

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

PROJETO DE OBRA DE ARTE PRÉ-FABRICADA PASSAGEM SUPERIOR DE 3 VÃOS



EDUARDO MIGUEL QUARESMA NEVES

Licenciado em Engenharia Civil

Relatório de Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil na Área de Especialização em Estruturas

Jurí:

Presidente: Eng.^a Maria Manuela Gonçalves (Prof. Adjunta do ISEL, Mestre)

Orientadores: Eng.^o Carlos Amaro Fernandes de Azevedo Ferraz (Eng.^o Civil, Prof, Edgar Cardoso Engenharia, Laboratório de Estruturas, Ltd)

Eng.^a Cristina Ferreira X. de Brito Machado (Prof. Coord. do ISEL, Mestre)

Arguente: Eng.^o Filipe Manuel Almeida Vasques (Prof. Adjunto do ISEL, Doutor)

Dedicatória

*Aos Pais, Irmão, Namorada e Amigos de Sempre,
Por Tudo o que Significam na Minha Vida e Por Todo o Apoio dado,
Eu lhes Dedico este Trabalho!*

Agradecimentos

A concretização deste projecto foi possível também devido à importante colaboração de um grupo de pessoas que directa e indirectamente contribuíram para a realização do mesmo.

Ao Eng.º Carlos Ferraz, director geral da empresa *Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas* e meu orientador, quero deixar uma palavra de agradecimento pela oportunidade que me deu, ao receber-me como seu orientando e assim permitir-me contactar de perto com uma das mais importantes empresas do ramo em que me especializo.

Quero deixar também uma palavra de especial agradecimento à Eng.ª Maria Emília Gonçalves e ao Eng.º André Correia, que considero determinantes na realização deste trabalho. Os seus ensinamentos e esclarecimentos foram preciosos em etapas importantes do trabalho. Aos meus parceiros de trabalho – João Mira, João Martins e Pedro Caetano, com quem partilhei alguns dilemas sobre este projecto e a quem desejo toda a sorte, também quero deixar os meus agradecimentos.

As últimas palavras de agradecimentos, e também as mais sentidas, incidem sobre os pilares da minha vida. Aos meus pais – Jorge e Eugénia Neves pela educação e valores que me transmitiram e continuam a transmitir; ao meu irmão – Bernardo Neves, pela amizade e apoio que sempre construímos; à minha namorada – Sandra Mendes, pela companheira dedicada e pessoa fantástica que é; aos amigos de faculdade e de escola com quem ainda mantenho contactos próximos; e aos meus amigos e companheiros de sempre João Tiago Correia, Tiago Cunha e Rogério Duarte, por tudo o que as palavras não conseguem exprimir, o meu muito obrigado.

Ninguém alcança nada na vida sozinho, por isso, espero continuar a viver ao lado de pessoas tão fantásticas como as que aqui menciono, e que possa com elas partilhar a minha vida.

Resumo

Este documento tem como objectivo descrever, segundo uma memória descritiva e justificativa, o projecto de execução de uma passagem superior localizada no IP2 - Beja/Castro Verde (A2/IP1).

A passagem superior é composta por três vãos:

15,55m – 26,10m – 15,55m

Esta tem um comprimento total de 57,20m e está inserida num restabelecimento de 107,574m e que dará acesso directo e de um modo mais seguro ao aterro sanitário localizado nas proximidades.

O grande interesse deste projecto prende-se com o facto da passagem superior ser constituída parcialmente por elementos pré-fabricados, nomeadamente ao nível do tabuleiro. Esta coexistência entre betões de idades diferentes provoca na estrutura efeitos importantes que são tidos em conta no dimensionamento da mesma.

O dimensionamento respeitou os regulamentos nacionais em vigor, nomeadamente o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), o Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes (RSA) e os Eurocódigos 1, 2, 3, 7 e 8.

Palavras-Chave: Betão Armado, Pré-esforço, Obra de Arte, Vigas Pré-fabricadas, Passagem Superior.

Abstract

This report aims to describe according to a description and justification of the project executing an overpass located in IP2 - Beja/Castro Verde (A2/IP1).

The composition of the overpass is done in three bays:

15,55m – 26,10m – 15,55m

The overpass in question will have a total length of 57.20 m and is inserted in a restoring of 107.574m, which gives direct access and a safer way to a landfill located nearby.

The great interest of this project lies in the fact that the overpass be partially composed by prefabricated elements, particularly at the board. This coexistence between concretes of different ages in the structure causes important effects that are taken into account when sizing the same.

The building sizing respected national regulations in force, including REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado), the RSA (Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes) and the Eurocodes 1, 2, 3, 7 and 8.

Keywords: Reinforced Concrete, Prestressing, Work of Art, Prefabricated bays, Overpass

Índice Geral

Enquadramento Histórico do Projeto	1
Introdução	3
MEMÓRIA DESCRITIVA	5
1. Localização, Enquadramento e Âmbito do Projecto	7
2. Elementos Base do Estudo	8
2.1. Condicionamentos Rodoviários	8
2.1.1. Planta de Implantação e Perfil Longitudinal	8
2.1.2. Perfis Transversais	8
2.2. Condicionantes Regulamentares	9
2.2.1. “Gabarit”	9
2.2.2. Classe da Ponte	9
2.3. Condicionantes Geotécnicas	10
3. Solução Estrutural	10
3.1. Tabuleiro	10
3.2. Carlinga	11
3.3. Pilares	11
3.4. Encontros	11
3.5. Materiais	12
4. Ações	12
5. Critérios de Verificação da Segurança	13
5.1. Verificação da Segurança aos E.L. de Utilização	13
5.2. Verificação da Segurança aos E.L. de Últimos	15
6. Processos de Cálculo	16
7. Processo Construtivo	17
8. Peças Desenhadas	18

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	19
CAPITULO 1 – Verificação da Segurança do Tabuleiro	21
1. Condições Gerais	21
2. Verificação da Segurança na Direcção Longitudinal	21
2.1. Características Geométricas da Secção.....	21
2.2. Característica Geométricas da Viga 110 VTS	22
2.3. Quantificação das Acções.....	24
2.3.1. Cargas Permanentes	24
2.3.1.1. Peso Próprio	24
2.3.1.2. Restantes Cargas Permanentes	24
2.3.2. Pré-Esforço.....	25
2.3.2.1. Traçado dos Cordões/Cabos.....	25
2.3.2.2. Pré-Esforço de Continuidade.....	25
2.3.2.2.1. Pré-Dimensionamento	25
2.3.2.2.2. Perdas de Pré-Esforço	26
2.3.2.2.2.1. Perdas Instantâneas	26
2.3.2.2.2.2. Perdas Diferidas	27
2.3.2.3. Viga Pré-Fabricada.....	28
2.3.2.3.1. Pré-Dimensionamento do Pré-Esforço.....	28
2.3.2.3.2. Perdas de Pré-Esforço	29
2.3.2.3.3. Quantificação do Pré-Esforço.....	29
2.3.3. Sobrecarga de Obra	29
2.3.4. Sobrecarga Rodoviária	29
2.3.4.1. Veiculo Tipo	29
2.3.4.2. Sobrecarga Linear e Uniformemente Distribuída	30
2.3.5. Variação de Temperatura	30

2.3.6.	Retracção e Fluência	31
2.4.	Verificação da Segurança em relação aos E.L.Utilização	31
2.4.1.	Considerações Gerais.....	31
2.4.2.	Considerações Gerais.....	32
2.4.2.1.	Fase 3	32
2.4.2.2.	Fase 4.....	34
2.4.2.3.	Fase 5.....	35
2.4.2.4.	Fase 6.....	37
2.4.2.5.	Fase 7.....	39
2.5.	Verificação da Segurança em relação aos E.L. Últimos.....	41
2.5.1.	Condições Gerais.....	41
2.5.2.	Esforço de Flexão	42
2.5.2.1.	Esforços Actuantes	42
2.5.2.2.	Esforços Resistente.....	44
2.5.3.	Esforço Transverso.....	47
2.5.3.1.	Esforço Actuante	47
2.5.3.2.	Esforço Resistente	49
2.5.3.3.	Fluxo de Corte.....	51
3.	Verificação da Segurança na Direcção Transversal.....	54
3.1.	Considerações Gerais	54
3.2.	Esforços Actuantes	54
CAPITULO 2 – Verificação da Segurança das Carlingas		57
4.	Considerações Gerais	57
5.	Quantificação das Acções.....	57
5.1.	Fase Inicial	57
5.1.1.	Peso Próprio.....	57

5.1.2.	Betão Fresco.....	58
5.1.3.	Sobrecarga de Obra	58
5.2.	Fase Final	58
5.2.1.	Cargas Permanentes	58
5.2.2.	Pré-Esforço	58
5.2.3.	Variação de Temperatura	59
5.2.4.	Sobrecargas Rodoviárias	59
5.2.4.1.	Sobrecarga Linear e Uniformemente Distribuída	59
5.2.4.2.	Força de Frenagem	60
5.2.5.	Retracção e Fluência	60
5.2.6.	Sismo	60
6.	Verificação da Segurança em Relação ao E.L. Último	61
6.1.	Condições Gerais	61
6.2.	Carlinga Sobre os Pilares	61
6.2.1.	Esforço de Flexão	61
6.2.1.1.	Esforços Actuantes	61
6.2.1.2.	Esforços Resistentes	62
6.2.2.	Esforço de Transverso	66
6.2.2.1.	Esforços Resistentes	66
6.3.	Carlinga Sobre os Encontros	71
6.3.1.	Esforço de Flexão	71
6.3.1.1.	Esforços Resistentes	72
6.3.2.	Esforço Transverso	72
7.	Monolitismo Viga-Carlinga	73
CAPITULO 3 – Verificação da Segurança dos Pilares.....		75
1.	Considerações Gerais	75

2.	Quantificação das Acções.....	75
2.1.	Cargas Permanentes.....	75
2.2.	Sobrecargas Rodoviárias	76
2.2.1.	Veículo Tipo.....	76
2.2.2.	Sobrecarga Linear e Uniformemente Distribuída.....	76
2.2.3.	Força de Frenagem	76
2.3.	Variação de Temperatura.....	77
2.4.	Retracção e Fluência	77
2.5.	Vento	77
2.5.1.	Acção do Vento sobre o Tabuleiro.....	78
2.5.2.	Acção do Vento sobre os Veículos.....	78
2.5.3.	Acção do Vento nos Pilares.....	79
2.5.4.	Força Horizontal Transversal	79
2.6.	Sismo	80
2.7.	Força Correspondente ao Impacto de um Veículo	80
3.	Verificação da Segurança em relação ao E.L. Último de Encurvadura	81
3.1.	Considerações Gerais	81
3.2.	Classificação da Estrutura	82
3.3.	Esbelteza dos Pilares	83
4.	Verificação em relação aos E. L. Últimos de Resistência	84
4.1.	Considerações Gerais	84
4.2.	Esforços Actuantes	84
4.2.1.	Esforço de Flexão	86
4.2.2.	Esforço Transverso.....	87
4.3.	Esforços Resistentes.....	87
4.3.1.	Esforço de Flexão	87

4.3.2. Esforço Transverso	88
CAPÍTULO 4 – Verificação da Segurança das Fundações dos Pilares	93
1. Considerações Gerais	93
2. Sapatas	93
2.1. Verificação da Segurança em relação ao E.L. de Utilização	95
2.1.1. Esforços Actuantes	95
2.1.2. Tensão no Solo	96
2.1.3. Esforço Resistente e Armadura	98
2.1.3.1. Segundo a Direcção Y	98
2.1.3.2. Segundo a Direcção X	98
CAPÍTULO 5 – Verificação da Segurança dos Aparelhos de Apoio	99
1. Condições Gerais	99
2. Esforços Actuantes	99
3. Deslocamento e Rotação do Apoio	100
4. Aparelhos de Apoios Adoptados	101
CAPÍTULO 6 – Verificação da Segurança das Juntas de Dilatação	103
1. Condições Gerais	103
2. Deslocamentos	103
CAPÍTULO 7 – Verificação da Segurança dos Encontros	105
1. Considerações Gerais	105
2. Acções	105
2.1. Acções Actuantes na Massa do Encontro	105
2.2. Impulsos de Terras	106
2.3. Acções Transmitidas pelo Tabuleiro	107
2.4. Encontro E1	108
2.4.1. Verificação da Estabilidade Global	108

2.4.2.	Espelho	109
2.4.3.	Viga de Estribo	110
2.4.4.	Gigantes	112
2.4.4.1.	Direcção Transversal	112
2.4.4.2.	Direcção Longitudinal	113
2.4.5.	Asa	116
2.4.6.	Sapata de Fundação	118
2.5.	Encontro E2	120
	Referências Bibliográficas	121
	ANEXOS	123

Índice de Figuras

Figura 1 – Aqueduto de Segóvia.....	2
Figura 2 – Ponte Romana Figura 3 – Ponte na China.....	2
MEMÓRIA DESCRITIVA	5
CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	19
Figura 1.1 – Secção Transversal a Meio Vão	21
Figura 1.2 – Características Geométricas da Viga 110 VTS Isolada.....	22
Figura 1.3 – Características Geométricas da Viga 110 VTS Maciça Isolada – Junto aos Apoios	22
Figura 1.4 - Características Geométricas da Viga 110 VTS Isolada com Laje de Betão.....	23
Figura 1.5 - Características Geométricas da Viga 110 VTS Maciça com Laje de Betão.....	23
Figura 1.6 – Esquema de Cálculo na Fase Inicial	54
Figura 1.7 – Esboço de Cálculo na Fase Final	55

Figura 1.8 – Esboço de Cálculo na Análise do Veículo Tipo	56
Figura 2.1 – Secção Transversal na Fase Inicial	63
Figura 2.2 – Secção Transversal na Fase Final.....	63
Figura 4.1 – Corte da Sapata e Esforços a que está Sujeita	93
Figura 4.2 – Vista em Planta da Sapata e Implantação do Pilar.....	95
Figura 7.1 – Diagrama de Esforço Transverso na Carlinga sobre os Apoios	107
Figura 7.2 – Impulsos sobre o Tardoz e Geometria do Encontro E1.....	108
Figura 7.3 – Acção do Veículo Tipo sobre a Viga de Estribo do Encontro E1.....	110
Figura 7.4 – Esquema Simplificado dos Impulsos de Terras sobre a Viga de Estribo	111
Figura 7.5 – Modelo de Cálculo para Análise Transversal	112
Figura 7.6 – Impulsos sobre o Tardoz e Acções provenientes do Tabuleiro, numa Largura Efectiva	113
Figura 7.7 – Impulsos sobre a Asa do Encontro E1	116
Figura 7.8 – Esboço da Sapata de Fundação para Análise numa Largura Efectiva	118
ANEXOS	123

Índice de Quadros

MEMÓRIA DESCRITIVA	5
CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	19
Quadro I.1 – Tensões nas Vigas Centrais para Fase 3	32
Quadro I.2 – Tensões nas Vigas Extremas para Fase 3	33
Quadro I.3 – Tensões nas Vigas do Tabuleiro para Fase 4.....	34
Quadro I.4 – Tensões nas Vigas Centrais do Tabuleiro para Fase 5.....	35
Quadro I.5 – Tensões nas Vigas Extremas do Tabuleiro para Fase 5.....	36
Quadro I.6 – Tensões nas Vigas Centrais do Tabuleiro para Fase 6.....	37
Quadro I.7 – Tensões nas Vigas Extremas do Tabuleiro para Fase 6.....	38

Quadro I.8 – Tensões nas Vigas Centrais do Tabuleiro para Fase 7 (Fase Final)	39
Quadro I.9 – Tensões nas Vigas Extremas do Tabuleiro para Fase 7 (Fase Final).....	40
Quadro I.8 – Esforços Actuantes nas Vigas do Vão Central (E.L.Último)	42
Quadro I.9 – Esforços Actuantes nas Vigas do Vão Extremo (E.L.Último)	43
Quadro I.10 – Armadura Longitudinal nas Vigas do Vão Central.....	44
Quadro I.11 – Armadura Longitudinal nas Vigas do Vão Extremo.....	45
Quadro I.12 – Comparação: Combinação Fundamental vs. Esforço Resistente.....	46
Quadro I.13 – Esforços Actuantes nas Vigas do Vão Central (E.L.Último).....	47
Quadro I.15 – Comparação: Combinação Fundamental vs. Esforço Resistente Máximo ...	50
Quadro I.16 – Fluxo de Corte e Armadura Final para Vigas do Vão Central.....	51
Quadro I.17 – Fluxo de Corte e Armadura Final para Vigas do Vão Extremo	52
Quadro I.18 – Verificação da Segurança pela Resistência das Armaduras	53
Quadros II.1 – Combinação Fundamental na Fase Inicial de Construção	64
Quadros II.2 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 1) ...	64
Quadros II.3 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 2) ...	65
Quadros II.4 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 3) ...	65
Quadros II.5 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 1 – AVB: SC’s Rodovárias)	68
Quadros II.6 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 2 – AVB: Sismo Longitudinal)	69
Quadros II.7 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 3 – AVB: Sismo Transversal).....	70
Quadros II.8 – Combinação Fundamental na Fase Inicial	71
Quadro III.1 – Características Geométricas e Físicas dos Pilares	83
Quadro III.2 – Esforços Actuantes na Base e Topo dos Pilares	85
Quadro III.3 – Esforços Flectores de Cálculo na Base e Topo dos Pilares	86

Quadro III.4 – Esforços Transversos de Cálculo na Base e Topo dos Pilares	87
Quadro III.5 – Determinação da Armadura Final e Taxa de Armadura	88
Quadro III.6 – Determinação da Armadura Final de Esforço Transverso	91
Quadro IV.1 – Determinação do coeficiente de Posicionamento (K)	94
Quadro IV.2 – Esforços de Cálculo na Sapata	95
Quadro IV.4 – Esforços de Cálculo na Sapata segundo a Direcção Y.....	98
Quadro IV.3 – Esforços de Cálculo na Sapata segundo a Direcção X.....	98
Quadro V.1 – Acções Verticais por Aparelho de Apoio.....	99
Quadro V.2 – Deslocamentos e Rotações nos Apoios	100
Quadro V.3 – Características dos Aparelhos de Apoio a Adoptar	101
Quadro VII.1 – Combinação 1	114
Quadro VII.2 – Combinação 2	114
Quadro VII.3 – Determinação do Coeficiente de Posicionamento	120
Quadro VII.4 – Determinação da Quantidade de Armadura nas duas Direcções	120
ANEXOS	123

Enquadramento Histórico do Projeto

O Homem, como notável concepção da natureza, é o ser que entre os demais de todo o planeta possui as mais extraordinárias capacidades para descobrir, explorar e aprender com o espaço em seu redor. Desde os nossos antepassados que a sede de conhecimento é uma característica intrínseca ao ser-Humano, e que por isso não só o fez evoluir como espécie, como o fez galgar as suas naturais fronteiras terrestres e o impulsionou na descoberta de “novos mundos”.

A necessidade de aproximação e comunicação entre os novos territórios era tão crescente; o ímpeto de galgar terreno para conquista dessas novas terras e transporte de veículos bélicos também, que o inato engenho humano desenvolveu as ligações terrestres, como são exemplo as construções romanas. Com o tempo as técnicas foram melhorando não só na sua funcionalidade como na sua beleza e arrojo, sendo que por isso essas ligações se tornaram verdadeiros ícones de povos e culturas, e por isso mesmo ganharam a denominação de Obras de Arte.

A Obra de Arte, como notável concepção do Homem, é uma peça da Engenharia que serve o propósito de unir duas margens terrestres separadas por rios, vales ou construções já existentes e que desempenha um papel útil e fundamental na sociedade, garantindo a rapidez, a comunicação e a comodidade de acessos para as mais diversas actividades.



Figura 1 – Aqueduto de Segóvia



Figura 2 – Ponte Romana



Figura 3 – Ponte na China

Nas figuras 1, 2 e 3, foram apresentados alguns exemplos de Obras de Artes das mais diversas formas e características, que servem também elas diferentes propósitos. Nos últimos tempos, a construção massiva de vias de comunicação aproximou cidades e tornou fugazes as viagens que outrora demoravam uma “eternidade”. Porém, esse aumento de faixas de asfalto, veio separar quase permanentemente propriedades, aldeias, terrenos e acessos, sempre por um bem geral. Foi também para o bem das minorias que quase viram arrasadas os seus normais acessos a outras localidades por consequência das tais linhas asfaltadas, que nasceram as modernas passagens superiores que já os antigos romanos usavam com propósitos algo semelhantes.

Introdução

O presente documento apresenta todo o trabalho desenvolvido ao longo do período compreendido entre Fevereiro de 2013 e Dezembro de 2013, realizado na empresa *Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas*.

Este trabalho consiste na elaboração de um projecto de execução de uma passagem superior de três vãos, constituída por elementos pré-fabricados e betonados *in-situ*, com ligações monolíticas na zona dos pilares e com um comprimento total de 57,20 metros.

Com base nos condicionalismos presentes e nos elementos de estudo existentes, pretende-se realizar uma análise à envolvente local para a construção das infra-estruturas e dos diversos elementos estruturais, bem como a definição dos métodos construtivos a aplicar. A análise dimensional será suportada pelo programa de cálculo automático SAP 2000 v14. Posteriormente, os resultados serão tratados através de folhas de cálculo elaboradas no programa Excel com o objectivo de determinar os valores necessários às verificações de regulamentares de acordo com REBAP, RSA e Eurocódigos Estruturais.

As verificações incidirão em todos os elementos estruturais: encontros, pilares, carlingas, suas fundações e tabuleiro, que incluem vigas e laje de compressão.

Em suma, numa primeira parte do documento, são abordadas questões que estão na base das escolhas tomadas para a realização da passagem superior. A memória descritiva e justificativa reúne o conjunto de factores, que estão na base da escolha das soluções adoptadas.

A segunda parte é constituída pelos cálculos justificativos, onde figuram os resultados obtidos nos programas de cálculo automático utilizados que permitiram dimensionar toda a estrutura.

A terceira parte compreende os cálculos anexos e as peças desenhadas do projecto de execução, onde se apresenta os detalhes construtivos.

MEMÓRIA DESCRITIVA

1. Localização, Enquadramento e Âmbito do Projecto

A passagem superior em estudo (PS.08.01) insere-se no projecto de requalificação do lanço H - IP2 - Beja/Castro Verde (A2/IP1). Esta obra de arte localizar-se-á no nó do Aterro Sanitário/Carreira de Tiro, sendo que a sua directriz intersectará a plena via ao km 8+082,371 do mesmo lanço.

Para o lanço em questão prevêem-se impactes positivos ao nível da mobilidade, acessibilidade, segurança, conforto e vertente socioeconómica, uma vez que esta intervenção traduz uma optimização da fluidez de circulação com a supressão dos entroncamentos existentes e construção de ligações desniveladas.

2. Elementos Base do Estudo

2.1. Condicionamentos Rodoviários

No estudo desta obra de arte, são considerados os condicionamentos do traçado rodoviário no que diz respeito aos perfis transversais e perfil longitudinal do restabelecimento onde a passagem superior se insere.

2.1.1. Planta de Implantação e Perfil Longitudinal

Como pode ser verificado em anexo – Planta de Implantação e Perfil Longitudinal, o restabelecimento onde a passagem superior P.S.08.01 se insere, inicia-se na rotunda a Oeste e termina na rotunda a Este. O restabelecimento do nó Aterro Sanitário / Carreira de Tiro é recto, cruzando a via principal ao Km 8+032,371 e faz com esta um ângulo de 99,79 graus.

Em alçado, o restabelecimento tem um trainel de 2,5% desde a origem até ao Km 0+053,300, onde atinge a cota máxima. Até final – Km 0+107,574, o traçado adquire um trainel com -2,5%. Os dois traineis – ascendente e descendente, unem-se por uma curva de raio vertical de 1500 m.

2.1.2. Perfis Transversais

As dimensões que caracterizam a secção transversal do tabuleiro da passagem superior, são:

- Faixa de rodagem.....2 x 3,50 = 7,00 m
- Bermas Exteriores.....2 x 2,00 = 4,00 m
- Bermas Interiores.....2 x 0,50 = 1,00 m
- 2 Passeios e 1 Separador Central.....2 x 1,25 + 0,60 = 3,10 m

As faixas de rodagem possuem uma sobreelevação de 2,5% com pendente no sentido do exterior do tabuleiro. Por seu lado os passadiços são inclinados a 2% para o interior do tabuleiro. As respectivas inclinações destinam-se a permitir o escoamento das águas pluviais.

O acabamento dos passeios é materializado com betão simples, nos quais se encontram tubos de PVC com 110 mm de diâmetro e 40 mm, destinados à condução de eventuais cabos da rede eléctrica e telecomunicações. Os passeios são finalizados com lajetas de betão pré-fabricado com 5 cm de espessura.

2.2. Condicionantes Regulamentares

2.2.1. “Gabarit”

De acordo com a Norma de Traçado da Junta Autónoma de Estradas – JAE, no tópico *Perfis Sob Obras de Arte*, “a altura mínima acima do pavimento da estrada deverá ser de 5,00m”. Deste modo, assegura-se que a solução de “gabarit” mínimo para o projecto (5,70 m), respeita o previsto na norma.

2.2.2. Classe da Ponte

A passagem superior faz parte de um restabelecimento que serve directamente um aterro sanitário, sendo previsto um moderado/intenso tráfego de veículos pesados. Segundo o Regulamento de Segurança e Ações – RSA, artigo 41.4, e perante este cenário, considerou-se a passagem superior, pertencente à Classe I.

Todas as combinações referentes às acções e sobrecargas previstas nos documentos regulamentares, devem seguir as condicionantes da classe adoptada para a ponte em questão.

2.3. Condicionantes Geotécnicas

O terreno de fundação da passagem superior (PS-08.01), é constituído pela Formação do Pulo do Lobo (onde se formaram estratos rochosos das Eras Paleozóicas e Cenozóicas), como mencionado no relatório geológico e geotécnico.

Superficialmente esta formação encontra-se coberta por solo orgânico, com 0.20 m de espessura.

A referida formação é constituída por xisto totalmente decomposto em silte argiloso até aos 3.50 a 5.00 m de profundidade. A partir desta profundidade surge xisto com grau de alteração W_5 (maciço degradado que se comporta como solo).

Foram feitas duas sondagens - PS-H-08.01-S1 e PS-H-08.01-S2, onde se utilizou o ensaio SPT. Constatou-se que em S1 e em S2 os ensaios finalizaram às 60 pancadas e a profundidades de 6.00m e 3.00m respectivamente. A partir destas profundidades os resultados são sistemáticos.

No decorrer dos trabalhos de prospecção, não foi detectado o nível freático.

3. Solução Estrutural

3.1. Tabuleiro

Para o tabuleiro foi adoptada uma solução estrutural composta por vigas pré-fabricadas e pré-esforçadas do tipo VTS110, Grupo Pavicentro, dispostas longitudinalmente.

O tabuleiro é composto por três vãos segundo a disposição 15.55m – 26.10m – 15.55m, perfazendo um total de 57,20m.

As ligações aos elementos de apoio fazem-se por intermédio de carlingas ligadas monoliticamente na zona dos pilares e simplesmente apoiadas nos encontros, permitindo deslocamentos do tabuleiro na direcção longitudinal.

A secção transversal é caracterizada pela composição de 7 vigas (do tipo VTS110) dispostas lado a lado. As características das vigas VTS110 adoptadas são mais à frente abordadas, porém, salienta-se que nem todas possuem as mesmas dimensões. As diferenças entre elas são mínimas e apenas ao nível do banzo superior, devendo-se exclusivamente a disposições e práticas construtivas.

Os perfis transversais contam ainda com consolas em ambas as extremidades, que não são mais do que metade do banzo superior, das vigas extremas.

Todo o tabuleiro conta ainda com a aplicação de uma lâmina de compressão de betão de altura variável – 20 cm junto ao lancil com aumento linear até aos 30 cm na zona do separador central.

3.2. Carlinga

As carlingas são elementos integrantes da superestrutura que unem o tabuleiro aos pilares, porém, não adquirem sempre a mesma forma durante a construção da obra de arte. As necessidades resultantes das práticas de execução de obras com elementos pré-fabricados, obrigam a que esses elementos possuam dimensões distintas entre etapas construtivas.

3.3. Pilares

A passagem superior possui dois alinhamentos de pilares. Cada alinhamento conta com dois fustes circulares com 1.1m de diâmetro cada. Os pilares são monolíticos com o tabuleiro, assim como na fundação.

3.4. Encontros

Os encontros são constituídos por vigas-estribo assentes sobre gigantes, que por sua vez se erguem acima de fundações directas. As fundações serão iguais para ambos os encontros e terão dimensões de 13,00 m x 6,00 m x 1,20 m.

Os aparelhos de apoio sobre o encontro são do tipo neoprene cintado com camada de teflon, unidireccionais, permitindo o deslocamento longitudinal e fixos transversalmente.

3.5. Materiais

Os materiais predominantes na execução da obra são:

- Betão
 - Vigas Pré-fabricadas:.....C45/55
 - Encontros e Restantes elementos Estruturais.....C30/37
 - Regularização de Fundações:.....C16/20

Classe de exposição ambiental (EN206)

- Tabuleiro, Pilares e Encontros:.....XC4 – Recobrimento adoptado: 5,00 cm
- Fundações.....XC2 – Recobrimento adoptado: 7,00 cm

Classe de Inspeção 2 segundo a NP ENV 13670-1

- Aço
 - Armaduras ordinárias:.....A500NR
 - Aço de Pré-Esforço:.....A 1860

4. Ações

As acções consideradas no dimensionamento foram as estipuladas pelo RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes), para pontes da classe I:

- Ações Permanentes:
 - Peso Próprio (PP);
 - Restante Carga Permanente (RCP);
 - Pré-Esforço;
 - Efeitos Diferidos:
 - Retracção (equivalente a uma VUT de -20°C);
 - Fluência (equivalente a uma VUT de -20°C).

- Ações Variáveis:

– Sobrecargas Rodoviárias;

– Sobrecarga Linear e Uniformemente Distribuída;

– Sobrecargas nos Passeios;

– Força de Frenagem;

– Veículo Tipo;

– Variação Uniforme e Diferencial de Temperatura;

– Acção Sísmica (zona A de acordo com Anexo III do RSA);

– Vento (zona A e rugosidade aerodinâmica do solo Tipo II de acordo com Capítulo V do RSA).

– Sobrecarga de Obra (valor adoptado de 2 kN/m²)

5. Critérios de Verificação da Segurança

Para a verificação da segurança estrutural, foram seguidos os documentos regulamentares em vigor.

5.1. Verificação da Segurança aos E.L. de Utilização

Para todos os elementos pré-esforçados verificou-se a segurança em relação ao estado limite de descompressão, abertura de fendas, e tensão máxima de compressão para as combinações de acções quase permanentes, frequentes e raras, respectivamente. A classe de agressão ambiental foi considerada como moderadamente agressiva.

a) Descompressão: Combinação quase permanente

$$S_{qp} = \sum G_i + \sum (\psi_{2,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j
- Variação uniforme e diferencial de temperatura..... $\psi_{2,j} = 0,3$
- Sobrecargas rodoviárias..... $\psi_{2,j} = 0,2$

b) Abertura de Fendas: Combinação frequente

$$S_{fr} = \sum G_i + \psi_{1,j} \times Q_j + \sum (\psi_{2,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j
- Variação uniforme e diferencial de temperatura..... $\psi_{2,j} = 0,3$
- Sobrecargas rodoviárias..... $\psi_{1,j} = 0,4$

c) Tensão Máxima de Compressão: Combinação rara

$$S_{rr} = \sum G_i + Q_j + \sum (\psi_{1,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j
- Variação uniforme e diferencial de temperatura..... $\psi_{1,j} = 0,5$

5.2. Verificação da Segurança aos E.L. de Últimos

A segurança de todos os elementos estruturais foi verificada para os estados limites últimos de resistência, de acordo com as seguintes combinações:

a) A.V.B.: Sobrecargas Rodoviárias, Vento e Temperatura

$$S_d = \sum \gamma_g \times G_i + \gamma_q \times Q_j + \sum (\gamma_g \times \psi_{0,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j
- Peso próprio + restante carga permanente..... $\gamma_g = 1,00$ ou $1,35$
- Pré-esforço..... $\gamma_g = 0,90$ ou $1,20$
- Retracção e Fluência..... $\gamma_g = 0$ ou $1,50$
- Sobrecargas rodoviárias..... $\gamma_g = 0$ ou $1,50$ / $\psi_{0,j} = 0,60$
- Vento..... $\gamma_g = 0$ ou $1,50$ / $\psi_{0,j} = 0,40$
- Variação uniforme de temperatura..... $\gamma_g = 0$ ou $1,50$ / $\psi_{0,j} = 0,60$

b) A.V.B.: Acção Sísmica

$$S_d = \sum \gamma_g \times G_i + \gamma_q \times S_E + \sum (\gamma_g \times \psi_{2,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j
- Valores característicos da acção sísmica..... S_E
- Peso próprio + restante carga permanente..... $\gamma_g = 1,00$
- Pré-esforço..... $\gamma_g = 1,00$
- Acção sísmica..... $\gamma_q = 1,50$
- Retracção e Fluência..... $\gamma_g = 0$ ou $1,00$
- Variação uniforme de temperatura..... $\gamma_q = 0$ ou $1,00$ / $\psi_{2,j} = 0,30$

c) A.V.B.: Acção de acidente

$$S_d = \sum \gamma_g \times G_i + \gamma_q \times S_{FA} + \sum (\gamma_g \times \psi_{2,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j
- Valores característicos da acção de acidente..... S_{FA}
- Peso próprio + restante carga permanente..... $\gamma_g = 1,00$
- Pré-esforço..... $\gamma_g = 1,00$
- Acção de acidente..... $\gamma_q = 1,50$
- Retracção e Fluência..... $\gamma_g = 0$ ou $1,00$
- Sobrecargas rodoviárias..... $\gamma_q = 0$ ou $1,00$ / $\psi_{2,j} = 0,20$
- Variação uniforme de temperatura..... $\gamma_q = 0$ ou $1,00$ / $\psi_{2,j} = 0,30$

6. Processos de Cálculo

O dimensionamento da Obra de Arte tem em conta as forças estáticas e dinâmica que incidem na estrutura. Com base no programa de cálculo automático SAP 2000 é possível criar modelos tridimensionais, onde são determinados os valores característicos dos esforços, para cada fase da obra.

O espectro de resposta proposto pelo RSA é utilizado para a análise dinâmica dos efeitos da acção sísmica, sobre a estrutura.

Os resultados provenientes do SAP 2000 são exportados e tratados em folhas de cálculo, utilizando o programa Excel, de modo a proceder-se às verificações de segurança estrutural regulamentadas nos documentos em vigor.

7. Processo Construtivo

A Obra de Arte, como referido, é constituída por elementos pré-fabricados ao nível do tabuleiro e betonados “in-situ” no caso dos restantes elementos estruturais como, lâmina de betão sobre as vigas do tabuleiro encontros, pilares e respectivas fundações. O faseamento construtivo é composto por oito etapas, durante as quais a obra vai tomando a sua forma.

A Fase 0, não é mais do que o conjunto de trabalhos de terraplanagem e preparação de cotas.

A Fase 1, comporta todos os trabalhos que dizem respeito a escavações para implantação das fundações da passagem superior, bem como a construção dos encontros e levantamento dos pilares até à cota pretendida.

Na Fase 2, são colocados os elementos de apoio nos encontros E1 e E2, que permitirão deslocamentos longitudinais do tabuleiro. São também construídas nesta fase, uma parte das carlingas sobre os dois pilares P1 e P2.

As Fases 3.1, 3.2 e 4, são caracterizadas pela colocação das 21 vigas pré-fabricadas que constituem os vãos extremos e central do tabuleiro da Obra de Arte. Nesta altura em que as vigas estão simplesmente apoiadas, ocorrem esforços significativos nas fibras de meio vão, de modo que esta é uma fase particularmente delicada, onde os cuidados relativos à segurança estrutural são tidos em conta no dimensionamento e disposição de cordões de pré-esforço deste tipo de vigas. Numa segunda etapa, é colocado o betão de regularização até ao 1/5 de vão de cada tramo – ver Peças Desenhadas: Faseamento Construtivo, onde se dará o pré-esforço de continuidade. A restante parte das carlingas sobre os pilares são armadas e betonadas de forma a dar-se o monolitismo tabuleiro-pilares.

Na Fase 5, é betonada a laje de compressão em toda a área do tabuleiro, depois de se dar o puxe dos cabos de pré-esforço de continuidade.

Por fim, as Fase 6 e 7, constitui a fase de acabamentos. São betonadas as lajes de transição aterro-obra de arte, construídos os passeios, aplicação dos elementos de drenagem e aplicação da camada de betuminoso, e colocadas as guardas de segurança e guarda-corpos.

8. Peças Desenhadas

O projecto de execução reúne um conjunto de desenhos que compreende os detalhes construtivos dos vários elementos estruturais e da implantação da obra em si, a saber:

- 1) Esboço Corográfico
- 2) Planta de Implantação e Perfil Longitudinal
- 3) Geotecnia
- 4) Conjunto
- 5) Dimensionamento Geral
- 6) Dimensionamento Encontro E1 – Parte 1/2
- 7) Dimensionamento Encontro E1 – Parte 2/2
- 8) Encontro E1 Betão Armado – Parte 1/2
- 9) Encontro E1 Betão Armado – Parte 2/2
- 10) Pilares e Tabuleiro – Dimensionamento e Betão Armado
- 11) Vigas Pré-Fabricadas – Dimensionamento
- 12) Vigas Pré-Fabricadas Betão Armado – Parte 1/2
- 13) Vigas Pré-Fabricadas Betão Armado – Parte 2/2
- 14) Vigas Pré-Fabricadas – Armadura Activa
- 15) Tabuleiro Armadura Activa
- 16) Tabuleiro Betão Armado – Parte 1/3
- 17) Tabuleiro Betão Armado – Parte 2/3
- 18) Tabuleiro Betão Armado – Parte 3/3
- 19) Faseamento Construtivo

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

CAPITULO 1 – Verificação da Segurança do Tabuleiro

1. Condições Gerais

A solução estrutural consiste na disposição lado a lado de 7 vigas VTS pré-fabricadas, ao longo dos três vãos que compõem a passagem superior. A escolha foi feita através da consulta de catálogos de vigas pré-fabricadas da marca Pavicentro, tendo em conta o comprimento do maior vão.

O seu dimensionamento é conseguido com recurso ao programa de cálculo automático SAP 2000, e do qual são extraídos, interpretados e combinados os esforços de flexão e esforços transversos.

2. Verificação da Segurança na Direcção Longitudinal

2.1. Características Geométricas da Secção

A secção transversal do tabuleiro mantém as mesmas características geométricas ao longo de todo o traçado da obra, sendo suficiente a apresentação apenas da secção de meio vão.

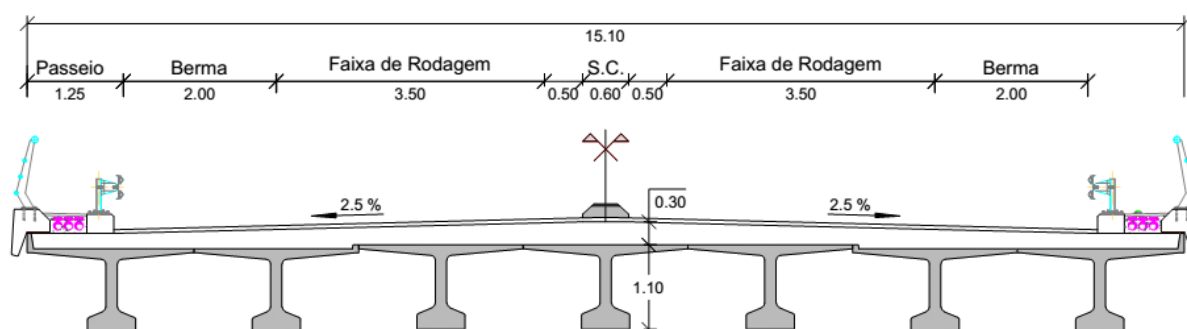


Figura 1.1 – Secção Transversal a Meio Vão

2.2. Característica Geométricas da Viga 110 VTS

Como pré-dimensionamento rápido para a escolha do tipo de viga para o tabuleiro, fez-se a verificação ao estado limite de descompressão. Deste modo, optou-se pela viga 110 VTS [7]. As respectivas características da viga em si mantêm-se ao longo da obra, porém, a secção onde elas estão inseridas vai variando consoante o faseamento construtivo. Assim, apresentam-se em seguida as várias características geométricas que a viga irá tomar:

Configuração (1)

Viga T Isolada	
e(i) [m] =	0,551
I [m ⁴] =	0,0825
A [m ²] =	0,4747
v(i) [m] =	0,6439
v(s) [m] =	0,4561
W(inf) [m ³] =	0,1281
W(sup) [m ³] =	0,1809
h [m] =	1,1

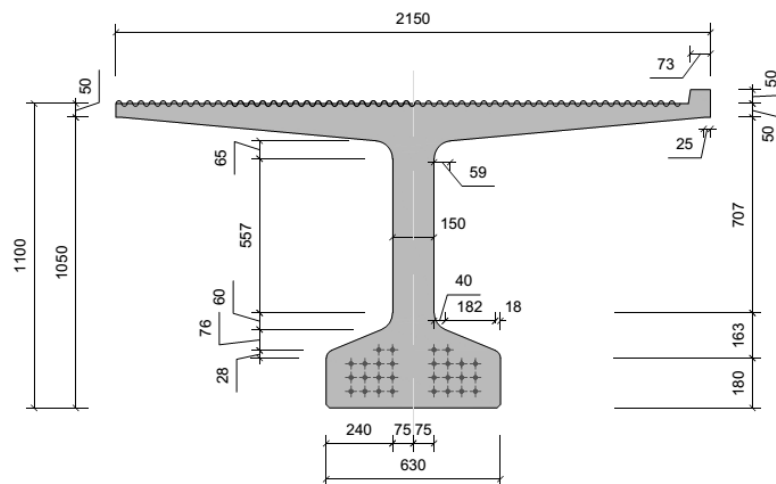


Figura 1.2 – Características Geométricas da Viga 110 VTS Isolada

Configuração (2)

Viga T maciça	
-	-
I [m ⁴] =	0,1004
A [m ²] =	0,8431
v(i) [m] =	0,6279
v(s) [m] =	0,4721
W(inf) [m ³] =	0,1599
W(sup) [m ³] =	0,2127
h [m] =	1,1

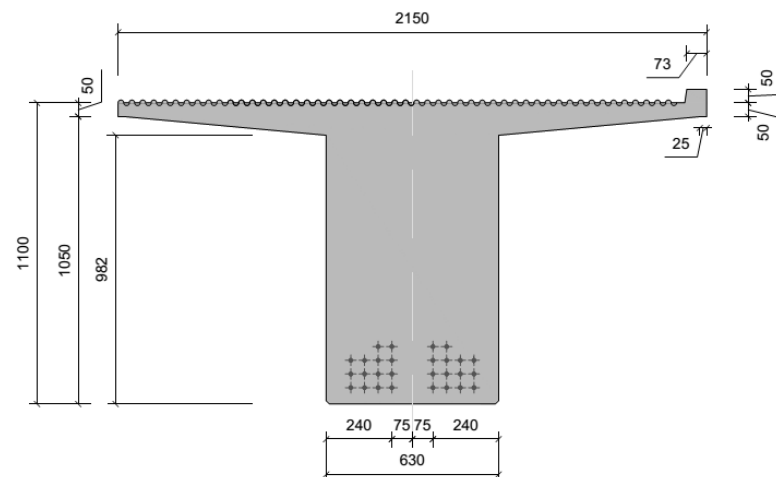


Figura 1.3 – Características Geométricas da Viga 110 VTS Maciça Isolada – Junto aos Apoios

Configuração (3)

Viga T c/ Laje	
-	-
$I [m^4] =$	0,3056
$A [m^2] =$	1,111
$v(i) [m] =$	0,989
$v(s) [m] =$	0,414
$W(\text{inf}) [m^3] =$	0,3090
$W(\text{sup}) [m^3] =$	0,7382
$h [m] =$	1,4

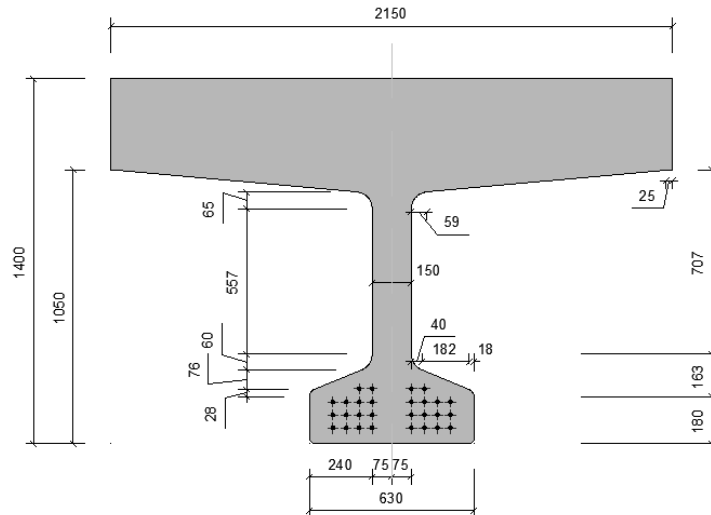


Figura 1.4 - Características Geométricas da Viga 110 VTS Isolada com Laje de Betão

Configuração (4)

Viga T maciça c/ Laje	
-	-
$I [m^4] =$	0,3208
$A [m^2] =$	1,4552
$v(i) [m] =$	0,8992
$v(s) [m] =$	0,5038
$W(\text{inf}) [m^3] =$	0,3568
$W(\text{sup}) [m^3] =$	0,6368
$h [m] =$	1,4

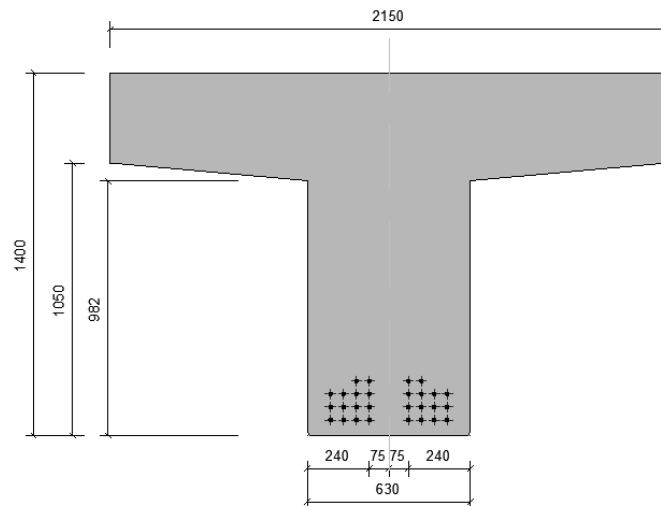


Figura 1.5 - Características Geométricas da Viga 110 VTS Maciça com Laje de Betão

Estas quatro disposições apresentadas, são as configurações que as vigas tomarão ao longo do faseamento construtivo. Durante o dimensionamento, e sempre que for oportuno, far-se-á alusão às diferentes disposições e à contribuição das mesmas para a verificação dos estados limites estudados. De salientar que o espessamento da alma no primeiro metro de cada extremidade da viga é uma característica geométrica necessária para a verificação do esforço transversal e que também a capacita na resistência aos esforços de compressão, na zona dos pilares.

2.3. Quantificação das Acções

As acções actuantes no tabuleiro caracterizam-se por:

2.3.1. Cargas Permanentes

2.3.1.1. Peso Próprio

O peso próprio é determinado pelo produto de volume dos elementos pela massa volúmica do betão 25 kN/m³.

2.3.1.2. Restantes Cargas Permanentes

- Viga de Bordadura.....25 kN/m³ x 0,1739 m² = 4,35 kN/m
- Guarda-Corpos.....1,00 kN/m
- Enchimento dos Passeios.....24 kN/m³ 0,0712 m² = 1,71 kN/m
- Lancil.....25 kN/m³ x 0,0877 m² = 2,19 kN/m
- Guarda de Segurança.....1,00 kN/m

Subtotal = 10,25 kN/m

Como existem 2 passeios.....10,25 kN/m x 2 passeios = **20,50 kN/m**

- Tapete Betuminoso.....24 kN/m³ x 12,84 m x 0,08 m = **24,66 kN/m**

TOTAL_{RCP} = 20,50 + 24,66 = **45,16 kN/m**

2.3.2. Pré-Esforço

2.3.2.1. Traçado dos Cordões/Cabos

Devido à natureza dos elementos estruturais, o traçado de pré-esforço tanto na viga como no caso do pré-esforço de continuidade (sobre os pilares), será recto. Recorreu-se ao método das cargas equivalentes para quantificar o efeito do pré-esforço na estrutura. A carga axial provocada pelos cordões, não produz uma carga uniformemente distribuída porque os cordões são rectos, como se referiu, mas a sua excentricidade em relação ao eixo da peça, produz um “momento equivalente”. Esse momento será usado no dimensionamento da obra de arte.

2.3.2.2. Pré-Esforço de Continuidade

O pré-esforço de continuidade existe na estrutura como uma acção idêntica à do pré-esforço da viga pré-fabricada, já referida. A sua presença na estrutura garante a continuidade da mesma.

2.3.2.2.1. Pré-Dimensionamento

O pré-dimensionamento da quantidade de pré-esforço de continuidade a utilizar também é conseguida através da verificação do estado limite de descompressão. São utilizados para este pré-dimensionamento os momentos flectores no encastramento nos apoios sobre os pilares, o momento hiperestático na estrutura e as características físicas da secção das vigas. Daí resulta a necessidade de se utilizarem 2 cabos de 7 cordões cada, por viga, como se observa no desenho nº 15 das Peças Desenhadas.

As forças instaladas nas armaduras de pré-esforço são variáveis no tempo devido a eventuais perdas de tensão nos cordões. Essas perdas dividem-se em dois grupos: perdas instantâneas ($P_{\text{instantâneo}}$) e perdas diferidas (perdas a longo prazo - P_{infinito}).

2.3.2.2.2. Perdas de Pré-Esforço

2.3.2.2.2.1. Perdas Instantâneas

Relativamente aos cabos de continuidade, na fase de fixação dos cordões ocorre algum escorregamento dos mesmos, ou uma pequena reentrada, daí resultando uma perda de tensão no cabo. Considerando que essa reentrada (δ_r) é equivalente a 6 mm, que a tensão de esticamento no cabo (σ_0) é de 1395 MPa e que o comprimento do cabo é de 11,1 m, temos:

$$\sigma_0 = \sigma_{0'} - \frac{E_p \times \delta_r}{L} = 1395 - \frac{195 \times 10^3 \times 0,006}{11,1} = 1290 \text{ MPa} \rightarrow \text{perda de 7,6\%}$$

Por sua vez, também no instante inicial existe deformação do betão que se traduz numa perda de carga do pré-esforço. Essa perda (para elementos de betão pré-tensionados) é determinada como a seguir se indica:

$$\Delta\sigma_{P0,e}(x) = \frac{E_p}{E_{cm}(t_0)} |\sigma_c(x)|$$

Em que:

- E_p – Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço
- $E_{cm}(t_0)$ – módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do pré-esforço e outras acções permanentes
- $\sigma_c(x)$ – tensão de compressão (negativa) no betão, na secção x .

A tensão de compressão no betão, na secção x , é dada por:

$$\sigma_c = \sigma_{c,P_0} + \sigma_{c,\Delta g} = -4,13 + 0,11 = -4,02 \text{ MPa}$$

Conseguido através da determinação de:

$$\sigma_{c,P_0} = -\frac{P_0}{I} e^2 - \frac{P_0}{A} \pm \frac{M_{hip}}{I} e = -\frac{2734}{0,3056} 0,38^2 - \frac{2734}{1,11} - \frac{300}{0,3056} 0,38 = -4,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,\Delta g} = \pm \frac{M_{\Delta g}}{I} e = \frac{95,35}{0,3056} \times 0,38 = 0,11 \text{ MPa}$$

Então:

$$\Delta\sigma_{P_0,e}(x) = \frac{195 \text{ GPa}}{36 \text{ GPa}} |-4,13 \text{ MPa}| = 21,75 \text{ MPa} \rightarrow 1,6\%$$

Deste modo o total de perdas instantâneas é de: 7,6% + 1,6% = 9,2%.

Adoptou-se um total de perdas instantâneas equivalente a **10%** da tensão de puxe inicial.

2.3.2.2.2. Perdas Diferidas

A – Retraccção

$$\Delta\sigma_{PT,S} = E_P \times |\varepsilon_{cs}| = 195 \times 10^3 \times |-25 \times 10^{-5}| = 48,75 \text{ MPa}$$

B – Fluência

O coeficiente de homogeneização $\alpha = \frac{E_P}{E_{cm}} = \frac{195}{36} = 5,42$

Adoptou-se para o coeficiente de fluência φ o valor de 2,5

A contabilização das perdas devido à fluência são conseguidas através da expressão:

$$\Delta\sigma_{PT,C} = \alpha \times \varphi \times |\sigma_c| = 5,42 \times 2,5 \times |-4,02| = 54,47 \text{ MPa}$$

C – Relaxação dos Cabos

$$\sigma_{P0} = 1395 \text{ MPa} \quad ; \quad \mu = \frac{\sigma_{P0}}{f_{puk}} = \frac{1395}{1860} = 0,75 \quad ; \quad t = 500 \text{ 000 horas} \quad ; \quad \rho = 2,5\%$$

$$\Delta\sigma_{PT,r} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5} \times \sigma_{P0} = 67,95 \text{ MPa}$$

Deste modo o total de perdas diferidas, tendo em conta a interacção dos três tipos de perdas:

$$\Delta\sigma_{PT,s,c,r} = \frac{\Delta\sigma_{PT,S} + \Delta\sigma_{PT,C} + 0,8\Delta\sigma_{PT,r}}{1 + \alpha \frac{A_P}{A} \times \left(1 + \frac{A}{I} e^2\right) (1 + 0,8\varphi)} = \frac{157,58}{1,0396} = 155,56 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \mathbf{12\%}$$

Com 12% de perdas devido aos efeitos diferidos, obtém-se um total de perdas nos cabos de pré-esforço de continuidade de $10\% + 12\% = \mathbf{22\%}$

2.3.2.3. Viga Pré-Fabricada

2.3.2.3.1. Pré-Dimensionamento do Pré-Esforço

O pré-dimensionamento dos cordões de pré-esforço a colocar nas vigas pré-fabricadas considera o peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga uniforme e linear ou sobrecarga de obra e variações de temperatura. Foi usada a combinação quase permanente, para um ambiente moderadamente agressivo.

Mais uma vez, através da verificação da descompressão (cuja expressão se apresenta em seguida), é possível fazer uma boa aproximação da quantidade de pré-esforço necessária:

$$\sigma_i = \frac{M_{qp}}{I} \times v_i - \frac{P \times e_i}{I} \times v_i - \frac{P}{A} \quad \Leftrightarrow \quad P \geq \frac{|M_{qp}|}{e_i + \frac{I}{A \times v_i}}$$

2.3.2.3.2. Perdas de Pré-Esforço

Para o pré-esforço de continuidade observam-se perdas na casa dos 22%. No caso de vigas pré-fabricadas, o fabricante estima que a perda de carga de pré-esforço para a totalidade dos efeitos ronda os 25%, dos quais 5% são resultado das perdas instantâneas e os restantes 20% referentes a perdas diferidas.

Com perdas de carga como a mesma ordem de grandeza para ambos os tipos de pré-esforço, consideraram-se os valores acima referidos.

$$P \rightarrow P_{inst}(5\%) \rightarrow P_{inf}(20\%)$$

2.3.2.3.3. Quantificação do Pré-Esforço

A quantificação do pré-esforço, respectiva disposição e esforços transmitidos à estrutura, encontra-se nos quadros do anexo *FASE 3.1*.

2.3.3. Sobrecarga de Obra

A sobrecarga de obra é uma acção que acompanha grande parte do faseamento construtivo, sendo o seu efeito sobre a estrutura de 2 kN/m²

2.3.4. Sobrecarga Rodoviária

2.3.4.1. Veículo Tipo

A sobrecarga rodoviária relativa à influência do veículo tipo está directamente relacionada com a classe da ponte, sendo que os valores característicos para essa acção encontram-se no RSA, artigo 41º. O veículo tipo transmite à estrutura 200 kN por cada eixo de rodas.

2.3.4.2. Sobrecarga Linear e Uniformemente Distribuída

- Linear

$$Q_{SCL} = 50 \text{ KNm} \times 11\text{m} \text{ (largura de influência)} = 550 \text{ KN}$$

Simplificadamente admite-se uma carga pontual no centro de cada secção transversal do tabuleiro.

- Uniformemente Distribuída

$$Q_{SCL} = 4 \text{ KN/m}^2 \times 11\text{m} \text{ (largura de influência)} = 44 \text{ KN/m}$$

2.3.5. Variação de Temperatura

Para o dimensionamento do tabuleiro foram consideradas as variações diferenciais de temperatura, uma vez que se trata de uma acção interna que gera sobre a estrutura esforços de natureza hiperestática.

De acordo com Art.º17 do R.S.A., *“as variações diferenciais de temperatura correspondem às variações rápidas da temperatura ambiente, características da evolução diária, originando gradientes térmicos na estrutura”*.

São consideradas as seguintes variações térmicas:

- VDT = +10 °C (Aquecimento diurno)
- VDT = -5 °C (Arrefecimento nocturno)

Pelo Art.º17 do R.S.A., considera-se a variação uniforme de temperatura igual a $\pm 15^\circ\text{C}$.

No entanto, esta acção só não foi considerada na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, uma vez que nessa situação a rigidez da estrutural encontra-se severamente afectada devido a fenómenos de fendilhação, e por isso a variação de temperatura não constitui uma acção importante na verificação desse estado limite.

2.3.6. Retracção e Fluência

O efeito da retracção e fluência do betão foi contabilizado no modelo tridimensional do SAP como uma diminuição lenta e uniforme de temperatura de 40º C, segundo o que é sugerido na cláusula 3.1.4 (5) do EC2.

2.4. Verificação da Segurança em relação aos E.L.Utilização

2.4.1. Considerações Gerais

Para a verificação da segurança em relação ao estado limite de utilização considerou-se a existência de um ambiente moderadamente agressivo.

Considerando a localização da Passagem Superior, o estudo das secções far-se-á verificando o estado limite de descompressão para as combinações quase permanentes. Posteriormente, será feita a verificação do estado limite de abertura de fendas para as combinações frequentes de esforços, e verificação do estado limite de descompressão, com recurso à combinação rara de acções.

2.4.2. Considerações Gerais

Na medida em que estamos perante uma estruturas constituída por elementos pré-fabricados e que desde a sua primeira fase construtiva se encontra em serviço, é essencial garantir a sua resistência e segurança, nomeadamente ao nível das vigas pré-fabricadas que constituem o tabuleiro.

2.4.2.1. Fase 3

Na Fase 3 da obra, dá-se a colocação das vigas pré-fabricadas sobre os pilares e aparelhos de apoio, para construção do tabuleiro. Esta é a fase mais crítica do faseamento construtivo, uma vez que, as vigas têm de suportar não só o seu peso próprio, bem como o peso do betão fresco (colocado superiormente a estas) para construção da laje de compressão. Neste momento o sistema de apoio das vigas ainda é o simplesmente apoiado, sendo por isso o meio vão das vigas a zona mais críticas e que deverá ultrapassar com sucesso os critério de segurança estrutural, havendo para isso a necessidade de existir pré-esforço suficiente para garantir a compressão do betão e assim, resistência aos esforços nesta fase.

Quadro I.1 – Tensões nas Vigas Centrais para Fase 3

Nó	L (m)	M	P = P _o			P = P _{oo}			σ viga (P _o)		σ viga(P _{oo})	
			P _{inst,inf}	P _{inst,sup}	M _{pxe,inst}	P _{inst,inf}	P _{inst,sup}	M _{pxe,inst}	σ _{inf}	σ _{sup}	σ _{inf}	σ _{sup}
1	0	0	1192,73	596,36	-454,25	954,18	477,09	-363,40	-7,34	-1,24	-5,87	-0,99
2	1,25	282	1192,73	596,36	-454,25	954,18	477,09	-363,40	-5,13	-2,81	-3,66	-2,56
3	2,5	523	1192,73	596,36	-454,25	954,18	477,09	-363,40	-3,23	-4,15	-1,76	-3,90
4	3,75	724	1987,88	596,36	-898,66	1590,30	477,09	-718,93	-6,82	-4,47	-4,32	-4,38
5	5	884	1987,88	596,36	-898,66	1590,30	477,09	-718,93	-5,56	-5,36	-3,06	-5,27
6	6,25	1004	1987,88	596,36	-898,66	1590,30	477,09	-718,93	-4,62	-6,03	-2,12	-5,94
7	7,5	1093	2783,03	596,36	-1323,19	2226,42	477,09	-1058,55	-8,93	-5,84	-5,42	-5,89
8	8,75	1163	2783,03	596,36	-1323,19	2226,42	477,09	-1058,55	-8,38	-6,23	-4,88	-6,28
9	10	1212	2783,03	596,36	-1323,19	2226,42	477,09	-1058,55	-7,99	-6,50	-4,49	-6,55
10	11,25	1242	2783,03	596,36	-1323,19	2226,42	477,09	-1058,55	-7,76	-6,67	-4,25	-6,72
11	12,5	1252	2783,03	596,36	-1323,19	2226,42	477,09	-1058,55	-7,68	-6,72	-4,17	-6,77
12	13,75	1242	2783,03	596,36	-1323,19	2226,42	477,09	-1058,55	-7,76	-6,67	-4,25	-6,72
13	15	1212	2783,03	596,36	-1323,19	2226,42	477,09	-1058,55	-7,99	-6,50	-4,49	-6,55
14	16,25	1163	2783,03	596,36	-1323,19	2226,42	477,09	-1058,55	-8,38	-6,23	-4,88	-6,28
15	17,5	1093	2783,03	596,36	-1323,19	2226,42	477,09	-1058,55	-8,93	-5,84	-5,42	-5,89
16	18,75	1004	1987,88	596,36	-898,66	1590,30	477,09	-718,93	-4,62	-6,03	-2,12	-5,94
17	20	884	1987,88	596,36	-898,66	1590,30	477,09	-718,93	-5,56	-5,36	-3,06	-5,27
18	21,25	724	1987,88	596,36	-898,66	1590,30	477,09	-718,93	-6,82	-4,47	-4,32	-4,38
19	22,5	523	1192,73	596,36	-454,25	954,18	477,09	-363,40	-3,23	-4,15	-1,76	-3,90
20	23,75	282	1192,73	596,36	-454,25	954,18	477,09	-363,40	-5,13	-2,81	-3,66	-2,56
21	25	0	1192,73	596,36	-454,25	954,18	477,09	-363,40	-7,34	-1,24	-5,87	-0,99

Quadro I.2 – Tensões nas Vigas Extremas para Fase 3

Nó	L (m)	M	P = P _o			P = P _{oo}			σ viga (P _o)		σ viga(P _{oo})	
			P inst,inf	P inst,sup	M pxe,inst	P inst,inf	P inst,sup	M pxe,inst	σ inf	σ sup	σ inf	σ sup
1	0	0	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-4,89	-0,83	-3,91	-0,66
2	0,75	73	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-4,32	-1,23	-3,34	-1,07
3	1,5	138	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-3,81	-1,60	-2,83	-1,43
4	2,25	197	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-3,35	-1,92	-2,37	-1,76
5	3	248	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-2,95	-2,21	-1,97	-2,04
6	3,75	292	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-2,60	-2,45	-1,62	-2,29
7	4,5	329	1590,30	397,58	-767,12	1272,24	318,06	-613,70	-7,64	-1,75	-5,59	-1,76
8	5,25	358	1590,30	397,58	-767,12	1272,24	318,06	-613,70	-7,40	-1,91	-5,36	-1,93
9	6	381	1590,30	397,58	-767,12	1272,24	318,06	-613,70	-7,22	-2,04	-5,18	-2,05
10	6,75	396	1590,30	397,58	-767,12	1272,24	318,06	-613,70	-7,10	-2,12	-5,06	-2,14
11	7,5	404	1590,30	397,58	-767,12	1272,24	318,06	-613,70	-7,04	-2,17	-5,00	-2,18
12	8,25	405	1590,30	397,58	-767,12	1272,24	318,06	-613,70	-7,03	-2,17	-4,99	-2,19
13	9	399	1590,30	397,58	-767,12	1272,24	318,06	-613,70	-7,08	-2,14	-5,04	-2,16
14	9,75	386	1590,30	397,58	-767,12	1272,24	318,06	-613,70	-7,18	-2,07	-5,14	-2,08
15	10,5	366	1590,30	397,58	-767,12	1272,24	318,06	-613,70	-7,34	-1,95	-5,30	-1,97
16	11,25	338	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-2,24	-2,71	-1,26	-2,54
17	12	300	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-2,54	-2,49	-1,56	-2,33
18	12,75	247	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-2,95	-2,20	-1,98	-2,03
19	13,5	179	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-3,49	-1,82	-2,51	-1,66
20	14,25	97	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-4,13	-1,37	-3,15	-1,20
21	15	0	795,15	397,58	-302,83	636,12	318,06	-242,27	-4,89	-0,83	-3,91	-0,66

As fibras superiores e inferiores das secções das vigas encontram-se comprimidas, como demonstram os resultados acima apresentados. Deste modo, conclui-se que a segurança estrutural nesta fase, está garantida.

2.4.2.2. Fase 4

Na fase 4, ocorre a execução do puxe dos cabos de pré-esforço de continuidade e a selagem dos mesmos. Posteriormente é colocado o betão fresco na restante área do tabuleiro para construção da laje de compressão. Neste momento as vigas que constituem o tabuleiro, deixam de estar simplesmente apoiadas nas carlingas sobre os pilares e passa a estar encastradas, alterando-se assim a configuração dos momentos desta última zona. Em seguida, apresentam-se os quadros com os valores das tensões nas fibras das vigas, após conclusão da fase 4.

Quadro I.3 – Tensões nas Vigas do Tabuleiro para Fase 4

		P=Poo			
		Fase 3+4			
		tensão na viga		tensão na laje	
L (m)	Secção	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)
0	viga T + laj	-7,38	-2,42	-1,43	-1,40
1,25	viga T + laj	-5,27	-4,45	-1,89	-2,00
2,5	viga T + laj	-3,02	-5,84	-1,93	-2,15
3,75	viga T + laj	-5,22	-6,35	-1,97	-2,29
5	viga T + laj	-3,60	-7,29	-2,01	-2,44
6,25	viga T + laj	-2,31	-7,99	-2,05	-2,59
7,5	viga T	-6,72	-4,97	0,00	0,00
8,75	viga T	-5,58	-5,78	0,00	0,00
10	viga T	-4,76	-6,36	0,00	0,00
11,25	viga T	-4,27	-6,71	0,00	0,00
12,5	viga T	-4,10	-6,82	0,00	0,00
13,75	viga T	-4,27	-6,71	0,00	0,00
15	viga T	-4,76	-6,36	0,00	0,00
16,25	viga T	-5,58	-5,78	0,00	0,00
17,5	viga T	-6,73	-4,96	0,00	0,00
18,75	viga T + laj	-2,30	-8,00	-2,06	-2,59
20	viga T + laj	-3,61	-7,29	-2,01	-2,44
21,25	viga T + laj	-5,22	-6,35	-1,97	-2,29
22,5	viga T + laj	-3,02	-5,84	-1,93	-2,14
23,75	viga T + laj	-5,27	-4,45	-1,89	-1,99
25	viga T + laj	-7,38	-2,42	-1,43	-1,40

		P=Poo			
		Fase 3+4			
		tensão na viga		tensão na laje	
L (m)	Secção	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)
0	viga T	-3,91	-0,66	0,00	0,00
0,75	viga T	-3,13	-1,22	0,00	0,00
1,5	viga T	-2,43	-1,72	0,00	0,00
2,25	viga T	-1,84	-2,13	0,00	0,00
3	viga T	-1,38	-2,46	0,00	0,00
3,75	viga T	-1,03	-2,70	0,00	0,00
4,5	viga T	-5,06	-2,14	0,00	0,00
5,25	viga T	-4,95	-2,21	0,00	0,00
6	viga T	-4,96	-2,21	0,00	0,00
6,75	viga T	-5,09	-2,12	0,00	0,00
7,5	viga T	-5,33	-1,95	0,00	0,00
8,25	viga T	-5,69	-1,69	0,00	0,00
9	viga T	-6,17	-1,35	0,00	0,00
9,75	viga T	-6,77	-0,93	0,00	0,00
10,5	viga T	-7,48	-0,42	0,00	0,00
11,25	viga T + laj	-1,74	-4,59	-2,05	-2,47
12	viga T + laj	-2,31	-4,34	-2,01	-2,35
12,75	viga T + laj	-3,00	-4,01	-1,98	-2,24
13,5	viga T + laj	-3,80	-3,60	-1,94	-2,13
14,25	viga T + laj	-4,71	-3,10	-1,90	-2,02
15	viga T + laj	-5,31	-2,12	-1,46	-1,46

Como se verifica com os resultados apresentados, as fibras das vigas pré-fabricadas apresentam-se comprimidas e por isso está garantida a segurança estrutural durante este faseamento construtivo.

2.4.2.3. Fase 5

Na fase 5, faz-se a simulação do comportamento estrutural quando sujeita às cargas rodoviárias (Veículo Tipo, Carga Linear e Uniformemente Distribuída), bem como às restantes cargas permanentes (lancil, passeio, guardas de segurança, guarda corpos e tapete betuminoso), com o mesmo intuito da análise estrutural das fases anteriores.

Em seguida apresenta-se os resultados:

Quadro I.4 – Tensões nas Vigas Centrais do Tabuleiro para Fase 5

			P=Poo							
			Fase 5+4 - Combinação Quase Permanente							
			tensão na viga				tensão na laje			
Nó	L (m)	Secção	σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min	σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min
1	0	viga T + laj	-10,28	-8,91	-2,09	-2,25	-1,25	-1,10	-0,18	-0,76
2	1,25	viga T + laj	-7,36	-6,25	-4,21	-4,34	-1,78	-1,65	-1,12	-1,59
3	2,5	viga T + laj	-4,37	-3,56	-5,68	-5,77	-1,87	-1,78	-1,58	-1,92
4	3,75	viga T + laj	-5,92	-5,26	-6,27	-6,35	-1,97	-1,89	-2,00	-2,28
5	5	viga T + laj	-3,76	-3,14	-7,27	-7,34	-2,07	-2,00	-2,38	-2,64
6	6,25	viga T + laj	-2,06	-1,38	-8,02	-8,10	-2,16	-2,08	-2,69	-2,98
7	7,5	viga T + laj	-6,24	-5,40	-5,02	-5,11	-0,15	-0,06	-0,21	-0,56
8	8,75	viga T + laj	-4,91	-3,94	-5,85	-5,96	-0,19	-0,08	-0,28	-0,69
9	10	viga T + laj	-3,95	-2,88	-6,45	-6,57	-0,22	-0,09	-0,34	-0,79
10	11,25	viga T + laj	-3,38	-2,25	-6,80	-6,93	-0,23	-0,10	-0,37	-0,85
11	12,5	viga T + laj	-3,18	-2,04	-6,92	-7,06	-0,24	-0,11	-0,39	-0,87
12	13,75	viga T + laj	-3,38	-2,25	-6,80	-6,93	-0,23	-0,10	-0,37	-0,85
13	15	viga T + laj	-3,95	-2,89	-6,45	-6,57	-0,22	-0,09	-0,34	-0,79
14	16,25	viga T + laj	-4,91	-3,94	-5,85	-5,96	-0,19	-0,08	-0,28	-0,69
15	17,5	viga T + laj	-6,24	-5,41	-5,02	-5,11	-0,15	-0,06	-0,21	-0,56
16	18,75	viga T + laj	-2,06	-1,37	-8,02	-8,10	-2,16	-2,08	-2,70	-2,98
17	20	viga T + laj	-3,77	-3,14	-7,27	-7,34	-2,07	-2,00	-2,37	-2,64
18	21,25	viga T + laj	-5,93	-5,26	-6,27	-6,35	-1,97	-1,89	-2,00	-2,28
19	22,5	viga T + laj	-4,37	-3,56	-5,68	-5,77	-1,87	-1,78	-1,58	-1,92
20	23,75	viga T + laj	-7,36	-6,30	-4,21	-4,34	-1,77	-1,65	-1,12	-1,57
21	25	viga T + laj	-10,29	-8,92	-2,09	-2,24	-1,25	-1,10	-0,18	-0,75

Quadro I.5 – Tensões nas Vigas Extremas do Tabuleiro para Fase 5

			P=Poo							
			Fase 5+4 - Combinação Quase Permanente							
Nó	L (m)	Secção	tensão na viga				tensão na laje			
			σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min	σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min
1	0	viga T + laj	-3,91	-3,91	-0,66	-0,66	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,75	viga T + laj	-3,03	-2,78	-1,23	-1,26	-0,04	-0,01	-0,04	-0,14
3	1,5	viga T + laj	-2,24	-1,80	-1,74	-1,79	-0,07	-0,02	-0,08	-0,26
4	2,25	viga T + laj	-1,60	-0,98	-2,16	-2,23	-0,10	-0,03	-0,10	-0,36
5	3	viga T + laj	-1,09	-0,35	-2,49	-2,58	-0,12	-0,03	-0,12	-0,43
6	3,75	viga T + laj	-0,72	0,12	-2,74	-2,84	-0,13	-0,04	-0,13	-0,48
7	4,5	viga T + laj	-4,74	-3,82	-2,17	-2,28	-0,14	-0,04	-0,13	-0,52
8	5,25	viga T + laj	-4,64	-3,67	-2,25	-2,36	-0,15	-0,04	-0,13	-0,54
9	6	viga T + laj	-4,68	-3,68	-2,24	-2,36	-0,15	-0,03	-0,12	-0,53
10	6,75	viga T + laj	-4,85	-3,86	-2,15	-2,26	-0,14	-0,03	-0,09	-0,51
11	7,5	viga T + laj	-5,17	-4,20	-1,97	-2,08	-0,13	-0,02	-0,07	-0,47
12	8,25	viga T + laj	-5,61	-4,71	-1,70	-1,81	-0,11	-0,01	-0,03	-0,41
13	9	viga T + laj	-6,20	-5,36	-1,35	-1,45	-0,09	0,00	0,01	-0,34
14	9,75	viga T + laj	-6,92	-6,17	-0,92	-1,00	-0,07	0,02	0,07	-0,25
15	10,5	viga T + laj	-7,78	-7,12	-0,39	-0,47	-0,04	0,03	0,13	-0,15
16	11,25	viga T + laj	-2,21	-1,65	-4,54	-4,60	-2,06	-1,99	-2,27	-2,51
17	12	viga T + laj	-2,97	-2,50	-4,27	-4,32	-1,99	-1,94	-2,08	-2,28
18	12,75	viga T + laj	-3,92	-3,45	-3,90	-3,96	-1,92	-1,87	-1,86	-2,06
19	13,5	viga T + laj	-5,10	-4,48	-3,45	-3,52	-1,86	-1,79	-1,58	-1,84
20	14,25	viga T + laj	-6,43	-5,64	-2,90	-2,99	-1,79	-1,70	-1,30	-1,63
21	15	viga T + laj	-7,47	-6,47	-1,87	-1,98	-1,32	-1,21	-0,56	-0,98

Mais uma vez, observa-se que as vigas do tabuleiro se encontram comprimidas e por isso em segurança. Deste modo, está garantida a verificação estrutural para esta fase.

2.4.2.4. Fase 6

Neste momento a estrutura está completa, com todos os elementos estruturais e não estruturais aplicados e/ou betonados, porém, existem análises que são importantes fazer-se uma vez que estamos perante uma obra de arte constituída por elementos pré-fabricados. Numa primeira etapa (Fase 6), apresentam-se as tensões que resultariam nas fibras das vigas, se a estrutura fosse construída numa única fase.

Quadro I.6 – Tensões nas Vigas Centrais do Tabuleiro para Fase 6

Nó	L	Secção	Fase SC							
			tensão na viga				tensão na laje			
			σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min	σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min
1	0	viga T + laj	-7,47	-6,10	-2,20	-2,36	-2,36	-2,20	-0,76	-1,34
2	1,25	viga T + laj	-5,78	-4,67	-2,39	-2,52	-2,52	-2,39	-1,47	-1,94
3	2,5	viga T + laj	-4,28	-3,47	-2,57	-2,66	-2,66	-2,57	-2,10	-2,44
4	3,75	viga T + laj	-5,39	-4,72	-3,08	-3,15	-3,15	-3,08	-2,45	-2,72
5	5	viga T + laj	-4,26	-3,63	-3,21	-3,28	-3,28	-3,21	-2,92	-3,18
6	6,25	viga T + laj	-3,36	-2,67	-3,31	-3,39	-3,39	-3,31	-3,30	-3,58
7	7,5	viga T + laj	-5,76	-4,93	-1,57	-1,67	-1,67	-1,57	-0,43	-0,78
8	8,75	viga T + laj	-5,26	-4,29	-1,63	-1,74	-1,74	-1,63	-0,64	-1,05
9	10	viga T + laj	-4,90	-3,83	-1,67	-1,79	-1,79	-1,67	-0,79	-1,24
10	11,25	viga T + laj	-4,68	-3,56	-1,70	-1,83	-1,83	-1,70	-0,88	-1,35
11	12,5	viga T + laj	-4,61	-3,46	-1,71	-1,84	-1,84	-1,71	-0,91	-1,39
12	13,75	viga T + laj	-4,68	-3,56	-1,70	-1,83	-1,83	-1,70	-0,88	-1,35
13	15	viga T + laj	-4,90	-3,83	-1,67	-1,79	-1,79	-1,67	-0,79	-1,24
14	16,25	viga T + laj	-5,26	-4,29	-1,63	-1,74	-1,74	-1,63	-0,64	-1,05
15	17,5	viga T + laj	-5,76	-4,93	-1,57	-1,67	-1,67	-1,57	-0,43	-0,78
16	18,75	viga T + laj	-3,36	-2,67	-3,31	-3,39	-3,39	-3,31	-3,30	-3,58
17	20	viga T + laj	-4,26	-3,63	-3,21	-3,28	-3,28	-3,21	-2,92	-3,18
18	21,25	viga T + laj	-5,39	-4,72	-3,08	-3,15	-3,15	-3,08	-2,45	-2,72
19	22,5	viga T + laj	-4,28	-3,47	-2,57	-2,66	-2,66	-2,57	-2,10	-2,44
20	23,75	viga T + laj	-5,78	-4,71	-2,39	-2,52	-2,52	-2,39	-1,47	-1,92
21	25	viga T + laj	-7,47	-6,10	-2,20	-2,36	-2,36	-2,20	-0,76	-1,34

Quadro I.7 – Tensões nas Vigas Extremas do Tabuleiro para Fase 6

Nó	L (m)	Secção	Fase SC							
			tensão na viga				tensão na laje			
			σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min	σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min
1	0	viga T + laj	-2,84	-2,84	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	0,38	0,38
2	0,75	viga T + laj	-2,49	-2,25	-0,35	-0,38	-0,38	-0,35	0,23	0,13
3	1,5	viga T + laj	-2,19	-1,75	-0,39	-0,44	-0,44	-0,39	0,11	-0,08
4	2,25	viga T + laj	-1,95	-1,33	-0,41	-0,49	-0,49	-0,41	0,00	-0,25
5	3	viga T + laj	-1,75	-1,01	-0,44	-0,52	-0,52	-0,44	-0,08	-0,39
6	3,75	viga T + laj	-1,61	-0,77	-0,45	-0,55	-0,55	-0,45	-0,14	-0,49
7	4,5	viga T + laj	-4,00	-3,08	-0,82	-0,92	-0,92	-0,82	0,05	-0,33
8	5,25	viga T + laj	-3,96	-2,99	-0,82	-0,93	-0,93	-0,82	0,03	-0,37
9	6	viga T + laj	-3,97	-2,97	-0,82	-0,94	-0,94	-0,82	0,04	-0,38
10	6,75	viga T + laj	-4,03	-3,04	-0,81	-0,93	-0,93	-0,81	0,06	-0,35
11	7,5	viga T + laj	-4,14	-3,18	-0,80	-0,91	-0,91	-0,80	0,11	-0,29
12	8,25	viga T + laj	-4,30	-3,40	-0,78	-0,89	-0,89	-0,78	0,18	-0,20
13	9	viga T + laj	-4,52	-3,68	-0,76	-0,85	-0,85	-0,76	0,27	-0,08
14	9,75	viga T + laj	-4,78	-4,03	-0,73	-0,81	-0,81	-0,73	0,38	0,06
15	10,5	viga T + laj	-5,10	-4,44	-0,69	-0,77	-0,77	-0,69	0,51	0,24
16	11,25	viga T + laj	-2,31	-1,75	-2,47	-2,54	-2,54	-2,47	-2,52	-2,75
17	12	viga T + laj	-2,74	-2,27	-2,42	-2,48	-2,48	-2,42	-2,34	-2,53
18	12,75	viga T + laj	-3,28	-2,80	-2,36	-2,42	-2,42	-2,36	-2,11	-2,31
19	13,5	viga T + laj	-3,96	-3,34	-2,28	-2,35	-2,35	-2,28	-1,83	-2,09
20	14,25	viga T + laj	-4,71	-3,92	-2,20	-2,29	-2,29	-2,20	-1,51	-1,84
21	15	viga T + laj	-5,53	-4,53	-2,10	-2,22	-2,22	-2,10	-1,17	-1,59

Os valores apresentados são usados para o cálculo da redistribuição de esforços que mais à frente é abordada. Essa redistribuição deve-se em grande parte devido à fluência do betão com o decorrer do tempo de vida da obra de arte.

2.4.2.5. Fase 7

Devido ao facto de a estrutura ser constituída por elementos pré fabricados, ocorrem fenómenos de retração diferencial, uma vez que existem em obra – à data da sua construção, betões de idades diferentes. Este fenómeno é de especial importância uma vez que produz esforços internos, e para os quais a estrutura deverá estar devidamente dimensionada.

Como nas extremidades (zona dos aparelhos de apoio) a estrutura apresenta graus de liberdade, o efeitos da retração diferencial provocam uma acção na estrutura semelhante à aplicação de um momento flector e um esforço axial de compressão, na zona dos apoios.

Na Fase 7 dá-se a conclusão da obra, estando esta pronta para exploração. Em seguida apresenta-se o quadro de resultados das tensões das fibras a longo prazo.

Quadro I.8 – Tensões nas Vigas Centrais do Tabuleiro para Fase 7 (Fase Final)

Fase CP+RCP+SC/ Δ T (Combinação Quase Permanente)								
tensão na viga					tensão na laje			
L	σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min	σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min
0	-9,90	-8,27	-2,73	-3,27	-2,50	-1,12	-0,29	-0,98
1,25	-7,48	-5,90	-3,54	-4,08	-2,84	-1,46	-1,22	-1,88
2,5	-5,35	-3,83	-4,12	-4,66	-3,00	-1,62	-1,88	-2,51
3,75	-6,81	-5,33	-4,75	-5,30	-3,49	-2,12	-2,32	-2,94
5	-5,12	-3,64	-5,17	-5,72	-3,64	-2,27	-2,87	-3,49
6,25	-3,86	-2,36	-5,06	-5,61	-3,33	-1,96	-2,74	-3,37
7,5	-7,01	-5,49	-3,05	-3,60	-1,61	-0,24	-0,06	-0,70
8,75	-6,04	-4,49	-3,37	-3,92	-1,69	-0,31	-0,33	-0,98
10	-5,35	-3,78	-3,60	-4,14	-1,74	-0,36	-0,51	-1,17
11,25	-4,93	-3,35	-3,73	-4,28	-1,78	-0,39	-0,63	-1,29
12,5	-4,79	-3,20	-3,78	-4,32	-1,79	-0,40	-0,67	-1,33
13,75	-4,93	-3,35	-3,73	-4,28	-1,78	-0,39	-0,63	-1,29
15	-5,35	-3,78	-3,60	-4,14	-1,74	-0,36	-0,51	-1,17
16,25	-6,04	-4,49	-3,37	-3,91	-1,69	-0,31	-0,33	-0,98
17,5	-7,02	-5,49	-3,05	-3,60	-1,61	-0,24	-0,06	-0,70
18,75	-3,86	-2,36	-5,06	-5,61	-3,33	-1,96	-2,74	-3,37
20	-5,12	-3,64	-5,17	-5,72	-3,64	-2,27	-2,87	-3,49
21,25	-6,82	-5,33	-4,75	-5,30	-3,49	-2,12	-2,32	-2,94
22,5	-5,35	-3,83	-4,12	-4,66	-3,00	-1,62	-1,88	-2,51
23,75	-7,61	-6,04	-3,52	-4,07	-2,81	-1,43	-1,17	-1,83
25	-9,91	-8,28	-2,73	-3,27	-2,50	-1,12	-0,29	-0,98

Quadro I.9 – Tensões nas Vigas Extremas do Tabuleiro para Fase 7 (Fase Final)

Fase CP+RCP+SC/ Δ T (Combinação Quase Permanente)								
L	tensão na viga				tensão na laje			
	σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min	σ inf min	σ inf max	σ sup max	σ sup min
0	-3,46	-3,46	-1,07	-1,07	-0,22	-0,22	-0,29	0,29
0,75	-2,91	-2,79	-1,26	-1,29	-0,28	-0,20	-0,17	0,12
1,5	-2,45	-2,22	-1,43	-1,48	-0,33	-0,18	-0,07	-0,03
2,25	-2,10	-1,76	-1,56	-1,64	-0,38	-0,15	-0,01	-0,14
3	-1,84	-1,40	-1,66	-1,76	-0,42	-0,11	-0,03	-0,22
3,75	-1,68	-1,15	-1,72	-1,86	-0,45	-0,06	-0,05	-0,27
4,5	-4,89	-4,27	-1,82	-1,98	-0,75	-0,29	-0,15	-0,11
5,25	-4,94	-4,23	-1,82	-2,01	-0,76	-0,23	0,19	-0,10
6	-5,08	-4,30	-1,78	-2,00	-0,77	-0,16	0,26	-0,07
6,75	-5,32	-4,47	-1,72	-1,97	-0,77	-0,09	0,36	0,00
7,5	-5,67	-4,75	-1,62	-1,90	-0,75	0,00	0,48	0,09
8,25	-6,11	-5,13	-1,48	-1,80	-0,74	0,09	0,63	0,22
9	-6,65	-5,61	-1,32	-1,66	-0,71	0,18	-0,81	-0,37
9,75	-7,30	-6,20	-1,12	-1,50	-0,68	0,29	-1,01	-0,55
10,5	-8,04	-6,89	-0,89	-1,30	-0,63	0,40	-1,24	-0,76
11,25	-4,45	-3,25	-3,29	-3,73	-2,44	-1,33	-1,49	-2,00
12	-5,15	-3,89	-3,55	-4,03	-2,81	-1,63	-1,76	-2,29
12,75	-6,09	-4,76	-3,35	-3,86	-2,73	-1,48	-1,41	-1,97
13,5	-7,15	-5,71	-3,12	-3,66	-2,65	-1,33	-1,03	-1,63
14,25	-8,31	-6,77	-2,86	-3,42	-2,56	-1,16	-0,61	-1,26
15	-9,31	-7,65	-2,46	-3,04	-2,38	-0,90	-0,09	-0,79

Na secção *Anexos*, referentes a este cálculo, pode observar-se com maior detalhe a sua metodologia de cálculo sendo que para a redistribuição de esforços foram contabilizadas 70% das tensões que resultariam se a estrutura fosse construída numa única fase e 30% do somatório das tensões das diferentes fases.

2.5. Verificação da Segurança em relação aos E.L. Últimos

2.5.1. Condições Gerais

A verificação da segurança em termos de esforços, consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

Com:

S_d – Valor de cálculo do esforço actuante

R_d – Valor de cálculo do esforço resistente

A verificação da segurança foi efectuada em relação a secções espaçadas de 0,75m entre si para o vão extremo e 1,25 para o vão central, tendo especial atenção nos apoios, onde se verificam momentos negativos máximos; no meio-vão, onde existem os maiores momentos positivos; e nas secções de transição de pré-esforço.

A passagem superior é composta por elementos pré-fabricados e elementos betonados *in-situ*, deste modo o processo construtivo dá-se em várias fases. Devido a esta necessidade e à existência de betões de idades diferente na estrutura, é correcto fazer-se uma redistribuição de esforços.

O cálculo dos momentos com a redistribuição devia à fluência pode ser feito simplificadaamente pela expressão seguinte:

$$M_{\text{total}} = (1-\Delta) \cdot \sum M_{\text{fases}} + \Delta \cdot M_{\text{fase única}} \Leftrightarrow M_{\text{total}} = \sum M_{\text{fases}} + (M_{\text{fase única}} + M_{\text{fases}}) \cdot \Delta$$

$$\Delta = \frac{\varphi}{1 + \rho\varphi} = \frac{2,5}{1 + 1 \cdot 2,5} = 0,714 \rightarrow 70\% \quad \varphi = \text{coeficiente de fluência};$$

$$\rho = \text{factor de relaxação}$$

Deste modo:

$$M_{\text{total}} = 30\% \cdot \sum M_{\text{fases}} + 70\% \cdot M_{\text{fase única}}$$

2.5.2. Esforço de Flexão

2.5.2.1. Esforços Actuantes

Tal como para o estudo dos estados limites de utilização, também aqui se apresentam os esforços que chegam à estrutura por intermédio das várias acções a que a obra de arte está sujeita. O *Quadro 1.8* apresenta esses valores tanto para o vão central como para o vão extremo.

Quadro 1.8 – Esforços Actuantes nas Vigas do Vão Central (E.L.Último)

Nó	L	CP Final	PE Cont	PE Viga	RCP	RET +	RET	Envolvente SC	
		Too	Too	Too	Too	FLU	Diferenc.	M(+)	M(-)
		M	M	M	M	M [KNm]	M [KNm]	[KNm]	[KNm]
1	0,00	-1077,92	-366,94	505,23	-496,06	79,56	4,56	117,28	-1050,61
2	1,25	-664,03	-366,94	505,23	-343,91	79,56	4,56	208,54	-776,37
3	2,50	-299,69	-366,66	505,49	-208,76	85,09	-39,26	208,54	-531,07
4	3,75	23,50	-366,66	505,49	-88,64	85,09	-39,26	289,32	-329,01
5	5,00	303,87	-366,66	505,49	15,46	85,09	-39,26	387,53	-190,60
6	6,25	541,42	-366,67	505,49	103,55	85,09	-39,26	500,10	-138,19
7	7,50	736,72	-367,11	505,49	175,62	85,09	-39,26	620,79	-117,47
8	8,75	888,01	-367,12	505,49	231,67	85,09	-39,26	727,61	-109,53
9	10,00	996,06	-367,12	505,49	271,71	85,09	-39,26	806,01	-102,18
10	11,25	1060,89	-367,12	505,49	295,73	85,09	-39,26	853,74	-94,84
11	12,50	1082,48	-367,12	505,49	303,74	85,09	-39,26	869,76	-87,51
12	13,75	1060,85	-367,12	505,49	295,73	85,09	-39,26	853,74	-94,84
13	15,00	995,98	-367,12	505,49	271,71	85,09	-39,26	806,01	-102,18
14	16,25	887,89	-367,12	505,49	231,67	85,09	-39,26	727,61	-109,53
15	17,50	736,57	-367,12	505,49	175,62	85,09	-39,26	620,79	-117,47
16	18,75	542,01	-366,68	505,49	103,55	85,09	-39,26	500,10	-138,19
17	20,00	303,63	-366,68	505,49	15,46	85,09	-39,26	387,53	-190,60
18	21,25	23,23	-366,68	505,49	-88,64	85,09	-39,26	289,32	-329,01
19	22,50	-300,01	-366,68	505,49	-208,76	85,09	-39,26	208,54	-531,07
20	23,75	-666,07	-366,68	505,49	-344,89	85,09	-39,26	146,73	-776,37
21	25,00	-1078,31	-366,96	505,23	-496,06	79,56	4,56	117,28	-1050,61

Quadro I.9 – Esforços Actuantes nas Vigas do Vão Extremo (E.L.Último)

Nó	L	CP Final	PE Cont	PE Viga	RCP Too	RET +	RET	Envolvente SC	
		Too	Too	Too	Too	FLU	Diferenc.	M(+)	M(-)
		M	M	M	M	M [KNm]	M [KNm]	[KNm]	[KNm]
1	0,00	0,00	0,00	-90,41	0,00	0,00	300,21	0,00	0,00
2	0,75	97,02	-18,59	-60,29	35,28	-10,76	282,41	146,87	-22,22
3	1,50	179,67	-37,18	-30,16	64,80	-21,51	264,61	274,06	-44,44
4	2,25	246,76	-55,77	-0,03	88,55	-32,27	246,81	381,72	-66,67
5	3,00	298,28	-74,35	30,10	106,53	-43,03	229,01	470,13	-88,89
6	3,75	334,24	-92,94	60,22	118,75	-53,78	211,21	539,63	-111,11
7	4,50	354,64	-111,53	90,35	125,20	-64,54	193,40	590,68	-133,33
8	5,25	359,47	-130,12	120,48	125,89	-75,30	175,60	623,84	-155,55
9	6,00	348,74	-148,71	150,61	120,81	-86,05	157,80	639,79	-177,77
10	6,75	322,45	-167,30	180,73	109,96	-96,81	140,00	639,28	-200,00
11	7,50	280,60	-185,89	210,86	93,35	-107,57	122,20	623,20	-222,22
12	8,25	223,18	-204,47	240,99	70,98	-118,32	104,40	592,51	-244,44
13	9,00	150,20	-223,06	271,12	42,84	-129,08	86,60	548,26	-266,66
14	9,75	61,66	-241,65	301,24	8,93	-139,84	68,80	491,66	-288,88
15	10,50	-42,45	-260,24	331,37	-30,74	-150,59	51,00	423,97	-311,11
16	11,25	-162,12	-278,64	361,50	-76,18	-161,35	33,20	351,30	-338,05
17	12,00	-297,28	-297,23	391,63	-127,39	-172,11	15,40	285,58	-380,18
18	12,75	-447,85	-315,82	421,75	-184,35	-182,86	-2,40	227,58	-436,66
19	13,50	-613,84	-334,41	451,88	-247,09	-193,62	-20,21	177,16	-505,67
20	14,25	-795,25	-353,00	482,01	-315,59	-204,38	-38,01	134,45	-624,41
21	15,00	-993,89	-371,58	512,14	-389,86	-215,13	-11,50	121,79	-774,31

Para a verificação dos estados limites últimos não é considerada a acção da temperatura diferencial, uma vez que para este panorama a estrutura encontra-se de tal forma fendilhada que ocorre também uma drástica redução da sua rigidez. Como a acção da temperatura depende do produto EI – e este é agora reduzido, então a influência desta acção torna-se desprezável.

A combinação fundamental de acções baseia-se na seguinte expressão:

$$S_d = 1,35/1,0 \times (PP) + 1,5/1,0 \times (RCP) + 1,2/1,0 \times (PEViga + PECont) + 1,5/0 \times ((RET + FLU) + RETDif) + 1,5 \times (Envolvente SC's Rodoviárias)$$

2.5.2.2. Esforços Resistente

A armadura longitudinal de flexão que constitui cada uma das 7 vigas de que é feito o tabuleiro, está sintetizada nos *Quadros I.10 e I.11* que a seguir se apresentam:

Quadro I.10 – Armadura Longitudinal nas Vigas do Vão Central

Nó	L (m)	Armadura Longitudinal		Armadura de P.E.Viga (cordões c/ 1,5cm ²)		Armadura de P.E.Cont. (cordões c/ 1,4cm ²)
		Nº Varões Superiores	Nº Varões Inferiores	Superior	Inferior	Superior
1	0	11 φ 10	5 φ 16	3	6	2 cabos c/ 7 cordões
2	1,25	11 φ 10	5 φ 16	3	6	2 cabos c/ 7 cordões
3	2,5	11 φ 10	5 φ 16	3	6	2 cabos c/ 7 cordões
4	3,75	11 φ 10	5 φ 16	3	10	2 cabos c/ 7 cordões
5	5	11 φ 10	5 φ 16	3	10	2 cabos c/ 7 cordões
6	6,25	11 φ 10	5 φ 16	3	10	2 cabos c/ 7 cordões
7	7,5	11 φ 10	5 φ 16	3	14	0
8	8,75	11 φ 10	5 φ 16	3	14	0
9	10	11 φ 10	5 φ 16	3	14	0
10	11,25	11 φ 10	5 φ 16	3	14	0
11	12,5	11 φ 10	5 φ 16	3	14	0
12	13,75	11 φ 10	5 φ 16	3	14	0
13	15	11 φ 10	5 φ 16	3	14	0
14	16,25	11 φ 10	5 φ 16	3	14	0
15	17,5	11 φ 10	5 φ 16	3	14	0
16	18,75	11 φ 10	5 φ 16	3	10	2 cabos c/ 7 cordões
17	20	11 φ 10	5 φ 16	3	10	2 cabos c/ 7 cordões
18	21,25	11 φ 10	5 φ 16	3	10	2 cabos c/ 7 cordões
19	22,5	11 φ 10	5 φ 16	3	6	2 cabos c/ 7 cordões
20	23,75	11 φ 10	5 φ 16	3	6	2 cabos c/ 7 cordões
21	25	11 φ 10	5 φ 16	3	6	2 cabos c/ 7 cordões

Quadro I.11 – Armadura Longitudinal nas Vigas do Vão Extremo

Nó	L (m)	Armadura Longitudinal		Armadura de P.E.Viga (cordões c/ 1,5cm ²)		Armadura de P.E.Cont. (cordões c/ 1,4cm ²)
		Nº Varões Superiores	Nº Varões Inferiores	Superior	Inferior	Superior
1	0	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	0
2	0,75	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	0
3	1,5	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	0
4	2,25	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	0
5	3	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	0
6	3,75	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	0
7	4,5	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	8	0
8	5,25	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	8	0
9	6	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	8	0
10	6,75	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	8	0
11	7,5	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	8	0
12	8,25	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	8	0
13	9	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	8	0
14	9,75	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	8	0
15	10,5	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	8	0
16	11,25	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	2 cabos c/ 7 cordões
17	12	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	2 cabos c/ 7 cordões
18	12,75	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	2 cabos c/ 7 cordões
19	13,5	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	2 cabos c/ 7 cordões
20	14,25	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	2 cabos c/ 7 cordões
21	15	11 ϕ 10	5 ϕ 16	2	4	2 cabos c/ 7 cordões

Para a determinação do esforço resistente, não vão ser contabilizadas as armaduras passivas da laje de compressão. Esta medida foi tomada no sentido de simplificação dos cálculos, uma vez que constitui uma forma de dimensionamento pelo lado da segurança.

O método de cálculo do esforço resistente faz-se pelo tradicional equilíbrio de forças de tracção e compressão, na secção a considerar.

O resultado da combinação fundamental de acções é comparado com o esforço resistente, para cada secção. Esses valores figuram no *Quadro I.12*.

Quadro I.12 – Comparação: Combinação Fundamental vs. Esforço Resistente

L	Comb. Fundamental		Esforços Resistentes	
	M máx (KNm)	M min (KNm)	Mrd (+) (KNm)	Mrd (-) (KNm)
0	-1033	-3710	2416	-4200
1,25	-330	-2512	2416	-4200
2,5	172	-1508	2416	-4200
3,75	745	-596	3521	-4200
5	1382	40	3521	-4200
6,25	2004	444	3521	-4200
7,5	2556	742	4505	-1036
8,75	3005	961	4505	-1036
10	3328	1121	4505	-1036
11,25	3524	1220	4505	-1036
12,5	3589	1261	4505	-1036
13,75	3523	1220	4505	-1036
15	3328	1120	4505	-1036
16,25	3005	961	4505	-1036
17,5	2556	742	4505	-1036
18,75	2005	445	3521	-4200
20	1382	40	3521	-4200
21,25	744	-597	3521	-4200
22,5	172	-1508	2416	-4200
23,75	-423	-2575	2416	-4200
25	-1033	-3711	2416	-4200

L	Comb. Fundamental		Esforços Resistentes	
	M máx (KNm)	M min (KNm)	Mrd (+) (KNm)	Mrd (-) (KNm)
0	360	-108	1816	-827
0,75	733	4	1816	-827
1,5	1048	97	1816	-827
2,25	1305	168	1816	-827
3	1508	212	1816	-827
3,75	1654	235	1816	-827
4,5	1743	236	2890	-827
5,25	1775	216	2890	-827
6	1751	175	2890	-827
6,75	1674	112	2890	-827
7,5	1543	28	2890	-827
8,25	1360	-77	2890	-827
9	1128	-204	2890	-827
9,75	847	-351	2890	-827
10,5	551	-551	2890	-827
11,25	252	-813	1816	-4028
12	-59	-1128	1816	-4028
12,75	-375	-1497	1816	-4028
13,5	-678	-1938	1816	-4028
14,25	-990	-2482	1816	-4028
15	-1281	-3039	1816	-4028

Está verificado o estado limite último de resistência à flexão dado que para cada secção, o valor de cálculo dos momentos actuantes é sempre inferior ao valor de cálculo dos momentos resistentes. Pode constatar-se também nos anexos respeitantes a esta verificação, que os diagramas de momentos flectores actuantes, se encontram dentro da envolvente do diagrama de momentos resistentes.

2.5.3. Esforço Transverso

A presente obra de arte é constituída por vigas pré-fabricadas, que durante uma primeira fase do processo construtivo são simplesmente apoiadas, passando a encastradas no decorrer da obra. Fazem sentir-se nas vigas momentos torsores, que são tidos em conta na análise conjunta com o esforço transverso.

2.5.3.1. Esforço Actuante

Nos *Quadros I.13* e *I.14* apresentam-se respectivamente, os esforços actuantes para o vão central e extremo.

Quadro I.13 – Esforços Actuantes nas Vigas do Vão Central (E.L. Último)

Nó	L	CP Final	PE Cont	PE Viga	RCP Too	RET +	RET	Envolvente SC	
		Too	Too	Too		FLU	Diferenc.	V(+)	V(-)
		V [KN]	V [KN]	V [KN]	V [KN]	V [KN]	V [KN]	V(+)	V(-)
1	0,00	352,26	0,00	0,00	128,13	0,00	0,00	-11,80	285,80
2	1,25	309,95	0,00	0,00	115,31	0,00	0,00	-12,08	264,05
3	2,50	275,68	0,00	0,00	102,50	0,00	0,00	-15,34	247,20
4	3,75	241,42	0,00	0,00	89,69	0,00	0,00	-21,44	229,50
5	5,00	207,16	0,00	0,00	76,88	0,00	0,00	-29,03	211,22
6	6,25	172,90	0,00	0,00	64,06	0,00	0,00	-38,08	192,62
7	7,50	138,32	0,00	0,00	51,25	0,00	0,00	-48,56	173,96
8	8,75	103,74	0,00	0,00	38,44	0,00	0,00	-60,38	155,47
9	10,00	69,15	0,00	0,00	25,63	0,00	0,00	-73,48	137,36
10	11,25	34,57	0,00	0,00	12,81	0,00	0,00	-87,75	119,84
11	12,50	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-103,09	103,09
12	13,75	-34,60	0,00	0,00	-12,81	0,00	0,00	-119,84	87,75
13	15,00	-69,18	0,00	0,00	-25,63	0,00	0,00	-137,36	73,48
14	16,25	-103,77	0,00	0,00	-38,44	0,00	0,00	-155,47	60,38
15	17,50	-138,35	0,00	0,00	-51,25	0,00	0,00	-173,96	48,56
16	18,75	-172,94	0,00	0,00	-64,06	0,00	0,00	-192,62	38,08
17	20,00	-207,20	0,00	0,00	-76,88	0,00	0,00	-211,22	29,03
18	21,25	-241,46	0,00	0,00	-89,69	0,00	0,00	-229,50	21,44
19	22,50	-275,72	0,00	0,00	-102,50	0,00	0,00	-247,20	15,34
20	23,75	-309,98	0,00	0,00	-115,31	0,00	0,00	-264,05	12,08
21	25,00	-352,30	0,00	0,00	-128,13	0,00	0,00	-285,79	11,80

Quadro I.14 – Esforços Actuantes nas Vigas do Vão Extremo (E.L. Último)

Nó	L	CP Final	PE Cont	PE Viga	RCP Too	RET +	RET	Envolvente SC	
		Too	Too	Too		FLU	Diferenc.	V(+)	V(-)
		V [KN]	V [KN]	V [KN]	V [KN]	V [KN]	V [KN]	V(+)	V(-)
1	0	138,16	-24,79	40,17	50,89	-14,34	-23,73	-29,63	208,94
2	0,75	120,57	-24,79	40,17	43,20	-14,34	-23,73	-29,91	191,98
3	1,5	99,82	-24,79	40,17	35,51	-14,34	-23,73	-36,41	175,59
4	2,25	79,07	-24,79	40,17	27,82	-14,34	-23,73	-47,18	159,83
5	3	58,32	-24,79	40,17	20,14	-14,34	-23,73	-58,40	144,74
6	3,75	37,57	-24,79	40,17	12,45	-14,34	-23,73	-70,00	130,32
7	4,5	16,82	-24,79	40,17	4,76	-14,34	-23,73	-81,93	116,62
8	5,25	-3,93	-24,79	40,17	-2,93	-14,34	-23,73	-94,15	103,65
9	6	-24,68	-24,79	40,17	-10,62	-14,34	-23,73	-106,59	91,42
10	6,75	-45,43	-24,79	40,17	-18,30	-14,34	-23,73	-119,21	79,96
11	7,5	-66,18	-24,79	40,17	-25,99	-14,34	-23,73	-131,92	69,28
12	8,25	-86,93	-24,79	40,17	-33,68	-14,34	-23,73	-144,69	59,39
13	9	-107,68	-24,79	40,17	-41,37	-14,34	-23,73	-157,42	50,29
14	9,75	-128,43	-24,79	40,17	-49,05	-14,34	-23,73	-170,07	41,99
15	10,5	-149,18	-24,79	40,17	-56,74	-14,34	-23,73	-182,56	34,50
16	11,25	-169,93	-24,79	40,17	-64,43	-14,34	-23,73	-194,81	27,82
17	12	-190,49	-24,79	40,17	-72,12	-14,34	-23,73	-206,75	21,95
18	12,75	-211,05	-24,79	40,17	-79,80	-14,34	-23,73	-218,30	16,88
19	13,5	-231,60	-24,79	40,17	-87,49	-14,34	-23,73	-229,39	12,61
20	14,25	-252,16	-24,79	40,17	-95,18	-14,34	-23,73	-239,93	9,13
21	15	-277,55	-24,79	40,17	-102,87	-14,34	-23,73	-255,83	7,67

Mais uma vez, a acção da temperatura não é contabilizada na análise, pelas mesmas razões que já foram mencionadas aquando da verificação dos estados limites últimos de flexão.

A combinação fundamental de acções baseia-se na seguinte expressão:

$$\bullet S_a = 1,35/1,0 \times (PP) + 1,5/1,0 \times (RCP) + 1,2/1,0 \times (PEViga + PECont) + 1,5/0 \times ((RET + FLU) + RETDif) + 1,5 \times (Envolvente SC's Rodoviárias)$$

2.5.3.2. Esforço Resistente

A secção da Viga 110 VTS não é constante ao longo do seu comprimento, uma vez que a largura efectiva b_w por onde se dá o fluxo de corte apresenta diferentes medidas. Deste modo, foi determinado o esforço resistente máximo para as configurações (3) e (4) mencionadas no ponto 2.2. – *Características da Viga 110 VTS.*

$$\text{Betão C45/55} \rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 30 \text{ MPa} \rightarrow 30 \times 10^3 \text{ KPa}$$

Segundo a clausula 6.2.2(6) do EC2, o factor v que pretende simular a redução da resistência do betão para ter em conta o facto de se tratar de betão com fissuras de esforço transversal, é dado pela expressão:

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{45}{250}\right) = 0,492$$

Adoptou-se uma inclinação das bielas, θ , igual a 30° , que os estribos fazem um ângulo de 90° com o eixo da viga, e por isso a segurança ao estado limite de esforço transversal é satisfeita quando se verificam simultaneamente as seguintes condições:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{sd}}{(0,9 \times d) \times f_{syd} \times \cot \theta} \quad (\text{Segurança pelas Armaduras Eq. A. 1})$$

$$V_{sd} \leq \frac{\alpha \times v \times f_{cd} \times b_w \times (0,9 \times d)}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (\text{Segurança pelo Betão Eq. A. 2})$$

No limite $V_{sd} = V_{Rd}$

De acordo com o EC2, o factor α_c (que pretende traduzir a influência de eventuais esforços normais de compressão) é sempre igual ou superior a 1, pelo que ao tomar $\alpha_c = 1$ estaremos do lado da segurança.

- Determinação do $V_{Rd,max}$ para a Configuração (3) – $b_w = 0,15 \text{ m}$:

$$V_{Rd} = \frac{\alpha \times v \times f_{cd} \times b_w \times (0,9 \times d)}{\cot \theta + \tan \theta} = 1156 \text{ KN}$$

- Determinação do $V_{Rd,max}$ para a Configuração (4) – $b_w = 0,63 \text{ m}$:

$$V_{Rd} = \frac{\alpha \times v \times f_{cd} \times b_w \times (0,9 \times d)}{\cot \theta + \tan \theta} = 4856 \text{ KN}$$

O *Quadro I.15* apresenta os valores de esforço transversal actuante que resultam da combinação fundamental, em comparação com o esforço transversal resistente. Consta-se que a resistência a este esforço de corte está garantida.

Quadro I.15 – Comparação: Combinação Fundamental vs. Esforço Resistente Máximo

L	Viga Central		
	V (+) [KN]	V (-) [KN]	Vrd,max [KN]
0	650,04	909,08	4856
1,25	573,27	821,33	4856
2,5	502,92	748,99	1156
3,75	428,30	675,36	1156
5	351,44	600,86	1156
6,25	272,39	525,90	1156
7,5	190,77	450,51	1156
8,75	107,13	375,37	1156
10	21,58	300,82	1156
11,25	-65,74	227,14	1156
12,5	-154,66	154,62	1156
13,75	-227,17	65,70	1156
15	-300,85	-21,62	1156
16,25	-375,41	-107,18	1156
17,5	-450,54	-190,82	1156
18,75	-525,93	-272,43	1156
20	-600,90	-351,48	1156
21,25	-675,39	-428,34	1156
22,5	-749,02	-502,96	1156
23,75	-821,36	-573,31	4856
25	-909,11	-650,09	4856

L	Viga Extrema		
	V (+) [KN]	V (-) [KN]	Vrd,max [KN]
0	220,31	477,3	4856
0,75	184,61	426,6	4856
1,5	135,32	373,5	1156
2,25	79,61	321,5	1156
3	23,25	270,4	1156
3,75	-33,70	220,3	1156
4,5	-91,14	171,3	1156
5,25	-146,17	120,6	1156
6	-193,28	62,7	1156
6,75	-240,64	6,0	1156
7,5	-288,15	-49,6	1156
8,25	-335,73	-104,0	1156
9	-383,27	-157,2	1156
9,75	-430,68	-209,1	1156
10,5	-477,85	-259,9	1156
11,25	-524,67	-309,5	1156
12	-570,82	-357,6	1156
12,75	-616,40	-404,5	1156
13,5	-661,27	-450,2	1156
14,25	-705,33	-494,7	4856
15	-762,25	-542,7	4856

2.5.3.3. Fluxo de Corte

Derivado à acção de esforço transverso, momento flector e momento torsor, existe na estrutura um fluxo de corte, que é dado pela Eq. A.3, sendo a armadura necessária, dimensionada através da Eq. A.4.

$$v_{sd} = \frac{1}{2} \left(\frac{V_{sd}}{z} + \frac{M_{sd}}{z^2} i \right) + \frac{T_{sd}}{2A_0} \quad \text{Eq. A. 3} \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{v_{sd}}{f_{syd} \times \cot \theta} \quad \text{Eq. A. 4}$$

= 0 (porque a peça é linear e a inclinação i , não existe)

Nos Quadros I.16 e I.17 apresentam-se os resultados das Eq.A.3 e A.4, bem como a armadura adoptada.

Quadro I.16 – Fluxo de Corte e Armadura Final para Vigas do Vão Central

L	Fluxo de Corte vsd		Max F.Corte	As de Cálculo [cm ² /m]	2 ramos [cm ² /m]	As Final	As Adoptado [cm ² /m]
0	371,85	377,69	377,69	5,02	2,51	2,51	φ 12 // 0,20 m
1,25	332,11	341,93	341,93	4,54	2,27	2,27	
2,5	295,49	314,82	314,82	4,18	2,09	2,09	
3,75	257,37	287,44	287,44	3,82	1,91	1,91	
5	218,61	259,98	259,98	3,45	1,73	1,73	
6,25	179,19	232,59	232,59	3,09	1,54	1,61	φ 10 // 0,20 m
7,5	138,98	205,29	205,29	2,73	1,36	1,61	
8,75	98,18	178,36	178,36	2,37	1,18	1,61	
10	56,86	151,94	151,94	2,02	1,01	1,61	
11,25	69,58	126,15	126,15	1,68	0,84	1,61	
12,5	101,12	101,11	101,12	1,34	0,67	1,61	
13,75	126,16	69,56	126,16	1,68	0,84	1,61	
15	151,96	56,88	151,96	2,02	1,01	1,61	
16,25	178,38	98,20	178,38	2,37	1,18	1,61	
17,5	205,31	139,00	205,31	2,73	1,36	1,61	
18,75	232,61	179,21	232,61	3,09	1,54	1,61	φ 12 // 0,20 m
20	260,00	218,63	260,00	3,45	1,73	1,73	
21,25	287,46	257,39	287,46	3,82	1,91	1,91	
22,5	314,83	295,51	314,83	4,18	2,09	2,09	
23,75	341,94	332,13	341,94	4,54	2,27	2,27	
25	377,70	371,87	377,70	5,02	2,51	2,51	

Quadro I.17 – Fluxo de Corte e Armadura Final para Vigas do Vão Extremo

L	Fluxo de Corte vsd		Max F.Corte	As de Cálculo [cm ² /m]	2 ramos [cm ² /m]	As Final	As Adoptado [cm ² /m]	
0	91,34	197,88	197,88	2,63	1,31	1,61	φ 10 // 0,20 m	
0,75	76,54	229,59	229,59	3,05	1,52	1,61		
1,5	56,10	210,60	210,60	2,80	1,40	1,61		
2,25	33,01	191,99	191,99	2,55	1,27	1,61		
3	9,64	173,80	173,80	2,31	1,15	1,61		
3,75	13,97	165,45	165,45	2,20	1,10	1,61		
4,5	37,79	145,14	145,14	1,93	0,96	1,61		
5,25	60,60	124,11	124,11	1,65	0,82	1,61		
6	80,13	100,11	100,11	1,33	0,66	1,61		
6,75	99,77	79,11	99,77	1,32	0,66	1,61		
7,5	119,47	100,17	119,47	1,59	0,79	1,61		
8,25	139,19	125,70	139,19	1,85	0,92	1,61		
9	158,90	150,74	158,90	2,11	1,06	1,61		
9,75	178,56	175,28	178,56	2,37	1,19	1,61		
10,5	198,11	199,32	199,32	2,65	1,32	1,61		
11,25	217,52	222,85	222,85	2,96	1,48	1,61		
12	236,66	245,78	245,78	3,26	1,63	1,63		φ 12 // 0,20 m
12,75	255,55	268,20	268,20	3,56	1,78	1,78		
13,5	274,16	289,77	289,77	3,85	1,92	1,92		
14,25	292,42	311,57	311,57	4,14	2,07	2,07		
15	316,02	336,64	336,64	4,47	2,24	2,24		

A verificação do esforço transversal pelo lado da resistência do betão, está assim conseguida. Este tipo de esforço pode provocar na estrutura, rotura sem aviso prévio. Deste modo, a quantidade de armadura adoptada excede ligeiramente o estritamente necessário, e assim actua-se pelo lado da segurança – garantindo que esta se encontra devidamente resistente à acção do esforço transversal.

De acordo com o enunciado no ponto 2.5.3.2. *Esforço Resistente*, resta verificar se a segurança ao esforço transversal está satisfeita pela Eq.A.2. Os valores da 5ª coluna - *As Cálculo* dos Quadros I.16 e I.17 são comparados com o Quadro I.18.

Quadro I.18 – Verificação da Segurança pela Resistência das Armaduras

Asw/s [cm ² /m]	Verificação pelas Arm's	Asw/s [cm ² /m]	Verificação pelas Arm's
4,16	OK!	2,18	OK!
3,76	OK!	2,53	OK!
3,47	OK!	2,32	OK!
3,16	OK!	2,11	OK!
2,86	OK!	1,91	OK!
2,56	OK!	1,82	OK!
2,26	OK!	1,60	OK!
1,96	OK!	1,37	OK!
1,67	OK!	1,10	OK!
1,39	OK!	1,10	OK!
1,11	OK!	1,32	OK!
1,39	OK!	1,53	OK!
1,67	OK!	1,75	OK!
1,96	OK!	1,97	OK!
2,26	OK!	2,19	OK!
2,56	OK!	2,45	OK!
2,86	OK!	2,71	OK!
3,17	OK!	2,95	OK!
3,47	OK!	3,19	OK!
3,77	OK!	3,43	OK!
4,16	OK!	3,71	OK!

Está desta forma satisfeita a Eq.A.2, e garantida a verificação da resistência ao esforço transversal, na sua totalidade.

3. Verificação da Segurança na Direcção Transversal

3.1. Considerações Gerais

A análise transversal recai sobre a verificação da segurança do banzo superior das vigas extremas, que numa primeira fase estão sujeitas ao peso do betão fresco para a construção da laje de compressão, e numa segunda fase, sujeitas às acções sobre os passeios e seus elementos integrantes. É analisada também a influência de um alinhamento de rodas do veículo tipo na posição mais desfavorável como se mostra mais à frente.

3.2. Esforços Actuantes

A. Combinação 1 – Consola em Fase Inicial

A presente combinação surge no âmbito da verificação da segurança da consola na Fase 4 do faseamento construtivo. A Figura 1.6, representa o esquema utilizado para o processo de cálculo.

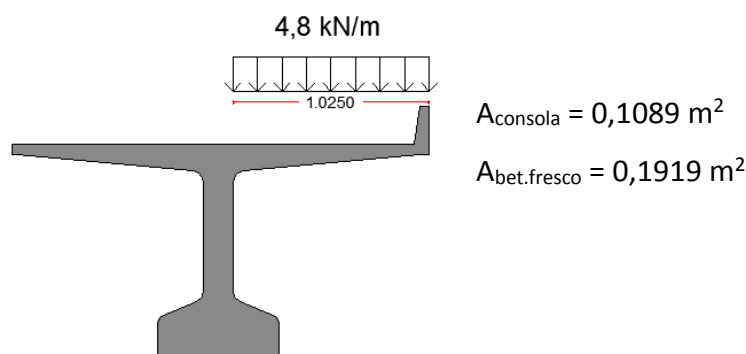


Figura 1.6 – Esquema de Cálculo na Fase Inicial

$$F_{PP} = \gamma_b \times A_{consola} = 2,72 \text{ kN/m} \quad b = 0,513\text{m} \quad M_{PP} = 1,40 \text{ kNm/m}$$

$$F_{Bet.Fresco} = \gamma_b \times A_{bet.fresco} = 4,80 \text{ kN/m} \quad b = 0,513\text{m} \quad M_{BF} = 2,46 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Sd} = 1,35 \times 1,40 + 1,5 \times 2,46 = 5,57 \text{ kNm/m}$$

B. Combinação 2 – Consola em Fase Final

A combinação 2 representa a fase de exploração. Segundo o RSA Artigo 44.º, “nos passeios das pontes rodoviárias deve considerar-se a actuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída ou de uma sobrecarga concentrada, conforme for mais desfavorável, cujos valores característicos são respectivamente, 3 kN/m² e 20 kN”, como se demonstra na Figura 1.7.

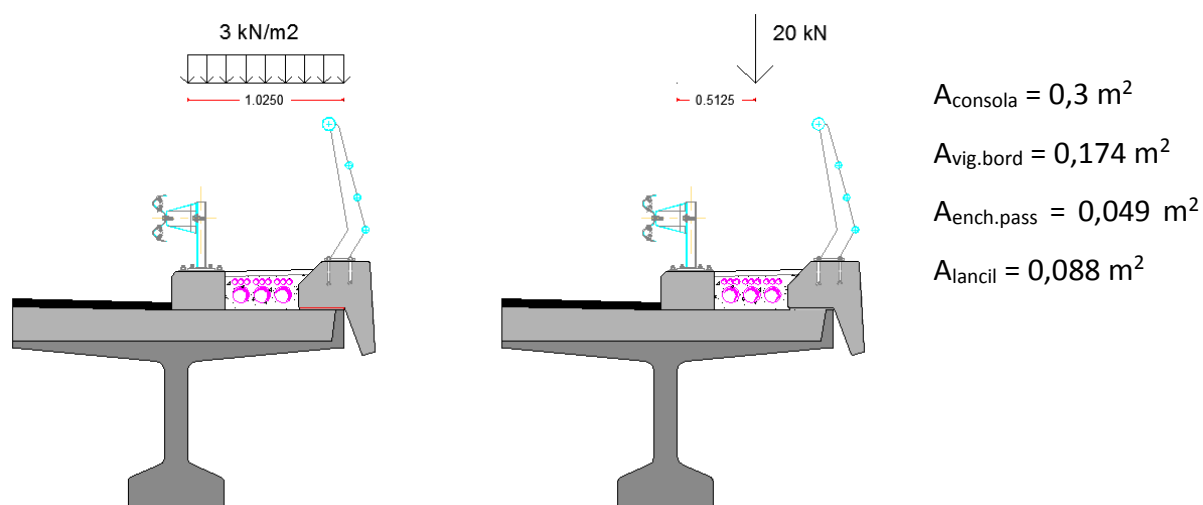


Figura 1.7 – Esboço de Cálculo na Fase Final

$$F_{PP} = 7,52 \text{ kN/m}$$

$$b = 0,513 \text{ m}$$

$$M_{PP} = 3,85 \text{ kNm/m}$$

$$F_{VIG.BORD} = 4,35 \text{ kN/m}$$

$$b = 1,098 \text{ m}$$

$$M_{VIG.BORD} = 4,77 \text{ kNm/m}$$

$$F_{ENCH.PASS} = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$b = 0,574 \text{ m}$$

$$M_{ENCH.PASS} = 0,98 \text{ kNm/m}$$

$$F_{LANCIL} = 2,19 \text{ kN/m}$$

$$b = 0,147 \text{ m}$$

$$M_{LANCIL} = 0,32 \text{ kNm/m}$$

$$F_{GUARD.SEG.} = 1,00 \text{ kN/m}$$

$$b = 0,166 \text{ m}$$

$$M_{GUARD.SEG.} = 0,17 \text{ kNm/m}$$

$$F_{GUARD.CORPOS} = 1,00 \text{ kN/m}$$

$$b = 1,074 \text{ m}$$

$$M_{GUARD.CORPOS} = 1,07 \text{ kNm/m}$$

$$M_{SC.UNIF.DIST} = 3 \text{ kN/m}^2 \times \frac{1,025^2}{2} = 1,58 \text{ kNm/m}$$

$$M_{SC.CONCENT} = \frac{PL}{2L} = \frac{20}{2} = 10 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Sd} = 1,35 \times 3,85 + 1,5 \times (4,77 + 0,98 + 0,32 + 0,17 + 1,07 + 10) = 31,18 \text{ kNm/m}$$

C. Combinação 3 – Veículo Tipo

Como a consola é muito pequena não foi contabilizada na combinação 2 a influencia deste esforço, todavia, qualquer um dos restantes banzos pode estar sujeito a esta acção, sendo a disposição de um dos alinhamentos de 3 rodas da mesma acção apresentada na Figura 1.8, segundo uma perspectiva transversal. Foi utilizado o ábaco $m5,x$ de superfícies de influência que se encontra em anexo.

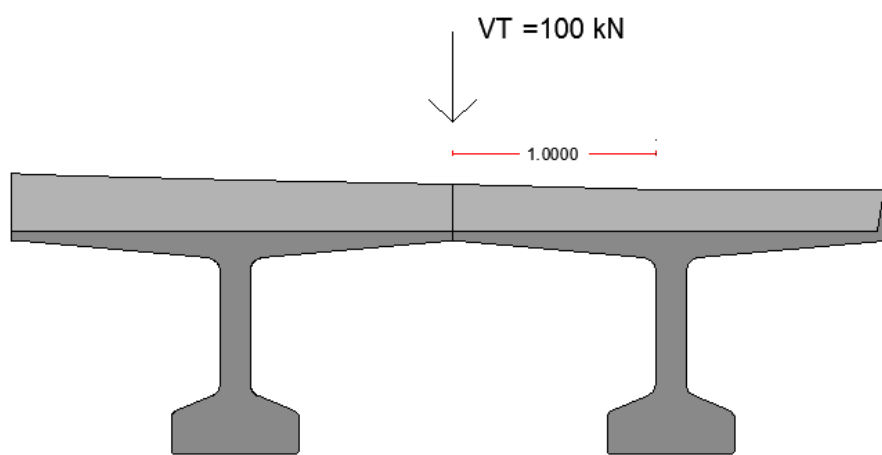


Figura 1.8 – Esboço de Cálculo na Análise do Veículo Tipo

$$F_{PP} = 7,52 \text{ kN/m} \qquad b = 0,513 \text{ m} \qquad M_{PP} = 3,85 \text{ kNm/m}$$

$$M_{VT}^{(-)} = 100 \times (0,25 + 2 \times 0,002)/2 = 12,7 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Sd} = 1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 12,7 = 24,25 \text{ kNm/m}$$

A combinação mais desfavorável e que é usada como base de cálculo é a 2. O betão e o aço são respectivamente C30/37 e A500.

$$M_{Sd} = 31,18 \text{ kNm}$$

$$d = 0,24 \text{ m}; \qquad \mu = 0,0271; \qquad A_{s, \text{min}} = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}; \qquad \omega = 0,0278; \qquad A_s = 3,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 12//0,20$$

CAPITULO 2 – Verificação da Segurança das Carlingas

4. Considerações Gerais

O tabuleiro da obra de arte, encontra-se ligado monoliticamente aos pilares por intermédio de carlingas, como já foi referido. Na zona dos encontros as carlingas encontram-se simplesmente apoiadas nos aparelhos de apoio. Este elemento estrutural sofre alterações relativas à sua geometria ao longo do faseamento construtivo da obra de arte, devendo-se esta particularidade às necessidades exigidas por esse mesmo processo de construção. Numa primeira fase, este elemento estrutural (tanto dos pilares como dos encontros) terá uma altura h reduzida, uma vez que nesta fase pretende-se apenas que Vigas 110 VTS do tabuleiro fiquem simplesmente apoiadas nas carlingas. Posteriormente, na fase que se construirá a restante parte da carlinga e esta adquirirá monolitismo com as vigas, observar-se-á a total altura deste elemento.

O dimensionamento das carlingas terá em atenção as particularidades acima referidas, e deste modo terá secções com dimensões de: 0,55x1,55 e 1,95x1,55 na fase inicial e final respectivamente, na zona dos pilares; 0,35x1,00 e 1,75x1,00 na fase inicial e final respectivamente, na zona dos encontros.

5. Quantificação das Acções

5.1. Fase Inicial

5.1.1. Peso Próprio

O peso próprio é determinado pelo produto de volume dos elementos pela massa volúmica do betão 25 kN/m³.

5.1.2. Betão Fresco

O betão fresco é considerado nesta fase como uma acção, uma vez que se contabiliza apenas o seu peso e não a sua resistência. A sua zona de aplicação far-se-á em toda a largura do tabuleiro e até 1/5 de vão (de cada vão – a partir do eixo dos pilares) na direcção longitudinal, incluindo a zona da carlinga – completando assim este elemento até à sua geometria final. Este passo destina-se à execução do pré-esforço de continuidade numa fase posterior.

5.1.3. Sobrecarga de Obra

A sobrecarga de obra é uma acção que se considera na fase inicial da construção, para contabilizar a presença de equipamentos em cima das vigas. Adoptou-se para essa acção uma carga distribuída por toda a área do tabuleiro, de 2 KN/m^2 .

5.2. Fase Final

5.2.1. Cargas Permanentes

As cargas permanentes, nomeadamente, o peso próprio e restantes cargas permanentes e são as consideradas na verificação do tabuleiro.

5.2.2. Pré-Esforço

As acções resultantes do pré-esforço de viga e pré-esforço de continuidade são as mesmas que se utilizou para dimensionar o tabuleiro.

5.2.3. Variação de Temperatura

Para o dimensionamento das carlingas foram consideradas as variações diferenciais de temperatura, uma vez que se trata de uma acção interna que gera sobre a estrutura esforços de natureza hiperestática.

De acordo com art.º17 do R.S.A., “as variações diferenciais de temperatura correspondem às variações rápidas da temperatura ambiente, características da evolução diária, originando gradientes térmicos na estrutura”.

São consideradas as seguintes variações térmicas:

- VDT = +10 °C (Aquecimento diurno)
- VDT = -5 °C (Arrefecimento nocturno)

Pelo Art.º17 do R.S.A., considera-se a variação uniforme de temperatura igual a $\pm 15^\circ\text{C}$.

No entanto, esta acção só não foi considerada na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, uma vez que nessa situação a rigidez da estrutural encontra-se severamente afectada devido a fenómenos de fendilhação, e por isso a variação de temperatura não constitui uma acção importante na verificação desse estado limite.

5.2.4. Sobrecargas Rodoviárias

5.2.4.1. Sobrecarga Linear e Uniformemente Distribuída

- Linear

$$Q_{SCL} = 50 \text{ KNm} \times 11\text{m} \text{ (largura de influência)} = 550 \text{ KN}$$

Equivalente a uma carga pontual no centro de cada secção transversal do tabuleiro.

- Uniformemente Distribuída

$$Q_{SCL} = 4 \text{ KN/m}^2 \times 11\text{m} \text{ (largura de influência)} = 44 \text{ KN/m}$$

5.2.4.2. Força de Frenagem

Para se ter em conta os efeitos resultantes das variações de velocidade dos veículos, segundo o artigo 43º do RSA, “devem considerar-se forças longitudinais, actuando ao nível do pavimento, paralelamente ao eixo do viaduto e associadas às sobrecargas uniformemente distribuídas. Estas forças longitudinais devem ser consideradas linear e uniformemente distribuídas segundo a largura da zona carregada. O seu valor correspondente ao valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída é igual a 30 kN/m para pontes de classe I”.

$$F_{frenagem} = 30 \text{ KN/m} \times 11\text{m (largura de influência)} = 330 \text{ KN/m}$$

5.2.5. Retracção e Fluência

O efeito da retracção e fluência do betão foi contabilizado no modelo tridimensional do SAP como uma diminuição lenta e uniforme de temperatura de 40º C, segundo como sugere a cláusula 3.1.4 (5) do EC2.

5.2.6. Sismo

Como já foi referido anteriormente, os esforços resultantes da acção sísmica foram obtidos através de uma análise dinâmica da mesma na estrutura.

Esta análise foi apoiada nos espectros de resposta do RSA, tendo-se considerado o seguinte:

- Terreno do tipo II;
- Coeficiente de amortecimento de 5%;
- Coeficiente de sismicidade $\alpha = 1$ (Zona A);
- Coeficiente de comportamento $\eta = 2$ (estruturas de ductilidade normal).

6. Verificação da Segurança em Relação ao E.L. Último

6.1. Condições Gerais

A verificação da segurança em termos de esforços, consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

Com:

S_d – Valor de cálculo do esforço actuante

R_d – Valor de cálculo do esforço resistente

A verificação foi efectuada nas seções mais solicitadas, ou seja, sobre os pilares onde se atinge o pico de momento negativos e elevada variação de esforço transverso; e a meio vão da carlinga

6.2. Carlinga Sobre os Pilares

6.2.1. Esforço de Flexão

6.2.1.1. Esforços Actuantes

Os esforços actuantes que se contabilizaram para o dimensionamento das carlingas são os referidos anteriormente e que actuam neste elemento segundo a combinação fundamental também já enunciadas neste documento.

Tomou-se em consideração várias combinações de acções onde se testou as acções variável base mais condicionantes. Os resultados apresentam-se mais à frente, onde se faz a comparação e verificação relativamente ao esforço de flexão resistente.

6.2.1.2. Esforços Resistentes

Nos *Quadros II.1, II.2, II.3 e II.4* apresentam-se os resultados das combinações de acções (para os esforços actuantes e a comparação com os respectivos momentos resistentes, tanto para a fase inicial, como para a fase final – segundo Y e Z. Os momentos mais condicionantes são usados como base de cálculo para a armadura resistente.

A. Fase Inicial (carlinga com medidas de 1,55m x 0,55m)

$$M_{máx,z} = 1526 \text{ kNm}$$

$d = 0,50 \text{ m}$	$\mu = 0,1969$	$A_{s,min} = 11,69 \text{ cm}^2$
$b = 1,55 \text{ m}$	$\omega = 0,2357$	$A_s = 84,01 \text{ cm}^2$
Adopta-se: 11 ϕ 32 (88,41 cm^2)		

B. Fase Final (carlinga com medidas de 1,55m x 1,95m)

$$M_{máx,z} = 4590 \text{ kNm}$$

$d = 1,90 \text{ m}$	$\mu = 0,0410$	$A_{s,min} = 44,41 \text{ cm}^2$
$b = 1,55 \text{ m}$	$\omega = 0,0427$	$A_s = 57,84 \text{ cm}^2$

$$M_{máx,y} = 1111 \text{ kNm}$$

$d = 1,05 \text{ m}$	$\mu = 0,0258$	$A_{s,min} = 24,57 \text{ cm}^2$
$b = 1,95 \text{ m}$	$\omega = 0,0265$	$A_s = 24,96 \text{ cm}^2$
Adopta-se: 8 ϕ 20 (25,13 cm^2)		

A secção transversal da carlinga, numa fase inicial, tem a configuração que se apresenta na Figura 2.1, enquanto na fase final apresenta a configuração da Figura 2.2.

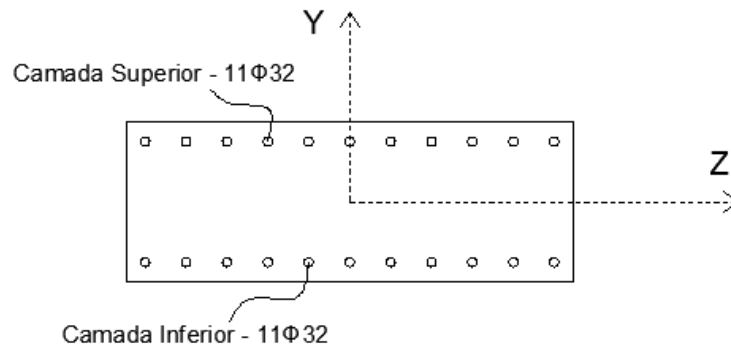


Figura 2.1 – Secção Transversal na Fase Inicial

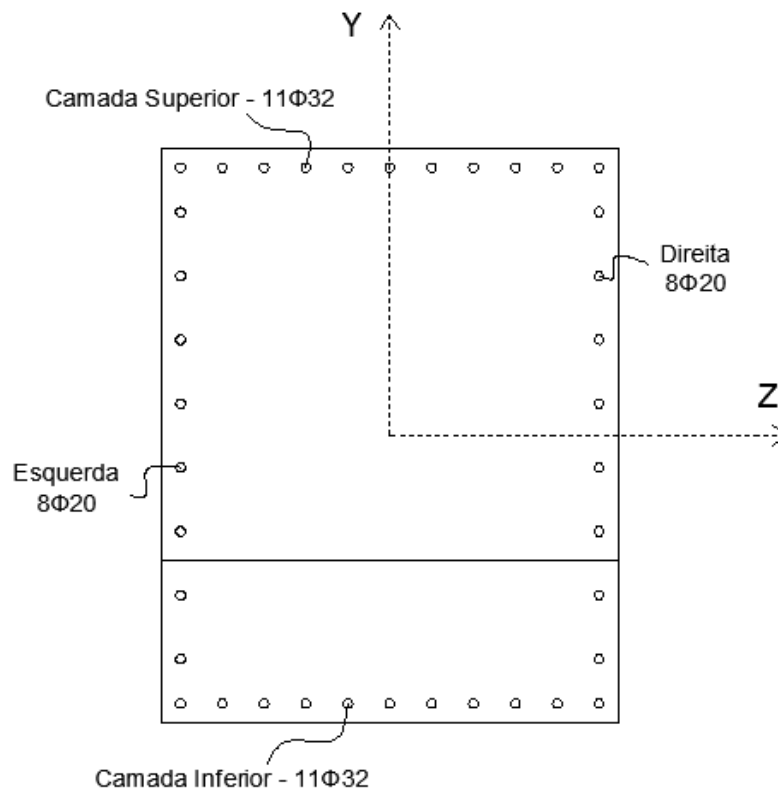


Figura 2.2 – Secção Transversal na Fase Final

Na fase inicial não foi contabilizada armadura segundo Y, porque não existe momento nessa direcção.

Quadros II.1 – Combinação Fundamental na Fase Inicial de Construção

Combinação Fundamental – Fase Inicial				
L	My	Mz	Mrd (z)	Verificação
0	0,00	0,00	1725	OK!
P1A (esq)	0,00	-1304,43	1725	OK!
P1A (dir)	0,00	-1518,12	1725	OK!
1/2 Vão (esq)	0,00	882,69	1725	OK!
1/2 Vão (dir)	0,00	882,69	1725	OK!
P1B (esq)	0,00	-1518,11	1725	OK!
P1B (dir)	0,00	-1525,89	1725	OK!
15,1	0,00	0,00	1725	OK!

Quadros II.2 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 1)

Combinação 1. Acção Variável Base: Sobrecargas Rodoviárias					
L	My	Mz	Mrd (y)	Mrd (z)	Verificação
0 (máx/min)	0,00	0,00	1223	7110	OK!
	0,00	0,00	1223	7110	OK!
P1A (esq) (máx/min)	371,46	-3106,69	1223	7110	OK!
	218,88	-3974,39	1223	7110	OK!
P1A (dir) (máx/min)	431,33	-3622,50	1223	7110	OK!
	276,96	-4514,49	1223	7110	OK!
1/2 Vão (esq) (máx/min)	-70,55	3040,38	1223	7110	OK!
	-357,62	1268,53	1223	7110	OK!
1/2 Vão (dir) (máx/min)	-70,54	3040,38	1223	7110	OK!
	-357,62	1268,53	1223	7110	OK!
P1B (esq) (máx/min)	431,33	-3622,50	1223	7110	OK!
	276,97	-4514,46	1223	7110	OK!
P1B (dir) (máx/min)	428,33	-3663,28	1223	7110	OK!
	277,57	-4589,70	1223	7110	OK!
15,1 (máx/min)	0,00	0,00	1223	7110	OK!
	0,00	0,00	1223	7110	OK!

Quadros II.3 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 2)

Combinação 2. Acção Variável Base: Sismo Longitudinal					
L	My	Mz	Mrd (y)	Mrd (z)	Verificação
0 (máx/min)	0,00	0,00	1223	7110	OK!
	0,00	0,00	1223	7110	OK!
P1A (esq) (máx/min)	674,47	-2400,26	1223	7110	OK!
	-272,75	-2536,28	1223	7110	OK!
P1A (dir) (máx/min)	723,76	-2311,12	1223	7110	OK!
	-244,35	-3305,44	1223	7110	OK!
1/2 Vão (esq) (máx/min)	166,89	1204,90	1223	7110	OK!
	-493,09	1207,37	1223	7110	OK!
1/2 Vão (dir) (máx/min)	166,90	1204,91	1223	7110	OK!
	-493,10	1207,36	1223	7110	OK!
P1B (esq) (máx/min)	723,76	-2311,12	1223	7110	OK!
	-244,36	-3305,44	1223	7110	OK!
P1B (dir) (máx/min)	725,89	-2782,12	1223	7110	OK!
	-248,35	-2936,25	1223	7110	OK!
15,1 (máx/min)	0,00	0,00	1223	7110	OK!
	0,00	0,00	1223	7110	OK!

Quadros II.4 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 3)

Combinação 3. Acção Variável Base: Sismo Transversal					
L	My	Mz	Mrd (y)	Mrd (z)	Verificação
0 (máx/min)	0,00	0,00	1223	7110	OK!
	0,00	0,00	1223	7110	OK!
P1A (esq) (máx/min)	1110,64	-2349,93	1223	7110	OK!
	-708,92	-2586,62	1223	7110	OK!
P1A (dir) (máx/min)	1047,41	-1279,42	1223	7110	OK!
	-568,01	-4337,15	1223	7110	OK!
1/2 Vão (esq) (máx/min)	412,18	1206,78	1223	7110	OK!
	-738,37	1205,49	1223	7110	OK!
1/2 Vão (dir) (máx/min)	412,21	1206,82	1223	7110	OK!
	-738,41	1205,45	1223	7110	OK!
P1B (esq) (máx/min)	1047,42	-1279,42	1223	7110	OK!
	-568,01	-4337,15	1223	7110	OK!
P1B (dir) (máx/min)	1058,36	-2731,79	1223	7110	OK!
	-580,81	-2986,58	1223	7110	OK!
15,1 (máx/min)	0,00	0,00	1223	7110	OK!
	0,00	0,00	1223	7110	OK!

6.2.2. Esforço de Transverso

A par do que acontece para a verificação da flexão, também para o esforço transverso a combinação fundamental é a base de dimensionamento deste elemento para resistir a este esforço.

6.2.2.1. Esforços Resistentes

Tendo em conta as características das carlingas, tanto para a fase inicial como para a fase final, o esforço transverso resistente segue o mesmo raciocínio de cálculo utilizado para o tabuleiro:

$$\text{Betão C30/37} \rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 20 \text{ MPa} \rightarrow 20 \times 10^3 \text{ KPa}$$

O factor v que pretende simular a redução da resistência do betão para ter em conta o facto de se tratar de betão com fissuras de esforço transverso, é dado pela expressão:

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

De acordo com o EC2, o factor α_c (que pretende traduzir a influência de eventuais esforços normais de compressão) é sempre igual ou superior a 1, pelo que ao tomar $\alpha_c = 1$ estaremos do lado da segurança.

Adoptou-se uma inclinação das bielas, θ , igual a 30° , que os estribos fazem um ângulo de 90° com o eixo da viga, e por isso a segurança ao estado limite de esforço transversal é satisfeita quando se verificam simultaneamente as seguintes condições:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Sd}}{(0,9 \times d) \times f_{syd} \times \cot \theta} \quad (\text{Segurança pelas Armaduras Eq. B. 1})$$

$$V_{Sd} \leq \frac{\alpha \times v \times f_{cd} \times b_w \times (0,9 \times d)}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (\text{Segurança pelo Betão Eq. B. 2})$$

No limite $V_{Sd} = V_{Rd}$

- Determinação do $V_{Rd,máx,y} - (b_w = 1,55 \text{ m}; d = 1,9 \text{ m})$

$$V_{Rd} = \frac{\alpha \times v \times f_{cd} \times b_w \times (0,9 \times d)}{\cot \theta + \tan \theta} = 16940 \text{ KN}$$

- Determinação do $V_{Rd,máx,z} - (b_w = 1,95 \text{ m}; d = 1,50 \text{ m})$

$$V_{Rd} = \frac{\alpha \times v \times f_{cd} \times b_w \times (0,9 \times d)}{\cot \theta + \tan \theta} = 16825 \text{ KN}$$

Derivado à acção de esforço transversal, ocorre na estrutura um fluxo de corte, que é dado pela Eq. B.3, sendo a armadura necessária, dimensionada através da Eq. B.4.

$$v_{Sd} = \frac{1}{2} \left(\frac{V_{Sd}}{z} + \underbrace{\frac{M_{Sd}}{z^2} i}_{= 0 \text{ (porque a peça é linear e a inclinação } i, \text{ não existe)}} \right) + \frac{\overbrace{T_{Sd}}^{\neq 0 \text{ (momentos torções significativos)}}}{2A_0} \quad \text{Eq. B. 3} \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{v_{Sd}}{f_{syd} \times \cot \theta} \quad \text{Eq. B. 4}$$

Os resultados da verificação do esforço transversal no estado limite último, apresentam-se nos Quadros II.5, II.6, II.7 e II.8.

Quadros II.5 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 1 – AVB: SC's Rodovárias)

Esf. + Desfavoráveis		Comb. Fundamental (seg. Y)									As de Cálculo [cm ² /m]	4 ramos [cm ² /m]	As Final	As Adoptado [cm ² /m]	Asw/s [cm ² /m]	Verificação pelas Arm's
L	Vy (+) (KN)	Vy (-) (KN)	Vrd,max (KN)	T (+) (KN)	T (-) (KN)	T/2A0 (+)	T/2A0 (-)	Fluxo de Corte vsd		Max F.Corte						
0	0,00	0,0	16940	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	8,76	0,00	OK!	
P1A (esq)	3394,86	2826,4	16940	2124,13	843,7	395,92	157,3	1388,57	983,7	1388,57	18,44	4,61	8,76	10,78	OK!	
P1A (dir)	-2067,20	-2851,4	16940	-202,41	-1682,7	-37,73	-313,6	642,17	1147,4	1147,39	15,24	3,81	8,76	8,91	OK!	
1/2 vão (esq)	-497,44	-948,6	16940	845,48	-1290,3	157,59	-240,5	303,04	517,9	517,88	6,88	1,72	8,76	4,02	OK!	
1/2 vão (dir)	933,58	512,4	16940	1274,23	-829,4	237,51	-154,6	510,48	304,4	510,48	6,78	1,69	8,76	3,96	OK!	
P1B (esq)	2806,15	2112,5	16940	1630,65	254,4	303,94	47,4	1124,45	665,1	1124,45	14,93	3,73	8,76	8,73	OK!	
P1B (dir)	-2784,78	-3475,2	16940	-759,85	-2208,0	-141,63	-411,6	955,89	1427,7	1427,71	18,96	4,74	8,76	11,09	OK!	
15,1	0,00	0,0	16940	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	8,76	0,00	OK!	

Esf. + Desfavoráveis		Comb. Fundamental (seg. Z)									As de Cálculo [cm ² /m]	4 ramos [cm ² /m]	As Final	As Adoptado [cm ² /m]	Asw/s [cm ² /m]	Verificação pelas Arm's
L	Vz (+) (KN)	Vz (-) (KN)	Vrd,max (KN)	T (+) (KN)	T (-) (KN)	T/2A0 (+)	T/2A0 (-)	Fluxo de Corte vsd		Max F.Corte						
0	0,00	0,0	16825	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	8,76	0,00	OK!	
P1A (esq)	-251,03	-357,3	16825	2124,13	843,7	395,92	157,3	469,32	261,7	469,32	6,23	1,56	8,76	4,62	OK!	
P1A (dir)	302,79	186,1	16825	-202,41	-1682,7	-37,73	-313,6	126,26	368,0	368,04	4,89	1,22	8,76	3,62	OK!	
1/2 vão (esq)	136,06	-0,1	16825	845,48	-1290,3	157,59	-240,5	197,37	240,5	240,53	3,19	0,80	8,76	2,37	OK!	
1/2 vão (dir)	3,72	-139,7	16825	1274,23	-829,4	237,51	-154,6	238,60	195,4	238,60	3,17	0,79	8,76	2,35	OK!	
P1B (esq)	-175,11	-313,7	16825	1630,65	254,4	303,94	47,4	355,15	139,2	355,15	4,72	1,18	8,76	3,49	OK!	
P1B (dir)	345,54	262,8	16825	-759,85	-2208,0	-141,63	-411,6	242,67	488,4	488,42	6,49	1,62	8,76	4,80	OK!	
15,1	0,00	0,0	16825	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	8,76	0,00	OK!	

Quadros II.6 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 2 – AVB: Sismo Longitudinal)

L	Esf. + Desfavoráveis		Comb. Fundamental (seg. Y)								As de Cálculo [cm ² /m]	4 ramos [cm ² /m]	As Final	As Adoptado [cm ² /m]	Asw/s [cm ² /m]	Verificação pelas Arm's
	Vy (+) (KN)	Vy (-) (KN)	Vrd,max (KN)	T (+) (KN)	T (-) (KN)	T/2A0 (+)	T/2A0 (-)	Fluxo de Corte vsd		Max F.Corte						
0	0,15	-0,2	16940	0,00	0,0	0,00	0,0	0,05	0,0	0,05	0,00	0,00	8,76	φ 12 // 0,10 m	0,00	OK!
P1A (esq)	2057,89	2042,6	16940	2321,69	-390,7	432,75	-72,8	1034,47	670,1	1034,47	13,74	3,43	8,76		8,03	OK!
P1A (dir)	-1427,88	-1707,2	16940	163,33	-1512,9	30,44	-282,0	447,95	781,2	781,17	10,37	2,59	8,76		6,07	OK!
1/2 vão (esq)	-297,54	-537,8	16940	67,43	-483,6	12,57	-90,1	99,57	247,4	247,41	3,29	0,82	8,76		1,92	OK!
1/2 vão (dir)	527,80	307,5	16940	472,94	-56,7	88,15	-10,6	242,48	100,5	242,48	3,22	0,80	8,76		1,88	OK!
P1B (esq)	1676,97	1458,1	16940	1478,24	-128,6	275,53	-24,0	765,88	450,3	765,88	10,17	2,54	8,76		5,95	OK!
P1B (dir)	-2016,30	-2112,9	16940	446,67	-2377,6	83,26	-443,2	672,82	1061,0	1060,99	14,09	3,52	8,76		8,24	OK!
15,1	0,15	-0,2	16940	0,00	0,0	0,00	0,0	0,05	0,0	0,05	0,00	0,00	8,76		0,00	OK!

L	Esf. + Desfavoráveis		Comb. Fundamental (seg. Z)								As de Cálculo [cm ² /m]	4 ramos [cm ² /m]	As Final	As Adoptado [cm ² /m]	Asw/s [cm ² /m]	Verificação pelas Arm's
	Vz (+) (KN)	Vz (-) (KN)	Vrd,max (KN)	T (+) (KN)	T (-) (KN)	T/2A0 (+)	T/2A0 (-)	Fluxo de Corte vsd		Max F.Corte						
0	5,11	-5,1	16825	0,00	0,0	0,00	0,0	1,49	1,5	1,49	0,02	0,00	8,76	φ 12 // 0,10 m	0,01	OK!
P1A (esq)	204,66	-603,8	16825	2321,69	-390,7	432,75	-72,8	492,59	249,4	492,59	6,54	1,64	8,76		4,85	OK!
P1A (dir)	513,53	-179,0	16825	163,33	-1512,9	30,44	-282,0	180,60	334,3	334,33	4,44	1,11	8,76		3,29	OK!
1/2 vão (esq)	278,12	-173,3	16825	67,43	-483,6	12,57	-90,1	93,89	140,8	140,81	1,87	0,47	8,76		1,39	OK!
1/2 vão (dir)	175,69	-280,5	16825	472,94	-56,7	88,15	-10,6	139,52	92,6	139,52	1,85	0,46	8,76		1,37	OK!
P1B (esq)	186,26	-520,8	16825	1478,24	-128,6	275,53	-24,0	329,99	176,3	329,99	4,38	1,10	8,76		3,25	OK!
P1B (dir)	595,89	-196,8	16825	446,67	-2377,6	83,26	-443,2	257,49	500,7	500,71	6,65	1,66	8,76		4,93	OK!
15,1	5,11	-5,1	16825	0,00	0,0	0,00	0,0	1,49	1,5	1,49	0,02	0,00	8,76		0,01	OK!

Quadros II.7 – Combinação Fundamental na Fase Final de Construção (Combinação 3 – AVB: Sismo Transversal)

L	Esf. + Desfavoráveis		Comb. Fundamental (seg. Y)								As de Cálculo [cm ² /m]	4 ramos [cm ² /m]	As Final	As Adoptado [cm ² /m]	Asw/s [cm ² /m]	Verificação pelas Arm's
	V _y (+) (KN)	V _y (-) (KN)	Vrd,max (KN)	T (+) (KN)	T (-) (KN)	T/2A0 (+)	T/2A0 (-)	Fluxo de Corte vsd		Max F.Corte						
0	0,49	-0,5	16940	0,00	0,0	0,00	0,0	0,14	0,1	0,14	0,00	0,00	8,76	φ 12 // 0,10 m	0,00	OK!
P1A (esq)	2059,33	2041,2	16940	1551,59	379,4	289,21	70,7	891,35	667,5	891,35	11,84	2,96	8,76		6,92	OK!
P1A (dir)	-1175,48	-1959,6	16940	-269,07	-1080,5	-50,15	-201,4	393,86	774,4	774,38	10,28	2,57	8,76		6,01	OK!
1/2 vão (esq)	-40,36	-795,0	16940	1,16	-417,4	0,22	-77,8	12,02	310,3	310,25	4,12	1,03	8,76		2,41	OK!
1/2 vão (dir)	784,98	50,4	16940	406,67	9,5	75,80	1,8	305,33	16,5	305,33	4,05	1,01	8,76		2,37	OK!
P1B (esq)	1929,37	1205,7	16940	1045,84	303,7	194,94	56,6	759,08	409,1	759,08	10,08	2,52	8,76		5,89	OK!
P1B (dir)	-2014,86	-2114,3	16940	-323,44	-1607,5	-60,29	-299,6	649,43	917,9	917,86	12,19	3,05	8,76		7,13	OK!
15,1	0,49	-0,5	16940	0,00	0,0	0,00	0,0	0,14	0,1	0,14	0,00	0,00	8,76		0,00	OK!

L	Esf. + Desfavoráveis		Comb. Fundamental (seg. Z)								As de Cálculo [cm ² /m]	4 ramos [cm ² /m]	As Final	As Adoptado [cm ² /m]	Asw/s [cm ² /m]	Verificação pelas Arm's
	V _z (+) (KN)	V _z (-) (KN)	Vrd,max (KN)	T (+) (KN)	T (-) (KN)	T/2A0 (+)	T/2A0 (-)	Fluxo de Corte vsd		Max F.Corte						
0	1,81	-1,8	16825	0,00	0,0	0,00	0,0	0,53	0,5	0,53	0,01	0,00	8,76	φ 12 // 0,10 m	0,01	OK!
P1A (esq)	417,78	-816,9	16825	1551,59	379,4	289,21	70,7	411,36	309,6	411,36	5,46	1,37	8,76		4,05	OK!
P1A (dir)	771,17	-436,6	16825	-269,07	-1080,5	-50,15	-201,4	275,64	329,1	329,07	4,37	1,09	8,76		3,24	OK!
1/2 vão (esq)	620,36	-515,5	16825	1,16	-417,4	0,22	-77,8	181,61	228,5	228,53	3,03	0,76	8,76		2,25	OK!
1/2 vão (dir)	517,93	-622,8	16825	406,67	9,5	75,80	1,8	227,24	183,9	227,24	3,02	0,75	8,76		2,24	OK!
P1B (esq)	443,90	-778,5	16825	1045,84	303,7	194,94	56,6	324,73	284,2	324,73	4,31	1,08	8,76		3,19	OK!
P1B (dir)	809,01	-409,9	16825	-323,44	-1607,5	-60,29	-299,6	296,84	419,5	419,49	5,57	1,39	8,76		4,13	OK!
15,1	1,81	-1,8	16825	0,00	0,0	0,00	0,0	0,53	0,5	0,53	0,01	0,00	8,76		0,01	OK!

Quadros II.8 – Combinação Fundamental na Fase Inicial

L	Esf. + Desfavoráveis		Comb. Fundamental (seg. Y)			As de Cálculo [cm ² /m]	4 ramos [cm ² /m]	As Final	As Adoptado [cm ² /m]
	Vy (+) (KN)	Vrd,max (KN)	T (+) (KN)	T/2A0 (+)	Fluxo de Corte (vsd)				
0	0,00	4458	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,76	φ 12 // 0,10 m
P1A (esq)	1162,87	4458	0,00	0,00	1292,08	17,16	4,29	8,76	
P1A (dir)	-921,03	4458	0,00	0,00	1023,36	13,59	3,40	8,76	
1/2 vão (esq)	-267,45	4458	0,00	0,00	297,17	3,95	0,99	8,76	
1/2 vão (dir)	267,44	4458	0,00	0,00	297,15	3,95	0,99	8,76	
P1B (esq)	921,02	4458	0,00	0,00	1023,36	13,59	3,40	8,76	
P1B (dir)	-1168,34	4458	0,00	0,00	1298,16	17,24	4,31	8,76	
15,1	0,00	4458	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,76	

Perante os resultados apresentados, conclui-se que está satisfeita a verificação da segurança estrutural das carlingas responsáveis pelo monolitismo pilares-tabuleiro.

6.3. Carlinga Sobre os Encontros

6.3.1. Esforço de Flexão

O mesmo processo usado no dimensionamento das carlingas sobre os pilares foi aplicado no dimensionamento das carlingas sobre os encontros E1 e E2. Em seguida apresentam-se os esforços mais condicionantes, que servem de base ao cálculo da armadura resistente para o elemento estrutural em questão.

6.3.1.1. Esforços Resistentes

A. Fase Inicial (carlinga com medidas de 1,00m x 0,55m) – Comb. Fundamental: PP+BF+0,2SCO

$$M_{m\acute{a}x,z} = 240,12 \text{ kNm}$$

$$d = 0,30 \text{ m} \quad \mu = 0,1334 \quad A_{s,min} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad \omega = 0,1512 \quad A_s = 20,86 \text{ cm}^2$$

Adopta-se: 5 ϕ 25 (24,54 cm²) na camada superior e inferior

B. Fase Final (carlinga com medidas de 1,00m x 1,95m) – Comb. Fundamental: AVB – SC's

$$M_{m\acute{a}x,z} = 786,44 \text{ kNm}$$

$$d = 1,70 \text{ m} \quad \mu = 0,0136 \quad A_{s,min} = 20,40 \text{ cm}^2$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad \omega = 0,0138 \quad A_s = 10,78 \text{ cm}^2$$

Adopta-se: 3 ϕ 32 (24,13 cm²) na camada superior

B. Fase Final (carlinga com medidas de 1,00m x 1,95m) – Comb. Fundamental: AVB – Sis.Transv

$$M_{m\acute{a}x,y} = 319,40 \text{ kNm}$$

$$d = 0,45 \text{ m} \quad \mu = 0,0451 \quad A_{s,min} = 11,88 \text{ cm}^2$$

$$b = 1,75 \text{ m} \quad \omega = 0,0471 \quad A_s = 17,05 \text{ cm}^2$$

Adopta-se: 6 ϕ 20 (18,85 cm²) ambas as faces laterais

6.3.2. Esforço Transverso

De um modo conservativo, manteve-se a mesma disposição de armadura em ambos os tipos de carlinga (sobre os pilares e os encontros) - ϕ 12 // 0,10 m.

7. Monolitismo Viga-Carlinga

Para garantir um melhor encastramento das vigas do tabuleiro com as carlingas, são aplicados varões de “cosedura” como se pode ver nas folhas anexas 17 e 18 das Peças de Desenhadas.

A resistência ao corte por parte dos varões é feito com base no EC3 [5], sendo esse dimensionamento dado pela expressão:

$$R_{corte} = \frac{A \times f_{syd}}{\sqrt{3}}$$

No Capítulo I, fez-se a análise longitudinal e concluiu-se que o esforço transversal máximo é de 909 kN para cada viga. Cada viga apresenta duas superfícies de corte, deste modo, cada uma lida com um esforço de corte de $909/2 = 454,5$ kN para vigas do vão central e $762/2 = 381$ kN para vigas dos vãos extremos

Para varões ϕ 25:

$$R_{corte} = \frac{(4,91 \times 10^{-4}) \times (435 \times 10^3)}{\sqrt{3}} = 123,31 \text{ kN}$$

Deste modo aplicam-se:

$454,5/123,31 = 3,68 \rightarrow 4 \phi$ 25 para vigas do vão central

$381/123,31 = 3,09 \rightarrow 4 \phi$ 25 para vigas do vão extremos

CAPITULO 3 – Verificação da Segurança dos Pilares

1. Considerações Gerais

A presente obra de arte compreende 4 fustes em betão armado (2 por alinhamento), formados por elementos verticais cilíndricos – de diâmetro igual a 1,10 metros. No mesmo alinhamento o eixo de cada fuste encontra-se afastado 4,125 metros relativamente ao eixo da secção transversal do tabuleiro, sendo ligados monoliticamente ao mesmo por intermédio de uma carlinga. A ligação ao terreno dá-se através de fundações directas (sapatas).

Para o cálculo dos esforços nos pilares, recorreu-se ao modelo tridimensional de elementos tipo “*column*”, que simulam os pilares tanto ao nível geométrico como das suas próprias características.

Além das acções já referidas no dimensionamento do tabuleiro (peso próprio, restante carga permanente, pré-esforço, sobrecargas regulamentares e temperaturas), o modelo foi submetido ao cálculo dinâmico para a acção do sismo e ao cálculo estático para as acções do vento, frenagem, retracção, fluência e forças correspondentes ao choque de um veículo.

2. Quantificação das Acções

2.1. Cargas Permanentes

As cargas permanentes, nomeadamente, o peso próprio, restante carga permanentes e pré-esforço são as determinadas na verificação do tabuleiro.

2.2. Sobrecargas Rodoviárias

2.2.1. Veículo Tipo

A sobrecarga rodoviária relativa à influência do veículo tipo está directamente relacionada com a classe da ponte como já foi referido, sendo que os valores característicos para essa acção (ponte da classe I) encontram-se no RSA artigo 41º. O veículo tipo transmite ao tabuleiro 200 kN por cada eixo de rodas.

2.2.2. Sobrecarga Linear e Uniformemente Distribuída

- Linear

$$Q_{SCL} = 50 \text{ KNm} \times 11\text{m (largura de influência)} = 550 \text{ KN}$$

Equivalente a uma carga pontual no centro de cada secção transversal do tabuleiro.

- Uniformemente Distribuída

$$Q_{SCL} = 4 \text{ KN/m}^2 \times 11\text{m (largura de influência)} = 44 \text{ KN/m}$$

2.2.3. Força de Frenagem

Para se ter em conta os efeitos resultantes das variações de velocidade dos veículos, segundo o artigo 43º do RSA, “devem considerar-se forças longitudinais, actuando ao nível do pavimento, paralelamente ao eixo do viaduto e associadas às sobrecargas uniformemente distribuídas. Estas forças longitudinais devem ser consideradas linear e uniformemente distribuídas segundo a largura da zona carregada. O seu valor correspondente ao valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída é igual a 30 kN/m para pontes de classe I”.

$$F_{frenagem} = 30 \text{ KN/m} \times 11\text{m (largura de influência)} = 330 \text{ KN/m}$$

2.3. Variação de Temperatura

As variações de temperatura consideradas para o dimensionamento dos pilares são as anteriormente referidas para a verificação do tabuleiro.

2.4. Retracção e Fluência

O efeito da retracção e fluência do betão foi contabilizado no modelo tridimensional do SAP como uma diminuição lenta e uniforme de temperatura de 40º C, segundo como sugere a cláusula 3.1.4 (5) do EC2.

2.5. Vento

Considerou-se a actuação desta acção, tal como se prescreve no capítulo V e no anexo I do RSA. Para efeitos da quantificação da acção do vento, a obra de arte localiza-se na Zona A, e para contabilizar a variação desta acção com a altura acima do solo, considerou-se uma rugosidade aerodinâmica do solo do tipo II (zona rural ou periferia da zona urbana).

Os valores característicos da pressão dinâmica do vento – w_k , são os indicados no artigo 24º do RSA, que para o presente caso, onde a altura média da obra acima do solo é aproximadamente igual a 9,00 metros, toma o valor de $w_k = 0,90 \text{ kN/m}^2$.

A pressão do vento é determinada através da seguinte expressão:

$$p_w = \delta_f \times w_k \times d$$

Em que:

p_w - Pressão do vento sobre a estrutura;

δ_f - Coeficiente de força;

w_k - Valor característico da pressão dinâmica.

d – Diâmetro da secção

2.5.1. Acção do Vento sobre o Tabuleiro

- d – Altura da área exposta = 1,40 m
 - a – Largura da área exposta = 15,10 m
 - h – Comprimento da Obra de Arte \approx 57,20 m
-
- $d/a = 1,40/15,10 \approx 0,1$
 - $h/d = 57,20/1,40 = 40,86 = \infty$
- } $\delta_f = 1,2$

A pressão média no tabuleiro é:

$$p_w = 1,2 \times 0,9 \times 1,4 = 1,512 \text{ KN/m}$$

2.5.2. Acção do Vento sobre os Veículos

Com base no artigo 45º do RSA, “a acção do vento directamente exercida sobre os veículos e por estes transmitida à ponte deverá ser determinada de acordo com o especificado no capítulo V e considerando que a superfície actuada pelo vento é uma banda rectangular contínua com altura de 2,5 m acima do nível do pavimento.”

O coeficiente de força a considerar para os veículos que circulam nas pontes é de 1,5, segundo o ponto 3.8 do Anexo I do RSA.

A pressão média sobre os veículos é igual a:

$$p_w = 1,5 \times 0,9 \times 2,5 = 3,38 \text{ KN/m}$$

2.5.3. Acção do Vento nos Pilares

De acordo com o Quadro I-XIII do Anexo I do RSA, foi calculado o coeficiente de força para os pilares do seguinte modo:

- d – Diâmetro do pilar = 1,1 m
 - w_k – 0,90 kN/m²
 - h – Altura média da obra acima do solo \approx 9,00 m

 - $h/d = 9,00/1,1 = 8,18$
 - $d \times \sqrt{w} = 1,1 \times \sqrt{0,90} = 1,04 \geq 0,15$
- } $\delta_f = 0,5$

A pressão média nos pilares é:

$$p_w = 0,5 \times 0,9 \times 1,1 = 0,495 \text{ KN/m}$$

2.5.4. Força Horizontal Transversal

A força horizontal transversal por metro de superestrutura resulta da soma das pressões dinâmicas determinadas anteriormente, ou seja:

- $F_{\text{Tabuleiro}} = p_w(\text{Tabuleiro}) + p_w(\text{Veículos}) = 1,512 + 3,38 = 4,89 \text{ KN/m}$
- $F_{\text{Pilares}} = p_w(\text{Pilares}) = 0,495 \text{ KN/m}$

2.6. Sismo

Como já foi referido anteriormente, os esforços resultantes da acção sísmica foram obtidos através de uma análise dinâmica da mesma na estrutura.

Esta análise foi apoiada nos espectros de resposta do RSA, tendo-se considerado o seguinte:

- Terreno do tipo II;
- Coeficiente de amortecimento de 5%;
- Coeficiente de sismicidade $\alpha = 1$ (Zona A);
- Coeficiente de comportamento $\eta = 2$ (estruturas de ductilidade normal).

2.7. Força Correspondente ao Impacto de um Veículo

Com base no Eurocodigo 1, consideram-se as seguintes acção accidental o embate de veículo no pilar, através da transmissão ao pilar de uma força longitudinal e transversal, de ocorrência não simultânea:

- $F_{\text{longitudinal}} = 1000 \text{ kN}$;
- $F_{\text{transversal}} = 500 \text{ kN}$

O ponto de aplicação foi considerado a uma altura de 1,25 da rasante da via principal, de acordo com o Eurocódigo 1.

3. Verificação da Segurança em relação ao E.L. Último de Encurvadura

3.1. Considerações Gerais

Os pilares são elementos estruturais verticais que têm como principal função transmitir os esforços provenientes do tabuleiro aos elementos de fundação.

Estes elementos estão sujeitos a um fenómeno denominado encurvadura, uma vez que a solicitação predominante é o esforço axial.

Assim sendo, tendo em conta o artigo 61.1 do REBAP, “a segurança relativamente à encurvadura, pode em geral ser reduzida à verificação de estados limites últimos de resistência por flexão com compressão em certas secções do pilar.

Desta forma o valor de cálculo do momento flector actuante, M_{sd} , é acrescido do momento definido pela expressão:

$$N_{sd} \times (e_a + e_2 + e_c)$$

Em que:

N_{sd} - Valor de cálculo do esforço normal actuante;

e_a - Excentricidade accidental;

e_2 - Excentricidade de 2ª ordem;

e_c - Excentricidade de fluência.

De acordo ainda com o artigo 61.1 e 61.4 do mesmo regulamento, a verificação da segurança à encurvadura pode ser dispensada, considerando apenas os efeitos de primeira ordem, nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

- Condição 1

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3,5 \times h \quad \text{para} \quad \lambda \leq 70$$

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3,5 \times h \times \frac{\lambda}{70} \quad \text{para} \quad \lambda > 70$$

- Condição 2

$\lambda \leq 35$ para Estruturas de Nós Móveis

$\lambda \leq 50 - 15 \times \frac{M_{Sd,b}}{M_{Sd,a}}$ para Estruturas de Nós Fixos

Em que:

h – Altura da Secção

$M_{Sd,b}$ e $M_{Sd,a}$ – Valores de cálculo dos momentos actuantes nas extremidades do pilar.

3.2. Classificação da Estrutura

A presente obra de arte foi classificada, segundo o artigo 58º do REBAP, como estrutura de nós móveis, visto que os nós quando sob o efeito dos valores de cálculo das acções, sofrem deslocamentos horizontais de valor não desprezável.

$$h_{tot} \times \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq \eta$$

Sendo:

- h_{tot} – Altura total da estrutura acima das fundações
- $\sum N$ – Soma dos esforços normais ao nível da fundação
- $\sum EI$ – Soma dos factores de rigidez de flexão, em fase não fendilhada de todos os elementos verticais de contraventamento na direcção considerada.

3.3. Esbelteza dos Pilares

A esbelteza de um pilar de secção constante – como é o caso da presente obra de arte, é definida para uma dada direcção, pela seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{l_o}{i} \quad \text{com} \quad l_o = \eta \times l \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{e} \quad I = \frac{\pi \times d^4}{64}$$

Em que:

- λ – Esbelteza
- l_o – Comprimento efectivo de encurvadura na direcção considerada ($l_o = L_{\text{pilar}}$)
- η – Factor associado às condições de ligação das extremidades do elemento
- i – Raio de giração da secção transversal do pilar na direcção considerada, supondo-a constituída apenas por betão
- I – Momento de inércia da secção transversal do pilar na direcção considerada
- A – Área da secção transversal do pilar
- d – Diâmetro do pilar

Os quatro elementos verticais da obra de arte, possuem entre si as mesmas características tanto ao nível da geometria como ao tipo de ligações nas extremidades e material de que são constituídos. Nestas condições, a esbelteza é igual para os quatro pilares:

Quadro III.1 – Características Geométricas e Físicas dos Pilares

	h (m)	d (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	i (m)	l_o (m)	λ
Pilares	8,00	1,10	0,95	0,07	0,28	8,00	29,09

Como se pode observar, fica dispensada a verificação do estado limite último de encurvadura, uma vez que a esbelteza é sempre inferior a 35, verificando assim uma das condições estabelecidas pelo REBAP e anteriormente mencionadas.

4. Verificação em relação aos E. L. Últimos de Resistência

4.1. Considerações Gerais

“A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência que não envolvem fadiga deve em geral ser feita em termos de esforços” – como é previsto pelo REBAP.

Deste modo essa verificação da segurança em termos de esforços, consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

Com:

S_d – Valor de cálculo do esforço actuante

R_d – Valor de cálculo do esforço resistente

4.2. Esforços Actuantes

Apresenta-se de seguida o *Quadro III.2* onde consta o resumo dos esforços obtidos através do modelo de cálculo automático, para um dos pilares devido a todas as acções actuantes, que é também representativo dos esforços dos restantes pilares devido às condições já referidas.

Quadro III.2 – Esforços Actuantes na Base e Topo dos Pilares

		BASE					TOPO				
		M2 = Mz	M3 = My	V2 = Vy	V3 = Vz	N	M2 = Mz	M3 = My	V2 = Vy	V3 = Vz	N
PP		-1,42	-279,90	-93,09	-0,49	-3206,58	2,51	464,78	-93,09	-0,49	-3016,51
RCP		-22,26	-61,90	-20,58	-7,72	-539,81	39,46	102,74	-20,58	-7,72	-539,81
PE Viga		-0,05	253,18	69,71	-0,02	90,36	0,10	-304,52	69,71	-0,02	90,36
PE Cont.		-0,05	101,54	28,25	-0,02	-106,18	0,08	-124,42	28,25	-0,02	-106,18
SCU+SCL	Max (+)	53,61	125,72	37,47	18,30	58,18	42,24	0,00	37,47	18,30	58,18
SCU+SCL	Max (-)	-24,84	-224,35	-73,12	-8,33	-849,52	-93,25	-195,43	-73,12	-8,33	-849,52
VT	Max (+)	19,62	42,01	16,29	6,80	36,33	40,60	40,60	16,29	6,80	36,33
VT	Max (-)	-19,99	-84,66	-28,66	-7,56	-335,42	-34,82	-34,82	-28,66	-7,56	-335,42
Vento (±)		100,64	-2,36	-0,75	24,56	-32,24	-95,87	3,65	-0,75	24,56	-32,24
VDT (+10°C)		0,06	-101,15	-33,71	0,02	157,44	-0,11	168,52	-33,71	0,02	157,44
VDT (-5°C)		-0,03	50,57	16,85	-0,01	-78,72	0,06	-84,26	16,85	-0,01	-78,72
VUT (± 15°C)		0,08	-394,51	-92,42	0,03	22,69	-0,15	344,89	-92,42	0,03	22,69
Retr + Fluênc		-0,36	1709,53	400,51	-0,13	-98,33	0,64	-1494,51	400,51	-0,13	-98,33
Frenagem (±)		0,03	345,06	82,50	0,01	6,13	-0,05	-314,95	82,50	0,01	6,13
Sismo Long (±)		0,17	1844,92	442,77	0,06	33,66	0,30	1671,50	433,27	0,06	33,65
Sismo Transv (±)		1204,67	33,71	10,85	296,25	392,61	1129,67	52,09	10,51	283,13	392,38
Choque Veículo		1560,64	827,66	334,99	646,29	-53,72	390,32	147,73	-165,01	-353,71	-53,72

É de salientar que os momentos de cálculo resultantes da acção sísmica, foram divididos pelo factor de comportamento: $\eta = 2$

Com base no *Quadro III.2*, efectuou-se as combinações de acções abaixo indicadas, com fim a dimensionar os pilares segundo a mais condicionante. Não foi considerada a combinação que envolve o choque do veículo, porque, como se pode ver em anexo, esta acção não é condicionante.

A. Combinação Fundamental: Acção Variável Base – Acção Sísmica Longitudinal

$$S_d = 1,0 \times (PP + RCP + PE Viga + PE Cont) + 1,0/0 \times (Retr + Fluênc) + 1,5 \times (SL + (0,3 \times ST))$$

B. Combinação Fundamental: Acção Variável Base – Acção Sísmica Transversal

$$S_d = 1,0 \times (PP + RCP + PE Viga + PE Cont) + 1,0/0 \times (Retr + Fluênc) + 1,5 \times (ST + (0,3 \times SL))$$

C. Combinação Fundamental: Acção Variável Base – Sobrecargas Rodoviárias

$$S_d = 1,35/1,0 \times (PP + RCP) + 1,2/1,0 \times (PE Viga + PE Cont) + 1,5/0 \times (Retr + Fluênc) + 1,5 \times (SCL + SCU + Frenagem) + 1,5 \times (0,4 \times Vento)$$

4.2.1. Esforço de Flexão

Apresenta-se no *Quadro III.3* os momentos de cálculo mais desfavoráveis transmitidos aos pilares, onde a combinação com a variável base: sismo longitudinal, é condicionante.

Quadro III.3 – Esforços Flectores de Cálculo na Base e Topo dos Pilares

	BASE			TOPO		
	M2 = Mz [KNm]	M3 = My [KNm]	N [KN]	M2 = Mz [KNm]	M3 = My [KNm]	N [KN]
PILARES	-566	4505	-4088	552	-3887	-3898

4.2.2. Esforço Transverso

No *Quadro III.4* são apresentados os esforços transversos de cálculo mais desfavoráveis à estrutura provenientes também da combinação em que o sismo longitudinal assume a acção variável base

Quadro III.4 – Esforços Transversos de Cálculo na Base e Topo dos Pilares

	BASE		TOPO	
	V2 = Vy [KN]	V3 = Vz [KN]	V2 = Vy [KN]	V3 = Vz [KN]
PILARES	1054	-142	1039	-136

4.3. Esforços Resistentes

4.3.1. Esforço de Flexão

O cálculo dos momentos resistentes foi efectuado através do Ábaco 41 de Flexão Composta para secções circulares, “*Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão – REBAP 83*”, de J’D.Arga Lima, Vitor Monteiro e Mary Mun, de onde tem-se:

- Esforço Normal Reduzido:

$$v = \frac{N_{Rd}}{\pi \times r^2 \times f_{cd}}$$

- Momento Resistente Reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{2\pi \times r^3 \times f_{cd}}$$

- Armadura Resistente:

$$A_s = \frac{\varpi \times \pi \times r^2 \times f_{cd}}{f_{syd}} \text{ em que "}\varpi\text{" representa a percentagem mecânica de armadura}$$

A armadura máxima e mínima prevista, de acordo com o artigo 121º do REBAP é igual a:

$$- A_{s,min} = 0,6\% \times \text{Área do Pilar} = \frac{0,6}{100} \times \pi \times 0,55^2 \times 10000 = 57,02 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s,máx} = 4\% \times \text{Área do Pilar} = \frac{4}{100} \times \pi \times 0,55^2 \times 10000 = 380,13 \text{ cm}^2$$

A determinação da armadura para a flexão composta é conseguida através das expressões anteriormente referidas, sendo os valores definidos no *Quadro III.5*.

Quadro III.5 – Determinação da Armadura Final e Taxa de Armadura

	A.V.Base	Secção	Msd [KNm]	Nsd [KN]	v	μ	ω	As [cm ²]	Núm Varões	As final [cm ²]	ρ (%)
PILARES	S. Long.	Base	4540	-4088	0,215	0,217	0,62	271,03	56	274,96	2,89

Deste modo ir-se-á adoptar uma armadura longitudinal de: 28 + 28 Ø 25

4.3.2. Esforço Transverso

Para o cálculo do esforço transverso resistente, substituiu-se a secção circular de $\phi = 1,10$ m, por uma secção rectangular equivalente:

- $b_{w,equiv.} = 0,90 \times \phi_{pilar} = 0,90 \times 1,10 = 0,99 \text{ m}^2$
- $d_{equiv.} = 0,45 \times \phi_{pilar} + 0,64 \times \left(d - \frac{\phi_{pilar}}{2} \right) = 0,45 \times 1,10 + 0,64 \times (1 - 0,55) = 0,783 \text{ m}$

Segundo a alínea d) do artigo 53.2 do REBAP, no caso de elementos sujeitos a flexão composta com compressão, os valores de V_{cd} podem ser multiplicados pelo factor:

$$1 + \frac{M_0}{M_{Sd}}$$

Em que:

- M_{Sd} – Valor do momento de cálculo actuante
- M_0 - Momento que aplicado à secção, anularia a tensão de compressão resultante do esforço normal actuante de cálculo.

O valor desse factor não deve ser superior a 2. Por outro lado, se desprezarmos este factor, estaremos a fazer um dimensionamento pelo lado da segurança.

A metodologia que permite determinar M_0 encontra-se descrita no artigo 69º do REBAP e para isso é necessário que “não existam, nas secções do elemento, tracções ao nível da fibra extrema que fica mais traccionada por efeito dos esforços actuantes, com exclusão do pré- esforço”, ou seja:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \text{e} \quad \sigma = \frac{M}{W} \quad \text{em que} \quad W = \frac{I}{A} = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{h} \times \frac{bh^2}{6}$$

De onde resulta:

$$M_0 = N_{Sd} \times \frac{d_{equiv.}}{6}$$

De acordo com o artigo 53.2 do REBAP o valor V_{cd} é determinado do seguinte modo:

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd}}\right)$$

Com:

- τ_1 – Tensão dado pelo Quadro VI do REBAP e que depende da classe do betão
- b_w – Largura da alma da secção
- d – Altura útil da secção

Para o cálculo da armadura de esforço transverso, no artigo 53.3 do REBAP vem:

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} \times (1 + \cotg \alpha) \times \sin \alpha$$

Como se considera que o ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e eixo do pilar é de 90°, então a expressão de cálculo da armadura fica:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{0,9 \times d \times f_{syd}}$$

Em que:

- A_{sw} - Área da secção da armadura de esforço transverso
- s - Espaçamento das armaduras de esforço transverso
- V_{wd} - Resistência das armaduras de esforço transverso (artigo 53.1 REBAP) onde se considera que no limite $V_{Rd} = V_{sd}$
- d - Altura útil da Secção
- f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso

A armadura mínima de esforço transverso prevista, de acordo com o artigo 94.2 do REBAP é igual a:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \sin \alpha} \quad \text{com} \quad \rho_w = 0,08 \text{ para armadura de aço A500}$$

De onde resulta:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0,08}{100} \times b_w = \frac{0,08}{100} \times 0,99 \times 10000 = 7,92 \text{ cm}^2$$

Através da metodologia de cálculo apresentada anteriormente, segue-se o quadro de resultados para o dimensionamento da armadura de esforço transverso:

Quadro III.6 – Determinação da Armadura Final de Esforço Transverso

A. V. Base		PILARES
Secção		Base
Vsd	[KN]	1063,32
b w, equiv	[m]	0,99
d equiv	[m]	0,783
Msd	[KNm]	4540,47
Nsd	[KN]	-4087,71
M0	[KNm]	533,45
1+M0/Msd		1,00
τ_1 (B35)	[KPa]	850
Vcd	[KN]	658,89
Vwd	[KN]	404,43
Asw/s	[cm ² /m]	13,20
(Asw/s)min	[cm ² /m]	7,92

De acordo com os valores obtidos, a armadura considerada para resistir ao esforço transversos são os 13,20 cm². Por segurança, a concretização da armadura far-se-á por excesso, sendo por isso esta constituída por:

- ϕ 10 // 0,15 (3 cintas), o que perfaz um total de $A_{sw}/s = 15,72$ cm²/m.

CAPÍTULO 4 – Verificação da Segurança das Fundações dos Pilares

1. Considerações Gerais

Segundo a prospecção geotécnica realizada no local da implantação da obra, verificou-se que as zonas de implantação dos pilares são constituídas por estratos geológicos de capacidade resistente suficiente para a adopção de fundações directas.

2. Sapatas

O dimensionamento das sapatas é conseguido com recurso ao método das bielas e tirantes, sendo que a este elemento estrutural chegam os esforços trazidos pelos respectivos pilares, como se pretende ilustrar com a Figura 4.1.

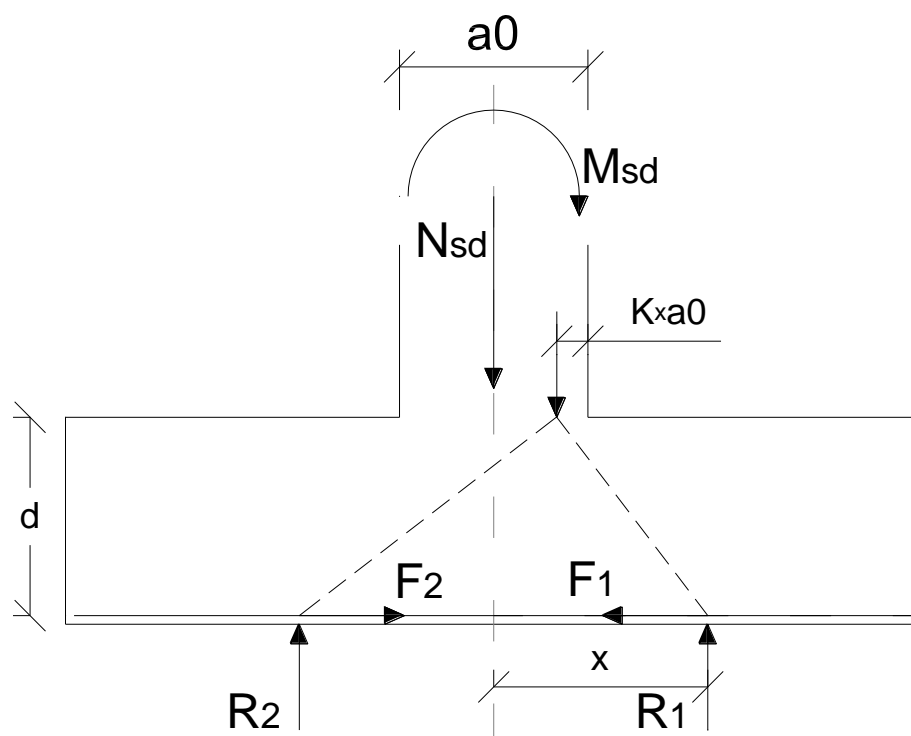


Figura 4.1 – Corte da Sapata e Esforços a que está Sujeita

Nos casos em que para além de um esforço axial, chegam também ao pilar momentos flectores como indica a Figura 4.1, a expressão simplificada da força transmitida nos tirantes, é a seguinte:

$$F_t = \frac{R_n \times (x_n \mp a_0)(0,5 \pm K)}{d}$$

Em que:

- R_n – Resultante da pressão exercida numa área efectiva da base da sapata
- x_n – Distância entre o eixo do pilar e a resultante R_n
- a_0 – largura do pilar
- K – Coeficiente que quantifica o posicionamento, na secção do pilar, da resultante das compressões que equilibram a força R_n .

O valor de K (que depende da posição da linha neutra na secção do pilar), está associado à relação entre a excentricidade de carga ($e_{sd} = M_{sd} / N_{sd}$) e a dimensão a_0 do pilar, sendo através do seguinte *Quadro IV.1* possível determinar o seu valor:

Quadro IV.1 – Determinação do coeficiente de Posicionamento (K)

e/a0	0	0,25	0,5	1	1,5
K	0,25	0,2	0,15	0,1	0,05

A armadura necessária é posteriormente dada pela expressão:

$$A_{s(i)}/m = \frac{F_t \times \gamma}{f_{syd} \times L'_{(j)}}$$

Em que:

- γ – Coeficiente de segurança
- L' – Largura efectiva da sapata
- i ou j – Direcção segundo as quais se está a dimensionar a armadura

2.1. Verificação da Segurança em relação ao E.L. de Utilização

2.1.1. Esforços Actuantes

Para garantir a segurança das sapatas foi dimensionada a sua armadura tendo em conta a combinação rara de acções que chegam a este elemento. No anexo *CAP 3 e 4 – PILARES e SAPATAS* respeitante ao dimensionamento das sapatas, pode ver-se que foram estudadas várias combinações de acções com a finalidade de isolar aquela em que a acção variável base fosse a mais desfavorável.

O caso mais desfavorável é a combinação de acções em que o sismo longitudinal assume o papel de acção variável base, tendo a combinação a seguinte configuração:

- $1 \times (PP + RCP + PEViga + PECont) + 1 \times (Ret + Flu) + 1 \times (SL + 0,3 \times ST) + 0,3 \times (VDT + VUT)$

Os esforços que daí resultam, resumem-se no *Quadro IV.2* abaixo, para a disposição segundo as direcções indicadas na Figura 4.2:

Quadro IV.2 – Esforços de Cálculo na Sapata

	BASE				
	M2 = Mx [KNm]	M3 = My [KNm]	V2 = Vx [KN]	V3 = Vy [KN]	N [KN]
Max (+) =	338,20	3711,00	863,60	80,83	-4028,80
Max (-) =	-385,70	-281,28	-99,06	-97,30	

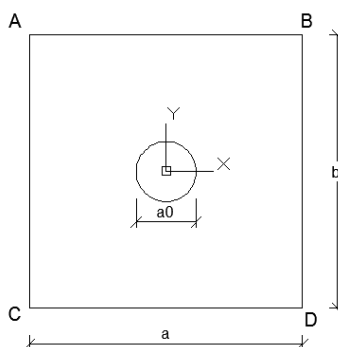


Figura 4.2 – Vista em Planta da Sapata e Implantação do Pilar

2.1.2. Tensão no Solo

A tensão no solo foi determinada por dois métodos distintos através dos quais se pretende verificar se a tensão actuante não ultrapassa a tensão admissível prevista no estudo geotécnico para esse local.

A) Método Tradicional

$$\sigma_{solo} = \frac{N_b}{a' \times b'} < \sigma_{adm}$$

Em que:

- N_b – Esforço normal na base da sapata
- a' e b' – Dimensões efectivas da base da sapata

B) Método segundo *Hormigón Armado (Montoya)*

Determinação da tensão nos cantos da base da sapata (ver Figura 4.2):

$$\sigma_{A,B,C,D} = \frac{N}{A} + \frac{M_{xx}}{W} + \frac{M_{yy}}{W} \rightarrow \text{selecção da zona do ábaco a estudar}$$

Determinação da tensão actuante:

$$\eta_x = \frac{e_x}{a} ; \eta_y = \frac{e_y}{b} \rightarrow \eta_x \geq \eta_y \rightarrow \lambda_1 \text{ ou } \lambda_5$$

Se tivermos λ_1 :
$$\sigma_1 = \frac{N + P}{\lambda_1 \times a \times b} \leq \frac{4}{3} \sigma_{adm}$$

Se tivermos λ_5 :
$$\sigma_5 = \frac{N + P}{\lambda_5 \times a \times b} \leq \sigma_{adm}$$

No anexo *PILARES e SAPATAS* pode consultar-se as combinações de acções que foram testadas para o dimensionamento das fundações. A acção condicionante é o sismo longitudinal. O pré-dimensionamento da geometria da sapata é feito através da expressão:

$$A_{sapata(LxB)} = \frac{N_b \times 1,25}{\sigma_{adm}} ; h_{sapata} = \frac{L \times a_0}{4}$$

A geometria para a sapata quadrada é de: $5m \times 5m \times 1,2m$

Nos anexo referido pode consultar-se com maior detalhe o dimensionamento das sapatas e as combinações de acções que levam à determinação das dimensões referidas.

Com o sismo longitudinal a ser a acção determinante, a tensão no solo segundo:

A) Método Tradicional

$$\sigma_{solo} = \frac{4778,80}{3,397 \times 4,790} < \sigma_{adm} \Leftrightarrow 294 \text{ kPa} < 300 \text{ kPa} \quad \textit{Verifica!}$$

B) Método segundo *Hormigón Armado (Montoya)*

$$\sigma_1 = \frac{4778,80}{0,48 \times 5 \times 5} \leq \frac{4}{3} 300 \Leftrightarrow 398 \text{ kPa} < 400 \text{ kPa} \quad \textit{Verifica!}$$

2.1.3. Esforço Resistente e Armadura

2.1.3.1. Segundo a Direcção Y

Como na direcção Y a largura efectiva (b') é praticamente a largura da sapata como se pode ver no respectivo anexo, fez-se uma dupla abordagem para determinar qual a força F_t , que origina maior quantidade de armadura. Os resultados apresentam-se no *Quadro IV.4*.

Quadro IV.4 – Esforços de Cálculo na Sapata segundo a Direcção Y

e [m] =	0,084
e/a0 =	0,076
K =	0,235
R1 [KN] =	2494,30
R2 [KN] =	2284,50
Ft1 [KN] =	2078,32
Ft2 [KN] =	2853,93
Ay/m [cm²/m]	28,98

Adopta-se uma armadura de: ϕ 20 // 0,10 – o que perfaz um total de $A_y/m = 31,42 \text{ cm}^2/m$.

2.1.3.2. Segundo a Direcção X

O *Quadro IV.3* apresenta os resultados que determinam a quantificação a armadura necessária dispor segundo a direcção considerada:

Quadro IV.3 – Esforços de Cálculo na Sapata segundo a Direcção X

e [m] =	0,921
e/a0 =	0,837
K =	0,116
R1 [KN] =	3516,78
Ft1 [KN] =	2531,74
Ax/m [cm²/m]	18,24

Por segurança, a concretização da armadura far-se-á por excesso, sendo constituída por: ϕ 16 // 0,1 – o que perfaz um total de $A_x/m = 20,11 \text{ cm}^2/m$.

CAPÍTULO 5 – Verificação da Segurança dos Aparelhos de Apoio

1. Condições Gerais

Os aparelhos de apoio previstos sobre os encontros são do tipo *Neoprene*, sendo estes unidireccionais, permitindo apenas o livre deslocamento segundo a direcção longitudinal. Cada encontro possuirá 4 aparelhos num total de 8 unidades na obra de arte.

2. Esforços Actuantes

No *Quadro V.1* apresentam-se as reacções verticais que chegam a cada um dos aparelhos de apoio das extremidades – que são os mais solicitados, e que servem de base ao dimensionamento dos mesmos. No anexo *CAP 5 e 6 – APARELHOS DE APOIO e JUNTAS DE DILATAÇÃO*, pode consultar-se com maior detalhe a distribuição de esforços.

Quadro V.1 – Acções Verticais por Aparelho de Apoio

Acções por Aparelho	F [KN]
PP	515,27
RCP	
Carlinga	143,12
PEViga	96,51
PECont	-31,31
Ret+Fluência	-32,26
Vento (±)	0,31
VDT (+10°C)	77,96
VDT (-5°C)	-38,85
VUT (± 15°C)	7,88
Frenagem (±)	8,32
SCU + SCL (máx)	214,04
SCU + SCL (min)	-45,99
VT (máx)	218,03
VT (min)	-19,57
Sismo Long (±)	80,19
Sismo Transv (±)	10,63

Com base nos esforços do *Quadro V.1*, cada aparelho de apoio terá de suportar, na condição mais desfavorável:

- $N_{Sd,máx} = F_{PP} + F_{RCP} + F_{Carlinga} + F_{PEViga} + F_{PECont} + F_{Vento} + F_{VDT(10^{\circ}C)} + F_{VUT(\pm 15^{\circ}C)} + F_{Frenagem} + F_{VT} + F_{SL} + 0,3 \times F_{ST} = 1119,47 \text{ KN}$
- $N_{Sd,min} = F_{PP} + F_{RCP} + F_{Carlinga} + F_{PEViga} + F_{PECont} + F_{Ret+Flu} - F_{Vento} + F_{VDT(-5^{\circ}C)} - F_{VUT(\pm 15^{\circ}C)} - F_{Frenagem} + F_{SCU+SCL} - F_{SL} - 0,3 \times F_{ST} = 298,28 \text{ KN}$

Considerou-se que as forças horizontais (longitudinal e transversal) por aparelho de apoio são:

- $F_{HLong} = 5\% N_{Sd,máx} = 55,97 \text{ KN}$
- $F_{HTransv} = (16\% \times \sum CP) + (F_{ST} + 0,3 \times F_{SL}) = 117,13 \text{ KN}$

3. Deslocamento e Rotação do Apoio

Apresentam-se em seguida os deslocamentos e rotações resultantes, na secção dos apoios:

Quadro V.2 – Deslocamentos e Rotações nos Apoios

Acções por Aparelho	δ [mm]	θ [rad]
PP	-0,0171	0,00022
RCP	-0,0040	0,00005
Carlinga	0,0000	0,00000
PEViga	1,3417	-0,00038
PECont	0,5023	-0,00010
Ret+Fluência	20,8941	-0,00010
Vento (\pm)	0,0000	0,00000
VDT (+10°C)	0,0001	-0,00040
VDT (-5°C)	-0,0001	0,00020
VUT ($\pm 15^{\circ}C$)	-4,8216	0,00002
Frenagem (\pm)	3,3609	-0,00002
SCU + SCL (máx)	0,6009	0,00027
SCU + SCL (min)	-0,6071	-0,00014
VT (máx)	0,1540	0,00022
VT (min)	-0,1580	-0,00006
Sismo Long (\pm)	35,5236	0,00026
Sismo Transv (\pm)	0,0239	0,00005

Através do *Quadro V.2* é previsto qual o deslocamento máximo e a rotação resultante das acções que chegam aos aparelhos, sendo dimensionada a situação mais desfavorável. É aplicado um coeficiente de segurança de 1,5 para a acção sísmica como medida preventiva.

- $$\delta_{máx}^{(+)} = \delta_{Carlinga} + \delta_{PEViga} + \delta_{PECont} + \delta_{Ret+Flu} + \delta_{Vento}^{(+)} + \delta_{VDT(10^{\circ}C)} + \delta_{VUT(\pm 15^{\circ}C)} + \delta_{Frenagem}^{(+)} + \delta_{SCU+SCL}^{(+)} + 1,5 \times (\delta_{SL}^{(+)} + 0,3 \times \delta_{ST}^{(+)}) = 84,82 \text{ mm}$$
- $$\delta_{máx}^{(-)} = \delta_{PP} + \delta_{RCP} + \delta_{Vento} + \delta_{VDT(-5^{\circ}C)} + \delta_{VUT(\pm 15^{\circ}C)} + \delta_{Frenagem}^{(-)} + \delta_{SCU+SCL}^{(-)} + 1,5 \times (\delta_{SL}^{(-)} + 0,3 \times \delta_{ST}^{(-)}) = -62,11 \text{ mm}$$

Então o deslocamento máximo será dado por: $\delta_{máx} = \pm 84,82 \text{ mm}$

Por sua vez, e pelo mesmo raciocínio, a rotação máxima a suportar pelos aparelhos de apoios nos encontros é:

- $\theta_{máx} = 0,00048 \text{ rad}$

4. Aparelhos de Apoios Adoptados

A escolha dos aparelhos de apoio a colocar na obra de arte bem como as suas características, deve ter em conta os esforços a que estes estão sujeitos e que se resumem no *Quadro V.3*.

Quadro V.3 – Características dos Aparelhos de Apoio a Adoptar

	FV,máx [KN]	FV,min [KN]	FH.T. [KN]	$\delta_{máx}$ [mm]	$\theta_{máx}$ [rad]
Aparelho de Apoio	1200	350	150	± 90	0,0005

CAPÍTULO 6 – Verificação da Segurança das Juntas de Dilatação

1. Condições Gerais

As juntas de dilatação encontram-se localizadas junto aos encontros e tem como objectivo absorver os movimentos provenientes das variações de temperatura, efeitos diferidos e outros deslocamentos a que a estrutura está sujeita.

2. Deslocamentos

O dimensionamento dos deslocamentos a suportar pela junta de dilatação podem ser feito com base no *Quadro V.2*, sendo para este caso usado mais uma vez o factor de segurança de 1,5 como medida preventiva.

- $\delta_{máx}^{(+)} = \delta_{Carlinga} + \delta_{PEViga} + \delta_{PECont} + \delta_{Ret+Flu} + \delta_{Vento}^{(+)} + \delta_{VDT(10^{\circ}C)} + \delta_{VUT(\pm 15^{\circ}C)} + \delta_{Frenagem}^{(+)} + \delta_{SCU+SCL}^{(+)} + 1,5 \times (\delta_{SL}^{(+)} + 0,3 \times \delta_{ST}^{(+)}) = 84,82 \text{ mm}$
- $\delta_{máx}^{(-)} = \delta_{PP} + \delta_{RCP} + \delta_{Vento} + \delta_{VDT(-5^{\circ}C)} + \delta_{VUT(\pm 15^{\circ}C)} + \delta_{Frenagem}^{(-)} + \delta_{SCU+SCL}^{(-)} + 1,5 \times (\delta_{SL}^{(-)} + 0,3 \times \delta_{ST}^{(-)}) = -62,11 \text{ mm}$

Então o deslocamento máximo a suportar pela junta de dilatação, na situação mais desfavorável é de: $\delta_{máx} = \pm 84,82 \text{ mm}$.

CAPÍTULO 7 – Verificação da Segurança dos Encontros

1. Considerações Gerais

Os Encontros da presente obra, designados por E1 e E2, são do tipo perdido e possuem uma configuração semelhante. Para efeitos de cálculo de impulsos, considerou-se as características do aterro no tardo dos encontros as que resultam do relatório geotécnico, sendo os principais parâmetros:

- $\phi = 32^\circ$
- $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$;

Considerou-se para o coeficiente de atrito μ entre a sapata e o terreno de fundação o valor de 0,5.

Para a verificação do equilíbrio global utilizou-se coeficientes de impulso activos para as acções do terreno e sobrecarga, bem como impulso sísmica para a acção sísmica. Na verificação da segurança interna, utilizou-se coeficientes de impulso em repouso, excepto para a combinação em que o sismo é a acção variável base, caso em que foi utilizado o coeficientes de impulso sísmico.

2. Acções

2.1. Acções Actuantes na Massa do Encontro

As acções actuantes na massa do encontro incluem o peso deste (elementos de betão armado e terras sobre a sapata) e ainda a acção sísmica, dada por forças estáticas actuantes em correspondência com as massas. Essas serão calculadas através de um coeficiente sísmico, para o qual se adoptou o mesmo valor determinado no dimensionamento dos pilares e que pode ser consultado no anexo *CAP 3 e 4 - PILARES e SAPATAS*:

$$\beta = 0,14 \times \alpha = 0,14 \times 1,00 = 0,14 \quad (\text{Zona Sísmica A} \rightarrow \alpha = 1,00)$$

2.2. Impulsos de Terras

O impulso de terras será calculado através dos coeficientes de impulso e terá 3 parcelas:

- Impulsos devidos ao peso próprio das terras
- Acréscimo de impulso devido à acção sísmica
- Impulso devido a uma sobrecarga de 10 KN/m² actuante no terraplano

Coeficiente de Impulso em Repouso:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 32 = 0,553$$

Coeficiente de Impulso Activo (Teoria de Coulomb):

Para a verificação da estabilidade global, considera-se a superfície de corte da cunha activa do aterro, inclinada num ângulo α de 18° com a vertical. O atrito nessa superfície, ou seja, terra com terra, é dado pelo ângulo φ (2/3 do ângulo de atrito interno). Por sua vez, θ , é o ângulo que resulta da relação entre o impulso sísmico vertical e horizontal. Com estas hipóteses, os impulsos farão um ângulo com a horizontal que resulta do atrito terras com terras φ mais a inclinação da cunha activa α . O respectivo coeficiente K_a tem o seguinte valor:

$$K_a = 0,499$$

Coeficiente de Impulso para a Acção Sísmica (Método de Mononobe – Okabe):

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \times \cos^2 \alpha \times \cos(\delta + \alpha + \theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \times \cos(\alpha - i)}} \right]^2} = 0,645$$

Assim:

$$K_s = K_{as} - K_a = 0,146$$

2.3. Acções Transmitidas pelo Tabuleiro

Diagrama Esforço Transverso na Carlinga sobre os Apoios [kN] - PP+RCP

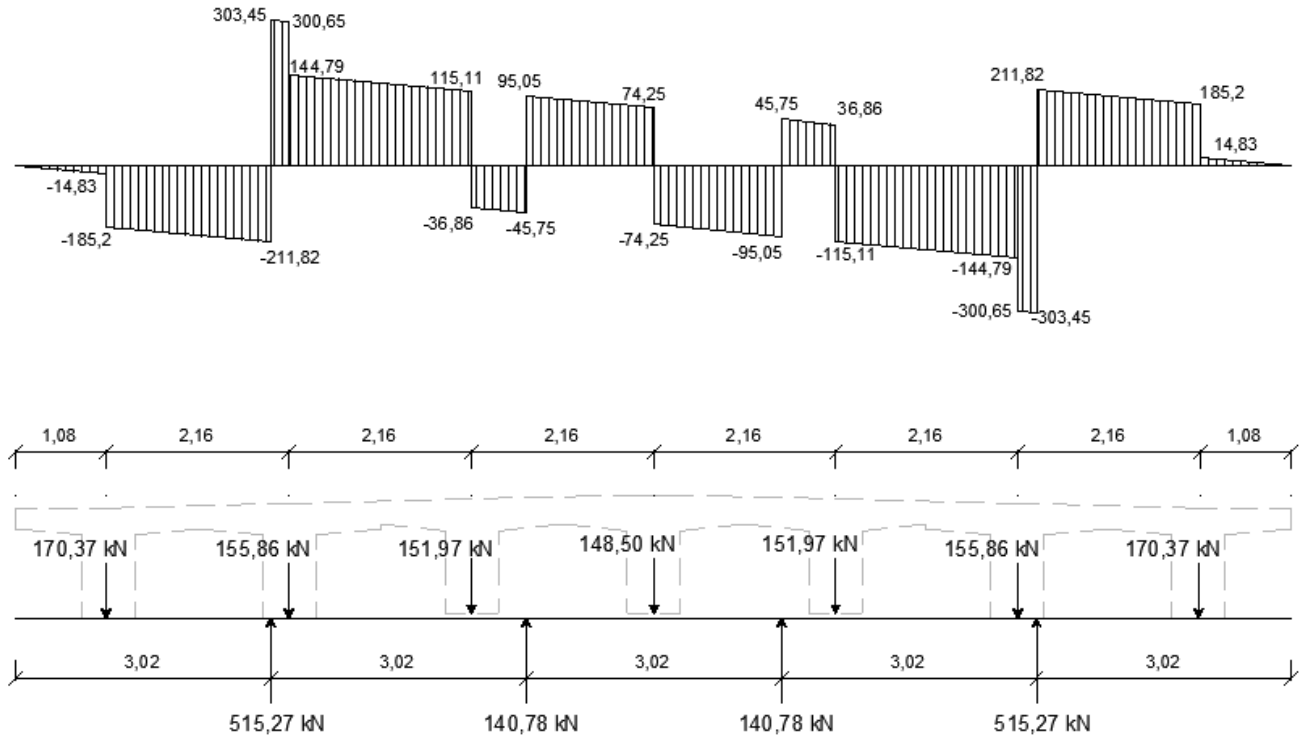


Figura 7.1 – Diagrama de Esforço Transverso na Carlinga sobre os Apoios

Forças Verticais:

$F_V = 515,27 \text{ kN}$ nos aparelhos de apoio das extremidades que são os mais solicitados.

Forças Horizontais (adoptados os valores determinados no Capítulo 5 – Aparelhos de Apoio):

$$F_{HLong} = 5\% N_{Sd,m\acute{a}x} = 55,97 \text{ kN}$$

$$F_{HTransv} = (16\% \times \sum CP) + (F_{ST} + 0,3 \times F_{SL}) = 117,13 \text{ kN}$$

2.4. Encontro E1

2.4.1. Verificação da Estabilidade Global

Na Figura 7.2, apresenta-se a esquematização adoptada para a verificação em questão:

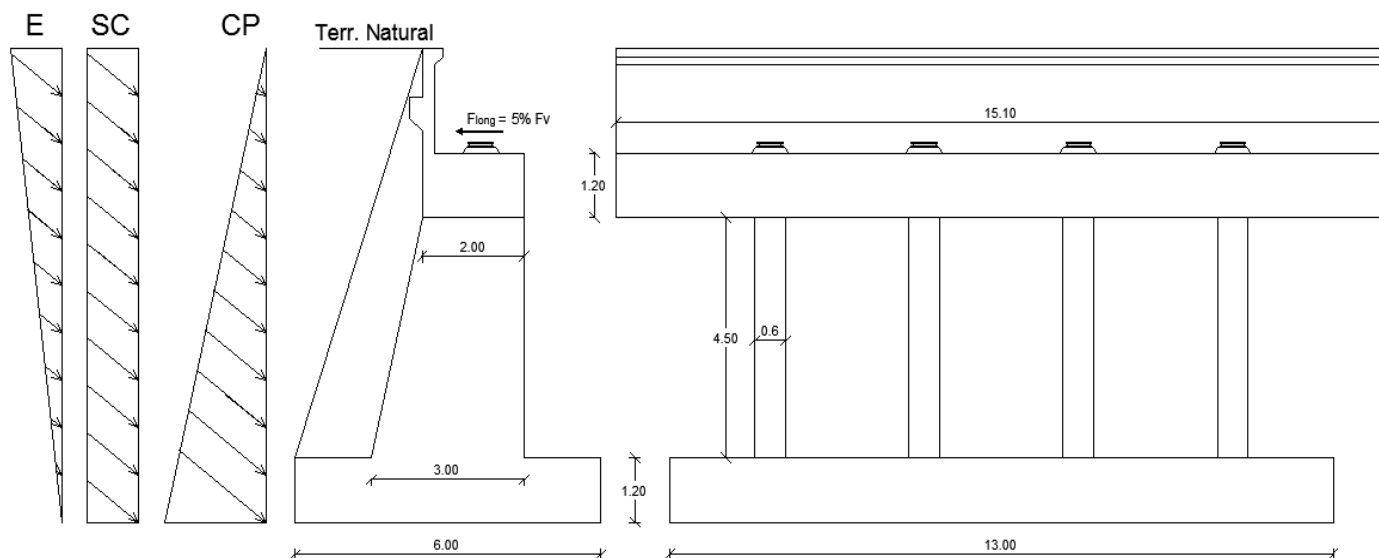


Figura 7.2 – Impulsos sobre o Tardoz e Geometria do Encontro E1

A verificação da segurança à estabilidade global foi efectuada com recurso a uma folha de cálculo (anexo: *CAP 7 – ENCONTROS*), criada para o dimensionamento em questão.

Saliente-se que o impulso actua na estrutura segundo um angulo de 35,81° com a horizontal, devido à geometria do tardoz do encontro.

De acordo com os cálculos do anexo *CAP 7 – ENCONTROS*:

$$M_{estabilizante} = 34462 \text{ KNm} \gg M_{derrubante} = 1859 \text{ KNm}$$

$$H_{resistente} = 6269 \text{ KN} > H_{actuante} = 6150 \text{ KNm}$$

Verifica-se pelos resultados obtidos, que a segurança ao derrubamento e deslizamento está satisfeita.

2.4.2. Espelho

As acções que actuam no espelho são essencialmente os impulsos de terras no tardo e o seu funcionamento poderá ser assimilado ao de uma consola, que no presente caso tem um vão de 1,95 m.

- Impulso em repouso de terras

$$I_Y = \frac{1}{2} \gamma K_0 H^2 = \frac{1}{2} \times 19 \times 0,559 \times 1,95^2 = 19,97 \text{ KN/m}; \quad b = \frac{H}{3} = \frac{1,95}{3} = 0,65 \text{ m}$$

$$M_Y = 12,98 \text{ KNm/m}$$

- Impulso de terras devido a uma sobrecarga de 10 KN/m² no terraplano

$$I_Q = \gamma K_0 H = 19 \times 0,559 \times 1,95 = 10,78 \text{ KN/m}; \quad b = \frac{H}{2} = \frac{1,95}{2} = 0,98 \text{ m}$$

$$M_Q = 10,51 \text{ KNm/m}$$

$$M_{Sd} = 1,35 \times 12,98 + 1,5 \times 10,51 = 33,29 \text{ KNm/m};$$

$$d = 0,20 \text{ m}; \quad C3037; \quad \mu = 0,0416; \quad A_s = 3,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}; \quad A500; \quad w = 0,0433; \quad \phi 12//0,20 (5,65 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Com:

$$A_{s_{min}} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b \times d = 3,02 \text{ cm}^2$$

2.4.3. Viga de Estribo

A viga de estribo, juntamente com o espelho, funcionam em conjunto como uma viga. As acções e os respectivos efeitos são os seguintes:

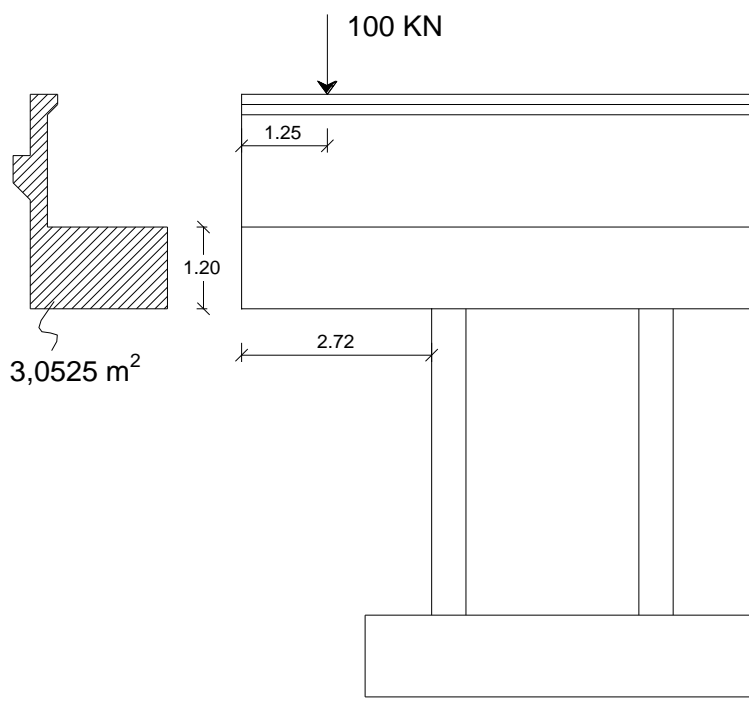


Figura 7.3 – Acção do Veículo Tipo sobre a Viga de Estribo do Encontro E1

Peso Próprio + Veículo Tipo

$$M_{PP} = \gamma_b \times A \times \frac{L^2}{2} = 25 \times 3,0525 \times \frac{2,72^2}{2} = 282,30 \text{ kNm}$$

$$M_{VT} = 100 \times L = 100 \times (2,72 - 1,25) = 147 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 1,35 \times 282,30 + 1,50 \times 147 = 601,60 \text{ kNm}$$

$$d = 1,15 \text{ m};$$

$$\mu = 0,0114;$$

$$A_{s, \min} = 34,68 \text{ cm}^2$$

$$b = 2,00 \text{ m};$$

$$\omega = 0,0115;$$

$$A_s = 12,17 \text{ cm}^2$$

Adopta-se: 18 ϕ 16 (36,18 cm²)

Impulso de Terras

A Figura 7.4 representa o esquema de uma vista de topo do encontro E1, e os impulsos a que a viga de estribo está sujeita.

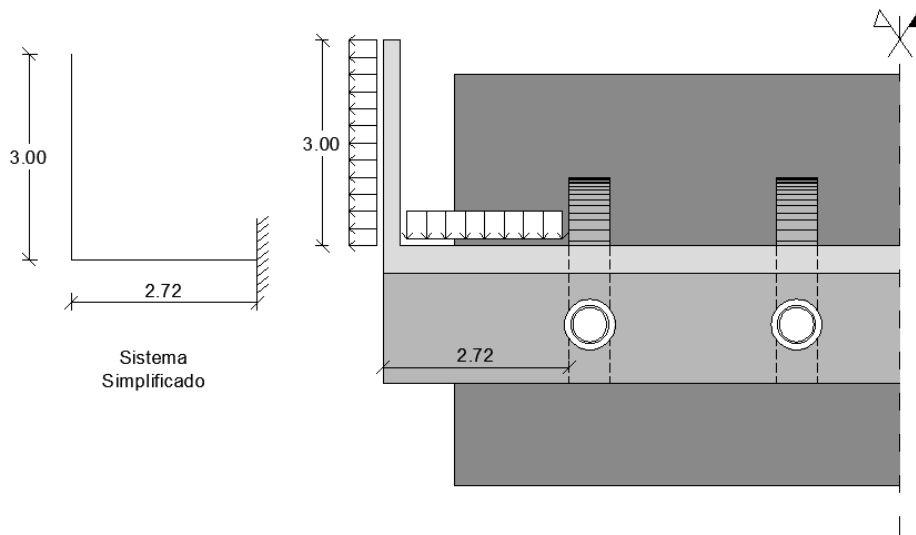


Figura 7.4 – Esquema Simplificado dos Impulsos de Terras sobre a Viga de Estribo

$$I_{a,\gamma h} = \frac{1}{2} \times k_0 \times H_{secc\tilde{a}o} = 16,54 \text{ kN/m}$$

$$I_{a,Qh} = 10 \times k_0 = 5,53 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = 251,12 \text{ kNm/m}$$

$$d = 1,95 \text{ m}; \quad \mu = 0,0033; \quad A_{s,min} = 23,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}; \quad \omega = 0,0033; \quad A_s = 2,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopta-se: $\phi 25 // 0,15$ (32,72 cm²)

2.4.4. Gigantes

Os gigantes têm a geometria apresentada na Figura 7.2 e são solicitados em ambas as direcções, longitudinal e transversal. Os esforços da secção 1 são transmitido ao estribo, pelo que este terá de apresentar resistência suficiente.

2.4.4.1. Direcção Transversal

A. Verificação da Segurança à Flexão

A acção que solicita o gigante nesta direcção é a acção sísmica.

O modelo de cálculo adoptado para a análise dos gigantes nesta direcção é o que se indica na figura seguinte:

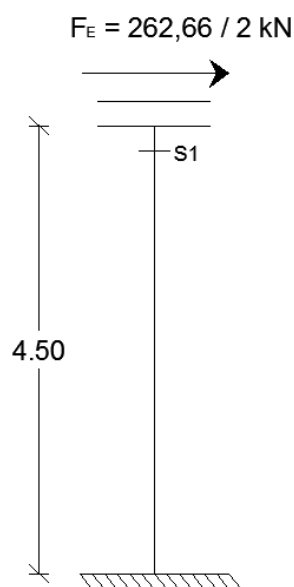


Figura 7.5 – Modelo de Cálculo para Análise Transversal

$$M_{Sd} = 1,5 \times (262,66/2) \times 4,5/2 = 443,24 \text{ kNm}$$

$$d = 0,55 \text{ m};$$

$$\mu = 0,0244;$$

$$A_{s, \text{min}} = 6,60 \text{ cm}^2$$

$$b = 3,00 \text{ m};$$

$$\omega = 0,0250;$$

$$A_s = 18,99 \text{ cm}^2$$

Adopta-se: $\phi 20 // 0,10$ (31,42 cm²/m)

B. Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

Segundo EC2, e como $V_{sd} = 1,5 \times 131,33 = 197 \text{ kN}$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{sd}}{(0,9 \times d) \times f_{syd} \times \cot \theta} \quad \text{e} \quad (A_{sw})_{min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b$$

$d = 0,55 \text{ m}$
 $z = 0,50 \text{ m}$
 $\theta = 30,00^\circ$
 $v = 0,53$
 $b = 3,00 \text{ m}$

$A_{sw,min} = 26,29 \text{ cm}^2$
 $A_{sw}/s = 5,28 \text{ cm}^2$

Adopta: $\phi 12 // 0,20 + \phi 10 // 0,20$
c/ 6 ramos (27,00 cm²)

C. Momento da secção S1 transmitido à Viga de Estribo

$M_{sd} = 443,24 \text{ kNm}$

$d = 3,10 \text{ m};$

$\mu = 0,0092;$

$A_{s,min} = 11,69 \text{ cm}^2$

$b = 0,25 \text{ m};$

$\omega = 0,0093;$

$A_s = 3,32 \text{ cm}^2$

2.4.4.2. Direcção Longitudinal

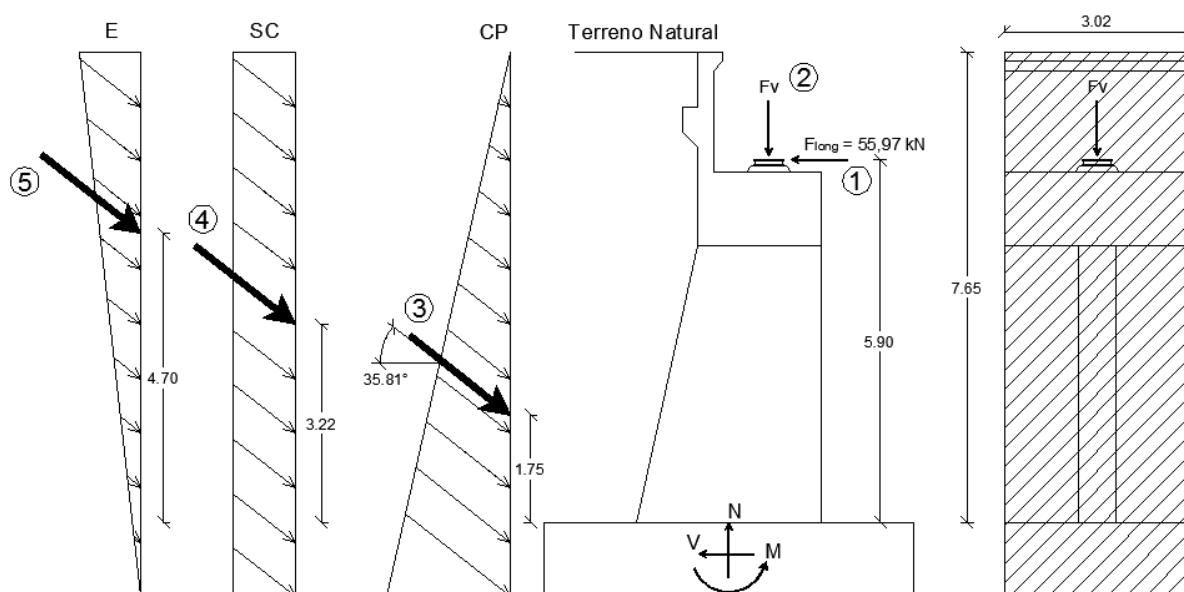


Figura 7.6 – Impulsos sobre o Tardezo e Acções provenientes do Tabuleiro, numa Largura Efectiva

Na Figura 7.6, apresenta-se a esquematização das acções incidentes no tardoz do encontro E1, bem como a largura de influência que se toma em conta na análise longitudinal da segurança do gigante.

Para este dimensionamento, considerou-se as cargas verticais F_V ② que chegam ao aparelho de apoio mais condicionado são o somatório de duas parcelas: Σ das cargas permanentes (PP; RCP; Pré-Esforço da Viga; Pré-Esforço de Continuidade) e a envolvente de esforços da Sobrecarga Rodoviária; ou Σ das cargas permanentes e a acção sísmica nessa direcção.

Por sua vez, ①, é a força longitudinal F_{Long} , e que representa 5% da força axial máxima que chega ao aparelho de apoio.

São testadas duas combinações de acções – como se observa nos *Quadros VII.1* e *VII.2*, com fim a determinar qual delas será condicionante no dimensionamento dos fustes, na direcção longitudinal.

i. Combinação 1 - A.V.B.: Sobrecargas (Coef. Impulso em Repouso)

Quadro VII.1 – Combinação 1

Acção	Força (kN)	Braço (m)	$M = F \times b$ (kN·m)
1	55,97	5,90	330
2	794,13	0,65	516
3	752,81	1,75	1317
4	103,59	3,22	334
Σ	1706,50		2497,38

ii. Combinação 2 - A.V.B.: Sismo (Coef. Impulso em Activo)

Quadro VII.2 – Combinação 2

Acção	Força (kN)	Braço (m)	$M = F \times b$ (kN·m)
1	55,97	5,90	330
2	628,40	0,65	408
3	752,81	1,75	1317
5	199,47	4,70	938
Σ	1636,65		2993,61

A combinação 2 é a mais condicionante e será esta a utilizada como base de cálculo.

A. Verificação da Segurança à Flexão

$$M_{Sd} = 1,5 \times 2993,61 = 4490,42 \text{ kNm}$$

$$d = 1,95 \text{ m}; \quad \mu = 0,0984; \quad A_{s, \min} = 17,64 \text{ cm}^2$$

$$b = 0,60 \text{ m}; \quad \omega = 0,1081; \quad A_s = 58,18 \text{ cm}^2$$

Adopta-se: 6 ϕ 25 + 6 ϕ 25 (58,92 cm²)

B. Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

$$V_{Sd} = 1,5 \times 1636,65 = 2454,98 \text{ kN}$$

Segundo EC2:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Sd}}{(0,9 \times d) \times f_{syd} \times \cot \theta} \quad \text{e} \quad (A_{sw})_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b$$

$$\begin{aligned} d &= 2,95 \text{ m} \\ z &= 2,66 \text{ m} \\ \theta &= 30,00^\circ \\ v &= 0,53 \\ b &= 0,60 \text{ m} \end{aligned}$$

$$A_{sw, \min} = 5,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw}/s = 12,28 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd, \max} = \frac{\alpha \times v \times f_{cd} \times b \times z}{\cot \theta + \tan \theta} = 7284,17 \text{ kN}$$

Considera-se deste modo, garantida a verificação da segurança dos fustes do encontro.

2.4.5. Asa

A asa encontra-se sujeita também às acções representadas na Figura 7.7, e para tal é também feito o devido dimensionamento para resistência estrutural das acções a que é solicitado. São contabilizadas as acções apenas até ao espelho uma vez que esta “consola” de $L = 3\text{ m}$ é a mais desfavorável.

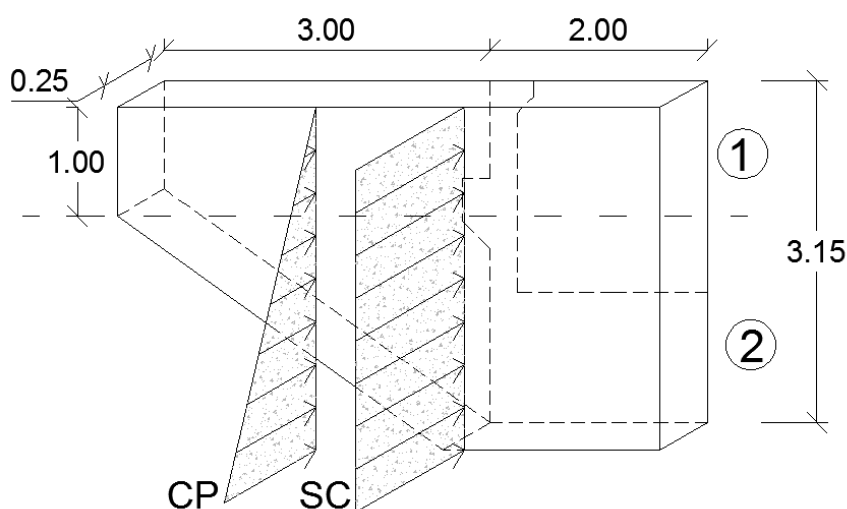


Figura 7.7 – Impulsos sobre a Asa do Encontro E1

Os impulsos horizontais que solicitam a asa, são calculados separadamente para as áreas A_1 de 3 m^2 e A_2 de $3,225\text{ m}^2$.

$$I_{\gamma 1} = \frac{1}{2} \times \gamma_{solo} \times k_0 \times H^2 \times L = \frac{1}{2} \times 19 \times 0,553 \times 1^2 \times 3 = 15,76\text{ kN} \quad b_{\gamma 1} = 1,5\text{ m}$$

$$I_{\gamma 2} = \frac{1}{2} \times \gamma_{solo} \times k_0 \times A_2 \times L = \frac{1}{2} \times 19 \times 0,553 \times 3,225 \times 3 = 50,81\text{ kN} \quad b_{\gamma 2} = 1,0\text{ m}$$

$$I_{Q1} = Q \times k_0 \times A_1 = 10 \times 0,553 \times 3 = 16,59\text{ kN} \quad b_{Q1} = 1,5\text{ m}$$

$$I_{Q2} = Q \times k_0 \times A_2 = 10 \times 0,553 \times 3,225 = 17,83\text{ kN} \quad b_{Q2} = 1,0\text{ m}$$

A. Verificação da Segurança à Flexão

$$M_{sd} = 1,5 \times (I_{\gamma 1} \times b_{\gamma 1} + I_{\gamma 2} \times b_{\gamma 2} + I_{Q1} \times b_{Q1} + I_{Q2} \times b_{Q2}) / L_{muro} = 58,58 \text{ kNm/m}$$

$$d = 0,20 \text{ m}; \quad \mu = 0,0732; \quad A_{s, \min} = 3,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}; \quad \omega = 0,0786; \quad A_s = 7,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopta-se: $\phi 12 // 0,10$ (11,31 cm²/m)

B. Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

$$V_{sd} = 50,49 \text{ kN/m}$$

Segundo EC2:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{sd}}{(0,9 \times d) \times f_{syd} \times \cot \theta} \quad \text{e} \quad (A_{sw})_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b$$

d =	0,20	m		(A_{sw}/s) min =	8,76	cm ² /m
z =	0,18	m		(A_{sw}/s) =	3,73	cm ² /m
θ =	30,00	°				
v =	0,53					
b =	1,00	m		Adopta:	$\phi 12 // 0,10$	(11,31 cm ² /m)

$$V_{Rd, \max} = \frac{\alpha \times v \times f_{cd} \times b \times z}{\cot \theta + \tan \theta} = 823,07 \text{ kN}$$

Considera-se deste modo, garantida a verificação da segurança da asa do encontro.

2.4.6. Sapata de Fundação

A Figura 7.8, representa a abordagem de cálculo para o dimensionamento da sapata de fundação.

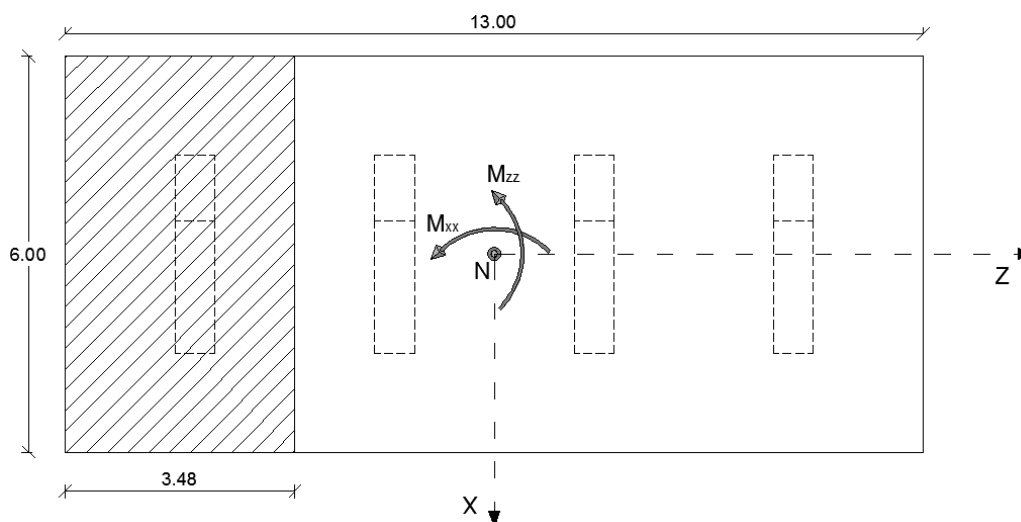


Figura 7.8 – Esboço da Sapata de Fundação para Análise numa Largura Efectiva

- **Momentos de Cálculo na Base da Sapata Segundo ZZ**

Segundo o eixo Z indicado na Figura 7.8, actuam os impulsos provenientes do peso próprio do terreno, sobrecarga no terrapleno e impulso sísmico. No anexo *CAP 7 – ENCONTROS*, é determinada a resultante de momentos na base da sapata de largura 13,00 m, segundo esta direcção, sendo que o seu valor surge da combinação mais desfavorável (CP + SC + Sismo - $F_{V,apar.apoio}$), e cujo valor para esta abordagem é: $M_{zz,b} = 15394 \text{ kNm}$.

- **Momentos Actuantes na Base da Sapata Segundo XX**

Segundo o eixo X, foi apenas contabilizado o acção sísmica transversal ao nível do aparelho de apoio e que é transmitida pelos fustes, à sapata. A uma altura de 6,9 m, surge na base da sapata um $M_{xx,b} = 5437 \text{ kNm}$.

- **Esforço Normal na Base da Sapata**

O somatório das cargas que chegam à sapata, mais o peso próprio desta para a área de cálculo considerada, resulta num esforço axial de $N_b = 12750 \text{ kN}$.

- **Excentricidade**

Em X e Z, tem-se respectivamente:

$$e_x = \frac{M_{ZZ,b}}{N_b} = 1,208 \text{ m} \quad a' = L_{effect,X} = L - 2 \times e_x = 6 - 2 \times 1,208 = 3,58 \text{ m}$$

$$e_z = \frac{M_{XX,b}}{N_b} = 0,426 \text{ m} \quad b' = L_{effect,Z} = L - 2 \times e_z = 13 - 2 \times 0,426 = 12,15 \text{ m}$$

- **Tensão na Base da Sapata**

$$\sigma_{soto} = \frac{N}{a' \times b'} = \frac{12750}{3,58 \times 12,15} = 293 \text{ kPa} < \sigma_{adm} = 300 \text{ kPa}$$

Nos casos em que para além de um esforço axial, chegam também ao pilar momentos flectores como indica a Figura 7.8, a expressão simplificada da força transmitida nos tirantes, é a seguinte:

$$F_t = \frac{R_n \times (x_n \mp a_0(0,5 \pm K))}{d}$$

Em que:

- R_n – Resultante da pressão exercida numa área efectiva da base da sapata
- x_n – Distância entre o eixo do pilar e a resultante R_n
- a_0 – largura do pilar
- K – Coeficiente que quantifica o posicionamento, na secção do pilar, da resultante das compressões que equilibram a força R_n .

O valor de K (que depende da posição da linha neutra na secção do pilar), está associado à relação entre a excentricidade de carga ($e_{sd} = M_{sd} / N_{sd}$) e a dimensão a_0 do pilar, sendo através do seguinte Quadro VII.3 possível determinar o seu valor:

Quadro VII.3 – Determinação do Coeficiente de Posicionamento

e/a0	0	0,25	0,5	1	1,5
K	0,25	0,2	0,15	0,1	0,05

A armadura necessária é posteriormente dada pela expressão:

$$A_{s(i)}/m = \frac{F_t \times \gamma}{f_{syd} \times L'_{(j)}}$$

Em que:

- γ – Coeficiente de segurança
- L' – Largura efectiva da sapata
- i ou j – Direcção segundo as quais se está a dimensionar a armadura

Quadro VII.4 – Determinação da Quantidade de Armadura nas duas Direcções

<u>Segundo X</u>			<u>Segundo Z</u>		
e =	1,109	[m]	e =	0,145	[m]
e/a0 =	0,370		e/a0 =	0,241	
K =	0,176		K =	0,176	
R1 =	10699,84	[KN]	R1 =	1826,81	[KN]
Ax/m =	53,45	[cm2/m]	Az/m =	23,62	[cm2/m]
Arm. Adoptada: ϕ 25 // 0,15 + ϕ 20 // 0,15			Arm. Adoptada: ϕ 20 // 0,125		

2.5. Encontro E2

Adopta-se o encontro E2 com as mesmas características físicas e geométricas do encontro E1

Referências Bibliográficas

- [1] RSA – Regulamento de Segurança e Ações;

- [2] REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado;

- [3] Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
EN 1991-1-7: Acções de Acidente

- [4] Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão
Parte 2: Pontes de Betão – Projecto e Disposição Construtiva;

- [5] Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas em Aço

- [6] Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos Sismos
Parte 2: Pontes.

- [7] Grupo Pavicentro – Catálogo de Vigas Pré-fabricadas: Vigas T

- [8] MONTOYA, J. Jimenez: MESEGUER, A. Garcia: CABRE F. Moran, *Hormigón Armado*

- [9] *Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão – REBAP 83*, de J’D.Arga Lima, Vitor Monteiro e Mary Mun

- [10] Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico

ANEXOS
