

ENG° CARLOS GARRIDO



---

# MEMÓRIA DESCRITIVA



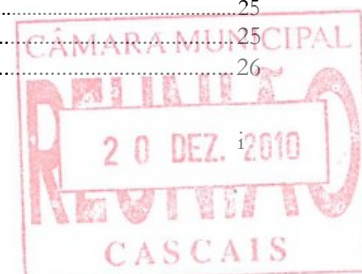
## VIA ORIENTAL NO CONCELHO DE CASCAIS – TROÇO 1

### OBRAS DE ARTE INTEGRADAS

### PROJECTO DE EXECUÇÃO

#### ÍNDICE

<b>3 - 1 – O.A.1</b> .....	3
3-1.1 – INTRODUÇÃO .....	3
3-1.2 – GENERALIDADES .....	3
3-1.3 – CONDICIONAMENTOS HIDRÁULICOS.....	4
3-1.4 – CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS .....	4
3-1.5 – SOLUÇÃO ESTRUTURAL PROJECTADA .....	4
3-1.6 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	4
3-1.7 – MATERIAIS E EQUIPAMENTO.....	5
3-1.8 – PROCESSOS CONTRUTIVOS .....	5
<b>3 - 2 – O.A.2</b> .....	5
3-2.1 – INTRODUÇÃO .....	5
3-2.2 – GENERALIDADES .....	5
3-2.3 – CONDICIONAMENTOS HIDRÁULICOS.....	6
3-2.4 – CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS .....	6
3-2.5 – SOLUÇÃO ESTRUTURAL PROJECTADA .....	6
3-2.6 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	7
3-2.7 – MATERIAIS E EQUIPAMENTO.....	7
3-2.8 – PROCESSOS CONTRUTIVOS .....	8
3-2.9 – NOTA FINAL.....	8
<b>3 - 3 – O.A.3</b> .....	8
3-3.1 – INTRODUÇÃO .....	8
3-3.2 – GENERALIDADES .....	8
3-3.3 – CONDICIONAMENTOS HIDRÁULICOS.....	9
3-3.4 – CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS .....	9
3-3.5 – SOLUÇÃO ESTRUTURAL PROJECTADA .....	9
3-3.6 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	9
3-3.7 – MATERIAIS E EQUIPAMENTO.....	10
3-3.8 – PROCESSOS CONTRUTIVOS .....	10
<b>3 - 4 – ALARGAMENTO DA PASSAGEM SUPERIOR PS9 SOBRE A A5</b> .....	11
3-4.1 – INTRODUÇÃO .....	11
3-4.2 – DESCRIÇÃO DA OBRA DE ARTE EXISTENTE .....	11
3-4.3 – SOLUÇÃO PROPOSTA PARA O ALARGAMENTO .....	12
3-4.4 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA OBRA EXISTENTE E DAS NOVAS PASSAGENS.....	14
3-4.5 – MATERIAIS .....	15
3-4.6 – CADERNO DE ENCARGOS E MEDIÇÕES.....	16
3-4.7 – CONSIDERAÇÕES GERAIS, CRITÉRIOS GERAIS DE SEGURANÇA DO CÁLCULO.....	16
3-4.7.1– Introdução .....	16
3-4.7.2– Verificação da segurança.....	17
3-4.7.3– Modelação Estrutural .....	18
3-4.7.4– Acções .....	19
3-4.7.5– Combinação de Acções.....	22
3-4.7.6– Materiais.....	24
3-4.8 – ANÁLISE DO TABULEIRO.....	25
3-4.8.1– Análise Longitudinal.....	25
3-4.8.2– Estado Limites de Utilização.....	26



---

3-4.8.3– Estado Limites Últimos.....	29
3-4.8.4– Verificação dos Interfaces de Corte.....	29
3-4.8.5– Verificação dos Interfaces de Corte.....	33
3-4.8.6– Verificação de Segurança das Carlingas.....	37
3-4.8.7– Verificação de Segurança dos Pilares.....	41
3-4.9 – APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO .....	44
3-4.9.1– Considerações gerais.....	44
3-4.10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	45

**ANEXO: CÁLCULOS**



## VIA ORIENTAL NO CONCELHO DE CASCAIS – TROÇO 1

### OBRAS DE ARTE INTEGRADAS

#### PROJECTO DE EXECUÇÃO

#### MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

#### 3 - 1 – O.A.1

##### 3-1.1 – INTRODUÇÃO

A presente obra de arte denominada OA1 está integrada no traçado da Via Oriental no Concelho de Cascais – Troço 1, situando-se ao Km +0.02217 do eixo 1.

Esta obra transpõe a Ribeira de Sassoeiros, respeitando as características viárias previstas neste ponto do traçado e garantindo o escoamento necessário da referida ribeira.

Os elementos base para o presente estudo foram a directriz e perfil longitudinal da via, o perfil transversal tipo na zona da obra, o levantamento topográfico local á escala 1:500 e o relatório geológico geotécnico do reconhecimento e sondagens efectuado.

##### 3-1.2 – GENERALIDADES

O perfil transversal da estrada no local desta obra de arte apresenta-se como:

- faixas de rodagem ----- 2x7.0 m
- separador central ----- 2 m
- passeios e vigas de bordadura ----- 2x(2.5+0.30) m

O ângulo de vizez desta obra é de 10.48 graus.

O centro da obra apresenta as seguintes coordenadas:

M= -104.357,82

P = -106.725,91



Em perfil longitudinal a obra situa-se numa concordância côncava com raio mínimo de 800 m.

A obra consta de um pórtico espacial simples, em betão armado com um vão útil de 11 m e uma largura total de cerca de 22 m.

### **3-1.3 – CONDICIONAMENTOS HIDRÁULICOS**

O vão útil utilizado neste projecto foi fornecido pelo dono da obra e baseado em estudo hidráulico da ribeira.

Em condições normais de escoamento a secção de vazão é superabundante em relação aos caudais verificados.

### **3-1.4 – CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS**

Com a finalidade de aferir as condições de fundação desta obra foi efectuada pela firma Geocontrole uma sondagem mecânica de prospecção constante de relatório que se anexa, onde se conclui da possibilidade de adoptar fundações directas a média profundidade.

No caso presente prevê-se fundar á cota 30.50 m, sensivelmente á profundidade de 3.0 m abaixo do terreno, no local das fundações.

A tensão de segurança admitida para o terreno á cota de fundação é de 350 KN/m<sup>2</sup>.

### **3-1.5 – SOLUÇÃO ESTRUTURAL PROJECTADA**

A solução estrutural é a de um pórtico espacial simples, em betão armado, com elementos de espessura constante de 0.60 m, apresentando um vão útil de 11.0 m e uma altura média de montantes de cerca de 4.0 m.

A fundação é directa através de sapatas contínuas com 3.0 m de largura e espessura de 0.70 m.

A largura total da obra é de aproximadamente 22.0 m.

A contenção dos aterros adjacentes á obra é conseguida com os montantes verticais e pequenos muros de ala encastrados nas suas extremidades, com um comprimento de 2.80 m.

### **3-1.6 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**

A verificação da segurança foi efectuada levando em conta as teorias correntes da resistência dos materiais e do cálculo estrutural, utilizando-se o preconizado na legislação Portuguesa em vigor nomeadamente o Regulamento de Segurança e Acções e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado para além de algumas disposições normativas dos eurocódigos.

Na quantificação da acção da sobrecarga rodoviária foi considerada a classe I do veículo tipo.



O cálculo dos esforços no pórtico foi efectuado recorrendo a programa de cálculo automático, estando os resultados patentes no anexo de cálculos apresentado neste projecto.

### **3-1.7 – MATERIAIS E EQUIPAMENTO**

Os materiais a utilizar na execução desta obra são:

- Betão C 12/15 (B15), em regularização de solos de fundação.
- Betão C 25/30 (B30) em toda a estrutura de betão armado
- Aço A 500 NR em armaduras passivas do betão armado
- Aço macio corrente comercial nos guarda-corpos metálicos
- Emulsão catiónica rápida na impermeabilização de elementos enterrados

Os equipamentos a adoptar prendem-se essencialmente com guarda-corpos metálicos, passeios sobreelevados e cortina drenante no tardo dos montantes.

### **3-1.8 – PROCESSOS CONSTRUTIVOS**

Dadas as características de simplicidade desta obra serão adoptados processos construtivos correntes, podendo apenas ser necessário o recurso a enscadeiras na abertura das fundações.

## **3 - 2 – O.A.2**

### **3-2.1 – INTRODUÇÃO**

A presente obra de arte denominada O.A.2 está integrada no traçado da Via Oriental no Concelho de Cascais – Troço 1, situando-se no início do eixo2.

Esta obra situa-se sob uma rotunda e dá passagem á Ribeira de Sassoeiros, respeitando as características viárias da rotunda e garantindo o escoamento necessário da referida ribeira.

Os elementos base para o presente estudo foram a planta e perfil longitudinal da rotunda, o levantamento topográfico local á escala 1:500 e o relatório geológico geotécnico do reconhecimento e sondagens efectuado.

### **3-2.2 – GENERALIDADES**

A implantação desta obra de arte relativamente á rotunda, centrando-se praticamente com ela, conjugada com as vias que a acedem, conferem-lhe uma forma alongada com extremidades fortemente enviesadas.



O centro da obra apresenta as seguintes coordenadas:

$$M = -104.185,0150$$

$$P = -106.030,2217$$

O azimute desta obra é de 398.53 grados.

As faixas de rodagem no local da obra apresentam uma largura variável dada a interferência com os ramos de acesso á rotunda. Os passeios têm uma largura de 2.5 m e a viga de bordo uma espessura de 0.30 m.

Em perfil longitudinal a obra situa-se numa concordância côncava com raio mínimo de 815 m.

A obra consta, á semelhança da OA1, de um pórtico espacial simples, em betão armado com um vão útil de 8 m e uma largura total média de 56 m.

### **3-2.3 – CONDICIONAMENTOS HIDRÁULICOS**

O vão útil utilizado neste projecto foi fornecido pelo dono da obra e baseado em estudo hidráulico da ribeira.

Nas condições normais a secção de vazão é mais que suficiente para o escoamento dos caudais verificados.

### **3-2.4 – CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS**

Com a finalidade de aferir as condições de fundação desta obra foram efectuadas pela firma Geocontrole duas sondagens mecânicas de prospecção, constantes de relatório que se anexa, onde se conclui da possibilidade de adoptar fundações directas a média profundidade.

No caso presente prevê-se fundar sensivelmente á profundidade de 2.0 m abaixo do terreno, no local onde se implantam as sapatas.

A tensão de segurança admitida para o terreno á cota de fundação é de 300 KN/m<sup>2</sup>.

### **3-2.5 – SOLUÇÃO ESTRUTURAL PROJECTADA**

A solução estrutural é a de um pórtico espacial simples, em betão armado, com elementos de espessura constante de 0.50 m, apresentando um vão útil de 8.0 m e uma altura média de montante igual a 6.5 m.

A fundação é directa através de sapatas contínuas com 2.5 m de largura e espessura de 0.60 m.

A largura total média da obra é de 56 m.



Devido á grande largura da obra, esta foi seccionada a meio, estabelecendo-se uma junta de dilatação/retracção.

Face ao declive da ribeira neste local, as fundações da obra, que são directas através de sapatas com 2.5 m de largura e 0.60 de espessura, estabelecem-se em três níveis nomeadamente ás cotas de 43.5, 42.5 e 41.5 m, a fim de se adaptar ao referido declive.

Nas extremidades montante e jusante da obra, face ao vizez acentuado verificado na laje do tabuleiro que se adapta á geometria das vias, consideraram-se vigas de bordo nas citadas extremidades, com vãos de 9.5 m e 13.5 m e secção de 1.3x0.3 m<sup>2</sup>, que recebem a laje de tabuleiro adjacente.

A contenção dos aterros adjacentes á obra é conseguida com os montantes verticais e muros de ala, divergentes, em consola, de altura variável, que fundam directamente no terreno através de sapatas.

Em virtude dos aterros adjacentes á obra terem uma altura com algum significado, previram-se nas zonas com faixa de rodagem lajes de transição, com 3.0 m de comprimento, de modo a minorar ou anular os assentamentos nos acessos á laje da obra.

### **3-2.6 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**

A verificação da segurança foi efectuada levando em conta as teorias correntes da resistência dos materiais e do cálculo estrutural, utilizando-se o preconizado na legislação Portuguesa em vigor nomeadamente o Regulamento de Segurança e Acções e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado para além de algumas disposições normativas dos eurocódigos.

Na quantificação da acção da sobrecarga rodoviária foi considerada a classe I do veículo tipo.

O cálculo dos esforços no pórtico foi efectuada recorrendo a programa de cálculo automático, estando os resultados patentes no anexo de cálculos apresentado neste projecto.

### **3-2.7 – MATERIAIS E EQUIPAMENTO**

Os materiais a utilizar na execução desta obra são:

- Betão C 12/15 (B15) ,em regularização de solos de fundação.
- Betão C 25/30 (B30) em toda a restante estrutura de betão armado
- Aço A 500 NR em armaduras passivas do betão armado
- Aço macio corrente comercial nos guarda-corpos metálicos
- Emulsão catiónica rápida na impermeabilização de elementos enterrados

Os equipamentos a adoptar prendem-se essencialmente com guarda corpos metálicos, passeios sobreelevados , cortina drenante no tardo dos montantes, tapa-juntas e lajes de transição.





### 3-2.8 – PROCESSOS CONTRUTIVOS

Dadas as características de simplicidade desta obra serão adoptados processos construtivos correntes, podendo apenas ser necessário o recurso a ensecadeiras na abertura das fundações.

### 3-2.9 – NOTA FINAL

Dado esta obra situar-se sob uma rotunda e cerca de 30 m da sua largura central estar numa zona onde não circula o tráfego, podendo esta zona ser ajardinada, recomenda-se não utilizar uma altura de terras superior a 1.20 m, em virtude dos esforços que provocam na laje da obra.

## 3 - 3 – O.A.3

### 3-3.1 – INTRODUÇÃO

A presente obra de arte denominada O.A.3 está integrada no traçado da Via Oriental no Concelho de Cascais – Troço 1, situando-se ao Km +0.120,00 do eixo3

Esta obra transpõe também a Ribeira de Sassoeiros, respeitando as características viárias previstas neste ponto do traçado e garantindo o escoamento necessário da referida ribeira.

Os elementos base para o presente estudo foram a directriz e perfil longitudinal da via, o perfil transversal tipo na zona da obra, o levantamento topográfico local á escala 1:500 e o relatório geológico geotécnico do reconhecimento e sondagens efectuado.

### 3-3.2 – GENERALIDADES

O perfil transversal da estrada no local desta obra de arte apresenta-se como:

- faixas de rodagem ----- 2x6.5 m
- separador central ----- 1.5 m
- passeios e vigas de bordadura-----2x(2.25+0.30) m

O ângulo de vizez desta obra é de 17 graus.

O centro da obra apresenta as seguintes coordenadas:

$$M= -104.185,0150$$
$$P= -106.030,2217$$

Em perfil longitudinal a obra situa-se num misto de um trainel com -1.5% de inclinação e á entrada de uma concordância côncava com raio mínimo de 700m.



A obra consta, á semelhança da OA1, de um pórtico espacial simples, em betão armado com um vão útil de 8 m e uma largura total de 20.5 m.

### **3-3.3 – CONDICIONAMENTOS HIDRÁULICOS**

O vão útil utilizado neste projecto foi fornecido pelo dono da obra e baseado em estudo hidráulico da ribeira.

Nas condições normais a secção de vazão é mais que suficiente para o escoamento dos caudais verificados.

### **3-3.4 – CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS**

Com a finalidade de aferir as condições de fundação desta obra foi efectuada pela firma Geocontrole uma sondagem mecânica de prospecção constante de relatório que se anexa, onde se conclui da possibilidade de adoptar fundações directas a média profundidade.

No caso presente prevê-se fundar á cota 61.30 m, sensivelmente á profundidade de 2.0 m abaixo do terreno, no local da fundação.

A tensão de segurança admitida para o terreno á cota de fundação é de 300 KN/m<sup>2</sup>.

### **3-3.5 – SOLUÇÃO ESTRUTURAL PROJECTADA**

A solução estrutural é a de um pórtico espacial simples, em betão armado, com elementos de espessura constante de 0.50 m, apresentando um vão útil de 8.0 m e uma altura média de montante igual a 4.0 m.

A fundação é directa através de sapatas contínuas com 2.5 m de largura e espessura de 0.60 m.

A largura total da obra é de 20.50 m.

A contenção dos aterros adjacentes á obra é conseguida com os montantes verticais e pequenos muros de ala encastrados nas suas extremidades, com um comprimento de 2.80 m.

### **3-3.6 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**

A verificação da segurança foi efectuada levando em conta as teorias correntes da resistência dos materiais e do cálculo estrutural, utilizando-se o preconizado na legislação Portuguesa em vigor nomeadamente o Regulamento de Segurança e Acções e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado para além de algumas disposições normativas dos eurocódigos.

Na quantificação da acção da sobrecarga rodoviária foi considerada a classe I do veículo tipo.

O cálculo dos esforços no pórtico foi efectuada recorrendo a programa de cálculo automático, estando os resultados patentes no anexo de cálculos apresentado neste projecto.



### 3-3.7 – MATERIAIS E EQUIPAMENTO

Os materiais a utilizar na execução desta obra são:

- Betão C 12/15 (B15) ,em regularização de solos de fundação.
- Betão C 25/30 (B30) em toda a restante estrutura de betão armado
- Aço A 500 NR em armaduras passivas do betão armado
- Aço macio corrente comercial nos guarda-corpos metálicos
- Emulsão catiónica rápida na impermeabilização de elementos enterrados

Os equipamentos a adoptar prendem-se essencialmente com guarda-corpos metálicos, passeios sobreelevados e cortina drenante no tardo dos montantes.

### 3-3.8 – PROCESSOS CONSTRUTIVOS

Dadas as características de simplicidade desta obra serão adoptados processos construtivos correntes, podendo apenas ser necessário o recurso a ensecadeiras na abertura das fundações.

Porto, Abril de 2009

O Eng. Civil



### 3 - 4 – ALARGAMENTO DA PASSAGEM SUPERIOR PS9 SOBRE A A5

#### 3-4.1 – INTRODUÇÃO

A presente Memória Descritiva refere-se ao Projecto de Execução do alargamento da Passagem Superior PS9 sobre a Auto-Estrada A5 de modo a permitir inserção do novo perfil transversal tipo proposto para a Via Oriental no Concelho de Cascais – Troço 1.

Este estudo foi efectuado na sequência do Estudo Preliminar anteriormente desenvolvido e com base nos seguintes elementos:

- Estudo Prévio Rodoviário da autoria dos gabinetes aapb – Atelier de Arquitectura Paulo Bernardo, lda e Geestrada, Gabinete de Engenharia de Estradas, Lda.
- Levantamento topográfico do local da actual obra de arte.
- Projecto de Execução da obra de arte existente.
- Visita / Inspeção efectuada à obra de arte existente.

#### 3-4.2 – DESCRIÇÃO DA OBRA DE ARTE EXISTENTE

A actual Passagem Superior PS9, implantada sobre a Auto-Estrada A5, à entrada da praça de portagem de Carcavelos, é uma obra de 3 vãos, em betão armado pré-esforçado construída no início da década de 90, e que cruza a auto-estrada com um viés de 75 graus.

O seu tabuleiro com uma largura total de 15.10m, permite a implantação de uma via com 7.00m, bermas de 2.50m e passeios sobrelevados com 1.55m de largura total.

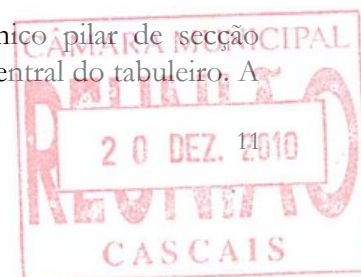
Vence vãos de 15.00m, 38.40m e 15.00m e é composto por 2 nervuras de altura constante, mas com uma secção transversal diferente.

A nervura Nascente tem uma secção trapezoidal com uma largura mínima na base de 2.60m enquanto que a nervura Poente, com 3.60m de largura mínima na base, “suporta” do seu lado exterior a galeria técnica onde se instalam as diversas condutas de água existentes na via servida por esta obra de arte.

As 2 nervuras estão ligadas superiormente pela laje do tabuleiro, que se prolonga em consola para o exterior da nervura de Nascente, por 2 carlingas ortogonais aos seus eixos, colocadas sobre os apoios interiores e por 2 carlingas enviesadas dispostas nas extremidades e sobre os eixos dos encontros.

Ambas as nervuras são vazadas interiormente apenas no vão central.

Os apoios centrais deste tabuleiro são cada um deles realizado por um único pilar de secção alongada orientado segundo a directriz da auto-estrada e dispostos sob o eixo central do tabuleiro. A



transmissão de cargas do tabuleiro para os pilares é feita com 2 aparelhos de apoio de neoprene cintado sobre cada pilar.

Os apoios extremos deste tabuleiro materializam-se também com aparelhos de apoio de neoprene cintados assentes em encontros perdidos.

Em cada encontro existem também 2 aparelhos metálicos de travamento sísmico.

As fundações dos pilares e dos encontros são directas e superficiais nas margas calcárias muito compactas que ocorrem no local.

Os materiais utilizados na construção desta obra foram:

- Betões
  - Fundações e Encontros – C20/25 (B25.1)
  - Tabuleiro e Pilares – C25/30 (B30.1)
- Aços
  - Armaduras Passivas – A400 ER ou NR
  - Pré-esforço – A1860/1670

Uma inspecção efectuada a esta obra permitiu confirmar que para além de pequenos e pouco significativos trabalhos de manutenção, a mesma se encontra em bom estado de conservação, não tendo sido detectadas quaisquer patologias que possam afectar a sua segurança a curto ou a longo prazo.

### **3-4.3 – SOLUÇÃO PROPOSTA PARA O ALARGAMENTO**

No âmbito do projecto da Via Oriental no Concelho de Cascais – Troço 1 – Eixo 5, onde se insere a PS9, prevê-se a construção de uma plataforma de 2x2 vias com separador central e passeios laterais, numa largura total entre guarda-corpos de 18.00m, o que obriga a estudar um alargamento do tabuleiro desta obra de arte.

As principais condicionantes que estiveram na base da escolha da solução que agora se desenvolve para concretizar o alargamento da PS9 foram:

1. O bom estado geral de conservação da obra existente.
2. A existência no “interior” do tabuleiro de uma galeria técnica onde se encontra instalada uma conduta de água de grande diâmetro.
3. A geometria do tabuleiro e a sua relação com os seus apoios extremos e intermédios com um enviesamento de 75 graus.
4. O valor mínimo de 5.00 m do “gabarit” actual.



5. O elevado tráfego da Auto-estrada e a necessidade de minorar os constrangimentos e os riscos associados à obra.

Tendo presente todos estes condicionalismos, para configurar o alargamento previsto no projecto rodoviário preconizou-se a manutenção da actual obra de arte apenas para o tráfego rodoviário e a construção de cada lado de 2 novas passagens superiores destinadas a dar continuidade ao tráfego pedonal dos passeios e a realojar as condutas existentes de instalação das infra-estruturas de electricidade e telecomunicações.

Nesta solução a conduta de água de grande diâmetro ficará colocada no mesmo alinhamento actual, mas sustentada por uma estrutura metálica ligeira fixa à nervura Poente do tabuleiro e sob uma nova laje a construir em consola e para o exterior do tabuleiro.

Na extremidade oposta e após a demolição do passeio existente, será necessário proceder também à demolição com preservação de armaduras, da extremidade da laje em consola, para aí construir um maciço de apoio da guarda de segurança que delimitará a nova faixa de rodagem.

As novas passagens superiores serão construídas independentemente da actual PS9 e com uma solução de tabuleiro pré-fabricado de molde a minorar os riscos e as interferências com o tráfego da Auto-estrada.

De modo a manter alguma homogeneidade com a actual passagem superior e com as restantes obras da mesma auto-estrada, prevê-se a adopção, para o tabuleiro das novas obras, de uma solução em “caixão” de betão armado pré-esforçado, com continuidade sobre os apoios intermédios, realizados por sua vez com pilares betonados “in situ” e com uma geometria semelhante aos da obra existente.

Os encontros serão perdidos, semelhantes aos existentes e a eles ligados, após demolição das suas extremidades para “amarração” das novas armaduras.

As juntas longitudinais entre o tabuleiro existente e os dois novos tabuleiros laterais, serão cobertas/fechadas de modo a impedir a queda directa de água e pequenos objectos sobre a auto-estrada, bem como evitar acidentes com os utilizadores dos passeios.

As novas passagens superiores que concretizam o alargamento da PS9 respeitam em tudo os condicionalismos rodoviários da actual Auto-Estrada A5 e da VOC, quer em termos de implantação dos respectivos perfis transversais, quer das plantas e dos perfis longitudinais daquelas vias.

O actual gabarit da PS9 é mantido nas novas passagens superiores.

No que respeita às fundações das novas obras elas serão assentes nas mesmas camadas em que se fundou a actual passagem superior.

As peças desenhadas em anexo (Folha VOC-T1-PE-03-004), apresentam com mais detalhe a solução que agora se propõe construir.



### 3-4.4 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA OBRA EXISTENTE E DAS NOVAS PASSAGENS

De modo a confirmar a viabilidade da solução agora proposta, efectuou-se uma verificação da segurança da obra existente, tendo em conta o eventual acréscimo de esforços resultantes do alargamento da faixa de rodagem e da inserção de um separador central.

A análise efectuada, com um modelo tridimensional de elementos finitos, permitiu concluir que para as principais secções do tabuleiro a segurança em relação aos estados limites últimos de resistência e de utilização (fendilhação, descompressão e deformação), está garantida para o novo tipo de acções a que a ponte estará sujeita.

No âmbito do Projecto de Execução das obras novas, a determinação das características das secções em análise, dos esforços provenientes das diversas acções regulamentares e na verificação da segurança aos estados limites, foi efectuada com recurso a diversos programas de cálculo automático (SAP2000; FAGUS 5), bem como a programas próprios já anteriormente testados que permitiram efectuar as análises estáticas e, dinâmicas e de faseamento construtivo necessárias à execução de estruturas do tipo das agora projectadas.

Todas as verificações de segurança estrutural foram elaboradas na observância da legislação nacional em vigor, nomeadamente o RSA (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes), e o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado).

Para as situações não previstas na regulamentação anteriormente referida, adoptaram-se as disposições dos Eurocódigos, designadamente para as verificações das ligações betão pré-fabricado/betão “in situ”.

Para a análise destas obras construiu-se um modelo estrutural fundamental constituído por elementos finitos espaciais que modelam a estrutura completa de cada passagem e que serviu para efectuar as análises de faseamento construtivo, de exploração, e, de comportamento global da obra, incluindo análise dinâmica da acção sísmica.

Nos dimensionamentos foram tidos em conta, não só as acções permanentes, mas também as variáveis regulamentares:

- pesos próprios das vigas pré-fabricadas, pré-lajes e lajes “in situ” e restantes acções permanentes nomeadamente as devidas aos equipamentos a instalar e uma camada de enchimento e revestimento;
- pré-esforço: efeitos isoestáticos e hiperestáticos, tendo em conta o faseamento da sua aplicação e as perdas que ocorrem;
- efeitos diferidos dos materiais: retracção e fluência do betão e relaxação do aço de pré-esforço;
- variação uniforme e diferencial de temperatura no tabuleiro;
- sobrecargas;



- peso de uma conduta de água de grande diâmetro;
- sismo tipo I e tipo II (zona A, terreno tipo I).

A análise destes efeitos incidiu sobre o comportamento global da obra e sobre as diferentes peças estruturais.

Foram adoptadas, sempre que possível, as disposições construtivas correspondentes a estruturas de ductilidade melhorada.

### 3-4.5 – MATERIAIS

Nas peças desenhadas em anexo a esta memória descritiva encontram-se indicados os materiais propostos para a execução dos trabalhos de adaptação da obra existente e de construção das duas novas passagens superiores pré-fabricadas.

Na selecção dos materiais a adoptar e no que ao betão e ao aço diz respeito, seguiu-se a regulamentação portuguesa aplicável, nomeadamente as Normas NP EN 206-1, NP ENV 13670-1 e respectiva DNA.

Para os restantes materiais seguiu-se o preconizado na Normalização Europeia aplicável, pelo que todos os materiais deverão ter a marcação CE.

Foi considerado para esta obra um período de vida útil de 100 anos.

De entre os materiais adoptados podem-se salientar os seguintes, em termos de definição das suas classes de resistência.

#### Betão:

Encontros	C30/37
Pilares	C30/37
Vigas pré-fabricadas	C50/60
Pré-lajes, lajes e carlingas	C30/37

#### Armaduras ordinárias:

Para todos os elementos de betão	A500 NR
----------------------------------	---------

#### Armaduras de pré-esforço:

No tabuleiro em cordão	A1670/1860
No tabuleiro em barra	A835/1030





### 3-4.6 – CADERNO DE ENCARGOS E MEDIÇÕES

Do Projecto fazem parte as Cláusulas Técnicas Especiais, as quais completam a Cláusulas Gerais e descrevem as características a observar pelos materiais, a forma de execução do trabalho, normas para o seu controle, bem como os projectos e outros fornecimentos e serviços a cargo do Adjudicatário da Empreitada.

As medições que integram este projecto de execução foram efectuadas com base nas peças desenhadas, de acordo com os critérios estabelecidos no Caderno de Encargos.

### 3-4.7 – CONSIDERAÇÕES GERAIS, CRITÉRIOS GERAIS DE SEGURANÇA DO CÁLCULO

#### 3-4.7.1– Introdução

A presente Memória de Cálculo refere-se ao projecto de execução ao Projecto de Execução do alargamento da Passagem Superior PS9 sobre a Auto-Estrada A5 de modo a permitir inserção do novo perfil transversal tipo proposto para a Via Oriental no Concelho de Cascais – Troço 1.

A obra consiste na realização de uma superestrutura compósita, de vigas em betão armado pré-esforçado, pré-fabricadas, de secção em “U”, solidarizadas pela laje do tabuleiro betonada “in situ” e pela aplicação de pré-esforço de continuidade. A superestrutura encontra-se monoliticamente ligada a dois pilares centrais, alinhados longitudinalmente, e simplesmente apoiada nos encontros. Transversalmente, o tabuleiro é constituído por 1 viga-caixão.

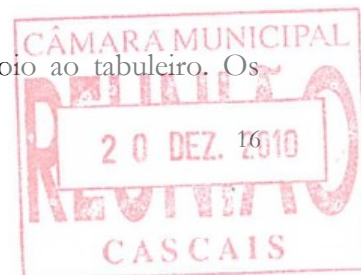
O comprimento da ponte, entre eixos de apoios extremos, é de 68.400m, tendo os vãos a seguinte repartição: 15.00m – 38.40m – 15.00m. A plataforma para passagem de peões tem uma largura transversal de 1.88m.

A altura das vigas-caixão é sensivelmente de 1.50m, sendo que o "U" pré-fabricado que lhe dá origem se apresenta com altura de 1.30m, e a restante espessura correspondente à laje. A laje será realizada com o auxílio de pré-lajes colaborantes pré-fabricadas em betão armado, com 7.5cm de espessura.

A plataforma transversal é assim constituída por pequenas consolas com cerca de 0.310m de balanço, a laje entre almas das vigas tem um vão total de cerca de 1.25m.

A continuidade da laje sobre os pilares é feita com recurso a cabos de pré-esforço numa extensão de 11.00m [ 3.00m no vão lateral+8.00m do vão central ( $\approx 0.2L$ ) ].

Os encontros existentes serão prolongados por forma a possibilitarem o apoio ao tabuleiro. Os



tabuleiros descarregam sobre os encontros através de um total de oito aparelhos de apoio, 4 por encontro, todos eles do tipo “pot bearing” com translação livre na direcção longitudinal. A ligação na zona sobre os pilares, é monolítica e possui carlingas de reforço, betonadas “in situ” no interior da viga “U”

Estão ainda considerados outros equipamentos habituais neste tipo de obras de arte, tais como juntas de dilatação, guarda-corpos, caixas de visita e tubagem para serviços.

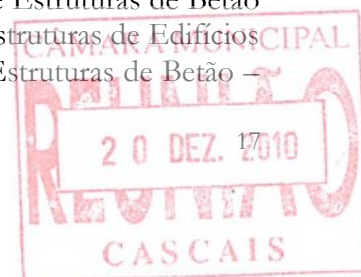
No que se refere, ao faseamento construtivo previsto, este será o seguinte:

- Fase 1  
Colocação das vigas "U" apoiadas nos encontros e pilares.
- Fase 2  
Colocação das pré-lajes numa extensão de 11.00m (3.00m no vão lateral+ 8.00m no vão central, relativamente ao eixo dos pilares);  
Montagem das armaduras das carlingas e laje sobre as pré lajes referidas anteriormente;  
Betonagem das carlingas e laje junto aos pilares.
- Fase 3  
Tensionamento dos cabos de pré-esforço da laje e das barras de pré-esforço colocadas na zona inferior das carlingas, sobre os pilares.
- Fase 4  
Colocação das pré-lajes na restante extensão do tabuleiro e montagem da armadura da laje;  
Betonagem da restante laje.
- Fase 5  
Acabamentos – aplicação das restantes cargas permanentes.

A geometria da solução apresentada, traçados de cabos e barras de pré-esforço, cotas de fundação e o faseamento construtivo podem ser consultados com maior pormenor nos desenhos anexos a este projecto.

### **3-4.7.2– Verificação da segurança**

A verificação da segurança estrutural da obra, aqui apresentada, foi efectuada com base na observância da legislação em vigor, nomeadamente o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado), o RSA (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Betão e Pontes) e o Eurocódigo 2 (Norma Europeia, Dezembro 2004): Projecto de Estruturas de Betão –



Parte 1.1: Regras Gerais, e Parte 2: Pontes de Betão.

Na determinação das características das secções em análise e dos esforços provenientes das diversas acções regulamentares e na verificação da segurança aos diferentes estados limites, recorreu-se a modelos de cálculo que permitem efectuar análises do faseamento construtivo, fase de exploração, e análises locais das diferentes peças. Estes modelos são concretizados através de diversos programas de cálculo automático existentes no mercado, já anteriormente testados pelos autores do projecto presente, e descritos à frente na presente memória.

### **3-4.7.3– Modelação Estrutural**

#### **3-4.7.3.1 – Introdução**

Pela solução estrutural adoptada para o tabuleiro, considerou-se adequado separar a sua análise nas direcções longitudinal e transversal.

#### **3-4.7.3.2 – Direcção Longitudinal**

Para a determinação dos valores dos esforços actuantes no tabuleiro foram considerados os seguintes modelos, para cada uma das fases anteriormente descritas:

- Viga simplesmente apoiada:
  - Fase 1;
  - Fase 2.
- Estrutura porticada (acção conjunta da laje já betonada sobre os pilares com a viga "U"):
  - Fase 3;
  - Fase 4.
- Estrutura porticada correspondente ao tabuleiro concluído:
  - Fase 5.

As características elásticas e geométricas dos elementos considerados nos modelos correspondem às características efectivas da estrutura. Estas propriedades estão detalhadamente listadas nos anexos de cálculo deste projecto.

O efeito da acção sísmica foi obtido através de análise dinâmica através de espectro de resposta para caracterizar o efeito da acção sísmica sobre a estrutura.



Os modelos de cálculo foram materializados através do programa de cálculo SAP200, com recurso a elementos finitos de barra.

### 3-4.7.3.3 – *Direcção Transversal*

Dadas as características do tabuleiro, adoptou-se, pelo lado da segurança, um modelo de laje simplesmente apoiada na alma das vigas.

### 3-4.7.4– Acções

#### 3-4.7.4.1 – *Cargas permanentes*

##### 3-4.7.4.1.1 – *Peso Próprio*

O peso próprio dos diversos elementos foi determinado com base nas áreas das secções transversais e dos pesos volúmicos dos materiais:

Betão armado: 25.0 kN/m<sup>3</sup>.

##### 3-4.7.4.1.2 – *Restantes Cargas Permanentes*

Foram consideradas as seguintes acções permanentes:

Passeio: .....18 kN/m<sup>3</sup> x 0.20m x 1.60m x 1un. = 5.70 kN/m

Viga de bordadura: ..... 25 kN/m<sup>3</sup> x 0.113m<sup>2</sup> x 1un. = 2.83 kN/m

Guarda-corpos + rede de protecção:.....1.0 kN/m x 1un. = 2.00 kN/m

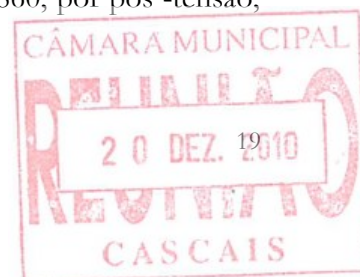
Total .....≈ 11.00 kN/m

##### 3-4.7.4.1.3 – *Pré-esforço*

O valor do pré-esforço longitudinal foi determinado, de modo a garantir a verificação da descompressão em todas as secções pré-esforçadas do tabuleiro, de acordo com o Regulamento de Betão Armado e Pré-esforçado, e tendo-se considerado um **ambiente muito agressivo**, a verificação da descompressão foi efectuada para a combinação frequente de acções.

O aço de pré-esforço adoptado nas vigas “U” é do tipo A1670/1860, sendo a pré-tensão efectuada a 75% da força de rotura. Admitiu-se 13% de perdas na transferência de força para o betão.

Para o pré-esforço aplicado na laje adoptou-se o mesmo tipo de aço, A1670/1860, por pós -tensão, e os seguintes coeficientes relativos as perdas instantâneas:



Por atrito ao longo das armaduras

1. Atrito armadura / bainha ,  $\mu = 0.19$
2. Desvio angular parasita por unidade de comprimento ;  $\beta = 0.3 \text{ }^\circ / \text{ m}$  ( parâmetro não contabilizado, pelo facto de o cabo ser recto)

Por reentrada dos cabos, 5mm.

As características adoptadas para o aço dos cabos de pré-esforço aderente foram as seguintes:

Classe - A1680/1860

Módulo de elasticidade 195 GPa

Relaxação - 2.5% às 1000 horas

Foi também adoptada a colocação de barras de pré-esforço da classe A835/1030, sobre os apoios, junto aos pilares e encontros.

#### *3-4.7.4.1.4 – Efeitos diferidos*

Os efeitos diferidos considerados na elaboração do presente projecto foram a retracção e fluência do betão, bem como a relaxação do aço das armaduras. A sua determinação é efectuada de acordo com o preconizado por Jorg Schlaich/Harmut Scheef - “Concrete Box-girder bridges” , 1982.

Considerou-se:

- betão de consistência média;
- humidade relativa do ambiente = 75 %;
- temperatura média do ambiente = 20 °C.

#### *3-4.7.4.1.5 – Impulsos de Terras*

Considerou-se as seguintes características para o solo posterior às vigas de estribo e muros de ala:

$$\gamma = 18\text{kN/m}^3;$$

$$\phi = 28^\circ;$$

- Coeficientes de impulso:

$$k_a = 0.36 \text{ (activo);}$$

$$k_0 = 0.53 \text{ (repouso).}$$



### 3-4.7.4.2 – Cargas Variáveis

#### 3-4.7.4.2.1 – Sobrecarga

Consideraram-se, para a fase de exploração, as sobrecargas para passadiços referidas no RSA:

Carga uniformemente distribuída  $q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$ .

#### 3-4.7.4.2.2 – Acções em Guarda-Corpos

Para o dimensionamento do guarda-corpos considerou-se aplicada uma força horizontal uniformemente distribuída com valor característico de  $1.5 \text{ kN/m}$ , aplicada no nível superior.

#### 3-4.7.4.2.3 – Variação Uniforme de Temperatura

Considerou-se uma variação uniforme de temperatura de  $\Delta T = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , em cumprimento do disposto no RSA para estruturas de betão armado e pré-esforçado não protegidas e constituídas por elementos de espessura inferior a  $0.70\text{m}$ .

#### 3-4.7.4.2.4 – Variação Diferencial de Temperatura

Foram tidos em conta os seguintes gradientes térmicos lineares, entre a fibra superior e inferior do Tabuleiro :  $\Delta T(+)=+10^\circ$  e  $\Delta T(-)=-5^\circ$

#### 3-4.7.4.2.5 – Acção Sísmica

Com base no modelo de cálculo utilizado procedeu-se a uma análise dinâmica através de espectro de resposta para caracterizar o efeito da acção sísmica sobre a estrutura, de acordo com o RSA.

A estrutura localiza-se na zona A (Carcavelos), com um coeficiente de sismicidade  $\alpha = 1.0$ . Em função da prospecção geotécnica existente classificou-se o solo como do tipo I.

Tratando-se de uma estrutura onde as forças sísmicas são principalmente absorvidas pela flexão dos pilares adoptou-se, para as direcções horizontais, um coeficiente de comportamento  $\eta = 3.0$ . Para a direcção vertical o coeficiente de comportamento adoptado foi  $\eta = 1.0$ . Como coeficiente de amortecimento, visto tratar-se de uma obra em betão armado, adoptou-se  $\xi = 5\%$ .



Considerou-se como massa vibrante da estrutura durante a acção sísmica o peso próprio da estrutura, as restantes cargas permanentes e 20% da sobrecarga uniforme.

Para caracterizar a resposta da estrutura foram utilizados os 12 primeiros modos de vibração. Os esforços devidos aos vários modos foram combinados através de uma combinação quadrática completa.

O modo de vibração fundamental (d direcção longitudinal) apresenta uma frequência de 1.70 Hz. O segundo modo de vibração corresponde à direcção transversal e apresenta uma frequência de 4.4 Hz. O modo corresponde à vibração na direcção vertical (6º modo de vibração) apresenta uma frequência de 3.425 Hz.

### 3-4.7.5– Combinação de Acções

#### 3-4.7.5.1 – Verificação da Segurança aos Estudos Limite de Utilização

Na verificação de segurança aos estados limites de utilização teve-se em consideração a classe de exposição ambiental onde a corrosão é essencialmente provocada pela acção dos gases dos automóveis. Sendo assim, utilizaram-se classe de betão de elevada resistência, como C50/60, nas vigas pré-fabricadas, e C30/37, em elementos da laje, bem como, os recobrimentos estabelecidos no Eurocódigo 2 (EN1992-1-1:2004).

##### 3-4.7.5.1.1 – Combinação Frequente

Para a combinação frequente de acções, foram utilizados os seguintes factores de combinação:

<b>Acção</b>	<b>Factor de Combinação</b>
Peso próprio.....	1.0
Restante Carga Permanente.....	1.0
Retracção e Fluência.....	1.0
Pré-Esforço.....	1.0
Sobrecargas.....	$\psi_1 = 0.3 ; \psi_2 = 0.2$
Temperatura Uniforme.....	$\psi_1 = 0.5 ; \psi_2 = 0.3$



Temperatura Diferencial .....  $\psi_1 = 0.5 ; \psi_2 = 0.3$

3-4.7.5.1.2 – *Combinação Rara*

Para a combinação rara de acções, foram utilizados os seguintes factores de combinação:

Acção	Factor de Combinação
Peso próprio.....	1.0
Restante Carga Permanente.....	1.0
Retracção e Fluência.....	1.0
Pré-Esforço.....	1.0
Sobrecargas.....	1.0 ; $\psi_1 = 0.4$
Temperatura Uniforme.....	1.0 ; $\psi_1 = 0.5$
Temperatura Diferencial.....	1.0 ; $\psi_1 = 0.5$

3-4.7.5.2– *Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos*

3-4.7.5.2.1 – *Combinações Fundamentais*

3-4.7.5.2.1.1 – Geral

Para a combinação fundamental dos estados limites últimos, nos casos em que a acção variável de base não é a acção sísmica, foram considerados os seguintes factores de combinação:

Acção	Factor de Combinação	
	*	**
Peso próprio.....	1.00.....	1.35
Restante Carga Permanente.....	1.00.....	1.50
Retracção e Fluência.....	0.00.....	1.35
Pré-Esforço.....	0.90.....	1.20
Sobrecargas Rodoviárias.....	0.00.... 1.50;	$\psi_0 = 0.4$





Temperatura Uniforme .....0.00.... 1.50;  $\psi_0 = 0.6$

Temperatura Diferencial ..... 0.00.... 1.50;  $\psi_0 = 0.6$

**\* se acção favorável**

**\*\* se acção desfavorável**

### 3-4.7.5.2.1.2 – Sísmica

Para o caso em que a acção variável de base é a acção sísmica, foram sido utilizados os seguintes factores de combinação:

Acção	Factor de Combinação	
	*	**
Peso próprio.....	1.00	1.00
Restante Carga Permanente.....	1.00	1.00
Retracção e Fluência.....	0.00	1.00
Pré-Esforço.....	0.90	1.20
Sobrecargas.....	0.00	0.00
Temperatura Uniforme.....	0.00	0.00
Temperatura Diferencial.....	0.00	0.00
Acção Sísmica.....	0.00	1.50

**\* se acção favorável**

**\*\* se acção desfavorável**

### 3-4.7.6– Materiais

Na análise e na verificação da estrutura foram considerados abaixo indicados. Refira-se apenas, como nota, que as classes de betão adoptadas visam garantir adequadas condições de durabilidade para a obra face ao ambiente de grande agressividade em que ela se encontra.

Betão:

Vigas pré-fabricadas ..... C50/60 (B55)

Pré-lajes ..... C30/37 (B35)



---

Laje do tabuleiro .....	C30/37 (B35)
Carlingas.....	C30/37 (B35)
Pilares .....	C30/37 (B35)
Encontros e Fundações .....	C30/37 (B35)

Aços:

Armaduras ordinárias.....	A500NR
Cabos de pré-esforço no tabuleiro.....	A1860/1670
Barras de pré-esforço no tabuleiro.....	A 835/1030

### 3-4.8 – ANALISE DO TABULEIRO

#### 3-4.8.1– Análise Longitudinal

##### 3-4.8.1.1– Características das Secções

As principais características das secções efectivas que constituem o tabuleiro são as que se indicam abaixo. Nos anexos de cálculo deste projecto podem ser consultadas as restantes características.

- Viga tipo "U"

$$A = 0.7192 \text{ m}^2$$

$$I_z = 0.1137 \text{ m}^4$$

$$Y_{gs} = 0.779 \text{ m}$$

$$Y_{gi} = 0.521 \text{ m}$$

- Secção compósito (viga "U" + laje)

$$A = 1.132 \text{ m}^2$$

$$I_z = 0.324 \text{ m}^4$$

$$Y_{gs} = 0.815 \text{ m}$$

$$Y_{gi} = 0.685 \text{ m}$$



### 3-4.8.2– Estado Limites de Utilização

#### 3-4.8.2.1– Estado Limite descompressão

Perante a forte agressividade ambiente a que a obra será sujeita, quer em termos de corrosão das armaduras, quer em termos de ataque dos cloretos ao betão, foi verificado o estado limite de descompressão para a combinação frequente de acções e durante todas as fases construtivas. Verificou-se também que a abertura de fendas para a combinação rara de acções é inferior a 0.1mm.

##### 3-4.8.2.1.1 – Fase de Aplicação do Pré-Esforço nas Vigas Pré-fabricadas e 1ª Fase Betonagem da Laje

Nesta fase, as vigas encontram-se a trabalhar simplesmente apoiadas.

Vigas 15.00m

Secção de 1/2 vão			
pré esforço	pp+sc construtiva		
N=	-6796.44	Mmin	Mmáx
M=	-1485.02	505.69	539.61

TENSÕES [Mpa]		
$\sigma$ sup	-2.74	-2.97
$\sigma$ inf	-13.94	-13.78

Secção de extremidade			
pré esforço	pp+sc construtiva		
N=	-5437.15	Mmin	Mmáx
M=	-844.80	0.00	0.00

TENSÕES [Mpa]		
$\sigma$ sup	-1.77	-1.77
$\sigma$ inf	-11.43	-11.43

Vigas 38.40 m

Secção de 1/2 vão			
pré esforço	pp+sc construtiva		
N=	-12573.41	Mmin	Mmáx
M=	-3084.56	3314.07	3742.33

TENSÕES [Mpa]		
$\sigma$ sup	-19.05	-21.99
$\sigma$ inf	-16.43	-14.47

Secção de extremidade			
pré esforço	pp+sc construtiva		
N=	-9175.19	Mmin	Mmáx
M=	-1551.97	0.00	0.00

TENSÕES [Mpa]		
$\sigma$ sup	-2.12	-2.12
$\sigma$ inf	-19.87	-19.87

A descompressão verificou-se, sendo o valor mínimo de compressão obtido na fibra superior da viga de  $\sigma_{c,min} = -1.77$  MPa, para as vigas de 15m, e na fibra superior da viga  $\sigma_{c,min} = -2.12$  MPa, para a viga de 38.40m.

##### 3-4.8.2.1.2 – Após Betonagem da Restante Laje e Aplicação das Restantes Acções Permanentes (RAP)

Vigas 15.00m



Secção de 1/2 vão			
pré esforço	pp+bet 2		
N=	-10265.93	Mmin	Mmáx
M=	-245.51	-537.88	-743.58

TENSÕES [Mpa]		
$\sigma$ sup	-8.91	-7.5
$\sigma$ inf	-17.86	-18.81

Secção de extremidade pilar			
pré esforço	pp+sc construtiva		
N=	-14181.35	Mmin	Mmáx
M=	2469.40	-2447.00	-3350.20

TENSÕES [Mpa]		
$\sigma$ sup	-12.58	-10.67
$\sigma$ inf	-12.47	-14.74

Area = 1.132  
I = 0.324  
Yi = 0.815  
Ys = 0.685  
Wi = 0.398 m3  
Ws = 0.473 m3

Secção de extremidade encontro			
pré esforço	pp+sc construtiva		
N=	-8498.65	Mmin	Mmáx
M=	-486.06		

TENSÕES [Mpa]		
$\sigma$ sup	-8.49	-8.49
$\sigma$ inf	-14.04	-14.04

Vigas 38.40m

Secção de 1/2 vão			
pré esforço	pp+bet 2		
N=	-3374.02	Mmin	Mmáx
M=	-2094.87	2296.77	2809.47

TENSÕES [Mpa]		
$\sigma$ sup	-6.07	-9.59
$\sigma$ inf	-3.77	-1.42

Secção de extremidade Pilar			
pré esforço	pp+sc construtiva		
N=	-4638.10	Mmin	Mmáx
M=	3036.50	-2363.00	-3226.00

TENSÕES [Mpa]		
$\sigma$ sup	-5.52	-3.70
$\sigma$ inf	-2.40	-4.57

Area = 1.132  
I = 0.324  
Yi = 0.815  
Ys = 0.685  
Wi = 0.398 m3  
Ws = 0.473 m3

### 3-4.8.2.1.3 – Fase de Exploração

De acordo com o regulamento português em vigor para estruturas de betão pré-esforçado expostas a ambientes muito agressivos, verificou-se a descompressão para a combinação frequente de acções. Em anexo são apresentadas as tensões para esta combinação de acções.

### 3-4.8.2.2 – Estado Limite de largura de fendas

De acordo com o regulamento português em vigor para estruturas de betão pré-esforçado expostas a ambientes muito agressivos, verificou-se a largura de fendas para a combinação rara de acções. A largura de fendas máxima admissível, para esta combinação, é de 0.1mm.

#### 3-4.8.2.2.1 – Fase Construtiva

Em fase construtiva, o valor da tensão de tracção nunca superou o valor médio de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias para o betão utilizado ( $f_{ctm(C50/60 - B55)} = 4.0$  MPa), considerando-se, assim, garantida a não ocorrência de abertura de fendas.

#### 3-4.8.2.2.2 – Fase de Exploração

Para a combinação rara todas as secções se encontram sujeitas a tensões de compressão, considerando-se, assim, garantida a não ocorrência de abertura de fendas.



### 3-4.8.2.3 – Verificação da Tensão Máxima de Compressão no Betão

Em complemento à verificação da segurança em relação aos estados limites de fendilhação é verificada a compressão máxima no betão para a combinação rara de acções. A tensão de compressão é limitada a  $0.8f_{cd}$ .

Assim, para a viga pré-fabricada, o limite da tensão de compressão é de 26.67 MPa e para a laje betonada “*in situ*” de 16MPa.

Em fase construtiva, a tensão máxima de compressão foi obtida na fase em que as vigas pré-fabricadas estão simplesmente apoiadas e foi de -21.99MPa, na fibra superior da viga, que é inferior ao limite referido.

A tensão máxima de compressão obtida na combinação rara, verificou-se na fibra inferior da viga de 38.40m, e foi de -25.10 MPa, também inferior ao limite.

A tensão máxima obtida na combinação rara, na fibra superior da laje, foi de -12.26 MPa que é inferior ao limite de 16 MPa.

### 3-4.8.2.4 – Deformação

Uma vez que o regulamento português em vigor é omissivo no que diz respeito às deformações em pontes, esta verificação foi efectuada por forma a garantir condições adequadas de conforto na circulação pedonal e de aparência.

Foram determinados os valores das flechas a meio do vãos para a combinação frequente de acções .

- Vão de 15.0m (Extremidades)

Verifica-se uma flecha a longo prazo de 3.53 mm (↑).

sobrecargas .....  $f_{m\acute{a}x} = -0.4 \text{ mm}$  (↓)

temperatura diferencial .....  $f_{m\acute{a}x} = 0.8 \text{ mm}$  (↑)

$f_{comb \text{ FR}} = 3.41 \text{ mm}$  (□) ( $\approx L/4399$ ) ; a meio vão.

- Vão de 38.40.0m (Intermédio)
- Verifica-se uma flecha a longo prazo de -1.543 mm (↓).

sobrecargas .....  $f_{m\acute{a}x} = -7.50 \text{ mm}$  (↓)



temperatura diferencial..... $f_{\text{máx}} = -2.00 \text{ mm}$  (↓)

A deformação máxima para a combinação frequente de acções é:

$f_{\text{comb FR}} = -4.793 \text{ mm}$  (↓) ( $\approx L/80011$ ), a meio vão

### 3-4.8.3– Estado Limites Últimos

#### 3-4.8.3.1 – Flexão

Determinaram-se os esforços de cálculo,  $S_d$ , comparando-os com os esforços resistentes das secções correspondentes,  $R_d$ .

Em anexo de cálculo, apresenta-se o diagrama de momentos solicitantes e resistentes últimos da verificação do estado limite último de resistência. Na análise dos resultados, verifica-se que os momentos flectores resistentes ( $M_{Rd}$ ) são sempre superiores aos máximos actuantes de cálculo ( $M_{sd}$ ).

#### 3-4.8.3.2 – Esforço de Torção Associado a Esforço Transverso

Para a avaliação do esforço de torção foi considerada a actuação excêntrica das restantes cargas permanentes em relação ao eixo de simetria da viga longarina.

Na verificação da segurança das diferentes secções do tabuleiro considerou-se o estipulado no artigo 56º do REBAP, relativo ao estudo deste esforço.

O valores da capacidade resistente da secção de betão e o cálculo da armadura para todas as secções do tabuleiro da ponte analisadas, constam do anexo de cálculo que acompanha a presente memória.

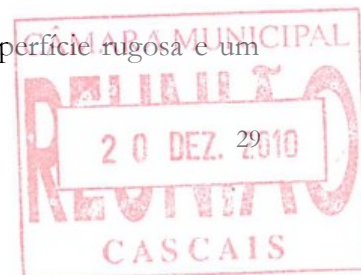
### 3-4.8.4– Verificação dos Interfaces de Corte

#### 3-4.8.4.1 – Corte no Interface Viga/Laje

De acordo com o EC2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 2: Pontes de Betão (substitui Parte 1.3 - Regras Gerais - Peças e Estruturas Pré-Fabricadas), a tensão de corte resistente no interface,  $v_{Rdi}$  é:

$$v_{Rdi} = C f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{syd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v_{fcd}$$

A parcela da resistência ao fluxo de corte pelo betão, para uma junta com superfície rugosa e um



betão de classe de resistência C50/60, vem:

$$v_{Rdi}^* = C \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n = 0.45 \times 1.8 + 0.7 \times 0.03 = 0.831 \text{ MPa}$$

com  $\sigma_n = R_p / 0.17 = 0.03 \text{ MPa}$

Sendo a armadura específica normal à superfície de corte ( $\alpha = 90^\circ$ ), e considerando uma largura de contacto efectivo de 0.17m por alma ( $b_i = 0.23\text{m}$ ), obtém-se a armadura de cálculo através das seguintes expressões:

$$\rho = (v_{Edi} - (C \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n)) / \mu f_{yd}$$

$$\frac{A_s}{s} = \rho \cdot b_i$$

com a tensão actuante, nas duas almas, igual a:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (0.9d \cdot b_j)$$

De forma a uniformizar a distribuição de armadura, foi efectuada uma distribuição dos esforços por patamares.

A situação mais desfavorável, verificada sobre os pilares, tem-se:

$$v_{Edi} = 4.67 \text{ MPa,}$$

$$\rho = (4.67 - 0.831) / (0.7 \times 435) = 1.26\%$$

$$\frac{A_s}{s} = 0.0126 \times 23 = 0.30 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

#### 3-4.8.4.2- Corte no Interface Laje/Pré-laje

Na análise em causa foram consideradas as acções permanentes. O vão de cálculo para as pré-lajes é de 1.25 m entre vigas.

O esforço transversal devido às acções permanentes é:

$$V_{CP} = (0.20\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 + 0.20\text{m} \times 18\text{kN/m}^3) \times 1.25\text{m} / 2 = 5.375 \text{ kN/m}$$

O esforço transversal devido à sobrecarga é:

$$V_{sc} = 4.00 \times 1.25\text{m} / 2 = 2.50 \text{ kN/m}$$



$$V_{sd} = 1.5 \times (5.375 + 2.50) \text{ kN} = 11.81 \text{ kN}$$

O fluxo de corte devido ao esforço transversal é:

$$v_{Ed} = V_{sd} S / I$$

com:

$$I = 8.33 \times 10^4 \text{ m}^4/\text{m},$$

$$S = 0.025 \text{ m}^3/\text{m}.$$

Assim,

$$v_{Edi} = 354.4 \text{ kN/m}^2 = 0.354 \text{ MPa}$$

Por outro lado, a tensão resistente de corte, vale:

$$v_{Rdi} = C f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{syd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v_{fcd}$$

Então, neste caso tem-se:

$$C = 0.45 \text{ (superfície rugosa)}$$

$$f_{ctd} = 1.33 \text{ MPa (C30/37)}$$

$$\sigma_n = 0 \text{ (hipótese conservadora)}$$

A parcela da resistência ao fluxo de corte pelo betão vem,

$$v_{Rdi}^* = 0.45 \times 1.33 = 0.599 \text{ MPa}$$

não sendo, portanto, necessária armadura de reforço na laje para o esforço rasante em análise.

### 3-4.8.4.3- Verificação da Segurança do Banzo Inferior

#### 3-4.8.4.3.1 – Esforço Transverso, Fluxo de Corte – Fase de Exploração

O esforço transversal de cálculo máximo para a secção composta, viga + laje, situação mais desfavorável, é dado por:

$$v_{Ed} = V_{sd} S / (I \times e) \text{ (kPa)}$$

onde,  $I$  - momento de inércia da secção ( $\text{m}^4$ ),



$S$  - momento de estático de segunda ordem ( $m^3$ ),

$e$  – espessura do banzo (m).

De acordo com EC2 , a armadura de costura, para resistência ao fluxo de corte, vem, então, dada por:

$$A_s/s = (v_{Ed} b_f / \cot \theta_f) / f_{syd} \quad , \text{ quando o banzo se encontra comprimido e}$$

$$A_s/s = (v_{Ed}) / f_{syd} \quad , \text{ quando o banzo se encontra traccionado,}$$

com,

$b_f$  = espessura do banzo, em metros, e

$\theta_f$  = ângulo das bielas de compressão no betão.

Todas as secções verificadas são apresentadas nos anexos de cálculo da presente memória, sendo que para a secção mais desfavorável:  $v_{Ed} = 3.45$  MPa, tendo-se adoptado uma concentração de armaduras de 11Ø16 numa banda da 1.0m junto do apoio.

#### 3-4.8.4.3.2 – Esforço Transverso, Fluxo de Corte – Fase de Construção

Os valores de cálculo das cargas actuantes são:

$$PP = 25 \times 0.2 = 5.0 \text{ kN/m}^2 \text{ - peso próprio do banzo,}$$

$$q = 0.5 \text{ kN/m}^2 \text{ – sobrecarga em fase construtiva no banzo inferior.}$$

$$P_{sd} = 1.35 \times 5.0 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 0.5 \text{ kN/m}^2 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

De forma idêntica à descrita para o ponto anterior, para o valor condicionante da tensão de corte rasante,

$$v_{Ed} = 0.225 \text{ MPa} \text{ , a armadura é, portanto, condicionada pela fase de exploração.}$$

Todas as secções verificadas são apresentadas nos anexos de cálculo da presente memória.

### 3-4.8.5– Verificação dos Interfaces de Corte

#### 3-4.8.5.1 – Considerações Gerais

Transversalmente, a laje do tabuleiro será executada ao abrigo de pré-lajes colaborantes, treliçadas, em betão armado, com 0.070m de espessura.

O tabuleiro terá um conjunto de uma única pré-laje : laje entre almas da viga “U” com 1.25m de vão

Os valores dos esforços instalados, momentos flectores e esforços transversos, relativos às sobrecargas regulamentares, foram determinados por modelo simplesmente apoiado com 1.25m de vão

#### 3-4.8.5.2 – Verificação de Segurança – Fase Construtiva

##### 3-4.8.5.2.1 – Cargas Aplicadas

Cargas permanentes

Peso próprio de pré-lajes .....0.070 x 25 = 1.75 kN/m<sup>2</sup>

Peso do betão sobre pré-lajes ..... 25 x 0.13= 3.25 kN/m<sup>2</sup>

Sobrecarga construtiva

Carga distribuída. .... 1.00 kN/m<sup>2</sup>

De onde resulta:

$$P_{sd} = 1.35 \times 1.75 + 1.50 \times (3.25 + 1.0) \square 8.74 \text{ kN/m}^2$$

##### 3-4.8.5.2.2 – Estados Limites Últimos

###### 3-4.8.5.2.2.1 – Momentos Flectores

Pelas cargas descritas, considerou-se o momento flector,

$$M_{sd} = PL^2/8= 1.70 \text{ kNm/m.}$$

Equilibrando o momento através de um binário de forças nos varões de aço, temos que:

$$h_0 = 0.10\text{m}$$

$$F_{sd} = 17.00 \text{ kN/m}$$



Admitindo um varão comprimido (corda superior na zona ½ vão) Ø12, segundo o Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas em Aço – Parte 1.1:Regras gerais, para um aço A500 e um comprimento de encurvadura de 0.20m, o factor de redução para a encurvadura por varejamento do varão vem igual a:

$$\chi = 0.553$$

Uma vez que a resistência de cálculo à encurvadura do varão vem dada por,

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$$

a armadura necessária é,

$$A_s = 1.058 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Ø12//0.10)}$$

Os pormenores relativos à treliça de varões referida podem ser consultados nas peças desenhadas que fazem parte deste projecto.

#### 3-4.8.5.2.2.2 – Esforço Transverso/Encurvadura dos Elementos Diagonais das Treliças

O esforço transverso máximo verifica-se para a

$$V_{sd} = 5.46 \text{ kN/m}$$

Para a treliças de varão Ø10 , temos que

$$F_{sd} = 5.46 \text{ kN/m} / \sin(\theta) / \sin(\varphi) = 8.63 \text{ kN/m} ,$$

onde  $\theta$  = ângulo da diagonal, longitudinalmente, em relação ao plano horizontal ( $\approx 45^\circ$ ),

$\varphi$  = ângulo da diagonal, transversalmente, em relação ao plano horizontal ( $\approx 63.4^\circ$ ).

O factor de redução neste caso será  $\chi = 0.934$ , pelo que a armadura vem igual a:

$$A_s = N_{b,Rd} \gamma_{M1} / \chi f_y = 0.244 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (2 treliça de Ø10// 0.50 ; } A_s \approx 3.16 \text{ cm}^2/\text{m})$$

#### 3-4.8.5.2.3 – Estados Limites de Utilização

##### 3-4.8.5.2.3.1 – Deformação

A análise da deformação das pré-lajes, durante a fase construtiva, foi efectuada para um sistema em que as pré-lajes se encontram simplesmente apoiadas sobre as almas da viga. Foi considerada uma betonagem simultânea por toda a largura do tabuleiro , começando do eixo para as extremidades das consolas.

A inércia equivalente da secção mista, conjunto pré-laje e treliças, para a secção homogeneizada em betão, numa banda de um metro de largura, é:

$$I_{eq} = 3.6 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

A carga de superfície para a combinação frequente de acções é:

$$q_{\text{comb. FR}} = 1.75 + 3.25 + 0.40 = 5.40 \text{ kN/m}^2$$

A flecha no meio-vão das pré-lajes entre as almas das vigas será:

$$\delta = 5 pl^4 / 384EI$$

$$\delta = -0.00015 \text{ m} \quad (-0.15 \text{ mm}) \quad (L / 8388) - \text{sentido descendente}$$

Não é considerada necessária a execução de uma contraflecha para a pré-laje na zona entre vigas.

### 3-4.8.5.3 – Verificação de Segurança – Fase de Exploração

#### 3-4.8.5.3.1 – Estados Limites Últimos

Adoptou-se pelo lado da segurança um modelo de laje simplesmente apoiada na alma das vigas.

Os valores de cálculo dos esforços para as principais acções são indicados abaixo.

#### 3-4.8.5.3.1.1 – Momentos Flectores

Zona de  $\frac{1}{2}$  vão:

$$M_{sd, \frac{1}{2} \text{vão}}^+ = 18.9 \times 1.25^2 / 8 = 3.69 \text{ kNm/m}$$

armadura inferior:

$$\Rightarrow \mu = 0.006 \Rightarrow \omega = 0.006 \Rightarrow A_s = 0.502 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A esta área de armadura deverá ser adicionada a área necessária para absorver o fluxo de corte na laje.

Adopta-se  $\phi 10 // 0.10$  em ambas as faces.



### 3-4.8.5.3.1.2 – Esforço Transverso

O máximo esforço transverso ocorre sobre as almas das vigas:

$$V_{sd} = 1.5 V_{pp} + 1.5 V_{rcp} + 1.5 V_{sc}$$

$$V_{sd} = 16.05 \text{ kN/m}$$

O esforço resistente do betão ao corte é dado por:

$$V_{cd} = 123.98 \text{ kN/m} > V_{sd}$$

### 3-4.8.5.3.2 – Estados Limites de Serviço

#### 3-4.8.5.3.2.1 – Fendilhação

Como foi já referido, uma vez que a obra se localizará numa zona costeira, estando fortemente sujeita às acções de carbonatação e dos cloretos, é classificada, de acordo com o REBAP, como enquadrada num **ambiente muito agressivo**.

Desta forma, para cumprir todos os requisitos de durabilidade durante a vida útil a obra, o dimensionamento da Ponte a que se refere a presente memória foi bastante condicionado pela verificação dos estados limites de fendilhação, mais propriamente no que se refere à análise transversal, pela verificação ao estado limite de largura de fendas. Este limite impõe uma largura máxima de fendas de 0.1mm para a combinação rara de acções.

De forma simplificada, de seguida apresentam-se os principais dados e resultados obtidos para a determinação da largura de fenda. Os cálculos, mais detalhados, podem ser consultados nos anexos de cálculo.

$$M_{\text{comb. rara}} = 2.0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{cr} = 19.88 \text{ kNm/m}$$

com  $M_{cr}$  = momento flector de fissuração da laje ( $h_{\text{laje}}=0.20\text{m}$  e betão da classe C30/37)

(secção da laje com  $h=0.20$  e armadura de tracção (superior) constituída por  $\varnothing 10\text{mm}$  espaçados 0.10m)

$$M_{\text{comb. rara}} < M_{cr} \Rightarrow \text{não é necessário verificar a abertura de fendas}$$

### 3-4.8.6– Verificação de Segurança das Carlingas

Pela secção transversal adoptada, as carlingas sobre os encontros e sobre os pilares estão sujeitas a importantes esforços de torção e esforços transversos. O dimensionamento destes diafragmas foi efectuado pelo método da escora-tirante, com a consideração das torções de Saint Venant.

#### 3-4.8.6.1 – Verificação de Segurança das Carlingas sobre os Pilares

Uma vez que se admite que o apoio das vigas sobre os pilares não é feito directamente sob as almas da vigas mas numa secção rectangular, ao centro do pilar, ligada monoliticamente à carlinga do tabuleiro, é necessário garantir a transferência do esforço transversal que vem nas almas para este elemento de ligação, através da carlinga do pilar.

A este esforço há que adicionar a transferência do esforço de torção do tabuleiro para momento flector transversal nos pilares.

##### 3-4.8.6.1.1 – Dimensionamento da Armadura de Tirante – Direcção Transversal

Assim, pelo método da escora-tirante, tem-se:

$$N_{sa, \text{máx}}^{\text{topopilar}} = 2077 \text{ kN}$$

$$R_{sd} = N_{sa, \text{máx}}^{\text{topopilar}} / 2 = 2077 / 2 = 1039 \text{ kN}$$

$$a = 0.36 \text{ m}$$

$$d = 1.45 \text{ m}$$

$$b = 1.10 \text{ m}$$

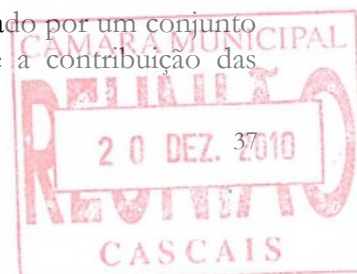
A força de tracção, virá igual a:

$$V_{Ed, V} = \frac{a}{0.8 \times d \times \frac{z_1}{2}} \times R_{sd} = 0.50 \text{ MPa}$$

onde,

$z_1$  – largura da laje entre almas da viga na secção efectiva de torção.

A parcela correspondente ao momento torsor na secção das carlingas é equilibrado por um conjunto de forças diagonais, na secção definida pela “zona tubular”. Desprezou-se a contribuição das



consolas para a estabilidade à torção e considerou-se, de forma simplificada, a carga vertical aplicada directamente no plano das almas da viga.

Adicionando a parcela de esforço de corte devida à torção, temos que:

$$v_{Ed,t} = \frac{T_{sd}}{2 \times A_0 \times t_{laje}} = 0.330 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow v_{Ed,TOTAL} = v_{Ed,v} + v_{Ed,t} = 0.50 \text{ MPa} + 0.330 \text{ MPa} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_s = 0.83 \text{ MPa} / 435 \text{ MPa} = 19.10 \text{ cm}^2 \text{ (10}\varnothing 20 = 31.42\text{cm}^2\text{)}$$

#### 3-4.8.6.1.2 – Verificação da Compressão Máxima no Betão

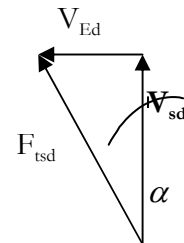
Para a biela de compressão da método da biela-tirante, atrás aplicado, para a situação de esforço axial máximo no topo do pilar, o esforço que é transferido através das vigas é:

$$F_{csd} = [1039^2 + (1111 \times 1.10 \times 1.28 / 2)^2]^{0.5} = 1039.50 \text{ KN}$$

Para C 30/37  $\Rightarrow \tau_2 = 6000 \text{ KPa}$

$$F_{cRd} = 0.5 \times \tau_2 \times b \times d = 0.5 * 6000 \times 1.10 \times 1.45 = 4785 \text{ KN}$$

$$F_{cRd} > F_{csd}$$



#### 3-4.8.6.1.3 – Dimensionamento da Armadura de Ligação Carlinga/ Almas de Viga

Para a situação mais desfavorável, de maior fluxo de corte numa alma de viga, tem-se;

$$R_{sd} = 2027 \text{ kN} / 2\text{almas} = 506.75 \text{ kN/alma}$$

A tensão de corte na superfície de ligação carlinga / viga, virá igual a:

$$v_{Ed,v} = 506.75 / (b \times d) = 506.75 / (0.38 \times 1.45) = 1.65 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,t} = T_{sd} / (2 \times A_0 \times t_{alma}) = (103.2 + 40.23) / (2 \times 1.52 \times 0.20) = 0.236 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow v_{Ed,TOTAL} = v_{Ed,v} + v_{Ed,t} = 1.89 \text{ MPa}$$



De acordo com EC2 – Parte 1.1: Regras Gerais, disposições relativas a peças de betão com diferentes idades, a tensão de corte resistente no interface,  $v_{Rdi}$ , é:

$$v_{Rdi} = C f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{syd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v_{fcd}$$

A parcela da resistência ao fluxo de corte pelo betão, para uma junta com superfície rugosa e um betão de classe de resistência C30/37, vem:

$$v_{Rdi}^* = C \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n = 0.45 \times 1.33 = 0.59 \text{ MPa ,}$$

$$\text{com } \sigma_n = 0 \text{ MPa}$$

Sendo que a armadura específica faz um ângulo  $\alpha = 90^\circ$  em relação à superfície de corte, e considerando uma largura de contacto efectivo  $b_i = 0.308\text{m}$  por alma, obtém-se a armadura de cálculo através das seguintes expressões:

$$\rho = (v_{Edi} - C \cdot f_{ctd}) / (f_{syd} (\mu \sin(\alpha) + \cos(\alpha))) = 0.0043 \quad (0.43\%) \quad , \text{ com } \mu = 0.7.$$

$$A_s = \rho b_i d = 13.15 \text{ cm}^2/\text{alma}/\text{viga}$$

A armadura de ligação adoptada por alma de viga de:

$$5 \text{ } \varnothing 16 \text{ em 3 planos ; } A_s = 5 \times 3 \times 2.01 = 30.15 \text{ cm}^2.$$

#### 3-4.8.6.1.4 – Dimensionamento da Armadura de Ligação Carlinga/Banzo Inferior da Viga

A força total nas barras de pré-esforço será de:

$$4 \text{ barras } \varnothing 32 \text{ mm (A835 / 1030)}$$

$$F_{pe} = 2363.6 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 1.2 \times 2363.6 = 2834.44 \text{ kN}$$

Os valores do esforço transversal no topo dos pilares são.

$$V_{sd, \text{long}} = 208 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \text{transv}} = 158 \text{ kN}$$



A força total de corte será:

$$F_t = ((2834.44+208)^2+158^2)^{1/2} = 3046.5 \text{ kN}$$

A tensão de corte na superfície de ligação ao banzo inferior virá igual a:

$$v_{Edi} = F_{sd} / b \times d = 3046.5 \text{ kN} / (0.82\text{m} \times 2.0\text{m}) = 1.85 \text{ MPa}$$

Assim, a tensão resistente de corte será;

$$v_{Rdi} = C f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{syd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v_{fcd}$$

com,

$$C f_{ctd} + \mu \sigma_n = 0.45 \times 1.3 + 0.7 \times 0.01 = 0.592 \text{ MPa}$$

sendo  $\sigma_n$  a tensão de compressão existente na superfície de ligação para as cargas permanentes.

Assim, da forma já descrita anteriormente, e uma vez que a armadura específica faz um ângulo de 90° com a interface de corte, a armadura necessária será igual a:

$$\rho = (1.85 - 0.592) / (435 \times 0.7) = 0.004$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.004 \times 0.82 \times 2.0 \times 10^4 = 65.6 \text{ cm}^2$$

A armadura adoptada foi:

$$2 \times 3 \times 7 \text{ cadeiras } \varnothing 16 \text{ (zona inferior) } \dots\dots\dots A_s = 2 \times 2 \times 3 \times 7 \times 2.01 = 168.84 \text{ cm}^2$$



3-4.8.7- Verificação de Segurança dos Pilares

QUADRO RESUMO DE ESFORÇOS - PILAR P1

SECÇÃO	C.P	RET.	CP+RET	P.ESF	TEMP.+	TEMP.-	S.R.+	S.R.-	S.U.+ L.(+)	S.U.+ L.(-)	FREN.+	FREN.-	SIS. 1	SIS. 2
pilares <b>M 33</b>														
1	-254.39	116.13		532.820	-91.68	91.68	14.30	-60.91			0.00	0.00	421.04	392.38
2	118.84	7.22		-81.331	-5.70	5.70	22.41	-6.19			0.00	0.00	33.64	32.31
10	492.06	-101.69		-695.481	80.28	-80.28	105.73	-26.69			0.00	0.00	365.78	335.67
pilares <b>M 22</b>														
1	-146.90	93.51		666.709	-73.82	73.82		4.06			0.00	0.00	772.74	622.08
2	20.17	25.49		148.568	-20.13	20.13	19.76	-5.48			0.00	0.00	345.42	287.89
10	187.25	-42.52		-369.573	33.57	-33.57	58.87	-15.03			0.00	0.00	152.46	126.11
ESFORÇOS AXIAIS														
1	-1449.60	-6.41		189.88	5.06	-5.06		-61.60			0.00	0.00	7.80	6.43
2	-1355.10	-6.41		189.88	5.06	-5.06		-61.60			0.00	0.00	7.80	6.43
10	-1260.60	-6.41		189.88	5.06	-5.06		-61.60			0.00	0.00	7.80	6.43

V22														
1	-88.86	25.93		146.23	-20.47	20.47	4.88	-19.84			0.00	0.00	93.56	86.59
2	-88.86	25.93		146.23	-20.47	20.47	4.88	-19.84			0.00	0.00	93.56	86.59
10	-88.86	25.93		146.23	-20.47	20.47	4.88	-19.84			0.00	0.00	93.56	86.59

V 33														
1	-39.78	16.20		123.37	-12.79	12.79		2.27			0.00	0.00	104.03	81.99
2	-39.78	16.20		123.37	-12.79	12.79		2.27			0.00	0.00	104.03	81.99
10	-39.78	16.20		123.37	-12.79	12.79		2.27			0.00	0.00	104.03	81.99

Passagem Peões sobre a A5

ESFORÇOS NOS PILARES

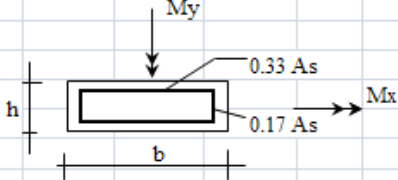
3.1.6.3 - VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ENCURVADURA

(ART's 57 a 64 REBAP)

BETÃO C 30/37 (B35) fcd= 20.0 MPa

PILAR	SECÇÃO	DIMENSÕES			ESFORÇOS		ESBELTEZA		EXCENTRICIDADES				M'sd
		b	h	H	Msd	Nsd	lo	λ	ea	e2	ec	et	
SEM SISMOS													
DIRECÇÃO LONGITUDINAL													
P1	Base	1.50	0.50	8.40	151.56	2091.08	5.88	40.69	0.020	0.035	0.000	0.055	265.68
	meia-alt.	1.50	0.50	8.40	146.51	1949.33	5.88	40.69	0.020	0.035	0.000	0.055	252.89
	topo	1.50	0.50	8.40	120.93	1807.58	5.88	40.69	0.020	0.035	0.000	0.055	219.58
DIRECÇÃO TRANSVERSAL													
P1	Base	0.50	1.50	8.40	514.10	2091.08	8.85	20.42	0.030	0.026	0.000	0.056	630.44
	meia-alt.	0.50	1.50	8.40	339.11	1949.33	8.85	20.42	0.030	0.026	0.000	0.056	447.57
	topo	0.50	1.50	8.40	33.97	1807.58	8.85	20.42	0.030	0.026	0.000	0.056	134.54
COM SISMOS (XX)													
DIRECÇÃO LONGITUDINAL													
P1	Base	1.50	0.50	8.40	236.99	1277.83	5.88	40.69	0.020	0.035	0.000	0.055	306.73
	meia-alt.	1.50	0.50	8.40	95.20	1183.33	5.88	40.69	0.020	0.035	0.000	0.055	159.78
	topo	1.50	0.50	8.40	243.56	1088.83	5.88	40.69	0.020	0.035	0.000	0.055	302.98
DIRECÇÃO TRANSVERSAL													
P1	Base	0.50	1.50	8.40	545.79	1277.83	8.85	20.42	0.030	0.026	0.000	0.056	616.89
	meia-alt.	0.50	1.50	8.40	712.37	1183.33	8.85	20.42	0.030	0.026	0.000	0.056	778.21
	topo	0.50	1.50	8.40	3.84	1088.83	8.85	20.42	0.030	0.026	0.000	0.056	64.43



		PILAR P1												
		SEM SISMOS									b	h		
		N	v	Mx	$\mu_x$	My	$\mu_y$	$\eta$	$\omega$	As	0.33xAs	0.17xAs		
		(KN)		(KNm)		(KNm)				(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		
		b	h											
Base	1.5	0.8	2091.1	0.14	265.7	0.02	630.4	0.03	1.27	0.050	17.24	5.69	2.93	
meia-alt.	1.5	0.8	1949.3	0.13	252.9	0.02	447.6	0.02	0.94	0.050	17.24	5.69	2.93	
topo	1.5	0.8	1807.6	0.12	219.6	0.02	134.5	0.01	0.33	0.050	17.24	5.69	2.93	
										<b>AÇO A500</b>	<b>435</b>	<b>Mpa</b>		
		PILAR P1												
		COM SISMOS (XX)									b	h		
		N	v	Mx	$\mu_x$	My	$\mu_y$	$\eta$	$\omega$	As	0.33xAs	0.17xAs		
		(KN)		(KNm)		(KNm)				(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		
		b	h											
Base	1.5	0.8	1277.8	0.09	306.7	0.03	616.9	0.03	1.07	0.050	17.24	5.69	2.93	
meia-alt.	1.5	0.8	1183.3	0.08	159.8	0.01	778.2	0.03	2.60	0.050	17.24	5.69	2.93	
topo	1.5	0.8	1088.8	0.07	303.0	0.03	64.4	0.00	0.11	0.080	27.59	9.10	4.69	
														

Passagem Peões sobre a A5												

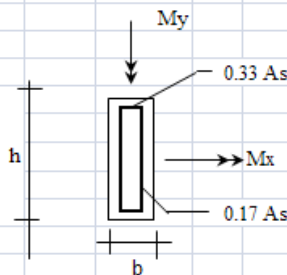
ESFORÇOS NOS PILARES  
3.1.6.3 - VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ENCURVADURA (ARTºs 57 a 64 REBAP)

BETÃO C 30/37 (B35)		fcd= 20.0 MPa											
PILAR	SECÇÃO	DIMENSÕES			ESFORÇOS		ESBELTEZA		EXCENTRICIDADES				M'sd
		b	h	H	Msd	Nsd	lo	λ	ea	e2	ec	et	
COM SISMOS (γγ)													
DIRECÇÃO LONGITUDINAL													
P1	Base	1.50	0.80	8.40	194.01	1275.76	5.88	25.43	0.020	0.022	0.000	0.042	247.09
	meia-alt.	1.50	0.80	8.40	93.20	1181.26	5.88	25.43	0.020	0.022	0.000	0.042	142.35
	topo	1.50	0.80	8.40	198.40	1086.76	5.88	25.43	0.020	0.022	0.000	0.042	243.62
DIRECÇÃO TRANSVERSAL													
P1	Base	0.80	1.50	8.40	319.79	1275.76	8.85	20.42	0.030	0.026	0.000	0.056	390.78
	meia-alt.	0.80	1.50	8.40	626.07	1181.26	8.85	20.42	0.030	0.026	0.000	0.056	691.79
	topo	0.80	1.50	8.40	35.68	1086.76	8.85	20.42	0.030	0.026	0.000	0.056	96.15

Passagem Peões sobre a A5												

ARMADURAS - PILARES												
AÇO A500      435 Mpa												

		PILAR P1 COM SISMOS (γγ)										
		N	v	Mx	μx	My	μy	η	ω	As	0.33xAs	0.17xAs
		(KN)		(KNm)		(KNm)				(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
	b    h											
Base	0.8    1.5	1275.8	0.05	390.8	0.01	247.1	0.01	1.19	0.050	27.59	9.10	4.69
meia-alt.	0.8    1.5	1181.3	0.05	691.8	0.02	142.4	0.01	0.39	0.050	27.59	9.10	4.69
topo	0.8    1.5	1086.8	0.05	96.1	0.00	243.6	0.01	4.75	0.050	27.59	9.10	4.69



### 3-4.9 – APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO

#### 3-4.9.1– Considerações gerais

A transmissão de cargas do tabuleiro para cada um dos encontros é efectuada através de aparelhos de apoio rotulados, deslizantes unidireccionais, do tipo “panela” (“pot-bearing”) devendo suportar, também, cargas ascendentes.

Nos pilares, a ligação com o tabuleiro é feita através de uma ligação monolítica em betão armado.

O dimensionamento dos aparelhos de apoio e das juntas de dilatação foi realizado para a combinação rara de acções.

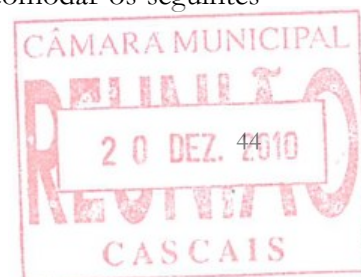
##### 3-4.9.1.1 – *Aparelhos de Apoio*

Com base nos esforços, deslocamentos e rotações resultantes do cálculo automático, conclui-se que os aparelhos de apoio nos encontros , por cada tabuleiro, devem ter as seguintes características:

	Encontro E1	Encontro E2
Quantidade	2	2
Força vertical descendente (compressão no ap. apoio)	250 kN	250 kN
Força longitudinal	-	-
Força transversal	25	25
Deslocamento logitudinal	□□ 10 mm	□ 10 mm
Deslocamento transversal	□	□
Rotação longitudinal	0.01rad	0.01 ad
Rotação transversal		

##### 3-4.9.1.2 – *Juntas de Dilatação*

As juntas de dilatação a instalar nos encontros, deverão ser tais que possam acomodar os seguintes deslocamentos:



	Encontro E1	Encontro E2
Deslocamento	-25 mm/+25 mm	-25 mm/+25 mm

### 3-4.10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio.

Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho e Decreto-Lei n.º 128/99, de 21 de Abril.

NP ENV 206, 1993 – Betão: Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade.

EN 1992-1-1:2004, E, Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

EN 1992-2:2002, Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 2: Pontes de Betão.

EN 1993-1-1:2004, Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

CEB-FIP, Model Code 1990 (MC90)– Design Code

MENN, C. - Prestressed Concrete Bridges, Birkhäuser Verlag, 1990.

SCHLAICH, J., SCHEEF, H. - Concrete box-girder bridges, International Association for Bridge and Structural Engineering, 1982.

Lisboa, Abril 2009

Armando Morgado  
Cruz  
Engº Civil

João Carlos Guedes  
Engº Civil

José Paulo

