

RESUMO

O presente relatório descreve o trabalho desenvolvido ao longo de um estágio realizado na empresa *Professor Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas* no período de Março de 2009 a Maio de 2010.

Neste estágio foi desenvolvido o Projecto de Execução do Viaduto sobre os Ramais de Caminho de Ferro pertencentes à SAPEC e à EDP e sobre um SAPAL que lhes fica contíguo, em Praias do Sado, inseridas no 2º lanço da Estrada de Ligação Alto da Guerra – Mitrena. Este viaduto suporta uma faixa de rodagem com duas vias de trânsito em sentidos opostos, e é constituído por um tabuleiro contínuo de 15 vãos, dois extremos de 21,00m e treze intermédios de 35,00m cada, medidos sobre o eixo longitudinal do tabuleiro, tendo um comprimento total de 497,00m. A estrutura do viaduto é composta por betão armado e pré-esforçado, sendo o seu tabuleiro apoiado nos encontros e pilares de secção circular, sobre aparelhos móveis unidireccionais, aferrolhados por meio de elementos fusíveis aos dois grupos de pilares centrais.

O dimensionamento respeitou os regulamentos nacionais em vigor, nomeadamente o Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P.) e o Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes (R.S.A.) e os Eurocódigos 2 e 8, nas situações onde os anteriores são omissos.

PALAVRAS-CHAVE

Viadutos; Obra de Arte; Tabuleiro; Pilares; Estruturas; Betão Armado; Pré-Esforço.

ABSTRACT

This report describes the work developed in the internship held in the company *Professor Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas* between March 2009 and May 2010.

In this internship was developed the Project for the implementation of the Viaduct above the Branches of Railway belonging to SAPEC and EDP and above a contiguous Saltmarsh in Praias do Sado inserted in the second haul of the Road which connects Alto da Guerra and Mitrena. This Viaduct supports two way traffic lanes and its sidewalk in each one of its two directions and consists of a continuous board with 15 spans with two extremes of 21.00 meters and thirteen intermediate with 35 meters each, measured on the longitudinal axis of the board having the total length of 497 meters. The structure of the viaduct is composed of reinforced concrete and presstress and the board is supported on abutments and piers of circular section on one-way bearing movement devices bolted by fusible elements to the two groups of the central piers.

The design has observed the present national regulations, namely the Reinforced and Pre-Stressed Concrete Structures Regulation (R.E.B.A.P.), the Bridges and Buildings Security Measures Regulation (R.S.A.) as well as the Eurocode 2 and 8

KEYWORDS

Viaducts; Work of Art; Board; Piers; Structures, Reinforced Concrete, Pre-Stress.

ÍNDICE

INTRODUÇÃO.....	8
MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	9
1. Introdução	10
2. Elementos Base dos Estudos.....	11
2.1. Condicionamentos Rodoviários	11
2.1.1. Perfis Transversais.....	11
2.1.2. Planta e Perfil Longitudinal	12
2.2. Condicionamentos Ferroviários	12
2.3. Condicionamentos Regulamentares	13
2.3.1. Gabarit	13
2.3.2. Classe de Sobrecarga	13
2.4. Condicionamentos Geotécnicos	13
2.5. Condicionamentos Hidráulicos	14
2.6. Condicionamentos Ambientais	14
2.7. Condicionamentos relativos a serviços afectados - Gasoduto da Transgás	14
3. Descrição e Justificação da Solução Estrutural	15
4. Materiais	18
4.1. Classe de Exposição Ambiental	18
4.2. Betão.....	19
4.3. Aços	19
5. Acções	19
5.1. Acções Permanentes	19
5.2. Acções Variáveis.....	19
6. Critérios de Verificação da Segurança	20
6.1. Verificação da Segurança em relação aos Estados Limites de Utilização	20
6.2. Verificação da Segurança em relação aos Estados Limites Últimos.....	21
7. Métodos de Cálculo.....	22
8. Processo Construtivo	22
9. Peças Desenhadas	23
MEMÓRIA DE CÁLCULO	25
1. Introdução	26
2. Superestrutura	28
2.1. Consolas	28

2.1.1. Acções.....	28
2.1.1.1. Carga Permanente – Peso Próprio (PP)	29
2.1.1.2. Restante Carga Permanente (RCP)	29
2.1.1.3. Sobrecargas Rodoviárias.....	30
2.1.2. Esforços.....	31
2.1.3. Verificação dos estados Limites Últimos de Resistência	31
2.1.3.1. Esforços de Flexão	31
2.1.3.2. Esforço Transverso	32
2.1.4. Verificação dos Estados Limites de Utilização	32
2.1.4.1. Combinação Rara de Esforços.....	32
2.2. Laje Intermédia.....	33
2.2.1. Acções.....	33
2.2.1.1. Carga Permanente – Peso Próprio (PP)	34
2.2.1.2. Restante Carga Permanente (RCP)	34
2.2.1.3. Sobrecargas Rodoviárias	34
2.2.2. Esforços.....	35
2.2.3. Verificação dos Estados Limites Últimos de Resistência.....	35
2.2.3.1. Esforços de Flexão	35
2.2.3.2. Esforço Transverso	37
2.2.4. Verificação dos Estados Limites de Utilização	37
2.2.4.1. Combinação Rara de Esforços.....	38
2.3. Verificação do Tabuleiro	39
2.3.1. Características Geométricas das Secções.....	40
2.3.1.1. Meio Tabuleiro	40
2.3.1.2. Pilares - Estaca	40
2.3.2. Acções.....	40
2.3.2.1. Peso Próprio (PP)	41
2.3.2.2. Restante Carga Permanente (RCP)	41
2.3.2.3. Sobrecargas Rodoviárias	41
2.3.2.4. Pré-esforço (PE)	42
2.3.2.5. Variação de Temperatura (VDT)	53
2.3.3. Esforços.....	53
2.3.3.1. Esforços de Flexão	54
2.3.3.2. Esforços Transversos e Momentos Torsores	54
2.3.4. Verificação da Segurança em relação aos Estados Limites de Utilização ..	55
2.3.4.1. Introdução.....	55
2.3.4.2. Estado Limite de Descompressão.....	57

2.3.4.3. Estado Limite de Largura de Fendas.....	58
2.3.5. Verificação da Segurança em relação aos Estados Limites Últimos de Resistência	63
2.3.5.1. Esforços de Flexão	63
2.3.5.2. Esforços de Torção associado a Esforço Transverso.....	65
3. Pilares - Estaca	71
3.1. Introdução	71
3.1.1. Simulação do Terreno.....	74
3.2. Acções	75
3.2.1. Acções Permanentes.....	75
3.2.2. Sobrecargas Rodoviárias.....	75
3.2.2.1. Veículo – Tipo	75
3.2.2.2. Sobrecargas Uniforme e Linearmente Distribuída	75
3.2.2.3. Força Centrífuga	75
3.2.2.4. Forças de Frenagem.....	76
3.2.3. Variação de Temperatura e Efeitos Diferidos.....	77
3.2.4. Forças de Atrito, provenientes dos aparelhos de apoio.....	77
3.2.5. Vento	77
3.2.5.1. Acção do Vento no Tabuleiro	78
3.2.5.2. Acção do Vento nos Pilares	78
3.2.5.3. Acção do Vento sobre os Veículos.....	79
3.2.5.4. Força Horizontal Transversal	79
3.2.6. Sismo.....	79
3.3. Esforços	80
3.3.1. Coeficientes de Segurança e Valores Reduzidos.....	81
3.3.1.1. Acções Permanentes	81
3.3.1.2. Acções Variáveis.....	81
3.3.2. Combinações de Esforços	81
3.4. Dimensionamento	82
3.4.1. Esforços de Flexão	82
3.4.2. Esforços Transversos	88
3.5. Verificação da Segurança dos Pilares - Estaca	92
3.5.1. Verificação da Segurança em relação aos Estados Limites Últimos de Encurvadura	92
3.5.2. Verificação da Resistência de Ponta das Estacas	98
4. Aparelhos de Apoio.....	99
4.1. Esforços actuantes.....	99

4.1.1. Forças Verticais	100
4.1.2. Forças Transversais	100
4.2. Deslocamentos.....	100
4.3. Aparelhos de apoio a adoptar.....	101
5. Juntas de Dilatação.....	101
CONCLUSÃO	103
BIBLIOGRAFIA.....	105
ANEXOS.....	106

INTRODUÇÃO

O presente relatório descreve o trabalho desenvolvido ao longo de um estágio realizado na empresa *Professor Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas* no período de Março de 2009 a Maio de 2010.

A realização deste Estágio possibilitou a integração numa equipa de trabalho, permitindo adquirir e aprofundar conhecimentos relativos às várias abordagens de cálculo na área das Obras de Arte.

Neste estágio foi desenvolvido o Projecto de Execução de um Viaduto que se destina a atravessar um Sapal e os Ramais de Caminho de Ferro da SAPEC e da EDP, na zona de Setúbal.

Para o desenvolvimento deste projecto foram fornecidos determinados elementos, e com os quais, foram efectuados estudos sobre os aspectos de concepção desta Obra de Arte e do processo construtivo a aplicar, e dimensionados os vários elementos estruturais constituintes, tendo-se recorrido a modelos tridimensionais, elaborados no programa de cálculo automático SAP2000.

Como o trabalho elaborado se trata de um projecto de execução, considerou-se que o presente relatório de estágio tivesse a mesma estrutura de um projecto, sendo este constituído pelas peças escritas, memória descritiva e justificativa, memória de cálculo e anexos, e pelas peças desenhadas.

A memória descritiva e justificativa descreve um conjunto de factores condicionantes que justificam a escolha das soluções adoptadas, nomeadamente, a definição dos vãos do viaduto, o tipo de fundações, entre outras.

Na memória de cálculo foram fundamentados os resultados que permitiram o dimensionamento deste viaduto, tendo sido estudado o seu comportamento estrutural, avaliando e quantificando as acções que vai estar sujeito, e verificada a segurança de acordo com os Regulamentos Nacionais.

Como já se disse, neste trabalho foram ainda desenvolvidas e apresentadas as peças desenhadas deste viaduto, que traduzem os resultados do dimensionamento.

É de salientar, que este projecto de execução desenvolvido não corresponde à versão real do projecto desta Obra de Arte, visto que esta já se encontra construída.

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

1. INTRODUÇÃO

A presente Memória Descritiva e Justificativa refere-se ao Projecto de Execução do Viaduto sobre os Ramais de Caminho de Ferro pertencentes à SAPEC e à EDP e sobre um SAPAL que lhes fica contíguo, em Praias do Sado, inseridas no 2º lanço da Estrada de Ligação Alto da Guerra – Mitrena da EN10-8. O Viaduto a construir, localiza-se na zona de Setúbal entre os Km 0+118,379 e Km 0+615,379 do citado lanço de estrada.

Trata-se de um viaduto rodoviário de uma faixa de rodagem com duas vias de trânsito em sentidos opostos, constituído por um tabuleiro contínuo de 15 vãos, dois extremos de 21,00m e treze intermédios de 35,00m cada, medidos sobre o eixo longitudinal do tabuleiro, apoiado sobre pilares e dois encontros nos extremos, perfazendo um comprimento total de 497,00m.

Na definição dos vãos teve-se em consideração as várias condicionantes existentes na sua envolvente, bem como os condicionamentos previstos nas normas da REFER.

Face ao comprimento já apreciável, o seu funcionamento estrutural corrente é de molde a minorar os movimentos próprios estruturais, reduzindo-os no possível ao máximo, promovendo assim maior longevidade estrutural. Em caso de acções acidentais, tais como o sismo, os deslocamentos provenientes deste, serão absorvidos em grande parte ou na totalidade por sistemas amortecedores montados sobre os encontros na ligação com o tabuleiro.

A esta introdução e com maior pormenor desenvolvem-se os seguintes capítulos:

- Elementos Base dos Estudos;
- Descrição e Justificação da Solução Adoptada;
- Materiais;
- Acções;
- Critérios de Verificação da Segurança;
- Métodos de Cálculo;
- Processo Construtivo;
- Peças Desenhadas;

2. ELEMENTOS BASE DOS ESTUDOS

No presente capítulo apresentam-se as características condicionantes do dimensionamento da Obra de Arte, nomeadamente devidas aos aspectos rodoviários, ferroviários, regulamentares “Gabarit” e Classe de Sobrecargas, geológicas/geotécnicas, hidráulicos, ambientais e serviços afectados (Gasoduto da Transgás).

2.1. CONDICIONAMENTOS RODOVIÁRIOS

Nestes estudos respeitaram-se os dimensionamentos previstos pelo traçado rodoviário em relação aos perfis transversais e longitudinal na zona abrangida pela O.A..

A obra acompanha assim, quer na direcção longitudinal, directriz e rasante e ainda em perfil transversal os elementos definidos no traçado, acrescidos das dimensões correspondentes a passeios e bordaduras no caso do perfil transversal.

2.1.1. Perfis Transversais

Características do perfil transversal para a definição do tabuleiro da Obra de Arte

Faixa de rodagem.....	= 7.00m
Bermas.....	2 x 2,50 = 5.00m
Passeios.....	2 x 1,00* = 2,00m
Bordaduras.....	2 x 0,20 = <u>0,40m</u>
	TOTAL 14,40m

*Inclui guarda de segurança

O tapete betuminoso tem espessura de 0,05m e a elevação mínima dos passeios em relação à superfície do pavimento betuminoso é de 0,15m. Os passadiços são inclinados 2,0% para o interior do tabuleiro e o seu enchimento é feito com betão de agregados leves, estando este limitado exteriormente pela viga de bordadura e, na parte interior, pelo soco de apoio do perfil da guarda de segurança, que é betonado em 2ª fase. No interior de cada passeio estão previstos tubos de PVC destinados ao eventual enfiamento de cabos. O revestimento dos passeios é constituído por uma camada de argamassa esquartelada com 0,02m de espessura mínima.

2.1.2. Planta e Perfil Longitudinal

Em planta, o início do Viaduto, ao Km 0+118,379, coincide com uma clotoíde direita $A=275$, a que se segue uma curva esquerda de raio 900m na travessia do Sapal, que por sua vez liga a um alinhamento recto já na passagem sobre os Ramais de Caminho de Ferro.

Em perfil longitudinal, o início do Viaduto coincide com uma concordância côncava de raio - 8000 m seguida de um trainel de + 2,00%, respeitando as cotas exigidas no gabarit altimétrico do C.F., e ainda uma concordância convexa de raio 15 000 m.

2.2. CONDICIONAMENTOS FERROVIÁRIOS

Quanto aos condicionamentos ferroviários, a Obra de Arte deve satisfazer os condicionamentos e os requisitos gerais que se encontram previstos na norma REFER, IT.OAP.003.01 – “Condicionamentos para Projectos de Passagens Superiores Rodoviárias, ao Caminho de Ferro” que se anexa, e que devem ser tidos em conta com vista à elaboração do Projecto em apreço.

Foram respeitadas as distâncias mínimas dos eixos das vias às faces dos pilares, verificando-se que nos pilares P12, P13 e P14, os ramos de via mais próximos destes distam respectivamente cerca de 7,06 m, 6,27 m e 6,15 m. Assim, está contemplado o disposto no ponto 7.2 do documento IT.OAP.003.01 de Set.2003 “*os pilares localizados junto à via férrea deverão estar localizados a uma distância superior a 5,00m do eixo da via mais próxima.*”

O gabarit mínimo existente sobre qualquer das linhas é sempre superior a 8,25m, medidos a partir do plano de rolamento. No caso das linhas existentes entre os pilares P12 e P13, que se encontram electrificadas, foi ainda contemplado um valor adicional de 0,50m em fase de construção.

2.3. CONDICIONAMENTOS REGULAMENTARES.

2.3.1. “Gabarit”

O “Gabarit” rodoviário para o atravessamento da via de acesso às linhas CP, que se localiza entre os pilares P13 e P14, é superior à altura mínima de 5m e o que atravessa as vias ferroviárias é sempre superior a 8,25m.

2.3.2. Classe de Sobrecarga

A obra de arte foi considerada da classe I sendo as acções, suas combinações e demais condicionantes regulamentares aplicáveis, as estipuladas pelo R.S.A.

2.4. CONDICIONAMENTOS GEOTÉCNICOS

Na definição das cotas de fundação da Obra de Arte teve-se em conta a prospecção e resultados obtidos através do estudo geotécnico executado, que foi baseado em 15 sondagens mecânicas, acompanhadas pela realização de ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT.

Resumidamente, o viaduto situa-se numa zona pertencente à bacia hidrográfica do Rio Sado e intersecta sedimentos recentes e cenozóicos, estratigraficamente agrupados por aterros, aluviões lodosas e argilo - lodosas e pelo complexo arenoso.

Face aos condicionamentos enunciados no relatório geológico / geotécnico, que se apresenta em anexo, estão previstas fundações do tipo indirecto através de estacas moldadas “*in situ*”, à excepção do encontro E2 em que a sua fundação é directa. Relativamente aos alinhamentos de pilares P13 e P14, as suas fundações poderiam ser directas, no entanto são do tipo pilar – estaca devido a encontrarem-se nas proximidades das vias férreas, evitando deste modo as contenções de elevado custo, isto porque o terreno é do tipo arenoso, o que permite executar este tipo de fundações.

Face à natureza dos terrenos de fundação, do tipo arenoso, considerou-se a hipótese da eventual ocorrência de liquefacção do terreno que venha a surgir durante um sismo.

Esta questão foi tida em consideração mediante um aumento de comprimento efectivo das estacas, abaixo das camadas de terreno onde os resultados SPT são superiores ou iguais a 60 pancadas. Devido à falta de melhor informação sobre esta situação no relatório geotécnico, admitiu-se um aumento de comprimento da ordem dos 4,5m

($3\varnothing_{\text{estaca}}$), à excepção de alguns pilares em que esse aumento foi ligeiramente superior, estando os comprimentos totais das estacas coerentes com os inicialmente preconizados no referido relatório.

2.5. CONDICIONAMENTOS HIDRÁULICOS

A zona do Sapal atravessado pelo Viaduto sofre influência das marés que enchem o Esteiro das Praias do Sado.

O nível das águas atinge a cota máxima de 1,82m na Preia-mar do mês de Setembro. Esta informação foi transmitida pela Direcção de Portos de Setúbal.

2.6. CONDICIONAMENTOS AMBIENTAIS

De acordo com os estudos de Impacte Ambiental deverá impedir-se que as águas caídas sobre a via, contaminadas de óleo e de outros produtos poluentes, sejam drenadas livremente para a zona do Sapal. Dado que o traçado tem pendente para o lado do Sapal foi colocado um sistema de captação das águas ao longo da estrada e do viaduto e sobre os ramais do C.F., que naturalmente correm para o lado do Sapal. Esse sistema prevê no caso do viaduto, o atravessamento das águas captadas no trecho de estrada através de tubagem própria em aço inox $\varnothing_{\text{int}}=0,40\text{m}$, entre o pilar P2 e o encontro E2, e $\varnothing_{\text{int}}=0,30\text{m}$, entre encontro E1 e o pilar P2, que deverá ser fixa ao tabuleiro junto à nascença da laje intermédia. Esse sistema prevê ainda, a captação das águas caídas sobre o próprio viaduto, que serão captadas em caixa de recepção e conduzidas através de tubos PVC $\varnothing 100$ para os colectores longitudinais. Nos topos do tabuleiro para a ligação da drenagem da via aos colectores longitudinais, no viaduto existem caixas de visita. O tubo de queda das águas no viaduto localiza-se no pilar P2 fazendo-se aí a ligação aos tanques de retenção/decantação a construir no Sapal, junto a esse pilar.

2.7. CONDICIONAMENTOS RELATIVOS A SERVIÇOS AFECTADOS – GASODUTO DA TRANSGÁS.

No desenvolvimento dos estudos desta Obra de Arte foi detectada a presença de um gasoduto que atravessa o eixo da via ao Km $\sim 0 + 511$, localizando-se entre os pilares P11 e P12 do Viaduto.

De acordo com o estipulado pela Galp Transgás, na sequência da análise dos elementos adicionais, a distância mínima entre as fundações dos pilares do viaduto preconizado e o eixo do gasoduto será de 9m.

Apesar de o Viaduto atravessar o gasoduto, a Transgás não considera necessário, quaisquer outras medidas adicionais de projecto para a salvaguarda da integridade e operacionalidade da conduta de gás.

No entanto, a Galp Transgás alertou que os trabalhos de execução da futura via rodoviária não poderão prever acções de equipamentos, implantação de estaleiros ou parque de materiais sobre a restante faixa de servidão do gasoduto, o que significa que os trabalhos de execução das estacas deverão ser realizados do lado oposto ao da conduta de gás.

3. DESCRIÇÃO E JUSTIFICAÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A solução estrutural desta Obra de Arte foi adoptada tendo em consideração as condições de traçado do trecho em questão, o atravessamento das vias fluviais, ferroviárias e rodoviária, os aspectos geotécnicos e a sua integração no lanço global.

As condições singulares de base devidas ao facto de se ter de atravessar o Sapal, 4 vias férreas e um acesso rodoviário, levou por questões estéticas e económicas a que os apoios tivessem nesta zona um viés diferenciado entre eles, variando entre os pilares P10 e o encontro E2. No restante viaduto, quer o viés, quer a modulação, foi determinada apenas por condições estruturais.

A Obra de Arte desenvolve-se em quinze vãos, dois extremos de 21,00m e treze intermédios de 35,00m cada, medidos sobre o eixo longitudinal do tabuleiro, perfazendo um comprimento total de 497m.

O tabuleiro possui secção transversal constituída por duas nervuras de secção trapezoidal, maciças nos apoios e vazadas nos vãos, solidarizadas pela laje intermédia, prolongando-se transversalmente para ambos os lados por consolas de inércia variável. As nervuras são de inércia constante com altura de 1,40m. Visto que o viés dos apoios entre os pilares P11 e o P14 é diferente entre si, faz com que o comprimento efectivo por vão seja distinto entre nervuras contíguas (de um mesmo vão). A variação do viés entre os pilares P11 e P14 é a seguinte, nos pilares P11 o viés é de 82,2 grados, nos pilares P12 é de 46,7 grados, nos pilares P13 é de 56,7 grados e de 92,2 grados para os pilares P14, procurando que estes sejam paralelos às

vias férreas. Para os restantes apoios, nomeadamente, encontros E1 e E2 e pilares P1 a P10, o viés é de 100 graus.

As nervuras do tabuleiro são de betão armado e pré-esforçado na direcção longitudinal e na transversal a secção é apenas de betão armado, tendo sido comprovado que a resistência transversal é por ela garantida de forma económica e satisfatória.

Os apoios intermédios, pilares P1 a P14, são do tipo pilar - estaca de secção circular com \varnothing 1,50 m em toda a sua extensão.

Devido à extensão do tabuleiro da Obra de Arte, todos os apoios sobre os pilares e encontros serão móveis unidireccionais, comportando-se como fixos transversalmente, ficando a estrutura do tabuleiro amarrada aos 2 grupos de pilares localizados sensivelmente a meia distância entre encontros, pilares P7 e P8.

As fixações nesses pilares suportam as forças provocadas pelos deslocamentos devidos à variação de temperatura, retracção, frenagem ou outros e serão materializadas através de ferrolhos fusíveis. Estes fusíveis serão dimensionados para resistir aos esforços devidos às acções de carácter reológico, diferencial, como já se disse, variação de temperatura, retracção e fluência e ainda às acções regulamentares, tais como, frenagem e/ou vento, sempre tidas em acumulação.

Ultrapassadas que sejam estas forças, corrigidas por um acréscimo de segurança de 1,5, os ferrolhos destes pilares rompem, e o viaduto passará a comportar-se como móvel sobre todos os apoios na direcção longitudinal.

Perante uma acção que dê origem à rotura desses ferrolhos, só atingida na ocorrência de um sismo, haverá que prender o tabuleiro, primeiramente, não de forma rígida, mas sim de forma a amortecer a energia originada, por meio de aparelhos especiais para absorção de esforços bruscos que funcionam em conjunto com blocos espessos de neoprene, servindo estes de coxins aos aparelhos especiais. Para tal, projectaram-se aparelhos específicos a funcionar nas várias situações/condições de apoio como se descreve:

Nos encontros:

- Aparelhos de apoio móveis guiados que permitem deslocamentos longitudinais da ordem de \pm 300 mm;
- Aparelhos de absorção de esforços rápidos de variação linear com amortecimento, permitindo cursos de deslocamentos da ordem de 200 mm com um comportamento característico como segue:

- Permitir deformações lentas, sem “introdução de esforços”;
- Absorção progressiva linear de esforços rápidos nos primeiros 100 mm, ou seja para maiores forças bruscas vai diminuindo a possibilidade de deformação nos aparelhos, até ao limite de 4000 kN por aparelho, com comportamento móvel a partir dessa força desde que maior ou igual que o limite indicado, em mais outros 100 mm adicionais;
- Os aparelhos de absorção de esforços rápidos serão de duplo efeito, isto é, terão comportamento como atrás descrito em ambos os sentidos dos movimentos segundo o eixo longitudinal;
- Montagem dos aparelhos de absorção de esforços rápidos sobre coxins de Neoprene, eles próprios deformáveis, garantindo estes um primeiro nível de amortecimento, com deformações máximas da ordem dos + 100 mm para uma força de 4000 kN.

Nos pilares:

- Todos os aparelhos serão móveis segundo a direcção longitudinal e fixos transversalmente;
- Os 2 grupos de pilares centrais apesar de móveis na direcção longitudinal, serão “travados” por meio de dispositivo fusível, restringindo o movimento relativo entre pilar e tabuleiro até ser atingida uma determinada força pré-definida, já referida anteriormente.

O encontro E1 é do tipo perdido, de grande porte, e constituído por elementos de parede espessa tipo “gigante”, que ligam o estribo ao maciço de encabeçamento de estacas, enquanto que o encontro E2 é do tipo tradicional, formado por muro de testa, muros de avenida e 4 gigantes centrais, que ligam o estribo à sapata de fundação.

Uma vez que o encontro E1 se encontra localizado numa zona de terrenos muito brandos, este é fundado por estacas moldadas “in situ” de Ø 1,20 m, ao contrário do encontro E2, que se localiza numa zona de solos de fundação com capacidade de suportar tensões de segurança da ordem dos 400kNm^{-2} , possuindo por isso fundação directa.

Estes elementos estruturais serão dimensionados para poderem cada um por si absorver a totalidade das forças devidas a um sismo, pelo que são elementos muito robustos em acordo com a extensão e massa do tabuleiro que terão de suportar no caso de ocorrência de um sismo.

As lajes de transição adoptadas de ambos os lados da Obra de Arte têm espessura constante igual a 0,25m e são articuladas na ligação ao estribo, sobre as consolas salientes das faces de tardo das vigas de estribo. Em planta a área das lajes de transição corresponde à delimitada pelas faixas de rodagem, bermas e pelo seu comprimento de 5,0m.

A grande extensão da estrutura obriga a um faseamento dos trabalhos, que foi apresentado separadamente para as armaduras passivas e para o pré-esforço, tendo sido no caso do pré-esforço, estudado e apresentado independentemente para cada nervura, devido à variação do traçado dos cabos na zona do viés.

Durante o período de execução da obra, de forma a fazer face a qualquer evento excepcional ou accidental, o tabuleiro deverá possuir o maior número possível de pontos de amarração, podendo no entanto deslocar-se no suficiente, para que os efeitos devidos às acções reológicas não introduzam esforços excessivos.

Para tal, os aparelhos unidireccionais possuirão sistema de travamento provisório segundo a direcção longitudinal, ajustável aos movimentos que a estrutura irá ganhando durante a construção.

O sistema deverá ser constituído por batentes ajustáveis munidos de revestimentos a chapa de neoprene, com espessuras adequadas aos deslocamentos.

4. MATERIAIS

4.1. CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL (EN206)

De acordo com a Norma Portuguesa EN206 e com a especificação do LNEC E464 – 2007, admitiram-se as seguintes classes de exposição ambiental:

- Tabuleiro.....XS1
- Pilares e Estacas de fundação.....XS3

Sendo os recobrimentos mínimos adoptados:

- Consolas do Tabuleiro..... 45mm
- Restante Tabuleiro.....50mm
- Pilares e Estacas de fundação.....70mm

4.2. BETÃO

Tendo em conta à classe de exposição ambiental das várias peças constituintes da Obra de Arte, os betões a utilizar na sua construção são:

- Tabuleiro, Pilares, Encontros e Estacas de fundação..... C35/45 (B40)
- Regularização de fundações e sob as lajes de transição..... C16/20 (B20)

4.3. AÇOS

- Armaduras ordinárias.....A500NR
- Aço de Pré-Esforço:A 1710 / 1860

5. ACÇÕES

As acções consideradas no dimensionamento desta Obra de Arte foram as estipuladas pelo R.S.A. (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes), para pontes da classe I e para a zona territorial onde se localiza. As acções contabilizadas neste projecto foram:

5.1. ACÇÕES PERMANENTES

- Peso próprio + Restante carga permanente;
- Pré-esforço;
- Efeitos diferidos
 - Retracção (assimilada a uma variação uniforme de temperatura de -15° C);
 - Fluência (assimilada a uma variação uniforme de temperatura de -35° C);

5.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

- Sobrecarga uniforme + linear;
- Sobrecargas nos passeios;
- Veículo tipo (classe I);
- Força de Frenagem;
- Variação uniforme e diferencial de temperatura;
- Forças de atrito, provenientes dos aparelhos de apoio;
- Sismo (zona A);
- Vento (zona B);

6. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

As verificações da segurança realizadas neste projecto foram efectuadas de acordo com o recomendado no R.S.A. (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes) e no R.E.B.A.P. (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado).

6.1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Para os elementos de betão armado e pré-esforçado verificou-se a segurança em relação aos estados limites de descompressão para as combinações frequentes de acções e em relação aos estados limites de fendilhação para as combinações raras de acções, visto que a O.A. se encontra num ambiente muito agressivo.

a) Combinação Frequente: E.L. Descompressão

$$S_{freq} = \sum_{i=1}^m S_{Gim} + \psi_{11} \cdot S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot S_{Qjk}$$

- Acções permanentes..... S_{Gim}
- Acções variáveis..... S_{Qjk}
- Sobrecargas rodoviárias..... $\psi_{11} = 0,4$
- Variação de temperatura..... $\psi_{2j} = 0,3$

b) Combinação Rara: E.L. Fendilhação

$$S_{freq} = \sum_{i=1}^m S_{Gim} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \cdot S_{Qjk}$$

- Acções permanentes..... S_{Gim}
- Acções variáveis..... S_{Qjk}
- Variação de temperatura..... $\psi_{1j} = 0,5$

6.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Para a verificação da segurança da estrutura em relação aos estados limites últimos de resistência foram considerados, de acordo com o R.S.A., os seguintes tipos de combinações de esforços:

Acção variável base: Força de atrito, Sobrecargas, Temperatura ou Vento

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

- Acções Permanentes..... S_{Gik}
- Acções Variáveis..... S_{Qjk}
- Peso Próprio (PP) $\gamma_{gi} = 1,35$
- Restante Carga Permanente..... $\gamma_{gi} = 1,50$
- Pré-Esforço..... $\gamma_g = 1,00$ ou $1,20$
- Efeitos Diferidos $\gamma_g = 0,00$ ou $1,50$
- Força de Atrito proveniente dos aparelhos de apoio..... $\gamma_g = 0,00$ ou $1,50$
- Sobrecargas Rodoviárias..... $\gamma_q = 0,00$ ou $1,50$ / $\psi_{0j} = 0,6$
- Vento $\gamma_q = 0,00$ ou $1,50$ / $\psi_{0j} = 0,4$
- Variação de Temperatura..... $\gamma_q = 0,00$ ou $1,50$ / $\psi_{0j} = 0,6$

Acção variável base: Acção sísmica

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} S_{Qjk}$$

- Acções Permanentes..... S_{Gik}
- Acções Variáveis..... S_{Qjk}
- Acção Sísmica..... $\gamma_q = 1,50$

– Variação de Temperatura..... $\psi_{2j} = 0,3$

7. MÉTODOS DE CÁLCULO

A partir do programa de cálculo automático SAP2000 foi possível simular a estrutura por modelos tridimensionais, permitindo determinar os valores característicos dos esforços nos vários elementos constituintes da Obra de Arte, devidos a solicitações estáticas e dinâmicas. Os efeitos da acção sísmica foram determinados através de uma análise dinâmica, tendo-se recorrido aos espectros de resposta do R.S.A.

8. PROCESSO CONSTRUTIVO

Os processos de execução das fundações e pilares serão os usuais em viadutos de betão armado, pelo que não lhes é feita referência especial.

Relativamente ao tabuleiro, está previsto que este seja construído tramo a tramo e betonado “in situ” sobre cimbres ao solo, sendo na zona dos caminhos de ferro sobre torres metálicas do tipo BB. No entanto, visto que o terreno não apresenta as melhores condições geotécnicas, estes equipamentos serão apoiados sobre plataformas suportadas por estacas de madeira cravadas.

Como já se disse, devido à existência das linhas electrificadas entre os pilares P12 e P13, em fase de construção, as asnas dos cimbres deverão respeitar uma distância mínima de 0,50m das catenárias

Resumidamente, a execução do tabuleiro terá início numa primeira fase, que corresponderá ao tramo central compreendido entre os pilares P7 e P8, mais um 1/5 dos vãos contíguos de cada lado desse vão. As seguintes fases consecutivas de construção progredirão para os encontros de ambos os lados do vão central, adicionados 1/5 dos vãos adjacentes a construir.

Para a construção do tabuleiro, a colocação das armaduras passivas e de pré-esforço e betonagem, estão previstas no total 8 fases.

9. PEÇAS DESENHADAS

As peças desenhadas que correspondem ao presente Projecto de Execução compreendem Esboço Corográfico, Planta de Implantação e Perfil Longitudinal, Conjuntos, Dimensionamentos Gerais, Dimensionamento de Pilares e Tabuleiro, Betão Armado respectivo, Pré-esforço do Tabuleiro e Pormenores.

Seguidamente apresenta-se a lista de desenhos que compõem o presente Projecto de Execução, devidamente numerados e identificados.

DESENHO Nº	TÍTULO
0	Planta de Localização - Esboço Corográfico
1	Planta de Implantação e Perfil Longitudinal
2	Conjunto 1
3	Conjunto 2
4	Conjunto 3
5	Dimensionamento Geral 1
6	Dimensionamento Geral 2
7	Dimensionamento Geral 3
8	Pilares e Tabuleiro – Secções Transversais
9	Tabuleiro – Dimensionamento – Altimetria e Secções Transversais 1
10	Tabuleiro – Dimensionamento – Altimetria e Secções Transversais 2
11	Pilares P1; P2; P13 e P14 – Betão Armado 1
12	Pilares P3 a P12 – Betão Armado 2
13	Tabuleiro – Secções Transversais - Betão Armado
14	Tabuleiro – Faseamento Corte Longitudinal Betão Armado 1
15	Tabuleiro – Faseamento Corte Longitudinal Betão Armado 2
16	Tabuleiro – Faseamento Corte Longitudinal Betão Armado 3
17	Tabuleiro – Faseamento Corte Longitudinal Betão Armado 4
18	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 1 - Nervura 1

19	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 2 - Nervura 1
20	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 3 - Nervura 1
21	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 4 - Nervura 1
22	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 5 - Nervura 1
23	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 6 - Nervura 1
24	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 7 - Nervura 1
25	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 8 - Nervura 1
26	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 1 - Nervura 2
27	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 2 - Nervura 2
28	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 3 - Nervura 2
29	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 4 - Nervura 2
30	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 5 - Nervura 2
31	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 6 - Nervura 2
32	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 7 - Nervura 2
33	Tabuleiro – Faseamento e Traçado de Pré-Esforço Fase 8 - Nervura 2
34	Pormenores 1
35	Pormenores 2
36	Pormenores 3 – Drenagem Pormenores

MEMÓRIA DE CÁLCULO

1. INTRODUÇÃO

Os cálculos a seguir apresentados referem-se ao Projecto de Execução do Viaduto sobre os Ramais de Caminho de Ferro pertencentes à SAPEC e à EDP e sobre um SAPAL que lhes fica contíguo, em Praias do Sado, inseridas no 2º lanço da Estrada de Ligação Alto da Guerra – Mitrena.

Devido à necessidade de atravessar o Sapal, 4 vias-férreas e um acesso rodoviário, levou por questões estéticas e económicas a que os apoios tivessem nesta zona um viés diferenciado entre eles, variando entre os pilares P10 e o encontro E2. No restante viaduto, quer o viés, quer a modulação, foi determinada apenas por condições estruturais. A variação do viés entre os pilares P11 e P14 é a seguinte, nos pilares P11 o viés é de 82,2 grados, nos pilares P12 é de 46,7 grados, nos pilares P13 é de 56,7 grados e de 92,2 grados para os pilares P14, procurando que estes sejam paralelos às vias férreas. Para os restantes apoios, nomeadamente encontros E1 e E2 e pilares P1 a P10, o viés é de 100 grados.

A solução estrutural adoptada para este Viaduto consiste num tabuleiro contínuo de 15 vãos, dois extremos de 21,00m e treze intermédios de 35,00m cada, medidos sobre o eixo longitudinal do tabuleiro, perfazendo um comprimento total de 497m.

Uma vez que se trata de um tabuleiro de grande extensão, este será apoiado nos pilares e encontros sobre apoios móveis unidireccionais que restringem os deslocamentos na transversal, ficando a estrutura do tabuleiro amarrada aos 2 grupos de pilares centrais, P7 e P8. Nesses pilares, os aparelhos de apoios serão materializados por meio de ferrolhos fusíveis, que para além dos deslocamentos transversais impedem também os deslocamentos na longitudinal, tendo a capacidade de suportar as forças provocadas pelos deslocamentos devidos à variação de temperatura, retracção, frenagem, entre outros.

A secção transversal do tabuleiro tem uma largura total de 14,40m e é constituída por duas nervuras de secção trapezoidal, maciças nos apoios e vazadas nos vãos, solidarizadas pela laje intermédia do tabuleiro, prolongando-se transversalmente para ambos os lados por consolas de inércia variável.

A espessura das nervuras é constante e igual a 1,40m, sendo a largura da sua base inferior de 2,40m alargando para cima 0,40m de cada lado.

Na transversal, as dimensões dos vãos das lajes, são de 2,50m no caso das consolas e de 3,00m na laje entre nervuras. A espessura das consolas varia entre 0,15m no topo e 0,40m nas nascenças. A laje entre nervuras é também de inércia variável, com espessura de 0,25m a meio vão, aumentando para 0,35m junto às nervuras.

As nervuras do tabuleiro são de betão armado e pré-esforçado na direcção longitudinal e na transversal a secção é apenas de betão armado.

Os apoios P1 a P14 são formados por dois elementos verticais maciços de secção circular com diâmetro de 1,50m, um por nervura e centrados com o seu eixo, ligados ao tabuleiro por meio de aparelhos de apoio móveis unidireccionais. Todos os pilares são do tipo pilar - estaca, tendo a sua fundação a mesma espessura de 1,50m de diâmetro.

O encontro E1 é do tipo perdido, de grande porte, e constituído por elementos de parede espessa tipo “gigante”, que ligam o estribo ao maciço de encabeçamento de estacas, enquanto que o encontro E2 é do tipo tradicional, formado por muro de testa, muros de avenida e 4 gigantes centrais, que ligam o estribo à sapata de fundação.

Uma vez que o encontro E1 se encontra localizado numa zona de terrenos muito brandos, este é fundado por estacas moldadas “in situ” de Ø 1,20 m, ao contrário do encontro E2, que se localiza numa zona de solos de fundação com capacidade de suportar tensões de segurança da ordem dos 400kNm^{-2} , possuindo por isso fundação directa.

Nos encontros, o tabuleiro será apoiado por meio de aparelhos de apoio móveis guiados que permite o livre deslocamento segundo a direcção longitudinal, em número de 2 por nervura.

Os encontros serão dimensionados para poderem cada um por si absorver a totalidade das forças devidas a um sismo, pelo que são elementos muito robustos em acordo com a extensão e massa do tabuleiro que terão de suportar no caso de ocorrência de um sismo.

A grande extensão da estrutura obriga a um faseamento dos trabalhos, que foi apresentado separadamente para as armaduras passivas e para o pré-esforço, tendo sido no caso do pré-esforço, estudado e apresentado independentemente para cada nervura, devido à variação do traçado dos cabos na zona do viés.

Durante o período de execução da obra, de forma a fazer face a qualquer evento excepcional ou accidental, o tabuleiro deverá possuir o maior número possível de

pontos de amarração, podendo no entanto deslocar-se no suficiente, para que os efeitos devidos às acções reológicas não introduzam esforços excessivos.

Para tal, os aparelhos unidireccionais possuirão sistema de travamento provisório segundo a direcção longitudinal, ajustável aos movimentos que a estrutura irá ganhando durante a construção.

O sistema deverá ser constituído por batentes ajustáveis munidos de revestimentos a chapa de neoprene, com espessuras adequadas aos deslocamentos.

Os cálculos foram realizados por via analítica com o recurso a programas de cálculo automático, SAP2000 e outro desenvolvido por Estobra da autoria do Eng.º Manuel Vasques, utilizando-se modelos tridimensionais. As consolas e lajes intermédias do tabuleiro, bem como os pilares foram dimensionados com auxílio do programa SAP2000.

A verificação das secções dos pilares - estaca é elaborada a partir de curvas de interacção de esforços resistentes, momentos flectores/esforços axiais.

Pela compilação dos esforços correspondentes aos pilares ao nível da base foram dimensionadas e verificadas as estacas de fundação.

Os materiais a utilizar são o betão C35/45 (B40) na execução do tabuleiro, dos pilares, encontros, estacas de fundação e lajes de transição, C16/20 (B20) na regularização de fundações e sob as lajes de transição, o varão de aço A500NR na execução das armaduras passivas e o aço de alta resistência da classe 1710/1860 a utilizar nas armaduras activas do tabuleiro.

2. SUPERESTRUTURA

2.1. CONSOLAS

Como já referido anteriormente, as consolas são lajes de inércia variável, ligadas aos bordos exteriores de cada nervura, tendo uma espessura que varia entre os 0,15m e os 0,40m e um vão de 2,50m.

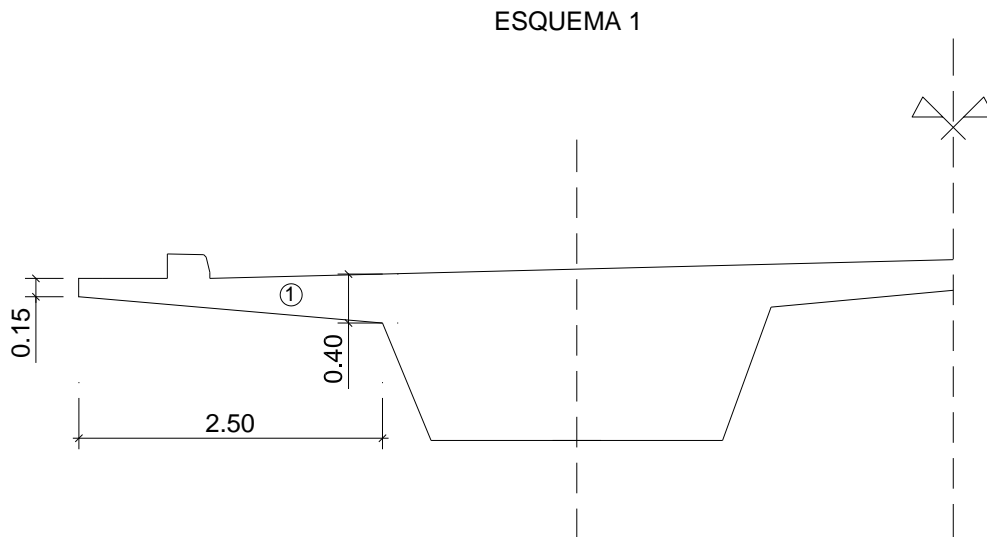
A determinação dos esforços foi efectuada em cálculo automático a partir de um modelo de elementos finitos, tendo em conta a variação de inércia.

2.1.1. Acções

Para facilitar a representação e a percepção dos 3 grupos de acções, carga permanente, restante carga permanente e as sobrecargas regulamentares, fizeram-se

corresponder três esquemas. O vão teórico considerado para a consola é igual a $L + e/2 = 2,50 + 0,40/2 = 2,70m$

2.1.1.1. Carga Permanente – Peso Próprio (PP)

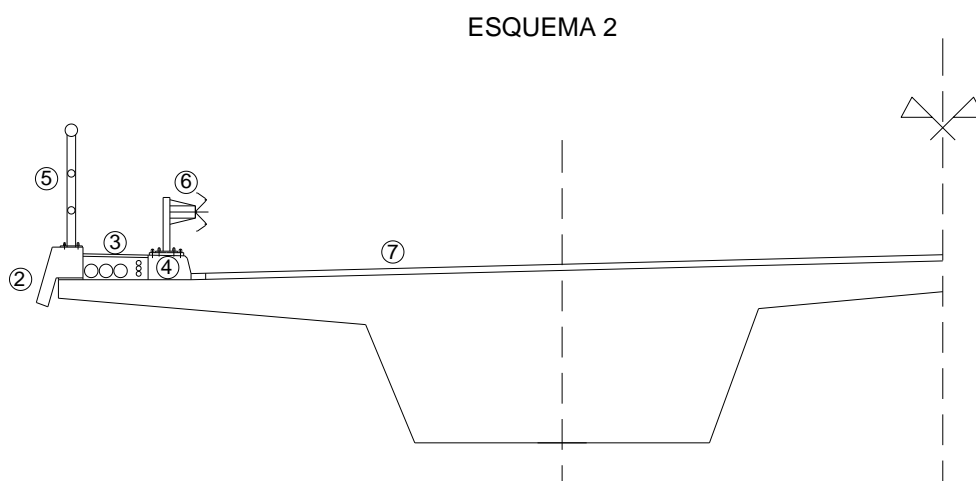


1- Peso próprio

$$0,15 \times 25 \quad (\textit{topo exterior}) \quad = 3,75kN.m^{-2}$$

$$0,40 \times 25 \quad (\textit{secção de encastramento}) \quad = 10,00kN.m^{-2}$$

2.1.1.2. Restante Carga Permanente (RCP)



2- Viga de Bordadura

$$0,094 \times 25 \quad = 2,35kN.m^{-1}$$

3- Passeio + Revestimento

$$0,011 \times 25 = 0,275 \text{ kN.m}^{-1}$$

$$0,101 \times 24 = 2,424 \text{ kN.m}^{-1}$$

4- Lancil

$$0,066 \times 25 = 1,65 \text{ kN.m}^{-1}$$

5- Guarda Corpos

$$= 1,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

6- Guarda de Segurança

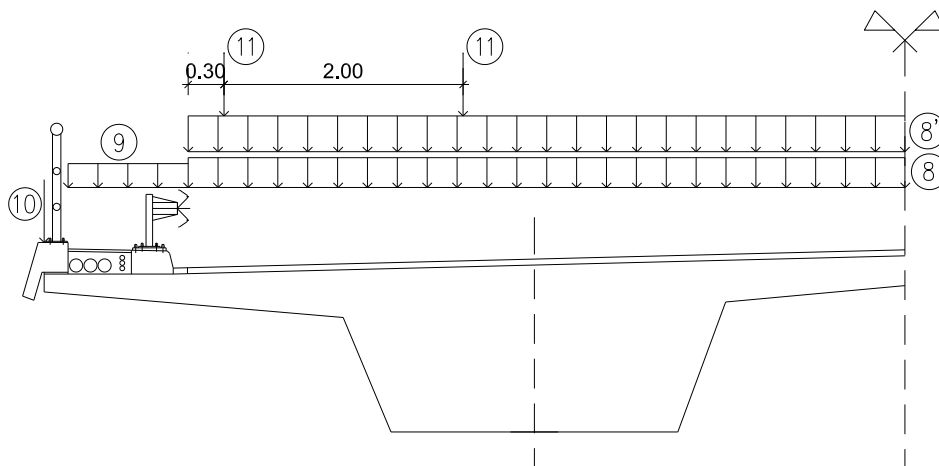
$$= 1,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

7- Betuminoso

$$0,05 \times 24 = 1,20 \text{ kN.m}^{-2}$$

2.1.1.3. Sobrecargas Rodoviárias

ESQUEMA 3



8- Sobrecarga uniformemente distribuída (SCU) $= 4,00 \text{ kN.m}^{-2}$

8'- Sobrecarga linearmente distribuída (SCL) $= 50,00 \text{ kN.m}^{-1}$

9- Carga uniformemente distribuída sobre passeio (SCU_pass.) $= 3,00 \text{ kN.m}^{-2}$

10- Carga concentrada sobre o passeio (SC_pass.) $= 20,00 \text{ kN}$

11- Veiculo – tipo (classe I) (VT)

- Veículo de três eixos afastados de 1,50m
- Distância entre rodas de 2,00m
- Superfície de apoio de cada roda – $0,20 \times 0,60 \text{ m}^2$
- Carga por eixo de 200kN

- O veículo tipo foi posicionado junto ao lancil, estando o eixo da roda afastado 0.30m da guarda de segurança.

2.1.2. Esforços

Os esforços considerados no dimensionamento das consolas, correspondentes às acções anteriormente mencionadas, foram retirados directamente do programa de cálculo automático SAP2000 cujos resultados encontram-se nos anexos de cálculo.

2.1.3. Verificação dos Estados Limites Últimos de Resistência

Com base nos esforços obtidos na secção de encastramento, prossegue-se ao cálculo das armaduras e sua verificação em relação aos estados limites últimos de resistência.

2.1.3.1. Esforços de Flexão

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Momento Actuante (M_{sd}):

- Acção variável de base – Veiculo Tipo

$$M_{sd} = 1,35M_{PP} + 1,5M_{RCP} + 1,5M_{VT} + 1,5 \times 0,6 \times M_{SC_pass}$$

$$M_{sd} = 1,35 \times (-21,12) + 1,5 \times (-19,62) + 1,5 \times (-74,68) + 1,5 \times 0,6 \times (-13,71)$$

$$M_{sd} = -182,30 \text{ kN.m.m}^{-1}$$

Armadura mínima (art.º104 do R.E.B.A.P.):

$$A_{s.\min} = 0,12 \times 1,00 \times 0,347 \times 10^4 / 100 = 4,16 \text{ cm}^2 . \text{m}^{-1}$$

Com auxílio das tabelas de Flexão Simples do livro “*Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão - REBAP 83, J.D’Arga e Lima, Vítor Monteiro, Mary Mun, Lisboa, LNEC, 2004*” determinou-se a armadura de flexão a considerar no cálculo do momento resistente, tendo-se considerado $A_{s.\sup} = 10\phi 16$ e $A_{s.\inf} = 10\phi 12$

Momento Resistente (M_{Rd}):

O momento resistente foi determinado pelo programa de cálculo automático da autoria do Eng.º Manuel Vasques, que permite modelar o elemento pela introdução das suas características, medidas e dos materiais a utilizar.

$$M_{Rd} = -281,90kN.m.m^{-1}$$

Está verificada a segurança em relação aos estados limites últimos de flexão, visto que $M_{sd} \leq M_{Rd}$

2.1.3.2. Esforço Transverso

Valor de cálculo do esforço transverso actuante (V_{sd}):

- Acção variável de base - Sobrecarga uniformemente distribuída + linear

$$V_{sd} = 1,35V_{PP} + 1,5V_{RCP} + 1,5V_{SCU+SCL} + 1,5 \times 0,6 \times V_{SC_pass}$$

$$V_{sd} = 1,35 \times 17,65 + 1,5 \times 10,38 + 1,5 \times 79,76 + 1,5 \times 0,6 \times 7,92 = 166,17kN.m^{-1}$$

De acordo com o art.º 53.2 b) do R.E.B.A.P., no caso de lajes sem armaduras de esforço transverso, o valor de V_{cd} deve ser determinado da seguinte forma:

$$V_{cd} = 0,6\tau_1 b_w d (1,6 - d) = 0,6 \times 900 \times 1,00 \times 0,347 \times (1,6 - 0,347) = 234,79kN.m^{-1}$$

Como $V_{sd} < V_{cd}$, fica dispensado o cálculo da armadura de esforço transverso.

2.1.4. Verificação dos Estados Limites de Utilização

Segundo o art.º 68.2 do R.E.B.A.P., no caso de armaduras ordinárias, o estado limite a considerar é o de largura de fendas, estando esta limitada ao valor de 0,1mm, para as combinações raras de esforços, de acordo com o Quadro VIII do capítulo IX do R.E.B.A.P. O ambiente considerado para esta Obra de Arte foi o muito agressivo.

2.1.4.1. Combinação Rara de Esforços

- Acção variável de base – Veiculo Tipo

$$M_{rara} = M_{PP} + M_{RCP} + M_{VT} + 0,4 \times M_{SC_pass}$$

$$M_{rara} = -21,12 - 19,62 - 74,68 - 0,4 \times 13,71 = -120,90kN.m.m^{-1}$$

Momento de fendilhação (M_{fend}):

O momento de fendilhação foi determinado da mesma forma que o momento resistente, pelo programa de cálculo automático da autoria do Eng.º Manuel Vasques, referido anteriormente.

$$M_{fend} = -89,70kN.m.m^{-1}$$

Como o momento da combinação rara de esforços é superior ao momento de fendilhação, de acordo com o art.º 70.1 do R.E.B.A.P., é necessário verificar se o valor característico da largura de fendas, ao nível das armaduras mais traccionadas, é inferior a $w_k=0,1mm$. Para tal, utilizou-se o mesmo programa de cálculo mencionado anteriormente, onde se obteve os seguintes valores:

Valor médio da largura de fendas = $0,051mm$

Valor característico da largura de fendas = $0,086mm$

Distância média entre fendas = $12,01cm$

Como o valor característico da largura de fendas é inferior a $0,1mm$, valor regulamentar, está verificada a segurança em relação aos estados limites de largura de fendas.

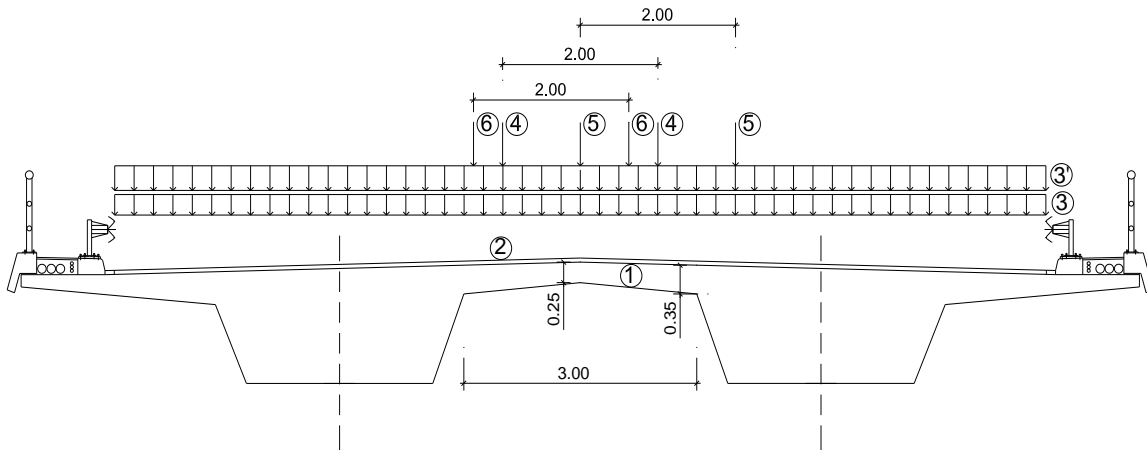
2.2. LAJE INTERMÉDIA

Tal como descrito anteriormente, a laje intermédia é de espessura variável e liga os bordos interiores das duas nervuras. A sua espessura varia entre os $0,25m$ no meio vão, aumentando para $0,35m$ nos bordos que ligam às nervuras, sendo o seu vão de $3,00m$.

A determinação dos esforços foi efectuada em cálculo automático a partir de um modelo de elementos finitos, tendo em conta a variação de inércia.

2.2.1. Acções

Para facilitar a representação e a percepção dos 3 grupos de acções, carga permanente, restante carga permanente e as sobrecargas regulamentares, apresenta-se um esquema elucidativo. O vão teórico considerado para a laje intermédia é igual a $L + 2 \times e / 2 = 3,00 + 2 \times 0,35 / 2 = 3,35m$

ESQUEMA 4

2.2.1.1. Carga Permanente – Peso próprio (PP)

1- Peso próprio

$$0,25 \times 25 \quad (\text{secção de } \frac{1}{2} \text{ vão da laje}) \quad = 6,25 \text{ kN.m}^{-2}$$

$$0,35 \times 25 \quad (\text{secção de encastramento}) \quad = 8,75 \text{ kN.m}^{-2}$$

2.2.1.2. Restante Carga Permanente (RCP)

2- Betuminoso

$$0,05 \times 24 \quad = 1,20 \text{ kN.m}^{-1}$$

2.2.1.3. Sobrecargas Rodoviárias

$$3\text{- Sobrecarga uniformemente distribuída (SCU)} \quad = 4,00 \text{ kN.m}^{-2}$$

$$3'\text{- Sobrecarga linearmente distribuída (SCL)} \quad = 50,00 \text{ kN.m}^{-1}$$

4/5/6- Veículo – tipo (classe I) (VT)

- Veículo de três eixos afastados de 1,50m

- Distância entre rodas de 2,00m

 - Superfície de apoio de cada roda = $0,20 \times 0,60 \text{ m}^2$

- Carga por eixo de 200kN

- Considerou-se três soluções para a posição do veículo tipo:

Pos.4 = veículo tipo centrado;

Pos.5 = roda do veículo tipo centrada;

Pos.6 = veículo tipo junto a secção de encastramento.

Escolhendo a posição mais desfavorável nos respectivos cálculos.

2.2.2. Esforços

Os esforços considerados no dimensionamento da laje intermédia, correspondentes às acções anteriormente mencionadas, foram retirados directamente do programa de cálculo automático SAP2000 cujos resultados encontram-se nos anexos de cálculo.

2.2.3. Verificação dos Estados Limites Últimos de Resistência

Com base nos esforços obtidos na secção de encastramento e de meio vão, prossegue-se ao cálculo das armaduras e sua verificação em relação aos estados limites últimos de resistência.

2.2.3.1. Esforços de Flexão

A. Secção de Encastramento

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Momento Actuante (M_{sd}):

- Acção variável de base – Veiculo Tipo (Pos.6)

$$M_{sd} = 1,35M_{PP} + 1,5M_{RCP} + 1,5M_{VT}$$

$$M_{sd} = 1,35 \times (-7,55) + 1,5 \times (-1,24) + 1,5 \times (-52,03) = -90,10 \text{ kN.m.m}^{-1}$$

Armadura mínima (art.º104 do R.E.B.A.P):

$$A_{s.min} = 0,12 \times 1,00 \times 0,294 \times 10^4 / 100 = 3,53 \text{ cm}^2 . \text{m}^{-1}$$

Com auxílio das tabelas de Flexão Simples do livro “Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão- REBAP 83, J.D’Arga e Lima, Vítor Monteiro, Mary Mun, Lisboa, LNEC, 2004” determinou-se a armadura de flexão a considerar no cálculo do momento resistente, tendo-se considerado $A_{s.sup} = 10\phi 12$ e $A_{s.inf} = 10\phi 12$

Momento Resistente (M_{Rd}):

O momento resistente foi determinado pelo programa de cálculo automático da autoria do Eng.º Manuel Vasques, que permite modelar o elemento pela introdução das suas características, medidas e dos materiais a utilizar.

$$M_{Rd} = -139,70 \text{ kN.m.m}^{-1}$$

Está verificada a segurança em relação aos estados limites últimos de flexão, visto que $M_{sd} \leq M_{Rd}$

B. Secção de meio vão

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Momento Actuante (M_{sd}):

- Acção variável de base – Veiculo Tipo (Pos.5)

$$M_{sd} = 1,35M_{PP} + 1,5M_{RCP} + 1,5M_{VT}$$

$$M_{sd} = 1,35 \times (2,57) + 1,5 \times (0,44) + 1,5 \times (33,73) = 54,72 \text{ kN.m.m}^{-1}$$

Armadura mínima (art.º 104 do R.E.B.A.P):

$$A_{s,\min} = 0,12 \times 1,00 \times 0,194 \times 10^4 / 100 = 2,33 \text{ cm}^2 . \text{m}^{-1}$$

Com auxílio das tabelas de Flexão Simples do livro “*Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão- REBAP 83, J.D’Arga e Lima, Vítor Monteiro, Mary Mun, Lisboa, LNEC, 2004*” determinou-se a armadura de flexão a considerar no cálculo do momento resistente, tendo-se considerado $A_{s,\text{sup}} = 10\phi 12$ e $A_{s,\text{inf}} = 10\phi 12$

Momento Resistente (M_{Rd}):

O momento resistente foi determinado pelo programa de cálculo automático da autoria do Eng.º Manuel Vasques, que permite modelar o elemento pela introdução das suas características, medidas e dos materiais a utilizar.

$$M_{Rd} = 93,70 \text{ kN.m.m}^{-1}$$

Está verificada a segurança em relação aos estados limites últimos de flexão, visto que $M_{sd} \leq M_{Rd}$

2.2.3.2. Esforço Transverso

A. Secção de Encastramento

Valor de cálculo do esforço transverso actuante (V_{sd}):

- Acção variável de base - Veículo Tipo (Pos.6)

$$V_{sd} = 1,35V_{PP} + 1,5V_{RCP} + 1,5V_{VT}$$

$$V_{sd} = 1,35 \times 11,49 + 1,5 \times 1,83 + 1,5 \times 107,9 = 180,11 \text{ kN.m}^{-1}$$

De acordo com o art.º 53.2 b) do R.E.B.A.P., no caso de lajes sem armaduras de esforço transverso, o valor de V_{cd} deve ser determinado da seguinte forma:

$$V_{cd} = 0,6\tau_1 b_w d (1,6 - d) = 0,6 \times 900 \times 1,00 \times 0,294 \times (1,6 - 0,294) = 207,34 \text{ kN.m}^{-1}$$

Como $V_{sd} < V_{cd}$, fica dispensado o cálculo da armadura de esforço transverso.

B. Secção de meio vão

Valor de cálculo do esforço transverso actuante (V_{sd}):

- Acção variável de base - Veículo Tipo (Pos.6)

$$V_{sd} = 1,5V_{VT}$$

$$V_{sd} = 1,5 \times 17,87 = 26,81 \text{ kN.m}^{-1}$$

De acordo com o art.º 53.2 b) do R.E.B.A.P., no caso de lajes sem armaduras de esforço transverso, o valor de V_{cd} deve ser determinado da seguinte forma:

$$V_{cd} = 0,6\tau_1 b_w d (1,6 - d) = 0,6 \times 900 \times 1,00 \times 0,194 \times (1,6 - 0,194) = 147,29 \text{ kN.m}^{-1}$$

Como $V_{sd} < V_{cd}$, fica dispensado o cálculo da armadura de esforço transverso.

2.2.4. Verificação dos Estados Limites de Utilização

Segundo o art.º 68.2 do R.E.B.A.P., no caso de armaduras ordinárias, o estado limite a considerar é o de largura de fendas, estando esta limitada ao valor de 0,1mm, para as combinações raras de esforços, de acordo com o Quadro VIII do capítulo IX do R.E.B.A.P. O ambiente considerado para esta Obra de Arte foi o muito agressivo.

2.2.4.1. Combinação Rara de Esforços

A. Secção de Encastramento

- Acção variável de base – Veiculo Tipo (Pos.6)

$$M_{rara} = M_{PP} + M_{RCP} + M_{VT}$$

$$M_{rara} = -7,55 - 1,24 - 52,03 = -60,82kN.m.m^{-1}$$

Momento de fendilhação (M_{fend}):

O momento de fendilhação foi determinado da mesma forma que o momento resistente, pelo programa de cálculo automático da autoria do Eng.º Manuel Vasques, referido anteriormente.

$$M_{fend} = -66,70kN.m.m^{-1}$$

De acordo com os resultados, como o momento de fendilhação é superior ao momento da combinação rara de esforços, o estado limite de largura de fendas está verificado.

B. Secção de meio vão

Acção variável de base – Veiculo Tipo (Pos.5)

$$M_{rara} = M_{PP} + M_{RCP} + M_{VT}$$

$$M_{rara} = 2,57 + 0,44 + 33,73 = 36,74kN.m.m^{-1}$$

Momento de fendilhação (M_{fend}):

O momento de fendilhação foi determinado da mesma forma que o momento resistente, pelo programa de cálculo automático da autoria do Eng.º Manuel Vasques, referido anteriormente.

$$M_{fend} = 33,90kN.m.m^{-1}$$

Como o momento da combinação rara de esforços é superior ao momento de fendilhação, de acordo com o art.º 70.1 do R.E.B.A.P., é necessário verificar se o valor característico da largura de fendas, ao nível das armaduras mais traccionadas, é inferior a $w_k=0,1mm$. Para tal, utilizou-se o mesmo programa de cálculo mencionado anteriormente, onde se obteve os seguintes valores:

Valor médio da largura de fendas = $0,047mm$

Valor característico da largura de fendas = $0,079mm$

Distância média entre fendas = $12,99cm$

Como o valor característico da largura de fendas é inferior a $0,1mm$, valor regulamentar, está verificada a segurança em relação aos estados limites de largura de fendas.

2.3. VERIFICAÇÃO DO TABULEIRO

A estrutura foi modelada tridimensionalmente, sendo todos os seus elementos estruturais simulados com elementos de barra. O tabuleiro foi assimilado a um pórtico tridimensional, constituído por duas nervuras de secção trapezoidal com espessura constante, vazadas nos vãos e maciças nos apoios, diferindo apenas nas suas características geométricas a utilizar no programa de cálculo.

Os apoios das nervuras sobre os pilares e encontros foram assemelhados a ligações, onde se efectuou a libertação das restrições correspondentes aos deslocamentos permitidos pelos aparelhos de apoio a colocar de acordo com o projectado. Os pilares e encontros são livres longitudinalmente, excepto os dois grupos de pilares centrais, P7 e P8, que se comportam como fixos. Transversalmente todos os aparelhos de apoio são fixos.

O programa de cálculo automático utilizado para elaborar o modelo tridimensional que serviu de base ao cálculo das nervuras do tabuleiro foi o SAP2000 e para as respectivas verificações, utilizou-se um programa desenvolvido por Estobra, da autoria do Eng.º Manuel Vasques, utilizando-se modelos tridimensionais.

De seguida, apresentam-se os elementos de cálculo utilizados, tais como, as características das secções e as acções consideradas, bem como os valores significativos dos esforços de flexão, torção e esforços transversos obtidos, e as respectivas verificações em função das combinações de acções mais gravosas, consoante os casos.

2.3.1. Características Geométricas das Secções

2.3.1.1. Meio Tabuleiro

	A	I _x	I _y	i _x	i _y	v _i	v _s
secção vazada	3,916	0,788	9,725	0,449	1,576	0,891	0,509
secção maciça	5,188	0,885	10,356	0,413	1,413	0,844	0,556

2.3.1.2. Pilares - Estaca

A. Alturas de Cálculo

Apoios	H _{pilar}	H _{estaca}	H _{pilar-estaca}
P1.1	6,37	17,00	23,37
P2.1	8,54	12,80	21,34
P3.1	10,64	13,00	23,64
P4.1	9,92	14,10	24,02
P5.1	10,05	14,70	24,75
P6.1	10,11	14,70	24,81
P7.1	10,96	14,20	25,16
P8.1	11,95	13,70	25,65
P9.1	12,15	13,30	25,45
P10.1	13,14	14,70	27,84
P11.1	13,41	14,10	27,51
P12.1	11,50	12,00	23,50
P13.1	11,50	10,63	22,13
P14.1	10,06	9,00	19,06

Apoios	H _{pilar}	H _{estaca}	H _{pilar-estaca}
P1.2	6,37	17,00	23,37
P2.2	8,54	12,80	21,34
P3.2	10,64	13,00	23,64
P4.2	9,92	14,10	24,02
P5.2	10,05	14,70	24,75
P6.2	10,11	14,70	24,81
P7.2	10,96	14,20	25,16
P8.2	11,95	13,70	25,65
P9.2	12,15	13,30	25,45
P10.2	13,14	14,70	27,84
P11.2	13,53	14,10	27,63
P12.2	11,81	12,00	23,81
P13.2	11,11	10,63	21,74
P14.2	9,84	9,00	18,84

B. Secções

Todos os pilares - estaca são de secção circular com $\phi = 1,50\text{m}$.

$$A = \pi \cdot d^2 / 4 = 1,7671\text{m}^2$$

$$I_y = I_z = \pi \cdot d^4 / 64 = 0,2485\text{m}^4$$

$$I_x = \pi \cdot d^4 / 32 = 0,4970\text{m}^4$$

2.3.2. Acções

As acções seguidamente apresentadas ou caracterizadas correspondem apenas a meio tabuleiro, ou seja, por nervura.

2.3.2.1. Peso Próprio (PP):

$$PP = 3,916 \times 25 \quad (\text{secção vazada}) \quad = 97,90kN/m$$

$$PP = 5,188 \times 25 \quad (\text{secção maciça}) \quad = 129,70kN/m$$

2.3.2.2. Restante Carga Permanente (RCP):

Viga de Bordadura

$$0,094 \times 25 \quad = 2,35kN.m^{-1}$$

Passeio + Revestimento

$$0,011 \times 25 \quad = 0,275kN.m^{-1}$$

$$0,101 \times 24 \quad = 2,424kN.m^{-1}$$

Lancil

$$0,066 \times 25 \quad = 1,65kN.m^{-1}$$

Guarda Corpos

$$= 1,00kN.m^{-1}$$

Guarda de Segurança

$$= 1,00kN.m^{-1}$$

Betuminoso

$$0,05 \times 6,124 \times 24 \quad = 7,35kN.m^{-1}$$

$$\underline{\quad} \\ \approx 16,05kN.m^{-1}$$

2.3.2.3. Sobrecargas Rodoviárias

$$SC = \max[SCU + SCL; VT]$$

A. Sobrecarga Uniformemente Distribuída (SCU)

$$4,00 \times 7,2 = 28,80kN.m^{-1}$$

A sobrecarga uniformemente distribuída foi considerada ao longo de toda a superfície do tabuleiro, incluindo deste modo, a sobrecarga do passeio. Este critério foi tomado para facilitar o processo de cálculo, estando sempre do lado da segurança.

B. Sobrecarga Linearmente Distribuída (SCL)

$$50 \times 6 = 300kN$$

C. Veículo – Tipo (VT)

- O veículo tipo considerado foi o da classe I, tal como se encontra definido no art.º41 do R.S.A, como já especificado anteriormente.

2.3.2.4. Pré-esforço (PE)

Para contabilizar os efeitos do pré-esforço nesta Obra de Arte, utilizou-se o conceito das cargas equivalentes. Como tal, foi seguido um processo de cálculo que se descreve resumidamente:

A. Traçado dos Cabos

A directriz do traçado é constituída por trechos parabólicos e foi estabelecida com base nos diagramas das cargas permanentes, procurando com que os momentos isostáticos do pré-esforço tenham andamento semelhante aos momentos devidos às cargas permanentes, tendo-se considerado excentricidade máxima nas secções de maiores momentos. Os cabos são definidos apenas pelos seus pontos notáveis, isto é, os pontos que definem o início e o fim do traçado, nomeadamente, vértices de parábolas e pontos de inflexão. O pré-esforço que actua nas nervuras é constituído por cabos equivalentes contínuos e de reforço com a configuração constante no desenho de pré-esforço, excepto nos vãos do viés. Nesse mesmo desenho, apresentam-se ainda, as equações que definem o traçado.

B. Pré-dimensionamento do Pré-Esforço

Para o pré-dimensionamento do pré-esforço, a combinação de acções considerada foi a frequente para um ambiente muito agressivo. Este cálculo foi efectuado para as secções de apoio e de vão, tendo em conta as características das mesmas.

$$\sigma = \frac{M_{freq}}{I} v - \frac{P_{\infty} \cdot e}{I} v - \frac{P_{\infty}}{A} \leq 0 \Leftrightarrow P_{\infty} \geq \frac{M_{freq}}{e + \left(\frac{I}{Av}\right)}$$

$$A_p = \frac{P_0}{\sigma_0}$$

Sendo,

P_{∞} - Pré-esforço final útil;

P_0 - Pré-esforço inicial sem perdas;

σ_0 - Tensão máxima inicial de pré-esforço e é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_0 = 0,75 \cdot f_{puk} \quad (\text{art.}^\circ 36 \text{ do R.E.B.A.P.})$$

A_p - Área total das armaduras activas.

C. Perdas de Pré-Esforço

As forças instaladas nas armaduras de pré-esforço são variáveis no tempo devido a eventuais perdas de tensão nos cabos. Para ter em conta esses efeitos na estrutura, quantificou-se essas perdas de tensão de acordo com as fases construtivas da obra, de modo a que se consiga obter uma maior percepção da sua influência à medida que a obra se vai desenvolvendo.

As perdas de tensão nos cabos de pré-esforço dividem-se em dois grupos: perdas instantâneas, que se processam antes e durante a aplicação de pré-esforço, e as perdas diferidas, que se processam no pré-esforço ao longo de um intervalo de tempo.

C.1. Perdas Instantâneas

As perdas instantâneas foram determinadas pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{inst.}(x) = \Delta\sigma_{p0,fr} + \Delta\sigma_{p0,rc} + \Delta\sigma_{p0,e}$$

Sendo,

$\Delta\sigma_{p0,fr}$ - Perdas de tensão por atrito;

$\Delta\sigma_{p0,rc}$ - Perdas de tensão por reentrada das cunhas;

$\Delta\sigma_{p0,e}$ - Perdas de tensão por deformação instantânea do betão;

1. Perdas por Atrito ($\Delta\sigma_{p0,fr}$)

As perdas de tensão por atrito foram determinadas pela aplicação da fórmula de Euler:

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

$$\Delta\sigma_{p0,fr} = \sigma_0 - \sigma(x)$$

Sendo,

σ_0 - Tensão de pré-esforço na origem.

μ - Coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a bainha. Foi considerado um coeficiente de atrito de 0,2;

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 0,001rad/m;

x - Distância da secção considerada à extremidade da armadura em que é aplicado o pré-esforço.

Como o traçado dos cabos de pré-esforço é parabólico em toda a sua extensão, e uma vez que os ângulos que o cabo faz com horizontal são, regra geral, pequenos, efectuaram-se as seguintes simplificações:

- O comprimento do cabo é sensivelmente igual à projecção no plano horizontal, isto é, $s \approx x$;

- O ângulo α é aproximadamente igual à sua tangente $\alpha \approx \text{tg } \alpha$.

Deste modo, a fórmula de Euler toma a seguinte forma:

$$\sigma(x) = \sigma_0 \cdot e^{-mx} \quad \text{com} \quad m = \mu(2a + k)$$

Em que,

m - Factor de atrito do troço de parábola;

a - Parâmetro da parábola que deverá ter sempre valor positivo.

2. Perdas por reentrada das cunhas ($\Delta\sigma_{p0,rc}$)

Segundo a bibliografia de Carla Marchão e Júlio Appleton – “*Estruturas de Betão II, folhas de apoio às aulas, Módulo 1 – Pré-Esforço*”, é necessário determinar o comprimento de reentrada das cunhas, denominado por Alcance:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\delta \times E_p}{t}} \quad \text{com} \quad t = \frac{\sigma_i - \sigma_f}{L}$$

Em que,

λ - Alcance (m);

δ_r - Comprimento de reentrada das cunhas ($\delta = 5mm$);

E_p - Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço ($E_p = 200GPa$);

σ_i e σ_f - Tensão de pré-esforço provenientes das perdas por atrito no troço de parábola em estudo;

L - Comprimento do troço de parábola em estudo;

Se o alcance situar fora do primeiro troço de parábola, ter-se-á que recorrer a um processo iterativo, de modo a poder otimizar o alcance em questão e a respectiva perda.

O valor da tensão de pré-esforço perdida ao longo do alcance determinado é dado por:

$$\Delta\sigma = 2 \times t \times \lambda$$

$$\sigma_f = \sigma_0 - \Delta\sigma$$

Para o caso em que o alcance atinge a ancoragem passiva, a tensão inicial na ancoragem activa é dada por:

$$\sigma_f = \sigma_0 - \sigma_0 \times m \times L \frac{E_p \times \delta_r}{L}$$

Em que:

σ_0 - Tensão de pré-esforço na origem;

m - Factor de atrito do troço parabólico;

L - Comprimento do troço de parábola em estudo;

E_p - Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço ($E_p = 200GPa$);

δ_r - Comprimento de reentrada das cunhas ($\delta = 5mm$).

3. Perdas por Deformação Instantânea do Betão ($\Delta\sigma_{p0,e}$)

As perdas de tensão devidas à deformação instantânea do betão foram determinadas pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{p0,e} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{n-1}{n} \cdot \frac{E_p}{E_{c,j}} \cdot \sigma_c(x) \quad (\text{Art.º 38 do R.E.B.A.P.})$$

Sendo,

E_p - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;

$E_{c,j}$ - Módulo de elasticidade do betão à idade de aplicação do pré-esforço;

σ_c - Tensão de compressão no betão, na secção x, calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, devidas às acções permanente e ao pré-esforço inicial, e é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_c(x) = \frac{M_{CP} \cdot e}{I} - \frac{P_0 \cdot e^2}{I} - \frac{P_0}{A}$$

n - Número de cabos de pré-esforço.

C.2. Perdas Diferidas

As perdas diferidas totais foram determinadas pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r} = \frac{\Delta\sigma_{pt,s} + \Delta\sigma_{pt,c} + \Delta\sigma_{pt,r}}{1 + \left(\frac{\alpha(1 + \varphi_c/2)\sigma_{PE}}{\sigma_{p0}} \right)}$$

Sendo,

$\Delta\sigma_{pt,s}$ - Perdas de tensão devidas à retracção;

$\Delta\sigma_{pt,c}$ - Perdas de tensão devidas à fluência;

$\Delta\sigma_{pt,r}$ - Perdas de tensão devidas à relaxação;

α - Coeficiente de homogeneização aço – betão, tomando o valor igual a 6,0;

φ_c - Coeficiente de fluência na idade t, correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 ;

σ_{PE} - Tensão no betão na secção x, calculada ao nível da armadura de pré-esforço, devidas ao pré-esforço inicial, respectivamente;

σ_{p0} - Tensão na armadura de pré-esforço, na secção x, devida ao pré-esforço inicial, após as perdas instantâneas.

1. Retracção ($\Delta\sigma_{pt,s}$)

As perdas de tensão devidas à retracção foram determinadas pela expressão:

$$\Delta\sigma_{pt,s} = E_p \cdot |\varepsilon_{cs}| \quad (\text{art}^\circ 42 \text{ do R.E.B.A.P})$$

Sendo, ε_{cs} a extensão devida a retracção, que se verifica entre as idades t_1 e t_0 do betão, e de acordo com o ponto 2 do anexo I do R.E.B.A.P. pode ser determinada pela expressão:

$$\varepsilon_{cs}(t_1, t_0) = \varepsilon_{cs0} [\beta_s(t_1) - \beta_s(t_0)]$$

Em que,

ε_{cs0} - Valor de referência, que depende das condições higrométricas do ambiente, da consistência do betão fresco e da espessura fictícia do elemento;

$\beta_s(t_0); \beta_s(t_1)$ - Valores particulares da função, que exprime a variação do valor da retracção com a idade do betão, e que depende da espessura fictícia do elemento.

Seguidamente apresenta-se a quantificação dos parâmetros de retracção.

- Altura fictícia:

$$h_0 = \lambda \cdot \frac{2A_c}{u}$$

A_c - Área da secção transversal de cada nervura;

$$A_c = 3,916 \times 10^4 \text{ cm}^2 \quad (\text{secção vazada})$$

$$A_c = 5,188 \times 10^4 \text{ cm}^2 \quad (\text{secção maciça})$$

u - Parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente;

$$u = 15,968 \times 10^2 \text{ cm} / \text{nerv.}$$

λ - Coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente, que para uma humidade relativa de 80% toma o valor de 3,25.

$$h_0 = 3,25 \cdot \frac{2 \times 3,916 \times 10^4}{15,968 \times 10^2} = 159,41 \text{ cm} \quad (\text{secção vazada})$$

$$h_0 = 3,25 \cdot \frac{2 \times 5,188 \times 10^4}{15,968 \times 10^2} = 211,19 \text{ cm} \quad (\text{secção maciça})$$

- Valor de referência:

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_{cs1} \cdot \eta$$

Classe de exposição XS1 - HR= 80%

$$\varepsilon_{cs1} = -225 \times 10^{-6} \quad (\text{quadro I-I, Anexo I do R.E.B.A.P.})$$

Pelo quadro I-II, Anexo I do R.E.B.A.P.

$$\text{Para } h_0 = 159,41, \eta \approx 0,70$$

$$\text{Para } h_0 = 211,19, \eta = 0,70$$

$$\varepsilon_{cs0} = 225 \times 10^{-6} \times 0,70 = 157,5 \times 10^{-6}$$

- Função $\beta_s(t)$:

Com $t_0 = 14$ dias e $t = \infty$ (fig. I-1, Anexo 1 do R.E.B.A.P.)

$$\beta_s(\infty) - \beta_s(14) = 1$$

- Extensão devida a retracção

$$\varepsilon_{cs}(\infty, 14) = 157,5 \times 10^{-6}$$

2. Fluência ($\Delta\sigma_{pt,c}$)

As perdas de tensão devidas à fluência foram determinadas pela expressão:

$$\Delta\sigma_{pt,c} = E_p \cdot \varphi_c(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (\text{Art. } ^\circ 42 \text{ do R.E.B.A.P.})$$

Em que,

σ_c - Tensão no betão na secção x, calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, devidas às acções permanentes e ao pré-esforço inicial, e é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_c(x) = \frac{M_{CP} \cdot e}{I} - \frac{P_0 \cdot e^2}{I} - \frac{P_0}{A}$$

E_p - Módulo de elasticidade do aço;

E_c - Módulo de elasticidade do betão;

$\varphi_c(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência na idade t correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 .

Seguidamente apresenta-se a quantificação do coeficiente de fluência, de acordo com o ponto 3 do Anexo I do R.E.B.A.P.

- Função $\beta_a(t_0)$

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

Sendo, f_{c,t_0} e f_{c,t_∞} os valores da tensão de rotura por compressão do betão na idade do carregamento e a tempo infinito.

Com base na tabela dos coeficientes de endurecimento do art.º 15 do R.E.B.A.P.

$$\left(\frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_\infty}} \right) = \frac{0,85}{1,45} = 0,586 \quad \Rightarrow \quad \beta_a(14) = 0,8 \cdot (1 - 0,586) = 0,331$$

- “Coeficiente de elasticidade diferida”: $\varphi_d = 0,4$

- Função $\beta_d(t - t_0)$

Para o tempo de carregamento de $(t - t_0) = \infty$ obtém-se $\beta_d(t - t_0) = 1$ (Fig.I-3 do Anexo I do R.E.B.A.P.)

- “Coeficiente de plasticidade diferida” φ_f

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \cdot \varphi_{f2}$$

Para humidade relativa de 80% - $\varphi_{f1} = 1,95$ (quadro I-III, Anexo I do R.E.B.A.P.)

Para $h_0 = 159,41$ (secção vazada) - $\varphi_{f2} \approx 1,12$ (quadro I-IV, Anexo I do R.E.B.A.P.)

Para $h_0 = 211,19$ (secção maciça) - $\varphi_{f2} = 1,12$ (quadro I-IV, Anexo I do R.E.B.A.P.)

$$\varphi_f = 1,95 \times 1,12 = 2,184$$

-Função $\beta_f(t)$

$$\beta_f(\infty) = 1$$

Para $h_0 = 159,41$ (secção vazada) - $\beta_f(14) \approx 0,245$ (Fig.I-4, Anexo I do R.E.B.A.P.)

Para $h_0 = 211,19$ (secção maciça) - $\beta_f(14) = 0,245$ (Fig.I-4, Anexo I do R.E.B.A.P.)

$$\beta_f(\infty) - \beta_f(14) = 1 - 0,245 = 0,755$$

- Coeficiente de fluência $\varphi_c(t, t_0)$

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

O primeiro termo traduz o efeito de deformação que se processa nos primeiros dias após aplicação da carga (parcialmente recuperável) e o segundo e terceiro termos referem-se respectivamente, às deformações elástica diferida e plástica diferida que se processam lentamente ao longo do tempo.

$$\varphi_c(\infty, 14) = 0,331 + 0,4 \times 1 + 2,184 \times 0,755 = 2,38$$

3. Relaxação ($\Delta\sigma_{p,t,r}$)

As perdas de tensão devidas à relaxação das armaduras foram determinadas pela seguinte expressão:

$$\frac{\Delta\sigma_{pt1,r}}{\Delta\sigma_{pt2,r}} = \left(\frac{t_1}{t_2}\right)^\beta \Rightarrow \Delta\sigma_{pt2,r} = \Delta\sigma_{pt1,r} \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^\beta \quad (\text{art.}^\circ 28 \text{ do R.E.B.A.P.})$$

Sendo,

$\Delta\sigma_{pt1,r}$ - Perda de tensão ao fim de tempo t_1 ;

$\Delta\sigma_{pt2,r}$ - Perda de tensão ao fim de tempo t_2 ;

$t_1 = 1000h$ - Para estimar o valor da relaxação ao fim do tempo t_1 ;

$t_2 = 10^5 h$ - Para estimar o valor da relaxação a tempo infinito;

$\beta = 0,2$ - Expoente cujo valor depende do tipo de aço e da tensão inicial.

De acordo com o mesmo artigo, para valores de tensão inicial, inferiores a 0,8 da tensão de rotura, poder-se-á estimar a relaxação de modo simplificado, admitindo que esta tem uma variação linear e que se anula para uma tensão inicial igual a 0,5 da tensão de rotura.

A perda por relaxação que visa nos catálogos de pré-esforço é de 2,5% da sua tensão inicial,

$$\Delta\sigma = 2,5\% \cdot \sigma_0$$

Com base no que foi descrito anteriormente,

$$\sigma_0(0) = 0,50f_{puk} \quad (\text{Art.}^\circ 28 \text{ do R.E.B.A.P.})$$

$$\sigma_0 = 0,75f_{puk} \quad (\text{Art.}^\circ 36 \text{ do R.E.B.A.P.})$$

Perda de relaxação até as 1000h e é dada pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{pt1,r} = \Delta\sigma \cdot \frac{\sigma_{p0} - \sigma_0(0)}{\sigma_0 - \sigma_0(0)}$$

Sendo,

$\sigma_0(0)$ - Tensão inicial de pré-esforço onde a relaxação se anula;

σ_0 - Tensão máxima inicial de pré-esforço;

f_{puk} - Valor característico da tensão de rotura do cabo de pré-esforço;

σ_{p0} - Tensão na armadura de pré-esforço, na secção x, devida ao pré-esforço inicial, após as perdas instantâneas.

De acordo com os resultados obtidos, as perdas de tensão nos cabos de pré-esforço a utilizar no seu dimensionamento é da ordem dos 20%.

D. Cargas Equivalentes ao Pré-esforço

Como já se disse, para contabilizar os efeitos do pré-esforço nesta Obra de Arte, utilizou-se o conceito das cargas equivalentes, que foi introduzido no programa de cálculo automático SAP2000 e definido da seguinte forma:

Hipóteses a considerar:

- P_{∞} = Constante;
- Traçado parabólico;
- Ângulo α , que o cabo faz com a horizontal é pequeno.

Carga equivalente:

$$Q_{eq} = \frac{2 \cdot f \cdot P_{\infty}}{L^2}$$

Sendo,

P_{∞} - Pré-esforço final útil;

f - Flecha da parábola;

L - Comprimento da parábola;

Nas zonas onde estarão previstas as ancoragens de pré-esforço, foram aplicados ao nível dos cabos e com direcção destes, os seguintes esforços:

$$P_v = P_{\infty} \times \operatorname{tg} \alpha = P_{\infty} \times \frac{2 \cdot f}{L}$$

$$M_{P_{00}} = -P_{\infty} \times e$$

Sendo e a excentricidade do cabo relativamente ao centro de gravidade.

Com base no pré-dimensionamento do pré-esforço, tendo em conta as perdas de tensão, foram adoptados para os vãos 3 cabos de 19 cordões, reforçando nos apoios correntes com mais 4 cabos de 19 cordões (7 cabos no total) e nos apoios extremos com mais 3 cabos de 19 cordões (6 cabos no total). Este pré-esforço foi o adoptado para cada nervura e o utilizado no cálculo das cargas equivalentes.

É de salientar, que os esforços obtidos pela aplicação das cargas equivalentes são os totais, isto é, parcela isostática mais a parcela hiperstática.

2.3.2.5. Variação de Temperatura (VDT)

Para o dimensionamento do tabuleiro foram consideradas as variações diferenciais de temperatura, uma vez que se trata de uma acção interna que gera esforços nas estruturas hiperstáticas, como é o caso desta Obra de Arte.

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

$$VDT = T_s - T_i = +10^\circ C \quad (\text{Aquecimento diurno})$$

$$VDT = T_s - T_i = -5^\circ C \quad (\text{Arrefecimento nocturno})$$

No entanto, esta acção só foi considerada na verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização, devido aos seus esforços resultantes serem proporcionais à rigidez da estrutura, o que serão substancialmente reduzidos quando a estrutura atinge um estado limite último.

2.3.3. Esforços

Para o dimensionamento do tabuleiro consideraram-se os esforços correspondentes às acções mencionadas anteriormente.

Com base nos esforços máximos que actuam na estrutura, para cada tipo de esforços, verificaram-se as secções mais desfavoráveis. É de salientar, que as secções a seguir apresentadas e os esforços correspondentes referem-se a meio tabuleiro.

2.3.3.1. Esforços de Flexão

Os esforços de flexão foram retirados nas secções de apoio, onde se verificam os maiores momentos negativos, e nas secções entre apoios, onde actuam os maiores momentos positivos. Todos estes esforços foram retirados directamente das listagens do programa de cálculo automático SAP2000 e encontram-se apresentados nos anexos de cálculo. No seguinte quadro, apresentam-se apenas os esforços de flexão das secções mais desfavoráveis.

QUADRO I
MOMENTOS FLECTORES

Secção / Barra	M _{P.P.} (kN.m)	M _{R.C.P.} (kN.m)	M _{SCU + SCL} (kN.m)	M _{V.D.T.} (kN.m)	M _{PE} (kN.m)	M _{PE . Iso.} (kN.m)	M _{PE . Hip.} (kN.m)
P_{2.1} / 1117	-11360,28	-1766,37	-4839,58	-642,97	9954,15	8788,17	1165,98
P_{2.2} / 1113	-11358,02	-1766,17	-4832,03	-647,67	9967,11	8788,17	1178,94
P_{4.1} / 1164	-11000,37	-1691,72	-5054,81	-672,73	9775,88	8788,17	987,71
P_{6.1} / 1210	-10956,36	-1683,50	-5063,92	-672,79	9739,03	8788,17	950,86
P_{10.2} / 232	-11056,87	-1698,49	-5078,61	-693,06	9673,51	8788,17	885,34
P_{11.2} / 290	-11238,79	-1725,37	-5187,55	-690,52	9406,66	8788,17	618,49
P_{13.1} / 336	-10900,55	-1688,65	-4838,31	-660,61	8926,50	8788,17	138,33
P_{14.1} / 430	-9754,18	-1412,36	-4349,55	-856,67	7665,28	7532,72	132,56
P_{1.1}-P_{2.1} / 1099	5457,09	901,82	4255,16	1500,56	-6202,75	-6874,07	671,32
P_{1.2}-P_{2.2} / 1108	5457,67	901,90	4255,01	1499,95	-6203,31	-6874,07	670,76
P_{3.1}- P_{4.1} / 1144	4947,26	796,58	4666,23	1398,42	-5978,60	-6874,07	895,47
P_{5.1}-P_{6.1} / 1191	4898,39	787,12	4688,02	1391,02	-5942,89	-6874,07	931,18
P_{10.2}-P_{11.2} / 234	4951,09	794,66	4555,90	1377,82	-5820,73	-6862,94	1042,21
P_{13.1}-P_{14.1} / 409	5386,20	890,44	3993,34	1494,60	-5908,67	-6874,07	965,40
P_{14.1}-E_{2.1} / 546	3299,84	338,78	2752,04	607,25	-4887,16	-5046,55	159,39
P_{14.2}-E_{2.2} / 646	3217,39	329,81	2699,70	617,88	-5028,17	-5037,28	9,11

2.3.3.2. Esforços Transversos e Momentos Torsões

Os esforços transversos e os momentos torsões que constam nos seguintes quadros, tal como os de flexão, foram retirados das listagens do programa de cálculo automático SAP2000, também apresentados nos anexos de cálculo, e correspondem às secções onde actuam os maiores esforços.

QUADRO 2
ESFORÇOS TRANSVERSOS

Secção / Barra	V_{P.P.} (kN)	V_{R.C.P.} (kN)	V_{P.E.} (kN)	V_{V.T(+)} (kN)	V_{V.T(-)} (kN)
P_{11.2}- P_{12.2} / 290	-1145,80	-181,78	2240,46	66,65	-412,61
P_{11.2}- P_{12.2} / 306	-444,69	-73,85	464,32	141,77	-326,20
P_{12.1}- P_{13.1} / 330	947,93	156,98	-1197,38	417,41	-114,37
P_{13.1}- P_{14.1} / 409	932,84	150,97	-1161,28	423,17	-111,81
P_{12.1} / 328	2117,82	311,35	-189,66	595,78	-46,56
P_{12.2} / 326	-2126,58	-310,41	171,36	35,53	-598,92
P_{13.1} / 369	2157,44	315,86	-173,33	603,23	-30,38

QUADRO 3
MOMENTOS TORSORES

Secção / Barra	T_{P.P.} (kN)	T_{R.C.P.} (kN)	T_{P.E.} (kN)	T_{V.T(+)} (kN)	T_{V.T(-)} (kN)
P_{11.2}- P_{12.2} / 290	-445,17	-69,89	137,67	252,38	-851,26
P_{11.2}- P_{12.2} / 306	-623,07	-100,13	419,92	179,10	-778,44
P_{12.1}- P_{13.1} / 330	-240,22	-34,66	21,59	308,15	-859,80
P_{13.1}- P_{14.1} / 409	-427,53	-71,21	133,88	213,35	-795,88
P_{12.1} / 328	1463,00	228,84	-1078,97	636,16	-386,42
P_{12.2} / 326	1464,58	228,98	-1074,56	669,44	-403,71
P_{13.1} / 369	1000,53	157,43	-837,21	650,59	-450,65

2.3.4. Verificação da segurança em relação aos Estados Limites de Utilização

2.3.4.1. Introdução

Para a verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização considerou-se a existência de um ambiente muito agressivo, uma vez que o viaduto se encontra sobre um Sapal e nas proximidades da zona costeira.

Tendo em conta ao local em que se insere o viaduto e de acordo com o R.E.B.A.P., o estudo das secções será efectuado pela verificação do estado limite de descompressão para as combinações frequentes e pela posterior verificação do estado limite de abertura de fendas para as combinações raras, onde a largura de fendas não pode exceder os 0,1mm.

A partir do Quadro I – Momentos Flectores, foram calculadas as diferentes combinações de esforços de flexão a considerar, nomeadamente as combinações quase permanentes, frequentes e raras, que se apresentam no Quadro 4.

c) Combinação Quase Permanente

$$S_{Q.P.} = \sum_{i=1}^m S_{Gim} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot S_{Qjk}$$

- Acções permanentes..... S_{Gim}
- Acções variáveis..... S_{Qjk}
- Sobrecargas rodoviárias..... $\psi_{2j} = 0,2$
- Variação de temperatura..... $\psi_{2j} = 0,3$

d) Combinação Frequente:

$$S_{Freq} = \sum_{i=1}^m S_{Gim} + \psi_{11} \cdot S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot S_{Qjk}$$

- Acções permanentes..... S_{Gim}
- Acções variáveis..... S_{Qjk}
- Sobrecargas rodoviárias..... $\psi_{11} = 0,4$
- Variação de temperatura..... $\psi_{2j} = 0,3$

e) Combinação Rara:

$$S_{Rara} = \sum_{i=1}^m S_{Gim} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \cdot S_{Qjk}$$

- Acções permanentes..... S_{Gim}
- Acções variáveis..... S_{Qjk}
- Variação de temperatura..... $\psi_{1j} = 0,5$

QUADRO 4
COMBINAÇÕES DE MOMENTOS FLECTORES (kN.m)

Secção / Barra	M_{comb. Quase Permanente} (kN.m)	M_{comb. Frequente} (kN.m)	M_{comb. Rara} (kN.m)
P_{2.1} / 1117	-13121,48	-14089,40	-17121,74
P_{2.2} / 1113	-13105,96	-14072,37	-17101,12
P_{4.1} / 1164	-12917,17	-13928,13	-17095,56
P_{6.1} / 1210	-12903,63	-13916,41	-17089,32
P_{10.2} / 232	-13093,66	-14109,39	-17295,16
P_{11.2} / 290	-13590,34	-14627,85	-17878,48
P_{13.1} / 336	-13616,72	-14584,38	-17619,49
P_{14.1} / 430	-12160,89	-13030,80	-15811,87
P_{1.1}-P_{2.1} / 1099	8331,43	9182,46	12035,67
P_{1.2}-P_{2.2} / 1108	8331,32	9182,32	12035,32
P_{3.1}- P_{4.1} / 1144	7992,08	8925,33	12004,75
P_{5.1}-P_{6.1} / 1191	7971,60	8909,21	12000,22
P_{10.2}-P_{11.2} / 234	8112,49	9023,67	12032,77
P_{13.1}-P_{14.1} / 409	8489,09	9287,76	11982,68
P_{14.1}-E_{2.1} / 546	4530,60	5081,00	6853,68
P_{14.2}-E_{2.2} / 646	4281,61	4821,55	6564,95

2.3.4.2. Estado Limite de Descompressão

De acordo com o art.º69 do R.E.B.A.P, a verificação dos estados limites 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;
- A determinação de tensões necessária à verificação desta condição deve ser 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;
- Para ter em conta a contribuição de armaduras aderentes, o valor de homogeneização $\alpha = E_s/E_c$ a considerar será igual a 6,00.

Os momentos de descompressão foram determinados a partir do programa de cálculo automático da autoria do Eng.º Manuel Vasques, o qual também efectua a análise elástica de tensões para a secção homogénea. Para tal, foi necessário modelar o elemento (Nervura) introduzindo a suas medidas, que foram colocadas por troços de

betão que somados correspondem à área total de betão da secção em estudo, e os materiais a utilizar. A armadura passiva e activa considerada é a existente na secção.

No seguinte quadro, apresentam-se para as mesmas secções, referidas anteriormente, os valores dos momentos de descompressão e da combinação frequente de esforços.

QUADRO 5
VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO

Secção / Barra	M_{comb. Frequente} (kN.m)	M_{Descompressão Máximo} (kN.m)	M_{Descompressão Mínimo} (kN.m)
P_{2.1} / 1117	-14089,40	-4245,50	-16054,90
P_{2.2} / 1113	-14072,37	-4245,50	-16054,90
P_{4.1} / 1164	-13928,13	-4245,50	-16054,90
P_{6.1} / 1210	-13916,41	-4245,50	-16054,90
P_{10.2} / 232	-14109,39	-4245,50	-16054,90
P_{11.2} / 290	-14627,85	-4245,50	-16054,90
P_{13.1} / 336	-14584,38	-4245,50	-16054,90
P_{14.1} / 430	-13030,80	-3634,30	-13695,80
P_{1.1}-P_{2.1} / 1099	9182,46	9337,70	3132,80
P_{1.2}-P_{2.2} / 1108	9182,32	9337,70	3132,80
P_{3.1}- P_{4.1} / 1144	8925,33	9337,70	3132,80
P_{5.1}-P_{6.1} / 1191	8909,21	9337,70	3132,80
P_{10.2}-P_{11.2} / 234	9023,67	9327,20	3123,20
P_{13.1}-P_{14.1} / 409	9287,76	9337,70	3132,80
P_{14.1}-E_{2.1} / 546	5081,00	7134,70	2131,00
P_{14.2}-E_{2.2} / 646	4821,55	7124,70	2121,60

De acordo com a tabela anterior, o estado limite de descompressão está verificado, uma vez que os momentos resultantes da combinação frequente de esforços são sempre inferiores, em valor absoluto, aos momentos de descompressão, não provocando deste modo, tracções na secção.

2.3.4.3. Estado Limite de Largura de Fendas

De acordo com art.º 70 do R.E.B.A.P., a verificação da segurança em relação ao estado limite de largura de fendas considera-se satisfeita se o valor característico da largura de fendas, ao nível das armaduras mais traccionadas, não exceder o valor regulamentar, $w_k = 0,1mm$, para um ambiente muito agressivo.

A determinação daquele valor característico pode ser efectuada pelas seguintes expressões:

$$\omega_k = 1,7\omega_m$$

$$\omega_m = S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}$$

Sendo,

ω_m - Valor médio da largura das fendas;

S_{rm} - Distância média entre fendas;

ε_{sm} - Extensão média da armadura.

A distância média entre fendas é dada por:

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

Em que,

c - Recobrimento das armaduras;

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

η_1 - Coeficiente dependente das características de aderência dos varões, que será tomado igual a 0,4 para varões de alta aderência e 0,8 para varões de aderência normal;

η_2 - Coeficiente dependente da distribuição de tensões de tracção na secção, dado por:

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

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

ϕ - Diâmetro dos varões da armadura;

Q_r - Relação A_s/A_{cr} em que A_s é a área da secção da armadura (excluindo as armaduras pós-tensionadas) e A_{cr} é a área da secção do betão traccionado envolvente da armadura, e é definida pelo somatório das áreas de influência de cada varão da armadura, onde 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 (fig.5 do art.º 70 do R.E.B.A.P.). Contudo, as áreas de influência devem situar-se totalmente na zona traccionada da secção.

A extensão média das armaduras traccionadas é dada por:

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

Sendo,

σ_s - Tensão de tracção na armadura (ou variação de tensão no caso de armaduras de pré-esforço), correspondente ao esforço resultante da combinação de acções em causa; esta tensão deve ser determinada em secção fendilhada;

E_s - Módulo de elasticidade do aço;

σ_{sr} - 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_{cm} , definido no art.º 16 do R.E.B.A.P.

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

β_2 - Coeficiente dependente da permanência ou da repetição das acções que será tomado igual a 1,0 no caso das combinações raras de acções.

Ainda de acordo com o art.º 70 do R.E.B.A.P., no caso de armaduras pré-esforçadas, as variações de tensão σ_s e σ_{sr} serão calculadas a partir do estado correspondente ao anulamento das tensões de compressão induzidas pelo pré-esforço no betão envolvente da armadura.

O valor da extensão média das armaduras deve ser sempre considerado superior a $0,4 \sigma_s / E_s$.

Com base no art.º 71 do R.E.B.A.P., a verificação da segurança em relação aos estados limites de fendilhação deve ser complementada por uma verificação da tensão máxima de compressão no betão, efectuada para as combinações raras de acções.

O valor desta tensão é limitado em geral a $0,8f_{cd}$, em que f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão definido no artigo 19.º do R.E.B.A.P. No caso, porém, de o betão não ter atingido a idade de 28 dias, o valor limite da tensão deve ser $0,8f_{ck,j}/\gamma_c$, em que $f_{ck,j}$ é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, referido a provetes cilíndricos, determinado para a idade j em consideração e γ_c é o coeficiente de segurança definido no artigo 19.º do R.E.B.A.P. cujo valor é 1,5.

A verificação em causa deve ser feita admitindo comportamento elástico perfeito dos materiais e considerando a secção fendilhada ou não fendilhada consoante existam ou não tensões de tracção (calculadas em secção não fendilhada) de valor superior ao valor f_{ctm} , definido no artigo 16.º do R.E.B.A.P.

Os momentos de fendilhação foram determinados da mesma forma que os momentos de descompressão e pelo mesmo programa de cálculo automático.

No Quadro 6 são apresentados os momentos de fendilhação e da combinação rara de esforços. No Quadro 7 apresentam-se as tensões provocadas pelos momentos das combinações raras de esforços.

QUADRO 6
VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FENDAS

Secção / Barra	M_{comb. Rara} (kN.m)	M_{Fendilhação} Máxima (Fibra Inf.)	M_{Fendilhação} Mínima (Fibra Sup.)
P_{2.1} / 1117	-17121,74	-852,90	-21439,40
P_{2.2} / 1113	-17101,12	-852,90	-21439,40
P_{4.1} / 1164	-17095,56	-852,90	-21439,40
P_{6.1} / 1210	-17089,32	-852,90	-21439,40
P_{10.2} / 232	-17295,16	-852,90	-21439,40
P_{11.2} / 290	-17878,48	-852,90	-21439,40
P_{13.1} / 336	-17619,49	-852,90	-21439,40
P_{14.1} / 430	-15811,87	-246,00	-19054,70
P_{1.1}-P_{2.1} / 1099	12035,67	12441,00	-2031,10
P_{1.2}-P_{2.2} / 1108	12035,32	12441,00	-2031,10
P_{3.1}-P_{4.1} / 1144	12004,75	12441,00	-2031,10
P_{5.1}-P_{6.1} / 1191	12000,22	12441,00	-2031,10
P_{10.2}-P_{11.2} / 234	12032,77	12430,20	-2040,40
P_{13.1}-P_{14.1} / 409	11982,68	12441,00	-2031,10
P_{14.1}-E_{2.1} / 546	6853,68	10612,60	-3087,40
P_{14.2}-E_{2.2} / 646	6564,95	10602,50	-3096,60

De acordo com a tabela anterior, está verificado o estado limite de largura de fendas, uma vez que os momentos resultantes da combinação rara de esforços são sempre inferiores, em valor absoluto, aos momentos de fendilhação, o que significa que a secção não se encontra fendilhada.

QUADRO 7
VERIFICAÇÃO DA TENSÃO MÁXIMA DE COMPRESSÃO

Secção / Barra	M_{comb. Rara} (kN.m)	Tensão fibra superior (MPa)	Tensão fibra inferior (MPa)
P_{2.1} / 1117	-17121,74	0,6	-11,8
P_{2.2} / 1113	-17101,12	0,6	-11,7
P_{4.1} / 1164	-17095,56	0,6	-11,7
P_{6.1} / 1210	-17089,32	0,6	-11,7
P_{10.2} / 232	-17295,16	0,7	-11,9
P_{11.2} / 290	-17878,48	1,0	-12,5
P_{13.1} / 336	-17619,49	0,9	-12,2
P_{14.1} / 430	-15811,87	1,2	-11,1
P_{1.1}-P_{2.1} / 1099	12035,67	-5,3	2,7
P_{1.2}-P_{2.2} / 1108	12035,32	-5,3	2,7
P_{3.1}-P_{4.1} / 1144	12004,75	-5,3	2,7
P_{5.1}-P_{6.1} / 1191	12000,22	-5,3	2,7
P_{10.2}-P_{11.2} / 234	12032,77	-5,3	2,7
P_{13.1}-P_{14.1} / 409	11982,68	-5,3	2,6
P_{14.1}-E_{2.1} / 546	6853,68	-2,8	-0,3
P_{14.2}-E_{2.2} / 646	6564,95	-2,6	-0,5

Com base na tabela anterior, está verificada a tensão máxima de compressão, visto que o momento resultante da combinação rara de esforços não provoca tensões na secção superiores ao valor de cálculo da tensão de rotura à compressão no betão ($f_{cd} = 23,3MPa$).

Relativamente às tensões de tracção provocadas pela mesma combinação de esforços, verifica-se que estas também não excedem o valor regulamentar da tensão de rotura do betão à tracção ($f_{cm} = 3,1MPa$).

De acordo com todos os resultados obtidos anteriormente, está verificado o estado limite de utilização.

2.3.5. Verificação da Segurança em relação aos Estados Limites Últimos de Resistência

Pelo art.º 47 do R.E.B.A.P., a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

Em que:

S_d - Valor de cálculo do esforço actuante;

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente.

2.3.5.1. Esforços de Flexão

Relativamente aos esforços de flexão, a verificação da segurança também foi efectuada em relação às secções de apoio e às secções entre apoios, onde actuam os maiores esforços.

As combinações fundamentais dos esforços de flexão actuantes basearam-se nas seguintes expressões:

$$M_{Sd \text{ comb1}} = 1,35.M_{PP} + 1,50.M_{RCP} + 1,20.M_{PE} + 1,50.M_Q$$

$$M_{Sd \text{ comb2}} = 1,35.M_{PP} + 1,50.M_{RCP} + 1,00.M_{PE} + 1,50.M_Q$$

$$M_{Sd \text{ comb3}} = 1,00 \cdot (M_{PP} + M_{RCP}) + 1,20.M_{PE} + 1,50.M_Q$$

$$M_{Sd \text{ comb4}} = 1,00 \cdot (M_{PP} + M_{RCP}) + 1,00.M_{PE} + 1,50.M_Q$$

Sendo:

M_{sd} - Esforço de cálculo da combinação;

M_{PP} - Esforço resultante do peso próprio tomado com o seu valor característico;

M_{RCP} - Esforço resultante da restante carga permanente tomada com o seu valor característico;

M_{PE} - Esforço resultante do pré-esforço (parcela hiperstática) tomado com o seu valor característico;

M_Q - Esforço resultante da acção variável de base ($SCU + SCL$), tomada com o seu valor característico.

Os valores de cálculo dos momentos actuantes foram determinados em cálculo automático, estando estes apresentados no Quadro 8 e nos anexos de cálculo.

Para a determinação dos momentos flectores resistentes das secções de betão armado e pré-esforçado, foram admitidas as seguintes hipóteses, que correspondem às prescrições do R.E.B.A.P.:

- Conservação das secções planas após a deformação;
- O comportamento do betão é traduzido pelo diagrama parábola - rectângulo, com a extensão máxima de 3,5‰ e constância de tensão a partir de 2,0‰. A tensão no betão a 2,0‰ é dada por $0,85.f_{ck}/1,5$, sendo f_{ck} a tensão característica definidora da classe do betão (provete cúbico);
- Despreza-se a resistência do betão à tracção;
- O diagrama simplificado de tensões - extensões para aços naturais, é constituído por um troço rectilíneo de coeficiente angular igual a 200 ($E_s = 200GPa$) e completado por outro troço rectilíneo, em patamar, e de ordenada igual à tensão de cálculo, f_{syd} , conforme é prescrito no art.º 25.1 do R.E.B.A.P.;
- A extensão máxima de armadura passiva é de 10‰, sendo o seu encurtamento máximo limitado a 3,5‰;
- O valor representativo tomado para a força de pré-esforço na verificação da capacidade resistente da secção corresponde apenas à parcela isostática, tomada como esforço resistente. A parcela hiperstática é considerada como esforço actuante.

A armadura longitudinal de flexão adoptada para cada nervura do tabuleiro nos apoios será composta por uma camada superior, com 31 varões de $\phi 20$, e por uma camada inferior, com 12 varões de $\phi 20$. Nos vãos, a armadura longitudinal de flexão de cada nervura será composta por uma camada superior, com 16 varões de $\phi 20$, e por uma camada inferior, com 23 varões de $\phi 20$. Ambas as camadas estarão distanciadas das respectivas faces superior e inferior do tabuleiro 7,2cm, medidos a partir do seu eixo.

O valor de cálculo dos momentos resistentes também foi obtido em cálculo automático, no programa de cálculo da autoria do Eng.º Manuel Vasques, já referido anteriormente, que determina os momentos resistentes máximo e mínimo e as extensões correspondentes, com base na armadura adoptada. A armadura considerada é a existente na secção.

QUADRO 8
VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE RESISTÊNCIA

Secção / Barra	M_{sd} comb. 1 (kN.m)	M_{sd} comb. 2 (kN.m)	M_{sd} comb. 3 (kN.m)	M_{sd} comb. 4 (kN.m)	M_{Rd} Máximo (kN.m)	M_{Rd} Mínimo (kN.m)
P_{2,1} / 1117	-23846,13	-24079,33	-18986,85	-19220,04	-6321,30	-25205,00
P_{2,2} / 1113	-23815,90	-24051,69	-18957,51	-19193,30	-6321,30	-25205,00
P_{4,1} / 1164	-23785,05	-23982,59	-19089,06	-19286,60	-6321,30	-25205,00
P_{6,1} / 1210	-23771,19	-23961,36	-19094,71	-19284,88	-6321,30	-25205,00
P_{10,2} / 232	-24030,02	-24207,09	-19310,87	-19487,94	-6321,30	-25205,00
P_{11,2} / 290	-24799,56	-24923,26	-20003,30	-20127,00	-6321,30	-25205,00
P_{13,1} / 336	-24340,19	-24367,86	-19680,67	-19708,34	-6321,30	-25205,00
P_{14,1} / 430	-21651,94	-21678,45	-17531,79	-17558,31	-5103,90	-22496,50
P_{1,1}-P_{2,1} / 1099	15908,13	15773,86	13547,24	13412,97	16154,50	3997,50
P_{1,2}-P_{2,2} / 1108	15908,13	15773,98	13547,00	13412,85	16154,50	3997,50
P_{3,1}- P_{4,1} / 1144	15947,58	15768,49	13817,75	13638,66	16154,50	3997,50
P_{5,1}-P_{6,1} / 1191	15942,95	15756,72	13834,96	13648,72	16154,50	3997,50
P_{10,2}-P_{11,2} / 234	15960,46	15752,02	13830,25	13621,81	16140,80	3986,90
P_{13,1}-P_{14,1} / 409	15755,52	15562,44	13425,13	13232,05	16154,50	3997,50
P_{14,1}-E_{2,1} / 546	9282,28	9250,41	7957,95	7926,07	13739,60	1798,40
P_{14,2}-E_{2,2} / 646	8898,67	8896,85	7607,68	7605,86	13725,90	1784,30

Como se pode observar na tabela anterior, está verificada a segurança em relação ao estado limite último de resistência à flexão, dado que para cada secção o valor de cálculo dos momentos resistentes é sempre superior ao valor de cálculo dos momentos actuantes.

Relativamente às extensões de encurtamento do betão e às extensões máximas da armadura de pré-esforço, estas encontram-se dentro dos limites, tendo-se admitido que o estado limite último é atingido pela rotura das armaduras de tracção ($\epsilon_s=10\%$).

2.3.5.2. Esforço de Torção associado a Esforço Transverso

A. Introdução

De acordo com o art.º 56.2 do R.E.B.A.P., nas secções sujeitas a torção circular associada a esforço transverso, a determinação dos valores de cálculo do esforço transverso e do momento torsor resistentes deve ser feita independentemente para cada um dos esforços pelas regras estipuladas nos artigos 53.º e 55.º do mesmo regulamento, considerando separadamente as armaduras transversais de torção e de esforço transverso, e atendendo ao indicado seguidamente:

a) Os valores de V_{cd} e de T_{cd} são dados por:

– Se $\tau_V + \tau_T \leq \tau_1$

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot \left(\frac{\tau_V}{\tau_V + \tau_T} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd}} \right)$$

$$T_{cd} = 2 \cdot \tau_1 \cdot \left(\frac{\tau_T}{\tau_V + \tau_T} \right) \cdot h_{ef} \cdot A_{ef}$$

– Se $\tau_V + \tau_T > \tau_1$

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

$$T_{cd} = 0$$

Nestas expressões,

$$\tau_V = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} \quad \text{e} \quad \tau_T = \frac{T_{sd}}{2 \cdot h_{ef} \cdot A_{ef}},$$

Sendo,

V_{sd} e T_{sd} - Valores de cálculo do esforço transversal e do momento torsor actuantes;

b_w - Largura da alma da secção; no caso de esta não ser constante, dever-se-á tomar para o valor de b_w a menor largura existente numa altura de $\frac{3}{4}$ da altura útil da secção, contada a partir da armadura longitudinal de tracção;

d - Altura útil da secção;

A_{ef} - Área limitada pela linha média da secção oca eficaz, contida na secção real;

h_{ef} - Espessura da parede da secção oca eficaz, contida na secção real.

Segundo a alínea d) do art.º 53.2 do R.E.B.A.P., nos elementos sujeitos a pré-esforço, os valores de V_{cd} podem ser obtidos multiplicando os valores anteriormente

determinados pelo termo correctivo que pretende simular o efeito favorável do pré-esforço ao atrasar a fissuração, que é dado por:

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

Sendo, M_{sd} o valor de cálculo do momento actuante e M_0 o momento de descompressão. No entanto, o valor deste factor não deve ser tomado superior a 2.

Com base no art.º 55 do R.E.B.A.P., a secção oca eficaz obtém-se traçando uma linha poligonal fechada cujos vértices coincidem com as armaduras longitudinais de torção e tomando, para um e outro lado desta linha, distâncias iguais a $D_{ef}/12$, sendo D_{ef} o diâmetro do maior circulo que nela pode ser inscrito. Como a secção oca eficaz não pode ter pontos exteriores à secção real e como $D_{ef}/12 > D_0$, a espessura da parede dessa secção oca eficaz é igual a $h_{ef} = 2D_0$.

b) As condições limites para os valores de cálculo do esforço transversal e do momento torsor resistentes são:

$$V_{Rd} = \tau_2 \cdot \left(\frac{\tau_V}{\tau_V + \tau_T} \right) \cdot b_w \cdot d.$$

$$T_{Rd} = 2 \cdot \tau_2 \cdot \left(\frac{\tau_T}{\tau_V + \tau_T} \right) \cdot h_{ef} \cdot A_{ef}$$

B. Características Elásticas e Geométricas

As características elásticas e geométricas das secções encontram-se apresentadas nos seguintes Quadros.

QUADRO 9
 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

	b_w (m)	d (m)	D₀ (m)	D_{ef} (m)	D_{ef}/12	h_{ef} (m)	A_{ef} (m²)	U_{ef} (m)
secção maciça	2,40	1,328	0,072	1,256	0,105	0,144	3,507	8,284
secção vazada	1,15						2,235	

QUADRO 10
CARACTERÍSTICAS ELÁSTICAS

τ_1 (MPa)	0,90
τ_2 (Mpa)	7,00
f_{syd} (Mpa)	435

Sendo τ_1 e τ_2 tensões cujos valores encontram-se apresentados nos quadros VI e VII, respectivamente, do art.º53 do R.E.B.A.P. para a classe de betão C35/45 (B40).

C. Cálculo das Armaduras

Com base nos Quadros de esforços transversos e de momentos torsores, apresentados no item 2.3.3.2., calcularam-se as combinações de esforços, bem como as armaduras de esforço transverso e de torção de acordo com as expressões a seguir apresentadas. As combinações fundamentais dos esforços actuantes resultam das expressões já apresentadas no ponto 2.3.5.1. para os esforços de flexão.

a) Armadura de esforço transverso

Para a determinação das armaduras de esforço transverso tem-se segundo o R.E.B.A.P:

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} ;$$

$$\text{Se } V_{cd} < V_{sd} \quad \Rightarrow \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{0,9.d.f_{syd}} \quad (\text{art.º 53 do R.E.B.A.P.})$$

$$\text{Se } V_{cd} \geq V_{sd} \quad \Rightarrow \quad \frac{A_{sw}}{s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \times b_w}{100} \quad (\text{art.º 94 do R.E.B.A.P.})$$

Sendo,

A_{sw} - Área da secção da armadura de esforço transverso;

s - Espaçamento das armaduras de esforço transverso;

d - Altura útil da secção;

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso.

Os espaçamentos (s) das armaduras transversais de esforço transversal devem respeitar as condições definidas no artigo 94.º do R.E.B.A.P.

b) Armadura de torção

A determinação das armaduras de torção foi efectuada de acordo com o art.º 55 do R.E.B.A.P.

$$T_{td} = T_{sd} - T_{cd} \quad \Rightarrow \quad \frac{A_{st}}{s} = \frac{T_{td}}{2 \cdot A_{ef} \cdot f_{syd}}$$

$$T_{td} = T_{sd} \quad \Rightarrow \quad \frac{A_{sl}}{u_{ef}} = \frac{T_{td}}{2 \cdot A_{ef} \cdot f_{syd}}$$

Sendo,

A_{st} - Área da secção da cinta que constitui a armadura transversal de torção;

s - Espaçamento das armaduras de torção;

A_{ef} - Área da secção oca eficaz;

A_{sl} - Área total das secções dos varões que constituem a armadura longitudinal de torção;

u_{ef} - Perímetro de linha média da secção oca eficaz.

Segundo o artigo 95.º do R.E.B.A.P., o espaçamento da armadura de torção não deve exceder $1/8 u_{ef}$ com o máximo de 30cm.

É de salientar, que para a determinação da armadura transversal foram consideradas duas condições:

- Esforço transversal máximo + Torção associada
- Torção máxima + Esforço transversal associado

Das quais, a maior armadura transversal obteve-se na segunda condição para cargas aplicadas excentricamente ao eixo da nervura, sendo o veículo tipo a acção predominante. Como tal, para a mesma condição, os efeitos de torção devidas às sobrecargas lineares e uniformemente distribuídas não foram contabilizados, visto serem acções que apenas provocam torção quando aplicadas em metade da secção transversal, gerando à partida esforços de torção pequenos em comparação com os do veículo tipo.

No Quadro seguinte, apresenta-se uma compilação desses valores, índices e parâmetros.

QUADRO 11
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Barra	290	306	330	409	328	326	369
V_{sd} (kN)	-197,96	-736,09	943,91	959,26	4030,09	-4063,52	4117,85
T_{sd} (kN.m)	-1845,03	-1739,08	-1644,4	-1743,92	2193,58	2250,25	1725,54
b_w (m)	2,40	1,15	1,15	1,15	2,40	2,40	2,40
d (m)	1,328	1,328	1,328	1,328	1,328	1,328	1,328
A_{ef} (m ²)	3,507	2,235	2,235	2,235	3,507	3,507	3,507
h_{ef} (m)	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144
u_{ef} (m)	8,284	8,284	8,284	8,284	8,284	8,284	8,284
T_v (kN/m ²)	109,54	850,02	618,07	628,12	1264,46	1274,95	1292,00
T_T (kN/m ²)	1826,74	2702,19	2555,08	2709,72	2171,83	2227,94	1708,42
$T_v + T_T$ (kN/m ²)	1936,27	3552,21	3173,14	3337,84	3436,29	3502,89	3000,42
T_1 (kN/m ²)	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00
$1 + M_0/M_{sd}$	2,00	2,00	2,00	2,00	1,74	1,71	1,66
V_{cd} (kN)	5736,96	2748,96	2748,96	2748,96	4998,99	4896,90	4758,39
T_{cd} (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$(A_{sw/s})_{min}$ (cm ² /m)	19,20	9,20	9,20	9,20	19,20	19,20	19,20
$A_{st/s}$ (cm ² /m)	6,05	8,95	8,46	8,97	7,19	7,38	5,66
$A_{SLong.}$ (cm ²)	50,09	74,10	70,07	74,31	59,56	61,10	46,85
$A_{STrans.}$ (cm ²)	25,25	18,15	17,66	18,17	26,39	26,58	24,86

Com base nos resultados obtidos, adoptou-se para a armadura transversal de cada nervura do tabuleiro 6 ramos de $\phi 12 // 0,20m$, diminuindo o seu espaçamento nos apoios para 0,10m, de forma a melhorar a sua ductilidade.

Relativamente à armadura longitudinal de torção, esta foi escolhida em compatibilização com a armadura de flexão e encontra-se disposta ao longo do perímetro de linha média da secção oca eficaz de cada nervura, tendo-se adoptado para ambas as faces laterais $\phi 20 + 5\phi 16$, para a face superior $10\phi 20$ e para a face inferior $7\phi 20$. Nesta armadura, considerou-se que cada uma das metades dos varões colocados nos cantos pertence a uma das faces concorrentes. Em relação ainda à armadura longitudinal de torção, esta satisfaz a relação A_{st}/u_{ef} regulamentar, mesmo nas zonas com menos armadura.

3. PILARES - ESTACA

3.1. INTRODUÇÃO

Face à natureza dos terrenos de fundação, do tipo arenoso, ao efectuar o cálculo deste viaduto, considerou-se a hipótese da eventual ocorrência de liquefacção do terreno, que venha a surgir durante um sismo.

Esta questão foi tida em consideração mediante um aumento de comprimento efectivo das estacas, abaixo das camadas de terreno onde os resultados SPT são superiores ou iguais a 60 pancadas. Devido à falta de melhor informação sobre esta situação no relatório geotécnico, admitiu-se um aumento de comprimento da ordem dos 4,5m ($3\varnothing_{estaca}$), à excepção de alguns pilares em que esse aumento foi ligeiramente superior, estando os comprimentos totais das estacas coerentes com os inicialmente preconizados no referido relatório.

Para o cálculo dos esforços nos pilares, elaboraram-se três modelos tridimensionais de elementos de barra, que simulam a totalidade da estrutura.

Um primeiro modelo, em que todas as ligações dos apoios ao tabuleiro são livres longitudinalmente à excepção dos pilares centrais, P7 e P8, que se comportam como fixos, situação em que o ferrolho que materializa essa ligação ainda não se partiu. Transversalmente todos os aparelhos de apoio se comportam como fixos. Este modelo foi submetido ao cálculo estático para obtenção dos esforços provenientes de todas as acções, com excepção do sismo e das forças de atrito dos aparelhos de apoio, nomeadamente, peso próprio, restante carga permanente, sobrecargas regulamentares, vento, frenagem e variação de temperatura.

Nos segundo e terceiro modelos, as ligações dos apoios ao tabuleiro são todas móveis longitudinalmente e fixas na direcção transversal, situação em que se deu a rotura dos ferrolhos.

Perante uma acção que dê origem à rotura desses ferrolhos, só atingida através de um sismo, haverá que prender o tabuleiro, primeiramente, não de forma rígida, mas sim de forma a amortecer a energia originada, por meio de aparelhos especiais para absorção de esforços bruscos que funcionam em conjunto com blocos espessos de neoprene, servindo estes de coxins aos aparelhos especiais. Para tal, projectaram-se aparelhos específicos para os encontros a funcionar nas várias situações/condições de apoio como se descreve:

- Aparelhos de apoio móveis guiados que permitem deslocamentos longitudinais da ordem de ± 300 mm;

- Aparelhos de absorção de esforços rápidos de variação linear com amortecimento, permitindo cursos de deslocamentos da ordem de 200 mm com um comportamento característico, como seguem:
 - Permitir deformações lentas, sem “introdução de esforços”;
 - Absorção progressiva linear de esforços rápidos nos primeiros 100 mm, ou seja para maiores forças bruscas vai diminuindo a possibilidade de deformação nos aparelhos, até ao limite de 4000 kN por aparelho, com comportamento móvel a partir dessa força desde que maior ou igual que o limite indicado, em mais outros 100 mm adicionais;
 - Os aparelhos de absorção de esforços rápidos serão de duplo efeito, isto é, terão comportamento como atrás descrito em ambos os sentidos dos movimentos segundo o eixo longitudinal;
 - Montagem dos aparelhos de absorção de esforços rápidos sobre coxins de Neoprene, eles próprios deformáveis, garantindo estes um primeiro nível de amortecimento, com deformações máximas da ordem dos + 100 mm para uma força de 4000 kN.

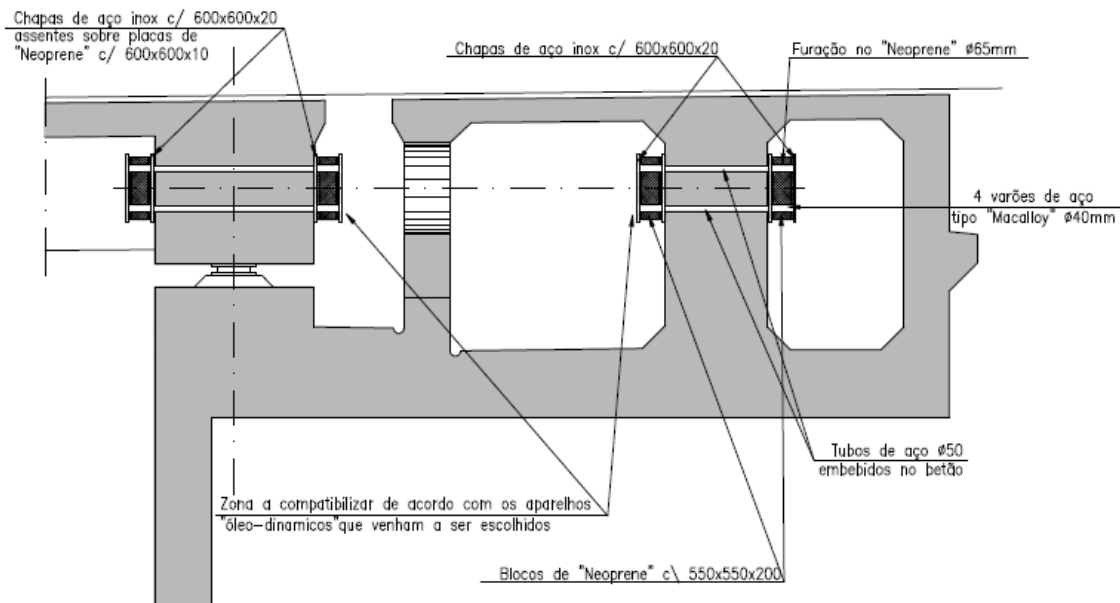


Figura 1 – Pormenor do apoio do tabuleiro nos encontros

A simulação destes aparelhos projectados para os encontros conseguiu-se através da introdução de molas de rigidez igual a 20000 kN/m, na direcção do eixo da Obra de Arte.

Estes dois últimos modelos descritos diferem unicamente na quantidade de molas, em profundidade, colocadas nas estacas para simular o terreno de fundação. No segundo modelo as molas foram colocadas em toda a extensão da estaca enterrada, partindo do princípio que todo o terreno envolto está a funcionar, não havendo liquefacção dos solos. No terceiro modelo admitiu-se que havia liquefacção dos solos e que apenas os últimos metros abaixo das 60 pancadas estão a funcionar, estando o restante superiormente desligado da estaca. Esse comprimento foi estimado como já se referiu. Apresentam-se de seguida esquemas representativos dos 3 modelos aqui descritos.

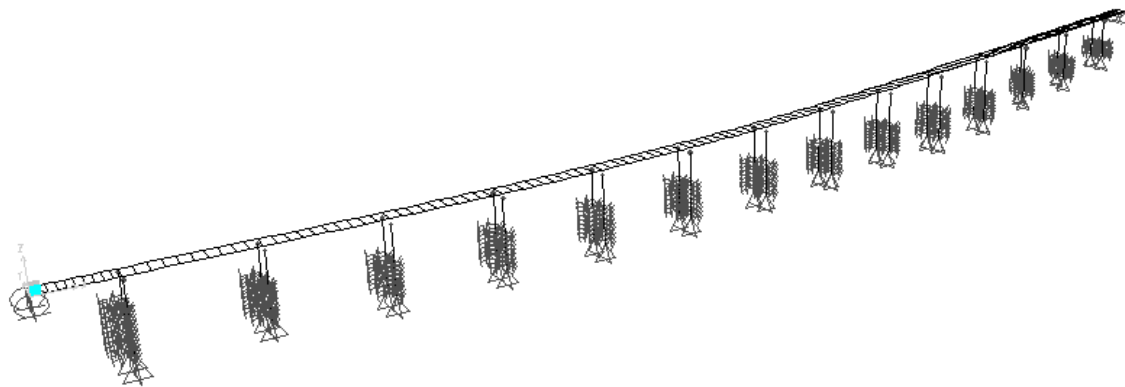


Figura 2 – modelo de cálculo 1

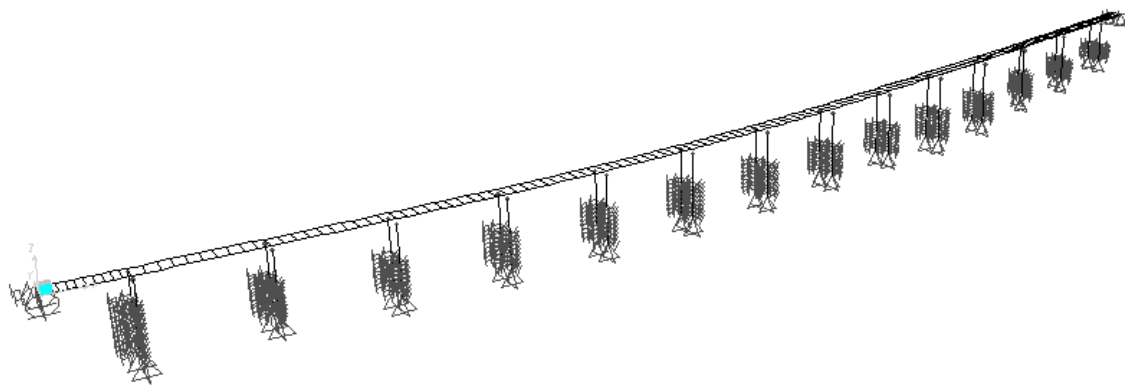


Figura 3 – modelo de cálculo 2

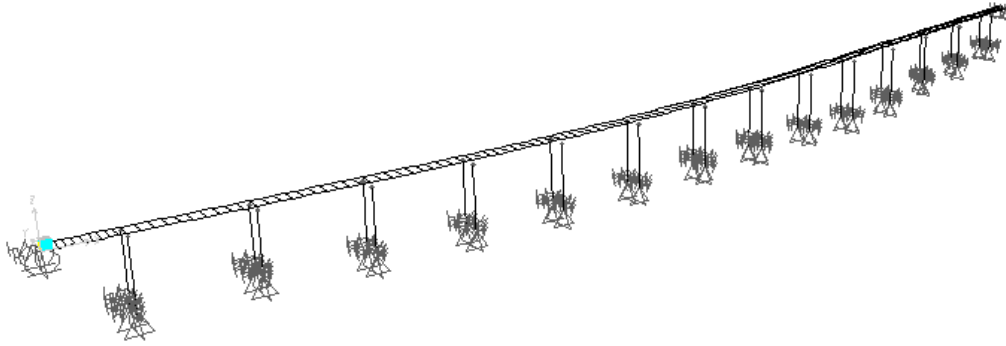


Figura 4 – modelo de cálculo 3

3.1.1. Simulação do Terreno

Nos modelos representativos do viaduto, a rigidez do terreno que envolve as estacas foi simulada através de molas de rigidez variável, calculadas segundo a 4ª edição da publicação “*Foundation Analysis and Design*” de *Joseph E. Bowles*, da *MacGraw-Hill Book Company*, onde a rigidez das molas foi determinada pelas expressões a seguir apresentadas, tendo em conta as características do terreno descritas no relatório geotécnico:

$$K_s = \frac{K'_s}{B} \times A_{\text{inf}}$$

$$K'_s = \frac{22,4 \times E_s \times (1 - \mu)}{(1 + \mu)(3 - 4\mu) \left[2 \ln \left(2 \frac{L}{B} \right) - 0,443 \right]}$$

Sendo,

A_{inf} - Área de Influência de cada mola;

$B = 1,50m$ - Diâmetro da estaca;

L - Comprimento de pilar enterrado, sendo:

<i>Pilar _ P1</i> ≈ 17,0m	<i>Pilar _ P8</i> ≈ 13,7m
<i>Pilar _ P2</i> ≈ 12,8m	<i>Pilar _ P9</i> ≈ 13,3m
<i>Pilar _ P3</i> ≈ 13,0m	<i>Pilar _ P10</i> ≈ 14,7m
<i>Pilar _ P4</i> ≈ 14,1m	<i>Pilar _ P11</i> ≈ 14,1m
<i>Pilar _ P5</i> ≈ 14,7m	<i>Pilar _ P12</i> ≈ 12,0m
<i>Pilar _ P6</i> ≈ 14,7m	<i>Pilar _ P13</i> ≈ 10,6m
<i>Pilar _ P7</i> ≈ 14,2m	<i>Pilar _ P14</i> ≈ 9,0m

E_s - Módulo de elasticidade do terreno, estimado de acordo com o quadro 5-5 da mesma publicação;

μ - Coeficiente de Poisson estimado de acordo com o quadro 2-8 da mesma publicação.

3.2. ACÇÕES

3.2.1. Acções Permanentes

As acções permanentes consideradas para o dimensionamento dos pilares – estaca, tais como, o peso próprio, restante carga permanente e pré-esforço, foram as determinadas na verificação do tabuleiro.

3.2.2. Sobrecargas Rodoviárias

3.2.2.1. Veículo – Tipo

O veículo tipo considerado foi o da classe I, tal como se encontra definido no art.º41 do R.S.A, como já evidenciado anteriormente.

3.2.2.2. Sobrecargas Uniforme e Linearmente Distribuída

Sobrecarga uniformemente distribuída (SCU)

$$4,00kN.m^{-2}$$

Sobrecarga linearmente distribuída (SCL)

$$50kN.m^{-1}$$

3.2.2.3. Força Centrífuga

Segundo o art.º 42 do R.S.A., nas pontes em curva, como é o caso, para ter em conta a força centrífuga, devem considerar-se forças horizontais que actuam em direcção normal ao eixo da ponte, aplicadas ao nível do pavimento e em correspondência com as sobrecargas uniformemente distribuídas multiplicadas por um coeficiente de redução β . Estas forças devem ser obtidas multiplicando os valores das sobrecargas a elas associadas (afectadas do coeficiente β) por um coeficiente α dado pela expressão:

$$\alpha = \frac{v^2}{127r}$$

Sendo,

v - Velocidade máxima de projecto para a curva em causa, expressa em km/h;

r - Raio da curva, expresso em m.

O coeficiente de redução β é dado por:

$$\beta = \frac{5000}{v^2 + 5000}$$

Onde, v é a velocidade anteriormente referida, expressa também em km/h.

Neste caso, temos:

$v = 90 \text{ km/h}$ (velocidade considerada para este projecto)

$r = 900 \text{ m}$ (raio de curvatura do viaduto)

$$\alpha = \frac{90^2}{127 \times 900} = 0,071$$

$$\beta = \frac{5000}{90^2 + 5000} = 0,382$$

$$F_c = \alpha \cdot \beta \cdot SCU = 0,071 \times 0,382 \times 4 = 0,108 \text{ kN.m}^{-2}$$

È de salientar, que esta acção foi desprezada, visto a ter um valor muito reduzido em comparação com as outras acções.

3.2.2.4. Forças de Frenagem

De acordo com o art.º 43 do R.S.A., 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 do viaduto e associadas às sobrecargas uniformemente distribuídas. Estas forças longitudinais devem ser consideradas linear e uniformemente distribuídas segundo a largura da zona carregada; o seu valor correspondente ao valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída é igual a 30kN/m.

No entanto, esta acção só será absorvida no modelo 1 pelos pilares centrais, onde toda a estrutura do tabuleiro estará amarrada, gerando apenas nesses apoios esforços significativos.

3.2.3. Variações de Temperatura e Efeitos Diferidos

Segundo o art.º 31.1 do R.E.B.A.P., 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 $E_{C,28}$, ou seja, $E = 16,75 \times 10^6 \text{ kN.m}^{-2}$, e o coeficiente de dilatação térmica linear do betão e do aço têm o valor de $10 \times 10^{-6} / ^\circ \text{C}$. Com base no art.º 18 do R.S.A., os seus efeitos foram introduzidos nos modelos de cálculo através de uma variação uniforme de temperatura de $\pm 15^\circ \text{C}$

Em relação à retracção do betão, de acordo com o estipulado no art.º 32.2 do R.E.B.A.P., para a determinação de esforços actuantes, os efeitos finais desta acção foram assimilados a um abaixamento lento e uniforme de temperatura de 15°C .

Relativamente aos efeitos da fluência, estes foram determinados nos mesmos modelos tridimensionais, assimilando-os aos de uma diminuição uniforme de temperatura de 35°C .

3.2.4. Forças de Atrito, provenientes dos aparelhos de apoio

Considerou-se a acção denominada por Forças de atrito provenientes dos aparelhos de apoio, que consiste na aplicação de uma força horizontal no topo de cada pilar de forma a simular o possível atrito dos aparelhos de apoio.

Para esta força estimou-se um valor igual a 6% das cargas permanentes (peso próprio + restante carga permanente) actuantes no viaduto.

3.2.5. Vento

A actuação desta acção foi considerada de acordo com descrito no capítulo V e no Anexo I do R.S.A. Para efeitos da quantificação de acção do vento, admitiu-se que a Obra de Arte se localiza na zona B, e para contabilizar a variação desta acção com a altura acima do solo, considerou-se uma rugosidade do solo do tipo II (zona rural e periferia com zona urbana).

A acção do vento sobre as construções exerce-se sob a forma de pressões dinâmicas, sendo os seus valores característicos, w_k , os indicados no art.º 24 do R.S.A., que para este caso e para uma altura máxima acima do solo de aproximadamente igual a 14,00m, toma o valor $w_k = 1,20 \times 1,012 = 1,214 \text{ kN/m}^2$.

A pressão do vento sobre as construções foi determinada a partir da seguinte expressão:

$$p_w = \delta_f \cdot w_k \cdot d$$

Sendo,

p_w - Pressão do vento sobre a estrutura;

δ_f - Coeficiente de força;

w_k - Valor característico da pressão dinâmica;

3.2.5.1. Acção do Vento no Tabuleiro

O cálculo do coeficiente de força foi efectuado de acordo com o Quadro I-XIII do Anexo I do R.S.A., onde:

$d = 1,40m$ (Altura da área exposta);

$a = 14,40m$ (Largura da área exposta);

$h \approx 500m$ (Comprimento do tabuleiro).

$$\left. \begin{array}{l} d/a = 1,40/14,40 = 0,097 < 0,25 \\ h/d = \infty \end{array} \right\} \delta_f = 1,20$$

Pressão média no tabuleiro:

$$p_w(\text{tab.}) = 1,2 \times 1,214 \times 1,4 = 2,04kN/m$$

3.2.5.2. Acção do Vento nos Pilares

O cálculo do coeficiente de força foi efectuado de acordo com o Quadro I-XIII do Anexo I do R.S.A., onde:

$d = 1,50m$ (diâmetro do pilar);

$w_k = 1,214kN/m^2$ (pressão dinâmica do vento para a zona B);

$$\left. \begin{aligned} d\sqrt{w} &= 1,50\sqrt{1,214} = 1,653 > 0,15 \\ h/d &= 14/1,50 = 9,333 \end{aligned} \right\} \delta_f = 0,5$$

Pressão média nos pilares:

$$p_w(\text{pil.}) = 0,5 \times 1,214 \times 1,5 = 0,911 \text{ kN/m}$$

3.2.5.3. Acção do Vento sobre os Veículos

Com base no art.º 45 do R.S.A., a acção do vento directamente exercida sobre os veículos e por estes transmitida ao viaduto foi determinada de acordo com especificado no capítulo V do R.S.A., considerando que a superfície actuada pelo vento é uma banda rectangular contínua com a altura de 2,5 m acima do nível do pavimento.

O coeficiente de força a considerar para os veículos que circulam nas pontes é igual 1,5, segundo o item 3.8 do Anexo I do R.S.A.

Pressão média sobre os veículos:

$$p_w(\text{veic}) = 1,5 \times 1,214 \times 2,5 = 4,553 \text{ kN/m}$$

3.2.5.4. Força Horizontal Transversal

A força horizontal transversal por metro de superestrutura resulta da soma das pressões médias determinadas em 3.2.4.1 a 3, igual a:

$$F = p_w(\text{tab.}) + p_w(\text{veic.}) = 2,04 + 4,553 = 6,593 \text{ kN/m}$$

$$F = p_w(\text{pil.}) = 0,911 \text{ kN/m}$$

3.2.6. Sismo

De acordo com o Anexo III do R.S.A., esta Obra de Arte situa-se na Zona A onde o valor de coeficiente de sismicidade correspondente é igual a $\alpha = 1,0$. Quanto à natureza do terreno de fundação, considerou-se que este seria do Tipo II.

Para a determinação dos efeitos da acção sísmica, efectuou-se uma análise dinâmica sobre o modelo tridimensional, admitindo um coeficiente de comportamento $\eta = 2,0$, que de acordo com o art.º 33 do R.E.B.A.P., corresponde a pontes em que a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida por deformação dos pilares devida principalmente a esforços de flexão, relativo a estruturas de ductilidade normal. Esta acção dinâmica foi aplicada nos modelos 2 e 3 através de espectros de resposta correspondentes a acção sísmica do tipo 1, que representa um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal, e a acção sísmica do tipo 2, que representa um sismo de magnitude elevada a uma maior distância focal, sendo esta última a mais desfavorável. Para ambos os casos foi considerado um coeficiente de amortecimento, $\xi = 5\%$.

A actuação da acção sísmica foi considerada apenas no plano horizontal, dado que a consideração na direcção vertical somente se impõem para estruturas que sejam especialmente sensíveis a vibrações nesta direcção, conforme o exposto no art.º 29.4 do R.S.A.

Como já se disse, nos modelos 2 e 3 atrás mencionados, as ligações dos pilares ao tabuleiro são todas móveis longitudinalmente, visto que esta acção deu origem à rotura dos ferrolhos fusíveis. No entanto, a configuração das deformadas podem induzir em erro, uma vez que o nó do tabuleiro no enfiamento do pilar é o mesmo que o do topo do pilar, e o programa de cálculo automático ao desenhar as deformadas, liga sempre a barra aos seus nós de fim e início, isto é, mesmo que a barra esteja liberta em determinada direcção a representação gráfica não considera essa libertação.

3.3. ESFORÇOS

Os esforços dos pilares - estaca foram retirados do programa de cálculo automático SAP2000, recorrendo aos modelos tridimensionais da estrutura que traduz a geometria da obra.

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 armadura. O dimensionamento das secções de betão armado foi realizado através de folhas de cálculo e através de tabelas e ábacos constantes de manuais da especialidade.

Estas verificações foram efectuadas de acordo com o recomendado no R.S.A. e no R.E.B.A.P., e encontram-se apresentadas nos anexos de cálculo, não sendo no

entanto, aqui apresentadas exaustivamente para todos os elementos por se considerar tal procedimento desnecessário, dada a repetitividade dos processos de cálculo, ou eventuais semelhanças dos elementos a dimensionar.

3.3.1. Coeficientes de Segurança e Valores Reduzidos

Para a determinação dos valores de combinação das diversas acções, consideraram-se os seguintes coeficientes de segurança e coeficientes Ψ para a obtenção dos valores reduzidos (Quando não indicados os valores reduzidos são os definidos no R.S.A):

3.3.1.1. Acções Permanentes

- Peso Próprio (PP) $\gamma_g = 1,00 ; 1,35$ ou $1,50$
- Restante Carga Permanente..... $\gamma_g = 1,00$ ou $1,50$
- Pré-Esforço..... $\gamma_g = 1,00$ ou $1,20$
- Efeitos Diferidos $\gamma_g = 0,00$ ou $1,50$

3.3.1.2. Acções Variáveis

- Força de Atrito proveniente dos aparelhos de apoio..... $\gamma_q = 0,00$ ou $1,50$
- Sobrecargas Rodoviárias..... $\gamma_q = 0,00$ ou $1,50 / \psi_0 = 0,6 ; \psi_1 = 0,4 ; \psi_2 = 0,2$
- Força Centrifuga..... $\gamma_q = 0,00$ ou $1,50 / \psi_0 = 0,6 ; \psi_1 = 0,4 ; \psi_2 = 0,2$
- Forças de Frenagem..... $\gamma_q = 0,00$ ou $1,50 / \psi_0 = 0,6 ; \psi_1 = 0,4 ; \psi_2 = 0,2$
- Variação de Temperatura..... $\gamma_q = 0,00$ ou $1,50 / \psi_0 = 0,6 ; \psi_1 = 0,5 ; \psi_2 = 0,3$
- Vento $\gamma_w = 0,00$ ou $1,50 / \psi_0 = 0,4 ; \psi_1 = 0,2 ; \psi_2 = 0,0$
- Sismo..... $\gamma_E = 0,00$ ou $1,50 / \psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 0,0$

3.3.2. Combinações de Esforços

Para a verificação da segurança da estrutura em relação aos estados limites últimos de resistência foram considerados, de acordo com o R.S.A., os seguintes tipos de combinações de esforços:

Acção variável base: Força de atrito, Sobrecargas, Temperatura ou Vento

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

Acção variável base: Acção sísmica

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} S_{Qjk}$$

De acordo com o EC8, para contabilizar os efeitos da acção sísmica sobre a estrutura, devido às suas componentes horizontais, utilizaram-se as seguintes combinações, escolhendo a mais desfavorável.

Combinação 1: $S_{Ek} = S_{Ex} + 0,30S_{Ey}$

Combinação 2: $S_{Ek} = 0,30S_{Ex} + S_{Ey}$

Para cada caso, foi estudada a combinação mais gravosa para a verificação da segurança, quer em termos dos estados limites últimos, quer em termos dos estados limites de utilização.

3.4. DIMENSIONAMENTO

Apresentam-se de seguida os máximos esforços combinados que serviram de base para o cálculo das armaduras dos pilares – estaca.

Os materiais considerados para o dimensionamento foram:

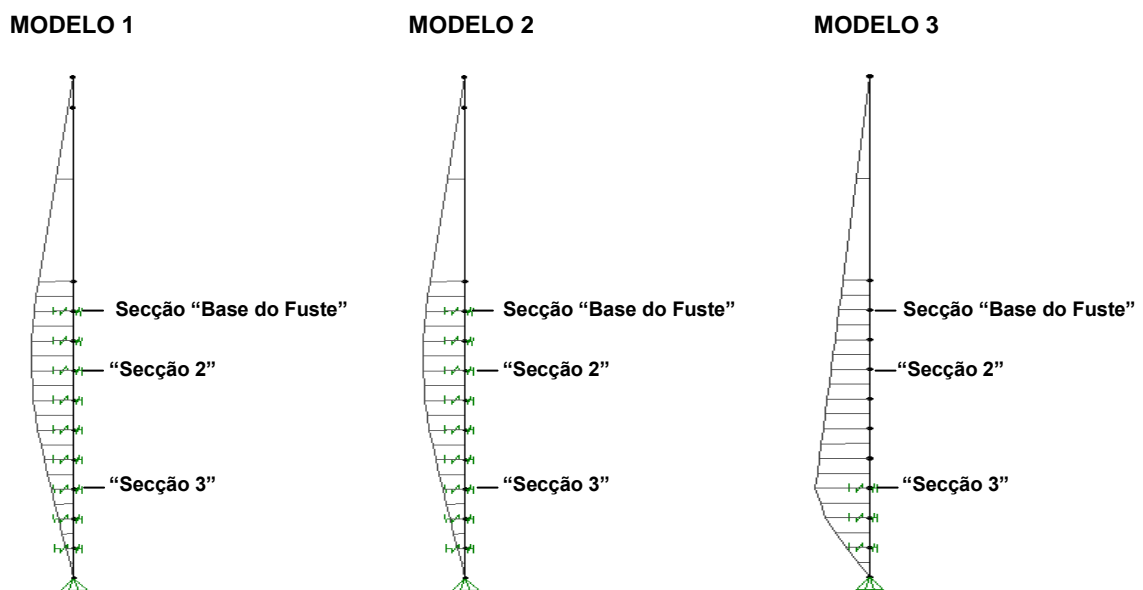
- Classe de exposição ambiental XS3.....Betão C35/45 (B40)
- Armaduras ordinárias A500NR

3.4.1. Esforços de Flexão

Com base nos esforços máximos obtidos em três secções dos pilares - estaca, dimensionaram-se as armaduras de flexão e determinou-se a posição onde é feita a possível dispensa de armadura. Como tal, os esforços de flexão e os respectivos

esforços axiais, foram retirados nos 3 modelos e em todos os pilares, na secção “base do fuste”, correspondente à primeira secção abaixo da superfície do terreno ($\approx 1,00$ a $1,50\text{m}$ de profundidade), na secção onde os esforços são máximos nos modelos 1 e 2 (“secção 2”) e finalmente na secção onde o modelo 3 obtém os maiores esforços (“secção 3”). Esta última secção coincide com a primeira secção abaixo da camada de terreno cujos resultados SPT são superiores ou iguais a 60 pancadas.

Para uma melhor percepção do que foi dito anteriormente, apresenta-se na figura seguinte, um esquema dos diagramas de esforços de flexão de um pilar - estaca exemplo, com as referidas secções.



NOTA: A posição da “secção 2” depende da rigidez do terreno que envolve o pilar - estaca em estudo
 Os esforços mais desfavoráveis, provenientes da “secção 2”, são na maioria obtidos no modelo 3

Figura 5 – Pilar – Estaca exemplo

Com os esforços obtidos foram efectuadas as várias combinações de esforços, utilizando para o dimensionamento das armaduras de flexão dos pilares – estaca as combinações mais desfavoráveis. Este dimensionamento foi realizado em flexão composta, tendo-se utilizado o ábaco de esforços normais e de flexão para secções circulares, do livro “*Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão - REBAP 83, J.D’Arga e Lima, Vítor Monteiro, Mary Mun, Lisboa, LNEC, 2004*”.

Seguidamente, apresentam-se as situações mais desfavoráveis dos pilares – estaca, agrupados de acordo com o processo construtivo e com as armaduras adoptadas, estando os restantes resultados apresentados nos anexos de cálculo.

A. Grupo I – Pilares P1; P2; P13 e P14**– Secção “Base do Fuste”:**

Combinação – Acção variável de base: Força de atrito (modelo 2 considerando a não liquefacção dos solos)

$$N_{sd} = -8519,49kN$$

$$M_{sd,2} = 804,65kN.m$$

$$M_{sd,3} = 5226,90kN.m$$

$$M_{sd} = 5288,47kN.m$$

Utilizando o ábaco de Flexão composta - Esforço Normal / Momento Flector vem:

$$\nu = 0,21$$

$$\mu = 0,09$$

$$\omega = 0,10$$

$$A_s = 94,65cm^2$$

Armadura mínima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,min} = 0,6\% A_c = 0,006 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 106,03cm^2$$

Armadura máxima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,máx.} = 8,0\% A_c = 0,08 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 706,86cm^2$$

– “Secção 2”:

Combinação – Acção variável de base: Força de atrito (modelo 3 considerando a liquefacção dos solos)

$$N_{sd} = -8582,90kN$$

$$M_{sd,2} = 643,07kN.m$$

$$M_{sd,3} = 5669,16kN.m$$

$$M_{sd} = 5705,52kN.m$$

Utilizando o ábaco de Flexão composta - Esforço Normal / Momento Flector vem:

$$\nu = 0,21$$

$$\mu = 0,09$$

$$\omega = 0,10$$

$$A_s = 94,65\text{cm}^2$$

Armadura mínima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,\min} = 0,6\% A_c = 0,006 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 106,03\text{cm}^2$$

Armadura máxima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,\max.} = 8,0\% A_c = 0,08 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 706,86\text{cm}^2$$

- “Secção 3”:

Combinação – Acção variável de base: Força de atrito (modelo 3 considerando a liquefacção dos solos)

$$N_{sd} = -8836,49\text{kN}$$

$$M_{sd,2} = 855,00\text{kN.m}$$

$$M_{sd,3} = 7438,23\text{kN.m}$$

$$M_{sd} = 7487,21\text{kN.m}$$

Utilizando o ábaco de Flexão composta - Esforço Normal / Momento Flector vem:

$$\nu = 0,21$$

$$\mu = 0,12$$

$$\omega = 0,20$$

$$A_s = 189,31\text{cm}^2$$

Armadura mínima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,\min} = 0,6\% A_c = 0,006 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 106,03\text{cm}^2$$

Armadura máxima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,\max.} = 8,0\% A_c = 0,08 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 706,86\text{cm}^2$$

De acordo com todos os resultados obtidos, também apresentados nos anexos de cálculo, a armadura de flexão a adoptar para este grupo de pilares - estaca é constituída por 22 ϕ 25 ($A_s = 108,02\text{cm}^2$) em toda a sua extensão, sendo efectuado um reforço da armadura na zona enterrada, visto ser onde actuam os maiores esforços, adoptando para essa zona 40 ϕ 25 no total ($A_s = 196,40\text{cm}^2$).

B. Grupo II – Pilares P3 a P12**– Secção “Base do Fuste”:**

Combinação – Acção variável de base: sismo - combinação 2 (modelo 2 considerando a não liquefacção dos solos)

$$N_{sd} = -5030,42kN$$

$$M_{sd,2} = 5566,05kN.m$$

Utilizando o ábaco de Flexão composta - Esforço Normal / Momento Flector vem:

$$\nu = 0,12$$

$$\mu = 0,09$$

$$\omega = 0,15$$

$$A_s = 141,98cm^2$$

Armadura mínima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,min} = 0,6\% A_c = 0,006 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 106,03cm^2$$

Armadura máxima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,máx.} = 8,0\% A_c = 0,08 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 706,86cm^2$$

– “Secção 2”:

Combinação – Acção variável de base: Força de atrito (modelo 3 considerando a liquefacção dos solos)

$$N_{sd} = -8779,04kN$$

$$M_{sd,2} = 1336,67kN.m$$

$$M_{sd,3} = 6843,45kN.m$$

$$M_{sd} = 6972,77kN.m$$

Utilizando o ábaco de Flexão composta - Esforço Normal / Momento Flector vem:

$$\nu = 0,21$$

$$\mu = 0,11$$

$$\omega = 0,18$$

$$A_s = 170,38cm^2$$

Armadura mínima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,\min} = 0,6\% A_c = 0,006 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 106,03\text{cm}^2$$

Armadura máxima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,\max} = 8,0\% A_c = 0,08 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 706,86\text{cm}^2$$

- “Secção 3”:

Combinação – Acção variável de base: Força de atrito (modelo 3 considerando a liquefacção dos solos)

$$N_{sd} = -8917,32\text{kN}$$

$$M_{sd,2} = 1667,51\text{kN.m}$$

$$M_{sd,3} = 9491,61\text{kN.m}$$

$$M_{sd} = 9636,97\text{kN.m}$$

Utilizando o ábaco de Flexão composta - Esforço Normal / Momento Flector vem:

$$\nu = 0,22$$

$$\mu = 0,15$$

$$\omega = 0,33$$

$$A_s = 312,36\text{cm}^2$$

Armadura mínima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,\min} = 0,6\% A_c = 0,006 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 106,03\text{cm}^2$$

Armadura máxima (art.º 121 do R.E.B.A.P.)

$$A_{s,\max} = 8,0\% A_c = 0,08 \times 10^4 \times 1,50^2 \times \pi/4 = 706,86\text{cm}^2$$

De acordo com todos os resultados obtidos, também apresentados nos anexos de cálculo, a armadura de flexão a adoptar para este grupo de pilares - estaca é constituída por 32 ϕ 25 ($A_s = 157,12\text{cm}^2$) em toda a sua extensão, sendo efectuado um reforço da armadura na zona enterrada, visto ser onde actuam os maiores esforços, adoptando para essa zona 64 ϕ 25 no total ($A_s = 314,24\text{cm}^2$).

3.4.2. Esforços Transversos

O esforço transversal foi verificado em todos os pilares – estaca na secção “base do fuste”, já referida anteriormente, e na “base da estaca”. Este processo foi efectuado em todos os modelos estudados e referidos anteriormente, tal como apresentado nos anexos de cálculo. No entanto, de seguida apresentam-se apenas as situações mais desfavoráveis de cada grupo de pilares – estaca nas secções mencionadas.

A. Grupo I – Pilares P1; P2; P13 e P14

– Secção “Base do Fuste”

Combinação – Acção variável de base: Força de atrito (modelo 2 considerando a não liquefacção dos solos)

$$V_{sd,2} = 416,06kN$$

$$V_{sd,3} = 66,93kN$$

$$V_{sd} = 421,40kN$$

De acordo com o art.º 53.2 do R.E.B.A.P., o valor de V_{cd} deve ser determinado da seguinte forma:

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot b_w \cdot d_{eq}$$

Como a secção do pilar – estaca é circular de diâmetro ϕ 1,50m, foi necessário determinar as suas características geométricas equivalentes, com base na bibliografia de Carla Marchão e Júlio Appleton – “Estruturas de Betão I, folhas de apoio às aulas, Módulo 2 – Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos”.

$$b_w = 0,90\phi_{pilar} = 0,90 \times 1,50 = 1,35m$$

$$d_{eq} = 0,45\phi_{pilar} + 0,64 \left(d - \frac{\phi_{pilar}}{2} \right) = 0,45 \times 1,50 + 0,64 \times \left(1,406 - \frac{1,50}{2} \right) \approx 1,095m$$

$$V_{cd} = 900 \times 1,35 \times 1,095 \approx 1329,84kN$$

Como $V_{sd} < V_{cd}$, a segurança em relação ao esforço transversal está assegurada pelo betão, sendo a armadura transversal necessária a mínima regulamentar.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,08 \times b_w}{100} = \frac{0,08 \times 1,35}{100} \times 10^4 = 10,80 \text{ cm}^2 \quad (\text{art.}^\circ 94 \text{ do R.E.B.A.P.})$$

– Secção “Base da Estaca”

Combinação – Acção variável de base: Força de atrito (modelo 3 considerando a liquefacção dos solos)

$$V_{sd,2} = -2440,65 \text{ kN}$$

$$V_{sd,3} = -281,20 \text{ kN}$$

$$|V_{sd}| = 2456,80 \text{ kN}$$

De acordo com o art.º 53.2 do R.E.B.A.P., o valor de V_{cd} deve ser determinado da seguinte forma:

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot b_w \cdot d_{eq}$$

Como a secção do pilar – estaca é circular de diâmetro ϕ 1,50m, foi necessário determinar as suas características geométricas equivalentes, com base na bibliografia de Carla Marchão e Júlio Appleton – “Estruturas de Betão I, folhas de apoio às aulas, Módulo 2 – Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos”.

$$b_w = 0,90\phi_{pilar} = 0,90 \times 1,50 = 1,35 \text{ m}$$

$$d_{eq} = 0,45\phi_{pilar} + 0,64\left(d - \frac{\phi_{pilar}}{2}\right) = 0,45 \times 1,50 + 0,64 \times \left(1,393 - \frac{1,50}{2}\right) \approx 1,087 \text{ m}$$

$$V_{cd} = 900 \times 1,35 \times 1,087 \approx 1320,12 \text{ kN}$$

Como $V_{sd} > V_{cd}$, foi necessário determinar a armadura transversal resistente, tendo-se baseado no art.º 53 do R.E.B.A.P. e como tal,

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} = 2456,80 - 1320,12 = 1136,67;$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd}} = \frac{1136,67}{0,9 \times 1,087 \times 435 \times 10^3} \times 10^4 = 26,72 \text{ cm}^2$$

Após várias verificações e de acordo com todos os resultados obtidos, verificou-se que os pilares - estaca só necessitam de armadura transversal resistente nos últimos 3,00m de estaca, apenas para a eventual ocorrência de liquefacção do terreno, sendo a restante armadura transversal necessária, a mínima regulamentar. As armaduras transversais a adoptar neste grupo de pilares - estaca encontram-se apresentadas nos desenhos Pilares – betão armado.

B. Grupo II – Pilares P3 a P12

– Secção “Base do Fuste”

Combinação – Acção variável de base: sismo – combinação 2 (modelo 2 considerando a não liquefacção dos solos)

$$V_{sd,3} = 474,62 \text{ kN}$$

De acordo com o art.º 53.2 do R.E.B.A.P., o valor de V_{cd} deve ser determinado da seguinte forma:

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot b_w \cdot d_{eq}$$

Como a secção do pilar – estaca é circular de diâmetro ϕ 1,50m, foi necessário determinar as suas características geométricas equivalentes, com base na bibliografia de Carla Marchão e Júlio Appleton – “Estruturas de Betão I, folhas de apoio às aulas, Módulo 2 – Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos”.

$$b_w = 0,90 \phi_{pilar} = 0,90 \times 1,50 = 1,35 \text{ m}$$

$$d_{eq} = 0,45 \phi_{pilar} + 0,64 \left(d - \frac{\phi_{pilar}}{2} \right) = 0,45 \times 1,50 + 0,64 \times \left(1,406 - \frac{1,50}{2} \right) \approx 1,095 \text{ m}$$

$$V_{cd} = 900 \times 1,35 \times 1,095 \approx 1329,84 \text{ kN}$$

Como $V_{sd} < V_{cd}$, a segurança em relação ao esforço transversal está assegurada pelo betão, sendo a armadura transversal a mínima regulamentar.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,08 \times b_w}{100} = \frac{0,08 \times 1,35}{100} \times 10^4 = 10,80 \text{ cm}^2 \quad (\text{art.}^\circ 94 \text{ do R.E.B.A.P.})$$

– Secção “Base da Estaca”

Combinação – Acção variável de base: Força de atrito (modelo 3 considerando a liquefacção dos solos)

$$V_{sd,2} = -2853,06 \text{ kN}$$

$$V_{sd,3} = -622,76 \text{ kN}$$

$$|V_{sd}| = 2920,24 \text{ kN}$$

De acordo com o art.º 53.2 do R.E.B.A.P., o valor de V_{cd} deve ser determinado da seguinte forma:

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot b_w \cdot d_{eq}$$

Como a secção do pilar – estaca é circular de diâmetro ϕ 1,50m, foi necessário determinar as suas características geométricas equivalentes, com base na bibliografia de Carla Marchão e Júlio Appleton – “Estruturas de Betão I, folhas de apoio às aulas, Módulo 2 – Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos”.

$$b_w = 0,90\phi_{pilar} = 0,90 \times 1,50 = 1,35 \text{ m}$$

$$d_{eq} = 0,45\phi_{pilar} + 0,64\left(d - \frac{\phi_{pilar}}{2}\right) = 0,45 \times 1,50 + 0,64 \times \left(1,393 - \frac{1,50}{2}\right) \approx 1,087 \text{ m}$$

$$V_{cd} = 900 \times 1,35 \times 1,087 \approx 1320,12 \text{ kN}$$

Como $V_{sd} > V_{cd}$, foi necessário determinar a armadura transversal resistente, tendo-se baseado no art.º 53 do R.E.B.A.P. e como tal,

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} = 2920,24 - 1320,12 = 1600,11;$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd}} = \frac{1600,11}{0,9 \times 1,087 \times 435 \times 10^3} \times 10^4 = 37,62 \text{ cm}^2$$

Após várias verificações e de acordo com todos os resultados obtidos, verificou-se que os pilares - estaca só necessitam de armadura transversal resistente nos últimos 3,00m de estaca, apenas para a eventual ocorrência de liquefacção do terreno, sendo a restante armadura transversal necessária, a mínima regulamentar. As armaduras transversais a adoptar neste grupo de pilares - estaca encontram-se apresentadas nos desenhos Pilares – betão armado.

3.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS PILARES - ESTACAS

Neste item serão efectuadas as verificações da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura e da resistência de ponta das estacas.

3.5.1. Verificação da Segurança em relação aos Estados Limites Últimos de Encurvadura

Para a verificação da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura, admitiu-se que a “base do fuste” estaria na primeira secção abaixo da superfície do terreno, tendo-se considerado o encastramento do pilar – estaca nessa mesma secção.

Esta verificação foi efectuada de acordo com o estipulado no Capítulo VIII do R.E.B.A.P., utilizando os esforços mais desfavoráveis obtidos na secção “base do fuste”, relativos à força de atrito e à acção sísmica.

Pelo art.º 59.1 do R.E.B.A.P., a esbelteza dos pilares de secção constante é definida, para cada direcção, pela seguinte expressão:

$$\lambda = L_0 / i \leq 70 \quad \text{a} \quad 80$$

Sendo,

L_0 - Comprimento efectivo de encurvadura na direcção considerada;

i - Raio de giração da secção transversal do pilar na direcção considerada.

Com base no art.º 61.4 do R.E.B.A.P., a verificação da segurança em relação à encurvadura pode ser dispensada nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

- 1) $\lambda \leq 35$ (admitindo estrutura de nós móveis);
- 2) $M_{sd}/N_{sd} \geq 3,5h$ para $\lambda \leq 70$;
- 3) $M_{sd}/N_{sd} \geq 3,5h \cdot \lambda/70$ para $\lambda > 70$;

Em que,

M_{sd} e N_{sd} - Momentos flectores e esforços normais actuantes;

h - Altura da secção transversal.

Sempre que não se verifique uma das condições anteriores, de acordo com o estipulado no art.º 61.2 do R.E.B.A.P., a verificação do estado limite último de encurvadura segundo uma dada direcção, deve ser efectuada considerando um acréscimo dos momentos flectores actuantes (M_{sd}) devido às excentricidades adicionais, da seguinte forma:

$$M'_{sd} = M_{sd} + N_{sd}(e_a + e_2 + e_c)$$

Sendo,

e_a - Excentricidade acidental;

e_2 - Excentricidade de 2ª ordem;

e_c - Excentricidade de fluência;

De acordo com o art.º 63 do R.E.B.A.P., as excentricidades adicionais são expressas da seguinte forma:

– Excentricidade acidental:

$$e_a = L_0/300 \geq 2cm$$

- Excentricidade de 2ª ordem:

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{L_0^2}{10}$$

Nos casos correntes, e de modo simplificado,

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \eta \quad \text{sendo} \quad \eta = \frac{0,4 f_{cd} A_c}{N_{sd}} \leq 1$$

Em que:

h - Altura da secção no plano de encurvadura considerado;

A_c - Área da secção transversal do pilar;

$f_{cd} = 23,3MPa$ - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

- Excentricidade de fluência:

$$e_c = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \left[\exp \left(\frac{\varphi_c(t_\infty, t_0) N_{sg}}{N_E - N_{sg}} \right) - 1 \right]$$

Em que:

M_{sg} e N_{sg} - Esforços devidos às acções com carácter de permanência (que provocam fluência), não afectados pelo coeficiente γ_f ;

e_a - Excentricidade acidental;

$\varphi_c(t_\infty, t_0)$ - Coeficiente de fluência, que tomou o valor 2,5;

N_E - Carga crítica de Euler, definida por $10E_c I_c / L_0^2$, em que $E_c = 33,5GPa$ é o módulo de elasticidade do betão da classe B40 e I_c é o momento de inércia da secção transversal do pilar, na direcção considerada e referido à área de betão.

No entanto, esta excentricidade será desprezada nos casos em que se verifique uma das seguintes expressões, conforme o exposto no art.º 63.4 do R.E.B.A.P.:

$$1) \quad \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 2,0h$$

$$2) \quad \lambda \leq 70$$

A verificação da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$\left(\frac{M'_{sd,x}}{M_{rd,x}} \right)^\alpha + \left(\frac{M'_{sd,y}}{M_{rd,y}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (\alpha = 2 - \text{Secções Circulares})$$

Seguidamente, apresenta-se a situação mais desfavorável dos 2 grupos de pilares – estaca (P11.2), sendo a acção variável de base a Força de atrito, proveniente dos aparelhos de apoio.

Análise Longitudinal:

$$\lambda_x = L_{0x} / i = 14,94 / 0,375 = 40$$

$$N_{sd} = -8694,93kN$$

$$N_{p.p.} = -4721,26kN$$

$$N_{R.C.P.} = -589,46kN$$

$$N_{p.e.} = -8,14kN$$

$$M_{sdx} = 6253,29kN.m$$

$$\lambda_x < 70 \Rightarrow M_{sdx} / N_{sd} = 0,72m < 3,5h = 5,25$$

Não dispensada a verificação da segurança em relação à encurvadura, de acordo com o art.º 63 do R.E.B.A.P., calcularam-se as excentricidades adicionais:

– *Excentricidade accidental:*

$$e_a = L_0 / 300 = 14,94 / 300 = 0,05m \geq 2cm$$

– *Excentricidade de 2ª ordem:*

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{L_0^2}{10} = 0,003 \times \frac{14,94^2}{10} = 0,074m$$

Sendo de um modo simplificado,

$$\eta = \frac{0,4 f_{cd} A_c}{N_{sd}} = \frac{0,4 \times 23,3 \times 10^3 \times 1,767}{8694,93} = 1,89 > 1 \Rightarrow \eta_{adopt} = 1$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \quad \eta = \frac{5}{1,5} \times 10^{-3} = 0,003$$

- *Excentricidade de fluência:*

$$\lambda_x \leq 70 \Rightarrow e_c = 0,00$$

Momento flector actuante acrescido das excentricidades adicionais:

$$M'_{sdx} = M_{sdx} + N_{sd}(e_a + e_2 + e_c) = 6253,29 + 8694,93 \times (0,05 + 0,074 + 0,00) = 7333,21kN.m$$

Momento flector resistente:

- *Utilizando o ábaco de Flexão composta - Esforço Normal / Momento Flector*

$$A_{S,adopt} = 157,12cm^2$$

$$\omega = 0,17$$

$$\nu = 0,21$$

$$\mu = 0,109 \Rightarrow M_{Rdx0} = 6732,03kN.m$$

Análise Transversal:

$$\lambda_y = L_{0y}/i = 29,88/0,375 = 80$$

$$N_{sd} = -8694,93kN$$

$$N_{P.P.} = -4721,26kN$$

$$N_{R.C.P.} = -589,46kN$$

$$N_{P.E.} = -8,14kN$$

$$M_{sdy} = 1097,06kN.m$$

$$\lambda_y > 70 \Rightarrow \frac{M_{sdy}}{N_{sd}} = 0,13m < 3,5h \cdot \frac{\lambda_y}{70} = 5,98$$

Não dispensada a verificação da segurança em relação à encurvadura, de acordo com o art.º 63 do R.E.B.A.P., calcularam-se as excentricidades adicionais:

- *Excentricidade accidental:*

$$e_a = L_0/300 = 29,88/300 = 0,10m \geq 2cm$$

- *Excentricidade de 2ª ordem:*

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{L_0^2}{10} = 0,003 \times \frac{29,88^2}{10} = 0,298m$$

Sendo de um modo simplificado,

$$\eta = \frac{0,4 f_{cd} A_c}{N_{sd}} = \frac{0,4 \times 23,3 \times 10^3 \times 1,767}{8694,93} = 1,89 > 1 \Rightarrow \eta_{adopt} = 1$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \eta = \frac{5}{1,5} \times 10^{-3} = 0,003$$

- *Excentricidade de fluência:*

$$e_c = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \left[\exp \left(\frac{\varphi_c(t_\infty, t_0) N_{sg}}{N_E - N_{sg}} \right) - 1 \right]$$

Sendo,

$$N_E = 10 E_c I_c / L_0^2 = 10 \times 33,5 \times 10^6 \times 0,249 / 29,88^2 = 93243,50 kN$$

$$N_{sg} = N_{P.P.} + N_{R.C.P.} + N_{P.E.} = 4721,26 + 589,46 + 8,14 = 5318,86 kN$$

$$e_c = 0,10 \left[\exp \left(\frac{2,5 \times 5318,86}{93243,50 - 5318,86} \right) - 1 \right] = 0,016 m$$

Momento flector actuante acrescido das excentricidades adicionais:

$$M'_{sdy} = M_{sdy} + N_{sd} (e_a + e_2 + e_c) = 1097,06 + 8694,93 \times (0,10 + 0,298 + 0,016) = 4692,12 kN.m$$

Momento flector resistente:

- *Utilizando o ábaco de Flexão composta - Esforço Normal / Momento Flector*

$$A_{S,adopt} = 157,12 cm^2$$

$$\omega = 0,17$$

$$\nu = 0,21$$

$$\mu = 0,109 \Rightarrow M_{Rdy0} = 6732,03 kN.m$$

A verificação da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura:

$$\left(\frac{M'_{sd,x}}{M_{rd,x}} \right)^2 + \left(\frac{M'_{sd,y}}{M_{rd,y}} \right)^2 \approx 1$$

De acordo com os resultados obtidos, também apresentados nos anexos de cálculo, está verificada a segurança em relação aos estados limites últimos de encurvadura.

3.5.2. Verificação da Resistência de Ponta das Estacas

Como já referido anteriormente e de acordo com o relatório geotécnico, todos os pilares possuem fundações indirectas por estacas moldadas de betão armado, devido ao terreno de fundação possuir insuficiente capacidade resistente.

De forma a limitar as deformações axiais das fundações, correspondentes à combinação mais desfavorável, a tensão máxima admissível na ponta das estacas não deverá ultrapassar os 6 MPa (tensão admissível do terreno).

A tensão de ponta de cada estaca é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{ponta} = \sigma_{comp.máx} = \frac{N_{sd,máx}}{A_{estaca}}$$

Sendo,

A_{estaca} - Área da secção transversal da estaca de diâmetro ϕ 1,50m;

$N_{sd,máx}$ - Máximo esforço axial actuante na base da estaca, resultante da combinação rara de acções, para um ambiente muito agressivo;

A tensão máxima de serviço das estacas (C35/45) é dada por:

$$\sigma_{c.máx} = \frac{0,85 f_{cd}}{1,5} = 13,20 MPa$$

Seguidamente, apresentam-se as situações mais desfavoráveis para cada grupo de pilares – estaca:

A. Grupo I – Pilares P1; P2; P13 e P14

Acção variável de base: SCU+SCL

$$N_{sd,máx} = (N_{PP} + N_{RCP} + N_{PE}) + N_{SCU+SCL} + 0,5N_{VDT}$$

$$N_{sd,máx} = -5013,57 - 586,95 - 11,27 - 1586,46 + 0,5 \times (-6,10) = -7201,30 kN$$

$$\sigma_{ponta} = \sigma_{comp.máx} = \frac{-7201,30}{1,767} \times 10^{-3} = -4,08 MPa$$

B. Grupo II – Pilares P3 a P12

Acção variável de base: SCU+SCL

$$N_{sd,máx} = (N_{PP} + N_{RCP} + N_{PE}) + N_{SCU+SCL} + 0,5N_{VDT}$$

$$N_{sd,máx} = -5281,89 - 589,46 - 8,14 - 1585,86 + 0,5 \times (-1,42) = -7466,06kN$$

$$\sigma_{ponta} = \sigma_{comp.máx} = \frac{-7466,06}{1,767} \times 10^{-3} = -4,22MPa$$

De acordo com todos os resultados obtidos, apresentados também nos anexos de cálculo, está verificada a resistência de ponta das estacas, uma vez que as tensões de ponta são sempre inferiores à tensão máxima admissível do terreno.

Em relação à compressão máxima das estacas, a sua segurança também está garantida, visto que a tensão máxima actuante é menor que a tensão máxima de serviço.

4. APARELHOS DE APOIO

Os aparelhos de apoio previstos para os pilares e encontros serão do tipo “pot bearings” de deslizamento unidireccional, fixos na transversal. Estes aparelhos nos pilares centrais, P7 e P8, serão materializados através de ferrolhos fusíveis, o que amarrará a estrutura do tabuleiro.

As características a adoptar para os aparelhos de apoio deve satisfazer os requisitos mínimos, designadamente cargas e deslocamentos.

4.1. ESFORÇOS ACTUANTES

Seguidamente, apresentam-se as combinações dos esforços verticais e horizontais de cada acção variável de base, que serviram para o dimensionamento dos aparelhos de apoio. Estes esforços foram retirados no topo de todos os apoios e nos 3 modelos estudados, tendo-se adoptado para o dimensionamento dos aparelhos de apoio as situações mais condicionantes (máxima e mínima).

4.1.1. Forças Verticais

– Pilares:

$$N_{sd,máx} = (N_{PP} + N_{RCP} + N_{PE}) + N_{SCU+SCL} + N_{VDT}$$

– Encontros:

$$N_{sd,máx} / Ap.apoio = (N_{PP} + N_{RCP} + N_{PE}) + N_{VT} + N_{VDT}$$

4.1.2. Forças Transversais

– Encontros + Pilares:

Acção variável de base: Vento (W)

$$V_{sd,máx} / Ap.apoio = V_{c+s}^{(+)} + V_{fren.}^{(+)} + V_w^{(+)} + V_{VUT}^{(+)}$$

$$V_{sd,min} / Ap.apoio = V_{c+s}^{(-)} + V_{fren.}^{(-)} + V_w^{(-)} + V_{VUT}^{(-)}$$

Acção variável de base: Sismo (E)

$$V_{sd,máx} / Ap.apoio = V_{c+s}^{(+)} + V_E^{(+)} + V_{VUT}^{(+)}$$

$$V_{sd,min} / Ap.apoio = V_{c+s}^{(-)} + V_E^{(-)} + V_{VUT}^{(-)}$$

4.2. DESLOCAMENTOS

Os deslocamentos longitudinais, que serviram de base para o dimensionamento dos aparelhos de apoio, também foram retirados no topo de todos os apoios e nos 3 modelos.

Para o dimensionamento destes aparelhos, utilizaram-se as seguintes expressões, adoptando a situação mais desfavorável.

– Encontros + Pilares:

Acção variável de base: Sismo (E)

$$\delta_{máx}^{(+)} = \delta_{c+s}^{(+)} + \delta_E^{(+)} + \delta_{VUT}^{(+)}$$

$$\delta_{máx}^{(-)} = \delta_{c+s}^{(-)} + \delta_E^{(-)} + \delta_{VUT}^{(-)}$$

Acção variável de base: Vento (W)

$$\delta_{máx}^{(+)} = \delta_{c+s}^{(+)} + \delta_W^{(+)} + \delta_{VUT}^{(+)} + \delta_{fren}^{(+)}$$

$$\delta_{máx}^{(-)} = \delta_{c+s}^{(-)} + \delta_W^{(-)} + \delta_{VUT}^{(-)} + \delta_{fren}^{(-)}$$

4.3. APARELHOS DE APOIO A ADOPTAR

As características dos aparelhos de apoio a adoptar possuem sempre valores superiores aos obtidos, de forma a ter em consideração a sua difícil substituição.

No seguinte quadro, apresentam-se as características previstas a adoptar para cada aparelho de apoio.

Apoios	F_V (kN)	F_T (kN)	δ_L (mm)	θ (rad)
Pilares	6250	350	±300	0,002
Encontros	900	400	±300	0,003

Os ferrolhos fusíveis que materializam os aparelhos de apoio nos pilares centrais deverão ter, no mínimo, a capacidade de suportar uma força longitudinal de 400kN.

Nos encontros, o tabuleiro é apoiado sobre 4 aparelhos de apoio, 2 por nervura, tendo cada um, as características acima apresentadas.

5. JUNTAS DE DILATAÇÃO

As juntas de dilatação são peças destinadas a absorver os movimentos provenientes das variações de temperatura, efeitos diferidos e outros deslocamentos a que a estrutura estará sujeita, servindo como elemento de transição entre tabuleiro e encontro. Para o seu dimensionamento foram determinados os deslocamentos que estas irão suportar, utilizando as seguintes expressões.

Acção variável de base: Sismo (E)

$$\delta_{máx}^{(+)} = \delta_{c+s}^{(+)} + \delta_E^{(+)} + \delta_{VUT}^{(+)}$$

$$\delta_{máx}^{(-)} = \delta_{c+s}^{(-)} + \delta_E^{(-)} + \delta_{VUT}^{(-)}$$

Acção variável de base: Vento (W)

$$\delta_{máx}^{(+)} = \delta_{c+s}^{(+)} + \delta_W^{(+)} + \delta_{VUT}^{(+)} + \delta_{fren}^{(+)}$$

$$\delta_{máx}^{(-)} = \delta_{c+s}^{(-)} + \delta_W^{(-)} + \delta_{VUT}^{(-)} + \delta_{fren}^{(-)}$$

Com base na situação mais desfavorável, serão adoptadas para esta Obra de Arte juntas de dilatação com capacidade de suportar deslocamentos da ordem dos $\pm 300\text{mm}$. Visto que estes elementos estruturais apenas se encontram junto aos encontros, devido ao tabuleiro estar todo apoiado sobre os pilares e encontros, as suas dimensões serão significativas.

CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objectivo a elaboração de um projecto de execução de um Viaduto que se destina atravessar um Sapal e os Ramais de Caminhos de Ferro da SAPEC e da EDP.

Este viaduto foi modulado de acordo com as várias condicionantes existentes na sua envolvente, bem como com os condicionamentos previstos nas normas da REFER, existindo um viés diferenciado entre os apoios na zona que atravessa as 4 vias férreas e um acesso rodoviário, que foi adoptado por questões estéticas e económicas.

De acordo com o relatório geotécnico, o terreno de fundação apresenta insuficiente capacidade resistente, e como tal, foram adoptados para todos os apoios intermédios, fundações indirectas por estacas moldadas.

O terreno de fundação ao ser do tipo arenoso, no cálculo deste viaduto, considerou-se a hipótese da eventual ocorrência de liquefacção do terreno, que venha a surgir durante um sismo, sendo relevante no dimensionamento dos pilares – estaca.

Para o cálculo desta Obra de Arte, foram elaborados modelos tridimensionais, no programa de cálculo SAP2000, que simulam a estrutura na totalidade, permitindo estudar o comportamento estrutural deste viaduto pela quantificação das acções regulamentares a que vai estar sujeito. Com base nos resultados, foi também verificada a segurança de acordo com os Regulamentos Nacionais.

Para o dimensionamento dos pilares – estaca foi necessário elaborar 3 modelos de cálculo de forma a analisar todas as situações a que estes apoios poderão estar sujeitos, nomeadamente, o antes e após a rotura dos ferrolhos fusíveis e a possibilidade da ocorrência de liquefacção dos solos. É de referir, que os modelos cálculo 1 e 2 estudados, para além de acções estáticas foram ainda submetidos a acções dinâmicas para avaliar os efeitos da acção sísmica, utilizando os espectros de resposta do RSA.

De acordo com todos os resultados obtidos, verificou-se que os modelos elaborados são adequados para análise desta Obra de Arte, tendo-se também verificado que para estruturas deste tipo, a acção sísmica mais desfavorável é a do tipo 2.

A grande extensão deste viaduto obriga que a sua construção seja feita por fases, sendo o tabuleiro construído tramo a tramo e betonado “in situ” sobre cimbres ao solo, e nas zonas dos caminhos de ferro sobre torres metálicas. No entanto, visto que o terreno de fundação não apresenta boas condições de resistência, estes equipamentos serão apoiados sobre plataformas cravadas por estacas de madeira. Apesar das condições geotécnicas não serem as melhores, considerou-se que este

seria o processo construtivo mais adequado para este viaduto, devido a apresentar uma rasante de altura moderada, uma curva e um viés diferenciado entre determinados apoios.

Relativamente ao trabalho desenvolvido neste estágio, trata-se de um projecto desafiante e de grande complexidade, que devido a apresentar uma grande extensão e vários condicionamentos, leva a um grau de dificuldade considerável.

Com a realização deste projecto de execução foi possível consolidar e por em prática alguns dos conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico e permitiu também interagir com os vários elementos da empresa, adquirindo outros conhecimentos essenciais para a realização de trabalhos futuros, a desenvolver na vida profissional.

BIBLIOGRAFIA

- I. BOWLES, Joseph E. (1997). “*Foundation Analysis and Design (Fourth edition)*”. McGraw-Hill;
- II. EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: “*Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1.1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*”;
- III. EN 1998-1 Eurocódigo 8: “*Projecto de Estruturas em Zonas sísmicas - Parte 1: Regras Gerais, acção sísmica e regras para Edifício*”;
- IV. LIMA, J’Darga e; MONTEIRO, Vitor; MUN, Mary (2004). “*Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão (REBAP - 83)*”, LNEC;
- V. MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio (2008). “*Módulo 1 - Pré-Esforço*”, Estruturas de Betão II, IST;
- VI. MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio (2009). “*Módulo 2 - Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos de Elementos com Esforço Axial Desprezável*”, Estruturas de Betão I, IST;
- VII. NP – EN 206 - 1 (2007): “*Betão – Parte1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*”;
- VIII. *Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.E.E.P.)*;
- IX. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P.)*.

ANEXOS
