



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Departamento de Engenharia Civil



Estudo do Dimensionamento de Obras de Arte

Vânia Filipe Fonseca
Licenciada em Engenharia Civil

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

Orientador (es):

Engenheiro Carlos Amaro Fernandes A. Ferraz, Prof. Adjunto do ISEL
Doutor Filipe Manuel V. P. Almeida Vasques, Prof. Adjunto do ISEL

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Machado, Prof. Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Doutor Carlos Trancoso Vaz, Prof. Coordenador (ISEL)
Engenheiro Carlos Amaro Fernandes A. Ferraz, Prof. Adjunto do ISEL
Doutor Filipe Manuel V. P. Almeida Vasques, Prof. Adjunto do ISEL

Março de 2011



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil

ISEL



Estudo do Dimensionamento de Obras de Arte

Vânia Filipe Fonseca
Licenciada em Engenharia Civil

**Relatório de Estágio para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização de Estruturas**

Março de 2011

RESUMO

O presente relatório foi produzido no âmbito do Trabalho Final de Mestrado de Engenharia Civil, leccionado no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL) e refere-se ao estágio realizado na empresa *Edgar Cardoso - Laboratório de Estruturas*, durante seis meses, sob a orientação do Engenheiro Carlos Ferraz e do Engenheiro Filipe Vasques.

Durante este período, foram dimensionadas e analisadas diversas obras de arte, nomeadamente:

- Passagens agrícolas;
- Alargamento de uma passagem superior ao caminho-de-ferro;
- Passagens Superiores de dois vãos e comprimento total na ordem dos cinquenta metros.

Foram ainda realizadas actividades de revisão de projectos de passagens agrícolas e de inspecção de obras de arte.

Com este relatório, pretende-se descrever todas as actividades desenvolvidas que permitiram consolidar os conhecimentos adquiridos durante o percurso académico, bem como, a aquisição de experiência profissional na área de projecto nas suas diversas vertentes.

Palavras-chave: Dimensionamento; Passagens Agrícolas; Passagens Superiores

ABSTRACT

This report was produced under the Final Work of Master of Civil Engineering, taught at Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL) and refers to the stage in the enterprise *Edgar Cardoso – Laboratório de Estruturas* during six months under the orientation of Engineer. Carlos Ferraz and Engineer. Filipe Vasques.

During this period, several works were designed and analyzed, including:

- .Agricultural underpass;
- Extension of an overpass to the railroad;
- Overpass with two spans and total length of around 50m.

Activities were also carried out a review of agricultural underpass projects and inspection of an overpass.

With this report, it is intended to describe all the activities that helped to consolidate the knowledge acquired during the academic and work experience in the project area in its various forms.

Key-words:Dimension; Agricultural Underpass; Overpass.

AGRADECIMENTOS

Dirijo o meu sincero reconhecimento à Empresa *Edgar Cardoso – Laboratório de Estruturas*, a todos os funcionários e equipa técnica de projecto, que me integraram e sempre esclareceram as minhas dúvidas.

O resultado deste trabalho apenas foi possível graças à contribuição de numerosas pessoas às quais expresso os meus agradecimentos, entre as quais:

os meus orientadores Eng. Carlos Ferraz e Eng. Filipe Vasques por terem acreditado em mim e dado a oportunidade de realizar o estágio.

Por último, agradeço aos meus familiares e amigos, que me acompanharam ao longo dos últimos anos e que sempre me apoiaram.

RESUMO	a
ABSTRACT	b
AGRADECIMENTOS	c
ÍNDICE	d
LISTA DE FIGURAS	h
LISTA DE TABELAS.....	j
LISTA DE ANACRÓNIMOS	k
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA INSTITUIÇÃO DE ESTÁGIO.....	3
3. ACTIVIDADES DESENVOLVIDAS.....	4
3.1. PASSAGENS AGRÍCOLAS	4
3.2. INSPECÇÃO	4
3.3. ALARGAMENTO	5
3.4. PASSAGENS SUPERIORES	5
4. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	7
4.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	7
4.1.1. Combinações fundamentais em geral	7
4.1.2. Combinações de Acção Variável de Base: Sismo	8
4.1.3. Combinação Acidental.....	8
4.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	9
4.2.1. Estados Limites de Fendilhação	9
4.2.1.1 Abertura de Fendas.....	9
4.2.1.2 Estado Limite de Descompressão	12
4.2.2. Estado Limite de Deformação	12
4.3. PRÉ-ESFORÇO	13
4.3.1. Perdas Instantâneas.....	13
4.3.2. Perdas Diferidas	14
5. PASSAGENS AGRÍCOLAS	15
5.1. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS.....	15
5.1.1.RELATIVOS A TRAÇADO	15
5.1.2 REGULAMENTARES	15
5.2. HIDRÁULICOS.....	15
5.2.1. Drenagem Interior	16
5.2.2. Drenagem Exterior	16
5.3. DADOS GEOTÉCNICOS.....	17

5.4.	SOLUÇÃO ESTRUTURAL	17
5.4.1.	Quadro	18
5.4.2.	Muros	19
5.5.	MATERIAIS UTILIZADOS	21
5.5.1.	Betão	21
5.5.2.	Aço	21
5.6.	ANÁLISE ESTRUTURAL	21
5.6.1.	Quadro	22
5.6.2.	Muros de Ala com Contrafortes	23
5.7.	QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	23
5.7.1.	Quadro	23
5.7.1.1.	Cargas Permanentes.....	24
5.7.1.2.	Cargas Variáveis	26
5.7.2.	Muros	30
5.7.2.1.	Muros com Contrafortes.....	30
5.7.2.2.	Muros de Suporte em Consola	32
5.8.	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	32
5.8.1.	Quadro – Verificação aos Estados Limites Últimos.....	32
5.8.2.	Quadro – Verificação aos Estados Limites de Utilização	33
5.8.3.	Quadro - Cálculo de Tensões no Terreno.....	35
5.8.4.	Pinos de Ligação – Estado Limite Último de Esforço Transverso.....	35
5.8.5.	Muros - Verificação de Segurança aos Estados Limites	36
5.8.5.1.	Verificação de Segurança aos Estados Limites Últimos	37
5.8.5.2.	Verificação aos Estados Limites de Utilização	40
5.8.6.	Fundações dos Muros	41
5.8.6.1.	Verificação aos Estados Limites Últimos	41
5.8.6.2.	Cálculo das Tensões actuates no Terreno	42
5.8.7.	Muros com Contrafortes.....	42
5.8.7.1.	Contrafortes dos Muros de Ala – Estados Limites Últimos.....	42
5.8.7.2.	Contrafortes dos Muros de Ala – Estados Limites Utilização	44
5.9.	ANÁLISE CRÍTICA	45
5.9.1.	Quadro	45
5.9.2.	Muros	46
6.	INSPECÇÃO DE UMA PASSAGEM SUPERIOR	48
6.1.	DADOS ADMINISTRATIVOS	48
6.2.	DADOS TÉCNICOS	48
6.3.	DADOS DE CONSTITUIÇÃO	49
7.	ALARGAMENTO DE UMA PASSAGEM SUPERIOR AO CAMINHO DE FERRO 54	
7.1.	PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS	54

7.1.1	Regulamentares	54
7.1.2	Relativos a Serviços Afectados	54
7.2.	HIDRÁULICOS.....	54
7.3.	GEOTÉCNICOS	55
7.4.	SOLUÇÃO DESENVOLVIDA.....	55
7.5.	MATERIAIS UTILIZADOS.....	57
7.5.1.	Betão	57
7.5.2.	Aço	58
7.6.	ANÁLISE ESTRUTURAL	58
7.6.1.	Análise Longitudinal	58
7.6.2.	Análise Transversal.....	59
7.7.	QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES.....	60
7.7.1.	Análise Longitudinal	60
7.7.1.1.	Cargas Permanentes.....	60
7.7.1.2.	Sobrecargas.....	60
7.7.2.	Análise Transversal.....	62
7.8.	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	63
7.8.1.	Verificação aos Estados Limites Últimos	63
7.8.1.1.	Flexão.....	63
7.8.1.2.	Esforço Transverso.....	64
7.8.2.	Verificação aos Estados Limites de Utilização	65
7.8.2.1.	Cálculo do Coeficiente de Fluência.....	65
7.8.2.2.	Estado Limite de Deformação	65
7.8.2.3.	Estado Limite de Largura de Fendas	66
7.9.	CÁLCULO DE TENSÕES NO TERRENO	66
7.10.	ANÁLISE CRÍTICA DOS RESULTADOS OBTIDOS	67
8.	PASSAGENS SUPERIORES	69
8.1.	PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS.....	69
8.1.1.	Rodoviários	69
8.1.2.	Regulamentares	69
8.2.	HIDRÁULICOS.....	69
8.3.	DADOS GEOTÉCNICOS.....	70
8.4.	SOLUÇÃO ESTRUTURAL.....	70
8.4.1.	Tabuleiro	70
8.4.2.	Pilares e Fundações.....	71
8.4.3.	Encontros e Fundações.....	72
8.4.4.	Laje de Transição	73
8.5.	MATERIAIS UTILIZADOS.....	73
8.5.1.	Betão	73
8.5.2.	Aço	74

8.6.	ANÁLISE ESTRUTURAL - TABULEIRO	74
8.6.1.	Primeira Fase de Cálculo.....	74
8.6.1.1.	Características da Secção Pré-Fabricada.....	75
8.6.1.2.	Quantificação de Acções.....	76
8.6.2.	Segunda Fase de Cálculo.....	78
8.6.2.1.	Características da Secção Pré-Fabricada.....	79
8.6.2.2.	Quantificação de Acções.....	79
8.6.3.	Terceira Fase de Cálculo.....	81
8.6.3.1.	Características da Viga Pré-Fabricada.....	82
8.6.3.2.	Quantificação de Acções.....	83
8.7.	ANÁLISE ESTRUTURAL - PILARES	92
8.8.	ANÁLISE ESTRUTURAL - ENCONTROS	92
8.9.	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	95
8.9.1.	Tabuleiro.....	95
8.9.1.1.	Elementos Pré-Esforçados.....	96
8.9.2.	Pré-Lajes.....	96
8.9.3.	Ligação Tabuleiro/Pilar.....	97
8.9.4.	Ligação Banzo-Alma.....	97
8.9.5.	Pilares.....	98
8.9.5.1.	Fundação do Pilar.....	99
8.9.6.	Capitel.....	99
8.9.7.	Verificação das Juntas de Dilatação e Aparelhos de Apoio.....	100
8.9.8.	Encontros.....	100
8.10.	ANÁLISE CRÍTICA DOS RESULTADOS OBTIDOS	103
8.10.1.	Análise Transversal.....	103
8.10.2.	Análise Longitudinal.....	103
8.10.3.	Pilares.....	104
8.10.4.	Encontros.....	105
9.	REFLEXÃO CRÍTICA	106
10.	CONCLUSÃO	106
11.	BIBLIOGRAFIA	107

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema elucidativo da impermeabilização das peças do túnel, Fonte: Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas	16
Figura 2 – Esquema elucidativo da drenagem do quadro e das peças de assentamento das peças do túnel, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	17
Figura 3 – Passagem Agrícola, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	18
Figura 8 - Modelo bidimensional do quadro, Retirado do programa de cálculo STRAP V12.5	22
Figura 11 - Diagrama representativo da acção do Impulso Activo, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	25
Figura 12 - Diagrama representativo do impulso em repouso, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	26
Figura 14 – Diagrama representativo da acção das sobrecargas devidas ao tráfego, devido ao impulso activo, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	27
Figura 16 – Diagrama representativo da acção do Impulso Activo, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	31
Figura 17 – Esquema elucidativo das condições de verificação de segurança da fendilhação	35
Figura 18 – Esquema figurativo utilizado na folha de cálculo dos muros, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	41
Figura 19 – Esquema figurativo utilizado na folha de cálculo das tensões actuantes ao nível das sapatas, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	42
Figura 21- Corte longitudinal na zona do alargamento, Fonte: Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas	55
Figura 22- – Corte transversal pelo Tabuleiro Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	56
Figura 23- Foto da obra de arte, aquando do levantamento, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	56
Figura 24 – Corte transversal na zona dos muros de avenida, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	57
Figura 25 – Modelo bidimensional do Pórtico, Retirado do programa de cálculo Strap V12.5	59
Figura 26 – Modelo bidimensional na zona dos muros de avenida, retirado do programa de cálculo STRAP V12.5	59
Figura 27 – Excerto do Corte Longitudinal de Dimensionamento geral de uma PS, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	70
Figura 28 – Perfil Transversal do Tabuleiro, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	71
Figura 29 – Excerto do corte Longitudinal na zona e ligação do tabuleiro ao pilar, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	72
Figura 30 – Excerto do faseamento Construtivo, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	75
Figura 31 – Modelo elaborado com o programa STRAP V12.5	75
Figura 32 – Diagrama representativo da acção do enchimento, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	76
Figura 33 – Diagrama representativo da sobrecarga construtiva, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	76
Figura 34 – Tabela representativa das características do aço de pré-esforço da viga pré-fabricada	77
Figura 35 – Gráficos de tensões obtido após perdas diferidas, para a combinação de esforços quase permanente	77
Figura 36 – Excerto do faseamento construtivo, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	78
Figura 37 – Modelo elaborado com o programa STRAP V12.5	78
Figura 38 – Diagrama representativo da acção do enchimento, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	79
Figura 39 – - Diagrama representativo da sobrecarga construtiva, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	80
Figura 40 – Gráfico de tensões, obtido para a combinação de esforços quase permanente	81
Figura 41 – Excerto do faseamento construtivo, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	81

Figura 42 – Modelo elaborado com o programa STRAP V12.5	82
Figura 43 – Diagrama representativo da acção da retracção e fluência, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	83
Figura 44 – Diagrama representativo da acção da retracção, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	84
Figura 45 – Diagrama representativo da acção da temperatura +15°, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	85
Figura 46 – Diagrama representativo da acção da temperatura -15°, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	85
Figura 47 – Diagrama representativo da acção da frenagem sobre o encontro 1, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	86
Figura 48 – Diagrama representativo das massas consideradas na modelação dos 30 modos de vibração, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	89
Figura 49 – Tabela elucidativa das secções do aço de pré-esforço actuante no tabuleiro	90
Figura 50 – Gráficos de tensões, obtido para a combinação de esforços quase permanente	91
Figura 51 – Diagrama representativo da acção de embate dos veículos sobre os pilares, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5	92
Figura 52 – Excerto representativo da secção transversal do tabuleiro, Fonte: <i>Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas</i>	96
Figura 53 - Diagrama de Momentos Flectores Actuantes e Resistentes na fase de serviço Fonte: Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas	104
Figura 54 - Exemplo de Curva de interacção My-Mx devido á acção do esforço Normal	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Cronograma de Actividades	6
Tabela 2 – Quadro Descritivo das dimensões dos quadros das PA's em função do aterro.....	18
Tabela 3 – Tabela de Armaduras utilizadas nos Quadros das PA's.....	45
Tabela 4 – Tabela Representativa do Estado de Conservação e de Manutenção da Obra da PS inspeccionada.....	53
Tabela 5 – Tabela representativa das características do aço de pré-esforço da viga pré-fabricada	77
Tabela 6 – Tabela representativa das características do aço de pré-esforço de pós-tensão	80
Tabela 7 – Tabela elucidativa das secções do aço de pré-esforço actuante no tabuleiro.....	90

LISTA DE ANACRÓNIMOS

Maiúsculas Latinas

A_S - área da secção de uma armadura, em geral ordinária;

$A_{c,r}$ - área da secção de betão traccionado envolvente da armadura (fendilhação);

A_v - Área de corte;

$E_{c,i}$ - módulo de elasticidade do betão aquando a aplicação do pré-esforço

E_p - módulo de elasticidade de uma armadura de pré-esforço;

E_s - é o módulo de elasticidade de uma armadura de aço, em geral ordinária;

L - Vão do elemento em estudo;

M_e - Momento devido ao sistema estático final,

M_{final} - Momento flector final;

M_0 - Momento flector na estrutura simplesmente apoiada;

M_{PP} - Momento devido ao peso próprio;

M_{RCP} - Momento devido às restantes cargas permanentes;

M_P hiperestático - Momentos devido ao pré-esforço hiperestático;

$M_{RET-DIF}$ - Momento devido à retracção diferencial;

M_Q - Momento devido às sobrecargas rodoviárias;

$M_{\Delta T}$ - Momento devido à temperatura diferencial;

P_0 - pré-esforço de puxe;

$P_{instantâneo}$ - pré-esforço instantâneo;

$P_{infinito}$ - pré-esforço infinito;

R_d - valor de dimensionamento do esforço resistente;

S_d - valor de dimensionamento do esforço actuante;

S_{Ek} - esforço devido ao valor característico da acção sísmica;

S_{Gik} - esforços resultantes das acções permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} - esforço resultante da acção variável base tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} - esforços resultantes das acções variáveis tomadas com os seus valores característicos;

V_{sd} - Esforço transversal actuante de cálculo;

V_{cd} - Factor de correcção da teoria de Morsch;

V_{susp} - Esforço transversal de suspensão.

Minúsculas Latinas

b - largura da secção de cálculo;

b_w - largura da secção;

c - recobrimento da armadura;

ch - coeficiente sísmico horizontal

cv - coeficientes sísmicos vertical;

d - altura útil da secção; distância entre pinos

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de rotura do betão de compressão;

f_y - tensão de cedência

f_{syd} - valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

n - número de cabos de pré-esforço.

s - espaçamento dos varões da armadura; espaçamento entre estribos;

k - desvio angular parasita por unidade de comprimento da armadura de pré-esforço;

k_a - coeficiente de impulso activo do solo;

k_0 - coeficiente de impulso em repouso;

s_m - é a distância média entre fendas;

ω - inclinação do terreno; percentagem mecânica;

w_m - valor médio da largura das fendas.

Abreviaturas

EP- Estradas de Portugal;

GPS - “*Global Position Center*”;

OA - obra de arte;

PA- passagens agrícola;

PS- passagens superior;

REBAP - Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado;

R.S.A.E.E.P. - Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes.

Minúsculas Gregas

α - ângulo formado pelos estribos com o eixo da viga;

β - ângulo que o tardo do muro faz com a vertical;

γ - peso específico do terreno

γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança

γ_{gi} - respectivamente para as acções permanentes;

γ_{q} , - respectivamente para as acções variáveis;

δ - ângulo de atrito solo-muro

$\delta_{t,0}$ - deformada instantânea (tempo zero);

$\delta_{t,\text{inf}}$ - deformada a tempo infinito;

ε_{sm} - é a extensão média da armadura;

ε_1 - respectivamente as extensões aos níveis inferior da área do betão envolvente da armadura, calculada em secção fendilhada,

ε_2 , - respectivamente as extensões aos níveis superior da área do betão envolvente da armadura, calculada em secção fendilhada;

ϕ - diâmetro dos varões da armadura; ângulo de atrito interno do solo;

η_1 - coeficiente dependente das características de aderência dos varões;

η_2 - coeficiente dependente da distribuição de tensões de tracção na secção,

μ - coeficiente de ductilidade; valor reduzido do momento flector; coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a conduta;

$\sigma_{\text{máx}}$ - Tensão máxima instalada no terreno;

$\sigma_{\text{admissível}}$ - Tensão admissível no terreno;

σ_c - tensão de compressão no betão, na secção x, ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço.

σ_s - é a tensão de tracção na armadura (ou variação de tensão no caso de armadura de pré-esforço);

φ^* - Coeficiente de fluência aumentado.

Maiúsculas Gregas

θ - ângulo que a força resultante do peso do solo faz com a vertical; ângulo de inclinação das bielas.

τ_1 - tensão relacionada com o valor de cálculo de esforço transversal resistente.

1. INTRODUÇÃO

O estágio é um processo de aprendizagem indispensável a um profissional que deseja estar preparado para enfrentar os desafios de uma carreira.

Está no estágio a oportunidade de assimilar a teoria e a prática, aprender as peculiaridades da profissão, conhecer a realidade do dia-a-dia. À medida que se vai tendo contacto com as tarefas que o estágio proporciona, começa-se então a assimilar tudo aquilo que foi aprendido.

Com a crescente competitividade no mercado de trabalho, a realização de um estágio curricular, como complemento do curso, significa uma aquisição de prática para o desenvolvimento profissional.

O presente relatório de estágio tem como tema de trabalho o “Estudo do Dimensionamento de Obras de Arte”, intervindo mais concretamente no dimensionamento estrutural das mesmas.

Desta forma, apresentam-se os critérios e metodologias de trabalho, relacionados com a projecção de obras de arte, entre as quais:

- Passagens agrícolas;
- Alargamento de uma passagem superior ao caminho de ferro;
- Passagens Superiores de dois vãos e comprimento total na ordem dos cinquenta metros.

Assim, os principais objectivos do relatório prendem-se com a descrição das actividades desenvolvidas, que permitiram consolidar os conhecimentos adquiridos durante o percurso académico.

Em termos estruturais, o relatório apresentado, encontra-se dividido em oito capítulos, dos quais fazem parte:

- Apresentação do Relatório;
- Apresentação da Instituição de Estágio, nomeadamente, o seu sector de actividade e a sua organização;
- Actividades Desenvolvidas durante a realização do estágio (cronograma das actividades);
- Os Critérios de Verificação de Segurança adoptados no dimensionamento das obras de arte desenvolvidas durante o estágio;
- Os capítulos Passagens Agrícolas, Alargamento de uma Passagem Superior e Passagem Superior exibem as metodologias e ferramentas utilizadas na projecção das diferentes obras de arte, assim como, é feita a análise dos resultados obtidos;
- Inspeção de uma Passagem Superior descreve os métodos, materiais e registos feitos acerca da obra de arte inspeccionada durante a realização do estágio;

- Análise Crítica (reflexão Crítica);
- Conclusão;
- Bibliografia;
- Anexos.

2. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA INSTITUIÇÃO DE ESTÁGIO

A empresa Edgar Cardoso – Laboratório de Estruturas têm como missão a “ *trabalhar para a Excelência das Obras de Engenharia em que se envolve, por forma a maximizar o Valor criado para o dono de Obra, para os respectivos utilizadores e para a Sociedade em Geral, numa perspectiva continuada de Sustentabilidade e sempre privilegiando o caminho da Inovação como meio de atingir estes objectivos.*”

Quanto às áreas de actividade, “ *Apesar de continuar a centrar a sua actividade na Engenharia de Estruturas, a Edgar Cardoso integra também valências na área de Vias de Comunicação, energia, Telecomunicações, Hidráulica e Ambiente, em todas com a mesma postura de pautar as suas intervenções pela procura de excelência e tendo o cliente como centro da sua actuação.*”

No que diz respeito á estrutura organizacional, a Edgar Cardoso “ *reúne actualmente uma equipa multidisciplinar de primeira linha a qual inclui algumas dezenas de colaboradores que têm servido a engenharia com a sua experiência e conhecimento em inúmeras obras de referência.*”

3. ACTIVIDADES DESENVOLVIDAS

Nesta secção descrevem-se as actividades desenvolvidas durante a realização do estágio.

O cronograma que consta no final do presente capítulo ilustra as actividades levadas a cabo durante o estágio realizado ao longo dos seis meses.

3.1. PASSAGENS AGRÍCOLAS

Desenvolveram-se projectos de execução de várias Passagens Agrícolas (PA's), na sua maioria pré-fabricadas, como tal, os elementos estruturais que as constituíam (quadro e muros) eram semelhantes.

Após a escolha da solução estrutural a desenvolver e dos materiais a utilizar, seguem-se a fase de cálculo estrutural onde foi feita a análise e o dimensionamento da solução estrutural.

No dimensionamento definiram-se as secções e a topologia dos elementos estruturais. Modelaram-se os elementos estruturais com recurso ao programa de cálculo automático STRAP v12.5., para tal, foram assimilados conhecimentos sobre este programa.

Na análise estrutural verificaram-se se as tensões, os esforços, os deslocamentos e as deformações provocadas pelas solicitações eram compatíveis com as exigências regulamentares ou outras, quer em termos de segurança quer em termos de comportamento.

Por último, na fase de pormenorização, na qual preconizaram-se de forma clara e objectiva a solução desenvolvida de forma a possibilitar o seu dimensionamento em obra.

Mais tarde, realizaram-se revisões de passagens agrícolas pré-fabricadas, que apresentavam elementos estruturais muito semelhantes aos dimensionados.

3.2. INSPECÇÃO

Durante o estágio, realizou-se a inspecção de uma passagem superior segundo os procedimentos e metodologias definidos nos Manuais de Inventário, Inspeções Principais e de Trabalhos de Reparação de EP- Estradas de Portugal, S.A.

Da inspecção realizada retiraram-se conclusões sobre o estado de manutenção e de conservação da obra de arte.

3.3. ALARGAMENTO

Realizou-se o Projecto de Execução do alargamento de uma Passagem Superior ao caminho-de-ferro. A alteração geométrica da obra existente deveu-se à criação de uma via de desaceleração na zona do nó, traduzido por um aumento no número de faixas de rodagem na zona obra de arte.

A solução estrutural então desenvolvida, tinha a particularidade de ser betonada “in-situ” e todas as dimensões apresentadas serem baseadas em levantamentos.

O alargamento da obra de arte existente será executado a sul da obra de arte num máximo de 3,60 m.

Dada a reduzida expressão do alargamento e o bom estado da obra, procurou-se garantir uma capacidade resistente autónoma, pelo que os modelos de cálculo do pórtico dizem respeito apenas à estrutura a alargar.

3.4. PASSAGENS SUPERIORES

Por último realizou-se o Projecto de Execução duas passagens superiores, cujo tabuleiro era pré-fabricado e apresentava um vão na ordem dos 50 m.

Mais uma vez, participei na fase de cálculo estrutural que envolvia o dimensionamento dos diversos elementos estruturais constituintes da obra de arte e a análise dos mesmos:

- ✓ Identificação dos principais condicionamentos;
- ✓ Modelação do tabuleiro e pilares através do programa de cálculo STRAP V.12.5 e pré-dimensionamento do pré-esforço, com descrição do traçado dos cabos e o valor do pré-esforço de forma a garantir a segurança aos estados limites de utilização e últimos.
- ✓ Análise dos Esforços, deformações e tensões obtidos;
- ✓ Modelação do processo construtivo das obras de arte.

Duração / Actividade	MARÇO					ABRIL									
	1ª SEMANA	2ª SEMANA	3ª SEMANA	4ª SEMANA	5ª SEM	1ª	2ª SEMANA	3ª SEMANA	4ª SEMANA	5ª SEMANA					
Conhecimento da empresa e do sector	X	X	X	X	X										
Desenvolvimento das Passagens Agrícolas						X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Duração / Actividade	MAIO					JUNHO									
	1ª SEMANA	2ª SEMANA	3ª SEMANA	4ª SEMANA	5ª SEM	1ª	2ª SEMANA	3ª SEMANA	4ª SEMANA	5ª SEM					
Desenvolvimento das Passagens Agrícolas	X	X	X	X	X										
Desenvolvimento do alargamento da passagem superior ao caminho de ferro, entrega ao revisor						X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Revisões de PA's											X	X	X	X	
Desenvolvimento da passagem superior,											X	X	X	X	X

Duração / Actividade	JULHO					AGOSTO									
	1ª SEM	2ª SEMANA	3ª SEMANA	4ª SEMANA	5ª SEMANA	1ª SEMANA	2ª SEMANA	3ª SEMANA	4ª SEMANA	5ª SEM					
Desenvolvimento da passagem superior,	X	X	X	X	X										
Resposta ao Revisor, PA's		X	X												
Desenvolvimento da passagem superior,						X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Resposta ao Revisor, Passagem Superior ao caminho de ferro						X	X	X	X	X	X	X	X		
Resposta ao Revisor, PA's						X	X	X							
Resposta ao Revisor, PS											X	X	X	X	
Dimensionamento dos muros, PI														X	X

Tabela 1 – Cronograma de Actividades

4. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Para a verificação da segurança da estrutura em relação aos estados limites últimos de resistência e estados limites de utilização, consideram-se os critérios de avaliação de segurança preconizados pelo “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” (REBAP).

Nos casos em que a regulamentação portuguesa é omissa teve-se em atenção indicações de outra regulamentação aplicável, nomeadamente normas europeias.

4.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência consiste em satisfazer a condição seguinte:

$$S_d \leq R_d$$

sendo S_d e R_d os valores de dimensionamento do esforço actuante e resistente, respectivamente.

Para a verificação de segurança em relação a estes estados limites, foram consideradas as acções permanentes com valor característico e as acções variáveis com valor característico e com os seus valores reduzidos.

Consideram-se as seguintes combinações fundamentais:

4.1.1. Combinações fundamentais em geral

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q \times (S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk})$$

Em que:

S_{Gik} – esforços resultantes das acções permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} – esforço resultante da acção variável base tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforços resultantes das acções variáveis tomadas com os seus valores característicos;

Os coeficientes de segurança γ_{gi} e γ_q , respectivamente para as acções permanentes e variáveis, são os seguintes:

- Peso próprio da estrutura..... $\gamma_g=1.35$ ou 1.00
- Restantes cargas permanentes..... $\gamma_g=1.50$ ou 1.00
- Acções variáveis..... $\gamma_q=1.50$ ou 0.00

Foram considerados os valores de γ mais desfavoráveis para a situação em estudo.

Os coeficientes de redução ψ_0 considerados foram os considerados no RSA.

4.1.2. Combinações de Acção Variável de Base: Sismo

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q \times S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times S_{jk}$$

Em que:

S_{Ek} – esforço devido ao valor característico da acção sísmica;

$\gamma_q=1.50$

$\psi_{2,j}$ =coeficientes parciais de acordo com REBAP, quando a acção variável de base é a acção sísmica.

Uma vez determinados os esforços combinados nas secções das estruturas em análise, são calculados os parâmetros ou valores de grandezas que servem de comparação com os valores que definem os estados limites, por exemplo, a verificação da resistência aos esforços transversos e à flexão nos montantes e na secção de meio vão da travessa.

4.1.3. Combinação Acidental

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

Em que:

S_{Fa} – esforço resultante de uma acção de acidente, tomada com o seu valor nominal;

$\psi_{2,j}$ =coeficientes parciais de acordo com REBAP, quando a acção variável de base é a acção sísmica.

S_{Qjk} – esforços resultantes das acções variáveis tomadas com os seus valores característicos;

4.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

4.2.1. Estados Limites de Fendilhação

As obras de arte projectadas, segundo o ponto de vista da agressividade, estão inseridas no ambiente moderadamente agressivo e do ponto de vista da sensibilidade à corrosão, consideram-se as armaduras de pré-esforço como muito sensíveis e as armaduras ordinárias como pouco sensíveis.

4.2.1.1 Abertura de Fendas

Como tal, de que de acordo com o REBAP, a verificação da segurança em relação ao estado limite de fendilhação foi efectuada para uma abertura máxima de fendas de 0,2 mm, ao nível das armaduras mais traccionadas, para a combinação frequente de esforços.

Ainda de acordo com o REBAP, o estudo das secções pré-esforçadas, far-se-á verificando o estado limite de descompressão para as combinações quase permanentes, seguindo-se a verificação do estado limite de abertura de fendas o qual será definido por uma abertura máxima de fendas de 0,1 mm para as combinações frequentes de esforços.

- ✓ **Para a determinação do valor característico teve-se em consideração as seguintes expressões:**

$$w_k = 1,7w_m$$

$$w_m = s_{rm} \varepsilon_{sm}$$

em que:

w_m - é o valor médio da largura das fendas;

s_{rm} - é a distância média entre fendas;

ε_{sm} - é a extensão média da armadura.

- ✓ **Obteve-se a distância média entre fendas através da seguinte expressão:**

$$s_{rm} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + \eta_1 \eta_2 \frac{\phi}{\rho_r}$$

em que:

c - é o recobrimento da armadura;

s - é o espaçamento dos varões da armadura; s será considerado igual a 15ϕ quando o espaçamento exceder este limite;

η_1 - é o coeficiente dependente das características de aderência dos varões que será tomado igual a 0.4 para varões de alta aderência e igual a 0.8 para varões de aderência normal;

η_2 - é o coeficiente dependente da distribuição de tensões de tracção na secção, dado por:

$$\eta_2 = 0,25 \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$$

sendo ε_1 e ε_2 , respectivamente as extensões aos níveis inferior e superior da área do betão envolvente da armadura, calculada em secção fendilhada;

ϕ - é o diâmetro dos varões da armadura;

ρ_r - é a relação $A_s/A_{c,r}$, em que A_s é a área da secção da armadura (excluindo as armaduras pós-tensionadas) e $A_{c,r}$ é a área da secção de betão traccionado envolvente da armadura; esta área $A_{c,r}$ é definida como o somatório das áreas de influência de cada varão da armadura, cada uma das quais deve estar contida num rectângulo centrado no varão e com lado igual, no máximo, a 15ϕ e limitada pelo contorno da secção, não devendo sobrepor-se às áreas de influência de varões contíguos (ver fig. 5 do art. 70º do REBAP). As áreas de influência devem situar-se totalmente na zona traccionada da secção.

- ✓ **A extensão média das armaduras traccionadas será dada pelas seguintes expressões:**

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

em que:

σ_s - é a tensão de tracção na armadura (ou variação de tensão no caso de armadura de pré-esforço), correspondente ao esforço resultante da combinação de acções em causa; esta tensão será calculada em secção fendilhada;

E_s - é o módulo de elasticidade do aço;

σ_{sr} - é a tensão de tracção na armadura (ou variação de tensão no caso de armaduras de pré-esforço), calculada em secção fendilhada, correspondente ao esforço que provoca o início da fendilhação; este esforço é o que, em secção não fendilhada conduz a uma tensão de tracção máxima no betão de valor f_{ctm} , definida no art. 16º do REBAP;

β_1 - é o coeficiente dependente das características de aderência dos varões da armadura, que deve ser tomado igual à unidade para varões de alta aderência e igual a 0,5 para varões de aderência normal;

β_2 - é o coeficiente dependente da permanência ou repetição das acções que é tomado igual a 0,5 no caso das combinações frequentes.

O valor da extensão média das armaduras não pode em caso algum, ser considerado inferior a $0,4 \cdot \sigma_s / E_s$.

- ✓ **A verificação deste estado limite foi efectuada para as combinações frequentes, considerando para efeitos de verificação de tensões no tabuleiro a seguinte combinação:**

$$M_{Freq.} = M_{PP} + M_{RCP} + M_{RET-DIF} + \{0.4 M_Q + 0.5 M_{\Delta T} ; 0.2 M_Q + M_{\Delta T}\}^1$$

em que:

M_{PP} – Momentos devido ao peso próprio

M_{RCP} – Momentos devido às restantes cargas permanentes

$M_{RET-DIF}$ – Momentos devido à retracção diferencial

M_Q – Momentos devido às sobrecargas rodoviárias

$M_{\Delta T}$ – Momentos devido à temperatura diferencial

Para complementar a verificação da segurança em relação aos estados limites de fendilhação verificou-se a tensão máxima de compressão no betão, que neste caso foi efectuada para as combinações frequentes de acções, limitando essa tensão a 0,6 fcd.

¹ Acordado pela subconcessão

4.2.1.2 Estado Limite de Descompressão

Para secções com armadura de pré-esforço, a verificação ao estado limite de descompressão compreende as seguintes condições:

- Não existirem, nas secções do elemento, tracções ao nível da fibra extrema que ficará mais traccionada (ou menos comprimida) por efeito dos esforços actuantes, com exclusão do pré-esforço isostático;
- A determinação de tensões necessárias à verificação desta condição será feita considerando as secções em fase não fendilhada, descontando os vazios correspondentes à eventual existência de armaduras ainda não aderentes e admitindo comportamento elástico perfeito dos materiais;

A verificação deste estado limite foi efectuada para as combinações quase permanentes, considerando para efeitos de verificação de tensões no tabuleiro a seguinte combinação:

$$M_{qperm} = M_{PP} + M_{RCP} + M_{P \text{ hiperestático}} + M_{RET-DIF} + 0.2 M_Q + 0.5 M_{\Delta T}$$

em que:

M_{PP} – Momentos devido ao peso próprio;

M_{RCP} – Momentos devido às restantes cargas permanentes;

$M_{P \text{ hiperestático}}$ - Momentos devido ao pré-esforço hiperestático;

$M_{RET-DIF}$ – Momentos devido à retracção diferencial;

M_Q – Momentos devido às sobrecargas rodoviárias;

$M_{\Delta T}$ – Momentos devido à temperatura diferencial

4.2.2. Estado Limite de Deformação

As deformações devem-se a retracções, assentamentos diferenciais de fundação e variações de temperatura.

Considerou-se satisfeita a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação para elementos de betão armado, de acordo com o REBAP, se não for excedida, para combinações frequentes de acções, a seguinte flechas, δv (sendo l o vão do elemento em consideração):

Lajes e vigas e em betão armado: $\delta v < l/400$, Art.72º do REBAP

Consolas em betão armado: $\delta v < l/200$

Considera-se satisfeita a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação para elementos pré-esforçados em geral, se não forem excedidas para combinações frequentes de acções, as seguintes flechas, δv (sendo l o vão do elemento em consideração):

- Vigas pré-esforçadas (nervuras): $\delta v < l/1000$

4.3. PRÉ-ESFORÇO

Através do pós-processador automático STRAP V12.5, retiraram-se os esforços isostáticos gerados pela introdução das acções do pré-esforço, tendo em consideração as perdas instantâneas e diferidas.

4.3.1. Perdas Instantâneas

Perdas instantâneas devido à reentrada das cunhas:

As perdas de tensão devidas ao escorregamento da armadura no dispositivo de amarração, apenas existentes no sistema de pós-esforço, e à deformação ou deslocamento foram consideradas para uma reentrada das cunhas de 5 mm.

Por Atrito:

As perdas de tensão por atrito ao longo dos cabos foram determinadas pela aplicação da fórmula de Euler:

$$\sigma = \sigma_0 \cdot e^{-\mu(\beta+kx)}$$

em que:

μ - coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a conduta. Foi considerado: coeficiente de atrito em recta = 0,001

β - soma dos valores absolutos (em radianos) dos ângulos de desvio do traçado da armadura de pré-esforço, ao longo da distância x ;

k - desvio angular parasita por unidade de comprimento que foi considerado igual a 0,001;

x - distância da secção considerada à secção em que é aplicado o pré-esforço;

Deformação Instantânea do Betão:

As perdas de tensão devidas à deformação instantânea do betão, foram calculadas pela expressão:

$$\Delta\sigma_{po,e}(x) = -\frac{1}{2} \cdot \frac{n-1}{n} \cdot \frac{E_p}{E_{c,j}} \cdot \sigma_c(x)$$

em que:

E_p - módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço;

$E_{c,i}$ - módulo de elasticidade do betão aquando a aplicação do pré-esforço.

σ_c - tensão de compressão no betão, na secção x , ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço.

n - número de cabos de pré-esforço.

4.3.2. Perdas Diferidas

As perdas de tensão devidas à retracção e fluência do betão e à relaxação das armaduras, foram determinadas em cálculo automático, tendo-se para isso calculado previamente os coeficientes de retracção e fluência de acordo com o REBAP.

Em particular, nesta fase construtiva, a viga é isostática, apenas existe pré-esforço de pré-tensão. Após a análise dos casos de perdas instantâneas e de perdas diferidas, dimensionou-se o sistema para a situação mais condicionante, neste caso, o pré-esforço considerando as perdas diferidas.

5. PASSAGENS AGRÍCOLAS

As passagens agrícolas são obras de arte, que asseguram cruzamentos desnivelados entre a via principal e a via secundária é um caminho rural ou agrícola.

De seguida, descrevem-se sumariamente as características geométricas das passagens agrícolas projectadas, na perspectiva dos elementos que interessam ao cálculo estrutural, nomeadamente as suas dimensões globais e do seu comportamento.

5.1. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

Para a escolha do local de implantação das passagens agrícolas teve-se em consideração factores como a ocupação do solo, a topografia, a hidrologia e as condições geológicas e geotécnicas existentes no local.

5.1.1.RELATIVOS A TRAÇADO

No estudo da obra de arte teve-se em conta os elementos do traçado rodoviário fornecidos, no que se refere à directriz e perfil longitudinal da Auto-Estrada e dos restabelecimentos.

Procurou-se garantir o restabelecimento ficasse localizado em zona recta de traçado.

5.1.2 REGULAMENTARES

Em termos regulamentares teve-se em atenção a altura do gabarit, geralmente na ordem dos 4,5m, o que está de acordo com a regulamentação em vigor.

Em virtude do tipo de tráfego, a obra foi considerada da Classe I, uma vez que a via principal é uma auto-estrada, sendo as acções, sua combinação e demais condicionamentos regulamentares aplicáveis, os estipulados pelo R.S.A.E.E.P.

5.2. HIDRÁULICOS

De forma a garantir a correcta drenagem das águas quer no interior (ligação da drenagem da obra de arte à via) quer no exterior da obra de arte (drenagem da via).

5.2.1. Drenagem Interior

Segundo o pré-fabricador, as juntas entre as adulelas do quadro, os encaixes deverão ser preenchidos com selante impermeabilizante, posteriormente cobertos com tiras de tela asfáltica. Desta forma, procura-se evitar infiltrações de água entre as aduelas dos quadros.

As juntas entre o quadro e os muros de ala, e entre cada um dos seus troços, deverão ser seladas por cordão estanque expansivo e mastique elástico de poliuretano para impedir a passagem das águas

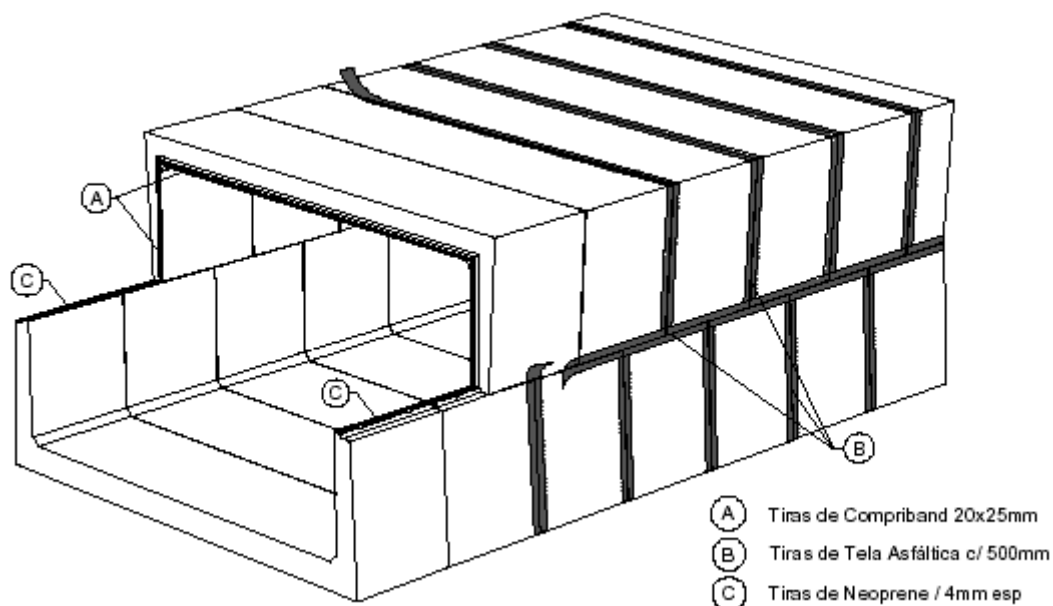


Figura 1 – Esquema elucidativo da impermeabilização das peças do túnel, Fonte: Edgar Cardoso
Laboratório de Estruturas

5.2.2. Drenagem Exterior

Foram identificados os condicionamentos que colocassem em causa a adequada drenagem das águas incidentes na travessa bem como no tardo dos montantes e dos muros de ala.

Nesse sentido, foram tomadas as seguintes medidas:

“Os passeios de ambos os lados da via inferior são constituídos por lajetas pré-fabricadas, apoiadas sobre muretes betonados “in situ” e ligados à estrutura principal

através de ferrolhos, sob as quais será feita a drenagem das águas pluviais, longitudinalmente à obra de arte.

As águas que escoam nas valetas que afluem à obra de arte a montante, são encaminhadas antes desta para tubos que ligam às caleiras sob os passeios da obra de arte. No fim destas existe novamente um tubo a fazer ligação ao sistema de drenagem da via, a jusante.

Todos os elementos atrás descritos, a montante e a jusante da obra de arte, constarão do projecto de drenagem.”

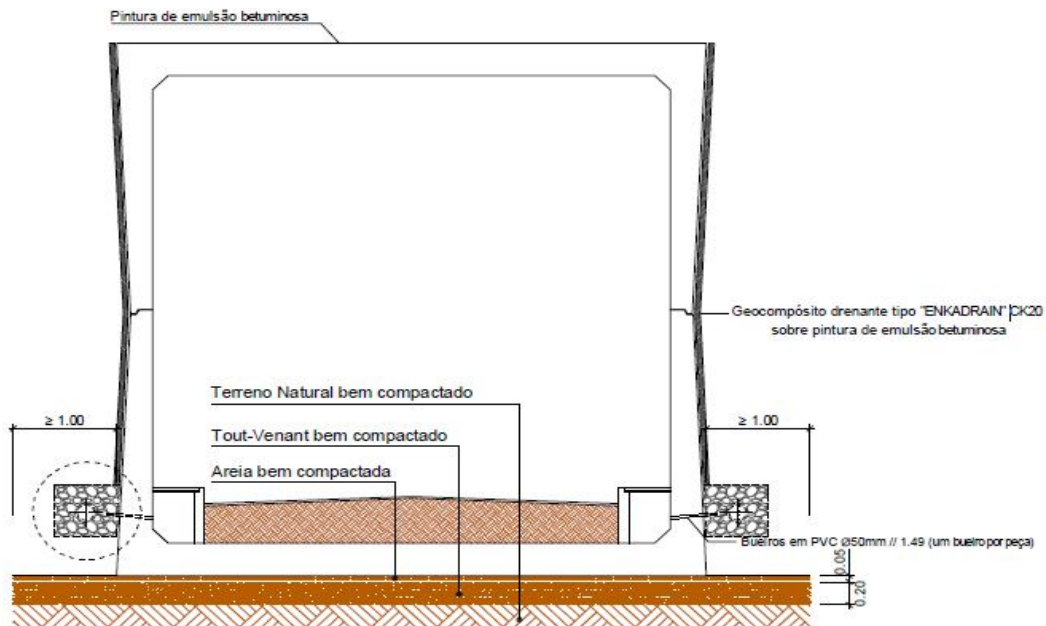


Figura 2 – Esquema elucidativo da drenagem do quadro e das peças de assentamento das peças do túnel, Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

5.3. DADOS GEOTÉCNICOS

Na definição das cotas de fundação das obras de arte, consideraram-se os relatórios geotécnicos, que permitiram efectuar o reconhecimento do terreno de fundação.

5.4. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

As características a seguir apresentadas foram designadas pelo pré-fabricador, coube à empresa *Edgar Cardoso - Laboratório de Estruturas* o dimensionamento das mesmas.

As passagens agrícolas eram constituídas por:

- Quadro do tipo Box-Couvert – do qual faziam parte a travessa, os montantes e a laje de fundo;
- Muros de ala ou avenida.



Figura 3 – Passagem Agrícola, Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

5.4.1. Quadro

Na solução estrutural desenvolvida, o quadro é do tipo “Box-Couvert” encontrando-se o tabuleiro monoliticamente ligado a dois montantes. Dado o vão do tabuleiro ser reduzido e as tensões (desenvolvidas na laje do fundo do quadro) serem baixas, permite fundar a estrutura directamente.

As aduelas pré-fabricadas, em forma de “U”, formam peças superiores e inferiores, que se encaixam umas nas outras, através de pinos colocados ao longo do comprimento da obra de arte.

Na ligação da travessa e laje de fundo com os montantes, introduziram-se esquadros com 0,15 m, fazendo variar a espessura desses elementos.

As dimensões dos quadros dependem da altura de aterro acima da travessa, a seguir apresentam-se as dimensões dos diferentes quadros:

DIMENSÕES DO QUADRO	ATERRO entre 4m e 6m	ATERRO entre 1m e 3m
Espessura da Travessa e Laje de Fundo	0,6 m	0,35m
Montantes	Espessura máxima de 0,60m, adelgaçando para 0,47m a meia altura	Espessura máxima de 0,35m, adelgaçando para 0,22 m a meia altura
Espessura das laje de Fundação	0,6m	0,35m
Dimensões do Quadro	6,2m*6,2m	5,7*5,7m

Tabela 2 – Quadro Descritivo das dimensões dos quadros das PA's em função do aterro

Para aterros inferiores a dois metros, o quadro estrutural apresenta lajes de transição na separação entre o terreno e os elementos de betão armado. Estas lajes, são inclinadas têm 0,25m de espessura e 5,00m de comprimento e encontram-se apoiadas nos cachorros dos montantes e em terreno compactado.

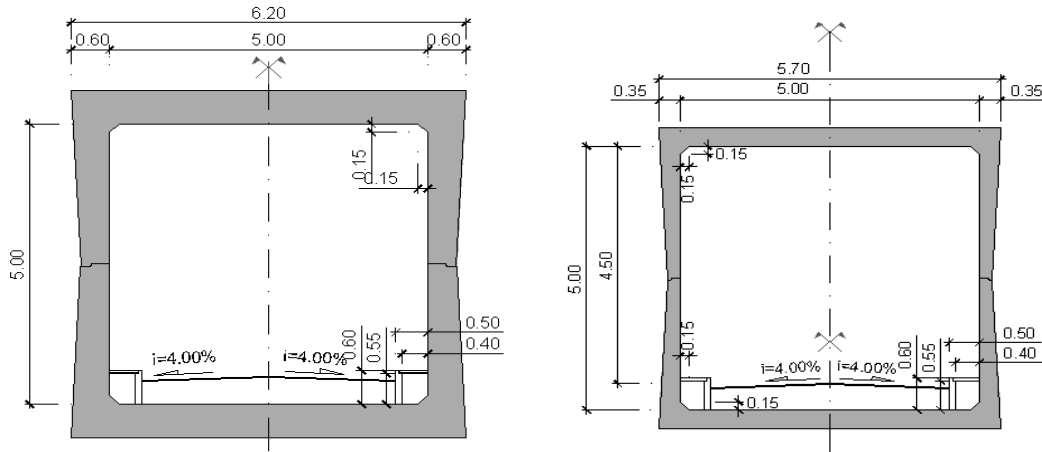


Figura 4 – Corte Transversal do quadro, para aterros inferiores a 3m e para aterros superiores a 3m Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

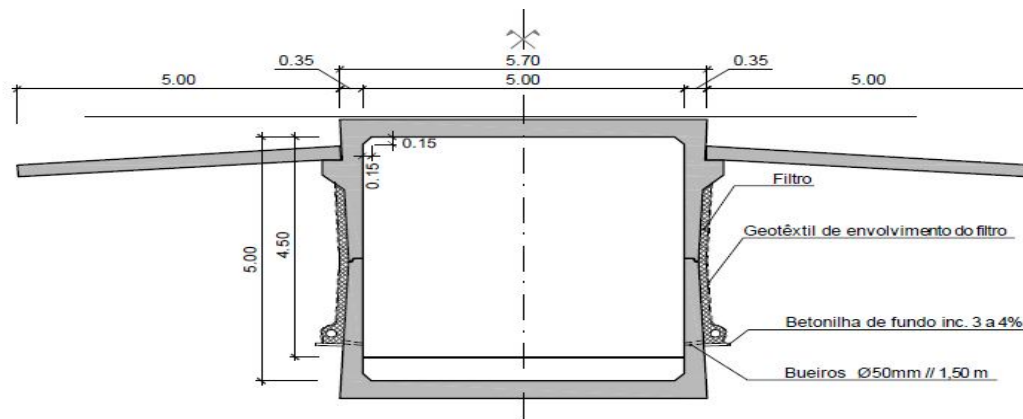


Figura 5 - Corte transversal do quadro para quadros com lajes de transição. Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

5.4.2. Muros

De forma a suster as terras lateralmente, existem muros localizados nas extremidades dos quadros. Em todos os casos analisados, os muros são pré-fabricados e, por não serem colineares com a via principal, tomam o nome de muros ala.

Os muros são constituídos por um conjunto de painéis, que consoante as alturas dos painéis, podem-se apresentar em consola (geralmente nos troços de extremidade) ou com contrafortes.

- ✓ Para alturas de muro superiores a 4m (com contrafortes):

As paredes dos painéis pré-fabricados exibem uma espessura de 0,15 m, são reforçadas por dois contrafortes e fundadas em sapatas betonadas “in situ”.

Os contrafortes apresentam uma largura variável (em altura variam de 15%) e espessura constante e igual a 0,20m.

As sapatas são constituídas por um dente na extremidade do calcanhar e apresentam uma espessura constante de:

- 0,50 m, para alturas de painéis inferiores a 7,0m;
- 0,8m para painéis de altura superior a 7,0m.

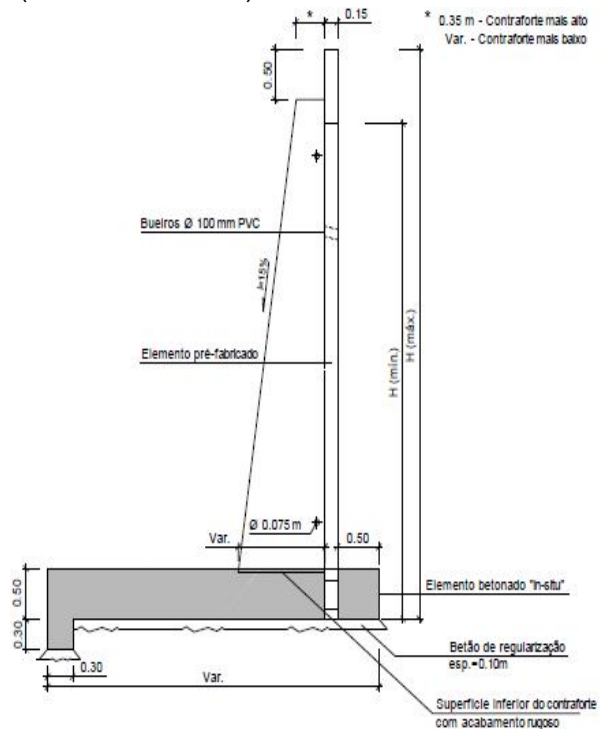


Figura 6 - Muros de ala com contrafortes
Fonte: Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas

- ✓ Para alturas de muro iguais ou inferiores a 4m (sem contrafortes):

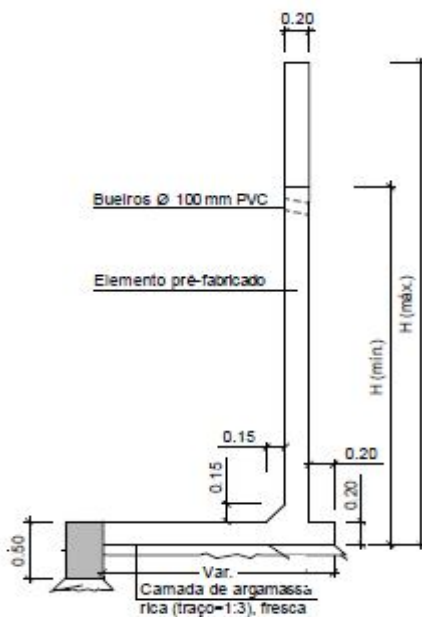


Figura 7 - Muros de ala em consola
Fonte: Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas

Os painéis em consola formam peças únicas pré-fabricadas cujas paredes apresentam uma espessura constante de 0,20m, com esquadros nas bases de 0,15 x 0,15 (m). As sapatas de fundação são pré-fabricadas e apresentam de 0,20m de espessura. Também aqui, na extremidade do calcanhar da sapata de fundação existe um dente betonado “in-situ”.

5.5. MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais utilizados para a construção das PA's são os seguintes:

5.5.1. Betão

- Classe de resistência:

- Betão C16/20 (B20) – Regularização das fundações;
- Betão C25/30 (B30) – Em fundações de sapatas betonadas “in situ” de muros de contenção;
- Betão C30/37 (B35) – Em elementos estruturais pré-fabricados, tais como aduelas em “U” da passagem agrícolas e sapatas d muros de contenção.

Enchimento dos passeios – betão leve agregado de argila expandida com 300Kg de cimento/m²

Revestimento dos passeios – betonilha esquadrelada.

- Classe de exposição:

- XC2 (EN 206-1, E 464) em fundações e elementos enterrados;
- XC4 (EN 206-1, E 464) nos restantes elementos.

- Recobrimento:

- 5,0 cm em elementos betonados “in situ”, em contacto com o solo;
- 4,0 cm em elementos pré-fabricados, em contacto com o solo;
- 3,0 cm em elementos pré-fabricados, em contacto com o exterior.

5.5.2. Aço

- Aço para armaduras ordinárias da classe A500 NR SD de ductilidade especial de acordo com a especificação LNEC E455-2002 e E460-2002.

5.6. ANÁLISE ESTRUTURAL

Para o cálculo de esforços e deslocamentos elaboraram-se modelos de cálculo simplificados com recurso ao programa de cálculo automático STRAP v12.5.

Assimilaram-se os elementos estruturais constituintes das obras de arte, a peças lineares (contrafortes) e como peças laminares (lajes e paredes).

As peças lineares foram discretizadas através de elementos de barra, com propriedades geométricas e físicas equivalentes, e as peças laminares através de elementos finitos de laje ou placa.

Uma vez obtidos os esforços finais, verificou-se o dimensionamento das secções de betão dos diversos elementos das estruturas, e calcularam-se as correspondentes áreas de armaduras. O dimensionamento das secções de betão armado à flexão, simples ou composta, centrada ou desviada, foi realizado através de folhas de cálculo, tabelas e ábacos constantes de manuais da especialidade e de pós-processadores incluídos no STRAP v12.5.

5.6.1. Quadro

Modelou-se o quadro representativo das passagens agrícolas, bidimensionalmente, com rótulas a meia altura dos dois montantes, de modo a simular os encaixes horizontais das aduelas pré-fabricadas.

Tanto a travessa como a laje de fundo, eram constituídas por elementos barra de espessura constante, já os montantes eram constituídos por barras de espessura variável, de modo a simular os esquadros nos cantos e o adelgaçamento ao longo das suas alturas.

O solo de fundação era representado por apoios elásticos, com constantes elásticas que permitiram modelar o efeito do terreno sob as deformações da estrutura.

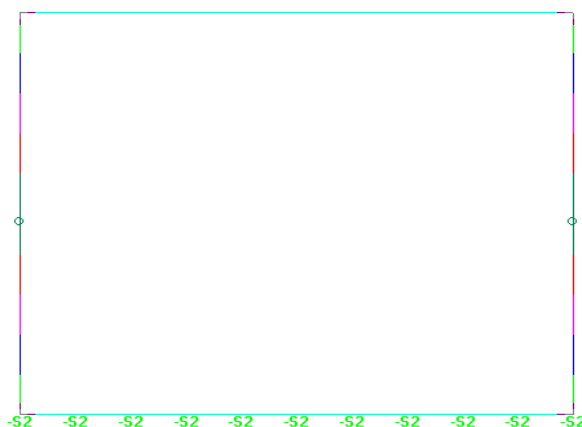


Figura 8 - Modelo bidimensional do quadro, Retirado do programa de cálculo STRAP V12.5

5.6.2. Muros de Ala com Contrafortes

Os muros de ala com contrafortes foram modelados tridimensionalmente. As características dos elementos estruturais eram as seguintes características:

- As paredes, simuladas com elementos finitos de laje, apresentavam lajes de espessura constante de 0,15 m;
- Os contrafortes, simulados a elementos finitos de barra, apresentavam vigas de secção variável (de modo a simular o seu adelgaçamento ao longo das suas alturas) e de largura constante igual a 0,20 m;
- As fundações dos muros de ala com contrafortes eram simuladas através de encastramentos.



Figura 9 - Modelo tridimensional para muros com altura máxima de consola até 5,50 m, Retirado do programa de cálculo STRAP V12.5

5.7. QUANTIFICAÇÃO DE ACCÕES

5.7.1. Quadro

Nota: Os exemplos a seguir apresentados, foram retirados do programa STRAP v12.5 sendo referentes a aterro de 3,00 m acima da travessa.

5.7.1.1. Cargas Permanentes

✓ Pesos Próprios

O peso próprio estrutural foi o obtido pelo produto das áreas correspondentes de cada elemento pela densidade do betão que se tomou igual a 25 kNm^{-3}

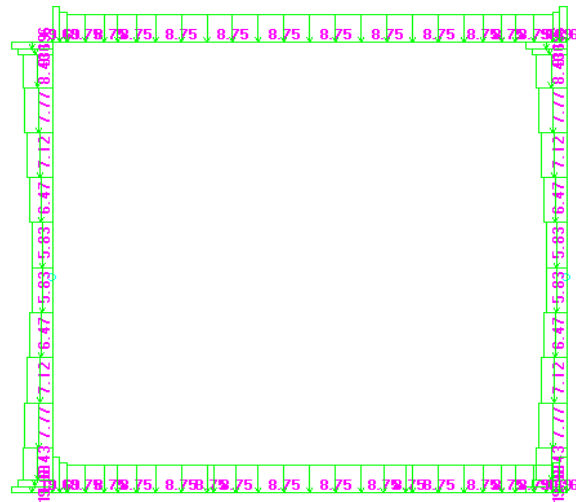


Figura 10 - Diagramas representativos da acção do peso próprio, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

✓ Restante Carga Permanente

Muretes de Passeios (apenas na via inferior): $0,10 \times 0,60 \times 25,0 = 1,50 \text{ kNm}^{-1}$

Lajetas de Passeios (apenas na via inferior): $0,04 \times 0,50 \times 25,0 = 0,50 \text{ kNm}^{-1}$

Tapete betuminoso: $0,08 \times 25,0 = 2,00 \text{ kNm}^{-2}$

✓ Retracção e Fluência

Para o estudo das passagens agrícolas, dado serem estruturas enterradas e segmentadas em módulos, não se consideraram as extensões devidas à fluência e à retracção, já que não se afiguram condicionantes.

✓ Impulso de Terras em Repouso e Activo

Realizou-se uma análise onde não foi considerado o impulso passivo por este ter um efeito favorável tanto nos Estados Limites de Equilíbrio como nos Estados Limites Últimos.

O valor característico da acção dos impulsos de terras foi quantificado atendendo às seguintes características do terreno:

- ✓ Face superior: $q = K_0 \times H \times \gamma_{\text{solo}} = 0,5 \times 3 \times 20 = 30 \text{ [kNm}^{-2}\text{]}$
- ✓ Face inferior: $q = K_0 \times H \times \gamma_{\text{solo}} = 0,5 \times (5,35+3) \times 20 = 83,5 \text{ [kNm}^{-2}\text{]}$

Onde:

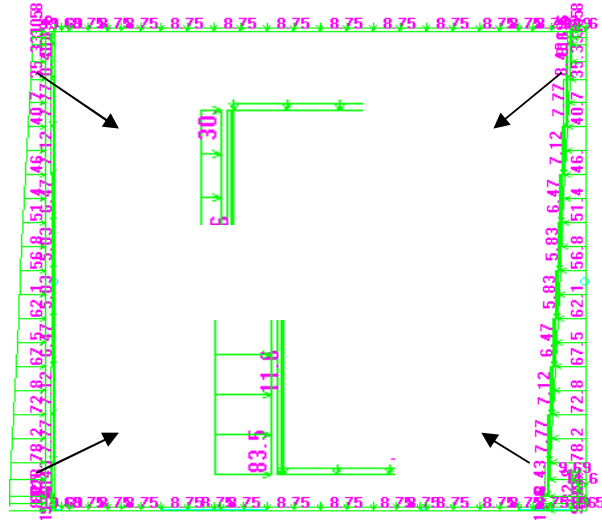


Figura 12 - Diagrama representativo do impulso em repouso, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

5.7.1.2. Cargas Variáveis

- ✓ **Sobrecargas de pontes rodoviárias**

Veículo tipo

Foi considerado o veículo tipo da classe I tal como se encontra definido no RSA art. 41º:

- Veículo de três eixos afastados de 1,5 m
- Distância entre rodas = 2,00 m
- Superfície de apoio de cada roda = $0,20 \times 0,60 \text{ m}^2$
- Carga por eixo de 200 kN

- Na laje da travessa e nos casos em que o aterro era superior a 1m, considerou-se a degradação de carga de 45º

- Na via do restabelecimento, dada a dimensão da faixa de rodagem (apenas 2m de comprimento) considerou-se apenas a acção de um veículo tipo.

✓ **Sobrecargas uniforme e linearmente distribuídas**

Foram consideradas as sobrecargas uniforme e linearmente distribuídas da classe I tal como se encontra definido no RSA art. 41º:

- Uniformemente distribuída = $4,00 \text{ kNm}^{-2}$
- Linearmente distribuída = $50,00 \text{ kNm}^{-1}$

Também aqui considerou-se uma sobrecarga linearmente distribuída, degradada com um ângulo de 45° até ao eixo da laje da travessa da obra de arte, obtendo assim cargas uniformemente distribuídas sobre a referida laje, o valor resultante desta degradação foi limitado inferiormente a $10,00 \text{ kNm}^{-2}$, uniformemente distribuídos sobre a laje superior do quadro da obra de arte.

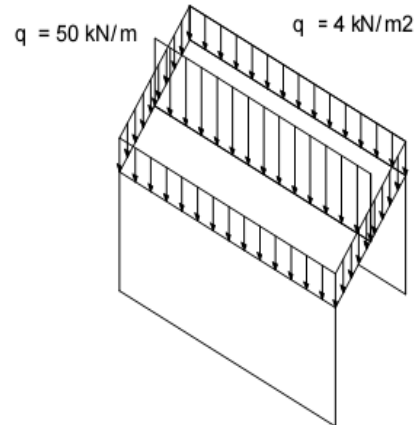


Figura 13 – Esquema elucidativo da actuação das sobrecargas uniforme e linearmente distribuídas da classe I

✓ **Sobrecargas devidas ao tráfego**

Assimilou-se o efeito das sobrecargas devidas ao tráfego sobre os encontros de acordo com o art. 41.3 do RSA, ou seja, uma carga uniformemente distribuída na faixa de rodagem, com um valor característico de 10 kNm^{-2} . Esta carga foi aplicada sobre os montantes, tendo o seu valor sido afectado pelos coeficientes de impulso activo ou de repouso do terreno, consoante o caso mais gravoso.

Considerando o coeficiente de impulso activo obteve-se:

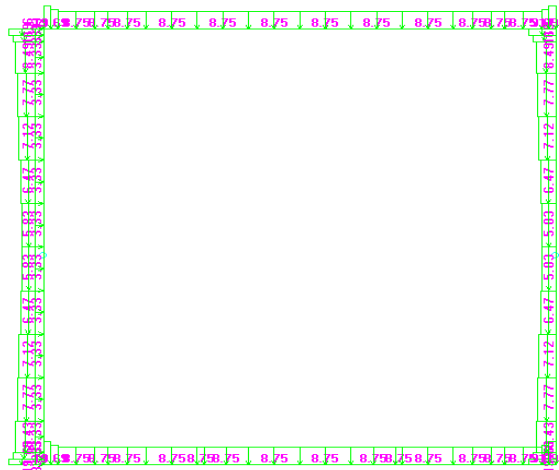


Figura 14 – Diagrama representativo da acção das sobrecargas devidas ao tráfego, devido ao impulso activo, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

$$carga_{uniformemantedistribuída} \times K_a = 10 \times 0,33 = 3,33 \text{KN} / m^2$$

Onde:

K_a - Coeficiente de impulso activo é dado pela fórmula de Rankine, anteriormente calculado.

Considerando o coeficiente de impulso em repouso, obteve-se:

Da mesma forma obteve-se que:

$$carga_{uniformemantedistribuída} \times K_0 = 10 \times 0,5 = 5,00 \text{KN} / m^2$$

Onde:

K_0 - Coeficiente de impulso em repouso, anteriormente calculado.

✓ Sismo

De acordo com o capítulo VII do RSA o local de implantação da obra de arte pertence da zona sísmica A, zona a que corresponde um valor de coeficiente de sismicidade de $\alpha = 1,0$. Quanto à natureza do terreno, classifica-se como tipo II.

Zona de Estudo

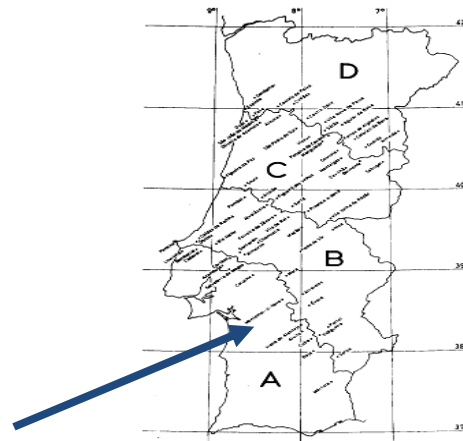


Figura 15 – Localização esquemática da obra de arte, Fonte: RSA

✓ Impulso Sísmico

Durante um sismo o impulso activo pode aumentar sensivelmente devido às acções sísmicas. Para quantificar este acréscimo adoptou-se a fórmula de Mononobe-Okabe, em que se considerou que o efeito das acelerações sísmicas modifica a direcção da força gravítica W , rodando os planos vertical e horizontal de referência de um ângulo θ , com sentido igual ao da acção sísmica.

- Coeficiente de incremento do impulso activo do solo devido ao sismo (ΔK_{ae}).

$$\Delta K_{ae} = K_{ae} - K_a \Leftrightarrow 0,447 - 0,333 = 0,114$$

K_{ae} - coeficiente de impulso activo total do solo durante um sismo, segundo a fórmula de MONONOBE - OKABE.

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \omega - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - \omega)}} \right]^2} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \frac{\cos^2(30 - 8,65)}{\cos 8,65 \cdot \cos(0) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 0) \cdot \sin(30 - 0 - 8,65)}{\cos(30 + 0 + 8,65) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0,399$$

onde:

Φ - ângulo de atrito interno do solo = 30°

β - ângulo que o tardo do muro faz com a vertical = 0°

δ - ângulo de atrito solo-muro

ω - inclinação do terreno

θ - ângulo que a força resultante do peso do solo faz com a vertical = $\arctg \alpha$

$\alpha = \frac{ch}{1 \pm cv}$, em que ch e cv são coeficientes sísmicos horizontal e vertical.

$$ch = \alpha \cdot \beta_o \cdot \frac{1}{\mu}$$

α para zona sísmica A = 1,0

β_o para $f \geq 4,0$ e terreno tipo II = 0,4

μ - coeficiente de ductilidade = 2,0

$ch = 1,0 \times 0,4 \times 1/2,0 = 0,20 < 0,16 \alpha$

$cv = ch/3 = 0,053$

$\theta = \arctg [0,16/(1 \pm 0,053)] \Rightarrow \theta = 9,59^\circ$

Tendo em consideração que o impulso sísmico do terreno actuante apenas num dos lados das passagens agrícolas, mais concretamente aplicado no modelo sobre o montante esquerdo do quadro. Para efeitos de dimensionamento, teve-se em conta o efeito da acção de ambos os lados, alternadamente.

✓ Forças de frenagem, Variações de temperatura e sobrecarga dos passeios

As passagens agrícolas são estruturas enterradas e segmentadas em módulos. Deste modo, devido à solução estrutural da obra de arte, processo construtivo e forma de ligação dos módulos, decidiu-se não considerar a variação de temperatura. O mesmo é aplicável às forças de frenagem e à sobrecarga dos passeios nos casos em que o aterro acima da travessa é superior a 2,00 m já que, nesta situação, não se afiguram condicionantes.

5.7.2. Muros

Nota: Os exemplos a seguir apresentados, foram retirados do programa STRAP v12.5 sendo referentes a um muro de 4,00 m.

5.7.2.1. Muros com Contrafortes

Tiveram-se em consideração as seguintes acções:

✓ **Peso-próprio:**

Teve-se em consideração a acção do peso.-próprio estrutural nos elementos de laje. Tomou-se o peso próprio com uma densidade igual a 25 kNm⁻³

✓ **Sobrecarga do terrapleno**

Nos casos em que a sobrecarga devida ao tráfego exercia directamente a sua acção directas sobre os muros, tomou-se uma carga uniformemente distribuída na faixa de rodagem, com o valor característico de 10 kNm⁻² o que está de acordo com o art. 41.3 do RSA

✓ **Impulso Sísmico**

Calculou-se a acção do impulso sísmico de forma semelhante á utilizada no quadro, ou seja, adoptou-se a fórmula de Mononobe-Okabe.

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \omega - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

onde:

Φ - ângulo de atrito interno do solo = 30°

β - ângulo que o tardo do muro faz com a vertical = 0°

δ - ângulo de atrito solo-muro

ω - inclinação do terreno

θ - ângulo que a força resultante do peso do solo faz com a vertical = arctg α

$\alpha = \frac{ch}{1 \pm cv}$, em que ch e cv são coeficientes sísmicos horizontal e vertical.

$$ch = \alpha \cdot \beta_o \cdot \frac{1}{\mu}$$

α para zona sísmica A = 1,0

β_o para $f \geq 4,0$ e terreno tipo II = 0.4

μ -coeficiente de ductilidade = 2,0

$$ch = 1,0 \times 0,4 \times 1/2,0 = 0,20 < 0,16 \alpha$$

$$cv = ch/3 = 0,053$$

$$\theta = \text{arc tg } [0,16/(1 \pm 0,053)] \Rightarrow \theta = 9,59^\circ$$

✓ **Impulso activo – Ia:**

Determinou-se o impulso activo segundo a formulação de Coulomb, na qual se considera que a superfície de ruptura é plana e que a porção de solo que plastifica se comporta como um corpo rígido. Assim sendo, é analisada uma cunha de solo não coesivo que tenha tendência para se deslocar contra a superfície do muro de suporte.

Coeficiente de impulso activo do solo (K_a), segundo Coulomb.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \varphi)}{\cos^2(\varphi) * \cos(\delta - \varphi) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) * \text{sen}(\phi - \omega)}{\cos(\delta + \varphi) * \cos(\varphi - \omega)}} \right]^2}$$

$$q_a = K_a \times \gamma \times H \text{ [kNm-2]}$$

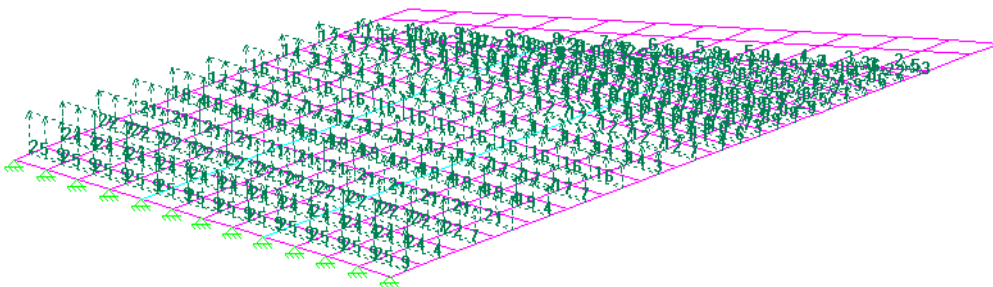


Figura 16 – Diagrama representativo da acção do Impulso Activo, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

5.7.2.2. Muros de Suporte em Consola

No dimensionamento dos muros de suporte em consola, recorreu-se a uma folha de cálculo do programa EXEL. As acções consideradas no dimensionamento coincidem com as acções de dimensionamento dos muros de suporte com contrafortes.

Os diagramas de esforços obtidos estão disponíveis em anexo.

5.8. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Tendo por base as considerações gerais mencionadas no capítulo “CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA” descreve-se de seguida, para os diferentes elementos estruturais das PA's, o cálculo dos esforços actuantes e resistentes.

5.8.1. Quadro – Verificação aos Estados Limites Últimos

Os esforços considerados no dimensionamento do quadro foram relativos às acções já mencionadas. Com base na distribuição dos esforços máximos e mínimos obtidos através do processador de cálculo, verificaram-se as secções mais desfavoráveis.

Os diagramas de esforços obtidos estão disponíveis em anexo.

5.8.1.1. Estado Limite Último de Flexão

Cálculo do momento resistentes em lajes maciças

- A partir da área de armadura resistente calculou-se a percentagem mecânica, dada

por:

$$w = \frac{A_s}{bd} \times \frac{f_{syd}}{f_{cd}}$$

- Tendo por base o resultado obtido, calculou-se o valor reduzido do momento flector, através da seguinte expressão:

Para $w \leq 0,41$

$$\mu = \frac{-1 + \sqrt{1 + 4w}}{2}$$

- Por último obteve-se o valor do momento resistente de flexão:

$$M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$$

Onde:

As- área da secção de armadura ordinária (m²);

b- largura da secção de cálculo (m);

d- altura útil da secção (m);

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão de compressão (KN/m²);

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço KN/m² obtido através do artº25 do REBAP.

5.8.1.2. Estado Limite Último de Esforço Transverso

No que respeita à verificação de segurança ao esforço transverso, utilizou-se a metodologia preconizada no REBAP.

Cálculo do Esforço Transverso Resistente

Para as zonas dos elementos laminares sem armadura de esforço transverso, verificou-se que:

$$V_{Cd} = 0.6 \times (1.6 - d) \times d \times \tau_1$$
$$\tau_1 = 850 \text{ kN/m}^2 \text{ para C30/37 (REBAP)}$$

Com base no valor de esforço transverso actuante (obtido através do processador de cálculo) calculou-se a área de armadura necessária para garantir a segurança, dada por:

$$A_s = \frac{V_{sd} - V_{cd}}{0.9 \times d \times f_{syd}} \left[\text{cm}^2 / \text{m} \right]$$

Onde:

V_{sd} - Esforço transverso actuante de cálculo (kNm/m);

V_{cd} - Factor de correcção da teoria de Morsch (kNm/m)

d- altura útil da secção (m);

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço obtido através do artº25 do REBAP (KN/m²).

5.8.2. Quadro – Verificação aos Estados Limites de Utilização

5.8.2.1. Cálculo do Coeficiente de Fluência

De acordo com o R.E.B.A.P. o efeito da fluência pode ser tido em conta através do coeficiente de fluência dado por:

$$\varphi_c(t, t_0) = \beta_d(t_0) + \varphi_d \beta_d(t - t_0) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

A primeira parcela é dada por:

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \times \left(1 - \frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_\infty}} \right)$$

Sendo o quociente $f_{c,t_0} / f_{c,t_\infty}$ dado pelo quociente entre os coeficientes de endurecimento do betão à idade do carregamento e a tempo infinito, respectivamente.

Em termos médios, supõe-se que o carregamento poderá iniciar-se aos 30 dias.

Admitiu-se ainda uma humidade relativa do ambiente média (70%), bem como uma espessura fictícia das lajes dada pelo ponto 2.2.2 do Anexo I do mesmo regulamento.

Uma vez que a função de fluência depende inversamente do módulo de elasticidade inicial do betão, que pode ser estimado aumentando cerca de 25% o módulo de elasticidade secante, que foi utilizado como característico do material, para efeitos de modelação, há que reduzir a flecha diferida afectando-a de um factor 1/1.25.

5.8.2.2. Estado Limite de Deformação

Procurou-se verificar o Estado Limite de Utilização para as deformações, garantindo que todas as deformadas não excedessem os valores máximos admissíveis definidos nos regulamentos. Assim, determinaram-se em geral, os valores das deformadas diferidas, para a combinação frequente de acções:

$$\delta_{t,\text{inf}} = \delta_{t,0} (1 + \varphi^*) < L/400$$

Sendo:

$\delta_{t,0}$ - deformada instantânea (tempo zero), obtida através do processador de cálculo para a combinação frequente de acções (m);

$\delta_{t,\text{inf}}$ - deformada a tempo infinito (m);

φ^* - Coeficiente de fluência aumentado. Que em geral tomava-se o valor conservativo de 2,0.

L - Vão do elemento em estudo (m).

Largura de Fendas

Analisou-se a abertura de fendas, nas secções onde eram registados os valores máximos de momento negativo e de momento positivo, para a combinação frequente de acções (dado as OA se inserirem no ambiente moderadamente agressivo).

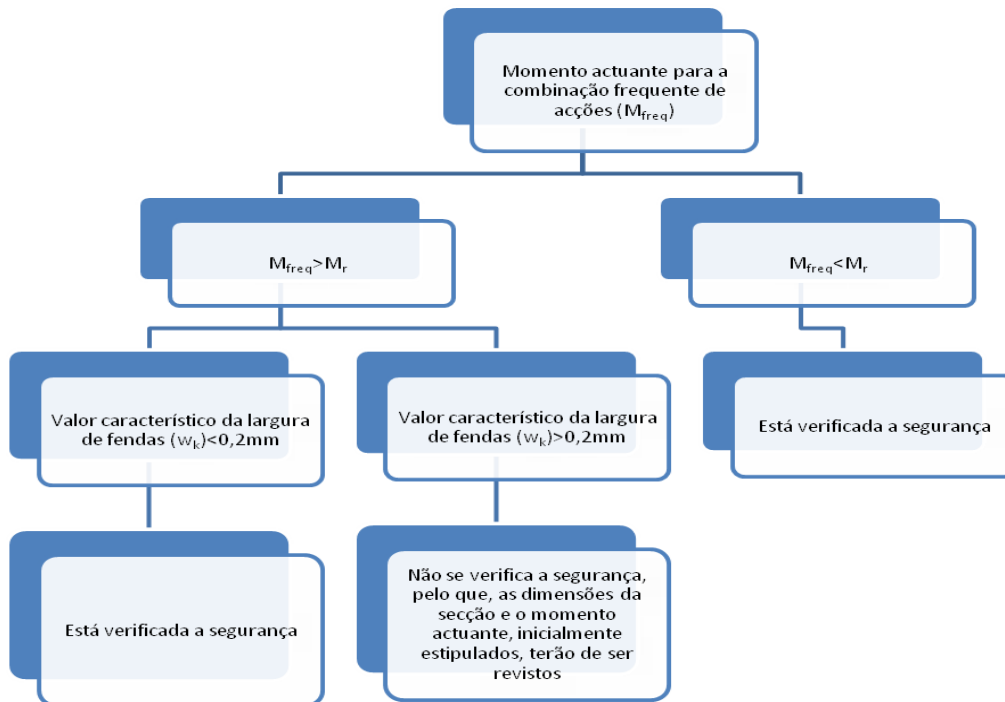


Figura 17 – Esquema elucidativo das condições de verificação de segurança da fendilhação

5.8.3. Quadro - Cálculo de Tensões no Terreno

De forma a garantir a segurança na zona de fundação do quadro averiguaram-se os valores máximos de tensões actuantes sob a laje de fundo para a combinação de acções fundamental e sísmica

As tensões actuantes foram calculadas com base o módulo de reacção do solo, descrito no relatório geotécnico, que multiplicado pela área de influência das molas permitiu caracterizar a rigidez das mesmas e simular a interacção entre a laje de fundação e o terreno.

Considerou-se que a segurança do terreno de fundação, estava verificada sempre que:

Combinação Sobrecarga: $\sigma_{\text{máx}} [\text{KN/m}^2] < 4/3 \times \sigma_{\text{admissível}} [\text{KN/m}^2]$

Combinação Sismo: $\sigma_{\text{máx}} [\text{KN/m}^2] < 2 \times \sigma_{\text{admissível}} [\text{KN/m}^2]$

5.8.4. Pinos de Ligação – Estado Limite Último de Esforço Transverso

A ligação entre perfis é feita através de pinos, que absorvem o esforço transverso nas juntas longitudinais, entre as várias peças superiores e inferiores do quadro.

Cálculo do Esforço Transverso Actuante

Com base no valor do esforço transverso máximo, obtido através do programa de cálculo STRAP, é igual a:

O esforço transverso suportado por cada pino será de:

$$V_{Sd,pino} = V_{sd} \times d [kN]$$

Onde:

V_{sd} - Esforço transverso actuante de cálculo, na secção horizontal intermédia dos montantes (kNm/m);

d- distância entre pinos (m).

Cálculo do Esforço Transverso Resistente:

De acordo com o Eurocódigo 3, o valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transverso é dado por:

$$V_{Rd,pino} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

Onde:

A_v – Área de corte [m²];

f_y – Tensão de cedência [KN/m];

γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança

A capacidade resistente de cada um dos pinos de ligação, verificava-se sempre que:

$$V_{Rd} > V_{Sd}$$

5.8.5. Muros - Verificação de Segurança aos Estados Limites

Analisou-se a segurança dos muros relativamente à estabilidade interior (estados limites últimos de resistência e de utilização) e à estabilidade exterior (acções de deslizamento e de derrumbamento).

Para muros com contrafortes a verificação da estabilidade interior foi feita com base nos resultados obtidos, através do processador de cálculo STRAP v12.5, já para a verificação da estabilidade exterior recorreu-se ao programa de cálculo EXEL..

Para os muros em consola quer a verificação da estabilidade interior quer a verificação da estabilidade exterior foi feita através da folha de cálculo EXEL.

A folha de cálculo utilizada na verificação de segurança, poderá ser consultada em anexo.

5.8.5.1. Verificação de Segurança aos Estados Limites Últimos

Com base na distribuição dos esforços máximos e mínimos obtidos através do processador de cálculo, verificaram-se as secções mais desfavoráveis.

✓ Muros de ala em consola

Cálculo do Momento Actuante

Obeve-se o momento actuante de cálculo, medido na base da sapata, para a combinação fundamental e sísmica.

Cálculo da armadura resistente de flexão:

-A armadura de cálculo era dada por:

$$A_s = d \times b \times w \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$$

Onde:

A_s - área da secção de armadura ordinária (m²);

w – percentagem mecânica de armadura;

b - largura da secção de cálculo (m);

d - altura útil da secção (m);

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão de compressão (KN/m²);

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço KN/m² obtido através do artº25 do REBAP.

- Armadura mínima de Cálculo segundo o artº 90º do REBAP

$$A_{s, \min} = 0,12 \times b \times d$$

Onde:

b - largura da secção de cálculo (m);

d - altura útil da secção (m).

Cálculo do Esforço Transverso Resistente

Para as zonas dos elementos laminares sem armadura de esforço transverso, verificou-se que:

$$V_{cd} = 0.6 \times (1.6 - d) \times d \times \tau_1$$
$$\tau_1 = 850 \text{ kN/m}^2 \text{ para C30/37 (REBAP)}$$

Onde:

d- altura útil da secção.

Cálculo do Esforço Transverso Actuante

Para as zonas dos elementos laminares com armadura de esforço transverso, os respectivos esforços transversos retiram-se da folha de cálculo EXEL para a máxima envolvente das combinações. Com base nesse valor calculou-se a área de armaduras necessária, cuja fórmula é dada por:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{sd} - V_{cd}}{0,9 \times d \times f_{syd}} \times 1000 \left[\text{cm}^2 / \text{m} \right]$$

Onde:

V_{sd} - Esforço transverso actuante de cálculo (kNm/m)

V_{cd} - Factor de correcção da teoria de Morsch (KNm/m)

d- altura útil da secção (m);

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço KN/m² obtido através do artº25 do REBAP(KN/m²).

✓ Muros de ala com contrafortes

Cálculo dos Momentos Actuantes

Com os resultados das diversas combinações, obtiveram-se envolventes de esforços, tendo sido adoptado o seguinte critério para a determinação dos momentos de dimensionamento:

$$\text{Para } m_{11} > 0 \Rightarrow m_{Sd,11} = m_{11} + |m_{12}|; \quad m_{11} < 0 \Rightarrow m_{Sd,11} = m_{11} - |m_{12}|$$

$$\text{Para } m_{22} > 0 \Rightarrow m_{Sd,22} = m_{22} + |m_{12}| \quad ; \quad m_{22} < 0 \Rightarrow m_{Sd,22} = m_{22} - |m_{12}|$$

Quanto ao cálculo de armaduras recorreu-se ao pós-processador do STRAP V12.5, de acordo com a metodologia atrás descrita e as disposições do REBAP e EC2.

Apresentam-se, em anexo, um exemplo dos gráficos de esforços e de áreas de armaduras para os grupos de muros com contrafortes considerados, para a envolvente das combinações fundamentais de acções.

Cálculo dos Momentos Resistentes

As paredes dos muros de ala com contrafortes foram assimiladas a lajes maciças de 0,15m de espessura, o cálculo dos momentos resistentes foi feito de forma semelhante ao da laje dos quadros.

Cálculo do Esforço Transverso Resistente

De acordo com o REBAP, para muros sem armadura de esforço transverso:

$$V_{Cd} = 0.6 \times (1.6 - d) \times d \times \tau_1$$
$$\tau_1 = 850 \text{ kN/m}^2 \text{ para C30/37 (REBAP)}$$

Onde:

d- altura útil da secção (m).

Cálculo do Esforço Transverso Actuante

Para as zonas dos elementos laminares com armadura de esforço transverso, os respectivos esforços transversos foram retirados do cálculo automático, apresentando-se aqueles nas secções mais desfavoráveis das paredes dos muros de ala. A área de armaduras necessária, é dada por:

$$A_s = \frac{V_{sd} - V_{cd}}{0,9 \times d \times f_{syd}} \left[\text{cm}^2 / \text{m} \right]$$

Onde:

V_{sd} - Esforço transverso actuante de cálculo (kNm/m)

V_{cd} - Factor de correcção da teoria de Morsch (KNm/m)

d- altura útil da secção (m);

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço KN/m^2 obtido através do artº25 do REBAP(KN/m^2).

5.8.5.2. Verificação aos Estados Limites de Utilização

Cálculo do Coeficiente de Fluência

De acordo com o R.E.B.A.P. o efeito da fluência pode ser tido em conta através do coeficiente de fluência dado por:

$$\varphi_c(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \beta_d(t - t_0) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

A primeira parcela é dada por

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \times \left(1 - \frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_\infty}} \right)$$

Sendo o quociente $f_{c,t_0} / f_{c,t_\infty}$ dado pelo quociente entre os coeficientes de endurecimento do betão à idade do carregamento e a tempo infinito, respectivamente. Em termos médios, supõe-se que o carregamento poderá iniciar-se aos 30 dias. Admitiu-se ainda uma humidade relativa do ambiente média (70%), bem como uma espessura fictícia das lajes dada pelo ponto 2.2.2 do Anexo I do mesmo regulamento. Uma vez que a função de fluência depende inversamente do módulo de elasticidade inicial do betão, que pode ser estimado aumentando cerca de 25% o módulo de elasticidade secante, que foi utilizado como característico do material, para efeitos de modelação, há que reduzir a flecha diferida afectando-a de uma factor 1/1.25.

Estado Limite de Deformação

Procurou-se verificar o Estado Limite de Utilização para as deformações das paredes dos muros, garantindo que todas as deformadas não excedessem os valores máximos admissíveis definidos nos regulamentos. Assim, determinaram-se em geral, os valores admissíveis das deformadas diferidas, para a combinação frequente de acções:

- Painéis em consola: $\delta_{t,\text{inf}} = \delta_{t,0} (1 + \varphi^*) < L/200$
- Painéis entre contrafortes: $\delta_{t,\text{inf}} = \delta_{t,0} (1 + \varphi^*) < L/400$

Sendo:

$\delta_{t,\text{inf}}$ – deformada a tempo infinito (m);

$\delta_{t,0}$ - deformada instantânea (tempo zero) (m);

φ^* – Coeficiente de fluência aumentado. Neste caso foi considerado com o valor arredondado de 2,0 conservativo;

L – Vão do elemento em estudo (m).

Segurança ao Deslizamento e Derrubamento

Os critérios adoptados para a verificação de segurança à estabilidade exterior foram os seguintes²:

- Deslizamento:
 - . Factor de segurança ao deslizamento
 - .. Combinação impulso sísmico
 - $F_s = \Sigma F_v \times \phi / \Sigma F_h = > 1.2$
 - $\phi = 0,50$
 - .. Combinação impulso activo
 - $F_s = \Sigma F_v \times \phi / \Sigma F_h = > 1.5$
 - $\phi = 0,50$

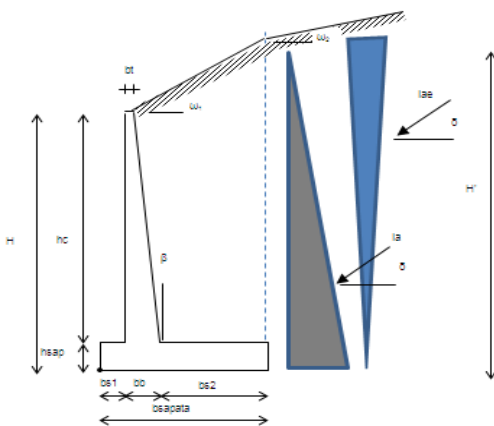
- Derrubamento (medida na extremidade da sapata):
 - . Factor de segurança ao derrubamento
 - .. Combinação impulso sísmico
 - $F_s = M_e / M_d = > 1.2$
 - .. Combinação impulso activo
 - $F_s = M_e / M_d = > 1.5$

5.8.6. Fundações dos Muros

5.8.6.1. Verificação aos Estados Limites Últimos

Verificação aos Estados Limites Últimos

Os momentos actuantes são obtidos quando é feito o somatório de momentos em relação ao centro geométrico da sapata, para o ângulo de atrito superfície deslizamento de 20°.



Com base no valor de tensão admissível retirado do relatório geológico e geotécnico e comparando com o valor de tensão obtido através da folha de cálculo, verifica-se a segurança a rotura do terreno de fundação. Caso o valor de tensão admissível constante do relatório seja insuficiente, dever-se-á proceder à substituição de solos, no entanto, nas OA's analisadas durante o estágio esta situação não se verificou.

Figura 18 – Esquema figurativo utilizado na folha de cálculo dos muros, Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

² Os valores de segurança apresentados fazem parte da obra Hormigón armado

Calcularam-se as armaduras resistentes ao esforço transversal e à flexão de forma semelhante ao cálculo utilizado no quadro da obra de arte e na laje dos muros.

5.8.6.2. Cálculo das Tensões actuantes no Terreno

Estudou-se a capacidade de carga do terreno de fundação de forma evitar rotura estrutural por falta de resistência do solo de fundação.

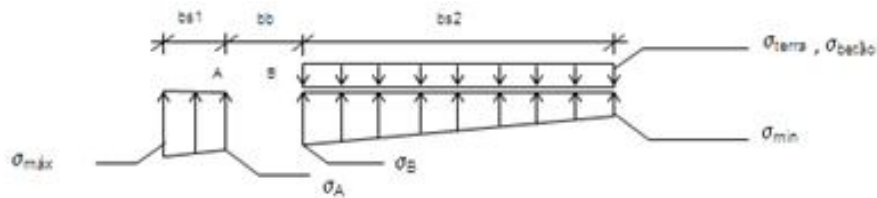


Figura 19 – Esquema figurativo utilizado na folha de cálculo das tensões actuantes ao nível das sapatas, Fonte: Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas

A segurança está verificada

$$\begin{aligned} \text{Caso imp Activo: } \sigma(1/4Bsapata) &< \sigma_{adm} \\ \sigma_{med} &< \sigma_{adm} \\ \text{Caso sismo: } \sigma_{máx} &< 1,5^* \sigma_{adm} \end{aligned}$$

5.8.7. Muros com Contrafortes

5.8.7.1. Contrafortes dos Muros de Ala – Estados Limites Últimos

Os elementos estruturais dos contrafortes foram calculados com os modelos globais atrás descritos, tendo sido analisados os esforços de flexão que neles actuam para as combinações regulamentares.

Com os resultados dos esforços das diversas combinações, obtiveram-se envolventes de esforços, com os quais foram calculadas as armaduras, recorrendo ao pós-processador do STRAP V12.5, de acordo com a metodologia atrás descrita e as disposições do REBAP e EC2.

Apresentam-se, em anexo, os diagramas de esforços dos contrafortes.

Cálculo da armadura resistente ao estado limite último de flexão

- A armadura de cálculo é dada pela seguinte expressão:

$$A_s = d \times b \times w \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$$

Onde:

A_s - área da secção de armadura ordinária (m²);

w – percentagem mecânica de armadura;

b - largura da secção de cálculo (m);

d - altura útil da secção (m);

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão de compressão (KN/m²);

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço KN/m² obtido através do artº25 do REBAP.

$$A_{s, \min} = 0,12 \times b \times d$$

Onde:

b - largura da secção de cálculo (m);

d - altura útil da secção (m).

Estado Limite Último de Esforço Transverso

A semelhança do quadro, também aqui o esforço transverso resistente é dado por:

$$V_{Cd} = b_w \times d \times \tau_1$$

$\tau_1 = 850 \text{ kN/m}^2$ para C30/37 (REBAP)

Onde:

d - altura útil da secção (m);

b_w - largura da secção (m);

O valor do esforço transverso actuante foi retirado do programa de cálculo STRAP, sendo armadura de esforço transverso é dada por:

$$A_s = \frac{V_{wd}}{0,9 \times d \times f_{syd}} \left[\text{cm}^2 / \text{m} \right]$$

V_{wd} - parcela do valor de cálculo do esforço transverso resistente que depende da armadura de esforço transverso (KNm/m).

d - altura útil da secção (m);

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço KN/m² obtido através do artº25 do REBAP (KN/m²).

Para além de armadura resistente ao esforço transversal, foi ainda considerada a armadura de suspensão, isto porque os contrafortes transmitem cargas às lajes através de estribos de suspensão.

Esforço transversal de suspensão (kNm/m), é dado por:

$$V_{susp} = \frac{V_{sd}}{b}$$

Onde:

V_{sd} - Esforço transversal actuante de cálculo (kN/m)

b - largura da secção de cálculo (m)

Armadura de suspensão [cm²/m]:

$$A_{susp} = \frac{V_{susp}}{f_{syd}}$$

Onde:

V_{susp} - Esforço transversal de suspensão (kN)

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço (KN/m²)

Armadura de esforço transversal mínima:

$$\frac{A_{s, min}}{s} = 0,08 \times b_w \times \text{sen} \alpha \times 100$$

Onde:

0,08- Percentagem de estribos para o aço A500 de acordo com o artigo 94.2º do REBAP;

b_w - largura da secção;

s - espaçamento entre estribos;

α - ângulo formado pelos estribos com o eixo da viga ($=90^\circ$).

5.8.7.2. Contrafortes dos Muros de Ala – Estados Limites Utilização

A verificação de segurança á fendilhação dos contrafortes encontra-se disponível em anexo. O limite regulamentar admitido para a abertura de fendas foi de 0,2mm.

5.9. ANÁLISE CRÍTICA

5.9.1. Quadro

Diagramas de Momentos Flectores para o estado limite último e de utilização

Na travessa superior, os diagramas de esforços obtidos são simétricos, o que está de acordo com o esperado dada a simetria da secção e das hipóteses de carga. Já na travessa inferior por influência das molas (que simulam a interecção entre o terreno e a estrutura) o mesmo não se verifica.

Na zona de encastramento da travessa e nas extremidades dos montantes, obtiveram-se esforços de flexão máximo, em parte devido á influência que os impulsos de terras, ora o activo, ora o em reposuso exercia sobre os montantes.

Por este motivo, a disposição de armaduras na zona interior do quadro é diferente da disposição de armaduras na zona externa do quadro.

Disposição de Armaduras

Tendo por base alturas de aterro, acima da travessa superior, verificou-se que com o mesmo carregamento e apenas variando os coeficientes de mola, os diagramas de esforços sofriam uma variação relativamente pequena, pelo que optou-se por otimizar as armaduras em função do aterro depositado acima da travessa.

Altura de aterro	Face Inferior da Travessa e Face Superior da Laje de Fundo [cm ² /m]	Face Superior da Travessa e Face Inferior da Laje de Fundo [cm ² /m]
2 m	15φ16/1,49	(17φ16+8 φ 16)/1,49
3 m	15φ16/1,49	(17φ16+9 φ 16)/1,49
4 m	15 φ 16/1,49	(17φ16+9 φ 16)/1,49
5 m	17 φ 16/1,49	(17 φ 16+8 φ 20)/1,49
5,5 m	17 φ 16/1,49	(17 φ 16+8 φ 20)/1,49
6 m	20 φ 16/1,49	(17 φ 16+8 φ 20)/1,49

Tabela 3 – Tabela de Armaduras utilizadas nos Quadros das PA's

Previu-se a colocação de armadura transversal, nas zonas onde se desenvolveram maiores concentrações de esforços transversos, mais especificamente, na zona de encastramento da travessa e na zona da laje de fundo.

Deformações

Os deslocamentos mais gravosos foram registados na zona da travessa superior da OA, este facto deve-se às acções actuantes sobre a laje, nomeadamente, as sobrecargas rodoviárias e a acção sísmica.

Na zona de ligação das aduelas, representadas no modelo de cálculo através de rótulas, registaram-se as deformações mais significativas

5.9.2. Muros

Diagramas de Momentos Flectores para o estado limite Último e de Utilização - muros com contrafortes

Os muros com alturas superiores a 4m apresentavam contrafortes, do lado das terras, porque permitem uma redução significativa dos esforços de flexão na zona do tardo dos muros, tornando-se economicamente mais vantajosos, para grandes alturas.

Ao analisar o diagrama de momentos flectores actuante na laje dos muros, verificou-se que:

- ✓ Na direcção M_{xx} os maiores esforços coincidiam com a secção de contacto da laje com os contrafortes.
- ✓ Na direcção M_{yy} , os maiores valores esforços coincidiam com a secção de encastramento dos contrafortes.

Diagramas de Esforço Transverso para o Estado Limite Último - muros com contrafortes

Face aos valores de esforços transversos actuantes obtidos, foi necessária a colocação de armadura resistente de esforço transverso na zona dos contrafortes, o mesmo não se verificou na zona dos painéis dos muros.

Verificação da Estabilidade

Na verificação da estabilidade interior, dos muros com contrafortes, não foi tida em conta as componentes verticais do impulso activo (I_a) e impulso sísmico (I_s), por produzirem na estrutura compressões. Desta forma, adoptámos um mais critério conservativo.

Relativamente á estabilidade exterior dos muros, concluiu-se que a verificação de segurança ao deslizamento, era a verificação mais condicionante.

Deformabilidade

Nos muros em consola, dada a reduzida rigidez, obtiveram-se valores de deformações mais significativos.

Nos muros com contrafortes verificou-se que a zona de maiores deformações coincidia com o topo do muro e que quanto mais esbelta a peça, maiores serão as deformações.

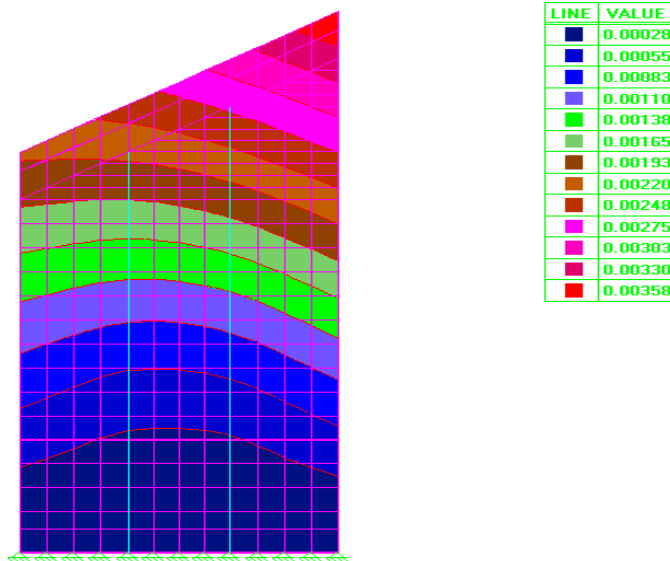


Figura 20 – Esquema elucidativo do valor das deformadas para um muro de 5,5m obtido através do programa de cálculo STRAP V12.5

Diagramas de Armaduras

Relativamente aos diagramas de armaduras apresentados em anexo, verifica-se que na face anterior (zona do tardo) os valores são muito superiores aos registados na fase posterior, o que está de acordo com o esperado, uma vez que o terreno embate sobre a zona anterior produzindo acções desfavoráveis.

6. INSPECÇÃO DE UMA PASSAGEM SUPERIOR

Realizou-se a inspecção principal de uma passagem superior com o objectivo de caracterizar o estado de manutenção e de conservação da obra de arte.

A inspecção foi realizada por duas pessoas, através de observação visual directa e meios simples avaliaram-se as anomalias superficiais da PS. Posteriormente, foi feito o preenchimento do inventário de inspecção da qual faziam parte registos referentes a dados administrativos (registo da localização da obra), a dados técnicos (registo da solução estrutural) e a dados de constituição (descrição e quantificação dos materiais/equipamentos utilizados nas diversas partes da OA).

6.1. DADOS ADMINISTRATIVOS

Na inspecção realizada procurou-se identificar de forma inequívoca a OA que estava a ser inspeccionada, para tal, procedeu-se à recolha de dados tendo em vista a localização da obra, para tal identificaram-se:

- O nome da via e o quilómetro no qual a PS estava inserida;
- Identificação da localização da OA dada pelo GPS no ponto de intersecção da via principal com a via interceptada e as coordenadas M e P de entrada e de saída da OA (pois a obra possuía juntas de dilatação).

Nesta fase, o único equipamento utilizado foi o GPS.

6.2. DADOS TÉCNICOS

Mediram-se as dimensões gerais (comprimentos, largura, “gabarits”) da obra de arte, a caracterização da via sobre a OA e do respectivo tráfego. Estes dados foram completados com outro tipo de informações especiais que se remeteram para observações.

Foram retiradas, junto da OA, fotografias do alçado e vistas, sobre a obra de arte e sob a obra de arte.

- Caracterizou-se o tipo de estrutura – a PS apresentava dois vãos ligados de forma continua;
- Com o auxílio da roda de medição, mediu-se o vão livre (distância entre os encontros), o vão teórico (distância entre os eixos dos aparelhos de apoio), a largura da obra de arte perpendicular ao eixo da mesma (distância medida entre os bordos do tabuleiro), o perfil transversal da OA, o gabarit horizontal (perpendicular ao eixo da via);

- Mediu-se a altura visível do pilar e do gabarit vertical com o auxílio do laser de medição;
- Indicamos a zona sísmica, a classe de exposição ambiental, classificou-se a classe de tráfego segundo o RSA;
- Os condicionamentos hidráulicos, caracterizou-se o ambiente rodoviário, identificaram-se os serviços instalados, as restrições (em vigor), a periodicidade das inspecções principais.

6.3. DADOS DE CONSTITUIÇÃO

Dividiu-se a PS nas suas componentes mais elementares com vista à sua tipificação.

Por sua vez, as componentes encontram-se divididas em elementos, que por sua vez, podem ser de diferentes tipos e de diferentes materiais

Componentes	Elementos	Materiais	Quantidades	Unid
2.Muros	-	Na PS inspeccionada, os muros eram de Betão Armado	Mediu-se a área visível do muro, entre o nível do terreno e o coroamento do muro.	m ²
3.Taludes	Revestimento da superfície do Talude	Talude em rampa sob a OA revestido por pedra armada	Mediu-se a área dos taludes considerando que terminava a 10 m dos eixos dos aparelhos de apoio nos encontros $S = (h^2 + d^2) \times L$	m ²
	Talude	Talude em saia (lateral á OA em forma de cone) revestido por terra vegetal	Volume correspondente à área medida do talude com uma altura média de 0,5m $S = \frac{\left(\pi \times 1,5 \times h \times \sqrt{3,25 \times h^2} \right)}{4}$	m ³

Onde:

h - altura máxima do talude, medida na vertical;

d - largura do talude;

l – extensão do talude.

Componentes	Elementos	Tipos	Materiais	Quantidades	Unid.
4.Encontros	Fundação do encontro E1		Não identificado/ definido	Não identificado/ definido	
	Fundação do encontro E2				
	Encontro E1		Betão Armado	Somatório da área visível (vertical e horizontal) da mesa do apoio mais a área do paramento visível do muro testa, mais a área da viga de espelho, quando for visível soma-se também a área inferior dos tímpanos laterais.	m ²
	Encontro E2				
	Protecção da Fundação dos Encontros		Não identificado/ definido	Não identificado/ definido	
5.Aparelhos de Apoio	Encontro E1		Não identificado/ definido	Não identificado/ definido	
	Encontro E2				
6. Apoios Intermeádios	Apoios intermeádios	Pilar com capitel	Betão Armado	Somatório da área visível do apoio intermeádio, incluindo o capitel.	m ²
	Fundações dos aparelhos intermeádios	Não identificad o/ definido	Não identificado/ definido	Não identificado/ definido	
	Protecção à fundação dos pilares face á acção hidrodinâmica	Não identificad o/ definido	Não identificado/ definido	Não identificado/ definido	Não identificado/ definido

Componentes	Elementos	Tipos	Materiais	Quantidades	Unid.
1. Tabuleiro	Estruturas de suporte do tabuleiro	Não identificado/ definido	Não identificado/ definido	Não identificado/ definido	
	Tabuleiro	Laje betonada "in situ" com vigas pré-fabricada	Betão armado pré-esforçado	Área visível da face inferior incluindo faces laterais e fundos das vigas, bem como a face lateral das carlingas.	m ²
2. Cornijas	Cornijas	Cornijas	Betão armado	Comprimento da cornija	m.l
9. Guarda corpos	Guarda corpos	Guarda corpos	Alumínio	Comprimento ao longo da OA	m.l
	Acortérios	Acortérios	Betão armado	Comprimento de remate. Admitiu-se 1,2m de altura e uma largura de 0,2	m.l
11. Passeios	Revestimento de passeios	Revestim ento de passeios	Argmassa esquartelada	Área de passeio cuja largura é medida pelo remate da cornija e o remate do lancil, o comprimento é igual ao da OA.	m ²
	Enchimento de passeios	Enchimen to de passeios	Não identificado/nã o definido	Não identificado/não definido	
12. Revestimento de via	Revestimento de via	Revestim ento de via	Betuminoso	Área do revestimento de via que cobre o tabuleiro. A largura é medida entre lancis e o comprimento corresponde ao da OA.	m ²

Componentes	Elementos	Tipos	Materiais	Quantidades
13.Drenagem	Drenagem	Drenagem	Não identificado/não definido	Não identificado/não definido
14.Juntas de dilatação	Juntas de dilatação nos encontros	Móveis	betume	Comprimento total da junta
	Juntas de dilatação na obra	Não identificado/definido	Não identificado/definido	Não identificado/definido

Do relatório de inspeção principal foram apontadas os danos (anomalias) encontrados na OA e as causas aparentes, dos quais se destacam:

- ✓ Delaminação do betão com exposição de armadura;
- ✓ Pinturas indesejáveis;
- ✓ Fissuras superiores a 0,2mm;
- ✓ Presença de vegetação nos taludes caixas de visita;
- ✓ Desgaste da pintura em alguns dos elementos constituintes da PS;
- ✓ Oxidação dos guarda-corpos;
- ✓ Degradação de pavimento;
- ✓ Falta de dispositivos de drenagem.

Deste relatório também faziam parte indicações prévias para os trabalhos de reparação, entre elas:

- ✓ Reparação do betão em profundidade com remoção do betão degradado e substituição ou reforço das armaduras, aplicando argamassa não retráctil;
- ✓ Restabelecimento e reconstrução do revestimento de taludes danificados;
- ✓ Reparação e pintura da superfície metálica do guarda-corpos;
- ✓ Substituição ou Colocação de caleiras em taludes
- ✓ Substituição ou Colocação de juntas de dilatação.

O estado de manutenção caracteriza o modo como estão a ser executados os trabalhos de manutenção da obra de arte, avalia actividades como a limpeza dos

elementos estruturais, as condições de drenagem da obra de arte, o estado geral do pavimento e equipamentos instalados.

Segundo os critérios do EP, *o Estado de manutenção das obras de arte pode ser classificado como mau ou bom, consoante seja necessário, ou não, executar algum trabalho de manutenção.*

O estado de conservação, segundo o EP, *prende-se com a necessidade de serem realizados trabalhos de reparação, desta forma, avalia a necessidade de reparação/substituição dos elementos constituintes da obra de arte.*

A classificação é feita através de uma escala entre 0 e 5, para bom estado de conservação ou mau estado de conservação, respectivamente.

Da inspeção então realizada, retiram-se as seguintes conclusões:

	Componente	Estado de Conservação	Estado de Manutenção	Estudo Complementar	Situação de Alerta
1	<i>Obra de Arte</i>	3	Mau	-	-
2	Muros	3	Mau	-	-
3	Taludes	2	Mau	-	-
4	Encontros	3	Mau	-	-
5	Aparelhos de Apoio	-	-	-	-
6	Apoios Intermédios	2	Mau	-	-
7	Tabuleiro	2	Mau	-	-
8	Cornijas	3	Mau	-	-
9	Guarda Corpos	3	Mau	-	-
10	Guarda de Segurança	-	-	-	-
11	Passeios	2	Mau	-	-
12	Revestimento de Via	3	Mau	-	-
13	Drenagem	3	-	-	-
14	Juntas de Dilatação	3	Mau	-	-
15	Outros Componentes	-	-	-	-

Tabela 4 – Tabela Representativa do Estado de Conservação e de Manutenção da Obra da PS inspeccionada

7. ALARGAMENTO DE UMA PASSAGEM SUPERIOR AO CAMINHO DE FERRO

Apresenta-se neste capítulo uma breve descrição de todo o processo de intervenção numa passagem superior ao caminho-de-ferro.

7.1. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

7.1.1 Regulamentares

Na zona da obra de arte, o gabarit mínimo sobre o carril, no eixo da linha de caminho de ferro é de aproximadamente 7,09m, valor superior ao do documento IT.OAP.003.02– Condicionamentos para Projectos de Passagens Superiores Rodoviárias ao Caminho de Ferro- da REFER, EP

Neste caso, a linha é de via única, desenvolvendo-se num alinhamento com direcção norte-sul.

Em virtude do tipo de tráfego rodoviário, classificou-se a obra de Classe I sendo as acções, sua combinação e demais condicionamentos regulamentares aplicáveis, os estipulados pelo R.S.A.E.E.P.

7.1.2 Relativos a Serviços Afectados

Nos passeios de cada um dos tabuleiros desta Obra de Arte, foram contempladas tubagens para futuros serviços afectados, sendo em ambos os passeios 3 tubos de PVC ϕ 110 e 3 tritubos.

Existe uma tubagem metálica instalada na obra de arte existente, que percorre os muros de avenida Noroeste e Sudeste, o montante Oeste e o bordo Sul do tabuleiro, não tendo sido possível identificar a sua função, aquando das visitas efectuadas ao local. Dever-se-á contactar a entidade responsável pela sua exploração, com vista a proceder ao seu desvio e adaptação à nova solução estrutural proposta.

7.2. HIDRÁULICOS

Não foram identificados, na zona de implantação do alargamento, especiais condicionamentos a este nível, para além dos que decorrem da natural necessidade

de garantir a adequada drenagem das águas incidentes no tabuleiro ou que a ele afluí, bem como nos tardozes e bases de estruturas de contenção e encontros.

7.3. GEOTÉCNICOS

Na definição das cotas de fundação da Obra de Arte, teve-se em atenção a prospecções efectuadas e o respectivo relatório geotécnico, relativos às sondagens previamente solicitadas, de modo a efectuar o reconhecimento dos terrenos de fundação dos Encontros da Obra de Arte.

7.4. SOLUÇÃO DESENVOLVIDA

A obra original apresenta um tabuleiro constituído por três vãos 12,20+17,32+13,70m, perfazendo um comprimento total de 43,22 m. Após a execução do alargamento o tabuleiro sofrerá uma diminuição de vão, por encurtamento do muro de avenida a Sudeste do tabuleiro, passando a ter 12,20+17,32+12,20m, totalizando um comprimento de 41,72 m.

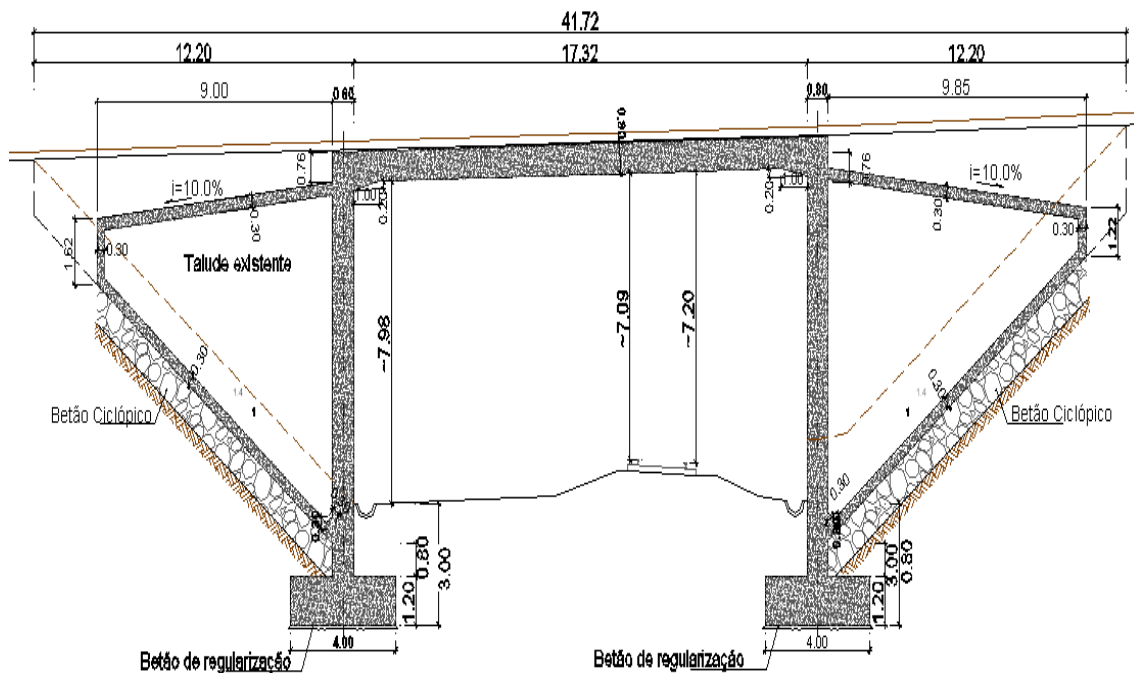


Figura 21- Corte longitudinal na zona do alargamento, Fonte: Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas

O tabuleiro na zona do alargamento será constituído por laje maciça, com 0,80m de espessura, que será betonada “in-situ”. Nesta zona, a expressão máxima de alargamento será de 2,90 m.

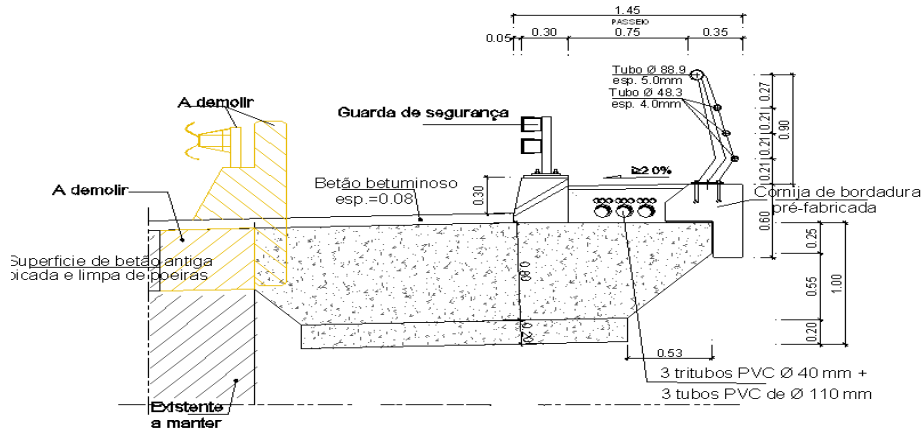


Figura 22- – Corte transversal pelo Tabuleiro Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

Quanto aos montantes existentes, estes também serão prolongados, para o lado Sul da obra de arte, de forma a apoiar a nova laje de tabuleiro, formando assim um pórtico monolítico. Os novos montantes terão uma espessura de 0,80 m.



Figura 23- Foto da obra de arte, aquando do levantamento, Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

Adjacentes aos muros de avenida existentes, no lado do alargamento executar-se-á a Sudoeste e a Sudeste do tabuleiro, novos muros de avenida cuja máxima expressão de alargamento dar-se-á a Sudoeste num máximo de 3,6m.

Dada a reduzida expressão do alargamento e o bom estado da obra, apesar de não se possuírem os dados do projecto original, foi desenvolvida uma solução que se baseou num levantamento da obra de arte e num conjunto plausível de pressupostos, a confirmar no local.

Os novos muros de avenida serão ligados aos existentes através de duas lajes, a superior com 0,30 m de espessura, que servirá de suporte ao aterro, à via principal a alargar e à laje de passeio. A segunda, laje de fundo, também com 0,30 m de espessura, executar-se-á a uma profundidade mínima de 1,00 m abaixo do terreno natural e encontrar-se-á apoiada sobre uma camada de betão ciclópico. Este último, com 1m de espessura, é colocado "in-situ" de forma a evitar assentamentos de terreno. Com esta solução, os novos muros de avenida não terão função de suporte de terras, a qual se manterá assegurada pelos actuais.

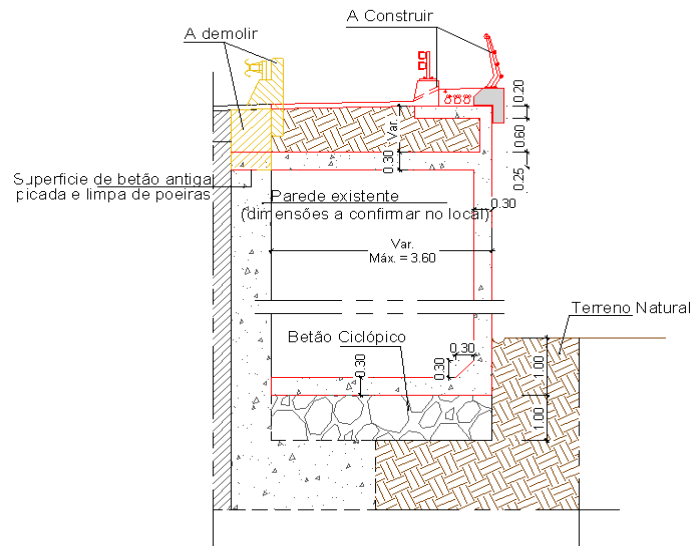


Figura 24 – Corte transversal na zona dos muros de avenida, Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

Nos topos superiores dos novos muros de avenida serão executadas lajes em consola com 0,20 m onde será apoiado o novo passeio.

A fundação do pórtico será do tipo directa, realizada por meio de sapatas rectangulares com 2,90 m x 4,00 m x 1,20 m, betonadas in-situ, encontrando-se a 3,00 m abaixo do terreno natural.

É de notar que, uma vez que a obra apresenta um viés acentuado, implica um vão na zona do alargamento da ordem dos 17,32 m, o qual é consideravelmente superior ao vão medido na direcção perpendicular aos montantes da obra existente.

7.5. MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais utilizados para a construção do alargamento são os seguintes:

7.5.1. Betão

- Classe de resistência:

- Betão C16/20 (B20) – Regularização das fundações;
- Betão C25/30 (B30) – Em fundações de sapatas betonadas “in situ”;
- Betão C30/37 (B35) – Tabuleiro e Montantes;
- Betão C20/25 (B25) – Viga de bordadura.

Enchimento dos passeios – betão leve agregado de argila expandida com 300Kg de cimento/m²

Revestimento dos passeios – betonilha esquadrelada.

- Classe de exposição:

- XC2 (EN 206-1, E 464) em fundações e elementos enterrados;
- XC4 (EN 206-1, E 464) nos restantes elementos.

- Recobrimento:

- 5,0 cm em elementos enterrados;
- 4,0 cm em elementos não enterrados;

7.5.2. Aço

Aço para armaduras ordinárias da classe A500 NR SD de ductilidade especial de acordo com a especificação LNEC E455-2002 e E460-2002

7.6. ANÁLISE ESTRUTURAL

Uma vez obtidos os esforços finais, foi verificado o dimensionamento das secções de betão dos diversos elementos da estrutura, e calculadas as correspondentes áreas de armaduras. O dimensionamento das secções de betão armado à flexão, simples ou composta, centrada ou desviada, foi realizado quer através de folhas de cálculo, quer através de tabelas e ábacos constantes de manuais da especialidade, quer através de pós-processadores incluídos no STRAP v12.5.

Na modelação e análise estrutural foram utilizados elementos finitos de barra, representativos dos vários elementos da estrutura. Consideraram-se como peças lineares todos os elementos da obra de arte (tabuleiro, lajes e montantes), na execução dos modelos de cálculo planos.

Dado não se dispor do projecto da obra existente, não foi elaborado um modelo global, pois seria um exercício especulativo. Assim foi considerado como pressuposto que a obra actual teria um comportamento adequado e que o alargamento (apenas mais 10% da sua largura) seria verificado de forma independente.

7.6.1. Análise Longitudinal

Modelou-se a estrutura bidimensionalmente, sendo todos os seus elementos estruturais simulados com elementos barra. Tanto a travessa como os montantes são constituídos por barras de espessura variável, aliás, de forma a aumentar a rigidez da ligação travessa-montantes utilizaram-se esquadros. Para a análise longitudinal foram tidas em consideração as secções críticas representadas na figura seguinte:



Figura 25 – Modelo bidimensional do Pórtico, Retirado do programa de cálculo Strap V12.5

O modelo de cálculo considerava um pórtico plano com 2,9m de largura, 18,11m de comprimento e 10,70 m de altura.

7.6.2. Análise Transversal

Contemplou-se um modelo integrando todos os elementos estruturais de forma a ter em consideração a continuidade estrutural entre os mesmos apresentam-se em seguida, as propriedades que caracterizam os diferentes elementos estruturais.

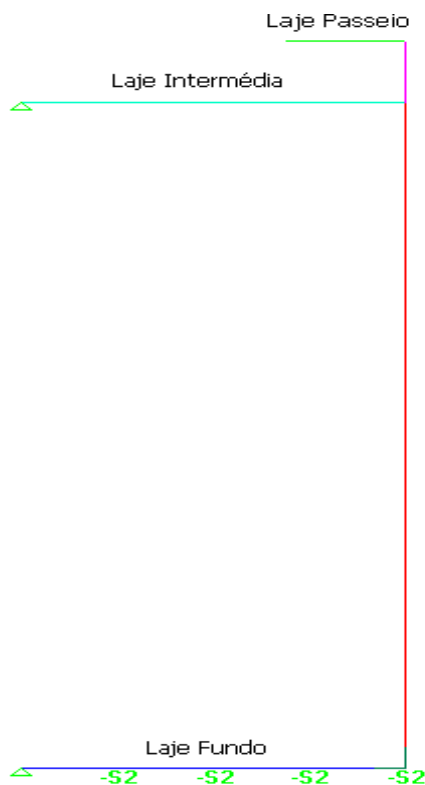


Figura 26 – Modelo bidimensional na zona dos muros de avenida, retirado do programa de cálculo STRAP V12.5

- **Laje do passeio:**

A laje em consola, encastrada na parede exterior que constitui o novo muro de avenida, serve de suporte ao guarda-corpos, lancil e ao passeio. Têm uma espessura de 0,20m e um vão de 1,30m.

- **Laje intermédia**

A laje simplesmente apoiada, que serve de suporte ao pavimento tem uma espessura de 0,30m e um vão variável, entre os 2,60 (extremidade sudoeste) e os 3,60 m (extremidade sudeste).

- **Laje fundo:**

A laje apresenta uma espessura de 0,3m. De forma a simular a interação entre a laje de fundação e o terreno colocaram-se molas na laje de fundo. A rigidez das molas foi obtida multiplicando o valor de K_s assumido (60MN/m³) pela respectiva área de influência das molas.

7.7. QUANTIFICAÇÃO DAS ACCÕES

7.7.1. **Análise Longitudinal**

Compatibilizaram-se as cargas permanentes e as sobrecargas de utilização para uma largura útil de via máxima de 1,5m.

7.7.1.1. **Cargas Permanentes**

Peso Próprio Estrutural

O peso próprio estrutural foi o obtido pelo produto das áreas correspondentes de cada elemento pela densidade do betão que se tomou igual a 25 kNm^{-3} .

Restante Carga Permanente

Passeios: $0,18 \times 20,0$	= $3,51 \text{ kNm}^{-1}$
Lancil: $0,16 \times 25,0$	= $3,97 \text{ kNm}^{-1}$
Guarda corpos: 1,00	= $1,00 \text{ kNm}^{-1}$
Guarda Segurança: 1,00	= $1,00 \text{ kNm}^{-1}$
Viga de bordadura: $0,15 \times 25,00$	= $3,63 \text{ kNm}^{-1}$
Tapete betuminoso: $0,10 \times 1,43 \times 25,00$	= $3,58 \text{ kNm}^{-1}$
Camada de regularização: $0,03 \times 1,43 \times 25,00$	= $1,07 \text{ kNm}^{-1}$
TOTAL	= $17,96 \text{ kNm}^{-1}$

7.7.1.2. **Sobrecargas**

Veiculo tipo

Foi considerado o veículo tipo da classe I tal como se encontra definido no RSA art. 41º:

- Veículo de três eixos afastados de 1,5 m
- Distância entre rodas - 2,00 m
- Superfície de apoio de cada roda = $0,20 \times 0,60 \text{ m}^2$
- Carga por eixo de 200 kN

Sendo o veículo tipo o caso de sobrecarga condicionante, foram consideradas duas situações: o veículo tipo junto ao guarda rodas, com apenas uma roda sobre a zona de alargamento, e o veículo tipo sobre o passeio em situação de acidente, sendo mais gravosa a primeira, dados os coeficientes de combinação respectivos.

Sobrecargas uniforme e linearmente distribuídas

Consideraram-se as sobrecargas uniforme e linearmente distribuídas da classe I tal como se encontra definido no RSA art. 41º:

- Uniformemente distribuída - $4,00 \text{ kNm}^{-2}$
- Linearmente distribuída - $50,00 \text{ kNm}^{-1}$

Forças de Frenagem

Para ter em conta os efeitos resultantes das variações de velocidade dos veículos consideraram-se forças longitudinais, actuando ao nível do pavimento, paralelamente ao eixo da ponte e associadas às sobrecargas uniformemente distribuídas. Estas forças longitudinais consideram-se linear e uniformemente distribuídas segundo a largura da zona carregada; o seu valor correspondente ao valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída foi igual 30 kNm^{-1} .

Sobrecarga de passeios

Foi tido em conta as sobrecargas em passeios tal como se encontra definido no RSA art. 44º:

- Carga uniformemente distribuída sobre o passeio = $3,00 \text{ kNm}^{-2}$
- Carga concentrada sobre o passeio = $20,00 \text{ kN}$

Variação Diferencial

De acordo com o Artº. 19 do RSA, a variação diferencial de temperatura depende das condições climáticas no local da obra assim como das características térmicas da estrutura. Considerou-se para esta obra de arte uma variação diferencial de temperatura de $+10^\circ\text{C}$ e de -5°C , com variação linear na altura da secção, correspondente a um aquecimento diurno ou a um arrefecimento nocturno, respectivamente, valor que se julga adequado para a sua localização.

7.7.2. Análise Transversal

✓ **Laje do Passeio:**

As acções tidas em consideração foram as seguintes:

- Peso próprio da estrutura;
- Restantes Cargas Permanentes, nomeadamente as cargas resultantes da viga de bordadura, do guarda corpos, do passeio, do revestimento do passeio, do lancil e da guarda de segurança;
- Sobrecarga do Passeio, concentrada ou distribuída;
- Veículo tipo em situação de acidente, com rodado sobre o lancil, ou seja na ponta da consola, degradando os esforços a 45º de acordo com o REBAP.

✓ **Laje Intermédia:**

Consideraram-se as seguintes acções:

- Peso próprio da estrutura;
- Restante carga permanente que inclui as cargas resultantes do peso do terreno/pavimento imediatamente acima da laje;
- A acção do veículo tipo tendo em conta a degradação no aterro sobre a laje (neste caso, a situação mais desfavorável é a que corresponde ao veículo tipo com o rodado anexo ao lancil, visto que na situação de acidente descarrega sobre a laje do passeio – nesta medida, o centro do rodado situa-se aproximadamente a 1,30+0,30m da extremidade da obra, ou seja a meio vão da laje em causa, sendo que o outro rodado afastado de 2,00m deste já se situará sobre a estrutura existente, pelo que não foi considerado);
- A acção da sobrecarga uniforme e da sobrecarga linear no pavimento (faixa de rodagem e berma), conforme estipulado no RSA, tendo em conta a degradação no aterro sobre a laje.

✓ **Laje Fundo**

A laje serve de suporte à parede exterior, que descarrega para além do seu peso próprio as cargas da laje intermédia e da laje do passeio.

7.8. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

7.8.1. Verificação aos Estados Limites Últimos

Os esforços considerados no dimensionamento são os relativos às acções já mencionadas. Com base na distribuição dos esforços máximos e mínimos que actuam na estrutura, para cada tipo de esforços verificaram-se, as secções mais desfavoráveis.

7.8.1.1. Flexão

Os diversos elementos estruturais calcularam-se com o modelo atrás descrito, analisando os esforços de flexão actuantes para as combinações regulamentares.

Com os resultados dos esforços das diversas combinações, obtiveram-se envolventes de esforços para a determinação dos momentos de dimensionamento.

O cálculo de armaduras foi feito, em geral, recorrendo ao pós-processador do STRAP V12.5, de acordo com a metodologia atrás descrita e as disposições do REBAP e EC2.

Cálculo dos armadura resistentes

A partir do valor de momento actuante cujos diagramas encontram-se em anexo, calculou-se a armadura, através da seguinte expressão:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$$

$$A_{s,\min} = \frac{0,12 \times b \times d}{100}$$

Onde:

A_s - área da secção de armadura ordinária;

ω – percentagem mecânica;

b - largura da secção de cálculo;

d - altura útil da secção;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão de compressão;

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço KN/m² obtido através do artº25 do REBAP.

Cálculo dos momentos resistentes em lajes maciças

O valor do momento resistente de flexão, é dado pela seguinte expressão:

$$M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$$

Onde:

μ - valor reduzido do momento flector;

b- largura da secção de cálculo;

d- altura útil da secção;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão de compressão;

7.8.1.2. Esforço Transverso

No que respeita ao esforço transverso, utilizou-se a metodologia do REBAP para verificação da segurança.

Para as zonas dos elementos laminares sem armadura de esforço transverso, verificou-se que:

$$V_{sd} < V_{cd} = 0.6 \times (1.6 - d) \times d \times \tau_1$$
$$\tau_1 = 850 \text{ kN/m}^2 \text{ para C30/37 (REBAP)}$$

V_{sd} - Esforço transverso actuante de cálculo retirado do programa de cálculo automático STRAP v12.5;

d- altura útil da secção.

- Para as zonas dos elementos laminares com armadura de esforço transverso, a área de armadura resistente é dada por:

$$A_s = \frac{V_{sd} - V_{cd}}{0.9 \times d \times f_{syd}} \left[\text{cm}^2 / \text{m} \right]$$

Onde:

V_{sd} - Esforço transverso actuante de cálculo retirado do programa de cálculo automático STRAP v12.5;

V_{cd} - Factor de correcção da teoria de Morsch;

d- altura útil da secção;

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço KN/m² obtido através do artº25 do REBAP.

7.8.2. Verificação aos Estados Limites de Utilização

7.8.2.1. Cálculo do Coeficiente de Fluência

De acordo com o R.E.B.A.P. o efeito da fluência pode ser tido em conta através do coeficiente de fluência dado por:

$$\varphi_c(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \beta_d(t - t_0) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

A primeira parcela é dada por:

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \times \left(1 - \frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_\infty}} \right)$$

Sendo o quociente $f_{c,t_0} / f_{c,t_\infty}$ dado pelo quociente entre os coeficientes de endurecimento do betão à idade do carregamento e a tempo infinito, respectivamente.

Em termos médios, supõe-se que o carregamento poderá iniciar-se aos 30 dias.

Admitiu-se ainda uma humidade relativa do ambiente média (70%), bem como uma espessura fictícia das lajes dada pelo ponto 2.2.2 do Anexo I do mesmo regulamento.

Uma vez que a função de fluência depende inversamente do módulo de elasticidade inicial do betão, que pode ser estimado aumentando cerca de 25% o módulo de elasticidade secante, o qual foi utilizado como característico do material, para efeitos de modelação. Há que reduzir a flecha diferida afectando-a de um factor 1/1.25.

7.8.2.2. Estado Limite de Deformação

Procurou-se verificar o Estado Limite de Utilização para as deformações, garantindo que todas as deformadas não excedessem os valores máximos admissíveis definidos nos regulamentos. Assim, determinaram-se em geral, os valores das deformadas diferidas, para a combinação frequente de acções:

$$\delta_{t,\text{inf}} = \delta_{t,0} (1 + \varphi^*) < L/200, \text{ para lajes em consola}$$

$$\delta_{t,\text{inf}} = \delta_{t,0} (1 + \varphi^*) < L/400$$

Sendo:

$\delta_{t,\text{inf}}$ – deformada a tempo infinito

$\delta_{t,0}$ - deformada instantânea (tempo zero).

φ^* – Coeficiente de fluência aumentado. Neste caso foi considerado com o valor arredondado de 2,0 conservativo.

L – Vão do elemento em estudo.

7.8.2.3. Estado Limite de Largura de Fendas

Considerando a combinação de esforços frequente (devido a OA se inserir no ambiente moderadamente agressivo), verificou-se o valor do máximo momento e a abertura de fendas nessa zona nas faces mais traccionadas e mais comprimidas da estrutura, quer para a análise longitudinal quer para a análise transversal. Da análise do estado limite de largura de fendas fazem parte informações como:

Dados Iniciais:

- O valor do momento correspondente à fase mais comprimida/fase mais traccionada para a combinação frequente de acções;
- A altura útil e a largura útil da secção de cálculo;
- A armadura considerada para o cálculo do momento de fendilhação.

Face aos dados iniciais, é feita a análise do:

- Momento fendilhação, que nos casos em que é superior ao momento actuante para a combinação frequente de esforços, dispensa a verificação de:
- Distância média entre fendas - s_m
- Extensão média das armaduras traccionadas - ε_{sm}
- Valor médio da largura de fendas - w_m
- Valor característico da largura de fendas - $w_k \leq 0,2\text{mm}$

7.9. CÁLCULO DE TENSÕES NO TERRENO

Para os elementos em contacto directo com o terreno (Sapatas de Fundação) verificou-se a segurança de tensões, tendo em consideração o tipo de distribuição obtida:

$$\text{Combinação Sobrecarga: } \sigma_{\text{máx}} < 4/3 \times \sigma_{\text{admissível}}$$

7.10. ANÁLISE CRÍTICA DOS RESULTADOS OBTIDOS

Dado não se dispor do projecto da obra existente, admitiu-se que a obra actual teria um comportamento adequado e que dada a reduzida expressão do alargamento seria considerado de forma independente.

Por esse motivo, acções como a variação uniforme de temperatura só faria sentido considerar se a verificação estrutural fosse tida em conta de forma conjunta e não de forma independente.

Quanto à acção da retracção e da fluência, tendo em conta o art. 32.2º do REBAP, que nos remete para o art. 31.2º, pelos mesmos motivos acima referenciados não foram tidos em conta.

A acção sísmica e a sobrecarga do terraplino não se contabilizam, porque a obra está enterrada e o contacto com a terra é feito contra os taludes actuais, com um ângulo de cerca de 33º com a horizontal, cobertos por uma camada de betão ciclópico, o que os torna autoportantes e estáveis, como tal, quer os impulsos sísmicos quer os impulsos do terraplino têm um valor muito reduzido. Para além de que, a estrutura encontra-se encaixada no terreno, o que significa que a deformabilidade da estrutura será muito pequena.

É previsível que estes esforços sejam resistidos na sua maioria pelo muro de avenida existente no local, que numa lógica de funcionamento conjunto, terão certamente uma grande rigidez e inércia dadas as suas funções de contenção, e que será muito superior à rigidez conferida pelos novos muros de avenida do alargamento, serão sempre o elemento que absorverá maiores esforços nesta zona.

Análise Longitudinal

Foram analisadas quatro secções distintas, sendo elas:

- ✓ Secção de meio vão da travessa (S1);
- ✓ Extremidade da travessa (S2);
- ✓ Secção de meio vão Montantes (S3);
- ✓ Base dos Montantes (S4).

Nestas secções verificavam-se os maiores esforços, quer positivos (secção de meio vão da travessa e base dos montantes), quer negativos (extremidade da travessa e extremidade dos montantes).

Verificou-se que a secção que necessitava de maior armadura coincidia com as secções S1 e S2. O que está de acordo com o esperado, uma vez que na secção de meio vão da travessa (S1) se regista maior momento positivo e na secção (S2) se regista maior momento negativo. Em termos absolutos, é na secção S2 que se verifica o caso mais gravoso, que só não apresenta um valor maior devido à existência de um esquadro nesta zona.

O facto das secções dos montantes apresentarem valores inferiores às secções da laje da travessa deve-se à existência dos muros de avenida na extremidade dos montantes que irão absorver a maioria dos esforços.

Análise Transversal

Das três lajes analisadas, concluiu-se que os maiores esforços eram registados na laje intermédia, o que era espectável devido aos esforços sobre ela aplicados.

Apesar do valor de abertura de fendas, para o caso da laje intermédia, se apresentar ligeiramente superior a 0,2mm este é um erro inferior a 5% do valor total, pelo que, concluiu-se que a segurança estava verificada.

O facto da laje intermédia e da laje de fundo apresentarem maior espessura deve-se à necessidade de verificar a segurança aos esforços nestas secções.

Também a laje representativa do muro de avenida apresenta maior espessura na zona de ligação entre a laje intermédia e a laje de fundo, devido à excessiva deformação que apresentava caso a espessura fosse inferior ao valor apresentado, aliás, a deformação da laje do muro de avenida estava directamente relacionada com as deformações registadas nas restantes lajes.

8. PASSAGENS SUPERIORES

O presente capítulo tem como objectivo descrever as características geométricas das passagens superiores desenvolvidas durante o estágio, na perspectiva dos elementos de maior interesse ao cálculo estrutural, nomeadamente os parâmetros, conceitos, modelos e análises que serviram de base ao dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais das OA's em estudo, bem como os resultados das verificações regulamentares que os suportam e justificam.

8.1. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

8.1.1. Rodoviários

No estudo da implementação da obra de arte teve-se em conta os elementos do traçado rodoviário fornecidos, no que se refere à directriz e perfil longitudinal da via principal e dos restabelecimentos.

Inicialmente, verificou-se se as obras acompanhavam e respeitavam a directriz e rasante e ainda se acompanhavam em perfil transversal todos os elementos definidos no traçado.

Posteriormente, identificaram-se as principais características de traçado na zona de intersecção da via principal com o eixo do restabelecimento.

8.1.2. Regulamentares

Face ao tipo de obra em questão, o "Gabarit" imposto na altura livre disponível é sempre superior ou igual a 5,00m, procurou-se garantir uma reserva relativamente ao mínimo regulamentar, de forma a permitir a incorporação de recargas no pavimento.

Em virtude do tipo de tráfego, a obra foi considerada da Classe I sendo as acções, sua combinação e demais condicionamentos regulamentares aplicáveis, os estipulados pelo R.S.A.E.E.P.

8.2. HIDRÁULICOS

Foram tomadas medidas no sentido de garantir correcta drenagem das águas incidentes no tabuleiro ou que a ele afluem, bem como, no tardo de estruturas de contenção e encontros. Estas medidas poderão ser consultadas nas peças desenhadas apresentadas em anexo.

As pré-lajes desenvolvem-se ao longo de aproximadamente 13,90m divididos entre os extremos exteriores das vigas pré-fabricadas, a secção entre as almas das vigas e entre vigas pré-fabricadas, onde existe uma pré-laje central de 4,30m de vão.

Na secção corrente, das vigas pré-fabricadas, o pré-esforço é realizado através de cordões aderentes, alguns dos quais são embainhados nas extremidades de forma a otimizar o efeito do pré-esforço. A ligação da secção transversal aos encontros é assegurado através de carlingas, já a ligação da secção transversal aos pilares é assegurado através de diafragmas verticais, de forma a garantir uma melhor transmissão de esforços verticais entre o tabuleiro e os restantes elementos estruturais.

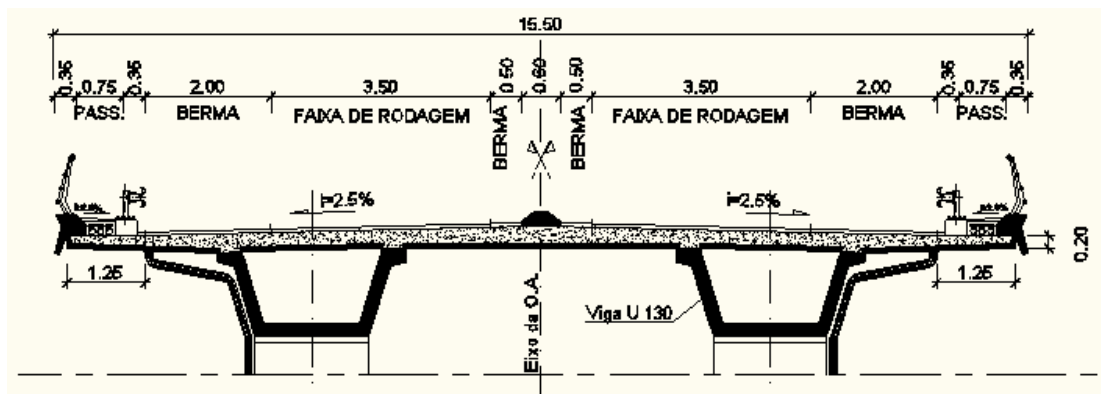


Figura 28 – Perfil Transversal do Tabuleiro, Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

Os aparelhos de apoio sobre os encontros são do tipo neoprene cintado com camada de teflon e unidireccionais, permitindo o livre deslocamento segundo a direcção longitudinal.

8.4.2. Pilares e Fundações

Na concepção dos pilares teve-se em consideração o traçado que condiciona a localização dos pilares, como tal naturalmente se optou apenas um eixo de pilares sobre a zona de separação dos sentidos rodoviários que por razões de segurança ficaram suficientemente afastados da faixa de rodagem. Desta forma, foram verificados e dimensionados de forma a suportar o eventual choque de veículos, ainda assim, os pilares encontravam-se revestidos de ambos os lados da faixa de rodagem por uma guarda rígida materializada com um perfil tipo “New-Jersey”.

A secção, dos pilares é rectangular de $1,80 \times 0,60\text{m}^2$, dispo de capitel de secção variável, com $1,80 \times 1,20 \text{m}^2$ no topo, que serve como base de assentamento das vigas pré-fabricadas.

Os pilares estão monoliticamente ligados ao tabuleiro, por nó materializado “in situ”, através de betonegagem, o qual será pós-esforçado através das armaduras activas (4 varões do tipo “Dywidag” por viga) que garantem a continuidade do tabuleiro.

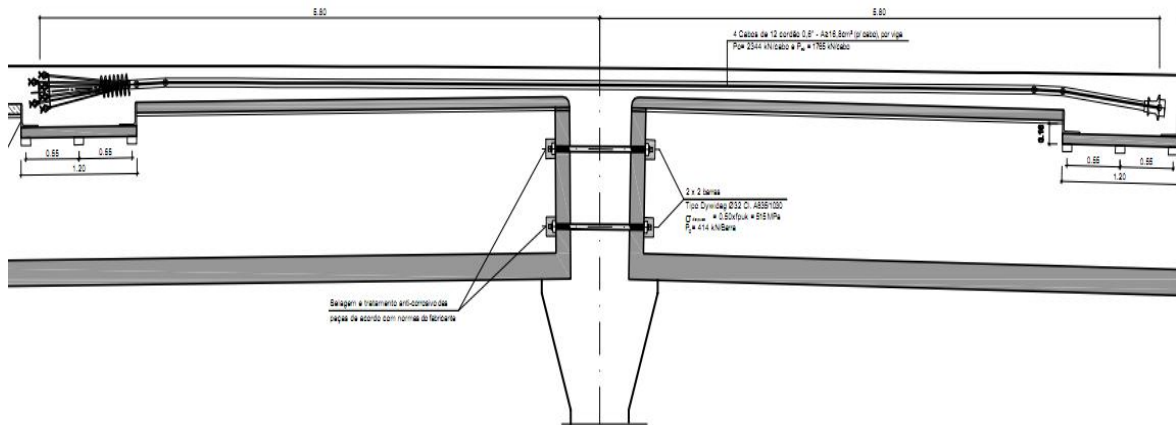


Figura 29 – Excerto do corte Longitudinal na zona e ligação do tabuleiro ao pilar, Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

A fundação dos pilares foi materializada por meio de sapatas rectangulares, a uma profundidade compatível com os terrenos identificados para os solos de fundação. As sapatas dos pilares são rectangulares e as dimensões foram definidas de forma a garantir a segurança á tensão admissível.

8.4.3. Encontros e Fundações

A principal função dos encontros é a de servir de apoio às extremidades do tabuleiro e sustentar as terras que lateralmente incidem sobre a OA. Um dos factores mais condicionantes do dimensionamento dos encontros é a profundidade a que o substrato competente se encontra. Em função de tal condicionante definiram-se os seguintes tipos de encontros:

- Batólito, quando a diferença entre a cota do tabuleiro e a cota de fundação do encontro é pequena;
- Fuste, quando a diferença entre a cota do tabuleiro e a cota de fundação do encontro é média;
- Estaca, quando a diferença entre a cota do tabuleiro e a cota de fundação do encontro é grande,

Nas passagens superiores analisadas durante o estágio ocorreram duas situações distintas, uma em que os encontros eram constituídos por uma parede espessa (batólitos), de secção 12,00 m x 2,00m, que ligava a viga estribo à sapata de fundação rectangular e outra em que os encontros eram constituídos por fustes de secção variável desenvolvendo-se com uma inclinação de 20% até substrato competente. Neste caso, as fundações eram directas através de sapata rectangular (fustes).

8.4.4. Laje de Transição

As lajes de transição têm como principal objectivo estabelecer uma transição entre a rodovia e a obra de arte.

Assim sendo, foram colocadas lajes de transição de ambos os lados da obra de arte, com uma espessura de 0,25 m, articuladas no apoio saliente das faces de tardo das vigas estribo. Em planta, a área das lajes de transição é delimitada pelas faixas de rodagem acrescidas das bermas.

8.5. MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais utilizados para a construção da passagem superior são os seguintes:

8.5.1. Betão

- Classe de resistência:

- Betão C16/20 (B20) – Regularização das fundações e sob as lajes de fundação;
- Betão C25/30 (B30) – Em fundações de sapatas betonadas “in situ”;
- Betão C30/37 – Em elementos estruturais de passagens superiores tais como tabuleiros e pilares;
- Betão C20/25 (B25) – Viga de bordadura;
- Betão C45/55 – Em elementos estruturais pré-fabricados.
- Enchimento dos passeios – betão leve agregado de argila expandida com 300Kg de cimento/m²
- Revestimento dos passeios – betonilha esquartelada.

- Classe de exposição:

- XC2 (EN 206-1, E 464) em fundações e elementos enterrados;
- XC4 (EN 206-1, E 464) nos restantes elementos.

- Recobrimento:

- 5,0 cm em elementos enterrados;
- 4,0 cm em elementos não enterrados.

8.5.2. Aço

- Aço para armaduras ordinárias da classe A500 NR SD de ductilidade especial de acordo com a especificação LNEC E455-2002 e E460-2002;
- Aço para armaduras activas em cordão da classe Y1860 – prEN 10138-3;
- Aço para armaduras activas em barra da classe A 835/1030;
- Aço para armaduras do Guarda-Corpos S235 N10027.1

8.6. ANÁLISE ESTRUTURAL - TABULEIRO

Os cálculos foram realizados por via analítica com recurso ao programa de cálculo automático STRAP V12.5, através de um modelo de elementos finitos (barra ou de laje) complementado por diversos módulos de pós-processamento e tabelas.

✓ MODELO DE CÁLCULO

A superestrutura, em face de uma solução com recurso a elementos pré-fabricados apresenta um processo construtivo faseado e um sistema estrutural evolutivo, quer na secção longitudinal quer na secção transversal, isto porque, em fase construtiva, as vigas funcionarão inicialmente como simplesmente apoiadas e após a betonagem da camada de compressão, situada acima banzo superior das vigas, será pós-tensionada, no sentido de otimizar a continuidade do tabuleiro e conferir ductilidade á estrutura.

Por esse motivo, desenvolveram-se três fases de cálculo no processador STRAP V.12.5, a primeira das quais considerava a estrutura simplesmente apoiada (viga pré-fabricada apenas), a segunda considerava as restantes cargas permanentes e as sobrecargas de utilização actuam sobre uma estrutura hiperestática (tabuleiro contínuo) e a terceira correspondente á fase de serviço.

8.6.1. Primeira Fase de Cálculo

No que se refere ao faseamento construtivo da obra de arte coincide com o início da execução do tabuleiro:

- Colocação de calços, que servirão de apoio às vigas, sobre os encontros e o pilar;
- Colocação das vigas (pré-tensionadas);
- Colocação de pré-lajes ao longo das vigas, excepto nas vigas onde irão ser colocados os macacos que servem de suporte ao dispositivo de amarração;

- Colocação da camada de compressão, excepto nos troços que se seguem à ancoragem activa do pré-esforço de continuidade.

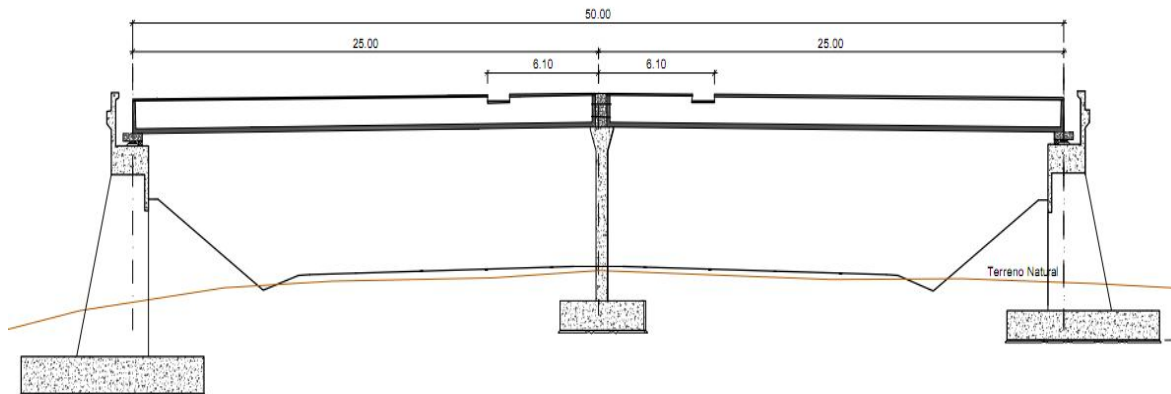


Figura 30 – Excerto do faseamento Construtivo, Fonte: Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas

Com se pode observar no esquema abaixo representado, numa fase inicial o modelo de cálculo é isostático. A viga, de 25 m, encontra-se apoiada no encontro e no pilar, através de apoios provisórios (calços) que restringem os deslocamentos na direcção vertical.



Figura 31 – Modelo elaborado com o programa STRAP V12.5

8.6.1.1. Características da Secção Pré-Fabricada

Nesta fase de cálculo a viga U não apresenta laje de compressão e na zona dos apoios o banzo inferior é constituído por calços.

Tipo de secção:



Características geométricas da secção:

L [m]	25
A [m ²]	0,8918
I [m ⁴]	0,1882
V _{sup} [m]	0,738
V _{inf} [m]	0,562
W _{sup} [m ³]	0,2550
W _{inf} [m ³]	0,3349
h [m]	1,300

8.6.1.2. Quantificação de Acções

Peso Próprio

O peso próprio estrutural, representativo das vigas pré-fabricadas, tendo em consideração a densidade do betão que se tomou igual a 25 kNm^{-3}

Peso Próprio da Laje de Compressão

A camada de enchimento, representativa da laje de compressão sobre a zona onde é aplicado o pré-esforço de continuidade, ou seja, a 1/10 do vão do tabuleiro coincidentes com a zona onde se instalam maiores momentos negativos.



Figura 32 – Diagrama representativo da acção do enchimento, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

SC_{construtiva}

Como valor de sobrecarga construtiva tomou-se o valor 2 KN/m^2 uniformemente distribuída ao longo da viga.

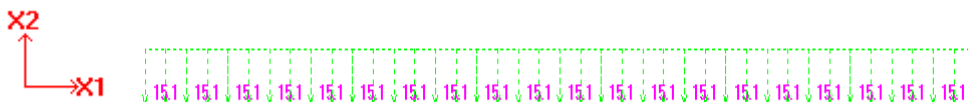


Figura 33 – Diagrama representativo da sobrecarga construtiva, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

Pré-laje

As pré-lajes colocadas entre as vigas pré-fabricadas, de 0,008m de espessura de 0,08m e densidade igual ao betão.

Pré-esforço

Nesta fase, o pré-esforço actuante na estrutura é realizado por cordões pré-tensionados instalados nas vigas pré-fabricadas, nesta técnica a transmissão da força de betão dá-se integralmente por aderência.

Na solução de pré-esforço preconizada o traçado dos cabos é recto e constituído por duas camadas de 21 cordões aderentes de 0,6” no banzo inferior e 4 cordões aderentes de 0,6” na parte superior das almas da viga.

Nos troços em que não se revelou necessária a transmissão de pré-esforço dispensaram-se cordões no banzo inferior, desta forma, dimensionaram-se três secções distintas de pré-esforço, são elas:

- Na secção dos encontros, o pré-esforço é realizado por duas camadas de 7 cordões aderentes de 0,6”;
- Na secção compreendida entre os encontros e os pilares;
- Na secção dos pilares o pré-esforço é realizado por duas camadas de 17 cordões aderentes de 0,6”;

A partir das áreas de aço, do traçado dos cabos, das perdas instantâneas e das perdas diferidas adoptadas, obtiveram-se os esforços isostáticos para o cálculo das tensões nas várias fases de construção.

Nesta fase de cálculo, o pré-esforço que actua na estrutura é o de pré-tensão.

Características do aço de pré esforço	
viga pré-fabricada	
f_{puk}	1860 MPa
Φ Cabo	Φ 16,0mm
Area do strand [m ²]	0,00015
$P_o - f_{puk} *$	0,75
perdas instantaneas	3,00%
perda diferidas	21,70%
f_{pud}	1452000

Figura 34 – Tabela representativa das características do aço de pré-esforço da viga pré-fabricada

Nesta fase, considerou-se que o pré-esforço instalado nas vigas seria o, o pré-esforço instantâneo ($P_{instantâneo}$), isto é, o pré-esforço após perdas instantâneas como por exemplo as perdas por atrito.

História de Tensões

Tendo em conta que o máximo momento resistente é a meio vão da viga, a solução de pré-esforço como dito anteriormente, apresenta valor máximo a meio vão, sofrendo posteriormente dispensas de forma a otimizar a solução, em face do campo de tracções ao longo da viga.

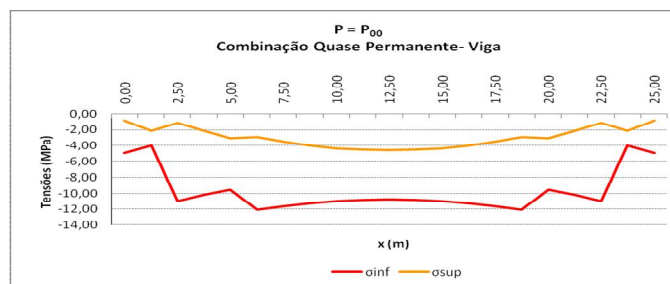


Figura 35 – Gráficos de tensões obtido após perdas diferidas, para a combinação de esforços quase permanente

8.6.2. Segunda Fase de Cálculo

Na primeira fase o sistema estrutural não teve qualquer continuidade, numa 2ª fase betona-se a nó de união entre as vigas conferindo-lhe tensionamento por meio de barras pré-esforçadas, desta forma, é garantida a continuidade ao sistema estrutural, resultando uma estrutura hiperestática, encastrada nos pilares e fixa nos apoios ainda provisórios.

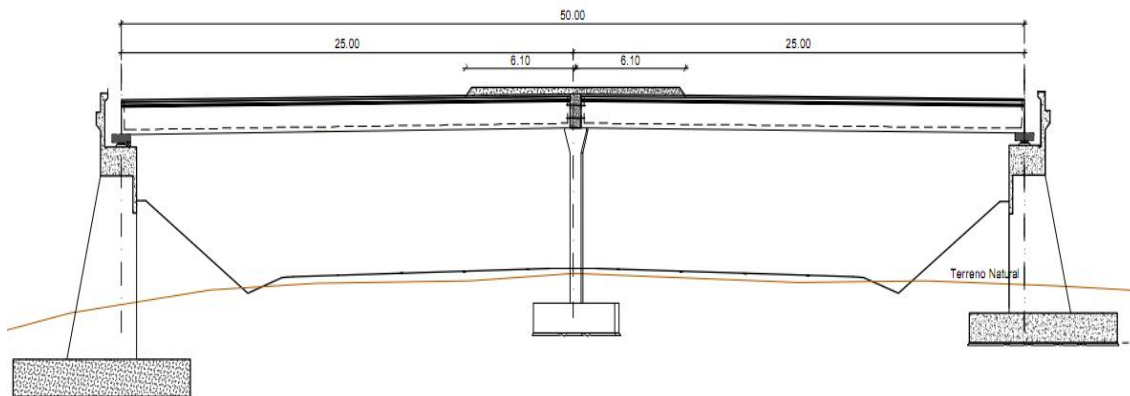


Figura 36 – Excerto do faseamento construtivo, Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

A estrutura foi assimilada a um pórtico, sendo o tabuleiro é constituído por duas nervuras de secção trapezoidal. Nesta fase as vigas encontram-se assentes sobre as pré-calingas existentes nos encontros, sendo por essa razão restringido o deslocamento vertical (segundo x3).

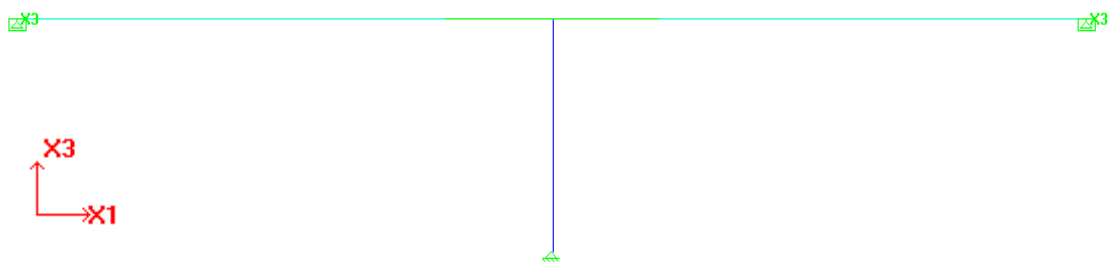
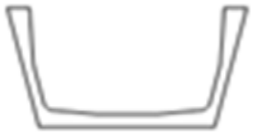



Figura 37 – Modelo elaborado com o programa STRAP V12.5

8.6.2.1. Características da Secção Pré-Fabricada

Naturalmente, em face da betonagem realizada na zona envolvente dos pilares são alteradas as características da secção transversal da viga, conduzida a uma secção em caixão. Este feito foi contabilizado, sendo o modelo realizado dotado de duas secções: a secção corrente onde são consideradas as características da viga U, e a secção em caixão na zona envolvente dos pilares, correspondente á zona onde foi aplicada a laje de compressão.

Secção Corrente			Viga isolada	Viga com laje
		L [m]	25	25
Secção na zona da Laje de Compressão		A [m ²]	0,8918	3,138
		I [m ⁴]	0,1882	0,796
		V _{sup} [m]	0,738	0,39
		V _{inf} [m]	0,562	1,21
		W _{sup} [m ³]	0,2550	2,0410
		W _{inf} [m ³]	0,3349	0,6579
		h [m]	1,300	1,6

8.6.2.2. Quantificação de Acções

Laje de Compressão

Executa-se o enchimento das restantes lajes de compressão.

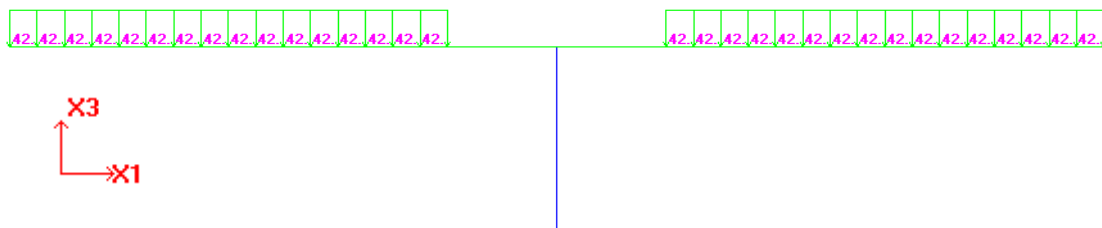


Figura 38 – Diagrama representativo da acção do enchimento, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

SC_{construtiva}

Como valor de sobrecarga construtiva tomou-se o valor de 2KN/m² uniformemente distribuída ao longo da viga.

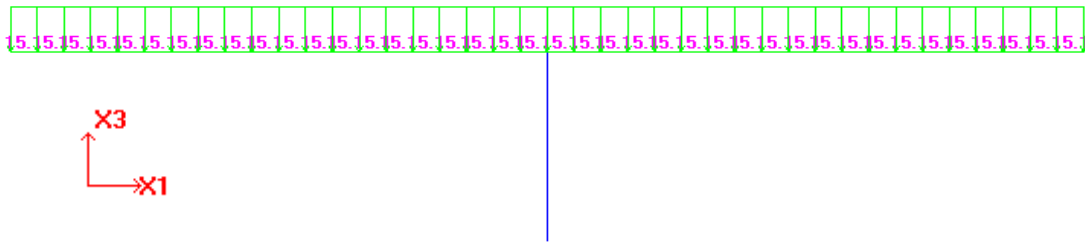


Figura 39 -- Diagrama representativo da sobrecarga construtiva, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

Pré-esforço:

Nesta fase é introduzido o pré-esforço de continuidade colocado na laje de compressão na secção dos pilares, materializado através de 4 cabos de 12 cordões de 0,6" sobre ambas as vigas pré-fabricadas, perfazendo um total de 8 cabos de 12 cordões de 0,6" na secção transversal. À semelhança do traçado dos cabos de pré-tensão, também aqui, o traçado dos cabos é recto.

	pré-esforço de continuidade
f_{buk}	1860000 kPa
Φ Cabo	$\Phi 15,2\text{mm}$
Area do strand [m ²]	0,00014
$P_0 \cdot f_{buk} *$	0,75
perdas instantaneas	10,0%
perda diferidas	14,7%
f_{oud}	1452000

Tabela 5 – Tabela representativa das características do aço de pré-esforço de pós-tensão

Também nesta fase, as acções foram verificadas para o pré-esforço após perdas instantâneas.

História de Tensões

O gráfico seguinte representa a história de tensões ao longo da viga no final da segunda fase de cálculo. O resultado final resulta da soma de efeitos das acções atrás descritas.

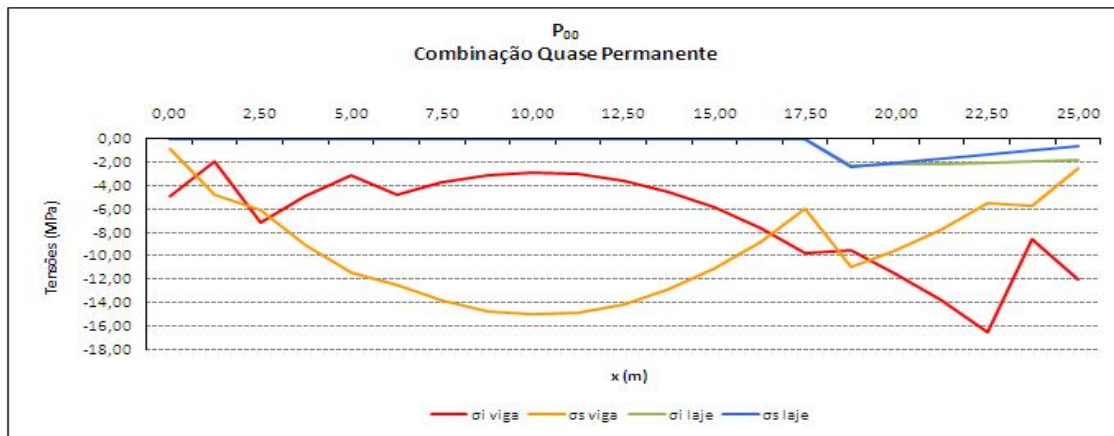


Figura 40 – Gráfico de tensões, obtido para a combinação de esforços quase permanente

Como referido anteriormente, nesta fase de cálculo, as vigas pré-fabricadas passam a apresentar uma secção em caixão na zona dos pilares. Nesta secção, a laje de compressão contém cabos de pré-esforço que conferem continuidade à estrutura, como consequência, as tensões na fase superior laje de compressão deixam de ser nulas a partir dos 17,5m de vão.

Relativamente à fibra inferior das vigas pré-fabricadas, verifica-se que na zona dos pilares a tensão de compressão é mais significativa devido ao efeito que o pré-esforço de continuidade que faz aumentar o valor dos momentos negativos.

8.6.3. Terceira Fase de Cálculo

A terceira fase corresponde à fase de serviço da obra, nesta fase, introduzem-se as acções como as restantes cargas permanentes, as sobrecargas rodoviárias, os efeitos de temperatura, os efeitos diferidos do betão, bem como o sismo.

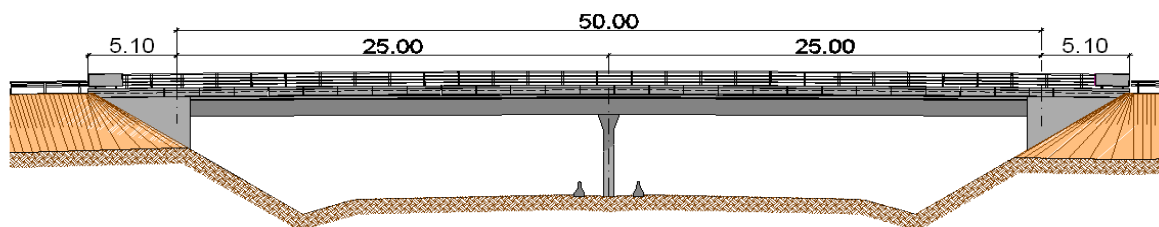


Figura 41 – Excerto do faseamento construtivo, Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

8.6.3.1. Características da Viga Pré-Fabricada

Nesta fase, a secção transversal do tabuleiro apresenta um caixão ao longo de todo o desenvolvimento da obra. Naturalmente, as características do caixão são em tudo iguais às apresentadas na fase de cálculo anterior.

Tipo de secção:



Características geométricas da secção:

	Viga com laje
L [m]	25
A [m ²]	3,138
I [m ⁴]	0,796
V_{sup} [m]	0,39
V_{inf} [m]	1,21
W_{sup} [m ³]	2,0410
W_{inf} [m ³]	0,6579
h [m]	1,6

De forma a contabilizar os efeitos de torção introduzidos no caixão, foram consideradas barras transversais no modelo de cálculo.

Relativamente às extremidades do tabuleiro, nesta fase são colocadas as carlingas na sua fase definitiva, sendo modelados os efeitos dos aparelhos de apoio, ou seja, existem restrições aos deslocamentos transversais e verticais do tabuleiro.

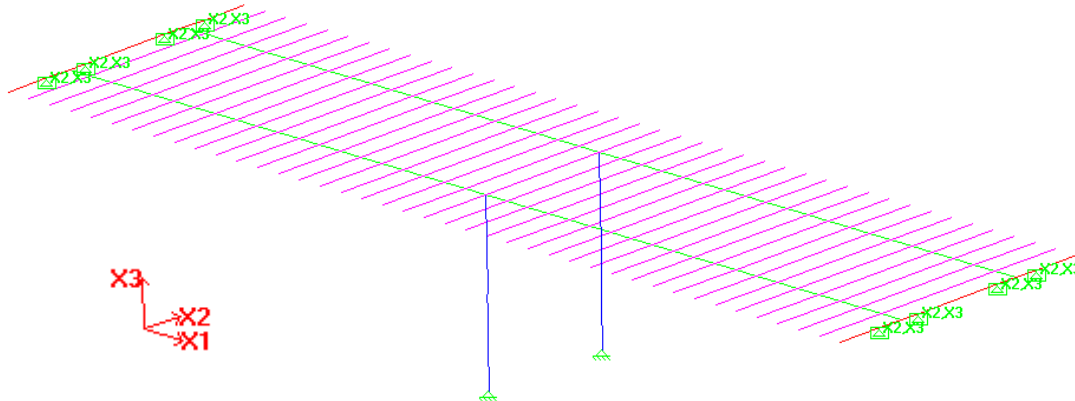


Figura 42 – Modelo elaborado com o programa STRAP V12.5

8.6.3.2. Quantificação de Acções

Restantes Cargas Permanentes

Passeios: $2 \times 0,57 \times 25,00$	= 6,56 kNm ⁻¹
Lancil: $2 \times 0,090 \times 25,0$	= 4,50 kNm ⁻¹
Guarda corpos: $2 \times 1,00$	= 2,00 kNm ⁻¹
Guarda Segurança: $2 \times 1,00$	= 2,00 kNm ⁻¹
Viga de bordadura: $2 \times 0,15 \times 25,00$	= 7,50 kNm ⁻¹
Tapete betuminoso: $0,05 \times 12,50 \times 25,00$	= 15,63 kNm ⁻¹
Camada de regularização: $0,03 \times 12,50 \times 25,00$	= 9,38 kNm ⁻¹
Separador centra: $0,09 \times 25,00$	= 2,25 kNm ⁻¹
TOTAL	= 36,75 kNm ⁻¹

Redistribuindo pelas duas secções existentes temos 19,38 kNm⁻¹

Retracção e Fluência

A retracção (diminuição do volume de betão devido á perda de água) é um fenómeno que aparece sempre associado à fluência, o que têm como efeito atenuar o efeito da retracção, como tal, considerou-se no modelo de cálculo a acção conjunta destes esforços.

A fluência é o fenómeno pelo qual o betão se deforma lentamente ao longo do tempo devido á acção das cargas/tensões permanentes, nas estruturas construídas de forma faseada, a fluência provoca uma importante redistribuição de esforços que será alvo de análise mais a frente neste capítulo.

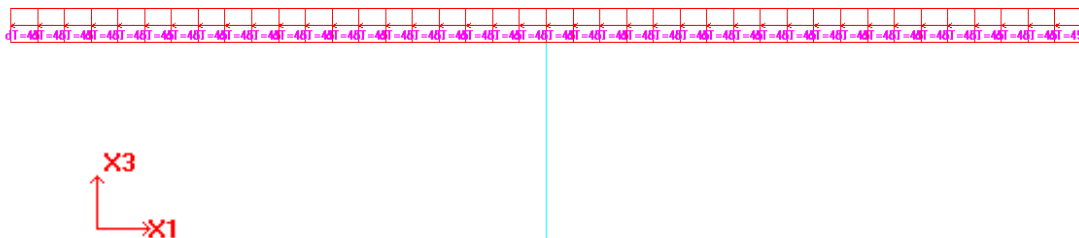


Figura 43 – Diagrama representativo da acção da retracção e fluência, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

As extensões devidas à retracção e os coeficientes de fluência, foram consideradas de acordo com o estipulado no REBAP e no Model Code CEB-FIP 1990.

Foram considerados os seguintes parâmetros para a sua quantificação:

- Fluência - Humidade relativa média de 70% e temperatura ambiente de - 20°C;
- Retracção uniforme – $\epsilon_s = -25 \times 10^{-5}$ ou seja, equivalente a um abaixamento lento e uniforme de temperatura de -25 °C;

Na análise considerou-se metade do valor do módulo de elasticidade devido à deformação sofrida pela estrutura a longo prazo.

Retracção Diferencial

A retracção diferencial da laje complementar (betonada in-situ) provoca tracção, de modo a restaurar a compatibilidade, da secção, a tracção é equilibrada por um esforço normal de compressão excêntrico que actua em toda a secção.

Gera-se, assim, por efeito desta acção um momento “isostático” positivo, acompanhado de um esforço normal de compressão em toda secção e de uma tracção instalada apenas na laje de compressão, configurando uma distribuição auto-equilibrada de tensões.

Os valores apresentados, em anexo, dizem respeito ao momento total, que contempla uma parcela isostática constante e positiva e uma parcela hiperestática linearmente variável e com valor máximo sobre o pilar.

Retracção diferencial laje-viga pré-fabricada – $\epsilon_s = -5 \times 10^{-5}$ ou seja, equivalente a um abaixamento lento e uniforme de temperatura de 5 °C;

$$F = \epsilon_s \times A_{lajecompressão} \times \frac{E}{2} = 5 \times 10^{-5} \times (3,138 - 0,892) \times \frac{33,5}{2 \times 10^{-6}} = 1881,19 \text{KN}$$

$$F \times b = F \times \left(h_{total} - CG - \frac{h_{secçãobetão}}{2} \right) = 188119 \times \left(1,6 - \frac{0,3}{2} - 1,21 \right) = 451 \text{KN/m}$$

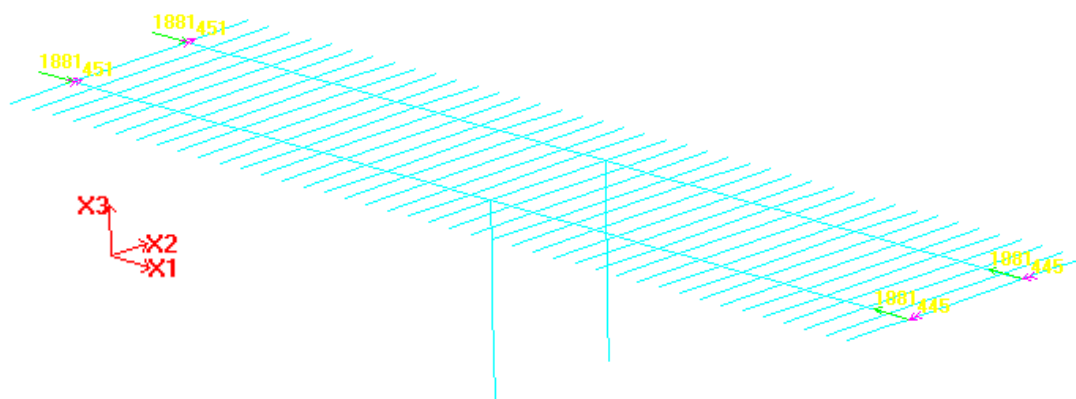


Figura 44 – Diagrama representativo da acção da retracção, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

Variação Uniforme de Temperatura.

Consideraram-se as acções uniformes e acções diferenciais, as uniformes correspondem a variações de temperatura que se processam de forma lenta, já as acções variações diferenciais processam-se de forma rápida.

Segundo o artigo 18º do RSA para estruturas de betão armado e pré-esforçadas não protegidas e constituídas por elementos de pequena espessura a variação é de $\pm 15^\circ\text{C}$. Segundo o art. 31.1 do REBAP, para a determinação dos esforços devidos às variações uniformes de temperatura, resultantes das variações sazonais da temperatura ambiente, o módulo de elasticidade do betão tem um valor igual a metade do E_C^{28} , ou seja $E=16 \times 10^6 \text{ kNm}^{-2}$. Para o coeficiente de dilatação térmica linear do betão foi adoptado o valor de $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$.

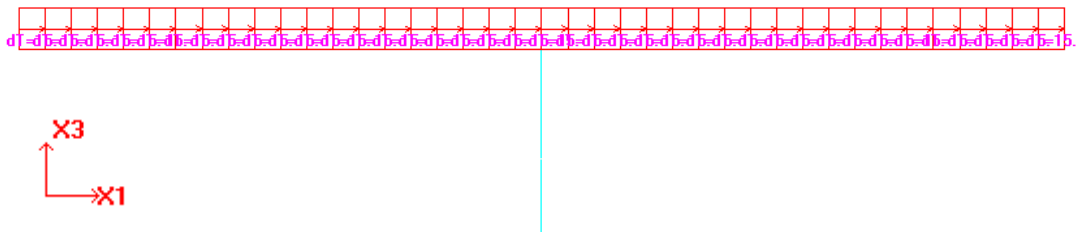


Figura 45 – Diagrama representativo da acção da temperatura $+15^\circ$, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

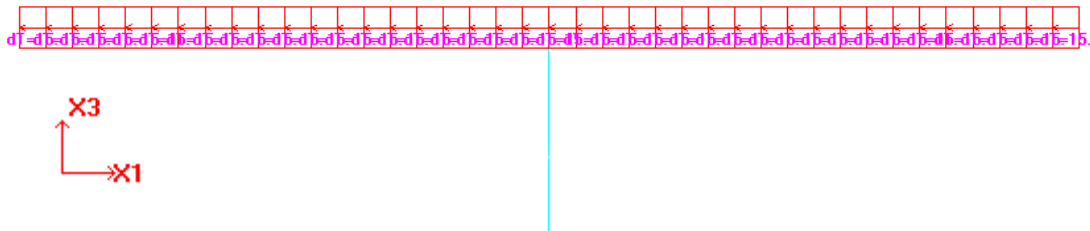
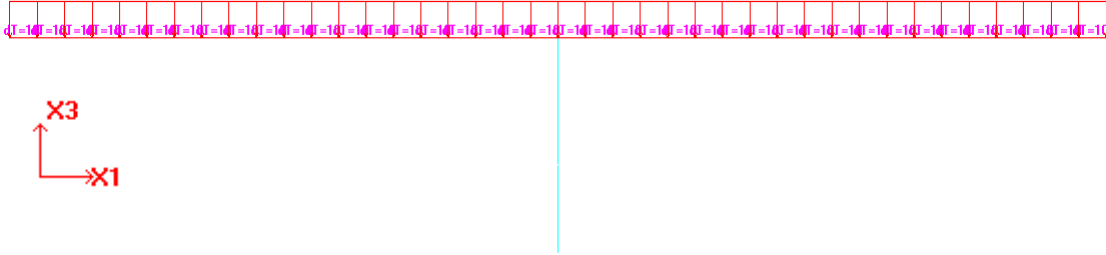


Figura 46 – Diagrama representativo da acção da temperatura -15° , retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

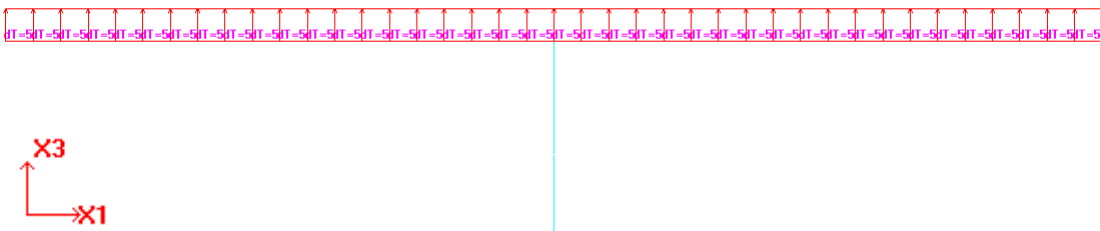
Variação Diferencial de Temperatura

De acordo com o Artº. 19 do RSA, a variação diferencial de temperatura depende das condições climáticas no local da obra assim como das características térmicas da estrutura. Considerou-se para esta obra de arte uma variação diferencial de temperatura de $+10^\circ\text{C}$ e de -5°C , com variação linear na altura da secção, correspondente a um aquecimento diurno ou a um arrefecimento nocturno, respectivamente, valor que se julga adequado para a sua localização.

Temperatura diferencial +10°C



Temperatura diferencial -5°C



Frenagem

Para ter em conta os efeitos resultantes das variações de velocidade dos veículos devem considerar-se forças longitudinais, actuando ao nível do pavimento, paralelamente ao eixo da ponte 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 30 kNm⁻¹.

$$F = \frac{S_{transversal}}{n^{\circ}_{vigas}} \times 30KN / m = \frac{15,1}{2} \times 30 \approx 227KN$$

Analisou-se a acção de frenagem na zona dos encontros e sobre os pilares, tendo-se dimensionado para a acção mais condicionante.

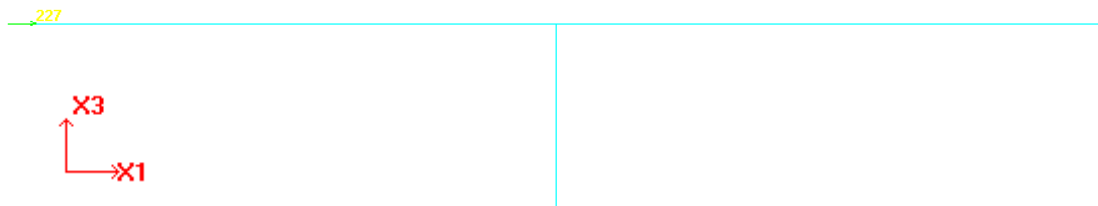


Figura 47 – Diagrama representativo da acção da frenagem sobre o encontro 1, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

Veículo Tipo e Sobrecarga uniforme

Foi considerado o veículo tipo da classe I tal como se encontra definido no RSA art. 41º:

- Veículo de três eixos afastados de 1,5 m
- Distância entre rodas = 2,00 m
- Superfície de apoio de cada roda = 0,20 × 0,60 m²
- Carga por roda de 100 kN

Sobrecargas Uniforme e Linearmente Distribuídas

Foram consideradas as sobrecargas uniforme e linearmente distribuídas da classe I tal como se encontra definido no RSA art. 41º:

- Uniformemente distribuída = 4,00 kNm-2
- Linearmente distribuída = 50,00 kNm-1

O programa de cálculo assimila a influência das sobrecargas por bandas o comprimento total do tabuleiro (50m) e uma largura de 2 m, para a análise do veículo tipo, e uma largura de metade da secção transversal para as sobrecargas.

Consideramos os seguintes casos de estudo:

- Veículo Tipo na extremidade da consola;
- Veículo Tipo com uma roda no eixo da via U;
- Veículo Tipo centrado na viga U;
- Veículo Tipo com uma roda a meio vão da secção transversal;
- Sobrecarga linear e Sobrecarga uniforme.

Analisaram-se os valores máximos, mínimos e absolutos obtidos para os diversos casos de estudo, tendo-se considerado no dimensionamento o valor mais condicionante.

Sobrecarga de passeios

Foram consideradas as sobrecargas em passeios tal como se encontra definido no RSA art. 44º:

- Carga uniformemente distribuída sobre o passeio = 3,00 kNm⁻²
- Carga concentrada sobre o passeio = 20,00 kN

Vento

Considerou-se a actuação desta acção, tal como se prescreve no capítulo V e no Anexo I do R.S.A. Para efeitos da quantificação de acção do vento a obra de arte localiza-se na zona A e para ter em conta a variação da acção do vento com a altura acima do solo considerou-se a rugosidade aerodinâmica ao solo do tipo II (zona rural).

Constatou-se que esta acção não é condicionante face ao sismo, não se apresentando, por esse motivo, um desenvolvimento mais detalhado da acção.

Acção sísmica

De acordo com o capítulo VII do RSA a obra de arte está inserida na zona sísmica A. Nesta zona o coeficiente de sismicidade de $\alpha = 1,0$ quanto à natureza do terreno, classifica-se como tipo II.

Efectuou-se para determinação dos efeitos da acção sísmica uma análise dinâmica equivalente, considerando a massa primordialmente concentrada no tabuleiro. Admitiu-se um coeficiente de comportamento $\eta = 2,0$, correspondente a pontes em que a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida por deformação dos pilares devida principalmente a esforços de flexão, de ductilidade normal, conforme exposto no Artº 33 do REBAP. O pilar central está monoliticamente ligado ao tabuleiro por nó a materializar “in situ”, o qual será pós-esforçado através das armaduras activas que garantem a continuidade do tabuleiro por varões do tipo “Dywidag”, materializando assim um nível de ductilidade igual ou superior ao da hipótese assumida.

De referir que no modelo não se considerou a acção sísmica na direcção vertical. Dado que, de acordo com o art. 29º do RSA, este só faz sentido em estruturas especialmente sensíveis a vibrações nesta direcção (como estruturas de grandes vãos ou consolas). Por isso a modelação só procurou simular as acções que se consideraram relevantes:

- As translações horizontais (em X e Y).

Os elementos estruturais são em betão armado de classe C30/37, como tal, no estudo da estrutura considerou-se um coeficiente de amortecimento (ξ) de 5%, sendo esse o valor característico de amortecimento para estruturas deste tipo.

Ao todo analisaram-se 30 modos de vibração a que estavam associados 90% da massa do tabuleiro. A cada modo de vibração correspondia uma determinada frequência associada.

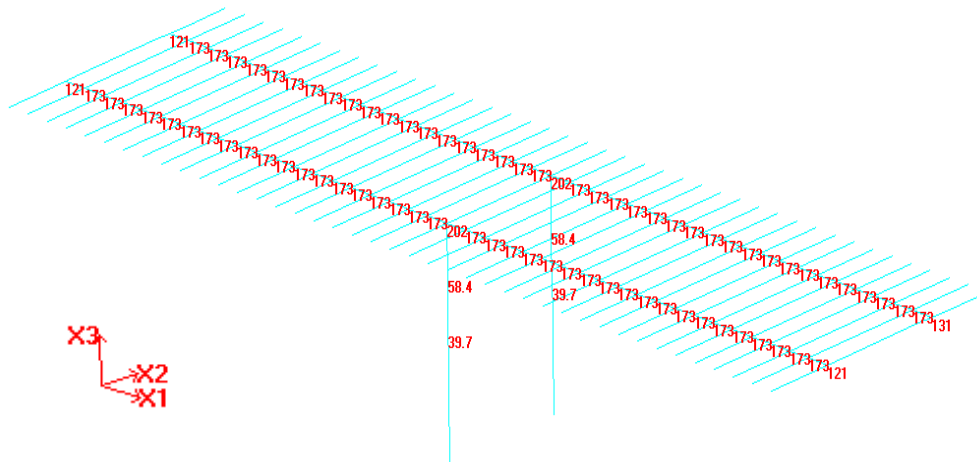


Figura 48 – Diagrama representativo das massas consideradas na modelação dos 30 modos de vibração, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

Estudou-se a acção do Tipo 1 que representava acção sísmica de magnitude moderada e pequena distância focal e a acção do Tipo 2 que representava uma acção sísmica de maior distância focal e magnitude, para além de uma maior duração em parte estacionária.

A combinação de esforços é a que consta do EC8:

- ✓ Estudou-se a direcção x e y para um coeficiente de ductilidade (α) de 2 e para um coeficiente de segurança de 1,5

$$\gamma \times \frac{1\Delta_x}{\alpha} + \gamma \times \frac{0,3\Delta_y}{\alpha}$$

$$\gamma \times \frac{0,3\Delta_x}{\alpha} + \gamma \times \frac{1\Delta_y}{\alpha} + \gamma$$

Efeito de Fluência:

Nesta fase todas as vigas apresentam laje de compressão, no entanto, devido ao efeito da fluência ocorre uma redistribuição de esforços.

Note-se que até à conclusão da obra de arte a estrutura passa por diversos sistemas estáticos, sendo através do efeito de fluência que se determina o nível de tensões e de esforços ao longo da estrutura.

Os esforços tais como sejam, momentos flectores são dados por:

$$M_{final} = M_0(1 - \alpha) + M_e \times \alpha$$

$$\alpha = \frac{\varphi}{1 + \varphi\chi}$$

Onde:

φ - Coeficiente de Fluência = 2,5;

χ - Coeficiente de endurecimento = 1

M_{Final} – momento flector na fase final ou de serviço;

M_0 – momento flector na estrutura simplesmente apoiada;

M_e – momento flector dado pelo sistema estático final.

Concluimos então que $\alpha = 0,7$, pelo que efectuou-se uma redistribuição de esforços:

$$M_{final} = M_0 \times 0,3 + M_e \times 0,7$$

Pré-Esforço:

Nesta fase não é introduzido qualquer pré-esforço, estudando-se apenas o efeito conjunto da acção do pré-esforço de pré-tensão e pós-tensão, após perdas instantâneas e diferidas ($P_{infinito}$), sobre o tabuleiro.

Tipo de secção / localização do pré-esforço		camadas	Nº de cordões	Esforços a considerar		
				P_0 (kN)	$P_{instantaneo}$ (kN)	$P_{infinito}$ (kN)
Comente	Inferior	1	21	8788,5	8524,845	6617,7405
		2	21			
	Superior	1	4	837	811,89	630,261
1ª dispensa esquerda	Inferior	1	17	7114,5	6901,065	5357,2185
		2	17			
1ª dispensa esquerda	Inferior	1	17	7114,5	6901,065	5357,2185
		2	17			
2ª dispensa esquerda	Inferior	1	7	2929,5	2841,615	2205,9135
		2	7			
2ª dispensa esquerda	Inferior	1	7	2929,5	2841,615	2205,9135
		2	7			
Pré-esforço de Continuidade	Puxe Esquerda	2	12	4687,2	4218,48	3529,4616
	Puxe Direita	2	12			

Figura 49 – Tabela elucidativa das secções do aço de pré-esforço actuante no tabuleiro

As dispensas, mencionadas na tabela acima representada correspondem a:

- A 2ª dispensa à esquerda – onde se regista o menor valor de pré-esforço e correspondente a secção de menores momentos positivos [0,00;2,50[m e]25,00;27,50]m;
- A 1ª dispensa à esquerda – correspondente a secção intermédia [2,50;6,25[m e]27,50; 31,25]m;

- A secção corrente – onde se regista maior valor de pré-esforço e correspondente a secção de maiores momentos positivos [6,25;18,75[m e [31,25;43,75[m;
- A 1ª dispensa à direita – correspondente a secção intermédia [18,75; 22,50[m e [43,75; 47,50[m;
- A 2ª dispensa à direita – onde se regista o menor valor de pré-esforço e correspondente a secção de menores momentos positivos [22,50;25[m e [47,50; 50,00[m;
- O Pré-esforço de continuidade – onde se regista maior valor de pré-esforço e correspondente a secção de maiores momentos negativos [18,9; 31,10[m;

História de Tensões:

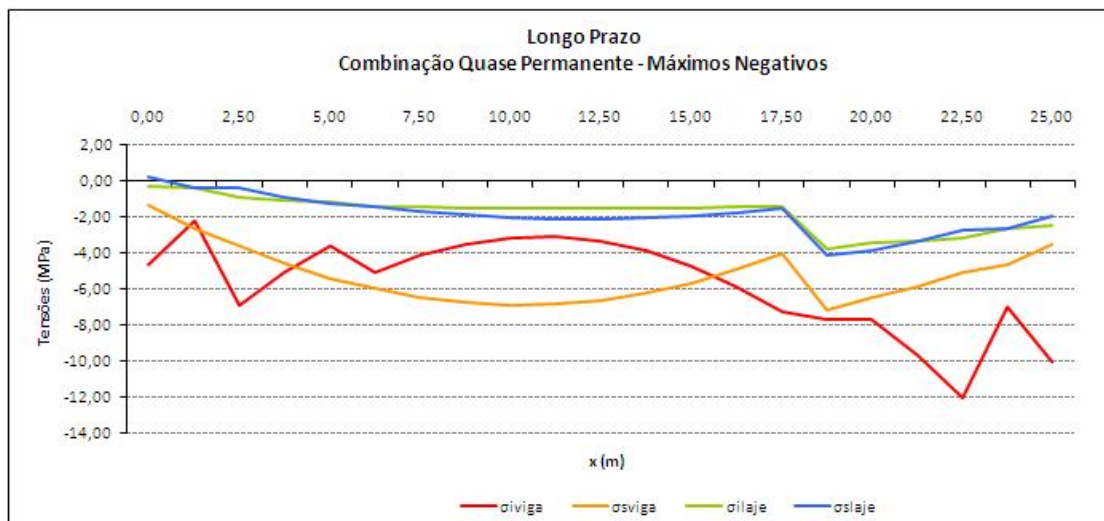
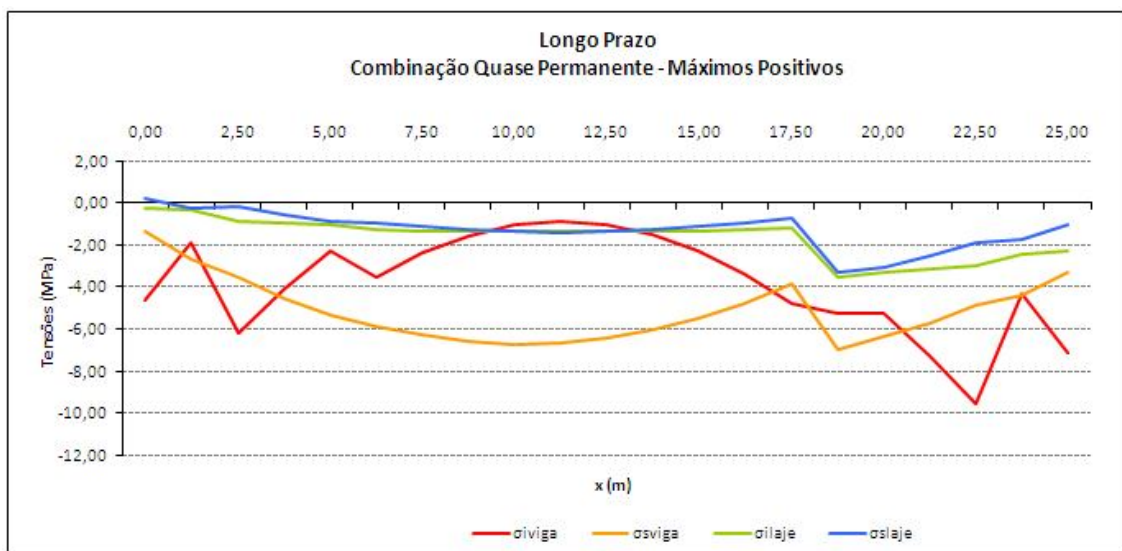


Figura 50 – Gráficos de tensões, obtido para a combinação de esforços quase permanente

8.7. ANÁLISE ESTRUTURAL - PILARES

No dimensionamento dos pilares consideraram-se as seguintes cargas actuantes:

- Cargas Permanentes resultantes do peso próprio estrutural dos pilares e dos esforços axiais actuantes no tabuleiro;
- Frenagem (FR);
- Sismo (F_k e F_{k_trans});
- Acção Acidental.

Com base no Eurocódigo 1, consideram-se as seguintes acções accidentais:

- Acção de Embate de veículo no pilar, através de um embate longitudinal e transversal, respectivamente:

$$F_{\text{longitudinal}} = 1000\text{kN}$$

$$F_{\text{transversal}} = 500\text{kN}$$

O ponto de aplicação foi considerado a 1.25m da rasante da via principal, de acordo com o Eurocódigo 1.

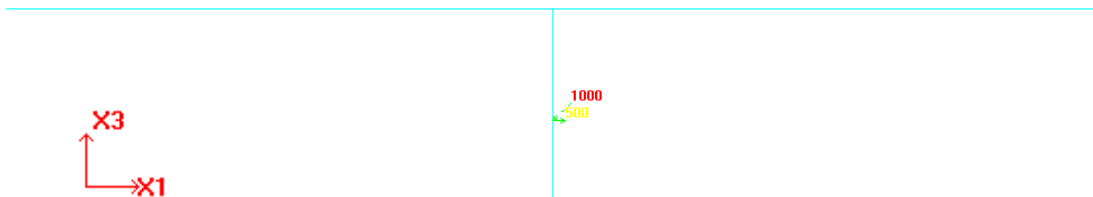


Figura 51 – Diagrama representativo da acção de embate dos veículos sobre os pilares, retirado do programa de cálculo STRAP V.12.5

No dimensionamento das fundações considerou-se a força vertical resultante da aplicação das cargas permanentes, e os valores dos momentos segundo a direcção longitudinal e transversal.

8.8. ANÁLISE ESTRUTURAL - ENCONTROS

Analisaram-se as cargas actuantes provocadas pelas seguintes acções:

Impulso de terras

O impulso de terras é uma acção triangular de valor na base q_0 que é apenas considerada para o dimensionamento dos encontros.

Impulso de Terras em Repouso e Activo

O valor característico da acção dos impulsos de terras foi quantificado atendendo às

seguintes características do terreno:

- Peso específico do terreno: $\gamma = 20 \text{ kNm}^{-3}$
- Ângulo de atrito interno do solo: $\Phi' = 30^\circ$

Coefficiente de impulso em repouso – K_0 :

$$K_0 = 1 - \text{sen } \Phi' = 0,5$$

$$q_0 = K_0 \times \gamma \times H = 10,0 \times H \text{ [kNm}^{-2}\text{]}$$

Coefficiente de impulso activo – K_a :

$$K_a = (1 - \text{sen } \phi') / (1 + \text{sen } \phi') = 0,33$$

$$q_0 = K_0 \cdot \gamma \times H = 6,6 \times H \text{ [kNm}^{-2}\text{]}$$

Impulso Sísmico

Durante um sismo o impulso activo pode aumentar sensivelmente devido às acções sísmicas. Para quantificar este acréscimo adoptou-se a fórmula de Mononobe-Okabe, em que se considera que o efeito das acelerações sísmicas modificam a direcção da força gravítica W , rodando os planos vertical e horizontal de referência de um ângulo θ , com sentido igual ao da acção sísmica.

Coefficiente de incremento do impulso activo do solo devido ao sismo (ΔK_{ae}).

$$\Delta K_{ae} = K_{ae} - K_a$$

K_{ae} - coeficiente de impulso activo total do solo durante um sismo, segundo a fórmula de MONONOBE - OKABE.

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \omega - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

onde:

Φ - ângulo de atrito interno do solo = 30°

β - ângulo que o tardo do muro faz com a vertical = 0°

δ - ângulo de atrito solo-muro = 0°

ω - inclinação do terreno = 0°

θ - ângulo que a força resultante do peso do solo faz com a vertical = $\text{arc tg}(\alpha)$

$\alpha = \frac{ch}{1 \pm cv}$, em que ch e cv são coeficientes sísmicos horizontal e vertical.

$$ch = \alpha \cdot \beta_0 \cdot \frac{1}{\mu}$$

α para zona sísmica A = 1,0

β_0 para $0,5 \leq f < 4,0$ e terreno tipo II = 0,4

μ para terreno tipo II = 2,0

$ch = 1,0 \times 0,447 \times 1/2,0 = 0,20 < 0,16\alpha$

$cv = ch/3 = 0,053$

$\theta = \text{arc tg } [0,16/(1 \pm 0,053)] \Rightarrow \theta = 9,56^\circ$

$K_{ae} = 0,48$

$\Delta K_{ae} = 0,48 - 0,33 = 0,114$

8.9. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Com base na distribuição dos esforços máximos e mínimos que actuam na estrutura, para cada tipo de esforços verificaram-se, as secções mais desfavoráveis e que condicionam o dimensionamento das peças estruturais.

8.9.1. Tabuleiro

No quadro a seguir apresentado encontram-se descritos os estados limites em relação aos quais é feita a verificação de segurança, a secção em estudo do elemento estrutural em estudo e o tipo de análise efectuado.

Análise	Estados Limites	Secção	Condição de segurança
Análise Transversal	Último de Flexão	Consola	$M_{sd, máx}^+ < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$ $M_{sd, máx}^- < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$
		Vão Central	$M_{sd, máx}^+ < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$ $M_{sd, máx}^- < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$
	Último de Esforço Transverso e Esforço de Torção	Consola	No cálculo da armadura transversal teve-se em consideração o efeito conjunto da armadura de esforço transverso com o momento torsor.
		Vão Central	
	Utilização de Fendilhação	Consola	Para a combinação de acções frequentes, verificou-se a abertura de fendas $w_k < 0,20$ mm
		Vão Central	
	Utilização de Deformação	Consola	Para a combinação de acções frequentes, verificando-se o cumprimento da deformação admissível, $(l/200)$.
		Vão Central	Para a combinação de acções frequentes, verificando-se o cumprimento da deformação admissível, $(l/400)$.
Análise Longitudinal	Último de Flexão	Vão	$M_{sd, máx}^+ < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$
		Pilar	$M_{sd, máx}^- < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$
	Último de Esforço Transverso	Encontros	$V_{sd, máx}^+ < V_{rd} = \frac{0,6 \times f_{cd} \times b_w}{(\cot a \theta + \tan \theta)}$
		Pilar	$V_{sd, máx}^- < V_{rd} = \frac{0,6 \times f_{cd} \times b_w}{(\cot a \theta + \tan \theta)}$

8.9.1.1. Elementos Pré-Esforçados

Na verificação de segurança aos estados limites de utilização das vigas pré-esforçadas analisou-se a deformação das vigas e a descompressão das vigas.

Deformação

Considerou-se satisfeita a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação para elementos pré-esforçados (vigas pré-esforçadas) em geral, quando não é excedido para combinações frequentes de acções, a flecha, $\delta v < l/1000$ (sendo l o vão do elemento em consideração):

Descompressão

Na verificação da segurança em relação ao estado limite de descompressão teve-se em conta o Artº. 68 do REBAP, onde se refere que nas secções pré-esforçadas, as tensões normais nas fibras de extremidade (mais condicionantes), para a combinação quase permanente de acções, são sempre de compressão ou nulas.

8.9.2. Pré-Lajes

Na análise de segurança às pré-lajes, foram analisadas três secções distintas, são elas:

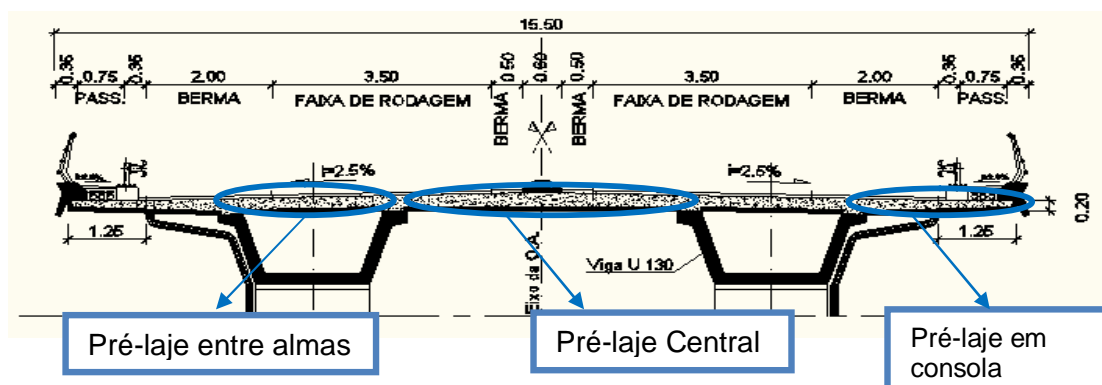


Figura 52 – Excerto representativo da secção transversal do tabuleiro, Fonte: *Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas*

Pré- Laje em Análise	Estados Limites	Condição de segurança
Consola Entre Almas Central	Último de Flexão / Encurvadura	Calcula-se a armadura resistente para a zona do vão mais comprimido, do vão mais traccionado e da diagonal mais comprimida resista aos esforços que lhe são aplicados
Consola	Utilização de Deformação	Para a combinação de acções frequentes, verificando-se o cumprimento da deformação admissível, (l/200).
Entre Almas Laje Central	Utilização de Deformação	Para a combinação de acções frequentes, verificando-se o cumprimento da deformação admissível, (l/400).

8.9.3. Ligação Tabuleiro/Pilar

Calculou-se a armadura de ligação necessária para garantir o equilíbrio da diagonal de compressão nos apoios (encontros/pilares), através de armadura longitudinal.

Esta armadura foi materializada através de armadura ordinária colocada para este efeito, bem como de alguns cordões de pré-esforço, não embainhados das vigas pré-fabricadas, perfazendo a armadura total necessária.

Assim sendo, de acordo com o EC2, a área de armadura transversal é dada por:

$$A_s = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times \cot g\theta}{f_{syd}}$$

Onde:

V_{sd} - Esforço transversal actuante de cálculo (kN);

θ – ângulo de inclinação das bielas, neste caso foi considerado de 30°;

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço (kN/mm²);

8.9.4. Ligação Banzo-Alma

A verificação da ligação Banzo-Alma, entre as vigas pré-fabricadas e a laje betonada *in situ*, foi efectuada de acordo com o EC2.

Admitiu-se a resistência ao corte longitudinal inerente à rugosidade presente na superfície dos banzos superiores da viga pré-fabricada e da armadura de esforço transversal presente nas almas da viga pré-fabricada.

Através do programa de cálculo STRAP V12.5, calcularam-se as tensões tangenciais actuantes e resistentes na junta. Pretendendo-se garantir que a armadura de esforço transverso, calculada no tabuleiro, resista ao conseguinte fluxo de corte ao longo do elemento estrutural.

8.9.5. Pilares

Para a análise sísmica dada a simplicidade da estrutura e do seu sistema estático, efectuou-se uma análise dinâmica de acordo com o RSAEP. Os esforços nos pilares foram calculados através do programa de cálculo automático STRAP 12.5, através de forças estáticas equivalentes introduzidas no modelo estático, previamente definido de acordo com as características da obra de arte.

Efectuou-se a análise longitudinal e transversal do tabuleiro, tendo em consideração as frequências próprias, com maior participação de massa e que definem os deslocamentos em tais direcções, consequentemente calculou-se a máxima força sísmica em ambas as direcções.

Concluiu-se que o esforço condicionante para o dimensionamento do pilar é o proveniente da acção sísmica.

Para o dimensionamento dos pilares, foram realizadas as verificações de segurança, que contam da tabela a seguir apresentada.

Verificações	Tipo de Análise	Condição a verificar	Observações
Estado Limite Último de Encurvadura, (efectuada de acordo com o Artº. 61.4 do REBAP)	Análise Transversal	Esbelteza máxima $\lambda \leq 35$	A verificação de segurança em relação à encurvadura é dispensada caso: $\lambda \leq 50 - 15 \frac{M_{sd, b}}{M_{sd, a}}$ ou $\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3,5h$
	Análise Longitudinal	Esbelteza máxima $\lambda \leq 70$	
Estado Limite Último de Resistência	Análise Transversal e Análise Longitudinal	Analisou-se a secção em flexão desviada, como tal: $M_{sd,y}OM_{rd,y}$ $M_{sd,x}OM_{rd,x}$	Procedeu-se à verificação da interacção entre esforço normal e flexão, que se apresenta em anexo, para o esforço normal actuante, concluindo que a armadura adoptada garante a resistência do pilar para os esforços máximos a que estará sujeito, tendo em conta uma possível combinação, considerando alternadamente, 100% do esforço numa direcção e 30% na outra, de acordo com o EC8.

Verificações	Tipo de Análise	Condição a verificar	Observações
Estado Limite Último de Esforço Transverso	Análise Transversal e Longitudinal	$V_{sd} < V_{rd}$	Calculou-se a armadura de esforço transverso necessária tendo em conta a capacidade resistente do betão ao esforço transverso.

8.9.5.1. Fundação do Pilar

Relativamente ao dimensionamento das fundações dos pilares foram efectuadas as seguintes verificações:

Verificações	Tipo de Análise	Condição a verificar	Observações
Tensões no Terreno	Combinação Sismo, Sobrecarga e Acidental	$\sigma_{\max} < 2 \times \sigma_{\text{admissível}}$ $\sigma_{\text{méd}} < 4/3 \times \sigma_{\text{admissível}}$ ou $\sigma_{\max} < 4/3 \times \sigma_{\text{admissível}}$ $\sigma_{\text{méd}} < \sigma_{\text{admissível}}$	A tensão admissível foi determinada em função das condições de fundação e das características do terreno, sendo o seu valor definido no relatório geológico e geotécnico para a zona dos pilares.
Dimensionamento da Sapata	Análise transversal	$A_s = \mu \times b \times w \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$	Considera-se a sapata como uma consola sujeita a uma carga distribuída trapezoidal de baixo para cima de valor igual à tensão transmitida ao terreno de fundação, a menos das parcelas correspondentes ao peso da sapata e terreno. Tendo por base a análise da combinação sísmica, da combinação de sobrecarga e da combinação acidental, dimensionou-se a sapata para a combinação mais condicionante
	Análise Longitudinal		

8.9.6. Capitel

A verificação da consola curta foi executada de acordo com o disposto no Artº. 135 do REBAP, e para duas fases distantes da faseamento construtivo da Obra de Arte, uma

correspondente à fase construtiva (betonagem do nó sobre pilar) e outra correspondente à fase definitiva.

Dimensionou-se a secção de armadura constituinte do tirante de acordo com o Artº 136.1, do mesmo regulamento, bem como a verificação á compressão máxima do betão.

8.9.7. Verificação das Juntas de Dilatação e Aparelhos de Apoio

Dimensionaram-se os aparelhos de apoio e juntas de dilatação tendo por base os valores de deslocamentos e esforços normais e transversais obtidos através do programa de cálculo STRAP V12.5, que dadas as acções solicitantes e as características do aparelhos de apoio (unidireccionais deslizantes) analisaram-se os seguintes casos:

- Máxima e mínima reacção vertical;
- Máxima e mínima reacção transversal;
- Máximo e mínimo deslocamento longitudinal;
- Máxima e mínima rotação.

8.9.8. Encontros

Na análise de segurança realizada nos encontros foram analisadas as seguintes secções:

Secção de Análise	Verificações	Tipo de Análise	Condição a verificar	Observações
Fustes/ Batólitos	Estado Limite Último de Encurvadura, (Artº. 61.4 do REBAP)	Análise Longitudinal	Esbelteza máxima $\lambda \leq 35$	A verificação de segurança em relação à encurvadura é dispensada caso: $\lambda \leq 50 - 15 \frac{M_{sd}, b}{M_{sd}, a}$
	Estado Limite Último de Flexão	Análise Longitudinal	$M_{sd} < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$	A armadura de flexão é dada pela seguinte fórmula: $A_s = \mu \times b \times w \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$
		Análise Transversal		
	Esforço Limite Último de Transverso	Análise Longitudinal	$V_{sd} < V_{cd}$	Caso não se verifique a condição de segurança é necessário calcular a armadura resistente ao esforço transverso, dada pela seguinte fórmula: $A_s = \frac{V_{sd} - V_{cd}}{0,9 \times d \times f_{syd}}$
Análise Transversal				
Fundações	Tensões no Terreno	Combinação o Sismo e Sobrecarga	$\sigma_{m\acute{a}x} < 2 \times \sigma_{admissivel}$ $\sigma_{m\acute{e}d} < 4/3 \times \sigma_{admissivel}$ ou $\sigma_{m\acute{a}x} < 4/3 \times \sigma_{admissivel}$ $\sigma_{m\acute{e}d} < \sigma_{admissivel}$	Tomou-se como valor de $\sigma_{admissivel}$, o valor que constava no relatório geológico e geotécnico para a zona dos encontros.
	Dimensionamento da Sapata	Análise transversal	$M_{sd} < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$	Tendo por base a análise da combinação sísmica, da combinação de sobrecarga, dimensionou-se a sapata para a combinação mais condicionante. A armadura de flexão é dada pela seguinte fórmula:

Secção de Análise	Verificações	Tipo de Análise	Condição a verificar	Observações
		Análise Longitudinal		$A_s = \mu \times b \times w \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$
Secção Global	Verificação da Estabilidade ao Deslizamento	Global	$F_s = \frac{\sum F_{Estabilizantes}}{\sum F_{Destabilizantes}}$	Tendo em conta as características do Terreno e a geometria da secção verificou-se a segurança à estabilidade exterior do encontro.
	Verificação da Estabilidade ao Derrubamento		$F_s = \frac{\sum M_{Estabilizantes}}{\sum M_{Destabilizantes}}$	Estudaram-se os casos de combinação sísmica, onde a verificação de segurança era assegurada caso ($F_s > 1,2$) e de sobrecarga ($F_s > 1,5$).
Asa	Estado Limite Último de Flexão	Interior	$M_{sd} < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$	Verificou-se que a armadura de flexão
		Exterior		
Viga estribo	Estado Limite Último de Flexão	Análise transversal	$M_{sd} < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$	A armadura de flexão é dada pela seguinte fórmula: $A_s = \mu \times b \times w \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$
	Estado Limite Último de Esforço Transverso	Análise transversal		Para o cálculo da armadura transversal teve-se em consideração o efeito conjunto da armadura de esforço transverso com o momento torsor.
Patilha Tardoz de Viga Estribo	Estado Limite Último de Flexão	Análise transversal	$M_{sd} < M_{rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd}$	A armadura de flexão é dada pela seguinte fórmula: $A_s = \mu \times b \times w \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$

8.10. ANÁLISE CRÍTICA DOS RESULTADOS OBTIDOS

O processo construtivo em estruturas pré-fabricadas é determinante para o estudo dos elementos estruturais, que é influenciado directamente na história de tensões e esforços solicitantes ao longo do elemento. As soluções de pré-esforço adoptadas nas diferentes fases encontram-se descritas no capítulo referente aos esforços actuantes na laje do tabuleiro.

8.10.1. Análise Transversal

Na análise transversal do tabuleiro, destaca-se a existência de uma laje de compressão em betão armado, em toda a largura do tabuleiro, que liga as vigas pré-fabricadas entre si e suporta as sobrecargas de utilização.

A cofragem da laje é, correntemente, realizada por pré-lajes, de betão armado, que em fase de serviço têm uma função resistente.

A distribuição transversal de cargas pelas vigas é garantida pela rigidez à torção das vigas. A secção sujeita a maior torção coincide com a alma das vigas pré-fabricadas.

8.10.2. Análise Longitudinal

A modelação da estrutura é feita tendo em vista as diferentes fases de construção da mesma e o pré-esforço é dimensionado de forma a verificar-se a descompressão da viga em todas as fases analisadas.

A tensão a tempo infinito da viga é resultado do somatório da história de tensões das tensões verificadas em cada fase de cálculo, bem como, o efeito de fluência que origina re-distribuição de esforço das cargas permanentes da viga, como pode ser verificado no ponto 8.6.3 do presente capítulo.

Note-se que a estadia da estrutura como a geometria da secção de cálculo sofrem alterações durante o processo o que se reflecte nos resultados obtidos. Do estudo longitudinal do tabuleiro a tempo infinito resulta o seguinte diagrama de momentos flectores actuantes/resistentes:

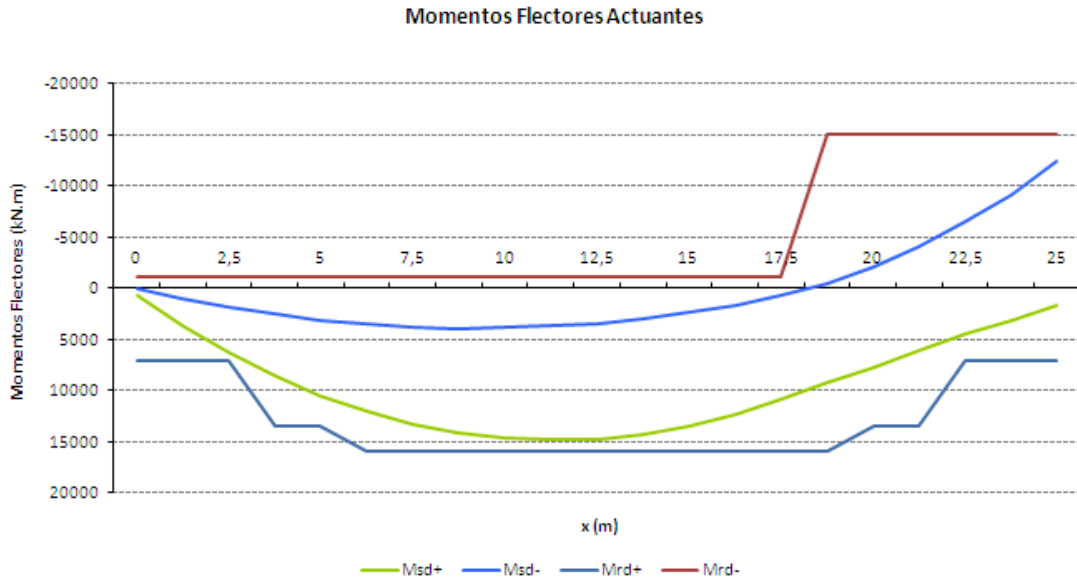


Figura 53 - Diagrama de Momentos Flectores Actuantes e Resistentes na fase de serviço Fonte: Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas

8.10.3. Pilares

No dimensionamento dos pilares verificou-se que o esforço condicionante para o dimensionamento do pilar é o proveniente da acção sísmica.

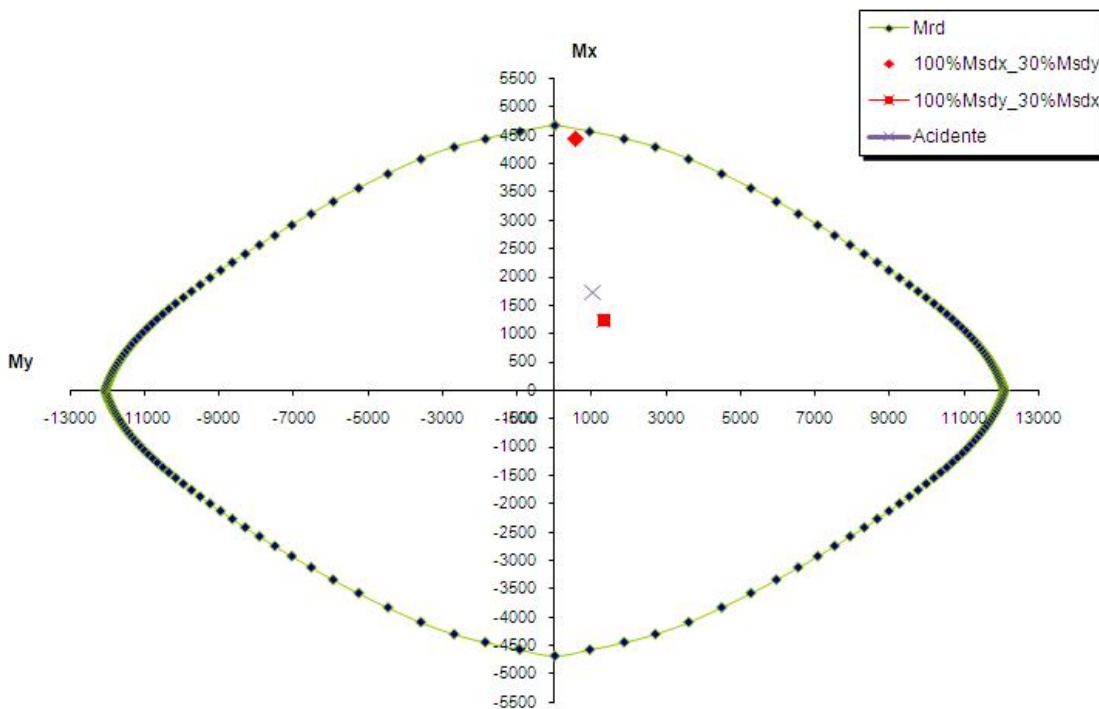


Figura 54 - Exemplo de Curva de interação My-Mx devido à acção do esforço Normal Fonte: Edgar Cardoso Laboratório de Estruturas

A situação mais gravosa era dada por $100\%M_{dx} - 30\%M_{dy}$, isto porque, nesta direcção dá-se a combinação de maior momento aplicado, juntamente com a direcção de menor capacidade resistente.

8.10.4. Encontros

No dimensionamento dos encontros, verificou-se que na solução estrutural do batólito, dada a sua geometria, a capacidade resistente não era colocada em causa, no entanto o mesmo não acontecia com o equilíbrio da estrutura, nomeadamente com a verificação de segurança ao deslizamento e ao derrubamento.

Nos encontros constituídos por fustes a acção mais condicionante resulta do impulso sísmico.

9. REFLEXÃO CRÍTICA

A redacção deste relatório permitiu a reflexão sobre o trabalho e actividades desenvolvidas no decorrer do estágio, bem como a revisão global aos conteúdos programáticos do curso.

Em termos críticos, de destacar a forma positiva de acolhimento por parte da equipa de profissionais que trabalham na empresa. Revelaram que estavam à altura, não só das tarefas que lhes eram impostas, como também se mostram disponíveis para responder às questões por mim colocadas. Pessoalmente, foi de extrema importância contar com a experiência e conselhos fundamentados. Para além do mais, o envolvimento num projecto actual e moderno, numa empresa de renome como a *Edgar Cardoso* constitui uma mais valia.

A duração limitada do estágio não permitiu, infelizmente, a participação no dimensionamento de outras obras de arte, nomeadamente passagens inferiores e viadutos. Contudo, o balanço do estágio foi positivo.

10. CONCLUSÃO

De forma geral, os objectivos inicialmente propostos foram atingidos, uma vez que houve um contacto directo com o mundo do trabalho, nomeadamente com designers e engenheiros, bem como o confronto com a realidade da vida activa, tornando-se sem dúvida numa mais-valia para a formação, permitindo assim, enfrentar o mercado de trabalho com uma maior preparação, conhecedora da realidade concreta desta área.

Sendo o estágio curricular algo primordial na formação do futuro profissional deveria ser alargado o prazo, pois verificar-se-ia uma maior aprendizagem e participação nas diversas actividades desenvolvidas pela empresa.

Em suma, considero-me satisfeita com o trabalho desenvolvido e com o conhecimento adquirido ao longo do estágio, estando consciente que o mesmo resultou não só de um grande esforço da minha parte, como também da entidade acolhedora. Penso ter conseguido retirar o máximo partido desta oportunidade.

11. **BIBLIOGRAFIA**

- Appleton, Júlio e Marchão, Carla – Betão Armado e Pré-Esforçado, Folhas de Apoio às Aulas – Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, 2006/2007;
- D'Arga e Lima, J.; Monteiro, Vítor; Mun, Mary – Betão Armado – Esforços normais e de flexão- Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1985;
- de Sousa, Carlos Filipe Ferreira – Pontes Mistas Aço-Betão: Efeito da Retracção no controlo da Fendilhação da Laje. Lisboa, Setembro de 2008. Dissertação para obtenção do grau de Mestre;
- DEC - Folhas da Disciplina de Pontes e Viadutos - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa;
- DEC- Folhas da Disciplina de Betão Estrutural I - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
- DEC- Folhas da Disciplina de Betão Estrutural II - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
- DEC- Folhas da Disciplina de Betão Estrutural III - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
- EUROCÓDIGO 1 – Bases de projecto e acções em estruturas – Parte 1 – Bases de projecto, 2001;
- EUROCÓDIGO 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1.1 – Regras gerais e regras para edifícios, 2004;
- EUROCÓDIGO 3 – Projecto de Eestruturas de aço – Parte 1.1 – Regras gerais e regras para edifícios, 2001;
- EUROCÓDIGO 7 – Projecto geotécnico – Parte 1 – Regras gerais, 2004;
- EUROCÓDIGO 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 2 - Pontes, 1993;
- Gomes, Inês Marques - Continuidade Estrutural em Tabuleiros de Pontes construídos com vigas pré-fabricadas. Soluções com ligação em betão armado. Porto, Dezembro de 2004. Dissertação para obtenção do grau de Mestre.

- Mineiro, António J.C. – Curso de mecânica dos solos e fundações- Instituto Superior Técnico;
- Montoya, P. Jimenez; Meseguer, A. Garcia; Cabre, F. Moran – Hormigón armado, 9.^a Edición.
- RSA - Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes, INCM, E.P., 1983;
- Reis, A. J –Folhas da Disciplina de Pontes - Instituto Superior Técnico - 2002;
- REBAP - Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado, INCM, E.P., 1983;

