e simplificação

Com esta secção, calcula-se a seguinte altura útil:

$$d = b_{estaca} - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,131 - 0,07 - \left( \frac{12 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,055 m$$

Em relação às armaduras, primeiramente é determinada a armadura transversal mínima, seguidamente a armadura transversal calculada com o esforço transverso atuante e por fim a armadura transversal necessária.

A secção requer uma armadura mínima de:

$$\begin{aligned} \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} &= \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) \\ &= \frac{0,08 \sqrt{30}}{500} \times 1,131 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 9,912 \text{ cm}^2 / m \end{aligned}$$

Segue-se o cálculo das armaduras a partir do esforço transverso atuante.

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed,estaca}}{z \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} = \frac{252,825}{0,9 \times 1,055 \times 434,8 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 3,536 \text{ cm}^2 / m$$

A armadura transversal necessária é a seguinte:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \max \left\{ \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} ; \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} \right\} = \max \{ 9,912 ; 3,536 \} = 9,912 \text{ cm}^2 / m$$

$$\text{Há dois ramos, então: } \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{9,912}{2} = 4,956 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo}$$

E a armadura transversal adotada é:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \phi 12 / / 0,20 \quad (5,650 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo})$$

**Cálculo das armaduras longitudinais das estacas**

O valor de cálculo do momento fletor atuante é dado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed,estaca} = V_{Ed,estaca} \cdot t \quad (3.78)$$

Em que:

$t$  – coeficiente para o cálculo do momento fletor:

$$t = \frac{\phi_{estaca}}{3} \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{cm}}{E_{solo}}} = \frac{1,60}{3} \times \sqrt[4]{\frac{33,0}{5,0}} = 0,855 \text{ m}$$

$V_{Ed,estaca}$  – valor de cálculo do esforço transversal numa estaca.

E o momento fletor atuante é:

$$M_{Ed,estaca} = V_{Ed,estaca} \cdot t = 252,825 \times 0,855 = 216,124 \text{ kNm}$$

Para utilizar o programa de cálculo explicado para os pilares no subcapítulo 3.7.2.1, precisa-se do esforço normal correspondente ao máximo dos esforços das estacas do tipo 1 e das estacas do tipo 2 calculados anteriormente no dimensionamento do maciço.

$$N_{Ed,estaca} = \max\{N_{Ed,est1}; N_{Ed,est2}\} = \max\{5055,460; 5055,460\} = 5055,460 \text{ kN}$$

Com os esforços  $M_{Ed,estaca} = 216,124 \text{ kNm}$  e  $N_{Ed,estaca} = -5055,460 \text{ kN}$  no programa de cálculo obteve-se uma armadura extremamente baixa. Então recorreu-se ao cálculo da armadura mínima para a secção transversal da estaca, de acordo com o EC2.

$$A_{s,min} = 0,0025 \cdot A_c = 0,0025 \times \frac{\pi \times 1,60^2}{4} \times 10^4 = 50,265 \text{ cm}^2$$

A armadura longitudinal adotada para as estacas é a seguinte:

$$A_s = 22\phi 20 \text{ (69,080 cm}^2 \text{ / m)}$$

**3.8 ENCONTROS E SUAS FUNDAÇÕES****3.8.1 Considerações gerais**

Os dois encontros deste viaduto são designados por E1 e E2 e são do tipo perdido. Os dois encontros possuem uma configuração semelhante embora o encontro E2 seja ligeiramente mais alto. O encontro E1 tem 12,190 metros de altura e o encontro E2 tem 12,380 metros. Ambos são constituídos pelo espelho, viga de estribo, dois gigantes assentes sobre sapatas individuais e muros de avenida.

Para os cálculos, considerou-se que o solo tem um peso específico de  $19 \text{ kN / m}^3$  e um ângulo de atrito médio de  $\phi' = 30^\circ$ .

### 3.8.2 Ações

As ações subdividem-se em três categorias:

- Ações atuantes na massa do encontro;
- Impulsos de terras;
- Ações transmitidas pelo tabuleiro.

#### 3.8.2.1 Ações atuantes na massa do encontro

A massa do encontro é a dos seguintes elementos:

- Espelho e viga de estribo;
- Gigante;
- Sapata;
- Terras sobre a sapata.

As ações atuantes na massa do encontro têm a seguinte representação.

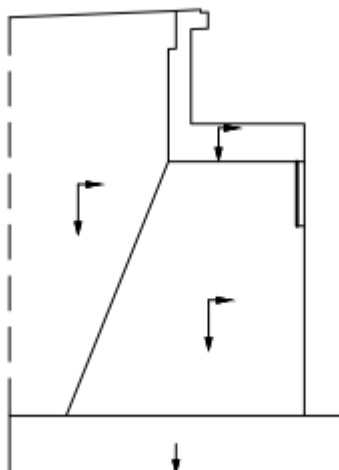


Figura 3.50 – Ações atuantes na massa do encontro

A força vertical devido à massa do encontro é igual ao peso próprio do mesmo.

$$F_V = PP \quad (3.79)$$

E a força horizontal surge devido ao sismo e tem a seguinte expressão.

$$F_H = F_V \cdot \beta \quad (3.80)$$

O presente viaduto está na zona sísmica A e segundo o RSA no artigo 29º, o coeficiente de sismicidade é  $\alpha = 1,0$ . E pelo artigo 31º do mesmo regulamento, o valor do coeficiente sísmico é  $\beta = 0,16 \cdot \alpha = 0,16 \times 1,0 = 0,16$ .

A sapata do encontro é o único elemento que não tem a componente horizontal da força porque move em sintonia com o solo na ocorrência de um sismo.

### 3.8.2.2 Impulso de terras

Analisando os encontros verificou-se a existência de três parcelas de impulsos: os impulsos devido ao peso próprio das terras (CP), acréscimo de impulso devido à ação sísmica (E) e o impulso devido a uma sobrecarga de  $10 \text{ kN/m}^2$  atuante no terrapleno (SC).

A figura a seguir apresenta os impulsos no encontro e alguns ângulos necessários para o cálculo dos coeficientes de impulso.

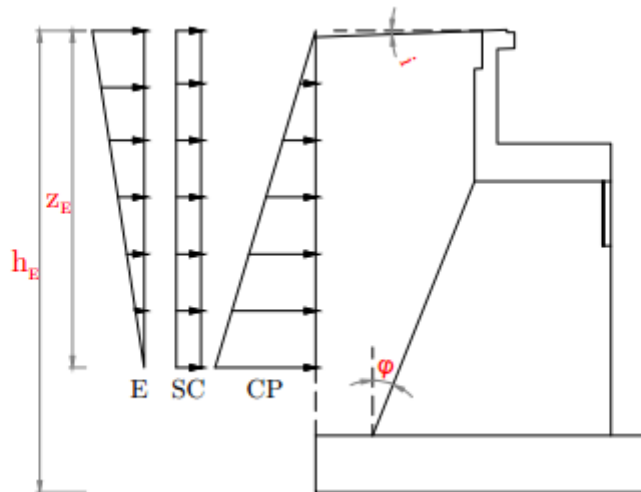


Figura 3.51 – Impulsos considerados e ângulos de cálculo

Na figura também está representada a altura do encontro ( $h_E$ ) e a profundidade onde os impulsos se anulam ( $z_E$ ).

#### Coefficiente de impulso em repouso

O coeficiente de impulso em repouso é calculado pelo Teorema de Rankine.

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d) \quad (3.81)$$

Em que:

$$\phi'_d - \text{valor de cálculo do ângulo de atrito do solo: } \phi'_d = \text{arctg} \left( \frac{\text{tg}(\phi')}{\gamma_{\phi'}} \right)$$

#### Coefficiente de impulso ativo

Este coeficiente é calculado pelo Teorema de Coulomb.

$$k_a = \frac{[\cos(\phi'_d - \varphi)]^2}{[\cos(\varphi)]^2 \cdot \cos(\delta'_d + \varphi) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta'_d + \phi'_d) \cdot \text{sen}(\phi'_d - i)}{\cos(\delta'_d + \varphi) \cdot \cos(\varphi - i)}} \right]^2} \quad (3.82)$$

Em que:

- $\phi'_d$  – valor de cálculo do ângulo de atrito do solo:  $\phi'_d = \arctg\left(\frac{tg(\phi')}{\gamma_{\phi'}};  
 $\varphi$  – ângulo que o tardo do muro faz com a vertical, da figura 3.51;  
 $\delta'_d$  – valor de cálculo do ângulo de atrito muro-solo do tardo:  $\delta'_d = \frac{2}{3} \cdot \phi'_d$ ;  
 $i$  – ângulo que o solo suportado faz com a horizontal, da figura 3.51.$

### Coefficiente de impulso para a ação sísmica

Para a ação sísmica, o coeficiente de impulso é determinado pelo Método de Mononobe-Okabe.

$$k_s = \frac{[\cos(\phi'_d - \theta - \varphi)]^2}{\cos(\theta) \cdot [\cos(\varphi)]^2 \cdot \cos(\delta'_d + \varphi + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_d + \delta'_d) \cdot \text{sen}(\phi'_d - \theta - i)}{\cos(\delta'_d + \varphi + \theta) \cdot \cos(i - \varphi)}}\right]^2} \quad (3.83)$$

As variáveis são as mesmas da expressão 3.82 com exceção do ângulo do sismo  $\theta$ .

O ângulo do sismo calcula-se por  $\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ . Neste projeto a situação mais condicionante é:

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad (3.84)$$

Em que:

- $k_h$  – coeficiente sísmico horizontal:  $k_h = \beta$ ;  
 $k_v$  – coeficiente sísmico vertical:  $k_v = \frac{1}{3} \cdot k_h$ .

### 3.8.2.3 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 do viaduto.

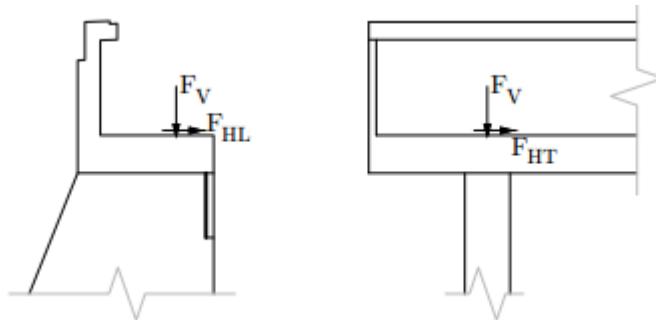


Figura 3.52 – Ações transmitidas pelo tabuleiro

Para os encontros é transmitida uma força vertical  $F_V$ , uma força horizontal na direção longitudinal  $F_{HL}$  e uma força horizontal na direção transversal devido à ação sísmica  $F_{HT}$ .

Embora o apoio seja móvel na direção longitudinal, o tabuleiro transmite uma força horizontal nesta direção devido ao atrito entre os elementos constituintes do apoio.

$$F_{HL} = F_V \cdot \mu \quad (3.85)$$

Em que  $\mu$  é o coeficiente de atrito e tem o valor de  $\mu = 0,05$  que corresponde ao atrito entre o aço e o teflon.

### 3.8.3 Encontro E1

O encontro E1 tem 12,190 metros de altura ( $h_{E1} = 12,190 \text{ m}$ ) e os impulsos anulam-se a uma profundidade de 8,90 metros ( $z_{E1} = 8,90 \text{ m}$ ). Os impulsos ativos estão aplicados no tardoz e os impulsos passivos estão aplicados na frontal do encontro. Estes dois tipos de impulsos têm sentido contrário e a uma profundidade de aproximadamente 8,90 metros anulam-se.

Os cálculos serão feitos apenas para metade do encontro porque é simétrico.

#### Ações atuantes na massa do encontro E1

As ações que atuam na massa do encontro E1 são calculadas de acordo com as expressões 3.79 e 3.80.

Tabela 3.32 – Ações atuantes na massa de metade do encontro E1

Elemento	Forças		Centro de Gravidade	
	$F_V$ [kN]	$F_H$ [kN]	$CG_V$ [m]	$CG_H$ [m]
Viga de estribo + espelho	958,837	153,414	3,273	9,387
Gigante	996,435	159,430	3,536	4,550
Sapata	1320,000	--	4,400	0,750
Terras	4811,519	769,843	6,986	7,606

As forças estão aplicadas no centro de gravidade do elemento.  $CG_V$  é a distância horizontal entre o ponto exterior da sapata e o centro de gravidade e é aplicado às forças verticais. E  $CG_H$  é a distância vertical e é aplicado as forças horizontais.

**Impulso de terras no encontro E1**

Os diagramas de impulsos de terras têm as seguintes características.

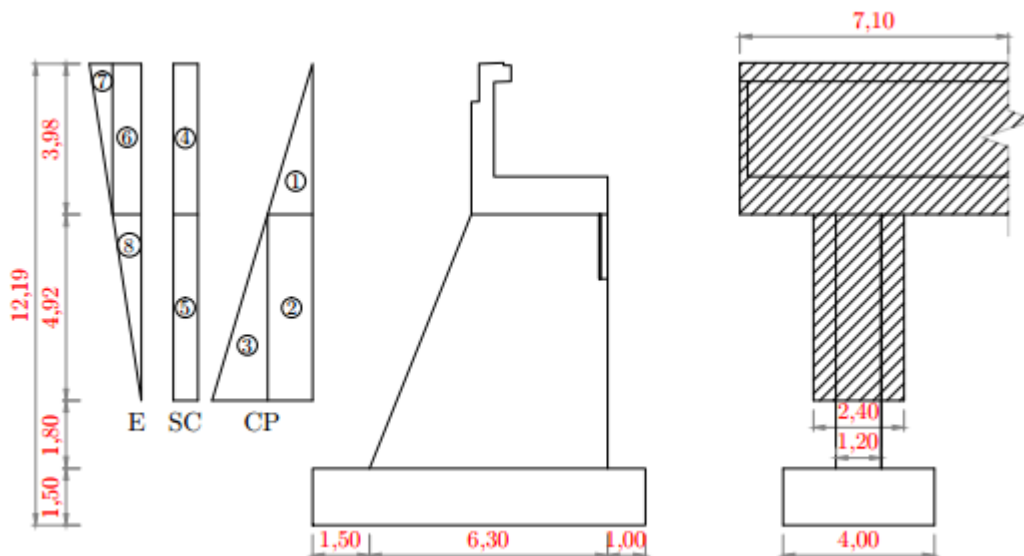


Figura 3.53 – Diagramas de impulsos de terras e área de aplicação no encontro E1

Os diagramas foram divididos em oito. Na zona do gigante do encontro, considerou-se que os diagramas de tensões estão aplicadas numa largura duas vezes maior que a largura do gigante porque as terras ao lado dele provocam impulsos devido ao atrito.

Os impulsos são calculados de acordo com as expressões da tabela seguinte.

Tabela 3.33 – Impulso de terras no encontro E1

Ação	Impulso	Expressão
CP	1	$I_{1,CP} = \frac{1}{2} \Upsilon_{d,solo} \times k \times (3,98)^2 \times 7,10$
	2	$I_{2,CP} = \Upsilon_{d,solo} \times k \times 3,98 \times (4,92 \times 2,40)$
	3	$I_{3,CP} = \frac{1}{2} \Upsilon_{d,solo} \times k \times (4,92)^2 \times 2,40$
SC	4	$I_{4,SC} = k \times s_{SC} \times (3,98 \times 7,10)$
	5	$I_{5,SC} = k \times s_{SC} \times (4,92 \times 2,40)$
E	6	$I_{a6,E} = \Upsilon_{d,solo} \times (k_s - k_a) \times 4,92 \times (3,98 \times 7,10)$
	7	$I_{a7,E} = \frac{1}{2} \Upsilon_{d,solo} \times (k_s - k_a) \times (3,98)^2 \times 7,10$
	8	$I_{a8,E} = \frac{1}{2} \Upsilon_{d,solo} \times (k_s - k_a) \times (4,92)^2 \times 2,40$

Em que:

- $\Upsilon_{d,solo}$  – valor de cálculo do peso específico do solo,  $\Upsilon_{d,solo} = \frac{\Upsilon_{d,solo}}{\gamma_r}$ ;
- $k$  – coeficiente de impulso, que pode ser de repouso ou ativo;
- $k_s$  – coeficiente de impulso para a ação sísmica;

$k_a$  – coeficiente de impulso ativo;

$s_{sc}$  – força distribuída da sobrecarga no terrapleno,  $s_{sc} = 10 \text{ kN/m}^2$ .

O acréscimo de impulso devido à ação sísmica (E) só entra nos cálculos para o estado ativo dos impulsos.

Para a verificação geotécnica, considerou-se que os impulsos são inclinados. Neste caso, é necessário fazer a decomposição dos impulsos em duas componentes:

- Componente vertical dos impulsos:

$$I_V = I \cdot \text{sen}(\varphi + \delta'_d) \quad (3.86)$$

- Componente horizontal dos impulsos:

$$I_H = I \cdot \text{cos}(\varphi + \delta'_d) \quad (3.87)$$

Para a verificação estrutural, os impulsos foram considerados horizontais.

### 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.

Tabela 3.34 – Forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1

Tipo	Força vertical					Força horizontal transversal
	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Máximo	3627,535	1830,742	222,009	16,962	32,492	908,003
Mínimo		-365,676	-111,004	-16,962	-32,492	-908,003

As forças devido à ação sísmica foram divididas pelo coeficiente de comportamento sísmico  $\eta = 2$ .

### 3.8.3.1 Verificação geotécnica

Nesta verificação, considerou-se que o solo tem um ângulo de atrito médio de  $30^\circ$  e um peso específico de  $19 \text{ kN/m}^3$ .

Para o dimensionamento geotécnico do encontro, os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro foram calculados com as seguintes combinações:

- Combinação com a sobrecarga como ação variável base:

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \cdot F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \left[ F_{V,SC,tab} + (\psi_{0,VDT} \cdot F_{V,VDT,tab} + \psi_{0,VUT} \cdot F_{V,VUT}) \right] \quad (3.88)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \quad (3.89)$$

- Combinação com a ação sísmica como ação variável base:

$$F_{Ed,V,tab} = F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \cdot F_{V,E,tab} \quad (3.90)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \quad (3.91)$$

Em ambos os casos se a força vertical for favorável e a força horizontal longitudinal for desfavorável, ou vice-versa, é necessário aplicar a fórmula da combinação à  $F_{Ed,HL,tab}$  com os seus respetivos coeficientes parciais de segurança, em vez de aplicar diretamente a fórmula  $F_{Ed,V,tab} \cdot \mu$ .

### 3.8.3.1.1 Estado limite de equilíbrio (EQU)

Para a verificação do estado limite de equilíbrio foram adotados dois critérios que são resumidos na tabela seguinte.

Tabela 3.35 – Critérios de verificação ao EQU

Estado Limite	Ação base: sismo	Ação base: sobrecarga
Derrubamento	$F.S. \geq 1,00$	$F.S. \geq 1,50$
Deslizamento	$F.S. \geq 1,00$	$F.S. \geq 1,50$

Em que  $F.S.$  é o fator de segurança.

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro que foram consideradas para o dimensionamento ao estado limite de equilíbrio são os da seguinte tabela.

Tabela 3.36 – Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1 no E.L. de equilíbrio

Força	Ação variável base			
	$E_{max}$	$E_{min}$	$SC_{max}$	$SC_{min}$
$F_{Ed,V,tab}$ [kN]	1813,768	1789,399	1632,391	1300,549
$F_{Ed,HL,tab}$ [kN]	91,907	89,470	173,787	83,130

Foram considerados quatro casos de ação variável base: a ação sísmica máxima, a ação sísmica mínima, a sobrecarga máxima e a sobrecarga mínima.

#### 3.8.3.1.1.1 Estado limite de derrubamento

A combinação cuja ação variável base é o sismo com o valor mínimo ( $E_{min}$ ) é a condicionante para este estado limite último.

Os cálculos são feitos de acordo com o esquema seguinte.

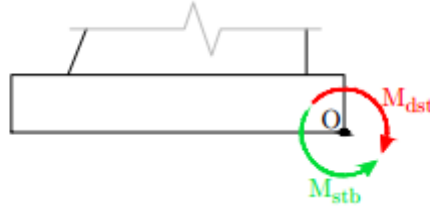


Figura 3.54 – Modelo de cálculo do estado limite de derrubamento do encontro E1

O fator de segurança é o quociente entre o momento estabilizante e o momento desestabilizante.

$$F.S. = \frac{\sum M_{stb}}{\sum M_{dst}} \quad (3.92)$$

O momento estabilizante é diretamente proporcional ao valor de cálculo da força estabilizante e ao braço desta força.

$$\sum M_{stb} = \sum_{j=1}^n (F_{Ed,j} \cdot br_j)_{stb} = 57130,583 \text{ kNm}$$

Para o cálculo do momento desestabilizante, entram as forças desestabilizantes multiplicadas pelos seus respetivos braços.

$$\sum M_{dst} = \sum_{i=1}^m (F_{Ed,i} \cdot br_i)_{dst} = 24487,710 \text{ kNm}$$

Ao aplicar a expressão 3.92, o fator de segurança é:

$$F.S. = \frac{\sum M_{stb}}{\sum M_{dst}} = \frac{57130,583}{24487,710} = 2,33$$

Como  $F.S. = 2,33 > 1,00$ , está garantida a segurança ao derrubamento.

As forças foram calculadas através das ações anteriormente explicadas. Para mais detalhes, consultar o anexo N.

### 3.8.3.1.1.2 Estado limite de deslizamento

A verificação do estado limite de deslizamento é feita com a combinação cuja ação variável base é a ação sísmica com o seu valor mínimo, já que é a condicionante.

Este estado limite é esquematizado através da figura seguinte.

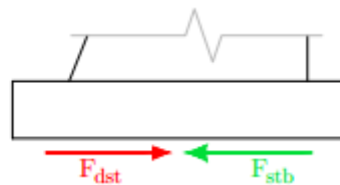


Figura 3.55 – Modelo de cálculo do estado limite de deslizamento do encontro E1

O fator de segurança é o quociente entre a força estabilizante e a força desestabilizante.

$$F.S. = \frac{\sum F_{stb}}{\sum F_{dst}} \quad (3.93)$$

As forças estabilizantes resultam das forças verticais do encontro do seguinte modo:

$$\sum F_{stb} = \sum_{j=1}^n (F_{Ed,V,j}) \cdot tg(\delta'_d) = 10727 \times tg(16,528) = 3183,074 \text{ kN}$$

As forças desestabilizantes são as forças horizontais.

$$\sum F_{dst} = \sum_{i=1}^m F_{Ed,H,i} = 3040,689 \text{ kN}$$

E obteve-se um fator de segurança de:

$$F.S. = \frac{\sum F_{stb}}{\sum F_{dst}} = \frac{3183,074}{3040,689} = 1,05$$

Como  $F.S. = 1,05 > 1,00$ , está garantida a segurança ao deslizamento.

Para mais detalhe acerca do estado limite de deslizamento e do cálculo das forças, consultar o anexo O.

### 3.8.3.1.2 Estado limite de rotura do terreno de fundação (GEO)

Para a verificação do estado limite de rotura do terreno de fundação é utilizado o critério apresentado na tabela seguinte.

Tabela 3.37 – Critério de segurança ao GEO

Estado limite	Ação base: sismo	Ação base: sobrecarga
Rotura do terreno de fundação	$\sigma_{\max} \leq 2 \cdot q_{rd}$	$\sigma_{\max} \leq q_{rd}$

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1 para o dimensionamento ao estado limite de rotura do terreno de fundação são os seguintes.

Tabela 3.38 – Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1 no E.L. de rotura do terreno de fundação

Força	Ação variável base		
	Sismo	Sobrecarga	
		A.C.1 – Comb.1	A.C.1 – Comb.2
$F_{Ed,V,tab}$ [kN]	1838,137	3929,180	3096,948
$F_{Ed,H,tab}$ [kN]	90,688	90,688	90,688

Quando se usou a sobrecarga como ação variável base, fez-se cálculos para a combinação 1 e 2 da abordagem de cálculo tipo 1 do EC7.

A combinação condicionante é aquela cuja ação variável base é a sobrecarga aplicada a abordagem de cálculo tipo 1 com a combinação 2.

**Tensão aplicada no terreno**

A tensão na base do encontro é devido à força normal ao terreno, devido à excentricidade da força vertical e devido à excentricidade da força horizontal. As mesmas são exemplificadas de seguida pela ordem em que foram mencionadas.

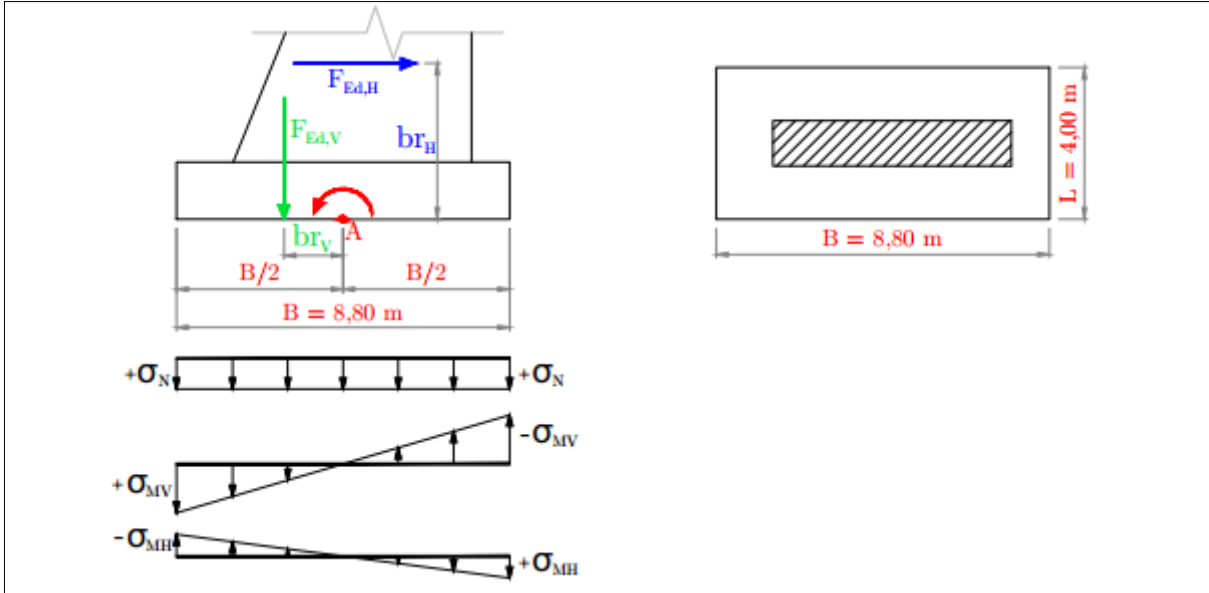


Figura 3.56 – Modelo de cálculo das tensões aplicadas no terreno da base do encontro E1

O primeiro diagrama de tensões corresponde à tensão na base do encontro devido à força normal ao terreno.

$$\sigma_N = \frac{\sum F_{Ed,V}}{B \cdot L} \quad (3.94)$$

Passos seguidos (Cálculo da expressão 3.94):

$$\sum F_{Ed,V} = \sum_{i=1}^m F_{Ed,V,i} = 12210,882 \text{ kN}$$

$$\sigma_N = \frac{\sum F_{Ed,V}}{B \cdot L} = \frac{12210,882}{8,80 \times 4,00} = 346,898 \text{ kPa}$$

O segundo diagrama é das tensões na base do encontro devido à excentricidade da força vertical.

$$\sigma_{MV} = \frac{6 \cdot \sum F_{Ed,V} \cdot br_V}{B^2 \cdot L} \quad (3.95)$$

Passos seguidos (Cálculo da expressão 3.95):

$$br_V = \frac{\sum_{i=1}^m (F_{Ed,V,i} \cdot br_{V,i})}{\sum_{i=1}^m (F_{Ed,V,i})} = \frac{7556,574}{12210,882} = 0,619 \text{ m}$$

$$\sigma_{MV} = \frac{6 \cdot \sum F_{Ed,V} \cdot br_V}{B^2 \cdot L} = \frac{6 \times 12210,822 \times 0,619}{8,80^2 \times 4,00} = 146,370 \text{ kPa}$$

Em que  $br_V$  é o braço da força vertical.

E o último diagrama é das tensões na base do encontro devido à excentricidade da força horizontal.

$$\sigma_{MH} = \frac{M_{Ed,H}}{w} \quad (3.96)$$

Passos seguidos (Cálculo da expressão 3.96):

$$\begin{aligned} \sum F_{Ed,H} &= \sum_{j=1}^n F_{Ed,H,j} = 1162,300 \text{ kN} \\ br_H &= \frac{\sum_{j=1}^n (F_{Ed,H,j} \cdot br_{H,j})}{\sum_{j=1}^n F_{Ed,H,j}} = \frac{8529,101}{1162,300} = 7,338 \text{ m} \\ M_{Ed,H} &= \sum F_{Ed,H} \cdot br_H = 1162,300 \times 7,338 = 8529,101 \text{ kNm} \\ w &= \frac{L \cdot B^2}{6} = \frac{4,00 \times 8,80^2}{6} = 51,627 \text{ m}^3 \\ \sigma_{MH} &= \frac{M_{Ed,H}}{w} = \frac{8529,101}{51,627} = 165,207 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Em que  $w$  é o módulo de flexão da secção retangular da base do encontro e  $br_H$  é o braço da força horizontal.

A tensão máxima na base do encontro é dada pela seguinte expressão.

$$\sigma_{\max} = \max\{\sigma_{\max,int}; \sigma_{\max,ext}\} \quad (3.97)$$

E é calculada da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max,int} &= \sigma_N + \sigma_{MV} - \sigma_{MH} = 346,898 + 146,370 - 165,207 = 328,061 \text{ kPa} \\ \sigma_{\max,ext} &= \sigma_N - \sigma_{MV} + \sigma_{MH} = 346,898 - 146,370 + 165,207 = 365,736 \text{ kPa} \\ \sigma_{\max} &= \max\{\sigma_{\max,int}; \sigma_{\max,ext}\} = \max\{328,061; 365,736\} = 365,736 \text{ kPa} \end{aligned}$$

### Capacidade resistente do terreno

Para a determinação a capacidade resistente  $q_{rd}$  foi utilizada a metodologia sugerida pelo EC7.

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot L \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + q_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \quad (3.98)$$

Passos seguidos (Cálculo da expressão 3.98):

$$- \text{Ângulo de atrito: } \phi'_d = \arctg\left(\frac{tg(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctg\left(\frac{tg(30)}{1,25}\right) = 24,791^\circ$$

– Peso específico do solo:  $\Upsilon_{d,solo} = \frac{\Upsilon_{solo}}{\gamma_r} = \frac{19,0}{1,0} = 19,000 \text{ kN} / \text{m}^3$

– Fatores de capacidade resistente:

$$N_q = e^{\pi \cdot tg(\phi'_d)} \cdot \left( tg \left( 45 + \frac{\phi'_d}{2} \right) \right)^2 = e^{\pi \cdot tg 24,791} \times \left( tg \left( 45 + \frac{24,791}{2} \right) \right)^2 = 10,431$$

$$N_r = 2(N_q - 1) \cdot tg(\phi'_d) = 2 \times (10,431 - 1) \times tg(24,791) = 8,712$$

– Larguras efetivas:

$$B' = B - 2 \cdot ex_B = B - 2 \cdot br_v = 8,8 - 2 \times 0,619 = 7,562 \text{ m}$$

$$L' = L = 4,00 \text{ m}$$

– Fatores de geometria da sapata do encontro em planta:

$$s_r = 1 - 0,3 \cdot \frac{L'}{B'} = 1 - 0,3 \times \frac{4,00}{7,562} = 0,841$$

$$s_q = 1 + \frac{L'}{B'} \cdot \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{4,00}{7,562} \times \text{sen}(24,791) = 1,222$$

– Fator que leva em conta a direção da atuação da força horizontal:

A direção de atuação é a X, então  $m = m_B$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} = \frac{2 + \frac{4,00}{7,562}}{1 + \frac{4,00}{7,562}} = 1,346$$

– Fatores de inclinação de carga:

$$i_r = \left[ 1 - \frac{\sum F_{Ed,H}}{\sum F_{Ed,V}} \right]^{m+1} = \left[ 1 - \frac{1162,300}{12210,822} \right]^{1,346+1} = 0,791$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{\sum F_{Ed,H}}{\sum F_{Ed,V}} \right]^m = \left[ 1 - \frac{1162,300}{12210,822} \right]^{1,346} = 0,874$$

– Tensão resistente na base da sapata do encontro devido ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação:

$$q_0 = \Upsilon_{d,solo} \cdot h_{solo} = \Upsilon_{d,solo} \times h_{solo} = 19,0 \times 4,00 = 76,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Deste modo, determina-se a capacidade resistente do solo:

$$\begin{aligned} q_{rd} &= \frac{1}{2} \cdot \Upsilon_{d,solo} \cdot L \cdot N_r \cdot s_r \cdot i_r + q_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \\ &= \frac{1}{2} \times 19,0 \times 4,0 \times 8,712 \times 0,841 \times 0,791 + 76,0 \times 10,431 \times 1,222 \times 0,874 \\ &= 1066,821 \text{ kPa} \end{aligned}$$

### Verificação da capacidade resistente do solo

Os cálculos foram feitos para a combinação fundamental das ações com a sobrecarga como ação variável base, então a tensão aplicada tem que ser inferior à capacidade resistente do terreno.

$$\sigma_{\max} = 365,736 < q_{rd} = 1066,821 \rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

Para mais detalhes acerca do estado limite de rotura do terreno de fundação, consultar o anexo P.

### 3.8.3.2 Verificação estrutural

Os elementos estruturais são constituídos por betão C30/37 com armaduras ordinárias A500 NR. As armaduras têm 0,07 metros de recobrimento.

Para o dimensionamento estrutural, considerou-se que os impulsos de terra são horizontais.

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro foram calculados com as seguintes combinações:

- Combinação com a sobrecarga como ação variável base:

$$F_{Ed,V,tab} = F_{V,CP,tab} \quad (3.99)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \quad (3.100)$$

- Combinação com a ação sísmica como ação variável base:

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \cdot F_{V,CP,tab} \quad (3.101)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \quad (3.102)$$

$$F_{Ed,HT,tab} = \gamma_Q \times F_{HT,E,tab} \quad (3.103)$$

Em relação à combinação com a ação sísmica como variável base, se a força vertical for favorável e a força horizontal longitudinal for desfavorável, ou vice-versa, é necessário aplicar a fórmula da combinação à  $F_{Ed,HL,tab}$  com os seus respetivos coeficientes parciais de segurança, em vez de aplicar diretamente a fórmula  $F_{Ed,V,tab} \cdot \mu$ .

#### 3.8.3.2.1 Espelho

Analisando os valores obtidos com ambas as combinações, verifica-se que a mais condicionante é aquela cuja ação variável base é o sismo.

O espelho do encontro pode ser modelado como uma consola de 2,98 metros cujas ações são essencialmente os impulsos de terras no tardoz.

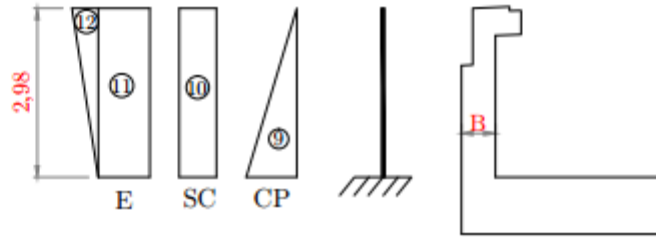


Figura 3.57 – Modelo de cálculo para o dimensionamento do espelho do encontro E1

Os impulsos são determinados da seguinte forma:

$$I_{a9,CP} = \frac{1}{2} \Upsilon_{d,solo} \times k_a \times (2,98)^2 = \frac{1}{2} \times 19,0 \times 0,485 \cdot (2,98)^2 = 40,915 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$I_{a10,SC} = k_a \times sc \times 2,98 = 0,485 \times 10 \times 2,98 = 14,453 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$I_{a11,E} = \Upsilon_{d,solo} \times (k_s - k_a) \times (z_{E1} - 2,98) \times 2,98 \\ = 19,0 \times (0,638 - 0,485) \times (8,90 - 2,98) \times 2,98 = 51,411 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$I_{a12,E} = \frac{1}{2} \Upsilon_{d,solo} \times (k_s - k_a) \times (2,98)^2 \\ = \frac{1}{2} \times 19,0 \times (0,638 - 0,485) \times (2,98)^2 = 12,940 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Em que  $z_{E1}$  é a profundidade em que os impulsos se anulam no encontro E1.

O momento atuante é dado pela seguinte expressão matemática:

$$M_{Ed} = M_{CP} + \gamma_Q \cdot M_E \quad (3.104)$$

Em que:

$M_{CP}$  – momento devido aos impulsos do peso próprio das terras:

$$M_{CP} = I_{a9,CP} \times \frac{1}{3} \times 2,98 = 40,915 \times \frac{1}{3} \times 2,98 = 40,643 \text{ kNm} / \text{m}$$

$M_E$  – momento devido ao acréscimo de impulsos devido à ação sísmica:

$$M_E = I_{a11,E} \times \frac{1}{2} \times 2,98 + I_{a12,E} \times \frac{2}{3} \times 2,98 \\ = 51,411 \times \frac{1}{2} \times 2,98 + 12,940 \times \frac{2}{3} \times 2,98 = 102,309 \text{ kNm} / \text{m}$$

Ao aplicar a expressão 3.104, obtém-se o valor de cálculo do momento atuante:

$$M_{Ed} = M_{CP} + \gamma_Q \cdot M_E = 40,643 + 1,50 \times 102,309 = 194,106 \text{ kNm} / \text{m}$$

A armadura calculada através momento fletor atuante tem a seguinte expressão:

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) \quad (3.105)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.105):

$$d = B - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 0,60 - 0,07 - \left( \frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,520 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{194,106}{1,0 \times 0,520^2 \times 20 \times 10^3} = 0,036$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036} = 0,037$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,037 \times 1,0 \times 0,520 \times \left( \frac{20}{434,8} \right) \times 10^4 = 8,745 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura mínima é dada pela seguinte fórmula:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = 0,26 \times \left( \frac{2,9}{500} \right) \times 1,0 \times 0,520 \times 10^4 = 7,842 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura necessária para garantir a segurança é o máximo dos valores anteriores.

$$A_s = \max\{A_{s,cal}; A_{s,min}\} = \max\{7,842; 8,745\} = 8,745 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se uma armadura de  $A_s = \phi 20 / / 0,20$  ( $15,710 \text{ cm}^2 / \text{m}$ )

### 3.8.3.2.2 Viga de estribo

A viga de estribo em conjunto com o espelho funcionam como uma viga, deste modo, a viga de estribo não pode ser estudada de forma separada do espelho. Esse elemento será estudado por partes.

#### I. Peso próprio + Veículo tipo

Os esforços devido às ações do peso próprio e do veículo tipo são calculados pelo seguinte modelo com o comportamento de uma consola.

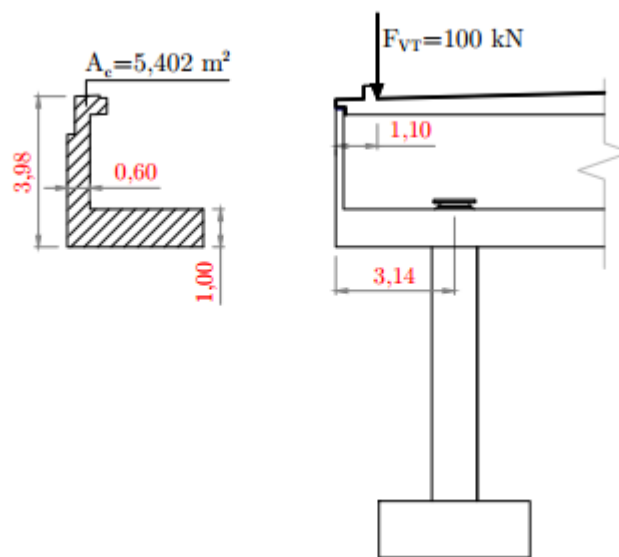


Figura 3.58 – Modelo para o dimensionamento da viga de estribo devido às ações do peso próprio e do veículo tipo

O momento atuante é dado pela seguinte expressão matemática.

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= \gamma_G \cdot A_c \cdot \Upsilon_{d,BA} \cdot \frac{(L_{cons})^2}{2} + \gamma_Q \cdot F_{VT} \cdot (L_{cons} - L_{passeio+lançil}) \\ &= 1,35 \times 5,402 \times 25 \times \frac{(3,140)^2}{2} + 1,5 \times 100 \times (3,140 - 1,100) \\ &= 1204,772 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Determina-se a armadura devido ao momento atuante através da seguinte expressão:

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) \quad (3.106)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.106):

$$d = h - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,98 - 0,07 - \left( \frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,900 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1204,772}{0,60 \times 3,90^2 \times 20 \times 10^3} = 0,07$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007} = 0,007$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,007 \times 0,60 \times 3,90 \times \left( \frac{20}{434,8} \right) \times 10^4 = 7,129 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada pela seguinte fórmula:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = 0,26 \times \left( \frac{2,9}{500} \right) \times 0,60 \times 3,90 \times 10^4 = 35,287 \text{ cm}^2$$

A armadura necessária para garantir a segurança é dado por:

$$A_s = \max\{A_{s,cal}; A_{s,min}\} = \max\{7,129; 35,287\} = 35,287 \text{ cm}^2$$

Adotou-se uma armadura de  $A_s = 12\phi 20$  ( $37,700 \text{ cm}^2$ ).

## II. Impulso de terras

Os impulsos de terras são aplicados no tardo de da viga de estribo, juntamente com o espelho, e no muro de avenida. Estes impulsos são apresentados na figura seguinte.

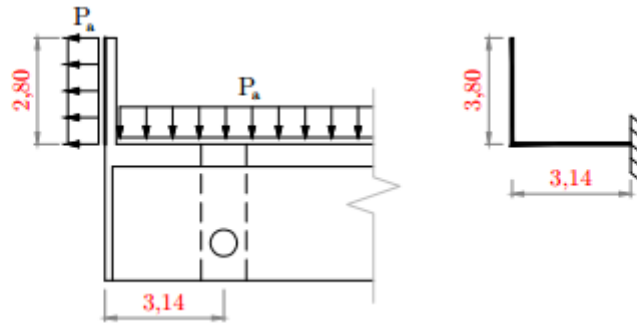


Figura 3.59 – Modelo de cálculo dos impulsos de terras na viga de estribo

A combinação sísmica é a condicionante para o dimensionamento.

As pressões dos impulsos têm os seguintes valores:

$$P_{a,CP} = \frac{1}{2} \times k_a \times Y_{d,solo} \times 3,98 = \frac{1}{2} \times 0,485 \times 19,0 \times 3,98 = 18,337 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_{a,SC} = k_a \cdot s_{SC} = 0,485 \times 10 = 4,850 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\begin{aligned} P_{a,E} &= \frac{1}{2} \cdot (k_s - k_a) \cdot h_{d,solo} \cdot [(z_{E1} - 3,98) + z_{E1}] \\ &= \frac{1}{2} \times (0,638 - 0,485) \times 19,0 \times [(8,90 - 3,98) + 8,90] = 20,137 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

Em que a viga de estribo, juntamente com o espelho, tem 3,98 metros de altura e  $z_{E1}$  é a profundidade em que os impulsos se anulam no encontro E1.

Fica instalada uma pressão total de:

$$P_{a,Ed} = P_{a,CP} + \gamma_Q \cdot P_{a,E} = 18,337 + 1,50 \times 20,137 = 48,543 \text{ kN} / \text{m}^2$$

A pressão devido à sobrecarga não entra para os cálculos já que se trata da combinação sísmica.

O momento atuante é determinado a partir da pressão total.

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= P_{a,Ed} \cdot \frac{(L_{cons})^2 + (L_{muro})^2}{2} \\ &= 48,543 \times \frac{(3,80)^2 + (3,14)^2}{2} = 429,595 \text{ kNm} / \text{m} \end{aligned}$$

Este momento corresponde a uma armadura de:

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) \quad (3.107)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.107):

$$d = h - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 3,60 - 0,07 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,522 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{429,595}{1,0 \times 3,522^2 \times 20 \times 10^3} = 0,002$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,002} = 0,002$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,002 \times 1,0 \times 3,522 \times \left( \frac{20}{434,8} \right) \times 10^4 = 2,808 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se uma armadura de  $A_s = \phi 16 / 0,20$  ( $10,050 \text{ cm}^2 / \text{m}$ ).

### III. Ação sísmica transmitida pelo tabuleiro

O tabuleiro transmite uma força horizontal na direção transversal de 908,003 kN ao encontro E1 devido à ação sísmica. Esta força divide-se pelos dois apoios do encontro.

A ação sísmica provoca um esforço de tração na viga de estribo de:

$$N_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{1}{2} \cdot F_{HT,E} = 1,50 \times \frac{1}{2} \times 908,003 = 681,002 \text{ kN}$$

É um esforço de flexão:

$$M_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{1}{2} \cdot F_{HT,E} \cdot \frac{h_{estribo}}{2} = 1,50 \times \frac{1}{2} \times 908,003 \times \frac{1,00}{2} = 340,501 \text{ kNm}$$

Estes dois esforços são equivalentes à seguinte força:

$$F_{Ed} \simeq \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d} \quad (3.108)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.108):

$$d = h_{estribo} - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,00 - 0,07 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,922 \text{ m}$$

$$F_{Ed} \simeq \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d} = \frac{681,002}{2} + \frac{340,501}{0,9 \times 0,922} = 750,842 \text{ kN}$$

A armadura necessária para resistir à esta força é de:

$$A_s = \frac{F_{Ed}}{f_{syd}} = \frac{750,842}{434,8 \times 10^{-1}} = 17,269 \text{ cm}^2$$

Adotou-se uma armadura de  $A_s = 9\phi 16$  (18,100  $\text{cm}^2$ ).

### 3.8.3.2.3 Gigante

O encontro tem dois gigantes e cada um está debaixo de um apoio. O gigante apresenta a seguinte geometria numa visão tridimensional.

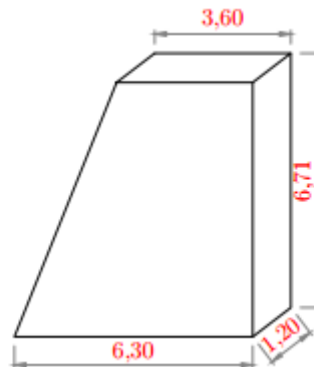


Figura 3.60 – Características geométricas do gigante na forma tridimensional

O gigante tem uma altura  $h_{gigante} = 6,71 \text{ m}$ , uma largura na parte superior  $B_{sup} = 3,60 \text{ m}$ , uma largura na parte inferior  $B_{inf} = 6,30 \text{ m}$  e uma espessura  $esp = 1,20 \text{ m}$ , como se pode observar na figura anterior.

Os gigantes estão sujeitos à ações tanto na direção transversal como na longitudinal. Os cálculos nas duas direções serão feitos separadamente.

### 3.8.3.2.3.1 Direção transversal ou direção Y

Na direção transversal, o gigante é modelado da forma seguinte.

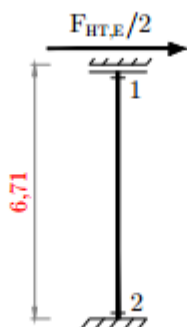


Figura 3.61 – Modelo de cálculo para análise transversal do gigante

Nesta direção, o gigante é solicitado por uma força horizontal devido ao sismo proveniente do tabuleiro do viaduto.

#### Estado limite último de flexão

O momento atuante nas duas secções assinaladas na figura anterior são iguais.

$$M_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{F_{HT,E}}{2} \cdot \frac{h_{gigante}}{2} = 1,50 \times \frac{908,003}{2} \times \frac{6,71}{2} = 2284,761 \text{ kNm}$$

Este momento divide-se para a secção superior e para a inferior da seguinte forma:

- Secção 1:  $M_{Ed,s1} = \frac{M_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{2284,761}{3,60} = 634,656 \text{ kNm} / m$
- Secção 2:  $M_{Ed,s2} = \frac{M_{Ed}}{B_{inf}} = \frac{2284,761}{6,30} = 362,661 \text{ kNm} / m$

A altura útil para ambas as secções é calculado por:

$$d = esp - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,20 - 0,07 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,122 \text{ m}$$

As armaduras para as duas secções são calculadas de seguida.

#### Secção 1:

- Amadura devido ao momento atuante:

$$\mu = \frac{M_{Ed,s1}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{634,656}{1,0 \times 1,122^2 \times 20 \times 10^3} = 0,025$$

$$w = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025} = 0,026$$

$$A_{s,cal} = w \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,026 \times 1,0 \times 1,122 \times \left( \frac{20}{434,8} \right) \times 10^4 = 13,178 \text{ cm}^2 / m$$

- Armadura adotada:  $A_s = \phi 20 / / 0,20 (15,710 \text{ cm}^2 / m)$

Secção 2:

- Amadura devido ao momento atuante:

$$\mu = \frac{M_{Ed,s2}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{362,661}{1,0 \times 1,122^2 \times 20 \times 10^3} = 0,014$$

$$w = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014} = 0,015$$

$$A_{s,cal} = w \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,015 \times 1,0 \times 1,122 \times \left( \frac{20}{434,8} \right) \times 10^4 = 7,489 \text{ cm}^2 / m$$

- Armadura adotada:  $A_s = \phi 20 / / 0,20$  ( $15,710 \text{ cm}^2 / m$ )

Estado limite de esforço transverso

O esforço transverso atuante é dado pela seguinte expressão matemática:

$$V_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{F_{HT,E}}{2} = 1,50 \times \frac{908,003}{2} = 681,002 \text{ kN}$$

O esforço transverso resistente é calculado com a fórmula seguinte.

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot d \cdot b_w = 850 \times 1,122 \times 3,60 = 3433,320 \text{ kN}$$

Como  $V_{Ed} = 681,002 < V_{cd} = 3433,320$  está garantida a segurança.

Pelo esforço transverso, determina-se uma armadura de:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} = \frac{681,002}{0,9 \times 1,122 \times 434,8 \times 10^{-1} \times \cot(30)}$$

$$= 8,955 \text{ cm}^2 / m$$

$$\text{Para dois ramos, } \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{8,995}{2} = 4,478 \text{ cm}^2 / m / \text{ ramo}$$

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

**3.8.3.2.3.2 Direção longitudinal ou direção X**

O gigante é solicitado nesta direção pelas ações da massa do encontro, impulso de terras e ações transmitidas pelo tabuleiro. Desprezou-se a compressão do gigante, ou seja, não se contabilizaram as forças verticais a que o gigante está sujeito.

A combinação sísmica é a mais condicionante para o dimensionamento.

Esforços atuantes

O esforço transverso corresponde ao somatório das forças horizontais.

$$V_{Ed} = F_{Ed} = \sum_{i=1}^m F_{Ed,i} = 3372,801 \text{ kN}$$

O momento fletor é calculado com a multiplicação da força pelo seu braço.

$$M_{Ed} = \sum_{i=1}^m (F_{Ed,i} \cdot br_i) = 22251,808 \text{ kNm}$$

### Armaduras longitudinais do gigante

As armaduras longitudinais ou de flexão 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.

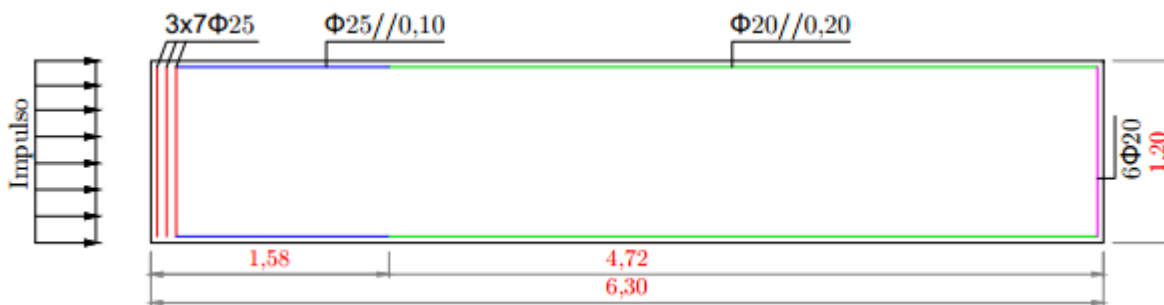


Figura 3.62 – Armaduras longitudinais do gigante

As armaduras representadas de cor vermelha e de cor azul estão em cedência e correspondem a uma  $A_s = 240,528 \text{ cm}^2$  e o braço do binário de forças internas é  $z = 4,563 \text{ m}$ .

### Esforços resistentes

O momento resistente é dado por:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{syd} \cdot z = 240,528 \times 434,8 \times 10^{-1} \times 4,563 = 47717,952 \text{ kNm}$$

Como  $M_{Ed} = 22251,808 < M_{Rd} = 47717,952$ , está garantida a segurança ao estado limite de flexão.

A secção tem uma altura útil de:

$$d = B_{\text{sup}} - \text{rec} - \left( \frac{\phi_{\text{adot}}}{2} \right) = 3,60 - 0,07 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,518 \text{ m}$$

O esforço transversal resistente é dada pela seguinte expressão:

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot d \cdot b_w = 850 \times 3,518 \times 1,20 = 3587,850 \text{ kN}$$

Tendo em conta que  $V_{Ed} = 3372,801 < V_{cd} = 3587,850$ , está garantida a segurança ao estado limite de esforço transversal.

Para mais detalhes acerca dos esforços de cálculo para o dimensionamento estrutural dos gigantes, consultar o anexo Q.

### 3.8.3.2.4 Sapata

O encontro tem duas sapatas, uma para cada gigante. As sapatas têm a geometria apresentada na figura seguinte.

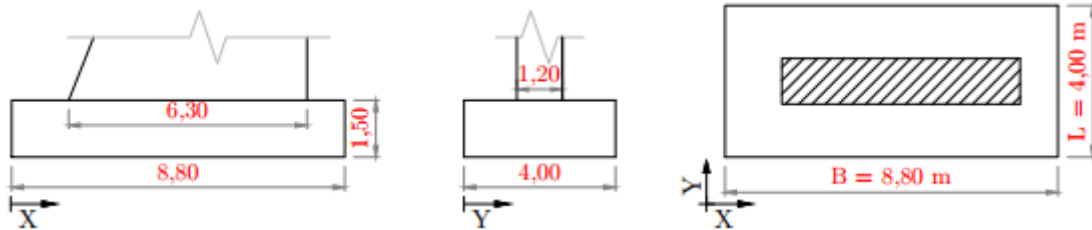


Figura 3.63 – Geometria da sapata do encontro

A combinação condicionante para o dimensionamento da sapata do encontro é aquela cuja ação variável base é o sismo.

Na base do gigante do encontro existem os seguintes esforços:

$$N_{Ed} = \sum_{i=1}^m F_{Ed,V,i} = 8604,928 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,x} = \sum_{j=1}^n F_{Ed,HL,j} = 3372,801 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = F_{Ed,HT} = \gamma_Q \cdot \frac{1}{2} \cdot F_{HT,E} = 1,5 \times \frac{1}{2} \times 908,003 = 681,002 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = \sum_{i=1}^m (F_{Ed,V,i} \cdot br_{V,i}) + \sum_{j=1}^n (F_{Ed,HL,j} \cdot br_{HL,j}) = 16180,659 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x} = F_{Ed,HT} \cdot br_{HT} = -681,002 \times 6,710 = -2284,761 \text{ kNm}$$

Em que  $F_{Ed,V}$ ,  $F_{Ed,HL}$  e  $F_{Ed,HT}$  são as forças verticais, horizontais longitudinais e horizontais transversais devido às ações no encontro. E  $br_V$ ,  $br_{HL}$  e  $br_{HT}$  são os braços destas forças.

A sapata do encontro tem um peso próprio com o seguinte valor:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h \cdot B \cdot L = 25 \times 1,50 \times 8,80 \times 4,00 = 1320,000 \text{ kN}$$

Os valores de cálculo dos esforços na base da sapata do encontro são calculados com os esforços anteriores e com o peso próprio da sapata:

$$N_{Ed,b} = N_{Ed} + PP_{sapata} = 8604,928 + 1320,000 = 9924,928 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,b,y} = M_{Ed,y} + V_{Ed,x} \cdot h = 16180,659 + 3372,801 \times 1,50 = 21239,860 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,b,x} = M_{Ed,x} - V_{Ed,y} \cdot h = -2284,761 - 681,00 \times 1,50 = -3306,264 \text{ kNm}$$

Os esforços geram as seguintes excentricidades na base da sapata:

$$- \text{Direção X: } ex_{b,x} = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{21239,860}{9924,928} = 2,140 \text{ m}$$

$$- \text{Direção Y: } ex_{b,y} = \frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = \frac{|-3306,264|}{9924,928} = 0,333 \text{ m}$$

Uma vez que o sismo atua separadamente em cada direção, considera-se apenas a excentricidade na base da sapata para a direção em estudo.

### 3.8.3.2.4.1 Direção longitudinal ou direção X

A tensão no solo é o quociente entre o esforço normal na base da sapata e a área efetiva da base da sapata.

$$\sigma_{solo} = \frac{N_{Ed,b}}{A'_{sapata}} \quad (3.109)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.109):

$$B' = B - 2 \cdot ex_{b,x} = 8,80 - 2 \times 2,140 = 4,520 \text{ m}$$

$$A'_{sapata} = B' \cdot L = 4,520 \times 4,00 = 18,080 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{solo} = \frac{N_{Ed,b}}{A'_{sapata}} = \frac{9924,928}{18,080} = 548,958 \text{ kPa}$$

A sapata será armada na face inferior e na face superior.

### Armaduras da face inferior na direção X

As armaduras da face inferior da sapata foram determinadas de acordo com o método das bielas.

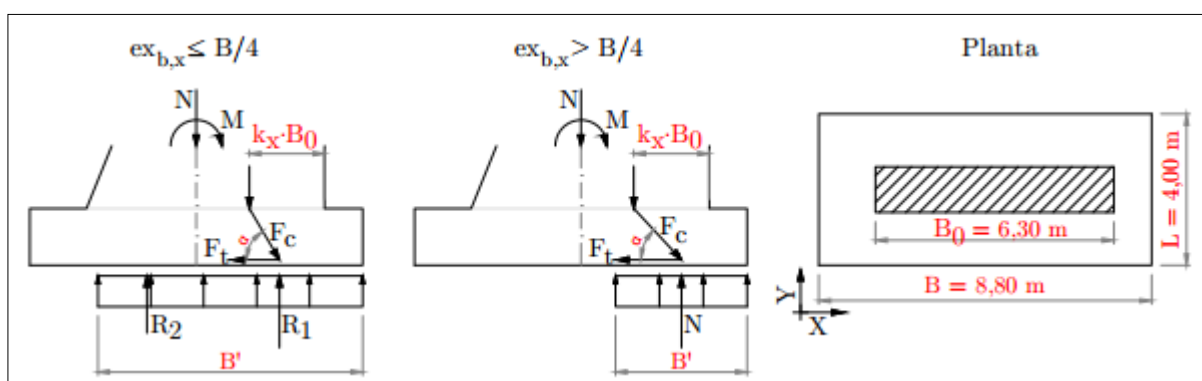


Figura 3.64 – Método das bielas na sapata do encontro na direção X

Deste método, resultam as expressões de armaduras da tabela seguinte.

Tabela 3.39 – Fórmulas das armaduras da face inferior da sapata pelo método das bielas na direção X

Se $ex_{b,x} \leq \frac{B}{4}$	$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{F_{t,x}}{f_{syd} \cdot L}$
Se $ex_{b,x} > \frac{B}{4}$	$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{N_{Ed,b}}{d \cdot f_{syd} \cdot L} \cdot [ex_{b,x} - B_0 \cdot (0,5 - k_x)]$

Como a  $ex_{b,x} = 2,140 < \frac{B}{4} = \frac{8,80}{4} = 2,200$ , então as armaduras da face inferior são determinadas pela seguinte expressão:

$$(A_{s,x}^+)_{cal} = \frac{F_{t,x}}{f_{syd} \cdot L} \quad (3.110)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.110):

$$d = h - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 1,50 - 0,07 - \left( \frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,420 \text{ m}$$

$$R_{1,x} = \frac{B}{2} \cdot L \cdot \sigma_{solo} = \frac{8,80}{2} \times 4,00 \times 548,958 = 9661,656 \text{ kN}$$

Precisa-se do coeficiente  $k_x$  que é calculado através da interpolação dos valores de  $\frac{e}{a_0}$  e  $k$  da tabela seguinte.

Tabela 3.40 – Interpolação do coeficiente k

$\frac{e}{a_0}$	0	0,25	0,5	1	1,5
$k$	0,25	0,20	0,15	0,1	0,05

Com  $e = ex_x = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} = \frac{16180,659}{8604,928} = 1,880 \text{ m}$  e  $a_0 = B_0 = 6,300 \text{ m}$ , obteve-se por interpolação  $k_x = 0,190$ .

$$F_{t1,x} = \frac{R_{1,x}}{d} \cdot \left[ \frac{B}{4} - B_0 \cdot (0,5 - k_x) \right] = \frac{9661,656}{1,420} \times \left[ \frac{8,80}{4} - 6,30 \times (0,5 - 0,190) \right]$$

$$= 1693,655 \text{ kN}$$

$$R_{2,x} = \left( B' - \frac{B}{2} \right) \cdot L \cdot \sigma_{solo} = \left( 4,520 - \frac{8,80}{2} \right) \times 4,00 \times 548,958 = 263,272 \text{ kN}$$

$$F_{t2,x} = \frac{R_{2,x}}{d} \cdot \left[ \frac{\left( B' - \frac{B}{2} \right)}{2} + B_0 \cdot (0,5 - k_x) \right]$$

$$= \frac{263,272}{1,420} \times \left[ \frac{\left( 4,520 - \frac{8,80}{2} \right)}{2} + 6,30 \times (0,5 - 0,190) \right] = 372,849 \text{ kN}$$

$$F_{t,x} = \max\{F_{t1,x}; F_{t2,x}\} = \max\{1693,655; 372,849\} = 1693,655 \text{ kN}$$

$$(A_{s,x}^+)_{cal} = \frac{F_{t,x}}{f_{syd} \cdot L} = \frac{1693,655}{434,8 \times 10^{-1} \times 4,00} = 9,739 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se como armadura da face inferior:  $A_{s,x}^+ = \phi 20 / / 0,20$  ( $15,710 \text{ cm}^2 / \text{m}$ )

### Armaduras da face superior na direção X

As armaduras da face superior da sapata na direção longitudinal são calculadas com o modelo apresentado na figura seguinte.

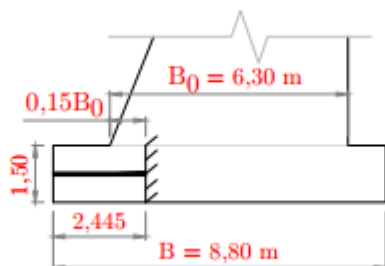


Figura 3.65 – Modelo de cálculo das armaduras da face superior da sapata na direção X

A consola está sujeita ao peso próprio da sapata e do solo que se encontra por cima da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h = 25 \times 1,50 = 37,500 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo,acima} = 19 \times 2,50 = 47,500 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O momento atuante máximo é dada pela seguinte expressão.

$$\begin{aligned} M_{Ed,y}^- &= (PP_{sapata} + PP_{solo}) \cdot \frac{(2,445)^2}{2} = (37,50 + 47,50) \times \frac{(2,445)^2}{2} \\ &= 254,066 \text{ kNm} / \text{m} \end{aligned}$$

Este momento corresponde a uma armadura de:

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.111)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.111):

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{254,066}{1,0 \times 1,420^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,006$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006} = 0,006$$

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,006 \times 1,0 \times 1,420 \times \frac{20,0}{434,8} \times 10^4 = 4,128 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se como armadura da face superior:  $A_{s,x}^- = \phi 16 / / 0,20$  ( $10,050 \text{ cm}^2 / \text{m}$ )

### **3.8.3.2.4.2 Direção transversal ou direção Y**

A tensão no solo é o quociente entre o esforço normal na base da sapata e a área efetiva da base da sapata.

$$\sigma_{solo} = \frac{N_{Ed,b}}{A'_{sapata}} \quad (3.112)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.112):

$$L' = L - 2 \cdot ex_{b,y} = 4,00 - 2 \times 0,333 = 3,334 \text{ m}$$

$$A'_{sapata} = B \cdot L' = 8,80 \times 3,334 = 29,337 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{solo} = \frac{N_{Ed,b}}{A'_{sapata}} = \frac{9924,928}{29,337} = 338,308 \text{ kPa}$$

A verificação estrutural da sapata é feita para as duas direções: longitudinal e transversal.

A sapata será armada na face inferior e na face superior.

### Armaduras da face inferior na direção Y

As armaduras da face inferior da sapata foram determinadas de acordo com o método das bielas.

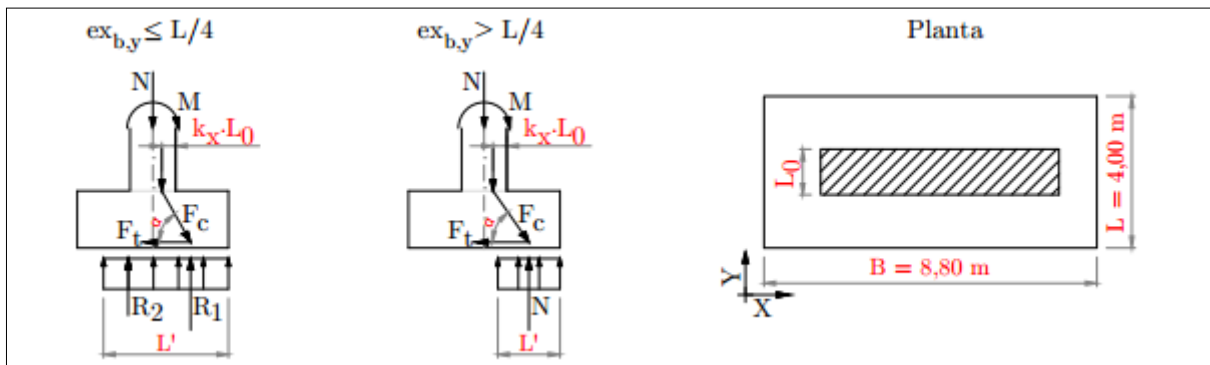


Figura 3.66 – Método das bielas na sapata do encontro na direção Y

E deste método deduz-se as expressões das armaduras da tabela seguinte.

Tabela 3.41 – Fórmulas das armaduras da face inferior da sapata pelo método das bielas na direção Y

Se $ex_{b,y} \leq \frac{L}{4}$	$(A_{s,y}^+)_{cal} = \frac{F_{t,y}}{f_{syd} \cdot B}$
Se $ex_{b,y} > \frac{L}{4}$	$(A_{s,y}^+)_{cal} = \frac{N_{Ed,b}}{d \cdot f_{syd} \cdot B} \cdot [ex_{b,y} - L_0 \cdot (0,5 - k_y)]$

Como a  $ex_{b,y} = 0,333 < \frac{L}{4} = \frac{4,0}{4} = 1,000$ , então as armaduras da face inferior da sapata são determinadas pela seguinte expressão:

$$(A_{s,y}^+)_{cal} = \frac{F_{t,y}}{f_{syd} \cdot B} \quad (3.113)$$

A metodologia para o cálculo das armaduras da face inferior nesta direção é semelhante à usada na direção X e determinou-se a seguinte armadura:

$$(A_{s,y}^+)_{cal} = \frac{F_{t,y}}{f_{syd} \cdot B} = \frac{3783,646}{434,8 \times 10^{-1} \times 8,80} = 9,889 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se como armadura da face inferior:  $A_{s,y}^+ = \phi 20 / / 0,20$  ( $15,710 \text{ cm}^2 / \text{m}$ )

**Armaduras da face superior na direção Y**

As armaduras da face superior da sapata na direção transversal são calculadas com o modelo seguinte.

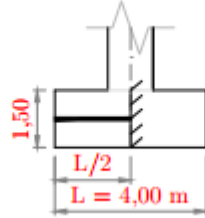


Figura 3.67 – Modelo de cálculo das armaduras da face superior da sapata na direção Y

A consola está sujeita ao peso próprio da sapata e do solo que se encontra por cima da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h = 25 \times 1,50 = 37,500 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo,acima} = 19 \times 2,50 = 47,500 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O momento atuante máximo é dada pela seguinte expressão:

$$\begin{aligned} M_{Ed,x}^- &= (PP_{sapata} + PP_{solo}) \cdot \frac{(L/2)^2}{2} = (37,50 + 47,50) \times \frac{(4,00/2)^2}{2} \\ &= 170,000 \text{ kNm} / \text{m} \end{aligned}$$

Este momento corresponde a uma armadura de:

$$(A_{s,y}^-)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.114)$$

Passos seguidos (cálculo da expressão 3.114):

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{170,000}{1,0 \times 1,420^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,004$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004} = 0,004$$

$$(A_{s,y}^-)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,004 \times 1,0 \times 1,420 \times \frac{20,0}{434,8} \times 10^4 = 2,759 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se como armadura da face superior:  $A_{s,y}^- = \phi 16 / / 0,20$  (10,050 cm<sup>2</sup> / m)

**3.8.3.2.5 Muro de avenida**

Os muros de avenida para este projeto são de pequena dimensão e desta forma adotam-se as armaduras habituais em muros com aquelas dimensões.

**3.8.4 Encontro E2**

O encontro E2 tem 12,380 metros de altura ( $h_{E2} = 12,380 \text{ m}$ ) e as tensões anulam-se a uma profundidade de 8,08 metros ( $z_{E2} = 8,08 \text{ m}$ ).

Os cálculos são semelhantes aos do encontro E1 e as armaduras são as mesmas.

Para mais detalhes acerca do dimensionamento geotécnico e dos esforços de cálculo estrutural dos encontros, consultar os anexos N, O, P e Q.

### 3.9 APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO

No presente viaduto há aparelhos de apoio nos encontros e nos pilares P1 e P6. E há juntas de dilatação nos encontros.

Para a escolha do aparelho de apoio e da junta de dilatação é preciso conhecer as cargas e deslocamentos que estão sujeitos. As cargas e os deslocamentos característicos foram obtidos através do modelo tridimensional no SAP2000, exceto o deslocamento longitudinal devido aos efeitos diferidos: fluência e retração do betão.

O deslocamento longitudinal devido aos efeitos de fluência e retração  $\delta_{c+s}$  é calculado com a seguinte expressão:

$$\delta_{c+s} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L \quad (3.115)$$

Em que:

$\alpha$  – coeficiente de dilatação térmica,  $\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ;

$\Delta T$  – 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 na tabela seguinte.

**Tabela 3.42 – Deslocamento longitudinal devido aos efeitos de fluência e retração**

<b>Localização</b>	<b><math>\alpha</math> [<math>^\circ\text{C}^{-1}</math>]</b>	<b><math>\Delta T</math> [<math>^\circ\text{C}</math>]</b>	<b>L [m]</b>	<b><math>\delta_{c+s}</math> [m]</b>
<b>E1</b>	$10^{-5}$	-50,576	160,260	-0,081
<b>P1</b>	$10^{-5}$	-50,576	125,260	-0,063
<b>P6</b>	$10^{-5}$	-50,576	89,740	-0,045
<b>E2</b>	$10^{-5}$	-50,576	124,740	-0,063

Os cálculos para encontrar os valores da tabela estão apresentados no anexo R.

O sentido dos deslocamentos foi considerado de acordo com a figura seguinte:

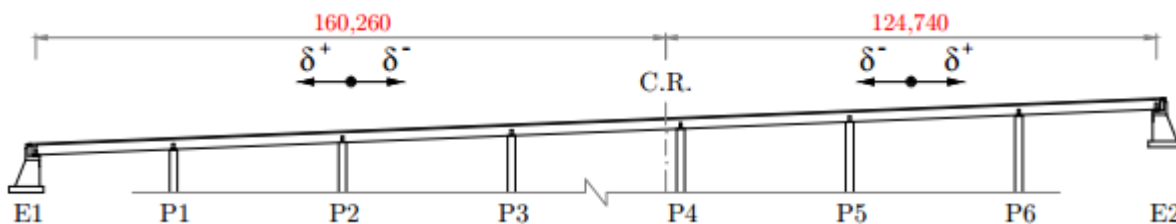


Figura 3.68 – Sentido dos deslocamentos

Os deslocamentos são positivos ou negativos consoante façam o tabuleiro dilatar ou encurtar. Os pontos à esquerda do centro de rigidez (C.R.) do viaduto têm um deslocamento positivo no sentido do encontro E1 e negativos 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*”. Este tipo de aparelho de apoio é constituído por um cilindro em forma de panela que contém um disco de neopreno no seu interior que é onde se assenta o pistão metálico.

Estes aparelhos são escolhidos de acordo com as cargas e deslocamentos que estão sujeitos.

As cargas serão apresentadas de forma separada de modo que o fabricante aplique a combinação prescrita na norma que vier a ser utilizada.

#### 3.9.1.1 Pilares

Os aparelhos de apoio estão presentes nos encontros e nos pilares P1 e P6.

##### 3.9.1.1.1 Pilares P1

Neste pilar foi instalado um aparelho de apoio fixo.

#### Carga vertical

- Cargas permanentes:  $N_{CP} = F_{V,CP} = 4736,971 \text{ kN}$  ; Adota-se  $4900 \text{ kN}$  ;
- Sobrecargas:
  - Máxima:  $N_{SC}^+ = F_{V,SC}^+ = 1622,957 \text{ kN}$  ; Adota-se  $1700 \text{ kN}$  ;
  - Mínima:  $N_{SC}^- = F_{V,SC}^- = -121,640 \text{ kN}$  ; Adota-se  $-130 \text{ kN}$  ;
- Variação de temperatura:
  - Máxima:  $N_{\Delta T}^+ = F_{V,VDT}^+ + F_{V,VUT}^+ = 67,149 + 24,811 = 91,960 \text{ kN}$  ;  
Adota-se  $100 \text{ kN}$  ;
  - Mínima:  $N_{\Delta T}^- = F_{V,VDT}^- + F_{V,VUT}^- = -134,297 - 24,811 = -159,108 \text{ kN}$  ;  
Adota-se  $-170 \text{ kN}$  ;

- Sismo:
  - Máxima:  $N_E^+ = F_{V,E}^+ = 77,552 \text{ kN}$  ; Adota-se  $90 \text{ kN}$  ;
  - Mínima:  $N_E^- = F_{V,E}^- = -77,552 \text{ kN}$  ; Adota-se  $-90 \text{ kN}$  .

### **Carga horizontal longitudinal**

- Cargas permanentes:  $H_{L,CP} = F_{HL,CP} = 48,126 \text{ kN}$  ; Adota-se  $50 \text{ kN}$  ;
- Sobrecargas:  $H_{L,SC} = \max\{|F_{HL,SC}^-|; |F_{HL,SC}^+|\} = \max\{|-13,429|; |14,965|\}$   
 $= 14,965 \text{ kN}$  ; Adota-se  $20 \text{ kN}$  ;
- Variação da temperatura:
 
$$H_{L,\Delta T} = \max\{|F_{HL,VDT}^- + F_{HL,VUT}^-|; |F_{HL,VDT}^+ + F_{HL,VUT}^+|\}$$

$$= \max\{|-0,166 - 98,830|; |0,333 + 98,830|\}$$

$$= 99,163 \text{ kN}$$
 ; Adota-se  $110 \text{ kN}$  ;
- Sismo:  $H_{L,E} = \max\{|F_{HL,E}^-|; |F_{HL,E}^+|\} = \max\{|-289,657|; |289,657|\}$   
 $= 289,657 \text{ kN}$  ; Adota-se  $300 \text{ kN}$  .

### **Carga horizontal transversal**

- Sismo:  $H_T = \max\{|F_{HT,E}^-|; |F_{HT,E}^+|\} = \max\{|-163,892|; |163,892|\}$   
 $= 163,892 \text{ kN}$  ; Adota-se  $170 \text{ kN}$  .

#### **3.9.1.1.2 Pilares P6**

Neste pilar instalou-se um aparelho de apoio unidirecional que permite deslocamentos na direção longitudinal do tabuleiro.

### **Carga vertical**

O cálculo das cargas verticais é semelhante ao dos pilares P1.

- Cargas permanentes:  $N_{CP} = 4732,581 \text{ kN}$  ; Adota-se  $4900 \text{ kN}$  ;
- Sobrecargas:
  - Máxima:  $N_{SC}^+ = 1618,050 \text{ kN}$  ; Adota-se  $1700 \text{ kN}$  ;
  - Mínima:  $N_{SC}^- = -113,626 \text{ kN}$  ; Adota-se  $-130 \text{ kN}$  ;
- Variação de temperatura:
  - Máxima:  $N_{\Delta T}^+ = 96,257 \text{ kN}$  ; Adota-se  $100 \text{ kN}$  ;
  - Mínima:  $N_{\Delta T}^- = -163,653 \text{ kN}$  ; Adota-se  $-170 \text{ kN}$  ;
- Sismo:
  - Máxima:  $N_E^+ = 174,102 \text{ kN}$  ; Adota-se  $180 \text{ kN}$  ;
  - Mínima:  $N_E^- = -174,102 \text{ kN}$  ; Adota-se  $-180 \text{ kN}$  .

**Carga horizontal transversal**

O cálculo das cargas horizontais transversais é semelhante ao dos pilares P1.

- Sismo:  $H_T = 368,712 \text{ kN}$ ; Adota-se  $390 \text{ kN}$ .

**Deslocamentos longitudinais**

Os deslocamentos são positivos ou negativos conforme a figura 3.68.

- Deslocamento máximo negativo:

$$\begin{aligned}\delta_{\max}^- &= (\delta_{CP} + \delta_{C+S}) + \delta_E^- + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT}^- = (-7 - 45) - 105 + 0,30 \times (-15) \\ &= -162 \text{ mm}; \text{ Adota-se } -165 \text{ mm};\end{aligned}$$

- Deslocamento máximo positivo:

$$\begin{aligned}\delta_{\max}^+ &= \delta_{CP} + \delta_E^+ + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT}^+ = -7 + 105 + 0,30 \times 15 \\ &= 103 \text{ mm}; \text{ Adota-se } 105 \text{ mm}.\end{aligned}$$

O aparelho de apoio será instalado com uma excentricidade de:

$$ex = \delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^- = 105 - 165 = -60 \text{ mm}$$

Instala-se o aparelho de apoio com esta excentricidade com o objetivo de o aparelho de apoio centralizar com o tempo após ocorrer os deslocamentos.

**3.9.1.2 Encontros****3.9.1.2.1 Encontro E1**

No encontro E1 instalou-se um aparelho de apoio unidirecional que permite deslocamentos na direção longitudinal do tabuleiro.

**Carga vertical**

O cálculo das cargas verticais é semelhante ao dos pilares P1.

- Cargas permanentes:  $N_{CP} = 1813,768 \text{ kN}$ ; Adota-se  $1900 \text{ kN}$ ;
- Sobrecargas:
  - Máxima:  $N_{SC}^+ = 915,371 \text{ kN}$ ; Adota-se  $1000 \text{ kN}$ ;
  - Mínima:  $N_{SC}^- = -182,838 \text{ kN}$ ; Adota-se  $-200 \text{ kN}$ ;
- Variação de temperatura:
  - Máxima:  $N_{\Delta T}^+ = 119,486 \text{ kN}$ ; Adota-se  $130 \text{ kN}$ ;
  - Mínima:  $N_{\Delta T}^- = -63,983 \text{ kN}$ ; Adota-se  $-70 \text{ kN}$ ;
- Sismo:
  - Máxima:  $N_E^+ = 16,246 \text{ kN}$ ; Adota-se  $20 \text{ kN}$ ;
  - Mínima:  $N_E^- = -16,246 \text{ kN}$ ; Adota-se  $-20 \text{ kN}$ .

**Carga horizontal transversal**

O cálculo das cargas horizontais transversais é semelhante ao dos pilares P1.

- Sismo:  $H_T = 454,001 \text{ kN}$  ; Adota-se  $480 \text{ kN}$  .

**Deslocamentos longitudinais**

O cálculo dos deslocamentos longitudinais é semelhante ao dos pilares P6.

Os deslocamentos são positivos ou negativos de acordo com a figura 3.68.

- Deslocamento máximo negativo:  $\delta_{\max}^- = -204 \text{ mm}$  ; Adota-se  $-205 \text{ mm}$  ;
- Deslocamento máximo positivo:  $\delta_{\max}^+ = 102 \text{ mm}$  ; Adota-se  $105 \text{ mm}$  .

O aparelho de apoio será instalado com uma excentricidade de:

$$ex = \delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^- = 105 - 205 = -100 \text{ mm}$$

**3.9.1.2.2 Encontro E2**

Neste encontro instalou-se um aparelho de apoio unidirecional que permite deslocamentos na direção longitudinal do tabuleiro.

**Carga vertical**

O cálculo das cargas verticais é semelhante ao dos pilares P1.

- Cargas permanentes:  $N_{CP} = 1813,925 \text{ kN}$  ; Adota-se  $1900 \text{ kN}$  ;
- Sobrecargas:
  - Máxima:  $N_{SC}^+ = 913,484 \text{ kN}$  ; Adota-se  $1000 \text{ kN}$  ;
  - Mínima:  $N_{SC}^- = -184,368 \text{ kN}$  ; Adota-se  $-200 \text{ kN}$  ;
- Variação de temperatura:
  - Máxima:  $N_{\Delta T}^+ = 117,977 \text{ kN}$  ; Adota-se  $130 \text{ kN}$  ;
  - Mínima:  $N_{\Delta T}^- = -62,399 \text{ kN}$  ; Adota-se  $-70 \text{ kN}$  ;
- Sismo:
  - Máxima:  $N_E^+ = 36,538 \text{ kN}$  ; Adota-se  $40 \text{ kN}$  ;
  - Mínima:  $N_E^- = -36,538 \text{ kN}$  ; Adota-se  $-40 \text{ kN}$  .

**Carga horizontal transversal**

O cálculo das cargas horizontais transversais é semelhante ao dos pilares P1.

- Sismo:  $H_T = 255,996 \text{ kN}$  ; Adota-se  $270 \text{ kN}$  .

**Deslocamentos longitudinais**

O cálculo dos deslocamentos longitudinais é semelhante ao dos pilares P6.

Os deslocamentos são positivos ou negativos de acordo com a figura 3.68.

- Deslocamento máximo negativo:  $\delta_{\max}^- = -184 \text{ mm}$ ; Adota-se  $-185 \text{ mm}$ ;
- Deslocamento máximo positivo:  $\delta_{\max}^+ = 102 \text{ mm}$ ; Adota-se  $105 \text{ mm}$ .

O aparelho de apoio será instalado com uma excentricidade de:

$$ex = \delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^- = 105 - 185 = -80 \text{ mm}$$

### 3.9.2 Juntas de dilatação

As juntas de dilatação têm por principal objetivo impedir o aparecimento de fendas entre o tabuleiro e os encontros ao absorver os deslocamentos longitudinais. As juntas de dilatação estão presentes entre o tabuleiro e os encontros.

#### 3.9.2.1.1 Encontro E1

Os deslocamentos longitudinais são positivos ou negativos conforme a figura 3.68.

- Deslocamento máximo negativo:

$$\begin{aligned} \delta_{\max}^- &= (\delta_{CP} + \delta_{C+S}) + 0,5 \cdot \delta_E^- + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT}^- \\ &= (-11 - 81) + 0,50 \times (-106) + 0,30 \times (-22) = -152 \text{ mm} \\ &\text{Adota-se } -155 \text{ mm}; \end{aligned}$$

- Deslocamento máximo positivo:

$$\begin{aligned} \delta_{\max}^+ &= \delta_{CP} + 0,5 \cdot \delta_E^+ + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT}^+ = -11 + 0,50 \times 106 + 0,30 \times 22 \\ &= 49 \text{ mm}; \text{ Adota-se } 50 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Nos cálculos foi tido em consideração metade do deslocamento devido à ação sísmica porque há uma baixa probabilidade de ocorrência de sismo durante a vida útil da junta de dilatação.

Com o objetivo de evitar choques entre o tabuleiro e o encontro na ocorrência de um sismo de grande intensidade, a junta de dilatação deve ter uma largura de:

$$a_0 = \delta_E = 106 \text{ mm} \sim 110 \text{ mm}$$

#### 3.9.2.1.2 Encontro E2

Os cálculos neste encontro são semelhantes aos do encontro E1.

Os deslocamentos longitudinais são positivos ou negativos conforme a figura 3.68.

- Deslocamento máximo negativo:  $\delta_{\max}^- = -131 \text{ mm}$ ; Adota-se  $-140 \text{ mm}$ ;
- Deslocamento máximo positivo:  $\delta_{\max}^+ = 49 \text{ mm}$ ; Adota-se  $50 \text{ mm}$ .

A largura da junta de dilatação é  $a_0 = \delta_E = 105 \text{ mm} \sim 110 \text{ mm}$ .

# Capítulo 4

## Conclusões

Este trabalho final de mestrado resultou da elaboração de um projeto de execução de um viaduto rodoviário em betão armado pré-esforçado, na qual se aplicou a regulamentação nacional em vigor, nomeadamente o RSA, o REBAP, a EN 1992-1-1, a EN 1997-1 e a EN 1998-5. Procurou-se cumprir os pressupostos e exigências inerentes a um projeto de execução de um viaduto rodoviário, de forma a garantir todas as condições de segurança, conforto aos utilizadores e durabilidade.

Com a realização do projeto de execução deste viaduto, verificou-se que a ação da sobrecarga rodoviária é a ação variável condicionante para o dimensionamento do tabuleiro e a ação sísmica é determinante para o dimensionamento dos pilares, encontros e fundações.

Constatou-se que os resultados em termos de esforços e deslocamentos obtidos são muito próximos dos resultados obtidos com os modelos simplificados empregues na Elaboração do Estudo Prévio do Viaduto (Unidade Curricular de Pontes e Viadutos), confirmando assim a sua utilidade para efeitos de estimativa expedita de esforços e deslocamentos.

A realização deste trabalho possibilitou a aplicação e desenvolvimento de muitos conhecimentos adquiridos ao longo do currículo académico na área de Engenharia Civil. Embora seja um trabalho essencialmente académico, permitiu adquirir muita experiência na realização de um projeto de execução devido à sua vertente prática.



# Bibliografia

(LNEC), R. C. (2010). Eurocódigo 8-Parte 5.

Caetano, P. (2013). *Projecto de Execução de Estruturas e Fundações de uma Obra de Arte Corrente em Betão Armado e Pré-esforçado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão (2010).

Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos (2010).

Eurocódigo - Bases para o Projecto de Estruturas (2009).

Gorgulho, A. S. (2001). Betão estrutural II. *Instituto Superior de Engenharia Civil*.

Jacinto, L. (1999). *Projecto de execução do Viaduto sobre o Vale da Ribeira do Roxo*.

Jacinto, L. (2007). Betão estrutural III. *Instituto Superior de Engenharia Civil*.

Martins, J. (2013). *Projecto de Execução de um Viaduto Ferroviário em Betão Armado e Pré-Esforçado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

REBAP; “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado ” (1983).

RSA; “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” (1983).

# 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 característico dos esforços longitudinais.....	C-1
1. Momento fletor.....	C-1
2. Esforço transverso.....	C-45
Anexo D – Estado limite de descompressão – Início de exploração.....	D-1
Anexo E – Estado limite de descompressão – Longo prazo.....	E-1
Anexo F – Estado limite de largura das fendas – Início de exploração.....	F-1
Anexo G – Estado limite de largura das fendas – Longo prazo.....	G-1
Anexo H – Estado limite de deformação.....	H-1
Anexo I – Estado limite de flexão do tabuleiro.....	I-1
Anexo J – Estado limite de esforço transverso do tabuleiro.....	J-1
Anexo K – Esforços característico na base dos pilares.....	K-1
Anexo L – Efeitos de segunda ordem nos pilares.....	L-1
1. Sismo como ação variável base.....	L-1
2. Sobrecarga como ação variável base.....	L-3
Anexo M – Esforços de cálculo na base dos pilares.....	M-1
1. Sismo como ação variável base.....	M-1
2. Sobrecarga como ação variável base.....	M-1

---

Anexo N – Estado limite de derrubamento dos encontros.....	N-1
1. Encontro E1.....	N-1
2. Encontro E2.....	N-2
Anexo O – Estado limite de deslizamento dos encontros.....	O-1
1. Encontro E1.....	O-1
2. Encontro E2.....	O-2
Anexo P – Estado limite de rotura do terreno de fundação dos encontros.....	P-1
1. Encontro E1.....	P-1
2. Encontro E2.....	P-2
Anexo Q – Esforços para o dimensionamento estrutural dos gigantes e das sapatas dos encontros.....	Q-1
1. Encontro E1.....	Q-1
2. Encontro E2.....	Q-2
Anexo R – Deslocamento longitudinal devido aos efeitos diferidos de fluência e retração do betão.....	R-1
Anexo S – Espetros de resposta do RSA.....	S-1
Anexo T – Coeficiente de fluência dos pilares.....	T-1

## Lista de peças desenhadas

Peças Desenhadas	Ordem	Desenho N°
Dimensionamento Geral	1/1	01/21
Corte longitudinal	1/1	02/21
Tabuleiro – geometria	1/1	03/21
Dimensionamento dos encontros	1/2	04/21
Dimensionamento dos encontros	2/2	05/21
Dimensionamento dos pilares e suas fundações	1/3	06/21
Dimensionamento dos pilares e suas fundações	2/3	07/21
Dimensionamento dos pilares e suas fundações	3/3	08/21
Encontro E1 – armaduras	1/2	09/21
Encontro E1 – armaduras	2/2	10/21
Encontro E2 – armaduras	1/2	11/21
Encontro E2 – armaduras	2/2	12/21
Fundações de pilares – armaduras	1/2	13/21
Fundações de pilares – armaduras	2/2	14/21
Pilares – armaduras	1/1	15/21
Tabuleiro – armaduras	1/2	16/21
Tabuleiro – armaduras	2/2	17/21
Pré-esforço	1/1	18/21
Faseamento construtivo esquemático	1/2	19/21
Faseamento construtivo esquemático	2/2	20/21
Pormenores construtivos	1/1	21/21