

## **RESUMO**

O presente relatório tem como objectivo descrever o trabalho desenvolvido ao longo de um estágio realizado na empresa Professor Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas durante o período de Março de 2009 a Maio de 2010.

Este documento refere-se ao Projecto de Execução da Ponte e Viaduto sobre o Rio Nabão a construir no I.C.3 - E.N.110, lanço correspondente à variante de Tomar, e destina-se a vencer o Rio Nabão e a baixa aluvionar a ele associada.

A ponte é constituída por dois tabuleiros, um por faixa de rodagem, tendo cada uma duas vias no mesmo sentido. Cada tabuleiro apresenta uma secção transversal de largura 13,25m e desenvolve-se ao longo de 27 vãos, 25 vãos intermédios de 32 metros e dois vãos extremos de 26 metros, com um comprimento total de 852 m.

Trata-se de dois tabuleiros contínuos em toda a sua extensão, apoiados nos encontros e pilares sobre aparelhos móveis unidireccionais, aferrolhados por meio de elementos fusíveis aos dois grupos de pilares centrais, P13 e P14. Os encontros possuem aparelhos amortecedores e de travamento para deslocamentos bruscos horizontais, como por exemplo provocados por um sismo. Este Projecto está em conformidade com os regulamentos e normas de Projecto de Construção de Pontes são eles, o R.E.B.A.P., R.S.A., Eurocódigo 2 e Eurocódigo 8.

### **Palavras-chave:**

Ponte e viaduto, obra de Arte, tabuleiro, pilares, estruturas, fundações, betão armado, pré – esforço, etc.

## **ABSTRACT**

The aim of this report is to describe the work developed in the internship held in the company *Professor Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas* between March 2009 and May 2010.

This document refers to the Project for the Implementation of the Bridge and Viaduct over the River Nabão to be built on the I.C.3 – E.N.110 which will correspond to a variant of Tomar that will overcome the Nabão River and its low alluvial.

The bridge consists of two boards, one per traffic lane each having two traffic lines in the same direction. Each board has a transversal section measuring 13,25 meters in width developed along 27 spans, 25 intermediate spans with 32 meters and the 2 extreme spans of 26 meters, with a total length of 852 meters.

These are two continuous boards in all its extension supported on piers and abutments on one-way bearing movement devices bolted by fusible elements to the two groups of the central piers, P13 and P14. The abutments have shock absorbers and locking devices for sudden horizontal displacements like those caused by an earthquake. This project is in compliance with the regulations and standards of Bridges Construction Project (Projecto de Construção de Pontes), namely R.E.B.A.P., R.S.A., Eurocode 2 and Eurocode 8.

**Keywords:**

Bridge and viaduct, work of art, board, piers, structures, foundations, reinforced concrete, prestress, etc.

<b>ÍNDICE PEÇAS ESCRITAS</b>	<b>Pág.</b>
INTRODUÇÃO	6
MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	7
1. Introdução	8
2. Elementos base dos estudos	8
2.1. Condicionamentos rodoviários	8
2.1.1. Perfis transversais	8
2.1.2. Planta e perfil longitudinal	9
2.2. Condicionamentos geotécnicos/ambientais	9
2.3. Condicionamentos hidráulicos	10
2.4. Condicionamentos regulamentares	10
2.4.1. Gabarit	10
2.4.2. Classe da obra de arte	10
3. Descrição da solução apresentada	10
3.1. Tabuleiro	10
3.1.1 Processo construtivo	11
3.2. Pilares	11
3.3. Encontros	12
3.4. Diversos	13
4. Peças Desenhadas	13
CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	15
1. Introdução	16
2. Superestrutura	17
2.1. Consolas	17
2.1.1. Acções	17
2.1.1.1. Carga permanente	18
2.1.1.2. Restante carga permanente	18
2.1.1.3. Sobrecargas rodoviárias	19
2.1.2. Esforços	20
2.1.3 Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Resistência	20
2.1.3.1. Devido à Flexão	20
2.1.3.1.1. Consola 1	20
2.1.3.1.2. Consola 2	21
2.1.3.2. Devido a esforço transverso	21
2.1.3.2.1. Consola 1	21
2.1.3.2.2. Consola 2	22

2.1.4. Verificação da segurança ao Estado Limite de Utilização	22
2.1.4.1. Consola 1	22
2.1.4.2. Consola 2	23
2.2. Laje intermédia	23
2.2.1 Acções	23
2.2.1.1. Carga permanente	24
2.2.1.2. Restante carga permanente	24
2.2.1.3. Sobrecargas rodoviárias	24
2.2.2. Esforços	25
2.2.3. Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Resistência	25
2.2.3.1. Devido à Flexão	25
2.2.3.2. Devido a esforço transverso	26
2.2.4. Verificação da segurança ao Estado Limite de Utilização	26
2.3. Verificação do tabuleiro	27
2.3.1. Características geométricas das secções	28
2.3.1.1. Tabuleiro	28
2.3.1.2. Pilares	28
2.3.1.3. Estacas	29
2.3.2. Acções	30
2.3.2.1. Nervura 1	30
2.3.2.1.1. Peso próprio	30
2.3.2.1.2. Restante carga permanente	30
2.3.2.1.3. Sobrecargas rodoviárias	30
2.3.2.2. Nervura 2	31
2.3.2.2.1. Peso próprio	31
2.3.2.2.2. Restante carga permanente	31
2.3.2.2.3. Sobrecargas rodoviárias	31
2.3.2.3. Pré – Esforço	32
2.3.2.4. Variações de temperatura	43
2.3.3. Esforços	43
2.3.3.1. Esforços de Flexão	43
2.3.3.2. Esforços Transversos e Momentos Torsões	44
2.3.4. Verificação da segurança aos Estados Limites de Utilização	45
2.3.4.1. Introdução	45
2.3.4.2. Verificação do Estado Limite de Descompressão	46
2.3.4.3. Verificação do Estado Limite de Largura de fendas	47
2.3.4.4. Verificação da Tensão Máxima de Compressão	50

2.3.5. Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Resistência	51
2.3.5.1. Esforços de Flexão	51
2.3.5.2. Esforço de Torsão associado a esforço transverso	54
3. Pilares	58
3.1. Introdução	58
3.2. Acções	59
3.2.1. Cargas permanentes	59
3.2.2. Sobrecargas rodoviárias	59
3.2.2.1. Veículo – tipo	59
3.2.2.2. Sobrecargas uniforme e linearmente distribuídas	59
3.2.2.3. Força de frenagem	60
3.2.2.4. Força centrífuga	60
3.2.3. Variações da temperatura e efeitos diferidos	61
3.2.4. Forças de atrito provenientes dos aparelhos de apoio	61
3.2.5. Vento	61
3.2.6. Sismo	63
3.3. Esforços	64
3.3.1. Coeficientes de segurança e valores reduzidos	64
3.3.1.1. Acções permanentes	64
3.3.1.2. Acções variáveis	64
3.3.2. Combinações de esforços	64
3.4. Dimensionamento	66
3.4.1. Esforços de flexão	66
3.4.2. Esforços transversos	68
3.5. Verificação da segurança ao Estado Limite de Encurvadura	71
4. Maciço de encabeçamento de estacas	77
4.1. Cálculo do Esforço Axial na cabeça das estacas	78
4.2. Dimensionamento	79
5. Estacas	82
5.1. Combinações de esforços	83
5.2. Dimensionamento	83
5.2.1. Esforços de flexão	83
5.2.2. Esforços transversos	86
5.3. Verificação da tensão de ponta das estacas	87
6. Aparelhos de apoio	90
6.1. Esforços	90
6.1.1. Cargas verticais	90

6.1.2. Cargas horizontais transversais	90
6.2. Deslocamentos	91
6.3. Aparelhos de apoio a adoptar	91
7. Juntas de dilatação	92
CONCLUSÕES	93
BIBLIOGRAFIA	94
ANEXOS	95

## **INTRODUÇÃO**

O presente relatório refere-se ao desenvolvimento de um estágio do Projecto de Execução na empresa Professor Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas durante o período de Março de 2009 a Maio de 2010.

A realização deste estágio foi conseguida através da inserção numa equipa de trabalho e de uma interajuda que permitiu a abordagem de diversas metodologias de cálculo nas diferentes fases do projecto.

Assim, a concepção deste trabalho foi efectuada com base em importantes aspectos, são eles:

- Avaliação de acções que actuam na estrutura;
- Conhecimento do ambiente geológico- geotécnico na zona de implantação da obra de arte;
- Identificação de condicionamentos gerais a que teve de obedecer o Projecto;
- Uso de métodos simplificados de pré - dimensionamento da superestrutura e elementos estruturais de apoio;
- Uso de Programa de Cálculo Automático SAP2000 para determinação de esforços, deformações na superestrutura intergrando no seu cálculo os efeitos diferidos, bem como para pilares e fundações.

É de salientar que, neste trabalho não foi efectuada o dimensionamento dos encontros, mas sim a caracterização de alguns aspectos condicionantes referentes ao mesmo.

Finalmente, o projecto foi realizado segundo a aplicação de regulamentos de projecto de construção de pontes são eles o REBAP, RSAEEP e Eurocodigos 2 e 8.

**MEMÓRIA DESCRITIVA  
E JUSTIFICATIVA**

---

---

## **1. INTRODUÇÃO**

O presente trabalho refere-se ao Projecto de Execução da Ponte e Viaduto sobre o Rio Nabão a construir no I.C.3-E.N.110, lanço correspondente à variante de Tomar, e destina-se a vencer o Rio Nabão e a baixa aluvionar a ele associada.

A ponte é constituída por dois tabuleiros, um por faixa de rodagem, tendo cada uma duas vias no mesmo sentido. O viaduto desenvolve-se entre os kms 13 + 851,038 e 14 + 703,038, com um comprimento total medido entre eixos de apoio dos encontros de 852 m.

Sucintamente, trata-se de dois tabuleiros contínuos em toda a sua extensão, nos 852 m, apoiados nos encontros e pilares sobre aparelhos móveis unidireccionais, aferrolhados por meio de elementos fusíveis aos dois grupos de pilares centrais, P13 e P14, possuindo nos encontros aparelhos amortecedores e de travamento para deslocamentos bruscos horizontais, como por exemplo provocados por um sismo.

## **2. ELEMENTOS BASE DOS ESTUDOS**

No dimensionamento da obra de arte, teve-se em conta condicionamentos gerais, sejam rodoviários, geológicos/geotécnicos, ambientais e regulamentares.

### **2.1. Condicionamentos rodoviários**

No local de implantação da obra de arte não existem vias intersectadas, pelo que não existem condicionamentos desta natureza.

Esta obra obedeceu ao traçado rodoviário previsto, quer na direcção longitudinal, directriz e rasante e ainda em perfil transversal, acrescidos das dimensões correspondentes a passeios e bordaduras no caso do perfil transversal.

#### **2.1.1. Perfis transversais**

As dimensões características dos perfis transversais do viaduto, tiveram por base as do traçado, adicionadas das correspondentes larguras destinadas aos passadiços e bordaduras.

Considerou-se ainda uma junta central de 0,04 m que separa os dois tabuleiros, ao longo de toda a extensão da obra. Esta junta inclui-se no separador central, constituído por dois meios "New – Jersey" de 0,30 m cada.

Assim o perfil transversal tipo a considerar na totalidade da extensão do tabuleiro Noroeste e Sudeste foi o seguinte:

Faixa de rodagem.....	2 x 7,50 = .....	= 15,00m
New Jersey.....	2 x 0,30 =.....	= 0,60 m
Berma exterior.....	2 x 3,25 = .....	= 6,50 m
Berma interior.....	2 x 1,00 = .....	= 2,00 m
Passeios.....	2 x 1,00 =.....	= 2,00 m
Bordaduras.....	2 x 0,20 =.....	= <u>0,40 m</u>
TOTAL		26,50 m

Cada tabuleiro possui assim uma largura total de 13,25 m incluindo a junta central de 0,02 m.

### **2.1.2. Planta e perfil longitudinal**

Em planta, o início do viaduto, ao Km 13 + 851,038, insere-se numa curva direita de raio  $R = 1500$  atravessando o Rio Nabão, seguindo-se de um alinhamento recto até ao Km 14 + 703,038.

Em perfil longitudinal, o início do viaduto insere-se num trainel de 0,65 %, seguindo-se de uma concordância côncava de 40000 m e finalmente um trainel de 0,5 %.

### **2.2. Condicionamentos geotécnicos/ambientais**

Esta obra de arte atravessa um curso do rio Nabão e uma baixa aluvionar a ele associada.

A definição das cotas de fundação da Obra de Arte teve por base o Estudo Geotécnico realizado para o efeito que se apresenta em volume próprio. O estudo em questão consistiu na realização de sondagens próximas dos eixos de apoios. Assim, ficou perfeitamente evidente o panorama geológico em toda a extensão da obra, já que foram encontradas camadas de solos de fraca capacidade de suporte de espessura variável entre os 2,5 m e os 5,5 m a que se segue uma outra camada relativamente dura com SPT elevados na ordem das 60 pancadas. Por outro lado, e visto que o nível freático se situa entre os 1,5 m e os 3,5 m de profundidade e os solos com aptidão

para fundação serem de origem areno-siltosa correspondentes à profundidade de 5,5 m, então optou-se pela realização de fundações indirectas por meio de estacas.

### **2.3. Condicionamentos hidráulicos**

O Rio Nabão na zona de atravessamento possui um leito bem definido, estando envolvido num vale amplo, constituindo uma várzea. Uma vez que o viaduto se desenvolve numa extensão de 852 m, distando dos encontros de uma centena de metros, não existe estrangulamento da secção de vazão existente.

Face ao que foi dito anteriormente, considerou-se apenas necessário para vencer o atravessamento do rio de um vão de 32 m com os pilares assentes sobre as margens.

### **2.4. Condicionamentos regulamentares**

#### **2.4.1. Gabarit**

Não existe nem se prevê qualquer disposição particular e específica no sentido de garantir um gabarit mínimo.

#### **2.4.2. Classe da Obra de Arte**

A obra foi considerada da Classe I sendo as acções, suas combinações e restantes condicionamentos regulamentares aplicáveis as estipuladas pelo R.S.A.E.E.P..

## **3. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO APRESENTADA**

### **3.1. Tabuleiro**

A superestrutura da ponte é constituída por dois tabuleiros, na directriz, com um comprimento total entre eixos de apoio extremos de 852,00 m com a seguinte modelação de vãos:

$$26,00 + (25 \times 32,00) + 26,00 = 852,00m$$

Cada tabuleiro possui uma secção transversal, cada uma constituída por duas nervuras solidarizadas por uma laje intermédia prolongando-se para fora por meio de uma consola de

inércia variável. As nervuras são de inércia constante, apresentando uma altura de 1,40 m e uma largura de 1,50 m.

As nervuras do tabuleiro são pré – esforçadas longitudinalmente, sendo que transversalmente são armadas somente com armaduras passivas.

### **3.1.1 Processo construtivo**

O processo construtivo de ambos os tabuleiros será de tramo a tramo, betonado “in situ”, sobre cimbres ao solo, com recurso a torres metálicas aquando a travessia da várzea do Rio Nabão.

O tabuleiro será construído por fases, sendo que a primeira corresponderá ao tramo central, compreendido entres os pilares P13 e P14, acrescentando mais um 1/5 de vão para cada lado. As fases seguintes irão progredindo em direcção a ambos os encontros, acrescentando sempre 1/5 de vão.

Para a construção do tabuleiro, a colocação das armaduras passivas e activas e sua betonagem, estão previstas num total de 14 fases.

### **3.2. Pilares**

Os pilares terão uma secção transversal circular com  $\varnothing 1,30$  m, existindo um por cada eixo de apoio de cada tabuleiro.

Devido à extensão do tabuleiro da ponte, todos os apoios sobre os pilares serão móveis unidireccionais, sendo fixos transversalmente, ficando a superestrutura presa aos pilares centrais, 13 e 14, localizados a meia distância entre os encontros E1 e E2.

As fixações nos pilares centrais suportam as forças provocadas pelos deslocamentos devido à variação da temperatura, retracção, frenagem entre outros, sendo materializados por meio de ferrolhos fusíveis.

Ultrapassadas estas forças, corrigidas por um acréscimo de segurança de 1,5, os ferrolhos destes pilares rompem, e a ponte terá um comportamento móvel sobre todos os pilares.

Perante uma acção que dê origem à rotura desses ferrolhos, como seja a acção sísmica, haverá que prender os tabuleiros, primeiramente, não de forma rígida, mas sim de forma a amortecer a energia originada, por meio de aparelhos especiais para absorção de esforços rápidos funcionando em conjunto com blocos de neoprene.

Os pilares terão fundações indirectas por estacas: Os maciços de fundação terão dimensões em planta de 5,20 m x 3,00 m com 2,00 m de altura e assentam cada um deles em 2 estacas com Ø1,20 m.

### **3.3. Encontros**

Ambos os encontros são elementos bastante robustos, para poderem absorver a totalidade das forças devidas a um sismo. Estes são formados por corpos do tipo perdido, constituídos por dois montantes encimados pela viga de estribo onde apoia o tabuleiro.

Estão apoiados sobre aparelhos móveis unidireccionais, sendo fixos transversalmente. Dispõem ainda de amortecedores de deslocamentos horizontais e de travamento provenientes da acção do sismo.

Assim, projectaram-se estes aparelhos para os encontros com as seguintes características:

- Aparelhos de apoio móveis guiados que permitem deslocamentos longitudinais na ordem de  $\pm 450$  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 que se segue:
  - Permite 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/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 são de duplo efeito, isto é, terão um 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.

A simulação destes aparelhos conseguiu-se através da introdução de uma mola em cada nervura, com rigidez  $k = 20000$  kN/m, na direcção do eixo da obra de arte.

### **3.4. Diversos**

Os passadiços terão no seu interior furos destinados à passagem de cabos e de fibras ópticas e serão limitados no interior pelo lancis que os separam da faixa de rodagem e no exterior pela viga de bordadura nas quais estão fixadas as guardas metálicas.

A ponte está dotada de equipamentos como New Jersey, esgotos, caixas de visita, vigas de bordadura, guardas metálicas, perfis de segurança, juntas de dilatação.

Segundo as Normas EN206, a Classe de exposição de ambiental para o tabuleiro é XD1 e para os pilares e fundações é XD3. Assim, o principal material utilizado foi o C35/45 (B40) na execução do tabuleiro, pilares, fundações e encontros, o varão de aço A500NR na execução das armaduras passivas e o aço duro de alta resistência 1710/1860 nas armaduras activas do tabuleiro.

## **4. PEÇAS DESENHADAS**

Seguidamente, apresenta-se a lista dos desenhos que compõem o estudo, devidamente numerados e identificados.

<b>Desenho nº</b>	<b>Título</b>
Des. 0	Esboço Corográfico
Des. 1	Planta de Implantação e Perfil Longitudinal
Des. 2	Conjunto 1
Des. 3	Conjunto 2
Des. 4	Conjunto 3
Des. 5	Conjunto 4
Des. 6	Conjunto 5
Des. 7	Dimensionamento Geral 1
Des. 8	Dimensionamento Geral 2
Des. 9	Dimensionamento Geral 3
Des. 10	Dimensionamento Geral 4
Des. 11	Dimensionamento Geral 5
Des. 12	Pilares e Tabuleiro - Secções Transversais
Des. 13	Tabuleiro - Dimensionamento - Altimetria e Secções Transversais 1
Des. 14	Tabuleiro - Dimensionamento - Altimetria e Secções Transversais 2

Des. 15	Tabuleiro - Dimensionamento - Altimetria e Secções Transversais 3
Des. 16	Pilares P3 – P7; P11 - P16; P20 e P21; P23 e P24 - Betão Armado 1
Des. 17	Pilares P25 e P22 - Betão Armado 2
Des. 18	Pilares P1 e P2; P8 – P10; P17 – P19; P25 e P26 - Betão Armado 3
Des. 19	Tabuleiro - Secções Transversais - Betão Armado
Des. 20	Tabuleiro - Faseamento - Corte Longitudinal - Betão Armado 1
Des. 21	Tabuleiro - Faseamento - Corte Longitudinal - Betão Armado 2
Des. 22	Tabuleiro - Faseamento - Corte Longitudinal - Betão Armado 3
Des. 23	Tabuleiro - Faseamento - Corte Longitudinal - Betão Armado 4
Des. 24	Tabuleiro - Faseamento - Corte Longitudinal - Betão Armado 5
Des. 25	Tabuleiro - Faseamento - Corte Longitudinal - Betão Armado 6
Des. 26	Tabuleiro - Faseamento - Corte Longitudinal - Betão Armado 7
Des. 27	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 1
Des. 28	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 2
Des. 29	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 3
Des. 30	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 4
Des. 31	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 5
Des. 32	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 6
Des. 33	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 7
Des. 34	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 8
Des. 35	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 9
Des. 36	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 10
Des. 37	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 11
Des. 38	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 12
Des. 39	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 13
Des. 40	Tabuleiro - Faseamento e Traçado de Pré - Esforço - Fase 14
Des. 41	Pormenores 1
Des. 42	Pormenores 2
Des. 43	Pormenores 3 – Drenagem Pormenores

## **CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS**

---

## 1. INTRODUÇÃO

Os cálculos apresentados referem-se ao Projecto de Execução da Ponte e Viaduto sobre o Rio Nabão a construir no I.C.3-E.N.110, lanço correspondente à variante de Tomar.

A solução estrutural deste Projecto consiste em dois tabuleiros de 27 vãos, apoiados sobre os pilares e encontros.

A distribuição dos vãos é a seguinte:  $26,00 + (25 \times 32,00) + 26,00 = 852,00m$

Devido à extensão do tabuleiro da ponte, todos os apoios sobre os pilares e encontros serão móveis unidireccionais permitindo um deslocamento livre na direcção longitudinal, sendo fixos na direcção transversal. A estrutura fica amarrada aos dois grupos de pilares centrais P13 e P14. As fixações nestes pilares são efectuadas por meio de ferrolhos e suportam as forças provocadas pelos deslocamentos derivados à temperatura, retracção, frenagem, entre outros.

A secção transversal de cada tabuleiro tem uma largura total de 13,25 m, sendo constituída por duas nervuras trapezoidais, solidarizadas por uma laje intermédia, prolongando-se para ambos os lados por meio de consolas de inércia variável.

A altura das nervuras é constante e igual a 1,40 m, sendo a largura inferior de cada nervura de 1,50 m alargando para cima 0,25 m de cada lado.

As consolas medem 2,50 m sendo a sua espessura de 0,20 m no topo e de 0,35 m nas nascenças. A laje intermédia é também de inércia variável, apresentando uma espessura de 0,20 m a meio vão e de 0,40 m junto às nervuras.

O tabuleiro é de betão armado, pré - esforçado na direcção longitudinal.

Os pilares são elementos verticais de secção circular de diâmetro 1,30 m, por nervura, centrados no seu eixo, ligados por apoios móveis ao tabuleiro ou por elementos fusíveis ( pilares P13 e P14 ) e estão assentes em maciços de encabeçamento de estacas de dimensões em planta de 5,20 m x 3,00 m e com altura de 2,00 m, tendo as estacas uma altura de 8,00 m.

Os encontros são do tipo perdido, de grande porte, e constituídos por elementos de parede espessa tipo “gigante”. Estes apresentam dois aparelhos móveis unidireccionais por nervura, com deslocamento livre na direcção longitudinal.

Devido ao terreno de fundação possuir insuficiente capacidade resistente, os encontros serão fundados por fundações indirectas por estacas moldadas “in situ”.

Devido à extensão da obra, esta será feita por fases, tendo-se estudado as duas nervuras em simultâneo, tanto para as armaduras activas como passivas.

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

Para tal os aparelhos unidireccionais possuam um sistema de travamento provisório segundo a direcção longitudinal, ajustável aos movimentos que as estruturas irão ganhando durante a construção.

O principal material utilizado foi o C35/45 ( B40 ) na execução do tabuleiro, pilares, fundações e encontros, o varão de aço A500NR na execução das armaduras passivas e o Aço duro de alta resistência 1710/1860 nas armaduras activas do tabuleiro.

Os cálculos foram efectuados por via analítica, com recurso a um programa da autoria do Eng.º Manuel Vasques. As consolas, laje intermédia, pilares e tabuleiro foram calculados com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000. Os dois primeiros foram calculados com base em modelos de elementos finitos shell e os restantes em elementos finitos de barra.

Por último, e com base nos esforços obtidos na base dos pilares, foram dimensionados os maciços e estacas e efectuadas as verificações necessárias.

## **2. SUPERESTRUTURA**

### **2.1. Consolas**

Como já se disse, as consolas são constituídas por lajes de inércia variável com uma espessura que varia de 0,20 m e de 0,35 m juntos às nervuras, apresentando um vão de 2,50 m.

O cálculo dos esforços foi efectuado através de um modelo de elementos finitos, tendo em conta a variação de inércia.

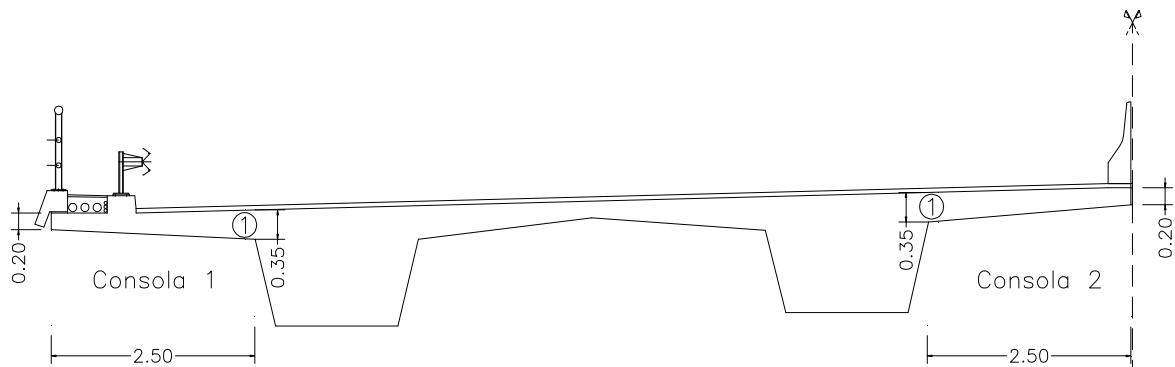
#### **2.1.1. Acções**

De seguida, serão apresentados três esquemas elucidativos das três acções a considerar nestes elementos, são elas a carga permanente, a restante carga permanente e as sobrecargas regulamentares.

O vão teórico considerado para a consola é igual a:  $L + \frac{d}{2} = 2,50 + \frac{0,35}{2} = 2,68m$

### 2.1.1.1. Carga permanente

ESQUEMA 1



1 - Peso próprio

Topo exterior

$$= 0,20 \times 25$$

$$= 5,00 \text{ kN/m}^2$$

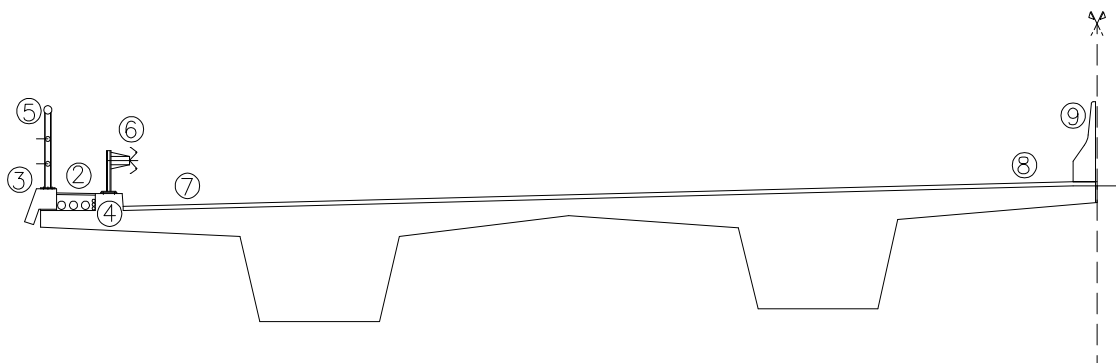
Secção de encastramento

$$= 0,35 \times 25$$

$$= 8,75 \text{ kN/m}^2$$

### 2.1.1.2. Restante carga permanente

ESQUEMA 2



2 – Passeio

$$= 24 \times 0,003 + 24 \times 0,09 + 25 \times 0,01$$

$$= 2,48 \text{ kN/m}$$

3 - Viga de bordadura

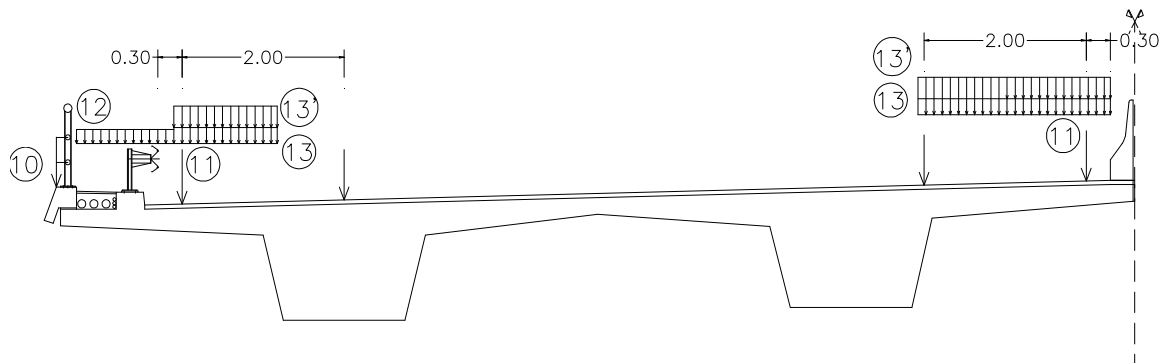
$$= 25 \times 0,095$$

$$= 2,38 \text{ kN/m}$$

4 - Lancil	
= $25 \times 0,070$	= 1,74 kN/m
5 - Guarda corpos	= 1,00 kN/m
6 - Guarda de segurança	= 1,00 kN/m
7 - Revestimento betuminoso	
= $24 \times 0,05$	= 1,20 kN/m <sup>2</sup>
8 - Revestimento betuminoso	
= $24 \times 0,05$	= 1,20 kN/m <sup>2</sup>
9 - New Jersey	
= $\frac{4,5}{0,30}$	= 15,00 kN/m

### 2.1.1.3. Sobrecargas rodoviárias

ESQUEMA 3



10 - Carga concentrada sobre o passeio	= 20,00 kNm
11 - Veículo – Tipo	
· Veículo de três rodas afastados de 1,50 m;	
· Distância entre rodas de 2,00 m;	
· Superfície de apoio de cada roda 0,20 x 0,60 m <sup>2</sup> ;	
· Carga por eixo de 200 kN.	
12 - Sobrecarga uniformemente distribuída sobre o passeio	= 3,00 kN/m <sup>2</sup>

13 - Sobrecarga uniformemente distribuída	= 4,00 kN/m <sup>2</sup>
13' - Sobrecarga linearmente distribuída	= 50,00 kN/m

### 2.1.2. Esforços

Os esforços considerados no dimensionamento encontram-se em Anexo de Cálculos, sendo relativos às acções mencionadas.

### 2.1.3. Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Resistência

#### 2.1.3.1. Devido à Flexão

##### 2.1.3.1.1. Consola 1

#### A. Secção de encastramento

##### · Combinação – Acção Variável Base – Veículo Tipo

$M_{sd} = 1,35 \times (\text{Peso próprio} + \text{Restante Carga Permanente}) + 1,5 \times (\text{Veículo Tipo} + 0,6 \times \text{sobrecarga concentrada no passeio})$

$$M_{sd} = 1,35 \times (-22,01 - 19,66) + 1,5 \times (-70,71 + 0,6 \times -12,16) = -173,26 \text{ kNmm}^{-1}$$

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

$$= ((0,12 \times 1,00 \times 0,292)/100) \times 10^4 = 3,50 \text{ cm}^2$$

Por outro lado, e recorrendo às Tabelas de Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão ( R.E.B.A.P. 83 ), optou-se por  $A_s$  superior=  $\varnothing 16//0.10$  e  $A_s$  inferior=  $\varnothing 12//0.10$ .

De seguida recorreu-se ao Programa de Cálculo da autoria do Eng.º Manuel Vasques, que através da introdução de dados relativos às características da secção apresenta os valores do Momento Resistente máximo e mínimo, respectivamente,  $M_{rd_{\max}} = 141,50 \text{ kNmm}^{-1}$  e  $M_{rd_{\min}} = -234,60 \text{ kNmm}^{-1}$ .

Assim, como  $M_{rd_{\min}} \ll M_{sd} \ll M_{rd_{\max}}$ , está verificada a segurança relativa ao E.L.U. de Flexão.

### 2.1.3.1.2. Consola 2

#### A. Secção de encastramento

· Combinação – Acção Variável Base – Veículo Tipo

$M_{sd} = 1,35 \times (\text{Peso próprio} + \text{Restante Carga Permanente}) + 1,5 \times \text{Veículo Tipo}$

$$M_{sd} = 1,35 \times (-23,11 - 15,64) + 1,5 \times -107,12 = -212,99 \text{ kNmm}^{-1}$$

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

$$= (( 0,12 \times 1,00 \times 0,292) / 100 ) \times 10^4 = 3,50 \text{ cm}^2$$

Por outro lado, e recorrendo às Tabelas de Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão ( R.E.B.A.P. 83 ), optou-se por  $A_s$  superior= Ø16//0.10 e  $A_s$  inferior= Ø12//0.10.

De seguida recorreu-se ao Programa de Cálculo da autoria do Eng.º Manuel Vasques, que através da introdução de dados relativos às características da secção dá o valor do Momento Resistente máximo e mínimo, respectivamente,  $M_{rd_{máx}} = 141,50 \text{ kNmm}^{-1}$  e  $M_{rd_{mín}} = -234,60 \text{ kNmm}^{-1}$ .

Assim, como  $M_{rd_{mín}} \ll M_{sd} \ll M_{rd_{máx}}$ , está verificada a segurança relativa ao E.L.U. de Flexão.

### 2.1.3.2. Devido a esforço transversal

#### 2.1.3.2.1. Consola 1

#### A. Secção de encastramento

· Combinação – Acção Variável Base – Sobrecarga Uniformemente distribuída + linear

$V_{sd} = 1,35 \times (\text{Peso Próprio} + \text{Restante Carga Permanente}) + 1,5 \times (\text{sobrecarga uniformemente distribuída} + \text{linear}) + 1,5 \times 0,6 \times \text{sobrecarga concentrada no passeio}$

$$V_{sd} = 1,35 \times (17,45 + 10,27) + 1,5 \times (10,99 + 79,36) + 1,5 \times 0,6 \times 7,19 = 179,41 \text{ kN/m}$$

De acordo com o Art. 53.º do R.E.B.A.P.,  $V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \times 0,6 \times (1,6 - d) = 0,9 \times 1 \times 0,29 \times 0,6 \times (1,6 - 0,29) = 207,34 \text{ kN/m}$ .

Como  $V_{sd} < V_{cd}$ , então fica dispensado o cálculo das armaduras de esforço transverso.

### **2.1.3.2.2. Consola 2**

#### **A. Secção de encastramento**

· Combinação – Acção Variável Base – Sobrecarga Uniformemente distribuída + linear

$V_{sd} = 1,35 \times (\text{Peso Próprio} + \text{Restante Carga Permanente}) + 1,5 \times (\text{sobrecarga uniformemente distribuída} + \text{linear})$

$$V_{sd} = 1,35 \times (17,99 + 7,57) + 1,5 \times (9,12 + 92,76) = 187,33 \text{ kN/m}$$

De acordo com o Art. 53.º do R.E.B.A.P.,  $V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \times 0,6 \times (1,6 - d) = 0,9 \times 1 \times 0,29 \times 0,6 \times (1,6 - 0,29) = 207,34 \text{ kN/m}$

Como  $V_{sd} < V_{cd}$ , então fica dispensado o cálculo das armaduras de esforço transverso.

### **2.1.4. Verificação da segurança ao Estado Limite de Utilização**

#### **2.1.4.1. Consola 1**

De acordo com o Art. 68.º do R.E.B.A.P. - Quadro VIII, o Estado Limite de Fendilhação a considerar para as armaduras ordinárias é a Largura de Fendas. Uma vez que o ambiente em estudo é moderadamente agressivo, considera-se para o cálculo a combinação frequente de acções e portanto uma largura de fenda máxima de 0,2 mm.

Os valores dos Momentos de fendilhação máximo e mínimo, respectivamente,  $M_{fend_{m\acute{a}x}} = 67,30 \text{ kNmm}^{-1}$  e  $M_{fend_{m\acute{i}n}} = -68,50 \text{ kNmm}^{-1}$  foram obtidos através do Programa de cálculo do Eng.º Manuel Vasques.

· Combinação – Acção Variável Base – Veículo – Tipo

$M_{freq} = (\text{Peso Próprio} + \text{Restante Carga Permanente}) + 0,4 \times \text{veículo Tipo} + 0,6 \times \text{carga concentrada no passeio}$

$$M_{freq} = -22,01 - 19,66 - 0,4 \times 70,71 - 0,6 \times 12,16 = -72,39 \text{ kNmm}^{-1}$$

Valor médio da largura de fendas = 0,048 mm;

Valor característico da largura de fendas = 0,082 mm;

Distancia média entre fendas = 12,96 cm.

#### **2.1.4.2. Consola 2**

De acordo com o Art. 68.º do R.E.B.A.P. - Quadro VIII, o Estado Limite de Fendilhação a considerar para as armaduras ordinárias é a Largura de Fendas. Uma vez que o ambiente em estudo é moderadamente agressivo, considera-se para o cálculo a combinação frequente de acções e portanto uma largura de fendas máxima de 0,2 mm.

Os valores do Momentos de fendilhação máximo e mínimo, respectivamente,  $M_{fend_{máx}} = 69,40 \text{ kNm}^{-1}$  e  $M_{fend_{mín}} = -70,20 \text{ kNm}^{-1}$  foram obtidos através do Programa de cálculo do Eng.º Manuel Vasques.

#### · Combinação – Acção Variável Base – Veículo – Tipo

$M_{freq} = \text{Peso Próprio} + \text{Restante Carga Permanente} + 0,4 \times \text{veículo Tipo}$

$M_{freq} = -23,11 - 15,64 - 0,4 \times 107,12 = -81,60 \text{ kNm}$

Valor médio da largura de fendas = 0,048 mm;

Valor característico da largura de fendas = 0,082 mm;

Distancia média entre fendas = 12,96 cm.

## **2.2. LAJE INTERMÉDIA**

Tal como ja foi referido anteriormente, a laje intermédia é de inércia variável, apresentando uma espessura de 0,20 m a meio vão e de 0,40 m junto às nervuras.

O cálculo de esforços foi efectuado por meio de um modelo de elementos finitos no programa de cálculo automático SAP2000.

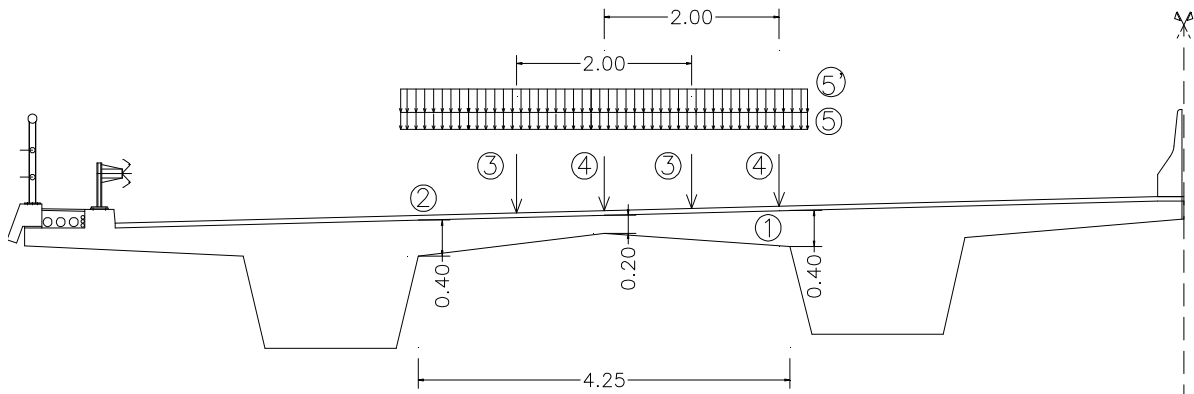
### **2.2.1. Acções**

De seguida, será apresentado um esquema que contem as três acções a considerar neste elemento de laje, são elas a carga permanente, a restante carga permanente e as sobrecargas regulamentares.

O vão teórico considerado para a consola é igual a:  $L + 2\frac{d}{2} = 4,25 + 2\frac{0,40}{2} = 4,65m$

### 2.2.1.1. Carga permanente

ESQUEMA 4



1 - Peso próprio

*Secção a meio vão*

$$= 0,20 \times 25$$

$$= 5,00 \text{ kN/m}^2$$

*Secção de encastramento*

$$= 0,40 \times 25$$

$$= 10,00 \text{ kN/m}^2$$

### 2.2.1.2 Restante carga permanente

2 – Revestimento betuminoso

$$= 0,05 \times 24$$

$$= 1,20 \text{ kN/m}^2$$

### 2.2.1.3. Sobrecargas rodoviárias

3/4 – Veículo - Tipo

- Veículo de três rodas afastados de 1,50 m;
- Distância entre rodas de 2,00 m ;
- Superfície de apoio de cada roda 0,20 x 0,60 m<sup>2</sup>;
- Carga por eixo de 200 kN;

*Posição 3* – veículo com eixo centrado na laje intermédia;

*Posição 4* – veículo com roda centrada na laje intermédia;

5 - Sobrecarga uniformemente distribuída	= 4,00 kN/m <sup>2</sup>
5' - Sobrecarga linearmente distribuída	= 50,00 kN/m

### 2.2.2. Esforços

Os esforços considerados no dimensionamento encontram-se em Anexo de Cálculos, sendo relativos às acções mencionadas.

### 2.2.3. Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Resistência

#### 2.2.3.1. Devido à Flexão

##### A. Secção de encastramento

· Combinação – Acção Variável Base – Veículo Tipo

$Msd = 1,35 \times (\text{Peso próprio} + \text{Restante Carga Permanente}) + 1,5 \times \text{Veículo Tipo}$

$$Msd = 1,35 \times (-15,34 - 12,66) + 1,5 \times (-86,69) = -154,34 \text{ kNmm}^{-1}$$

A armadura mínima prevista, de acordo com o Art. 104.º do R.E.B.A.P. é igual a:

$$= ((0,12 \times 100 \times 0,342) / 100) \times 10^4 = 4,10 \text{ cm}^2$$

Por outro lado, e recorrendo às Tabelas de Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão (R.E.B.A.P. 83), optou-se por  $A_S$  superior = Ø12//0.10 e  $A_S$  inferior = Ø12//0.10.

De seguida recorreu-se ao Programa de Cálculo da autoria do Eng.º Manuel Vasques, que através da introdução de dados relativos às características da secção dá o valor do Momento Resistente máximo e mínimo, respectivamente,  $Mrd_{\text{máx}} = 163,10 \text{ kNmm}^{-1}$  e  $Mrd_{\text{min}} = -163,10 \text{ kNmm}^{-1}$ .

Assim, como  $Mrd_{\text{min}} \ll Msd \ll Mrd_{\text{máx}}$ , está verificada a segurança relativa ao E.L.U. de Flexão.

##### B. Secção de meio vão

· Combinação – Acção Variável Base – Veículo Tipo

$Msd = 1,35 \times (\text{Peso próprio} + \text{Restante Carga Permanente}) + 1,5 \times \text{Veículo Tipo}$

$$Msd = 1,35 \times ( 1,35 + 0,61 ) + 1,5 \times ( 36,02 ) = 59,19 \text{ kNmm}^{-1}$$

A armadura mínima ( Art. 104.º do R.E.B.A.P. ):  
 $= (( 0,12 \times 1,00 \times 0,142 ) / 100 ) \times 10^4 = 1,70 \text{ cm}^2$

Por outro lado, e recorrendo às Tabelas de Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão ( R.E.B.A.P. 83 ), optou-se por  $A_s$  superior =  $\varnothing 12 // 0,10$  e  $A_s$  inferior =  $\varnothing 12 // 0,10$ .

De seguida recorreu-se ao Programa de Cálculo da autoria do Eng.º Manuel Vasques, que através da introdução de dados relativos às características da secção dá o valor do Momento Resistente máximo e mínimo, respectivamente,  $Mrd_{m\acute{a}x} = 69,90 \text{ kNmm}^{-1}$  e  $Mrd_{m\acute{i}n} = -69,90 \text{ kNmm}^{-1}$ .

Assim, como  $Mrd_{m\acute{i}n} \ll Msd \ll Mrd_{m\acute{a}x}$ , está verificada a segurança relativa ao E.L.U. de Flexão.

### **2.2.3.2. Devido a esforço transversal**

#### **A. Secção de encastramento**

##### · Combinação – Acção Variável Base – Veículo - Tipo

$$Vsd = 1,35 \times ( \text{Peso Próprio} + \text{Restante Carga Permanente} ) + 1,5 \times \text{Veículo tipo}$$
$$Vsd = 1,35 \times ( 16,33 + 2,59 ) + 1,5 \times ( 125,50 ) = 213,79 \text{ kN/m}$$

De acordo com o Art. 53 do R.E.B.A.P.,  $Vcd = \tau_1 \times b_w \times d \times 0,6 \times ( 1,6 - d ) = 0,9 \times 1 \times 0,34 \times 0,6 \times ( 1,6 - 0,29 ) = 233,31 \text{ kN/m}$

Como  $Vsd < Vcd$ , então fica dispensado o cálculo das armaduras de esforço transversal.

### **2.2.4. Verificação da segurança ao Estado Limite de Utilização**

De acordo com o Art. 68.º do R.E.B.A.P. - Quadro VIII, o Estado Limite de Fendilhação a considerar para as armaduras ordinárias é a Largura de Fendas. Uma vez que o ambiente em estudo é moderadamente agressivo, considera-se para o cálculo a combinação frequente de acções e portanto uma largura de fenda máxima de 0,2 mm.

### **A. Secção de encastramento**

O valor do Momento de fendilhação máximo e mínimo  $M_{fend_{máx}} = 87,00 \text{ kNmm}^{-1}$  e  $M_{fend_{min}} = -87,00 \text{ kNmm}^{-1}$  foram obtidos através do Programa de cálculo do Eng.º Manuel Vasques.

· Combinação – Acção Variável Base – Veículo – Tipo

$M_{freq} = \text{Peso Próprio} + \text{Restante Carga Permanente} + 0,4 \times \text{veículo Tipo}$

$$M_{freq} = -15,34 - 2,66 - 0,4 \times 86,69 = -52,68 \text{ kNmm}^{-1}$$

### **B. Secção de meio vão**

O valor do Momento de fendilhação máximo e mínimo  $M_{fend_{máx}} = 21,50 \text{ kNmm}^{-1}$  e  $M_{fend_{min}} = -21,50 \text{ kNmm}^{-1}$  foram obtidos através do Programa de cálculo do Eng.º Manuel Vasques.

· Combinação – Acção Variável Base – Veículo – Tipo

$M_{freq} = \text{Peso Próprio} + \text{Restante Carga Permanente} + 0,4 \times \text{veículo Tipo}$

$$M_{freq} = +3,21 + 0,61 + 0,4 \times 36,02 = 18,23 \text{ kNmm}^{-1}$$

## **2.3. VERIFICAÇÃO DO TABULEIRO**

O tabuleiro foi calculado recorrendo ao Programa de cálculo automático SAP2000, a partir da simulação de dois modelos tridimensionais em elementos barra.

Os modelos foram conseguidos através de dois eixos rígidos correspondentes às duas nervuras de secção trapezoidal e de espessura constante, sendo estas ligadas por barras fictícias ( sem massa ). Os apoios das nervuras sobre os pilares e encontros foram também simulados, tendo-se libertadas as restrições correspondentes aos deslocamentos nas direcções que se pretendia. Todos os pilares são livres na direcção longitudinal e fixos transversalmente, excepto os pilares centrais P13 e P14 que são fixos em ambas as direcções.

Seguidamente, apresentam-se os elementos de cálculo, a saber, as características das secções e as acções consideradas, bem como os quadros de esforços de flexão, esforço transversal e de torção e respectivas verificações efectuadas a partir do programa da autoria do Eng.º Manuel Vasques.

### 2.3.1. Características geométricas das secções

#### 2.3.1.1. Tabuleiro

A seguir serão apresentadas as características das secções referentes a um tabuleiro.

##### Nervura 1

$$A = 3,850 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 0,649 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 6,731 \text{ m}^4$$

$$v_i = 0,911 \text{ m}$$

$$v_s = 0,488 \text{ m}$$

##### Nervura 2

$$A = 3,877 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 0,658 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 6,886 \text{ m}^4$$

$$v_i = 0,915 \text{ m}$$

$$v_s = 0,487 \text{ m}$$

#### 2.3.1.2. Pilares

##### **A. Alturas de cálculo**

$$H_{p1} = 7,5562 + 0,1562 + 3,50 = 12,25 \text{ m}$$

$$H_{p2} = 7,6404 + 0,1562 + 3,50 = 12,33 \text{ m}$$

$$H_{p3} = 10,0441 + 0,1562 + 3,50 = 14,74 \text{ m}$$

$$H_{p4} = 10,2678 + 0,1562 + 3,50 = 14,96 \text{ m}$$

$$H_{p5} = 7,2079 + 0,1562 + 3,50 = 11,90 \text{ m}$$

$$H_{p6} = 9,1033 + 0,1562 + 3,50 = 13,79 \text{ m}$$

$$H_{p7} = 6,5635 + 0,1562 + 3,50 = 11,26 \text{ m}$$

$$H_{p8} = 6,1839 + 0,1562 + 3,50 = 10,88 \text{ m}$$

$$H_{p9} = 6,0081 + 0,1562 + 3,50 = 10,70 \text{ m}$$

$$H_{p10} = 5,7441 + 0,1562 + 3,50 = 10,44 \text{ m}$$

$$H_{p11} = 5,2664 + 0,1562 + 3,50 = 9,96 \text{ m}$$

$$H_{p12} = 4,8713 + 0,1562 + 3,50 = 9,56 \text{ m}$$

$$H_{p13} = 4,6164 + 0,1562 + 3,50 = 9,31 \text{ m}$$

$$H_{p14} = 4,8973 + 0,1562 + 3,50 = 9,59 \text{ m}$$

$$H_{p15} = 5,5332 + 0,1562 + 3,50 = 10,22 \text{ m}$$

$$H_{p16} = 5,0143 + 0,1562 + 3,50 = 9,71 \text{ m}$$

$$H_{p17} = 4,594 + 0,1562 + 3,50 = 9,29 \text{ m}$$

$$H_{p18} = 4,4144 + 0,1562 + 3,50 = 9,11 \text{ m}$$

$$H_{p19} = 4,4847 + 0,1562 + 3,50 = 9,18 \text{ m}$$

$$H_{p20} = 4,5076 + 0,1562 + 3,50 = 9,20 \text{ m}$$

$$H_{p21} = 4,4783 + 0,1562 + 3,50 = 9,17 \text{ m}$$

$$H_{p22} = 5,023 + 0,1562 + 3,50 = 9,71 \text{ m}$$

$$H_{p23} = 5,5932 + 0,1562 + 3,50 = 10,28 \text{ m}$$

$$H_{p24} = 6,0772 + 0,1562 + 3,50 = 10,77 \text{ m}$$

$$H_{p25} = 6,1516 + 0,1562 + 3,50 = 10,84 \text{ m}$$

$$H_{p26} = 6,1414 + 0,1562 + 3,50 = 10,83 \text{ m}$$

## B. Secções

Todos os pilares são de secção circular e de  $\varnothing = 1,30 \text{ m}$ .

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = 1,327 \text{ m}^2$$

$$I_y = I_z = \frac{\pi d^4}{64} = 0,140 \text{ m}^4$$

$$I_x = 0,8x \frac{\pi d^2}{32} = 0,224 \text{ m}^4$$

### 2.3.1.3. Estacas

#### A. Secções

Todas as estacas são de secção circular e de  $\varnothing = 1,20 \text{ m}$ .

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = 1,131 \text{ m}^2$$

$$I_y = I_z = \frac{\pi d^4}{64} = 0,102 \text{ m}^4$$

$$I_x = 0,8x \frac{\pi d^2}{32} = 0,163 \text{ m}^4$$

### 2.3.2. Acções

As acções que a seguir se apresentam referem-se a um tabuleiro e a ambas as nervuras.

#### 2.3.2.1. Nervura 1

##### 2.3.2.1.1. Peso próprio

$$= 3,850 \times 25 = 96,25 \text{ kN/m}$$

##### 2.3.2.1.2. Restante carga permanente

Passeios

$$0,003 \times 24 + 0,0903 \times 24 + 0,098 \times 25 = 2,48 \text{ kN/m}$$

Lancil

$$= 0,070 \times 25 = 1,74 \text{ kN/m}$$

Guarda corpos

$$= 1,00 \text{ kN/m}$$

Guarda de segurança

$$= 1,00 \text{ kN/m}$$

Viga de bordadura

$$= 0,095 \times 25 = 2,38 \text{ kN/m}$$

Tapete betuminoso

$$= 0,05 \times 5,588 \times 24 = \underline{6,71 \text{ kN/m}}$$

$$15,31 \text{ kN/m}$$

##### 2.3.2.1.3. Sobrecargas rodoviárias

#### A. Veículo Tipo

Segundo o Art. 41.º do R.S.A., considerou-se a ponte de Classe I.

**B. Sobrecarga uniforme e linearmente distribuída – Pontes de Classe I**

Sobrecarga uniformemente distribuída

$$= \frac{4 \times 13,25}{2} = 26,50 \text{ kN/m}$$

Sobrecarga linearmente distribuída

$$= 5,588 \times 50 = 279,33 \text{ kN}$$

**2.3.2.2. Nervura 2**

**2.3.2.2.1. Peso próprio**

$$= 3,877 \times 25 = 96,93 \text{ kN/m}$$

**2.3.2.1.2. Restante carga permanente**

New Jersey = 4,50 kN/m

Tapete betuminoso

$$= 0,05 \times 6,627 \times 24 = \underline{7,95 \text{ kN/m}}$$

12,45 kN/m

**2.3.2.1.3. Sobrecargas rodoviárias**

**A. Veículo Tipo**

Segundo o Art. 41.º do R.S.A, considerou-se a ponte de Classe I.

**B. Sobrecarga uniforme e linearmente distribuída – Pontes de Classe I**

Sobrecarga uniformemente distribuída

$$= \frac{4 \times 13,25}{2} = 26,50 \text{ kN/m}$$

A sobrecarga uniformemente distribuída foi considerada ao longo de toda a secção transversal do tabuleiro, incluindo o passeio, apenas por simplificação de cálculos.

Sobrecarga linearmente distribuída

$$= 6,627 \times 50$$

$$= 331,25 \text{ kN}$$

Para o dimensionamento do tabuleiro, a sobrecarga regulamentar a considerar é a predominante  $SC = \text{máx}[VT; SCU + SCL]$ .

### 2.3.2.3. Pré – Esforço

O pré-esforço foi contabilizado recorrendo ao conceito de cargas equivalentes.

Apresenta-se de seguida um resumo do cálculo do dimensionamento dos cabos de pré – esforço.

#### A. Traçado dos cabos

A directriz do traçado é constituída por trechos parabólicos, e foi conseguida de forma iterativa e respeitando as seguintes condições:

- O diagrama de momentos devido ao pré – esforço isostático tem um andamento semelhante ao diagrama de momentos das cargas permanentes;
- Restrições provenientes das dimensões das ancoragens em relação à secção transversal;
- Aproveitar a excentricidade máxima nas zonas de maiores momentos.

O traçado dos cabos contem diversos pontos notáveis, são eles os pontos de inicio e de fim de parábolas e pontos de inflexão. O pré – esforço que actua nas nervuras é assim constituído por vários cabos equivalentes contínuos e de reforço sobre os apoios com a configuração constante no desenho de pré – esforço.

#### B. Pré-dimensionamento do pré-esforço

Primeiramente, foi efectuado um pré-dimensionamento do pré-esforço por controlo das tensões no betão, e com base nas características da secção em estudo, seja a meio vão ou nos apoios:

$$\sigma = \frac{M_{qperm} \cdot v}{I_{xx}} - \frac{P_{\infty} \cdot v \cdot e}{I_{xx}} - \frac{P_{\infty}}{A} \leq 0 \Rightarrow P_{\infty} = \frac{M_{qperm}}{e + \left( \frac{I_{xx}}{v \cdot A} \right)}$$

$$p_{máx} = A_p \cdot x \sigma_{p,máx}$$

$A_p$  – Área da secção transversal da armadura de pré – esforço;

$\sigma_{p,máx}$  – Tensão máxima aplicada à armadura de pré – esforço, considerando  $\sigma_{p,máx} = 0,75 f_{puk}$

( Art. 36. ° R.E.B.A.P.);

$P_{máx}$  – Força máxima aplicada à armadura de pré – esforço;

### **C. Perdas de pré – esforço**

As forças instaladas nas armaduras de pré-esforço são variáveis ao longo dessas armaduras e variáveis no tempo. O cálculo dessas perdas foi efectuado com base no processo construtivo, e portanto calculadas para cada fase. Assim, foi possível ter uma melhor visão de como é feita a perda de tensão nos cabos ao longo do tempo e a sua influência nos cálculos.

As perdas dividem-se em dois grupos: perdas instantâneas que se processam antes e durante a aplicação do pré-esforço e perdas diferidas que se processam durante o tempo.

#### Perdas instantâneas

As perdas de tensão por atrito,  $\Delta\sigma_{p0,fr}$ , ao longo dos cabos foram determinadas pela aplicação da fórmula de Euler:

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

sendo que,

$\sigma$  – Tensão num determinado ponto;

$m$  – Factor de atrito considerado uma grandeza sempre positiva e constante ao longo do traçado da parábola;

$a$  – Parâmetro da parábola que deve ser sempre tomado com valor positivo;

$k$  – Desvio angular unitário que foi considerado igual a 0,001 rad/m;

$x$  – Distância da secção considerada à secção em que é aplicado o pré – esforço;

$\mu$  – Coeficiente de atrito cabo-bainha que foi considerado igual a 0,2.

As perdas devidas à deformação do betão,  $\Delta\sigma_{p0,e}$ , foram calculadas recorrendo ao Art. 38.2.º do R.E.B.A.P., e com base na seguinte fórmula:

$$\Delta\sigma_{p0,e}(x) = -\frac{1}{2} \frac{n-1}{n} \frac{E_p}{E_{c,j}} \sigma_c(x)$$

sendo que,

$E_p$  – Módulo de elasticidade da armadura de pré – esforço (  $E_p = 200$  Mpa );

$E_{c,j}$  – Módulo de elasticidade do betão com a idade que tem quando lhe são aplicadas as acções de pré – esforço e outras acções permanentes (  $E_{c,j} = 33,5$  Mpa );

$\sigma_c(x)$  – Tensão de compressão ( negativa ) no betão, na secção x, calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré – esforço, resultante do pré – esforço aplicado e de outras acções permanentes actuantes. É dada por:

$$\sigma_c(x) = \frac{M_{cp}e}{I} - \frac{p_0e^2}{I} - \frac{P_0}{A}$$

As perdas por reentradas das cunhas,  $\Delta\sigma_{p0,rc}$ , foram determinadas recorrendo à Bibliografia Carla Marchão e Júlio Appleton – “Estruturas de Betão II, folhas de apoio às aulas, Módulo 1 – Pré-Esforço”:

Este cálculo consiste em determinar o alcance  $\lambda$ , dado pela seguinte expressão:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\delta \cdot E_p}{\sigma}} \text{ com } \sigma = \frac{\sigma_0 - \sigma_x}{L}$$

em que :

$\lambda$  – Alcance (m) ;

$E_p$  – Módulo de elasticidade da armadura de pré – esforço (  $E_p = 200$  Mpa );

$\delta$  – Valor admitido para a reentrada, tendo-se adoptado igual a 0,005 m;

$\sigma_0$  e  $\sigma_x$  - Tensões inicial e final correspondentes a cada troço de parábola, calculadas a partir das perdas por atrito.

As fórmulas anteriores só podem ser usadas caso o alcance esteja contido na 1ª parábola. Caso contrário ter-se-á que recorrer a um processo iterativo e desta forma calcular um novo alcance.

O valor das perdas pode ser obtido considerando:  $\Delta\sigma = 2\sigma\lambda$

É importante referir que, para casos em que o alcance  $\lambda$  atinge a ancoragem passiva, por exemplo nos cabos de reforço, a tensão  $\sigma$  final é dada por:

$$\sigma = \sigma_0 - \sigma_0 \sum mL - \frac{E_p \delta}{\sum L}$$

Finalmente, o cálculo das perdas instantâneas pode ser então dado pela seguinte expressão:

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

que, tal como já foi dito anteriormente:

$\sigma_{p0,fr}$  – Perdas tensão por atrito;

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

$\sigma_{p0,rc}$  – Perdas tensão por reentrada das cunhas.

### Perdas diferidas

As perdas diferidas são de três tipo: perdas devidas à retracção do betão, devidas à fluência do betão e devidas à relaxação dos aços.

De seguida apresenta-se primeiro o cálculo de cada uma das perdas isoladamente e por fim tendo em conta a interacção entre elas.

As perdas devidas à retracção do betão,  $\Delta\sigma_{pt,s}$ , segundo o Art.42.º do R.E.B.A.P., podem ser obtidas com base na seguinte expressão:

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

Com:

$$\varepsilon_{cs}(t_1, t_0) = \varepsilon_{cso} [\beta_s(t_1) - \beta_0(t_0)]$$

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_{cs1} \eta$$

em que,

$E_{cs}(t)$  – Extensão de retracção desde o início até ao dia  $t$ ;

$\varepsilon_{cs0}$  – Valor de referência, que depende das condições higrométricas do ambiente, da consistência do betão fresco e da espessura fictícia do elemento;

$\beta_0(t_1), \beta_0(t_0)$  – Valores particulares da função  $\beta_s(t)$ , que exprime a variação do valor da retracção com a idade do betão, e que depende da espessura fictícia do elemento.

Recorrendo ao Anexo 1 – Retracção e Fluência do betão do R.E.B.A.P., determinou-se os coeficientes  $\varepsilon_{cs1}$  e  $\eta$ :

O valor da extensão  $\varepsilon_{cs1}$  depende da humidade relativa do ambiente, e considerando uma humidade de 70%,  $\varepsilon_{cs1} = -320 \times 10^{-6}$ .

O valor de  $\eta$  é função da espessura fictícia do elemento  $h_0$  que é calculado por:

$$h_0 = \lambda \frac{2A_c}{\mu}$$

$A_c$  – área da secção transversal do elemento;

$\mu$  – parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente;

$\lambda$  – coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente.

Considerou-se para o cálculo:

$$A_c = 3,85 \times 10^4 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 15,28 \times 10^2 \text{ cm}$$

$\lambda = 1,5$ , uma vez que se considera que o ambiente em estudo apresenta uma humidade relativa média (70%)

$$h_0 = 1,5 \left( \frac{2 \times 3,85 \times 10^4}{15,28 \times 10^2} \right) = 75,61 \text{ cm}, \text{ logo por interpolação obtém-se } \eta = 0,756.$$

$$\varepsilon_{cso} = -320 \times 10^{-6} \times 0,756 = -0,0002419$$

Pela Função  $\beta_s(t)$ :

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

$$\beta_s(14) = 0 \text{ (considerando a idade do betão 14 dias)}$$

Finalmente, a extensão devida à retracção é igual a:

$$\varepsilon_{cs}(\infty, 14) = -0,0002419 \times [1 - 0] = -0,0002419$$

As perdas devidas à fluência do betão  $\Delta\sigma_{pt,c}$ , segundo o Art. 42.º do R.E.B.A.P., são calculadas pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{pt,c} = \alpha\varphi(t, t_0) \left| \sigma_{c,QP} \right|$$

com:

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{200 \times 10^6}{33,5 \times 10^6} = 6$$

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

em que:

$\varphi(t, t_0)$  – Coeficiente de fluência entre o dia  $t$  e o dia  $t_0$ , o dia de aplicação do pré – esforço;  
 $\sigma_{c,CP}$  – Tensão no betão calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré – esforço e das cargas permanentes, incluindo a acção do pré – esforço.

A função  $\beta_a(t_0)$ , é quantificada da seguinte forma:

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \left( 1 - \frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_\infty}} \right) = 0,8 \left( 1 - \frac{0,85}{1,45} \right) = 0,33$$

sendo,

$f_{c,t0}$  – Tensão de rotura por compressão do betão na idade de carregamento ( $f_{c,14} = 0,85$  – Art. 15 .º R.E.B.A.P. )

$f_{c,100}$  – Tensão de rotura por compressão do betão a tempo infinito ( $f_{c,100} = 1,45$  – Art. 15 .º R.E.B.A.P. ).

O coeficiente  $\varphi_d$ , designado por coeficiente de elasticidade diferida, toma geralmente o valor de 0,4.

A função  $\beta_d ( t-t_0 )$ , é obtida pela figura I-3 do ponto 3.4.4 do Anexo 1 do R.E.B.A.P. sendo igual a  $\beta_a (\infty - 14) = 1$

O coeficiente  $\varphi_f$  designado coeficiente de plasticidade diferida, calcula-se por:

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \varphi_{f2} = 2,53$$

em que,

$\varphi_{f1} = 2,0$  ( Quadro I - III do Anexo I - R.E.B.A.P. );

$\varphi_{f2} = 1,27$  ( Quadro I - IV do Anexo - I R.E.B.A.P. ).

A função  $\beta_f ( t )$  é obtida pela figura I-4 do ponto 3.4.6 do Anexo 1 do R.E.B.A.P. sendo igual a:

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

$$\beta_f (14) = 0,25$$

Por fim, temos então:  $\varphi_c (\infty,14) = 0,33 + 0,4x1 + 2,53x(1 - 0,25) = 2,63$

As perdas devidas à relaxação,  $\Delta\sigma_{pt,r}$ , são calculadas, segundo o Art. 28.º - R.E.B.A.P., da seguinte forma:

$$\frac{\Delta\sigma_{pt1,r}}{\Delta\sigma_{pt2,r}} = \left( \frac{t_1}{t_2} \right)^\beta$$

com:

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

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

$\beta$  – coeficiente que depende do tipo de aço e da tensão inicial, tendo-se considerado igual a 0,2.

Para estimar o valor da relaxação, partiu-se dos seguintes pressupostos enunciados no Art. 28.º

- R.E.B.A.P:

$t_1 = 1000$  h;

$t_2 = 10^5$  h;

$$\Delta\sigma(0) = 0,5x f_{puk}$$

$$\Delta\sigma = 2,5x f_{puk}$$

$$\sigma_0 = 0,75 f_{puk}$$

$$\Delta\sigma_{p0} = \sigma_0 - \Sigma\Delta\sigma_{inst}$$

$$\text{então, obtém-se } \Delta\sigma_{pt1,r} = \frac{(\Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma(0))x\Delta\sigma}{\sigma_0 - \Delta\sigma(0)}$$

em que:

$f_{puk}$  – Valor característico da tensão de rotura ( 1860 Mpa );

$\Delta\sigma_{p0}$  – Tensão instalada no cabo após perdas instantâneas;

$\sigma_0$  – Tensão inicial no cabo;

$\Delta\sigma(0)$  – Valor de perdas por relação para o qual a tensão inicial se anula;

$\Delta\sigma$  – Valor máximo de perdas por relaxação obtido em catálogo.

Por fim, resta apresentar a expressão de interacção de todas as perdas diferidas:

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = -\frac{\Delta\sigma_{pt,s} + \Delta\sigma_{pt,c} + \Delta\sigma_{pt,r}}{1 - \alpha \frac{\sigma_{c,p0}(x)}{\sigma_{p0}(x)} \left[ 1 + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{2} \right]}$$

em que,

$\Delta\sigma_{c,p0}(x)$  – Tensão no betão numa secção x, devida ao pré-esforço;

$\sigma_{p0}(x)$  – Tensão na armadura de pré – esforço, na secção x, devida ao pré – esforço inicial.

Com base no valor obtido, após o cálculo das perdas instantâneas e das perdas diferidas, considerou-se razoável adoptar uma percentagem de perdas de 25%.

#### D. Carga equivalente ao pré - esforço

Tal como foi dito anteriormente, o pré – esforço foi inserido no programa de cálculo automático por meio de cargas equivalentes dispostas a meio vão e sobre os apoios.

A carga equivalente pode ser obtida, partindo das seguintes hipóteses:

- $P_\infty$  é constante;
- O traçado é parabólico;
- O ângulo  $\alpha$  que o cabo faz com a horizontal é pequeno.

$$\text{Assim, } P_{equiv} = \frac{2P_\infty f}{L^2}$$

Sendo,

$P_\infty$  – Pré – esforço final útil;

F – Flecha da parábola;

L – Comprimento da parábola.

Na zona das ancoragens, existem também forças resultantes do pré – esforço dadas por:

$$P_H = P_\infty \cos \alpha = P_\infty$$

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

$M_p = -P_{\infty}e$ , sendo  $e$  a excentricidade do cabo relativamente ao C.G;

Assim, para cada nervura, foram adoptados para os vãos 4 cabos de 19 cordões, reforçando nos apoios com mais 2 cabos de 19 cordões, perfazendo um total de 6 cabos.

O pré-esforço final útil utilizado para o cálculo das cargas equivalentes, foi o enunciado anteriormente.

Por fim, é importante dizer que, os esforços obtidos após a colocação das cargas equivalentes no programa, correspondem à parcela isostática mais a parcela hiperestática do pré – esforço.

Exemplo de cálculo – Vão entre Pilares centrais 13 e 14:

- Pré- dimensionamento do Pré-esforço:

$$M_{\text{quase permanente}} = 6311,31 \text{ kN.m}$$

$$V_s = 0,91 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 0,65 \text{ m}^4$$

$$\text{Recobrimento} = 0,15 \text{ m}$$

$$e = 0,76 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 3,85 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{útil}} = \frac{M_{\text{qperm}}}{e + \left( \frac{I_{xx}}{v.A} \right)} = \frac{6311,31}{0,76 + \frac{0,65}{0,91 \times 3,85}} = 6668,74 \text{ kN}$$

$$P_{\text{total}} = P_{\text{útil}} + 25\% \text{ Perdas} = 6668,74 + 1667,18 = 8335,92 \text{ kN}$$

$$A_p = \frac{P}{\sigma_0} = \left( \frac{8335,92}{1395 \times 1000} \right) \times 10000 = 59,76 \text{ m}^2 \rightarrow N^{\circ} \text{ cabos} = \frac{\left( \frac{59,76}{1,4} \right)}{19} = 2,25$$

Adopta-se 4 cabos e na sequência tem-se:

$$A_p = \frac{4 \times 19 \times 1,4}{10000} = 0,01 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = A_p \times \sigma_0 = 0,01 \times 1395 \times 1000 = 14842,80 \text{ kN}$$

$$P_{\infty} = \frac{14842,80}{1,25} = 11874,24kN$$

- Cálculo das cargas equivalentes para cabos de continuidade, considerando juntas de betonagem a 1/5 de vão:

Troço 0 - 1/5 de vão e 1/5 de vão - L:

$$L_{\text{carga equivalente}} = 6,40 \text{ m}$$

$$e = 0,34 \text{ m}$$

$$\text{Flecha} = 0,44 \text{ m}$$

$$P_{\text{equiv}} = \frac{2P_{\infty}f}{L^2} = \frac{2 \times 11874,24 \times 0,44}{6,40^2} = 254,86kN / m$$

Troço 1/5 de vão - 1/2 vão e 1/2 vão - 1/5 de vão:

$$L_{\text{carga equivalente}} = 9,60 \text{ m}$$

$$e = 0,76 \text{ m}$$

$$\text{Flecha} = 0,66 \text{ m}$$

$$P_{\text{equiv}} = \frac{2P_{\infty}f}{L^2} = \frac{2 \times 11874,24 \times 0,66}{9,60^2} = 169,90kN / m$$

- Cálculo das cargas equivalentes para cabos de reforço, considerando juntas de betonagem a 1/5 de vão:

$$L_{\text{carga equivalente}} = 6,40 \text{ m}$$

$$\text{Flecha} = 0,44 \text{ m}$$

$$\text{Ponto de inflexão} = 0,81 \text{ m}$$

$$e_{\text{ancoragem}} = 0,10 \text{ m}$$

$$P_{\infty} = 5937,12kN$$

$$C \text{ arg a. equivalente} = \frac{2P_{\infty}f}{L^2} = \frac{1 \times 5937,12 \times 0,44}{6,40^2} = 127,43kN / m$$

$$P_H = P_{\infty} \cos \alpha = P_{\infty} = 5937,12kN$$

$$P_v = P_{\infty} \operatorname{tg} \alpha = \frac{2P_{\infty}f}{L} = \frac{2 \times 5937,12 \times 0,44}{6,40} = 815,54kN$$

$$M_p = -P_{\infty} e_{ancoragem} = 5937,12 \times 0,10 = 605,35 \text{ kN.m}$$

#### 2.3.2.4. Variações de temperatura

Segundo o Art. 17.º do R.S.A considerou-se no dimensionamento do tabuleiro a variação diferencial da temperatura, VDT.

As variações diferenciais da temperatura, correspondem a variações rápidas da temperatura ambiente, características da evolução diária e que originam gradientes térmicos na estrutura.

Os valores característicos das variações diferenciais da temperatura foram tomados iguais a :

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

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

É de salientar que, esta acção não foi contabilizada na verificação aos E.L.U., uma vez que os esforços que se obtêm em estruturas deste tipo são proporcionais à rigidez axial e de flexão, pelo que serão bastante reduzidos quando a estrutura atinge um E.L.U.

#### 2.3.3. Esforços

Os esforços considerados no dimensionamento referem-se a um tabuleiro, e são os devidos às acções mencionadas anteriormente e serão apresentados a seguir nos quadros respectivos.

##### 2.3.3.1. Esforços de Flexão

Os esforços de flexão foram retirados a partir do programa de cálculo automático SAP2000 e serão apresentados no quadro que se segue.

**QUADRO 1**  
**MOMENTOS FLECTORES**

Secção - barra		M <sub>V.D.T.</sub> (kN.m)	M <sub>R.C.P.</sub> (kN.m)	M <sub>P.P.</sub> (kN.m)	M <sub>S.C.U.+S.C.L.</sub> (kN.m)	M <sub>P.E. total</sub> (kN.m)	M <sub>P.E. Iso.</sub> (kN.m)	M <sub>P.E. Hiper.</sub> (kN.m)
P 2.1	1433	-594,36	-1303,14	-8405,27	-3783,88	8387,06	6013,12	2373,95
P 4.1	39	-632,81	-1298,48	-8373,27	-3889,05	8514,10	6013,12	2500,99
P 5.1	108	-636,45	-1302,06	-8396,40	-3899,52	8524,74	6013,12	2511,62
P 6.1	124	-635,47	-1300,26	-8384,85	-3899,13	8522,75	6013,12	2509,63
P 8.1	1493	-635,53	-1299,19	-8378,03	-3892,72	8524,26	6013,12	2511,14
P 9.1	1503	-638,52	-1292,97	-8377,20	-3880,06	8509,88	6013,12	2496,77
P 1.1-P 2.1	1427	2825,48	640,27	4200,65	3711,79	-6368,90	-9039,86	2670,96
P 1.2-P 2.2	1702	2791,94	557,41	4168,43	3844,10	-6363,71	-9082,61	2718,89
P 4.1-P 5.1	79	2591,69	640,38	4198,79	3893,63	-6558,35	-9039,86	2481,51
P 5.1-P 6.1	116	2597,16	639,84	4195,39	3895,98	-6553,91	-9039,86	2485,95
P 25.1-P 26.1	1672	2808,74	635,09	4163,74	3675,31	-6368,87	-9039,86	2670,99
P 25.2-P 26.2	1943	2808,74	557,12	4163,76	3834,04	-6382,23	-9082,61	2700,38

**2.3.3.2. Esforços Transversos e Momentos Torsores**

Os esforços transversos e momentos torsores foram também eles retirados do programa de cálculo automático SAP2000 e serão apresentados no quadro a seguir.

**QUADRO 2**  
**ESFORÇOS TRANSVERSOS**

Secção - Barra		V <sub>P.P.</sub> (kN)	V <sub>R.C.P.</sub> (kN)	V <sub>V.T.(+)</sub> (kN)	V <sub>V.T.(-)</sub> (kN)	V <sub>P.E.</sub> (kN)	V <sub>sd</sub> (kN)
E 1.1-P 1.1	1421	1079,30	166,41	471,62	-64,58	-2162,46	226,67
E 1.2-P 1.2	1689	-442,38	-58,95	-313,09	45,57	796,60	-349,84
P 1.2-P 2.2	1707	1555,56	201,30	599,93	-34,36	22,29	3298,39
P 2.2-P 3.2	1708	-1558,01	-201,67	-600,32	37,89	-4,52	-3281,48
P 8.2-P 9.2	1778	1555,30	201,30	600,18	-37,81	-0,80	3270,87
P 9.2-P 10.2	1788	1551,57	200,75	628,56	-37,94	0,17	3308,67

**QUADRO 3**  
**MOMENTOS TORSORES**

Secção - Barra		T <sub>P.P.</sub> (kN)	T <sub>R.C.P.</sub> (kN)	T <sub>V.T.(-)</sub> (kN)	T <sub>V.T.(+)</sub> (kN)	T <sub>P.E.</sub> (kN)	T <sub>sd</sub> (kN.m)
E 1.1-P 1.1	1421	-20,84	-13,91	-483,29	153,28	25,04	-746,81
E 1.2-P 1.2	1689	5,02	9,36	629,18	-374,96	-2,01	961,16
P 1.2-P 2.2	1707	-1,90	-4,67	-467,05	567,38	-0,41	-709,93
P 2.2-P 3.2	1708	13,75	6,48	467,19	-567,19	-11,37	716,72
P 8.2-P 9.2	1778	-13,23	-6,37	-467,44	567,38	10,61	-717,01
P 9.2-P 10.2	1788	-1,29	-4,72	-499,27	586,95	-1,29	-758,57

### 2.3.4. Verificação da segurança aos Estados Limites de Utilização

#### 2.3.4.1. Introdução

De acordo com os Artº 67.º e 68.º do R.E.B.A.P., para a efectuar a verificação da segurança em relação aos Estados Limites de Utilização interessa classificar o tipo de ambiente onde se insere a obra. Assim, considerou-se um ambiente moderadamente agressivo.

A verificação dos Estados Limites de Fendilhação foi efectuada nas secções de meio vão e de apoio, relativamente à descompressão através de uma combinação quase permanente de acções, e de largura de fendas, através de uma combinação frequente de acções.

A partir do Quadro I – Momentos flectores, foram calculadas as diferentes combinações de esforços de flexão, são elas, combinações raras, frequentes e quase permanentes.

**QUADRO 4**  
**COMBINAÇÕES DE MOMENTOS FLECTORES**

Secção - barra		M <sub>comb.quase permanente</sub> (kN.m)	M <sub>comb.Frequente</sub> (kN.m)	M <sub>comb.rara</sub> (kN.m)
<b>P 2.1</b>	1433	-8269,55	-9026,32	-11415,52
<b>P 4.1</b>	39	-8138,42	-8916,23	-11376,22
<b>P 5.1</b>	108	-8157,68	-8937,58	-11404,59
<b>P 6.1</b>	124	-8145,95	-8925,77	-11392,34
<b>P 8.1</b>	1493	-8135,29	-8913,83	-11376,57
<b>P 9.1</b>	1503	-8140,97	-8916,98	-11372,72
<b>P 1.1-P 2.1</b>	1427	9101,89	9844,24	12636,41
<b>P 1.2-P 2.2</b>	1702	9051,13	9819,95	12684,80
<b>P 4.1-P 5.1</b>	79	8876,91	9655,64	12510,15
<b>P 5.1-P 6.1</b>	116	8879,53	9658,73	12515,75
<b>P 25.1-P 26.1</b>	1672	9047,51	9782,57	12549,50
<b>P 25.2-P 26.2</b>	1943	9030,69	9797,50	12659,67

· Combinação quase permanente de acções

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gim} + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j} S_{Qjk}$$

· Combinação frequente de acções

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

sendo,

$S_d$  – Valor de cálculo do esforço actuante;

$S_{Gim}$  – Esforço médio da acção permanente  $i$ ;

$S_{Qjk}$  – Esforço característico para a acção variável  $j$ ;

$S_{Q1k}$  – Esforço característico para a acção variável base.

$\Psi_{11}$ ,  $\Psi_{2j}$  – Coeficientes das combinações frequente e quase permanente da acção variável  $j$  e tomam os seguintes valores:

$\Psi_{11} = 0,4$  para sobrecargas rodoviárias;

$\Psi_{2j} = 0,2$  para sobrecargas rodoviárias;

$\Psi_{2j} = 0,3$  para variação diferencial de temperatura.

#### 2.3.4.2. Verificação do Estado Limite de Descompressão

De acordo com o Art. 69.º do R.S.A., a segurança em relação ao estado limite de descompressão considera-se satisfeita se não existirem, nas secções do elemento, tracções ao nível da fibra extrema que ficaria 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 não aderentes e admitindo comportamento elástico perfeito dos materiais’.

No caso de se pretender ter em conta a contribuição de armaduras aderentes, o valor do

coeficiente de homogeneização  $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$  poderá tomar-se igual a 6.

Assim sendo, recorrendo ao programa de cálculo da autoria do Eng.º Manuel Vasques, obteve-se os momentos de descompressão máximos e mínimos. Se o momento resultante da combinação

quase permanente de acções estiver contido no intervalo referido anteriormente, então fica verificada a segurança ao E.L. Descompressão.

No quadro a seguir serão apresentados os valores dos momentos de descompressão máximo e mínimo e a combinação quase permanente de esforços.

**QUADRO 5**  
**VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO**

Secção - barra		M <sub>comb. quase permanente</sub> (kN.m)	M <sub>descompressão máximo</sub> (kN.m)	M <sub>descompressão mínimo</sub> (kN.m)
<b>P 2.1</b>	1433	-8269,55	-3977,60	-13254,70
<b>P 4.1</b>	39	-8138,42	-3977,60	-13254,70
<b>P 5.1</b>	108	-8157,68	-3977,60	-13254,70
<b>P 6.1</b>	124	-8145,95	-3977,60	-13254,70
<b>P 8.1</b>	1493	-8135,29	-3977,60	-13254,70
<b>P 9.1</b>	1503	-8140,97	-3977,60	-13254,70
<b>P 1.1-P 2.1</b>	1427	9101,89	11011,40	4642,50
<b>P 1.2-P 2.2</b>	1702	9051,13	10896,60	4594,30
<b>P 4.1-P 5.1</b>	79	8876,91	11011,40	4642,50
<b>P 5.1-P 6.1</b>	116	8879,53	11011,40	4642,50
<b>P 25.1-P 26.1</b>	1672	9047,51	11011,40	4642,50
<b>P 25.2-P 26.2</b>	1943	9030,69	10896,60	4594,30

Está verificado o E.L.Descompressão, uma vez que o valor de cálculo do momento resultante da combinação quase permanente de esforços, é menor, em valor absoluto, que o momento de descompressão.

**2.3.4.3. Verificação do Estado Limite de Largura de fendas**

De acordo com o Art. 70.º do R.E.B.A.P :

A segurança em relação ao estado limite de largura de fendas considera-se satisfeita se o valor característico da largura das fendas, ao nível das armaduras mais traccionadas, não exceder o valor de  $w$  indicado no art. 68.º.

Assim, segundo o Quadro IX – Estados limites de fendilhação - Armaduras de pré-esforço, para um ambiente quase permanente, a largura de fendas máxima é  $w = 0,1$  mm.

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

$$w_k = 1,7w_m$$

$$w_k = s_{rm} \mathcal{E}_{sm}$$

em que:

$w_m$  - Valor médio da largura de fendas;

$s_{rm}$  - Distância média entre fendas;

$\mathcal{E}_{sm}$  - Extensão média da armadura;

A distância média entre fendas é dada por:

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

em que:

$c$  - Recobrimento da armadura;

$s$  - Espaçamento dos varões da armadura;  $s$  deve ser considerado igual a  $15\Phi$  quando o espaçamento exceder este limite;

$\eta_1$  - Coeficiente dependente das características de aderência dos varões, que deve ser tomado igual a 0,4 para varões de alta aderência e 0,8 para varões de aderência normal;

$\eta_2$  - Coeficiente dependente da distribuição de tensões de tracção na secção, dado por:

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

em que  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$  são respectivamente as extensões aos níveis inferior e superior da área do betão envolvente da armadura, calculadas em secção fendilhada;

$\phi$  - Diâmetro dos varões da armadura;

$\rho_r$  - Relação  $A_s/A_{c,r}$  em que  $A_s$  é a área da secção de armadura e  $A_{c,r}$  é a área da secção de betão traccionado envolvente de armadura; esta área  $A_{c,r}$  é definida como o somatório das áreas de influência de cada varão da armadura, cada uma das quais deve estar contida num rectângulo centrado no varão e com lado igual, no máximo, a  $15\Phi$  e deve ser limitada pelo contorno da secção, não devendo sobrepor-se às áreas de influência de varões contíguos; além disso as áreas de influência devem situar-se totalmente na zona traccionada da secção.

A Extensão média das armaduras traccionadas é dada por:

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

em que,

$\sigma_s$  - tensão de tracção na armadura ( ou variação de tensão no caso de armaduras de pré-esforço resultante da combinação de acções em causa; esta tensão deve ser calculada em secção fendilhada;

$E_s$  - módulo de elasticidade do aço;

$\sigma_{sr}$  - 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 inicio da fendilhação; este esforço é o que, em secação nao fendilhada, conduz a uma tensão de tracção máxima de valor  $f_{ctm}$  definido no Art. 16. ° do R.E.B.A.P.;

$\beta_1$  - coeficiente dependente das características de aderência dos varões da armadura, que deve ser tomado igual à unidade para varões de alta aderência e igual a 0,5 para varões de aderência normal;

$\beta_2$  - coeficiente dependente da permanência ou da repetição de acções, que deve ser tomado igual a 0,5 no caso de combinações frequentes ou quase permanentes e igual a 1,0 no caso de combinações raras de acções;

No caso de armaduras pré-esforçadas, as variações de tensão  $\sigma_s$  e  $\sigma_{sr}$  devem ser calculadas a 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 não pode, em caso algum, ser considerado inferior a

$$\frac{0,4\sigma_s}{E_s}.$$

Os momentos de fendilhação foram calculados recorrendo ao programa de cálculo da autoria do Eng.º Manuel Vasques.

No quadro 6 serão apresentados os valores dos momentos de fendilhação máximo e mínimo e da combinação frequente de esforços. E no quadro 7 serão apresentados os valores das tensões de compressão provocados pelos momentos resultantes da combinação rara de esforços.

**QUADRO 6**  
**VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FENDAS**

Secção - barra		$M_{\text{comb. Frequente}}$ (kN.m)	$M_{\text{fendilhação mínimo}}$ (kN.m)	$M_{\text{fendilhação máximo}}$ (kN.m)
<b>P 2.1</b>	1433	-9026,32	-17198,90	-1659,60
<b>P 4.1</b>	39	-8916,23	-17198,90	-1659,60
<b>P 5.1</b>	108	-8937,58	-17198,90	-1659,60
<b>P 6.1</b>	124	-8925,77	-17198,90	-1659,60
<b>P 8.1</b>	1493	-8913,83	-17198,90	-1659,60
<b>P 9.1</b>	1503	-8916,98	-17198,90	-1659,60
<b>P 1.1-P 2.1</b>	1427	9844,24	772,60	13451,80
<b>P 1.2-P 2.2</b>	1702	9819,95	869,50	13309,70
<b>P 4.1-P 5.1</b>	79	9655,64	772,60	13451,80
<b>P 5.1-P 6.1</b>	116	9658,73	772,60	13451,80
<b>P 25.1-P 26.1</b>	1672	9782,57	772,60	13451,80
<b>P 25.2-P 26.2</b>	1943	9797,50	869,50	13309,70

A verificação ao Estado limite da largura de fendas está feita, uma vez que o momento resultante da combinação frequente de acções é inferior ao momento da fendilhação.

#### 2.3.4.4. Verificação da Tensão Máxima de Compressão

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

A verificação da tensão máxima de compressão no betão é assegurada se o momento resultante da combinação rara de acções provocar tensões inferiores à tensão admissível de rotura à compressão no betão.

O valor da tensão máxima de compressão no betão tem usualmente como limite  $0,85 f_{cd} = 19,8 \text{ Mpa}$ , sendo este o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão definido no Art. 20. ° do R.E.B.A.P. ( Para B40,  $f_{cd} = 23,3 \text{ Mpa}$ ). Por outro lado, as tensões de tracção no betão previstas no Art. 16.° não devem ser superiores ao valor médio de tensão de rotura do betão  $f_{ctm} = 3,1 \text{ Mpa}$ .

**QUADRO 7**  
**VERIFICAÇÃO DA TENSÃO MÁXIMA DE COMPRESSÃO**

Secção - barra		M <sub>comb. Rara</sub> (kN.m)	Tensão fibra sup. (Mpa)	Tensão fibra inf. (Mpa)
<b>P 2.1</b>	1433	-11415,52	-1,40	-9,90
<b>P 4.1</b>	39	-11376,22	-1,40	-9,90
<b>P 5.1</b>	108	-11404,59	-1,40	-9,90
<b>P 6.1</b>	124	-11392,34	-1,40	-9,90
<b>P 8.1</b>	1493	-11376,57	-1,40	-9,90
<b>P 9.1</b>	1503	-11372,72	-1,40	-9,90
<b>P 1.1-P 2.1</b>	1427	12636,41	-6,40	2,10
<b>P 1.2-P 2.2</b>	1702	12684,80	-6,70	2,30
<b>P 4.1-P 5.1</b>	79	12510,15	-6,40	2,10
<b>P 5.1-P 6.1</b>	116	12515,75	-6,40	2,10
<b>P 25.1-P 26.1</b>	1672	12549,50	-6,40	2,10
<b>P 25.2-P 26.2</b>	1943	12659,67	-6,70	2,30

Deste modo, fica assegurada esta verificação, uma vez que o momento resultante da combinação rara de esforços gera tensões de compressão inferiores ao valor de cálculo da tensão de rotura à compressão no betão.

### 2.3.5. Verificação da segurança ao Estado Limite Último de Resistência

#### 2.3.5.1. Esforços de flexão

Segundo o Art. 47.º do R.E.B.A.P., a verificação da segurança em termos de esforços consiste em satisfazer a condição seguinte:

$$S_d \leq R_d$$

em que :

S<sub>d</sub> – Valor de cálculo do esforço actuante;

R<sub>d</sub> – Valor de cálculo do esforço resistente.

#### Esforços actuantes

Os valores de cálculo do esforços actuantes devem ser determinados considerando as combinações de acções e os coeficientes de segurança  $\phi_f$  especificados no R.S.A. para os estados limites últimos que não envolvam perda de equilíbrio ou fadiga.

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

em que,

$S_{Gik}$  – esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

$S_{Q1k}$  – esforço resultante da acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  – esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico.

Porém, o coeficiente de segurança relativo às acções permanentes, especificado no R.S.A. com o valor de 1,5, pode ser reduzido até 1,2, no caso da acção do pré – esforço. Para outras acções permanentes, como o peso próprio e a restante carga permanente, cujos valores possam ser previstos com muito rigor, o coeficiente  $\phi_g$  pode ser reduzido até 1,35.

Os coeficientes de segurança relativos às acções  $\phi_g$  e  $\phi_q$  – designados genericamente coeficientes  $\phi_f$  devem ser tomados com os valores a seguir indicados:

$\phi_g = 1,5$  no caso de a acção permanente em causa ter efeito desfavorável;

$\phi_g = 1,0$ , no caso contrário;

$\phi_q = 1,5$  para todas as acções variáveis.

Assim, os valores de cálculo dos esforços actuantes para a verificação da segurança, foram obtidos considerando as seguintes combinações de acções:

$S_d = 1,35$  Peso próprio + 1,35 x restante carga permanente + 1,20 x Pré – esforço + 1,50 x (sobrecarga uniforme + linearmente distribuída )

$S_d = 1,35$  Peso próprio + 1,35 x restante carga permanente + 1,00 x Pré – esforço + 1,50 x (sobrecarga uniforme + linearmente distribuída )

$S_d = 1,00$  Peso próprio + 1,00 x restante carga permanente + 1,20 x Pré – esforço + 1,50 x (sobrecarga uniforme + linearmente distribuída )

$S_d = 1,00$  Peso próprio + 1,00 x restante carga permanente + 1,00 x Pré – esforço + 1,50 x (sobrecarga uniforme + linearmente distribuída )

Esforços resistentes

Segundo o Art. 52.º do R.E.B.A.P. , a determinação do valor de cálculo dos esforços resistentes das secções de elementos sujeitos a tracção, compressão e flexão simples ou, ainda, flexão composta ou desviada deve ser feita admitindo as seguintes hipóteses:

- As secções mantêm-se planas na deformação;
- O betão não resiste à tracção;
- A extensão máxima de encurtamento no betão  $\epsilon_c$  é limitada a  $3,5 \times 10^{-3}$  , excepto quando toda a secção estiver sujeita a tensões de compressão, situação em que tal valor limite variará gradualmente entre  $3,5 \times 10^{-3}$  e  $2 \times 10^{-3}$  , correspondendo este último valor ao caso em que as extensões são uniformes em toda a secção;
- A limitação das extensões de alongamento e de encurtamento dos aços é de  $10 \times 10^{-3}$  e  $3,5 \times 10^{-3}$  respectivamente.
- A força de pré – esforço considerada como actuante corresponde à parcela hiperestática, enquanto que a resistente corresponde à parcela isostática.
- Os diagramas considerados para as relações tensões – deformações para o betão e aço passivo e activo, são os recomendados pelo R.E.B.A.P.

Os valores de cálculo do Momento Resistente máximo e mínimo foram obtidos a partir de um programa de cálculo da autoria do Eng.º Manuel Vasques.

**QUADRO 8**  
**VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE RESISTÊNCIA**

Secção - barra		Combinação <sub>1</sub>	Combinação <sub>2</sub>	Combinação <sub>3</sub>	Combinação <sub>4</sub>	M <sub>resistente</sub> máximo (kN.m)	M <sub>resistente</sub> mínimo (kN.m)
<b>P 2.1</b>	1433	-15933,44	-16408,23	-12535,49	-13010,28	-5972,30	-21006,80
<b>P 4.1</b>	39	-15889,25	-16389,45	-12504,14	-13004,34	-5972,30	-21006,80
<b>P 5.1</b>	108	-15928,26	-16430,59	-12533,80	-13036,13	-5972,30	-21006,80
<b>P 6.1</b>	124	-15912,03	-16413,96	-12522,24	-13024,17	-5972,30	-21006,80
<b>P 8.1</b>	1493	-15889,97	-16392,20	-12502,94	-13005,17	-5972,30	-21006,80
<b>P 9.1</b>	1503	-15878,70	-16378,05	-12494,14	-12993,49	-5972,30	-21006,80
<b>P 1.1-P 2.1</b>	1427	15308,09	14773,89	13613,76	13079,57	17675,50	6359,50
<b>P 1.2-P 2.2</b>	1702	15408,69	14864,92	13754,65	13210,87	17518,50	6232,00
<b>P 4.1-P 5.1</b>	79	15351,13	14854,83	13657,42	13161,12	17675,50	6359,50
<b>P 5.1-P 6.1</b>	116	15354,68	14857,49	13662,35	13165,16	17675,50	6359,50
<b>P 25.1-P 26.1</b>	1672	15196,58	14662,38	13516,99	12982,79	17675,50	6359,50
<b>P 25.2-P 26.2</b>	1943	15364,70	14824,63	13712,39	13172,32	17518,50	6232,00

Combinação 1 –  $1,35S_g + 1,20S_p + 1,5S_Q$

Combinação 2 –  $1,35S_g + 1,00S_p + 1,5S_Q$

Combinação 3 –  $1,00S_g + 1,20S_p + 1,5S_Q$

Combinação 4 –  $1,00S_g + 1,00S_p + 1,5S_Q$

Assim, uma vez que valor do momento de cálculo actuante encontra-se no intervalo de momentos resistentes máximo e mínimo, está feita a verificação da segurança ao Estado Limite Último de resistência.

A armadura longitudinal de flexão adoptada para os vãos é composta por 9Ø20 na fibra superior e 13Ø20 na fibra inferior. Já nos apoios adoptou-se 17Ø20 na fibra superior e 7Ø20 na fibra inferior.

### 2.3.5.2. Esforço de torção associado a esforço transversal

De acordo com o Art. 56.º do R.E.B.A.P., no caso de secções sujeitas a torção circular associada a esforço transversal, a determinação do esforço transversal e momento torsor resistentes deve ser feita independentemente para cada um dos esforços pelas regras indicadas nos artigos 53.º e 55.º e considerando separadamente as armaduras transversais de torção e de esforço transversal, e atendendo ao exposto nas alíneas seguintes por:

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

No caso de  $\tau_v + \tau_T \leq \tau_1$ :

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

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

No caso de  $\tau_v + \tau_T \geq \tau_1$ :

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

$$T_{cd} = 0$$

Segundo o Art. 53.2 ° do R.E.B.A.P. alínea d), no caso de elementos sujeitos a flexão composta com compressão ( ou com pré – esforço ), os valores de  $V_{cd}$  podem ser obtidos multiplicando os valores determinados segundo a alínea a) pelo factor  $1 + \frac{M_0}{M_{sd}}$ , tal como foi demonstrado anteriormente.

Nestas expressões,  $\tau_v = \frac{V_{sd}}{b_w d}$  e  $\tau_T = \frac{T_{sd}}{2h_{ef} A_{ef}}$ , sendo  $V_{sd}$  e  $T_{sd}$ , respectivamente, os valores de cálculo do esforço transversal e do momento torsor actuantes;

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

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

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

sendo,

$\tau_1$  – Valor de tensão ( Quadro VI – Art. 53.º , tendo-se considerado  $\tau_1 = 0,9$  Mpa);

$\tau_2$  - Valor de tensão ( Quadro VI – Art. 53.º , tendo-se considerado  $\tau_2 = 7$  Mpa);

$b_w$  – Largura da alma da secção;

$h_{ef}$  – Espessura da parede de uma secção oca eficaz contida na secção real;

$A_{ef}$  – Área limitada pela secção oca eficaz contida na secção real;

$d$  – Altura útil da secção.

Com base no Art. 55.2 .º 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 círculo que nela pode estar inscrito; a secção oca eficaz não pode ter pontos exteriores à secção real.

O cálculo das armaduras foi efectuado, de acordo com o Art. 55.2º do R.E.B.A.P., tal como se segue:

Armadura de esforço transverso

$$\text{Se } V_{sd} \gg V_{cd} \text{ então } \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{wd}}{0,9x dx f_{syd}} + \left( \frac{A_{st}}{s} \right) \text{ sendo } V_{wd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$\text{Se } V_{sd} \ll V_{cd} \text{ então } \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08xb_w}{100} + \left( \frac{A_{st}}{s} \right)$$

$$T_{td} = 2A_{ef} \frac{A_{st}}{s} f_{syd} \Rightarrow \frac{A_{st}}{s} = \frac{T_{td}}{2A_{ef} f_{syd}}$$

sendo,

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

$s$  – Espaçamento desta armadura.

Armadura de torção

$$\left( \frac{A_{st}}{s} \right) = \frac{T_{td}}{2xA_{ef} f_{syd}} \text{ sendo } \frac{A_{sl}}{u_{ef}} = \frac{T_{sd}}{2A_{ef} f_{syd}}$$

em que,

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

$u_{ef}$  – Perímetro da linha média da secção oca eficaz.

Foram estudados dois casos para a determinação da armadura transversal:

- a) Esforço transverso máximo associado a momento torsor mínimo;  
A scu + scl foi aplicada em ambas as nervuras ao longo do tabuleiro
- b) Momento torsor máximo associado a esforço transverso mínimo;

A scu+scl foi aplicada em uma nervura de cada vez.

O caso em que o momento torsor máximo está associado a esforço transversal mínimo, para a acção variável base o veículo – tipo é o que dá maiores esforços comparativamente com a acção sobrecarga linear e uniformemente distribuída. Os efeitos de torção devido à aplicação desta segunda carga só se faz sentir, quando esta é aplicada em metade da secção transversal, o que comparativamente com o veículo tipo quando colocado excêntrico à nervura, resulta esforços menores.

Com base nos resultados obtidos adoptou-se uma armadura transversal de 2 ramos de Ø16//0,15 + 2 ramos de Ø12//0,15. Quanto à armadura longitudinal, esta foi adoptada tendo em conta também as armaduras de flexão já calculadas. Assim, temos 4Ø16 em cada uma das faces laterais e para as secções de meio vão 9Ø20 na face superior e 13Ø20 na face inferior. Já nas secções de apoio optou-se por 17Ø20 na face superior e 7Ø20 na face inferior.

Com base nos Quadros 2 e 3 – Esforços transversos e momentos torsores, calcularam-se as combinações de esforços bem como as armaduras de esforço transversal e de torção. Apresenta-se de seguida o quadro 9, que é uma compilação desses valores, índices e parâmetros.

**QUADRO 9**  
**ESFORÇO TRANSVERSO**  
**DIMENSIONAMENTO**

Secção - barra	1689	1421	1707	1708	1778	1788
$V_{sd}$ (kN)	-349,84	226,67	3298,39	-3281,48	3270,87	3308,67
$T_{sd}$ (kN.m)	961,16	-746,81	-709,93	716,72	-717,01	-758,57
$b_w$ (m)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$d$ (m)	1,32	1,32	1,32	1,32	1,32	1,32
$A_{ef}$ (m <sup>2</sup> )	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10
$U_{ef}$ (m)	5,94	5,94	5,94	5,94	5,94	5,94
$\tau_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	176,15	114,13	1660,82	1652,30	1646,96	1666,00
$\tau_T$ (kN/m <sup>2</sup> )	1503,42	1168,14	1110,46	1121,07	1121,53	1186,54
$\tau_v + \tau_T$ (kN/m <sup>2</sup> )	1679,57	1282,28	2771,28	2773,38	2768,50	2852,54
$\tau_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	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	2,00	2,00
$V_{cd}$ (kN.m)	1787,40	1787,40	1787,40	1787,40	1787,40	1787,40
$T_{cd}$ (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$A_{sw}/s$ (m <sup>2</sup> )	0,00	0,00	29,15	28,82	28,62	29,35
$A_{sLong.}$ (m <sup>2</sup> )	31,21	24,25	23,05	23,27	23,28	24,63
$A_{sTransv.}$ (m <sup>2</sup> )	17,25	16,08	33,03	32,74	32,54	33,49

### **3. PILARES**

#### **3.1. Introdução**

Para o cálculo dos esforços nos pilares, foram elaborados 2 modelos tridimensionais, em elementos barra, que simulam toda a estrutura.

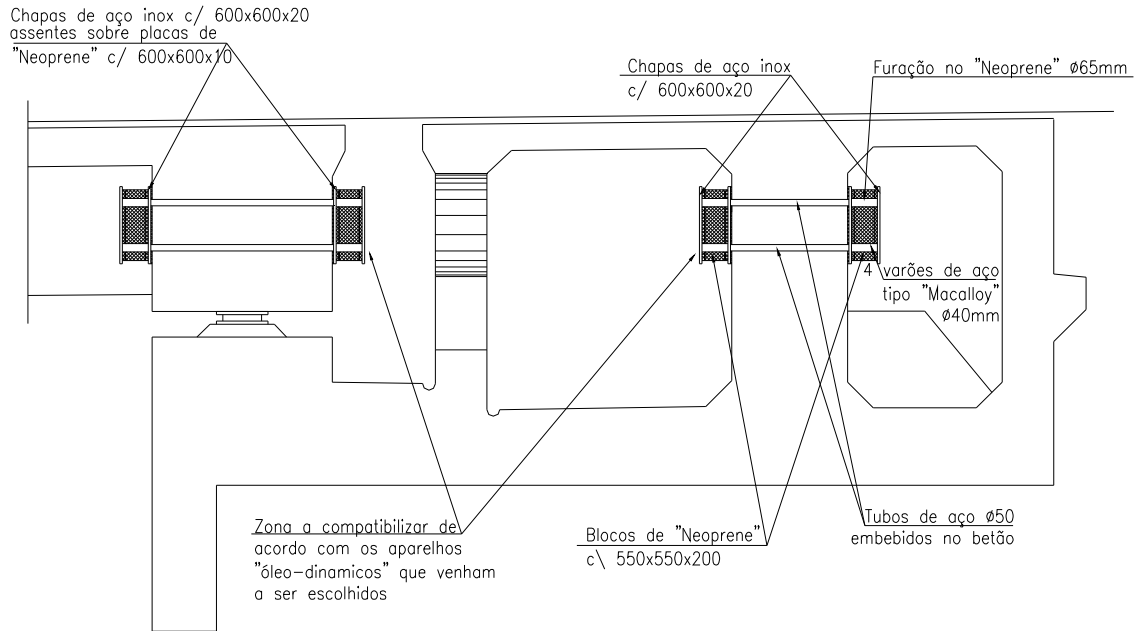
No primeiro modelo, as ligações dos pilares e de ambos os encontros ao tabuleiro são livres na direcção longitudinal e fixos na direcção transversal, com excepção dos pilares centrais P13 e P14 que são fixas em ambas as direcções. A partir deste modelo foi possível a obtenção de esforços devido ao Peso próprio, Restante Carga Permanente, Sobrecarga linear e uniformemente distribuída, vento, frenagem, força de atrito, e variações de temperatura.

No segundo modelo, as ligações são livres na direcção longitudinal e fixos na direcção transversal. Este último, é um modelo que pretende simular a rotura dos ferrolhos, através da acção sísmica e como tal houve necessidade de prender o tabuleiro não de forma rígida mas de forma a amortecer a energia originada por meio de aparelhos de apoio de absorção de esforços rápidos.

Assim, projectaram-se estes aparelhos para os encontros com as seguintes características:

- Aparelhos de apoio móveis guiados que permitem deslocamentos longitudinais na ordem de  $\pm 450$ .
- Aparelhos de absorção de esforços rápidos de variação linear com amortecimento, permitindo cursos de deslocamentos da ordem de 200mm com o comportamento característico que se segue:
  - Permite 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 4000kN/aparelho, com comportamento móvel a partir dessa força desde que maior ou igual que o limite indicado, em mais outros 100mm adicionais;
  - Os aparelhos de absorção de esforços rápidos são de duplo efeito, isto é, terão um 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.

Na figura seguinte é apresentado o pormenor do apoio do tabuleiro nos encontros:



A simulação destes aparelhos conseguiu-se através da introdução de uma mola em cada nervura, com rigidez  $k = 20000 \text{ kN/m}$ , na direcção do eixo da obra de arte.

## 3.2. Acções

### 3.2.1. Cargas permanentes

As acções permanentes a considerar são as consideradas para a verificação do tabuleiro, são elas o peso próprio, restante carga permanente e pré-esforço.

### 3.2.2. Sobrecargas rodoviárias

#### 3.2.2.1. Veículo – tipo

Segundo o Art. 41.º do R.S.A., foi considerado o veículo tipo da classe I.

#### 3.2.2.2. Sobrecargas uniforme e linearmente distribuídas

Segundo o Art. 41º do R.S.A., estas sobrecargas têm os seguintes valores para pontes da Classe I:

Uniformemente distribuída –  $4,00 \text{ kN/m}^2$

Linearmente distribuída –  $50,00 \text{ kN/m}$

### 3.2.2.3. Força de frenagem

Segundo o Art. 43.º do R.S.A., as forças de frenagem são forças longitudinais que actuam ao nível do pavimento, paralelamente ao eixo da ponte e associadas às sobrecargas uniformemente distribuídas. O valor característico desta sobrecarga uniformemente distribuída é igual a 30 kN/m para pontes da Classe I.

$$F_{frenagem.1} = 30 \times 5.5865 = 167.60kN$$

$$F_{frenagem.2} = 30 \times 6,625 = 198.75kN$$

### 3.2.2.4. Força centrífuga

Segundo o Art. 42.º do R.S.A., a força centrífuga considerada é uma força horizontal que actua em direcção normal ao eixo da ponte, aplicada ao nível do pavimento e em correspondência com as sobrecargas uniformemente distribuídas multiplicadas por um coeficiente  $\beta$  e ainda por um coeficiente  $\alpha$ .

Sendo assim temos:

$$F_{centrifuga} = 4 \times \alpha \times \beta$$

sendo,

$$\beta = \frac{5000}{v^2 + 5000} = \frac{5000}{100^2 + 5000} = 0,333$$

$$\alpha = \frac{v^2}{127r} = \frac{100^2}{127 \times 1500} = 0,052$$

$$F_{centrifuga} = 4 \times \alpha \times \beta = 4 \times 0,333 \times 0,052 = 0,069kN$$

em que,

$v = 100$  km/h ( velocidade considerada neste projecto );

r- raio de curvatura = 1500 m;

É de salientar que esta acção foi desprezada nos cálculos, visto apresentar um valor bastante pequeno, quando comparada com as restantes acções.

#### **3.2.2.5. Variação da temperatura e efeitos diferidos**

Segundo os Arts. ° 17, 18 e 19 do R.S.A, considerou-se unicamente a variação uniforme da temperatura.

Os valores característicos das variações uniformes de temperatura para estruturas de betão armado pré – esforçado não protegidas constituídas por elementos de pequena espessura são de  $\pm 15^{\circ}\text{C}$ .

Quanto aos efeitos diferidos considerou – se a retracção e a fluência. Ambas foram tratadas como um abaixamento lento e uniforme da temperatura, tendo se considerando um valor característico de  $15^{\circ}\text{C}$  e  $35^{\circ}\text{C}$  para a segunda.

#### **3.2.2.6. Forças de atrito provenientes dos aparelhos de apoio**

Foi considerada uma força de atrito proveniente dos aparelhos de apoio, que consiste numa força horizontal no topo de cada pilar, por forma a simular o atrito dos aparelhos de apoio. Considerou-se esta força como sendo 6 % da soma das cargas permanentes e restante carga permanente.

#### **3.2.2.7. Vento**

A acção do vento foi contabilizada, segundo o capítulo V e o anexo I do R.S.A. Para efeitos da quantificação da acção vento, considera-se a zona de estudo pertencente à zona A. E para ter em conta a variação da acção do vento com a altura acima do solo considerou-se uma rugosidade aerodinâmica do tipo II ( Zona rural ).

A pressão dinâmica do vento é determinada para a Zona A em função da altura h máxima acima do solo em que  $h = 12\text{ m}$  e do tipo de rugosidade deste ( II ). Logo  $\omega_k = 0,956\text{ kN/m}^2$ .

Acção do vento no tabuleiro:

$$P = \delta_f \omega_k d$$

sendo,

p – Pressão do vento;

$\delta_f$  – Coeficiente de força;

$\omega_k$  – Valor característico da pressão dinâmica do vento;

d – Altura da área exposta.

O coeficiente de força foi calculado recorrendo ao Quadro I - XIII presente no Anexo I do R.S.A.

Características do tabuleiro:

h = comprimento da ponte = 852 m;

d = altura da área exposta = 1,40 m;

a = largura da área exposta = 13,25 m.

temos que:

$$\frac{d}{a} = \frac{1,40}{13,25} = 0,106 \leq \frac{1}{4}, \text{ logo a esbelteza } \frac{h}{d} = \infty \text{ do que resulta } \delta_f = 1,2$$

A pressão média do tabuleiro é então dada por:

$$P = 1,20 \times 0,956 \times 1,40 = 1,606 \text{ kN} / \text{m}$$

· Veículo – Tipo:

O coeficiente de força a considerar é  $\delta_f = 1,5$  segundo o Anexo I do R.S.A.

d = altura da área do veículo exposta = 2,50 m ( Art. 45.º do R.S.A).

A pressão média do veículo é dada por:

$$P = 1,50 \times 0,956 \times 2,50 = 3,585 \text{ kN} / \text{m}$$

Acção do vento nos pilares:

Considerando uma secção circular com superfície lisa, temos  $d\sqrt{w} = 1,271 \geq 0,15$  e  $h/d = 12/1,30 = 9,231$  logo  $\delta_f = 0,5$

A pressão média em cada pilar é dada por:

$$P = 0,5 \times 0,956 \times 1,30 = 0,621 \text{ kN / m}$$

Força horizontal transversal

A força horizontal transversal por metro da superestrutura resulta da soma das pressões médias determinadas anteriormente.

$$P_{tab+vt} = 1,606 + 3,585 = 5,191 \text{ kN / m}$$

$$P_{pil} = 0,621 \text{ kN / m}$$

**3.2.2.8. Sismo**

Recorrendo ao relatório geotécnico e ao Anexo III – Elementos para a quantificação da acção dos sismos do R.S.A., a obra de arte situa-se na zona sísmica B, de risco médio a elevado e num terreno do tipo II.

A análise sísmica foi efectuada através de uma análise dinâmica do segundo modelo efectuado no programa de cálculo automático, com base em espectros de resposta período – aceleração. A acção sísmica foi simulada em duas direcções, transversal e longitudinal, para o sismo 1 e 2. Foi para o sismo do tipo 2, que se considerou, segundo o Eurocódigo 8, a sua acção a actuar 100% numa direcção e 30% na outra, tendo-se considerado nos cálculos a situação mais desfavorável. Admitiu-se um coeficiente de amortecimento  $\xi = 5 \%$ .

Apresentam-se de seguida, as configurações dos modelos de cálculo 1 e 2.

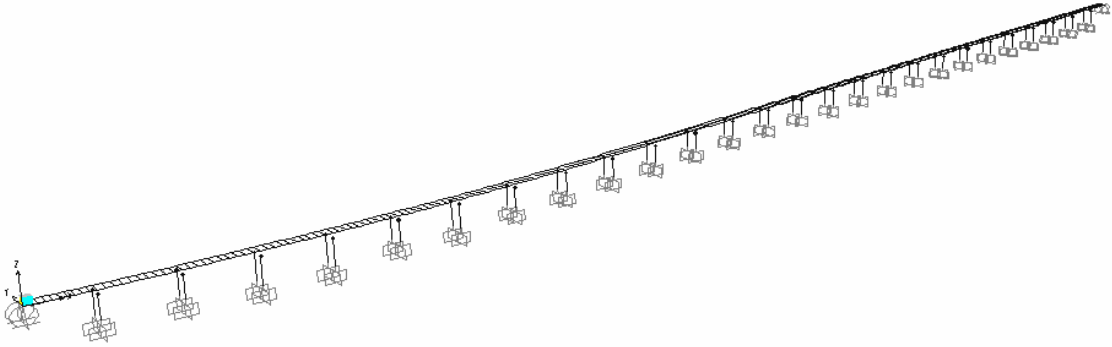


Figura 1 – Modelo de cálculo 1

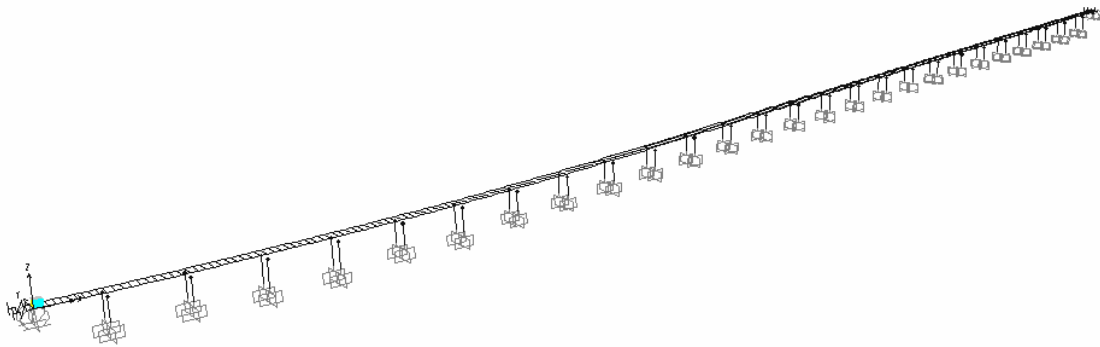


Figura 2 – Modelo de cálculo 2

### 3.3. Esforços

Os esforços e deslocamentos dos pilares, tal como já foi dito, foram obtidos recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000.

Os esforços foram retirados na secção mais desfavorável de cada pilar e referentes a cada uma das acções enunciadas anteriormente, que devidamente combinadas serviram de dimensionamento e cálculo das armaduras. O seu dimensionamento foi efectuado recorrendo às Tabelas de Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão ( R.E.B.A.P. 83 ) - Ábaco da Flexão composta.

A seguir serão apresentadas tabelas das quais resultaram o dimensionamento dos pilares.

### 3.3.1. Coeficientes de segurança e valores reduzidos

Na determinação dos valores de cálculo dos esforços actuantes, consideraram-se várias combinações de acções, sendo que os coeficientes de segurança utilizados foram os seguintes (Art. 9.º do R.S.A.):

#### 3.3.1.1. Acções permanentes

- Peso Próprio  $\gamma_g = 1,35$
- Restante Carga Permanente  $\gamma_g = 1,35$
- Pré – esforço  $\gamma_g = 1,20$  ou  $1,00$
- Efeitos diferidos  $\gamma_g = 1,50$  ou  $0,00$

#### 3.3.1.2. Acções variáveis

- Sobrecarga linear e uniformemente distribuída + frenagem  $\gamma_q = 1,50$  e  $\Psi_0 = 0,6$   $\Psi_1 = 0,4$   $\Psi_2 = 0,2$ ;

Variação de temperatura  $\gamma_q = 1,50$  e  $\Psi_0 = 0,6$   $\Psi_1 = 0,5$   $\Psi_2 = 0,3$ ;

Vento  $\gamma_q = 1,50$  e  $\Psi_0 = 0,4$   $\Psi_1 = 0,2$   $\Psi_2 = 0$ ;

Sismo  $\gamma_q = 1,50$ ;

Força de atrito  $\gamma_q = 1,50$  e  $\Psi_0 = \Psi_1 = \Psi_2 = 0$ .

### 3.3.2. Combinações de esforços

Para a verificação da segurança aos Estados Limites Últimos de Resistência considerou-se a combinação fundamental de acções enunciada no Art. 9.2.º do R.S.A.:

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

No caso de a acção variável base ser a 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, a acção sísmica foi contabilizada, para a combinação mais desfavorável de esforços, isto é:

$$S_{EK} = S_{EX} + 0,30S_{EY}$$

$$S_{EK} = 0,30S_{EX} + S_{EY}$$

### 3.4. Dimensionamento

Apresentam-se de seguida os esforços obtidos no programa de cálculo automático SAP2000, bem como o valor de cálculo dos esforços actuantes obtidos através da sua combinação.

Segundo as especificações do LNEC, considerou – se a classe de exposição ambiental dos pilares XD3, e portanto adoptou – se uma Classe de betão C35/45 e um recobrimento de 6 cm. Considerou-se também Aço A500NR.

#### 3.4.1. Esforços de flexão

A seguir serão apresentados os esforços mais desfavoráveis relativos aos grupos de pilares e consequentemente o cálculo das armaduras de flexão.

#### A. Grupo I - Pilares 1 e 2; 8 a 10; 17 a 19; 25 e 26;

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base - Sismo

$$N_{sd} = 4053,92 \text{ kN}$$

$$M_{sd22} = 3970,75 \text{ kNm}$$

Utilizando o Ábaco de Flexão Composta para secção circular:

$$N_{sd} = 4053,92 \text{ kN}$$

$$M_{sd_{22}} = M_{sd} = 3970,75 \text{ kNm}$$

$$v = 0,13$$

$$\mu = 0,10$$

$$\omega = 0,18$$

$$A_s = 127,97 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima ( Art. 121. 1. ° do R.E.B.A.P. )

$$A_{\min} = 0,6\% \times A_{\text{secção.pilar}} = \frac{0,6}{100} \times 1,33 \times 10000 = 79,64 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima ( Art. 121.2. ° do R.E.B.A.P. )

$$A_{\max} = 8\% \times A_{\text{secção.pilar}} = \frac{8}{100} \times 1,33 \times 10000 = 530,93 \text{ cm}^2$$

## **B. Grupo II - Pilares 3 e 4; 6 e 7; 11 a 16; 20 e 21; 23 e 24;**

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base - Sismo

$$N_{sd} = 3907,99 \text{ kN}$$

$$M_{sd_{22}} = 4782,21 \text{ kNm}$$

Utilizando o Ábaco de Flexão Composta para secção circular:

$$N_{sd} = 3907,99 \text{ kN}$$

$$M_{sd_{22}} = M_{sd} = 4782,21 \text{ kNm}$$

$$v = 0,13$$

$$\mu = 0,12$$

$$\omega = 0,25$$

$$A_s = 177,74 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima ( Art. 121. 1. ° do R.E.B.A.P. )

$$A_{\min} = 0,6\% \times A_{\text{secção.pilar}} = \frac{0,6}{100} \times 1,33 \times 10000 = 79,64 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima ( Art. 121.2. ° do R.E.B.A.P. )

$$A_{m\acute{a}x} = 8\% \times A_{sec\ c\tilde{a}o.pilar} = \frac{8}{100} \times 1,33 \times 10000 = 530,93 cm^2$$

### **C. Grupo III - Pilares 5 e 22;**

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base - Sismo

$$N_{sd} = 4014,25 \text{ kN}$$

$$M_{sd_{22}} = 5903,92 \text{ kNm}$$

Utilizando o Ábaco de Flexão Composta para secção circular:

$$N_{sd} = 4014,25 \text{ kN}$$

$$M_{sd_{22}} = M_{sd} = 5903,92 \text{ kNm}$$

$$v = 0,13$$

$$\mu = 0,15$$

$$\omega = 0,33$$

$$A_s = 234,62 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima ( Art. 121. 1. ° do R.E.B.A.P.)

$$A_{m\acute{i}n} = 0,6\% \times A_{sec\ c\tilde{a}o.pilar} = \frac{0,6}{100} \times 1,33 \times 10000 = 79,64 cm^2$$

Armadura máxima ( Art. 121.2. ° do R.E.B.A.P.)

$$A_{m\acute{a}x} = 8\% \times A_{sec\ c\tilde{a}o.pilar} = \frac{8}{100} \times 1,33 \times 10000 = 530,93 cm^2$$

### **3.4.2. Esforços transversos**

#### **A. Grupo I - Pilares 1 e 2; 8 a 10; 17 a 19; 25 e 26;**

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base – Força de atrito

$$N_{sd} = 6607,36 \text{ kN}$$

$$M_{sd_{22}} = 1560,96 \text{ kNm}$$

$$Msd_{33} = 4034,88 \text{ kNm}$$

$$Msd = 4326,30 \text{ kNm}$$

$$V_{22} = 327,24 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 128,90 \text{ kN}$$

$$Vsd = 351,71 \text{ kN}$$

Valor de  $V_{cd}$  ( Art. 53.2.º do R.E.P.A.B. )

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \left( 1 + \frac{M_0}{Msd} \right) = 900 \times 1,17 \times 0,94 \times 1,24 = 1233 \text{ kN}$$

Recorrendo à 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”, temos para secções circulares:

$$b_w = 0,9\phi$$

$$d = 0,45\phi + 0,64 \left( d - \frac{\phi}{2} \right)$$

Uma vez que  $V_{cd} \gg Vsd$ , a armadura é a mínima regulamentar.

Armadura mínima ( Art. 94.º do R.E.B.A.P. )

$$A_{\min} = \rho_w \times b_w \times 100 = 0,08 \times 1,17 \times 100 = 9,36 \text{ cm}^2$$

## **B. Grupo II - Pilares 3 e 4; 6 e 7; 11 a 16; 20 e 21; 23 e 24;**

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base - Sismo

$$V_{33} = Vsd = 498,66 \text{ kN}$$

$$Nsd = 3907,99 \text{ kN}$$

$$Msd_{22} = 4782,21 \text{ kNm}$$

Valor de  $V_{cd}$  ( Art. 53.2.º do R.E.P.A.B. )

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \left( 1 + \frac{M_0}{Msd} \right) = 900 \times 1,17 \times 0,94 \times 0,87 = 866,51 \text{ kN}$$

Recorrendo à 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”, temos para secções circulares:

$$b_w = 0,9\phi$$

$$d = 0,45\phi + 0,64\left(d - \frac{\phi}{2}\right)$$

Uma vez que  $V_{cd} \gg V_{sd}$ , a armadura é a mínima regulamentar.

Armadura mínima ( Art. 94. ° do R.E.B.A.P. )

$$A_{\min} = 0,08 \times \rho_w \times b_w \times 100 = 0,08 \times 1,17 \times 100 = 9,36 \text{ cm}^2$$

### C. Grupo III - Pilares 5 e 22;

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base - Sismo

$$V_{33} = V_{sd} = 496,13 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 4014,25 \text{ kN}$$

$$M_{sd22} = 5903,92 \text{ kNm}$$

Valor de  $V_{cd}$  ( Art. 53.2. ° do R.E.P.A.B.)

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \left( 1 + \frac{M_0}{M_{sd}} \right) = 900 \times 1,17 \times 0,94 \times 2,27 = 2260,79 \text{ kN}$$

Recorrendo à Bibliografia de Carla Marcão e Júlio Appleton – “ Estruturas de Betão I, folhas de apoio às aulas, Módulo 2 – Verificação da segurança aos Estados Limites Últimos “, temos para secções circulares:

$$b_w = 0,9\phi$$

$$d = 0,45\phi + 0,64\left(d - \frac{\phi}{2}\right)$$

Uma vez que  $V_{cd} \gg V_{sd}$ , a armadura é a mínima regulamentar.

Armadura mínima ( Art. 94. ° do R.E.B.A.P. )

$$A_{\min} = \rho_w \times b_w \times 100 = 0,08 \times 1,17 \times 100 = 9,36 \text{ cm}^2$$

### 3.5. Verificação da segurança ao Estado Limite de Encurvadura

Neste item, abordar-se-á a verificação da segurança ao estado limite último de encurvadura, de todos os pilares, sendo que os esforços foram retirados do modelo 2, tanto para a acção sísmica como para a força de atrito.

De acordo com o capítulo VIII do R.E.B.A.P. temos:

· Esbelteza dos pilares

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

em que,

$l_0$  – comprimento efectivo de encurvadura na direcção considerada;

$i$  – raio de giração, da secção transversal do pilar na direcção considerada, supondo-a constituída apenas por betão.

De acordo Art. 61.4.º 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:

$$\frac{Msd}{Nsd} \geq 3,5h \text{ para } \lambda \leq 70$$

$$\frac{Msd}{Nsd} \geq 3,5h \frac{\lambda}{70} \text{ para } \lambda \geq 70$$

ou

$$\lambda \leq 35 \text{ (estrutura de nós móveis)}$$

sendo  $h$  a altura da secção.

Caso não se verifique nenhuma das condições anteriores, a verificação da segurança dos pilares, segundo uma dada direcção deve ser efectuada considerando o valor de cálculo do momento flector actuante,  $M_{sd}$ , acrescido do momento definido por:

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

sendo que,

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

$e_a$  – Excentricidade accidental;

$e_2$  – Excentricidade de 2ª ordem;

$e_c$  – Excentricidade de fluência.

Temos então, pelo Art. 63.º do R.E.B.A.P.:

Excentricidade accidental,  $e_a$ :

$$e_a = \frac{l_0}{300} \geq 2cm$$

Excentricidade de 2ª ordem,  $e_2$ :

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{10}$$

com:

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

em que,

$A_c$  – Área da secção transversal do pilar;

$h$  – Altura da secção no plano de encurvadura.

Excentricidade de fluência,  $e_c$ :

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

em que:

$M_{sg}$ ,  $N_{sg}$  – Esforços devidos às acções com carácter de permanência ( que provocam fluência ) não afectadas do coeficiente  $\gamma_f$ ;

$\varphi_c(t_\infty, t_0)$  - coeficiente de fluência com valor igual 2,5;

$N_E$  – carga critica de Euler definida por  $\frac{10E_{c,28} I_c}{l_0^2}$  em que  $E_{c,28}$  é o módulo de elasticidade do

betão com valor igual a 33,5 Gpa ( Art. 17.º do R.E.B.A.P. ).  $I_c$  é o momento de inércia da secção transversal do pilar.

No entanto, a excentricidade de fluência pode não ser considerada, caso se verifique uma das seguintes condições:

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

$$\lambda \leq 70$$

É de salientar que, os pilares não devem, em caso algum, ter  $\lambda \geq 140$ .

Finalmente, a verificação da segurança à encurvadura dos pilares faz-se respeitando a condição:

$$\left( \frac{M_{sd,x}}{M_{rd,x0}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{sd,y}}{M_{rd,y0}} \right)^\alpha \leq 1 \text{ com } \alpha = 2 \text{ para secções circulares.}$$

sendo  $M_{rd}$  o valor de cálculo do Momento Resistente calculado de acordo com a armadura adoptada para os pilares e recorrendo às Tabelas de Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão ( R.E.B.A.P. 83 )

Exemplo de cálculo Pilar 4

Análise longitudinal – A.V.B sismo

$$F_{cd} = 23300 \text{ kPa}$$

$$h = 1,30 \text{ m}$$

$$H = 14,96 \text{ m}$$

$$r = 0,33 \text{ m}$$

$$L_0 = H = 14,96 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_0}{r} = 46,03$$

$$N_{sd} = -4108,13 \text{ kN}$$

$$N_{pp} = -3119,01 \text{ kN}$$

$$N_{RCP} = -490,79 \text{ kN}$$

$$N_{PE} = -1,92 \text{ kN}$$

$$N_{sg} = N_{pp} + N_{RCP} + N_{PE} = -3611,71 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} = 0$$

$$3,5h = 4,55$$

- Cálculo da excentricidade adicional  $e_a$ :

$$e_a = \frac{L_0}{300} = 0,05$$

- Cálculo da excentricidade de 2ª ordem  $e_2$ :

$$\eta = \frac{0,4 \times F_{cd} \times A_c}{N_{sd}} = 3,01, \text{ adopta-se } \eta = 1$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta_{adoptado} = \frac{5}{1,30} \times 10^{-3} = 0,00$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{L_0^2}{10} = \frac{14,96^2}{10} = 0,09$$

- Cálculo da Carga crítica de Euler:

$$\frac{10E_{c,28} I_c}{l_0^2} = \frac{10 \times 33,50 \times 1000000 \times 0,14}{14,96^2} = 209879,62$$

- Cálculo da excentricidade de fluência:

$$e_c = 0 \text{ pois } \lambda \leq 70$$

- Cálculo do valor do momento flector actuante acrescido do valor de cálculo do Esforço normal actuante:

$$N_{sd}(e_a + e_2 + e_c) = 4108,13 \times (0,05 + 0,09) = 558,43$$

$$M_{sd}' = N_{sd}(e_2 + e_2 + e_c) + M_{sd33} = 558,43 \text{ kN.m}$$

$$\nu = 0,09$$

$$A_s = 0,02 \text{ m}^2$$

$$\omega = 0,25$$

$$\mu = 0,11$$

Portanto o valor de cálculo do Momento flector resistente é igual a  $M_{rd} = 4422,51 \text{ kN.m}$

#### Análise transversal – A.V.B sismo

$$F_{cd} = 23300 \text{ kPa}$$

$$h = 1,30 \text{ m}$$

$$H = 14,96 \text{ m}$$

$$r = 0,33 \text{ m}$$

$$L_0 = 2H = 29,92 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_0}{r} = 92,06$$

$$M_{sd22} = 3967,60 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -4108,13 \text{ kN}$$

$$N_{pp} = -3119,01 \text{ kN}$$

$$N_{RCP} = -490,79 \text{ kN}$$

$$N_{PE} = -1,92 \text{ kN}$$

$$N_{sg} = N_{pp} + N_{RCP} + N_{PE} = -3611,71 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} = -0,97$$

$$3,5h\lambda/70 = 5,98$$

- Cálculo da excentricidade adicional  $e_a$ :

$$e_a = \frac{L_0}{300} = 0,10$$

$$\eta = \frac{0,4 \times F_{cd} \times A_c}{N_{sd}} = 3,01, \text{ adopta-se } \eta = 1$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta_{adoptado} = \frac{5}{1,30} \times 10^{-3} = 0,00$$

- Cálculo da excentricidade de 2ª ordem  $e_2$ :

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{L_0^2}{10} = \frac{29,92^2}{10} = 0,34$$

- Cálculo da Carga crítica de Euler:

$$\frac{10E_{c,28} I_c}{l_0^2} = \frac{10 \times 33,50 \times 1000000 \times 0,14}{14,96^2} = 52469,91$$

- Cálculo da excentricidade de fluência:

$$e_c = \left( \frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \left[ \exp \left( \frac{\varphi_c(t_\infty, t_0) N_{sg}}{N_E - N_{sg}} \right) - 1 \right] = 0,02$$

- Cálculo do valor do momento flector actuante acrescido do valor de cálculo do Esforço normal actuante:

$$N_{sd}(e_a + e_2 + e_c) = 4108,13 \times (0,10 + 0,34 + 0,02) = 1895,61$$

$$M_{sd}' = N_{sd}(e_2 + e_2 + e_c) + M_{sd22} = 5863,20 \text{ kN.m}$$

$$\nu = -0,13$$

$$A_s = 0,02 \text{ m}^2$$

$$\omega = 0,25$$

$$\mu = 0,12$$

Portanto o valor de cálculo do Momento flector resistente é igual a  $M_{rd} = 4422,55 \text{ kN.m}$

Finalmente, tem-se para ambas as direcções que,  $\left( \frac{M_{sd,x}}{M_{rd,x0}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{sd,y}}{M_{rd,y0}} \right)^\alpha \approx 1,00$ , e portanto

está feita a verificação ao Estado Limite Último de Encurvadura.

#### 4. MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO DE ESTACAS

##### 4.1. Cálculo do Esforço Axial na cabeça das estacas

O esforço axial na cabeça de cada estaca foi calculado na direcção das estacas com o pilar, e portanto na direcção yy ( direcção transversal ), tendo sido calculado para dois grupos de pilares. Assim temos:

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{N}{n} \pm \left( \frac{Mxe}{\sum e^2} \right)$$

sendo:

N – Esforço normal actuante, acrescido do Peso Próprio do maciço;

M – Momento flector actuante, acrescido do esforço transversal actuante multiplicado pela altura do maciço;

n – Número de estacas por maciço ( duas estacas );

e – Excentricidade da estaca em relação ao pilar.

### **A. Grupo I - Pilares Fusíveis**

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base – Vento – Modelo 1:

$$N = 6415,00 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 1171,17 \text{ kNm}$$

$$M_{33} = 4652,44 \text{ kNm}$$

$$V_{22} = 499,74 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 130,13 \text{ kN}$$

$$\alpha = 11,05^\circ$$

Uma vez que o eixo das estacas faz um ângulo  $\alpha$  com o eixo do viaduto, existe necessidade de decompor os esforços provenientes do programa de cálculo nas direcções xx e yy:

$$M_{xx} = M_{22} \cos(11,05) + M_{33} \cos(90 - 11,05) = 2041,17 \text{ kNm}$$

$$M_{yy} = -M_{22} \cos(90 - 11,05) + M_{33} \cos(11,05) = 4341,31 \text{ kNm}$$

$$V_{xx} = V_{33} \cos(11,05) + V_{22} \cos(90 - 11,05) = 223,50 \text{ kN}$$

$$V_{yy} = -V_{33} \cos(90 - 11,05) + V_{22} \cos(11,05) = 465,53 \text{ kN}$$

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{-6415,00}{2} - \frac{(4341,31 + (265,53 \times 2)) \times 1,8}{2 \times 1,8^2} = -17415,33 \text{ kN}$$

### **B. Grupo II - Restantes Pilares**

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base – Força de atrito – Modelo 2:

$$N = 6701,64 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 1516,01 \text{ kNm}$$

$$M_{33} = 4895,53 \text{ kNm}$$

$$V_{22} = 327,24 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 104,13 \text{ kN}$$

$$\alpha = 4,29^\circ$$

Uma vez que o eixo das estacas faz um ângulo  $\alpha$  com o eixo do viaduto, existe necessidade de decompor os esforços provenientes do programa de cálculo nas direcções xx e yy:

$$M_{xx} = M_{22} \cos(4,29) + M_{33} \cos(90 - 4,29) = 1877,97 \text{ kNm}$$

$$M_{yy} = -M_{22} \cos(90 - 4,29) + M_{33} \cos(4,29) = 4768,41 \text{ kNm}$$

$$V_{xx} = V_{33} \cos(4,29) + V_{22} \cos(90 - 4,29) = 164,92 \text{ kNm}$$

$$V_{yy} = -V_{33} \cos(90 - 4,29) + V_{22} \cos(4,29) = 301,21 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{máx}} = \frac{-6701,64}{2} - \frac{(4768,41 + 164,92) \times 1,8}{2 \times 1,8^2} = -18217,32 \text{ kN}$$

## 4.2. Dimensionamento

O maciço de encabeçamento foi dimensionado a partir do modelo de escoras e tirantes.

Procurou-se agrupar os maciços em dois grupos, os pilares fusíveis ( P13 e P14 ) e os restantes pilares.

Uma vez que todos os pilares apresentam um esforço normal devido à acção variável base SCU + SCL semelhante, o esforço condicionante no dimensionamento do maciço é o momento flector e a reacção na cabeça da estaca  $N_{\text{máx}}$ .

### A. Grupo I - Pilares fusíveis

#### Direcção Transversal

Segundo as relações:

$E_{sd}/h$	0	0,25	0,5	1	1,5
$k$	0,25	0,2	0,15	0,1	0,05

temos,

$$E_{sd} = \frac{\left( \frac{M_{sd,33}}{N_{sd}} \right)}{h} = 0,58 \quad \Rightarrow k = 0,142$$

$$tg \alpha = \frac{h - h_{reg}}{d - \left( \frac{\phi_{pilar}}{2} - k\phi \right)} = 1,424$$

$$tg \alpha = \frac{N_{m\acute{a}x} + PP_{maci\c{o}}}{F_t} = F_t = \frac{N_{m\acute{a}x} + PP_{maci\c{o}}}{tg \alpha} = 12369,81kN$$

em que,

h - altura do maciço ( h = 2 m );

d – distância entre eixos de estacas;

h<sub>reg</sub> – espessura do betão de regularização ( h<sub>reg</sub> = 0,1 m ).

$$As = \frac{F_t}{F_{syd}} = 284,36cm^2$$

Adopta-se 2x20Ø32

### Direcção Longitudinal

Calculou-se primeiro a armadura mínima regulamentar:

$$As_{min} = 0,12xb_t x dx100 = 0,12x1x(2 - 0,1)x100 = 22,8cm^2 \text{ ( Art. 90.º R.E.B.A.P. )}$$

Nesta direcção, adoptou-se uma armadura um pouco superior à armadura mínima, e portanto 10 Ø 32.

## B. Grupo II - Restantes Pilares

### Direcção Transversal

Segundo as relações:

$E_{sd}/h$	0	0,25	0,5	1	1,5
$k$	0,25	0,2	0,15	0,1	0,05

temos,

$$E_{sd} = \frac{\left( \frac{M_{sd,33}}{N_{sd}} \right)}{h} = 0,76 \quad \Rightarrow k = 0,141$$

$$tg \alpha = \frac{h - h_{reg}}{d - \left( \frac{\phi_{pilar}}{2} - k\phi \right)} = 1,425$$

$$tg \alpha = \frac{N_{máx} + PP_{maciço}}{F_t} = F_t = \frac{N_{máx} + PP_{maciço}}{tg \alpha} = 12924,62 kN$$

em que,

$h$  - altura do maciço (  $h = 2$  m );

$d$  - distância entre eixos de estacas;

$h_{reg}$  - espessura do betão de regularização (  $h_{reg} = 0,1$  m ).

$$A_s = \frac{F_t}{F_{syd}} = 297,12 cm^2$$

Adopta-se 2x20Ø32

### Direcção Longitudinal

Calculou-se primeiro a armadura mínima regulamentar:

$$A_{s_{\min}} = 0,12x b_l x dx 100 = 0,12x 1x(2 - 0,1)x 100 = 22,8cm^2 \text{ ( Art. 90.º R.E.B.A.P. )}$$

Nesta direcção, adoptou-se uma armadura um pouco superior à armadura mínima, e portanto  $\varnothing 32$ .

## 5. ESTACAS

O dimensionamento das estacas, foi efectuado recorrendo ao Programa de cálculo automático, por meio de um modelo de um pórtico de barras, que pretende simular um maciço de encabeçamento assente em duas estacas. Os esforços actuantes foram os retirados na base de cada pilar, que após uma combinação de acções, foram introduzidos no programa.

Cálculo do valor da rigidez do terreno,  $K_s$  de cada mola da estaca:

A rigidez do terreno que envolve as estacas foi simulada através de molas de rigidez variável, e foram calculadas segundo a 4ª edição da publicação “*Foundation Analysis and Design*” de *Joseph E. Bowles, da MacGraw-Hill Book Company.*, e pode ser determinada, tendo em conta as características do terreno, descritas no relatório geotécnico, da seguinte forma:

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

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

em que,

$A_{\text{inf}}$  - Área de Influência de cada mola;

$B$  - Diâmetro da estaca = 1,20 m.

$L$  - Comprimento da estaca enterrada.

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

$\mu$  - Coeficiente de Poisson estimado de acordo com o quadro 2-8 da mesma publicação.

## 5.1. Combinações de esforços

Para a verificação da segurança aos Estados Limites Últimos de Resistência considerou-se a combinação fundamental de acções enunciada no Art. 9.2.º do R.S.A.:

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

## 5.2. Dimensionamento

Apresentam-se de seguida os esforços obtidos no programa de cálculo automático, bem como o valor de cálculo dos esforços actuantes obtidos através da sua combinação.

Segundo as especificações do LNEC, considerou – se a mesma classe de exposição ambiental dos pilares XD3, e portanto adoptou – se a classe de betão C35/45 ( B40 ) e um recobrimento de 7 cm. Considerou-se também Aço A500NR.

### 5.2.1. Esforços de flexão

A seguir serão apresentados os esforços mais desfavoráveis relativos aos grupos de pilares, retirados na sua base, e conseqüentemente o cálculo das armaduras de flexão.

#### A. Grupo I - Pilares Fusíveis

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base – Vento – Modelo 1

$$N_{sd} = 6415,65 \text{ kN}$$

$$M_{sd22} = 1171,17 \text{ kNm}$$

$$M_{sd33} = 4652,44 \text{ kNm}$$

$$V_{22} = 499,74 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 130,13 \text{ kN}$$

$$\alpha = 11,05^\circ$$

Uma vez que o eixo das estacas faz um ângulo  $\alpha$  com o eixo do viaduto, existe necessidade de decompor os esforços provenientes do programa de cálculo nas direcções xx e yy:

$$M_{xx} = -M_{22} \cos(11,05) - M_{33} \cos(90 - 11,05) = 2041,17 \text{ kNm}$$

$$M_{yy} = +M_{22} \cos(90 - 11,05) - M_{33} \cos(11,05) = 4341,71 \text{ kNm}$$

$$V_{xx} = -V_{33} \cos(11,05) - V_{22} \cos(90 - 11,05) = 223,50 \text{ kN}$$

$$V_{yy} = +V_{33} \cos(90 - 11,05) - V_{22} \cos(11,05) = 465,54 \text{ kN}$$

Recorrendo ao programa de cálculo automático e utilizando posteriormente o Ábaco de Flexão Composta para secções circulares:

$$N_{sd} = 4284,32 \text{ kN}$$

$$M_{sd22} = 238,75 \text{ kNm}$$

$$M_{sd33} = 2523,35 \text{ kNm}$$

$$V_{22} = 130,78 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 101,76 \text{ kN}$$

$$v = 0,16$$

$$\mu = 0,08$$

$$\omega = 0,14$$

$$A_s = 84,81 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima ( Art. 121. 1. ° do R.E.B.A.P. )

$$A_{\min} = 0,6\% \times A_{\text{secção.estaca}} = \frac{0,6}{100} \times 1,13 \times 10000 = 67,86 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima ( Art. 121.2. ° do R..E.B.A.P. )

$$A_{\max} = 8\% \times A_{\text{secção.estaca}} = \frac{8}{100} \times 1,13 \times 10000 = 904,78 \text{ cm}^2$$

Adopta-se uma armadura de 20Ø25.

## **B. Grupo II – Restantes Pilares**

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base – Força de atrito – Modelo 2

$$N_{sd} = 6701,64 \text{ kN}$$

$$M_{sd22} = 1516,00 \text{ kNm}$$

$$M_{sd33} = 4895,53 \text{ kNm}$$

$$V_{22} = 327,24 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 104,13 \text{ kN}$$

$$\alpha = 4,29^\circ$$

Uma vez que o eixo das estacas faz um ângulo  $\alpha$  com o eixo do viaduto, existe necessidade de decompor os esforços provenientes do programa de cálculo nas direcções xx e yy:

$$M_{xx} = M_{22} \cos(4,29) + M_{33} \cos(90 - 4,29) = 1877,96 \text{ kNm}$$

$$M_{yy} = -M_{22} \cos(90 - 4,29) + M_{33} \cos(4,29) = 4768,41 \text{ kNm}$$

$$V_{xx} = +V_{33} \cos(4,29) + V_{22} \cos(90 - 4,29) = 128,32 \text{ kN}$$

$$V_{yy} = -V_{33} \cos(90 - 4,29) + V_{22} \cos(4,29) = 318,42 \text{ kN}$$

Recorrendo ao programa de cálculo automático e utilizando posteriormente o Ábaco de Flexão Composta para secções circulares:

$$N_{sd} = 4349,56 \text{ kN}$$

$$M_{sd22} = 143,65 \text{ kNm}$$

$$M_{sd33} = 2639,41 \text{ kNm}$$

$$V_{22} = 241,45 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 57,55 \text{ kN}$$

$$v = 0,17$$

$$\mu = 0,08$$

$$\omega = 0,13$$

$$A_s = 78,75 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima ( Art. 121. 1. ° do R.E.B.A.P. )

$$A_{\min} = 0,6\% \times A_{\text{secção.estaca}} = \frac{0,6}{100} \times 1,13 \times 10000 = 67,86 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima ( Art. 121.2. ° do R.E.B.A.P. )

$$A_{\max} = 8\% \times A_{\text{secção.estaca}} = \frac{8}{100} \times 1,13 \times 10000 = 904,78 \text{ cm}^2$$

Adopta-se portanto, uma armadura de 20 Ø25.

### 5.2.2. Esforços transversos

#### A. Grupo I – Pilares fusíveis

Valores de cálculo dos esforços actuantes:

$$N_{sd} = 4089,40 \text{ kN}$$

$$M_{sd22} = 238,75 \text{ kNm}$$

$$M_{sd33} = 2523,35 \text{ kNm}$$

$$V_{22} = 130,78 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 101,76 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 165,70 \text{ kN}$$

Valor de  $V_{cd}$  ( Art. 53.2.º do R.E.P.A.B. ):

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \left( 1 + \frac{M_0}{M_{sd}} \right) = 900 \times 1,08 \times 0,86 \times 1,23 = 1034,24 \text{ kN}$$

Recorrendo à 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”, temos para secções circulares:

$$b_w = 0,9\phi$$

$$d = 0,45\phi + \left( 0,64d - \frac{\phi}{2} \right)$$

Uma vez que  $V_{cd} \gg V_{sd}$ , a armadura é a mínima regulamentar.

#### B. Grupo II – Restantes Pilares

Valores de cálculo dos esforços actuantes:

$$N_{sd} = 4144,25 \text{ kN}$$

$$M_{sd22} = 143,65 \text{ kNm}$$

$$M_{sd33} = 2639,41 \text{ kNm}$$

$$V_{22} = 241,45 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 57,55 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 248,21 \text{ kN}$$

Valor de  $V_{cd}$  ( Art. 53.2.º do R.E.P.A.B. ):

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \left( 1 + \frac{M0}{Msd} \right) = 900 \times 1,08 \times 0,86 \times 1,23 = 1028,73 \text{ kN}$$

Recorrendo à 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”, temos para secções circulares:

$$b_w = 0,9\phi$$

$$d = 0,45\phi + 0,64 \left( d - \frac{\phi}{2} \right)$$

Uma vez que  $V_{cd} \gg V_{sd}$ , a armadura é a mínima regulamentar

### 5.3. Verificação da tensão de ponta das estacas

A tensão de ponta de cada estaca não deve ultrapassar 6 Mpa, e pode ser obtida a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_{ponta} = \frac{N_{sd,máx}}{A_p}$$

sendo,

$N_{sd,máx}$  – Esforço Normal actuante;

$A_p$  – Área da secção transversal de cada estaca, com diâmetro  $\phi = 1,20$  m.

Sabendo os esforços obtidos na base de cada pilar, efectuou-se uma combinação frequente desses mesmos esforços:

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

De seguida, através do Programa de cálculo automático, e utilizando o mesmo modelo de cálculo para obter os esforços de flexão e transversos das estacas, calculou-se o valor de  $N_{sd, máx}$  acrescido do PP do maciço.

### A. Grupo I – Pilares fusíveis

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base – SCU + SCL – Modelo 2

$$N_{sd} = 4420,26 \text{ kN}$$

$$M_{sd_{22}} = -24,27 \text{ kNm}$$

$$M_{sd_{33}} = -956,90 \text{ kNm}$$

$$V_{22} = -99,78 \text{ kN}$$

$$V_{33} = -2,53 \text{ kN}$$

$$\alpha = 11,05^\circ$$

Uma vez que o eixo das estacas faz um ângulo  $\alpha$  com o eixo do viaduto, existe necessidade de decompor os esforços provenientes do programa de cálculo nas direcções xx e yy:

$$M_{xx} = -M_{22} \cos(11,05) - M_{33} \cos(90 - 11,05) = -207,22 \text{ kNm}$$

$$M_{yy} = +M_{22} \cos(90 - 11,05) - M_{33} \cos(11,05) = -934,51 \text{ kNm}$$

$$V_{xx} = -V_{33} \cos(11,05) - V_{22} \cos(90 - 11,05) = -21,61 \text{ kNm}$$

$$V_{yy} = +V_{33} \cos(90 - 11,05) - V_{22} \cos(11,05) = -97,45 \text{ kNm}$$

Utilizando o Programa de cálculo automático temos:

$$N_N = -2210,13 \text{ kN}$$

$$N_{V_{33}} = -14,27 \text{ kN}$$

$$N_{M_{22}} = -54,72 \text{ kN}$$

$$N_{sd,m\acute{a}x} = N_N + N_{V_{33}} + N_{M_{22}} = -2279,13 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ponta} = -\left(\frac{-2474,52}{1,13}\right) = 2187,95 \text{ kPa}$$

Uma vez que a tensão de ponta de cada estaca, é inferior ao valor da tensão máxima admissível, então está feita a verificação.

## B. Grupo II – Restantes Pilares

Valores de cálculo dos esforços actuantes – Acção variável base – SCU + SCL – Modelo 2

$$N_{sd} = 4534,34 \text{ kN}$$

$$M_{sd_{22}} = 919,38 \text{ kNm}$$

$$V_{33} = 77,26 \text{ kN}$$

$$\alpha = 5,68^\circ$$

Uma vez que o eixo das estacas faz um ângulo  $\alpha$  com o eixo do viaduto, existe necessidade de decompor os esforços provenientes do programa de cálculo nas direcções xx e yy:

$$M_{xx} = M_{22} \cos(5,68) = 914,86 \text{ kNm}$$

$$M_{yy} = -M_{22} \cos(90 - 5,68) = -90,99 \text{ kNm}$$

$$V_{xx} = +V_{33} \cos(5,68) = 76,88 \text{ kNm}$$

$$V_{yy} = -V_{33} \cos(90 - 5,68) = -7,65 \text{ kNm}$$

Utilizando o Programa de cálculo automático temos:

$$N_N = -2267,17 \text{ kN}$$

$$N_{V_{33}} = -50,78 \text{ kN}$$

$$N_{M_{22}} = -241,60 \text{ kN}$$

$$N_{sd,max} = N_N + N_{V_{33}} + N_{M_{22}} = -2559,55 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ponta} = \left( \frac{-2760,28}{1,13} \right) = 2440,62 \text{ kPa}$$

Uma vez que a tensão de ponta de cada estaca, é inferior ao valor da tensão máxima admissível, então está feita a verificação.

## 6. APARELHOS DE APOIO

Os aparelhos de apoio dos pilares e encontros previstos neste Projecto serão do tipo “ Pot Bearing ”, de deslizamento unidireccional e fixos transversalmente. Os pilares centrais P13 e P14, são materializados através de ferrolhos fusíveis.

Os aparelhos de apoio foram dimensionados tendo em conta a sua capacidade relativa às cargas verticais, horizontal transversal e horizontal longitudinal bem como o valor dos seus deslocamentos.

### 6.1. Esforços

De seguida serão apresentadas as combinações de esforços retiradas dos modelos 1 e 2, que serviram de base para o cálculo das cargas verticais, cargas horizontais transversais e cargas horizontais longitudinais e finalmente os deslocamentos. É de notar que o dimensionamento do aparelho fez-se para a situação mais desfavorável.

#### 6.1.1. Cargas Verticais

##### · Pilares

$$N_{m\acute{a}x} = N_{pp} + N_{rcp} + N_{PE} + N_{scu+scl} + N_{VDT}$$

##### · Encontros

$$N_{m\acute{a}x} / Ap.apoio = N_{pp} + N_{rcp} + N_{PE} + N_{VDT}^{+}$$

$$N_{m\acute{i}n} / Ap.apoio = N_{pp} + N_{rcp} + N_{PE} + N_{VT} + N_{VDT}^{-}$$

#### 6.1.2. Cargas Horizontais transversais

##### · Pilares e Encontros

Acção var. base sismo ( E ):

$$V_{m\acute{a}x} / Ap.apoio = V_E^{+} + V_{c+s}^{+} + V_{VUT}^{+}$$

$$V_{m\acute{i}n} / Ap.apoio = V_E^{-} + V_{s+c}^{-} + V_{VUT}^{-}$$

Acção var. base vento (W):

$$V_{máx} / Ap.apoio = V_{c+s}^+ + V_{VDT}^+ + V_{vento}^+ + V_{frenagem}^+$$

$$V_{mín} / Ap.apoio = V_{c+s}^- + V_{VDT}^- + V_{vento}^- + V_{frenagem}^-$$

## 6.2. Deslocamentos

O valor dos deslocamentos foi retirado do Programa de cálculo automático SAP2000 para os modelos 1 e 2, tendo-se usado as seguintes expressões:

### Pilares e Encontros

Acção var. base vento (W):

$$\delta_{máx} = \delta_{PE} + \delta_{c+s}^+ + \delta_{vento}^+ + \delta_{VUT}^+ + \delta_{Frenagem}$$

$$\delta_{mín} = \delta_{PE} + \delta_{c+s}^- + \delta_{vento}^- + \delta_{VUT}^- + \delta_{Frenagem}$$

Acção var. base sismo (E):

$$\delta_{máx} = \delta_{PE} + \delta_{c+s}^+ + \delta_E^+ + \delta_{VUT}^+$$

$$\delta_{mín} = \delta_{PE} + \delta_{c+s}^- + \delta_E^- + \delta_{VUT}^-$$

## 6.3. Aparelhos de apoio a adoptar

A seguir será apresentado um quadro com as características dos aparelhos de apoio, fazendo-se referência às cargas a suportar bem como os deslocamentos.

<b>Apoios</b>	<b>F<sub>V</sub> (kN)</b>	<b>F<sub>T</sub> (kN)</b>	<b>δ<sub>L</sub> (mm)</b>	<b>Θ (rad)</b>
<b>Pilares</b>	5000	400	±500	0,002
<b>Encontros</b>	1250	550	±450	0,007

Os aparelhos fusíveis que materializam os aparelhos de apoio dos pilares centrais, deverão ter, no mínimo, a capacidade de suportar uma força longitudinal de 600 kN.

Nos encontros, o tabuleiro é apoiado sobre 4 aparelhos de apoio, 2 por nervura, tendo cada um as características acima apresentadas.

## 7. JUNTAS DE DILATAÇÃO

As juntas de dilatação, sendo peças que se localizam na zona de transição entre o tabuleiro e os encontros, destinam-se a acomodar os movimentos provenientes de efeitos diferidos, variações de temperatura etc.

Assim, considerou-se as seguintes combinações não majoradas:

Acção var. base vento (W):

$$\delta_{máx} = \delta_{PE} + \delta_{Vento}^{+} + \delta_{VUT}^{+} + \delta_{c+s}^{+}$$

$$\delta_{mín} = \delta_{PE} + \delta_{Vento}^{-} + \delta_{VUT}^{-} + \delta_{c+s}^{-}$$

Acção var. base sismo (E):

$$\delta_{máx} = \delta_{PE} + \delta_E^{+} + \delta_{VUT}^{+} + \delta_{c+s}^{+}$$

$$\delta_{mín} = \delta_{PE} + \delta_E^{-} + \delta_{VUT}^{-} + \delta_{c+s}^{-}$$

Tendo em conta o campo de deslocamentos obtidos, prevê-se juntas de dilatação com um deslocamento máximo de  $\pm 450mm$ . Outra questão importante é o facto destas juntas estarem localizadas apenas junto aos encontros pelo facto do viaduto ser todo ele apoiado, estas peças terão dimensões razoáveis.

## CONCLUSÃO

Este trabalho teve como finalidade o Projecto de Execução da Ponte e Viaduto sobre a várzea do Rio Nabão.

Relativamente ao processo construtivo, verifica-se que o método por tramo a tramo constituído por cimbres ao solo em toda a extensão do viaduto e com recurso a torres e vigas na zona de atravessamento do Rio, é um método bastante eficaz na medida em que a rasante apresenta uma altura sensivelmente baixa e o início do viaduto insere-se numa curva.

Apesar da ponte ser construída por fases, a sua avaliação foi feita para uma única fase, constatando-se que deveria ter sido feita para duas fases, no início de exploração da obra e a longo prazo, uma vez que os esforços são diferentes numa e noutra.

Por forma a simular o comportamento da superestrutura bem como pilares e fundações, foram elaborados modelos de cálculo em elementos finitos no Programa SAP2000, a partir do qual foram realizadas análises estáticas e dinâmicas, tendo-se concluído que os resultados obtidos demonstram o que é expectável de uma estrutura com as características apresentadas.

Com base no modelo de cálculo 2, a acção sísmica foi verificada, com recurso a espectros de resposta para um sismo do tipo 2, tendo-se verificado que as frequências próprias do viaduto são bastante baixas pelo que se conclui que a estrutura é bastante flexível.

É de salientar que este Projecto permitiu não só consolidar conhecimentos adquiridos ao longo do curso, que foi desde logo a razão de escolha do Trabalho Final de Mestrado, mas também a integração numa equipa de trabalho bastante sólida e que contribuiu para o sucesso da concretização do mesmo.

## **BIBLIOGRAFIA**

- I. Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP).
- II. Regulamento de Estruturas de Batão Armado e Pré-Esforçado (REBAPE).
- III. EN 1992 – 1-1 Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1.1: Regras Gerais.
- IV. EN 1998 -1 Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas em Zonas sísmicas – Parte 1: Regras Gerais, acção sísmica e regras para Edifícios.
- 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. MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio (2008). “ Módulo 3 – Fundações de Edifícios ”, Estruturas de Betão II, IST.
- VIII. BOWLES, Joseph E. (1997). “Foundation Analysis and Design (Fourth edition)”. McGraw-Hill.
- IX. NP-EN 206-1 (2007). “ A Especificação do Betão ”.

**ANEXOS**

---

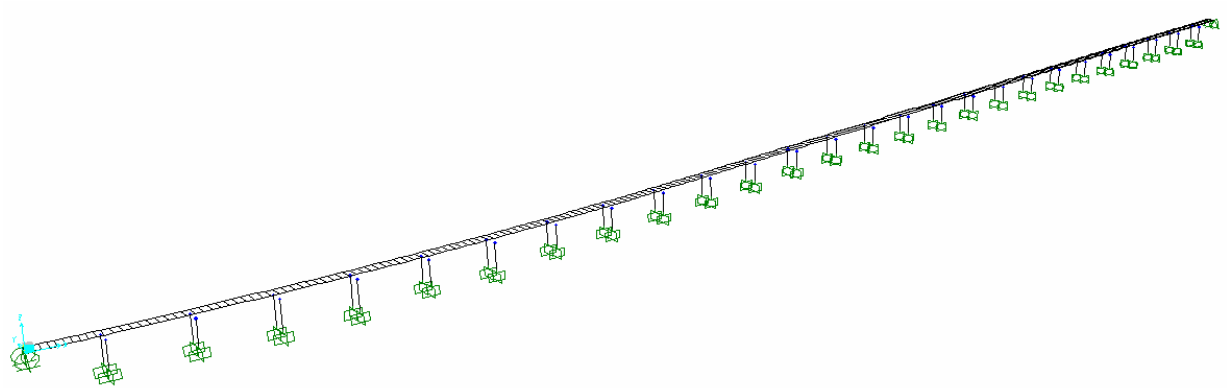


Figura 3 - Modelo de Cálculo do tabuleiro

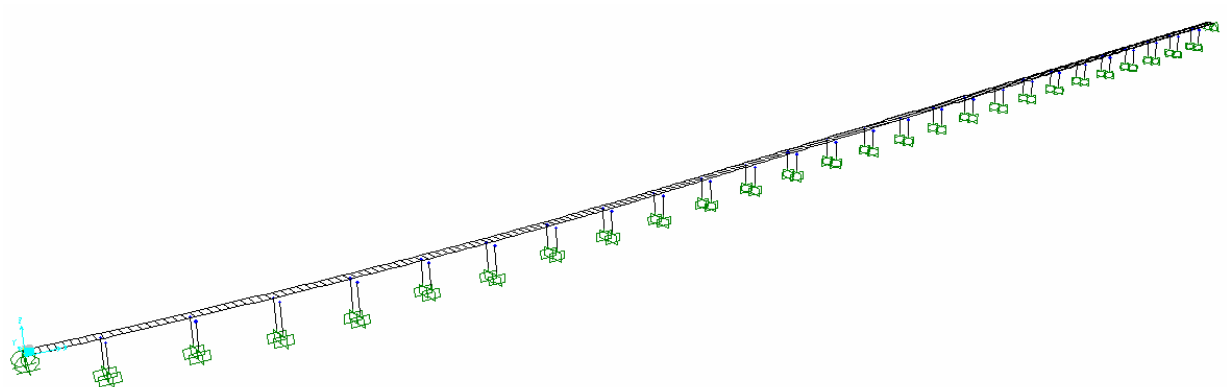


Figura 4 - Modelo de Cálculo 1 dos pilares

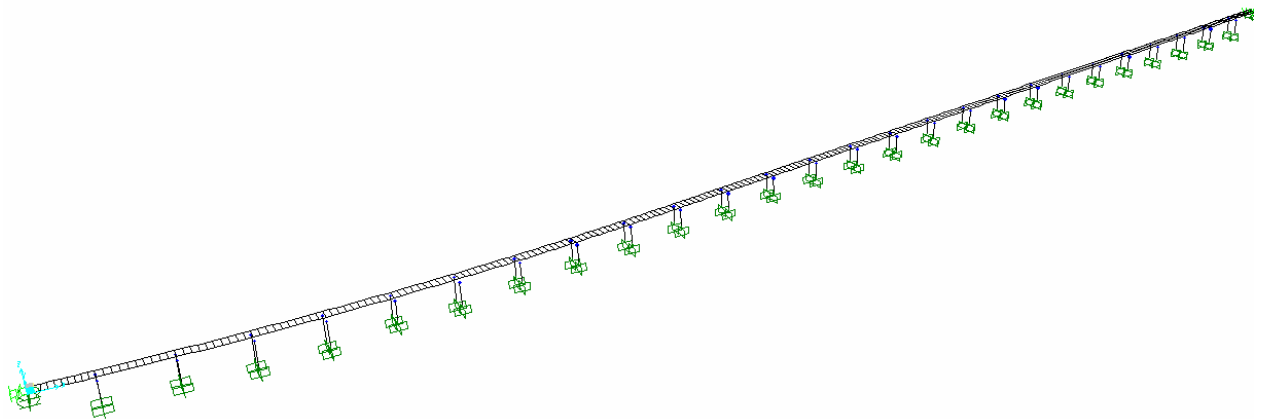


Figura 5 - Modelo de Cálculo 2 dos pilares

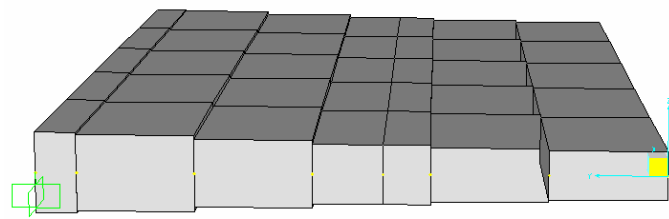


Figura 6 - Modelo de Cálculo das consolas 1 e 2

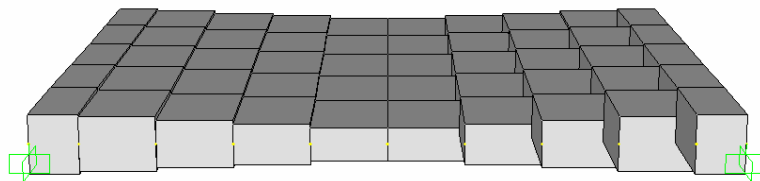


Figura 7 - Modelo de Cálculo da laje intermédia

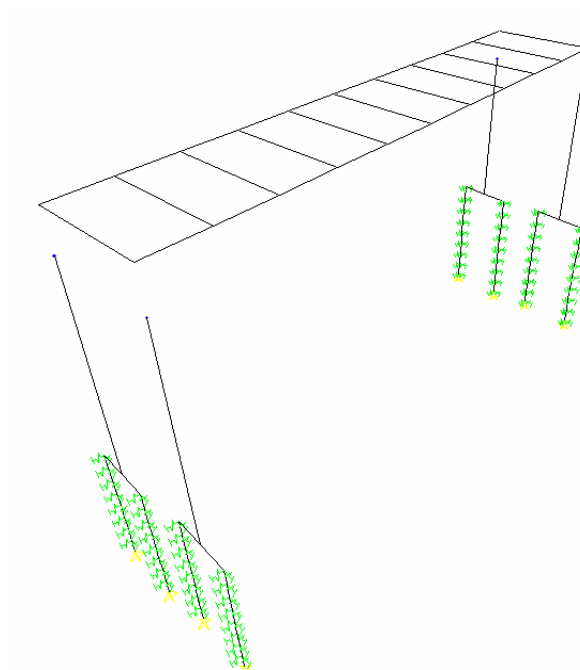


Figura 8 - Modelo de Cálculo das estacas