



CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

CÂMARA MUNICIPAL DE VILA DO CONDE

CLIENTE

PONTE SOBRE O RIO ESTE, EM ARCOS

PROJECTO

GEG

ARCOS, VILA DO CONDE

LOCAL

PROJETO EXECUÇÃO

INTERVENÇÃO

OBRA DE ARTE

OBSERVAÇÕES

SETEMBRO 2016

DATA





PONTE SOBRE O RIO ESTE, EM ARCOS

OBRA DE ARTE

PROJETO DE EXECUÇÃO

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

ÍNDICE

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	2
2. TABULEIRO	2
2.1. AÇÕES	3
2.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	8
3. ESTACAS E PILARES-ESTACA	19
3.1. AÇÕES	19
3.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	22
4. TRAVESSAS	26
4.1. AÇÕES	27
4.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	28
5. ENCONTROS.....	29
5.1. AÇÕES	29
5.2. ESTABILIDADE INTERNA.....	30
5.3. ESTABILIDADE EXTERNA.....	30

ANEXOS:

A – Estudo Longitudinal do Tabuleiro

B – Estudo Transversal do Tabuleiro

C – Estudo das Estacas, Pilares-Estaca e Travessas

D – Estudo dos Encontros

E – Estudo da capacidade de carga vertical das estacas

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Apresenta-se nesta memória a verificação da segurança dos diversos elementos estruturais que materializam a estrutura. Descrevem-se as principais metodologias utilizadas e remete-se a generalidade dos resultados para os anexos. A sequência da memória é idêntica à dos anexos. Inclui os seguintes elementos:

A – Estudo Longitudinal do Tabuleiro

B – Estudo Transversal do Tabuleiro

C – Estudo das Estacas, Pilares-Estaca e Travessas

D – Estudo dos Encontros

2. TABULEIRO

O tabuleiro desta ponte é constituído por vigas pré-fabricadas tipo I90 e uma laje betonada “in situ” sobre pré-lajes. Trata-se de um tabuleiro com ligação monolítica às carlingas e encontros e com um comprimento total de 42m (entre eixos de apoio extremos). O tabuleiro encontra-se apoiado em 2 alinhamentos de pilares e em encontros, ambos em betão armado.

As vigas pré-fabricadas têm um banzo inferior com largura igual a 0,62 m. A largura do banzo superior é igual a 1,00 m, sendo o afastamento das vigas igual a 2,40m. Estas são ligadas por uma laje com espessura nominal de 0,25m. A laje será realizada com o auxílio de pré-lajes colaborantes de betão armado, com uma espessura de 8cm.

Nas pré-lajes de extremidade, a consola tem continuidade com o vão adjacente entre vigas, por intermédio de armadura e treliças. Nas restantes zonas, entre vigas, estão previstas pré-lajes simples, não treliçadas. São pré-lajes colaborantes, isto é, incorporam a armadura longitudinal e transversal da laje, sendo dimensionadas em conformidade.

A verificação complementar em fase construtiva é apresentada no anexo B.

Na fase de pré-fabricação as superfícies de contacto com o betão a colocar “in situ” serão deixadas muito rugosas.

O faseamento construtivo consistirá no seguinte:

- 1) Montagem das vigas entre E1 e E2. Colocação das pré-lajes entre E1 e E2;
- 2) Betonagem da laje entre E1 e E2 e segunda fase das carlingas em P1 e P2;
- 3) Acabamentos.

A análise longitudinal do tabuleiro baseia-se num modelo plano de elementos de barra. A determinação dos esforços e tensões que se verificam nas diferentes secções do tabuleiro, nas várias fases construtivas e de exploração, foi efetuada através de um programa de cálculo automático, destinado à análise de estruturas construídas por fases, que tem em conta o comportamento diferido do betão.

A verificação de estabilidade da obra de arte foi realizada de acordo com o prescrito nas NP EN 1992-1-1(2010), NP EN 1998-1 e EN 1998-2. A quantificação de ações foi considerada acordo com o RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes) e Eurocódigos ou legislação estrangeira aplicável.

O estudo transversal do tabuleiro, conducente ao dimensionamento das lajes intermédias e consolas, foi feito por intermédio de uma folha de cálculo da autoria do GEG e é apresentado no Anexo - B. As armaduras das lajes foram dimensionadas para resistir aos esforços que se desenvolvem sem contar com o encastramento parcial devido à flexão transversal das almas das vigas.

2.1. AÇÕES

2.1.1. Ações Permanentes

2.1.1.1. *Peso próprio dos elementos estruturais*

Peso volúmico do betão em:

- Laje do tabuleiro: $\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$
- Vigas pré-fabricadas: $\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$

2.1.1.2. *Restantes cargas permanentes*

As restantes cargas permanentes são as seguintes:

• Tapete betuminoso:	24x0,12=2,88 kN/m ² (*)
• Guarda-corpos:	1,00 kN/m
• Vigas de bordadura:	25 × 0.147 = 3.66 kN/m
• Passeio:	12 × 0.35 = 4,20 kN/m
• Lancil:	25 × 0.0585 = 1,46 kN/m

(*) para atender a possíveis recargas futuras

2.1.1.3. Pré-esforço longitudinal

O valor de pré-esforço longitudinal foi determinado de forma a garantir a verificação da descompressão em todas as secções pré-esforçadas do tabuleiro.

A ação de pré-esforço é simulada pelo programa automático utilizado, fornecendo-se para tal a geometria dos cabos, a respectiva área, a tensão de puxe e os parâmetros para o cálculo das perdas.

O aço de pré-esforço considerado para as vigas e na continuidade do tabuleiro é da classe Y1860S7-15.2.

A tensão de puxe tem o valor de $\sigma_0 = 0.75 \times 1860 = 1395$ MPa, para os cabos de continuidade e cordões das vigas.

Admitiram-se as seguintes características para os cordões:

Área de cada cordão: 1,40 cm²

$f_{puk} = 1860$ MPa

$f_{p0.1K} = 1670$ MPa

Relaxação - 2,0% às 1000 horas

As vigas são pré-esforçadas com o seguinte número de cordões:

Vão de 12,5m:

6φ0.6" – 1,4cm² - (banzo inferior - 1ª camada)



$2\phi 0.6'' - 1,4\text{cm}^2$ - (banzo inferior - 2ª camada – 2 cordões embainhados 1,25m nas extremidades)

Vão de 17,00m:

$6\phi 0.6'' - 1,4\text{cm}^2$ - (banzo inferior - 1ª camada)

$6\phi 0.6'' - 1,4\text{cm}^2$ - (banzo inferior - 2ª camada – 6 cordões embainhados 1,70m nas extremidades)

Todas as perdas são consideradas automaticamente pelo programa à exceção da relaxação, que foi simulada como uma perda de tensão nas extremidades que se faz sentir em toda a extensão dos cabos.

2.1.1.4. Fluência, retração e relaxação

A quantificação da fluência e da retração foi calculada pelo programa de cálculo automático, recorrendo à formulação da NP EN1992-1-1, tendo-se adotado os seguintes pressupostos:

Vigas pré-fabricadas:

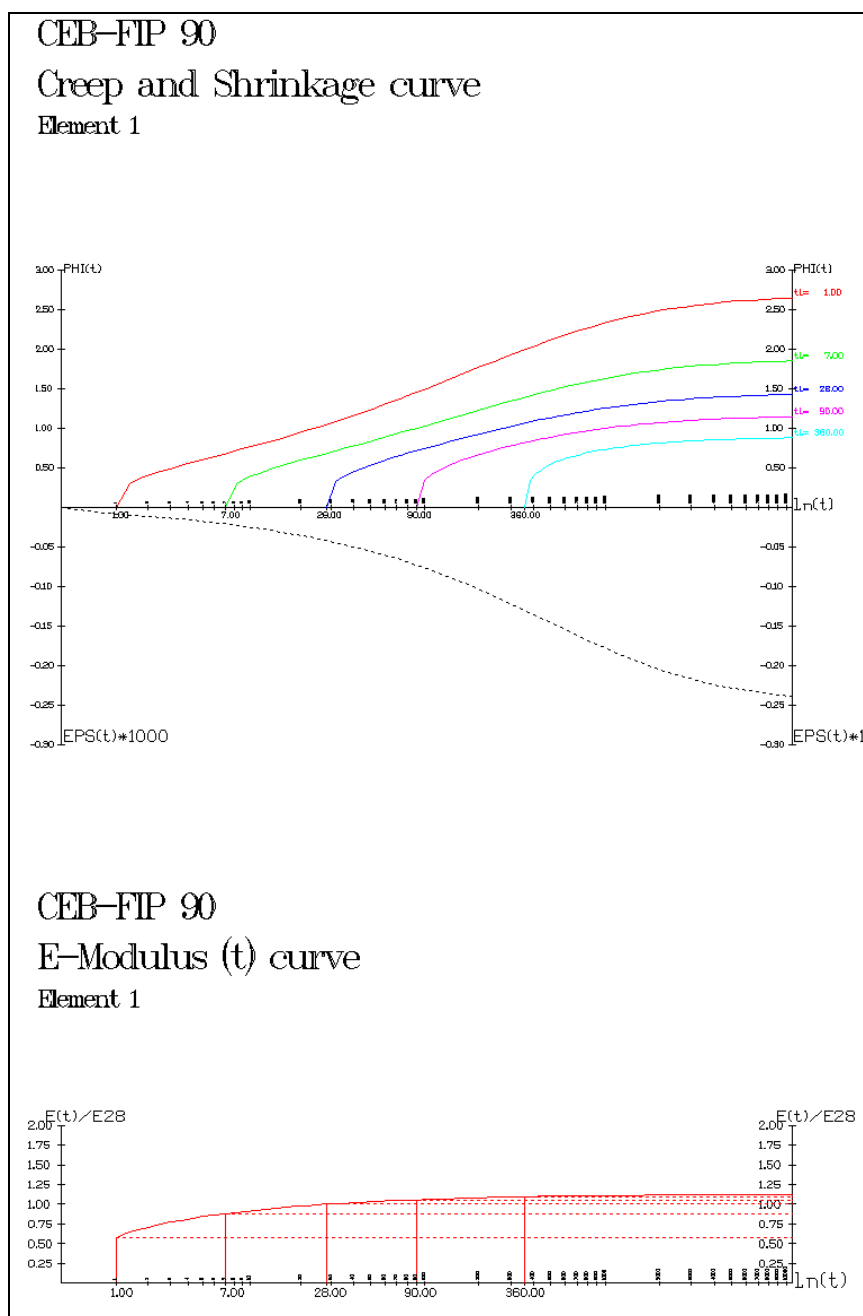
- Betão de consistência média.
- Humidade relativa do ambiente de 80%.
- Temperatura média ambiente de 15°C
- Cimento de endurecimento rápido e de alta resistência.

Laje de betão do tabuleiro:

- Betão de consistência média.
- Humidade relativa do ambiente de 80%.
- Temperatura média ambiente de 15°C.
- Cimento de endurecimento corrente.

Os efeitos diferidos foram considerados até um período de tempo de 10 000 dias.

De seguida apresenta-se as curvas de variação do coeficiente de fluência e extensão de retração em função do tempo.



2.1.2. Ações variáveis

2.1.2.1. Sobrecargas rodoviárias

Consideraram-se os dois tipos de sobrecarga definidos no RSA para pontes de classe I:

- Veículo de 3 eixos equidistantes e 6 rodas, transmitindo uma carga de 100 kN por roda.
- Sobrecarga constituída por uma carga uniforme de 4.0 kN/m² nas faixas de rodagem e por uma única carga de faca transversal de 50 kN/m nas faixas de rodagem

Resumindo temos:

- Veículo tipo: $6 \times 100 = 600.0 \text{ kN}$
- Sobrecarga uniforme: 4.0 kN/m^2
- Carga de faca: 50 kN/m

O valor da força de frenagem, associada à sobrecarga uniforme e à carga de faca, vem definido para pontes de classe I como sendo igual a 30.0 kN/m, lineares e uniformes na largura carregada.

Assim:

- Carga de Frenagem: 30 kN/m

Nos passadiços considerou-se a atuação de uma das seguintes cargas, conforme mais desfavorável:

- Carga uniformemente distribuída: 3 kN/m^2

ou:

- Carga concentrada: 20 kN

2.1.2.2. Variações de temperatura

Variação uniforme de temperatura, de acordo com a NP EN 1991-1-5:

$$\Delta T_U + = 25 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

$$\Delta T_U - = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

O coeficiente de dilatação térmica considerou-se igual a $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$.

Variação diferencial de temperatura, de acordo com a NP EN 1991-1-5 :

Consideraram-se os seguintes gradientes térmicos:

$$T_{D+} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{D-} = 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

2.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

2.2.1. Introdução

A verificação de segurança, foi feita com recurso a programas de cálculo automático onde, utilizando as ações constantes no Quadro 1, foram verificadas as combinações de ações indicadas no Quadro 2.

Ações	Simbologia	Coeficientes de Segurança	
Peso próprio da estrutura	PP	γ_g	1.35 ou 1.0
Revestimentos	REV	γ_q	1.35 ou 1.0
Ações variáveis	AV	γ_q	1.5 ou 0.0
Cabo de Pré-esforço ($t=\infty$)	CP	γ_p	1.0
Variação diferencial de temperatura	DT	—	1.5 ou 0.0

Quadro 1 - Ações verticais

Estado limite	Comb. de ações	Quantificação
Último de Resistência	Fundamentais	$\gamma_g \times PP + \gamma_q \times REV + \gamma_q (AV_1 + \psi_{0j} AV_j) + \gamma_p \times CP$
Utilização: Descompressão	Quase Permanentes	$PP + REV + \psi_2 AV + \psi_2 DT + CP$
Utilização: Largura de Fendas	Frequentes	$PP + REV + \text{Máx} \{ \psi_1 AV + \psi_2 DT; \psi_2 AV + \psi_1 DT \} + CP$
Em vazio: Construção	-	$PP + CP$
Utilização: Deformação	Quase Permanentes	$PP + REV + \psi_2 \times AV + \psi_2 DT + CP$

Quadro 2 - Combinações de ações

2.2.1. Análise longitudinal do tabuleiro

2.2.1.1. Modelo e Fases Construtivas

A análise longitudinal dos esforços nos tabuleiros foi feita através de um programa de cálculo automático (TDV), que permite a análise de estruturas com construção evolutiva. Para o efeito foi modelada a viga de extremidade que se comprovou ser a mais desfavorável por aplicação do método de Massonet às várias vigas. Este método permite determinar as linhas de influência transversais do tabuleiro para determinadas secções de estudo, tendo em conta as suas características geométricas. Os resultados desta análise são apresentados no Anexo - A.

A determinação dos esforços e tensões que se verificam nas diferentes secções do tabuleiro, nas várias fases construtivas e de exploração, foi efectuada através de um programa de cálculo automático, destinado à análise de estruturas construídas por fases, que tem em conta o comportamento diferido do betão, já referido. Para efeitos de modelação foi considerada uma viga com 3 vãos (12,50 + 17,00 + 12,50).

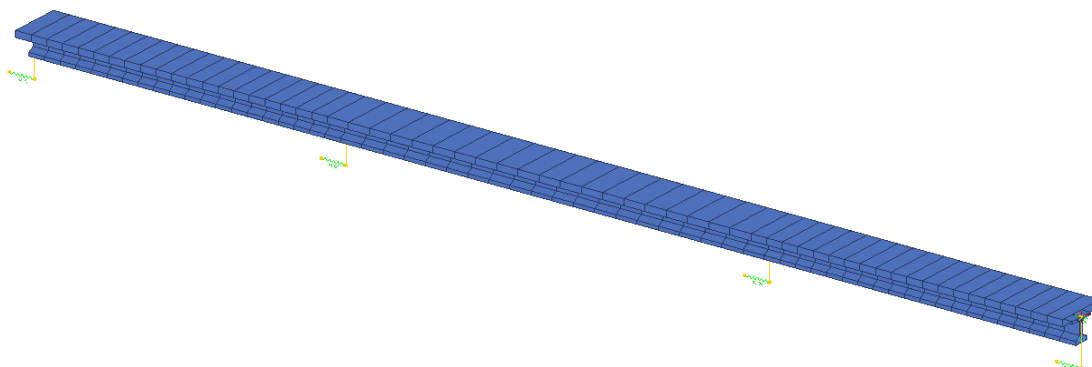


Figura 1 - Modelo estrutural

Neste modelo foram simuladas as fases correspondentes ao processo construtivo, correspondendo a cada fase uma determinada secção do tabuleiro, que se representam em anexo. Inicialmente apenas são consideradas as secções do tabuleiro correspondentes às vigas pré-fabricadas, e só após a betonagem da laje é que se considera a secção total do tabuleiro (vigas pré-fabricadas + laje).

O programa contabiliza os efeitos de fluência e retracção ao longo do tempo.

Os resultados dos esforços e tensões longitudinais no fim de cada fase, devidos à acção de cargas, fluência e retracção, são calculados somando os valores calculados nesta fase com os calculados nas fases anteriores nas diversas secções.

Em cada fase, apenas são considerados os elementos de barra e os apoios do modelo que correspondem à parte da estrutura realmente em funcionamento.

2.2.1.2. Esforços

Os diagramas de esforços no tabuleiro para o peso próprio, restantes cargas permanentes, pré-esforço, fluência e retracção no início da exploração e a longo prazo (10 000 dias) e as envolventes de esforços para as diversas cargas, estão apresentados em anexo.

2.2.1.3. Verificação de segurança em relação aos estados limite

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos e de serviço, os efeitos das acções diferidas no tempo (fluência e retração) foram considerados no final da construção ($t=40$ dias) e a longo prazo ($t=10000$ dias). Os diagramas de tensão apresentados (no anexo A) resultam da envolvente das duas situações.

a) Estado de tensão durante a fase construtiva

Como se pode constatar da análise de valores das tensões máximas e mínimas do tabuleiro (apresentadas em anexo), os valores de tracções ocorridas são insignificantes, nunca atingindo a tensão característica do betão à tracção em qualquer etapa da construção da obra. Tendo-se como limites os seguintes valores, considerando para a viga betão C45/55 e para a laje betão C30/37:

$$\sigma_{\text{trd, viga}} = 2\,660 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{crd, viga}} = 27\,000 \text{ kPa} (0.6f_{ck}).$$

Analisando os diagramas é possível observar que estes valores nunca são ultrapassados, pelo que se considera verificado este critério.

b) Estado limite de descompressão

Considerando um ambiente moderadamente agressivo (da classe XC2, XC3 e XC4), a descompressão deve ser verificada para a combinação quase permanente de acções, tal como prescreve a NP EN 1992-1-1.

Em Anexo apresentam-se os diagramas de tensões nas fibras superiores e inferior, nas vigas e na laje, para a combinação quase-permanente de acções a longo prazo:

$$M_{\text{quase-perm}} = \gamma_g \times M_{cp} + \gamma_g \times M_{ph} + \gamma_g \times M_{rcp} + \gamma_q \times M_{sc} + \gamma_{td} \times M_{td}$$

Sendo:

M_{cp} – Momentos devidos à acção do peso próprio ($\gamma_g = 1.0$)

M_{ph} – Momentos devidos à acção do pré-esforço ($\gamma_g = 1.0$)

M_{rcp} – Momentos devidos à acção das restantes cargas permanentes ($\gamma_g = 1.0$)

M_{sc} – Momentos devidos às acções variáveis ($\gamma_q = 0.2$)

M_{td} – Momentos devidos à acção da temperatura ($\gamma_{td} = 0.5$)

Tendo-se como limites:

$\sigma_{trd, laje} = 0 \text{ kPa}$

$\sigma_{crd, laje} = 13\,500 \text{ kPa} (0,45f_{ck})$

$\sigma_{trd, viga} = 0 \text{ kPa}$

$\sigma_{crd, viga} = 20\,250 \text{ kPa} (0,45f_{ck})$

Dos diagramas de tensões em anexo pode-se constatar que, na viga pré-fabricada, a fibra inferior (Finf) se encontra sempre comprimida. Na fibra superior da viga pré-fabricada (Fint) podem-se observar pequenas tracções na proximidade dos apoios, mas que não são reais. Estes valores decorrem da modelação efectuada, que admite a transferência instantânea das forças do pré-esforço para o betão na secção de extremidade. Na realidade esta transferência dá-se ao longo de um certo comprimento pelo que o momento máximo devido ao pré-esforço ocorre numa secção mais afastada desaparecendo desta forma os picos de tensão de tracção observados junto dos apoios. d) Estado limite da largura de fendas

A verificação deste estado limite foi realizada para a combinação frequente de acções:

$$M_{frequentes} = \gamma_g \times M_{cp} + \gamma_g \times M_{ph} + \gamma_g \times M_{rcp} + \gamma_q \times M_{sc} + \gamma_{td} \times M_{td}$$

Sendo:

M_{cp} – Momentos devidos à acção do peso próprio ($\gamma_g = 1.0$)

M_{ph} – Momentos devidos à acção do pré-esforço ($\gamma_g = 1.0$)

M_{rcp} – Momentos devidos à acção das restantes cargas permanentes ($\gamma_g = 1.0$)

M_{sc} – Momentos devidos às acções variáveis ($\gamma_q = 0.4$)

M_{td} – Momentos devidos à acção da temperatura ($\gamma_{td} = 0.5$)

Tendo-se como limites:

$$\sigma_{\text{trd, laje}} = 2\,000 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{crd, laje}} = 13\,500 \text{ kPa (0,45fck)}$$

$$\sigma_{\text{trd, viga}} = 2\,660 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{crd, viga}} = 20\,250 \text{ kPa (0,45fck)}$$

Em Anexo apresentam-se os diagramas de tensões nas fibras superiores e inferiores para esta combinação de acções.

Para a combinação acima referida, as tracções verificadas nas vigas e na laje não excede o limite da tensão característica de tracção $f_{\text{ctk},0.05}$ do betão, pelo que se dispensa a determinação do valor de abertura de fendas.

e) Verificação da tensão máxima de compressão no betão.

A verificação deste estado limite foi realizada para a combinação rara de acções:

$$M_{\text{raras}} = \gamma_g \times M_{cp} + \gamma_g \times M_{ph} + \gamma_g \times M_{rcp} + \gamma_q \times M_{sc} + \gamma_{td} \times M_{td}$$

Sendo:

MCP – Momentos devidos à acção do peso próprio ($\gamma_g = 1.0$)

Mph – Momentos devidos à acção do pré-esforço ($\gamma_g = 1.0$)

Mrcp – Momentos devidos à acção das restantes cargas permanentes ($\gamma_g = 1.0$)

Msc – Momentos devidos às acções variáveis ($\gamma_q = 1.0$ ou 0.6)

Mtd – Momentos devidos à acção da variação diferencial de temperatura ($\gamma_{td} = 0.6$ ou 1.0)

Tendo-se como limites:

$$\sigma_{\text{crd, laje}} = 18\,000 \text{ kPa (0,60fck)}$$

$$\sigma_{\text{crd, viga}} = 27\,000 \text{ kPa (0,60fck)}$$

Pela análise dos diagramas verifica-se que a tensão máxima de compressão no betão não excede o valor limite para a combinação rara de acções.

f) Estado limite de deformação

Para a combinação quase-permanente de acções, o limite máximo de $L/750$, sendo que para as sobrecargas não deverá ultrapassar $L/1000$. Em anexo apresentam-se os valores das deformações para os vários casos de carga, não ultrapassando os valores limites.

g) Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência

Flexão composta

Esta verificação é feita automaticamente pelo programa de cálculo, tendo em conta os diagramas constitutivos dos materiais, betão e armaduras passivas e activas. Nesta verificação os efeitos devidos ao pré-esforço foram considerados na determinação do momento resistente das secções.

Os momentos flectores actuantes foram calculados para a combinação:

$$M_{sd} = \gamma_g \times M_{cp} + \gamma_g \times M_{ph} + \gamma_g \times M_{rcp} + \gamma_q \times M_{sc} + \gamma_{td} \times M_{td}$$

Sendo:

M_{cp} – Momentos devidos à acção do peso próprio ($\gamma_g = 1.35$ ou 1.0)

M_{ph} – Momentos devidos à acção do pré-esforço ($\gamma_g = 1.0$)

M_{rcp} – Momentos devidos à acção das restantes cargas permanentes ($\gamma_g = 1.35$ ou 1.0)

M_{sc} – Momentos devidos a acções variáveis ($\gamma_g = 1.5$)

M_{td} – Momentos devidos a acções variáveis ($\gamma_{td} = 1.5 \times \psi_0$)

Foram consideradas duas envoltentes, uma contabilizando os efeitos da fluência, e outra onde estes efeitos foram desprezados para as quais se realizou a verificação de segurança em estado limite último.

Na verificação da segurança aos momentos negativos foi considerada uma armadura superior na laje de $\varnothing 16/0.15$ corrida em toda a extensão do tabuleiro com reforços de $\varnothing 12/0.15$ sobre os alinhamentos P1 e P2.

Pela análise dos diagramas apresentados é possível comprovar que a verificação de segurança em relação ao estado limite último de resistência à flexão no plano vertical se encontra garantida.

h) Esforço transversal

A verificação de segurança em relação ao estado limite último de resistência ao esforço transversal, bem como em fase construtiva (considerando apenas o peso próprio da viga, peso da laje e sobrecarga construtiva de 1kN/m², com estas acções majoradas de 1,2), foi efectuada barra a barra e os resultados são apresentados em anexo. A metodologia usada foi a seguinte:

Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transversal:

O valor de cálculo do esforço transversal resistente $V_{Rd,c}$ é dado por:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

com um mínimo de

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

O esforço transversal V_{Ed} , calculado sem aplicar o factor de redução β , deve, no entanto, satisfazer sempre a condição

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v_{fd}$$

em que v é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

Elementos para os quais é exigida armadura de esforço transversal

O cálculo de elementos com armadura de esforço transversal baseia-se num modelo de treliça.

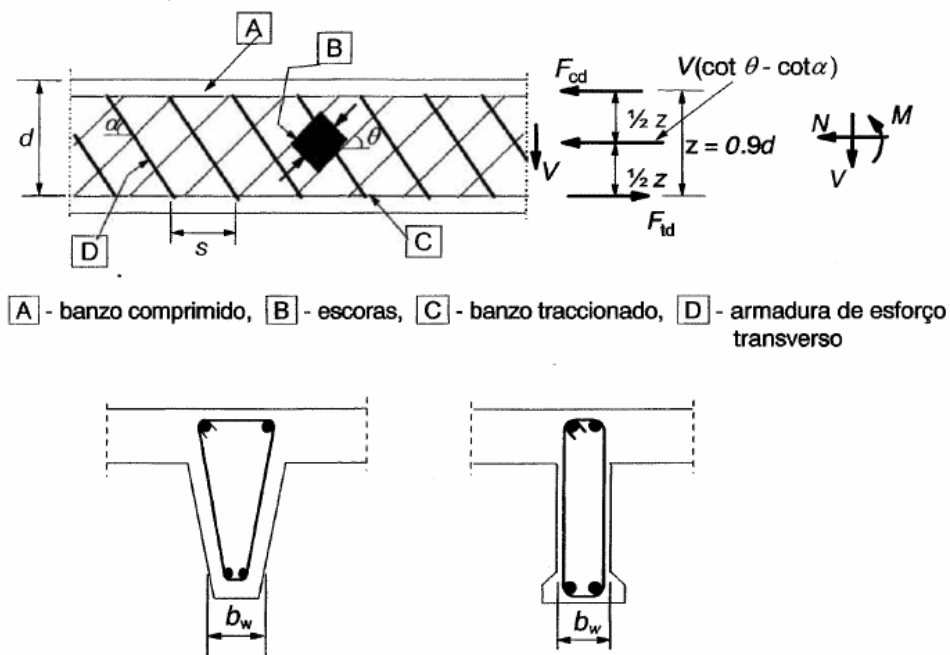


Figura 2 - Modelo de treliça e notações para elementos com armaduras de esforço transversal

No caso de elementos com armadura de esforço transversal constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transversal resistente, V_{Rd} , é o menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

e

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta$$

Armaduras necessárias nas almas:

Todos os valores calculados nesta secção são apresentados em anexo a esta memória.

Verificação da segurança durante a elevação e transporte:

Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Obra de Arte. Projeto de Execução.
Cálculos Justificativos.

Durante a fase de transporte, as vigas estão simplesmente apoiadas sobre as suas extremidades. Por outro lado, na montagem, na fase de elevação, as vigas são suspensas por laços de cabos de pré-esforço, distanciados de 0.60 m das extremidades das vigas, sem que verifiquem tracções, nesta operação, superiores ao $\sigma_{trd, viga} = 2\,660$ kPa.

Verificação das interfaces de corte

A conexão da viga pré-fabricada com a laje superior betonada “in situ” é efectuada através de estribos salientes da viga.

O cálculo foi efectuado de acordo com o capítulo 6.2.5 do EC2 parte 1-1.

Os parâmetros que caracterizam a rugosidade da interface foram considerados iguais a :

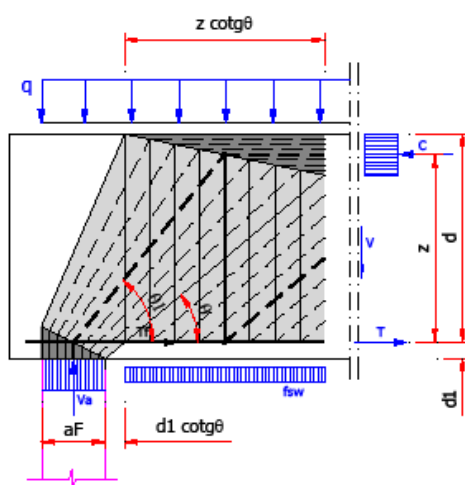
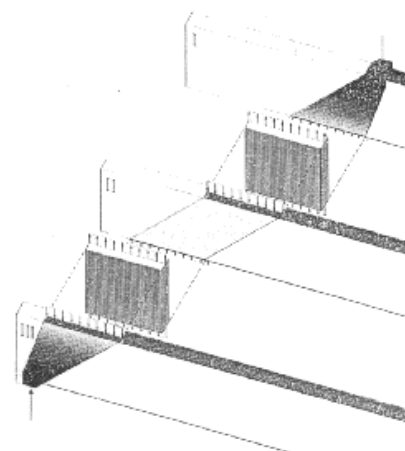
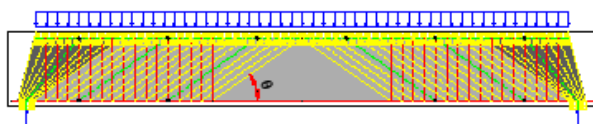
$$C=0.45$$

$$\mu=0.70$$

Os resultados e verificações efectuadas são apresentados no anexo A.

Verificação da amarração da armadura longitudinal para a situação de apoio provisório das vigas

Os resultados e verificações efectuadas são apresentados no anexo A, tendo por base a metodologia de cálculo apresentada de acordo com a figura seguinte:



$$\cot\theta_1 = \frac{1}{2} \frac{a_F}{z} + \left(\frac{d_1}{z} + \frac{1}{2} \right) \cot\theta$$

$$T_f = V_a \cot\theta_1$$

$$f_{sw} = \frac{V_a - q(0.5 \cdot a_1 + (d_1 + z) \cot\theta)}{z \cot\theta}$$

3. ESTACAS E PILARES-ESTACA

As fundações dos pilares são indiretas em todos os seus alinhamentos, materializadas por estacas de 0,60m de diâmetro nos encontros E1 e E2 e por pilares-estaca de 0,8m de diâmetro nos alinhamentos P1 e P2.

As estacas são em número de duas por alinhamento, encabeçadas por uma travessa no caso dos alinhamentos e de pilares por um maciço de encabeçamento no caso dos encontros.

3.1. AÇÕES

3.1.1. Ações Permanentes

3.1.1.1. *Peso próprio dos elementos estruturais*

• Tabuleiro (laje, vigas e pré-lajes)	94,37 kN/m
• Travessas	552,5 kN
• Encontros e maciços de encabeçamento	463 kN

3.1.1.2. *Restantes cargas permanentes*

As restantes cargas permanentes são as seguintes:

• Tapete betuminoso:	18,72 kN/m
• Guarda-corpos:	$2 \times 1 = 2,00$ kN/m
• Vigas de bordadura:	$2 \times 25 \times 0,147 = 7,35$ kN/m
• Passeio:	$2 \times 12 \times 0,35 = 8,40$ kN/m
• Lancil:	$2 \times 25 \times 0,0585 = 2,93$ kN/m
TOTAL = 39,4 kN/m	

3.1.1.3. *Fluência e retração*

Os efeitos diferidos do betão foram simulados com um abaixamento de temperatura uniforme de 30°C.

3.1.2. Ações variáveis

3.1.2.1. Impulso de terras

Atendendo às características do aterro adotou-se os seguintes parâmetros para o cálculo do impulso de terras:

- Ângulo de atrito, $\phi=30^\circ$
- Coeficiente de impulso em repouso, $K_0=0,5$
- Peso volúmico do solo, $\gamma_{\text{solo}}= 20 \text{ kN/m}^3$

Resumindo temos:

- | | |
|-------------------------------------|------------|
| • Impulso de terras no encontro E1: | 320,4 kN/m |
| • Impulso de terras no encontro E2: | 328,4 kN/m |

3.1.2.2. Sobrecargas rodoviárias

Consideraram-se os dois tipos de sobrecarga definidos no RSA para pontes de classe I:

- Veículo de 3 eixos equidistantes e 6 rodas, transmitindo uma carga de 100 kN por roda.
- Sobrecarga constituída por uma carga uniforme de 4.0 kN/m² nas faixas de rodagem e por uma única carga de faca transversal de 50 kN/m nas faixas de rodagem

Resumindo temos:

- | | |
|------------------------|------------|
| • Veículo tipo: | 3 × 200 kN |
| • Sobrecarga uniforme: | 26 kN/m |
| • Carga de faca: | 325 kN |

O valor da força de frenagem, associada à sobrecarga uniforme e à carga de faca, vem definido para pontes de classe I como sendo igual a 30.0 kN/m, lineares e uniformes na largura carregada.



Assim:

- Carga de Frenagem: 195 kN

Adicionalmente considerou-se também uma sobrecarga nos passeios, que deverá ser a mais desfavorável de dois cenários: carga uniformemente distribuída de 3 kN/m^2 ou carga concentrada de 20kN.

- Sobrecarga nos passeios: 9 kN/m

3.1.2.3. Variações de temperatura

Variação uniforme de temperatura, de acordo com a NP EN 1991-1-5:

$\Delta T_U + = 25^\circ \text{C}$.

$\Delta T_U - = 15^\circ \text{C}$.

O coeficiente de dilatação térmica considerou-se igual a $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

3.1.2.4. Ação Sísmica

Foi considerada a solicitação de acordo com a norma NP EN 1998-1 (e respetivo anexo nacional) e a norma EN 1998-2, tendo sido considerados os seguintes parâmetros:

- Análise da envolvente de solicitação para a Ação Sísmica Tipo 1 (cenário de sismo afastado) e Tipo 2 (cenário de sismo próximo);
- Consideração de terreno tipo C (Depósitos profundo de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros);
- Consideração de classe de importância II, à qual corresponde um coeficiente de importância de $\gamma_I=1.0$, conforme especificações técnicas;
- Zona Sísmica 1.6 (para a Ação Sísmica Tipo 1) e Zona Sísmica 2.5 (para a Ação Sísmica Tipo 2). Os parâmetros da aceleração máxima de referência, bem como os parâmetros definidores dos espectros

de resposta elástica para as zonas sísmicas consideradas encontram-se definidos no anexo nacional do EC8;

- Coeficiente de Comportamento, $q=1,5$, conforme definido na NP EN 1998-2.

Foram ainda adotadas as medidas preconizadas na EN 1998-2 relativas a estruturas de ductilidade limitada.

3.1.2.5. Ação do Vento

A ação do vento foi simulada através de forças estáticas aplicadas aos pilares e ao tabuleiro.

Estes valores foram calculados com base na NP EN 1991-1-4 e respetivo anexo nacional de aplicação. Para efeitos da quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento foi considerada a Zona A (anexo nacional) e para a determinação do coeficiente de rugosidade foi considerado a categoria de terreno tipo II (zona de vegetação rasteira – anexo nacional).

- Ação do Vento no tabuleiro: 7,75 kN/m

3.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A verificação de segurança foi feita com recurso a um modelo de barras tridimensional.

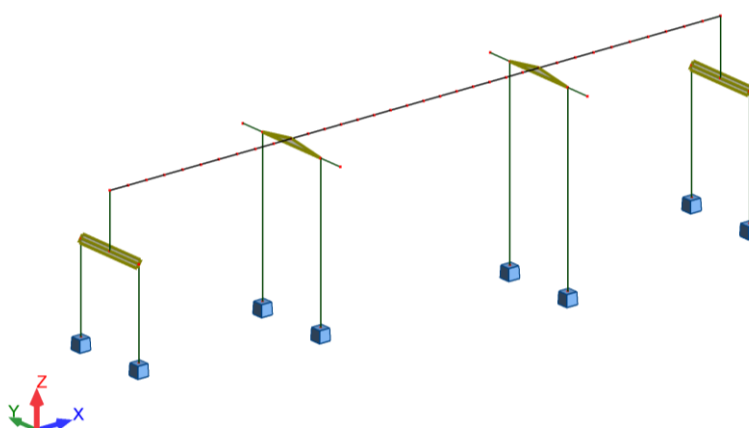


Figura 3 - Modelo da ponte

Para efeitos de dimensionamento foi determinado o comprimento de encastramento das estacas e pilares-estaca pelo método desenvolvido por Oteo(1973) e proposto por José António Jimenez Salas (Geotecnia y Cimientos III). Consiste na aplicação da fórmula:

$$L' = 1,2 \cdot f \cdot \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{E_L / 3}}$$

em que:

E_p ; I_p - módulo de elasticidade e momento de inércia da estaca

E_L - Módulo de elasticidade do solo, estimado a partir dos resultados dos ensaios SPT

f - Factor que depende da variação em profundidade da compacidade do solo, na zona em que se dá o encastramento lateral da estaca (não confundir com o solo ou rocha em que se encontra a extremidade da estaca). Toma valores entre 1,7 (solo solto à superfície) e 1,0 (solo que mantém as características em profundidade).

De forma a determinar a altura estrutural das estacas foi ainda necessário adicionar ao comprimento de encastramento, a altura de terras e meia altura do maciço de encabeçamento. No caso dos pilares-estaca foi preciso adicionar a altura do pilar até ao centro de gravidade do tabuleiro

Desta forma, estimaram-se os seguintes valores para a altura estrutural das estacas e dos pilares-estaca:

Estacas / Pilares-estaca	Altura estrutural (m)
E1	5,75
P1	9,85
P2	11,85
E2	7,69

Figura 4 – Alturas estruturais das estacas e pilares-estaca

O dimensionamento dos pilares compreendeu as seguintes fases:

- Modelação da ponte e determinação dos esforços característicos devidos a cada uma das ações consideradas;

- Determinação da carga crítica de encurvadura para cada combinação de ações, para cada direcção;
- Combinação de ações, incluindo as imperfeições e efeitos de 2ª ordem;
- Verificação da segurança à flexão composta com compressão nas secções consideradas.

Recorreu-se a folhas de cálculo e programas de cálculo automático para sistematizar as operações necessárias. Os resultados são apresentados no anexo C.

Os valores de cálculo dos esforços atuantes foram obtidos considerando as seguintes combinações fundamentais:

- Ab1, ação de base sobrecarga, esforço axial máximo;
- Ab2, ação de base sobrecarga, esforço axial mínimo;
- Ab3, ação de base sismo longitudinal;
- Ab4, ação de base sismo transversal;
- Ab5, ação de base vento transversal, associado esforço axial máximo;
- Ab6, ação de base vento transversal, associado esforço axial mínimo.

Os coeficientes que afectam os esforços característicos em cada uma das combinações consideradas estão descritos no Quadro 3.

Coef. combinação	Peso próprio	Revestimentos	Sobrecarga +	Sobrecarga -	Fl.+Ret.	Frenagem	Dt (unif.)	I. terras	Sismo l. 1	Sismo l. 2	Vento	F. centr.	Sismo t. 1	Sismo t. 2
Carga axial máxima	1,35	1,35	1,50	0,00	1,00	1,50	0,90	1,50	0,00	0,00	0,90	1,50	0,00	0,00
Carga axial mínima	1,00	1,00	0,00	1,50	1,00	1,50	0,90	1,50	0,00	0,00	0,90	1,50	0,00	0,00
Sismo longitudinal	1,00	1,00	0,00	0,20	1,00	0,20	0,50	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,30	0,30
Sismo transversal	1,00	1,00	0,00	0,20	1,00	0,20	0,50	1,00	0,30	0,30	0,00	0,20	1,00	1,00
Vento com carga máxima	1,35	1,35	0,90	0,00	1,00	0,90	0,90	1,50	0,00	0,00	1,50	0,90	0,00	0,00
Vento com carga mínima	1,00	1,00	0,00	0,90	1,00	0,90	0,90	1,50	0,00	0,00	1,50	0,90	0,00	0,00

Quadro 3 - Combinações de ações para os pilares

Para a análise dos efeitos de segunda ordem, utilizou-se a metodologia preconizada na NP EN 1992-1-1 (parte 5.8.7), baseada numa rigidez nominal. Este método, em termos práticos, consiste em efectuar uma análise de segunda ordem, com a estrutura afetada de um factor de redução de rigidez (rigidez

nominal), para determinar, a partir da carga crítica de encurvadura, coeficientes de majoração de momentos. O desenvolvimento da aplicação do método consta do Anexo C – Estudo dos Pilares.

Em estado limite último, foram apenas considerados os efeitos de 2ª ordem devidos às ações da retração, fluência e temperatura uniforme.

As imperfeições geométricas foram consideradas como excentricidades, determinadas pelo NP EN 1992-2 (parte 5.2).

Foi ainda efetuada uma verificação em serviço para os pilares, tendo em conta a verificação dos Estados Limite de Fendilhação (Abertura de Fendas) para a envolvente de combinações frequentes de ações aplicadas aos pilares. Os esforços devidos às ações de comportamento diferido e de longa duração, como a retração, fluência e variação uniforme (sazonal) de temperatura foram obtidos reduzindo para metade o módulo de elasticidade do betão dos pilares, de acordo com as recomendações do REBAP.

3.3. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL

A verificação da capacidade de carga das estacas em relação à força vertical transmitida é baseada no trabalho de Bustamante e Gianeselli (1999), que utiliza os resultados do CPT “Cone Penetration Test”, nomeadamente a resistência de ponta. Segundo a nova versão deste método, o valor da resistência última ao carregamento de uma estaca, Q_u é obtido através da equação:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = A_p \cdot q_p + \sum A_{si} \cdot q_{si}$$

em que:

- A_p é a área da ponta;
- A_{si} é a área do fuste da camada de solo;
- q_u é a resistência de ponta unitária;
- q_{si} é a resistência lateral unitária.

Estas resistências são função dos valores determinados no CPT:

$$q_p = k_c \cdot q_{ce}$$

$$q_{si} = \min[q_c / \beta; q_{s\max}]$$

em que q_{ce} é o valor ponderado de q_c em torno da base da estaca e k_c e β são dependentes da natureza do solo e do tipo da estaca (como especificado na metodologia LCPC/DTU – Bustamante e Gianiselli, 1999).

O valor de cálculo da resistência é por sua vez obtido, para estado limite último associado a combinações fundamentais, através de:

$$Q_d = \frac{Q_u}{1,4}$$

Quanto ao estado limite de utilização, a verificação é efetuada com recurso à carga limite de fluência, Q_c , cujo valor para estacas moldadas é calculado da seguinte forma:

$$Q_c = 0,5 \times Q_{pu} + 0,7 \times Q_{su}$$

Sendo assim, o valor de cálculo da resistência para o estado limite de utilização, para combinações quase-permanentes, é dado pela expressão:

$$Q_d = \frac{Q_c}{1,4}$$

A verificação da capacidade de carga foi efetuada para as estacas dos quatro alinhamentos definidos, de acordo com a geometria e as condições geológico-geotécnicas estimadas.

4. TRAVESSAS

As travessas nos alinhamentos P1 e P2 terão que ser betonadas em duas fases. Como tal, elaborou-se dois modelos de barras tridimensionais para o seu dimensionamento.

No modelo relativo à primeira fase considerou-se como ações: as vigas, a laje, o betão de 2ª fase da travessa e uma sobrecarga construtiva. No modelo correspondente à 2ª fase considerou-se as ações anteriormente referidas, as restantes cargas permanentes e as sobrecargas regulamentares.

4.1. AÇÕES

4.1.1. Ações Permanentes

4.1.1.1. *Peso próprio dos elementos estruturais*

• Vigas	114 kN/viga
• Laje	219 kN/viga
• Travessa 1ª fase	136.25 kN
• Travessa 2ª fase	140 kN

4.1.1.2. *Restantes cargas permanentes*

As restantes cargas permanentes são as seguintes:

• Tapete betuminoso:	42,48 kN/m
• Guarda-corpos:	2 × 14,75 kN
• Vigas de bordadura:	2 × 55,31 kN
• Passeio:	44,25 kN/m
• Lancil:	2 × 21,57 kN

4.1.2. Ações variáveis

4.1.2.1. *Sobrecargas rodoviárias*

Consideraram-se os dois tipos de sobrecarga definidos no RSA para pontes de classe I:

- Veículo de 3 eixos equidistantes e 6 rodas, transmitindo uma carga de 100 kN por roda.
- Sobrecarga constituída por uma carga uniforme de 4.0 kN/m² nas faixas de rodagem e por uma única carga de faca transversal de 50 kN/m nas faixas de rodagem

Resumindo temos:

- Veículo tipo: $2 \times (3 \times 100) \text{ kN}$
- Sobrecarga uniforme: 59 kN/m
- Carga de faca: 50 kN/m

Adicionalmente considerou-se também uma sobrecarga nos passeios, que deverá ser a mais desfavorável de dois cenários: carga uniformemente distribuída de 3 kN/m^2 ou carga concentrada de 20 kN .

- Sobrecarga nos passeios: $44,25 \text{ kN/m}$

4.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A verificação de segurança foi feita com recurso a dois modelos de barras tridimensionais, tal como referido anteriormente.

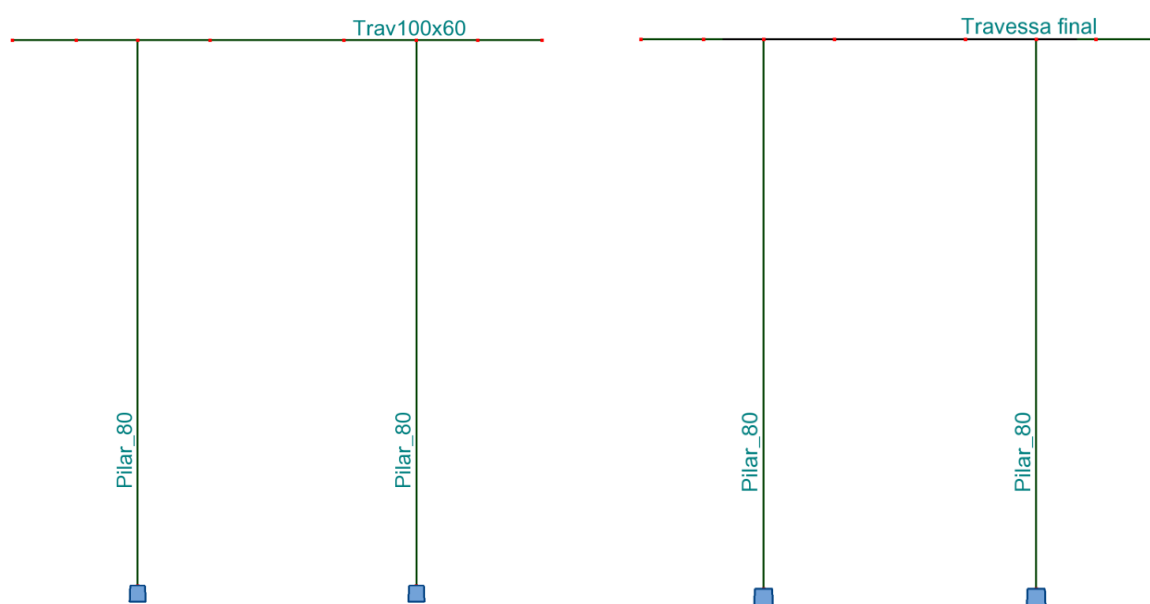


Figura 5 - Modelo utilizado para o dimensionamento da travessa em 1ª fase (esq.) e em 2ªa fase (dir.)

Os valores de cálculo dos esforços atuantes foram obtidos considerando as seguintes combinações fundamentais:

Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Obra de Arte. Projeto de Execução.
Cálculos Justificativos.

Coef. Combinação	Peso próprio	Revestimentos	Sob.Construtiva
Fase inicial	1,35	1,35	1,5

Quadro 4 – Combinação de ações para travessa em 1ª fase

Coef. Combinação	Peso próprio	Revestimentos	VT	VT consola	Faca+4kN/m2
Comb. ELU_VT sob base	1,35	1,35	1,5	0	0
Comb. ELU_Faca+4kN/m2	1,35	1,35	0	0	1,5
Comb. Acidental	1	1	0	1	0
Comb. freq_VT base	1	1	0,4	0	0
Comb. freq_Faca+4kN/m2	1	1	0	0	0,4

Quadro 5 – Combinações de ações para travessa em 2ª fase

Foi ainda verificada a abertura de fendas, no modelo da travessa em 2ª fase, para as combinações frequentes. O dimensionamento das travessas e a verificação dos estados limites supracitados estão apresentados no anexo C.

5. ENCONTROS

No dimensionamento dos encontros foram consideradas as seguintes características mecânicas para o aterro:

- Ângulo de atrito, $\phi=30^\circ$
- Peso volúmico do solo, $\gamma_{\text{solo}}= 20 \text{ kN/m}^3$

Para o cálculo do impulso de terras, admitiu-se o coeficiente de impulso em repouso, $K_0=0,5$ (cenário mais desfavorável).

A ação sísmica foi considerada com um coeficiente de comportamento (q) igual a 1.00.

5.1. AÇÕES

Foram consideradas como ações permanentes o peso próprio do conjunto: encontro, tímpanos e passeios. No dimensionamento dos encontros foram utilizados resultados provenientes do modelo de cálculo para o estudo das estacas e pilares-estaca, para atender à continuidade de esforços garantida pela ligação monolítica entre tabuleiro e encontro.



5.2. ESTABILIDADE INTERNA

Para análise em termos de betão armado, os esforços de cálculo atuantes nos diversos órgãos dos encontros, foram avaliados nas secções condicionantes. Com base nestes, calcula-se a armadura necessária para respeitar os estados limites últimos de resistência e os estados limites de utilização.

O dimensionamento das várias estruturas que compõem os encontros e a verificação dos estados limites supracitados estão apresentados no anexo D.

5.3. ESTABILIDADE EXTERNA

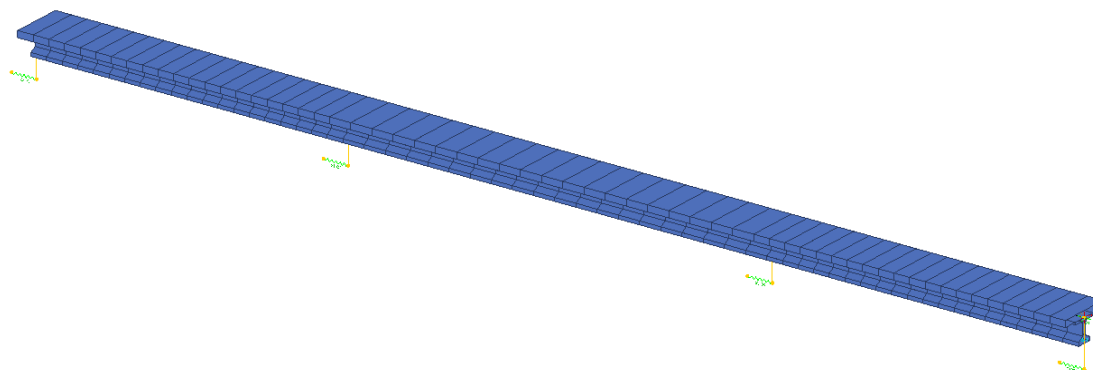
Devido à conceção estrutural particular dos encontros deste viaduto, a verificação da estabilidade externa não foi aplicada, sendo substituída pelo dimensionamento geotécnico das estacas às forças verticais e horizontais.



CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS - ANEXO A

Estudo Longitudinal do Tabuleiro

1. GEOMETRIA



Apresenta-se em seguida uma tabela com a descrição dos casos de carga usados:

Load case	Load type	Load Manag.	Description
LC0101	Permanent	G1	Peso proprio fase 1
LC0102	Permanent	G1	Peso proprio fase 2
LC0202	Non-permanent	-	Sobrecarga Temp 1 a 3
LC0309	Permanent	-	Restante carga permanente
LC0501	Permanent	PT	Pre-esforço vigas
LC0550	Permanent	PT	Relaxação dos Cabos
LC0601	Permanent	CS	Fluencia fase 1
LC0602	Permanent	CS	Fluencia fase 2
LC0610	Permanent	CS	Fluencia infinito
LC0901	Non-permanent	-	Temperatura Diferencial

Load case	Soma dos casos
LC0100	LC0101+LC0102
LC0500	LC0501+LC0550
LC0600	LC0601+LC0602+LC0610

A tabela seguinte apresenta as combinações de acções adoptadas.

LC/Envelope	Comb	Combination 1		Combination 2		Combination 3		Combination 4		Combination 5		Combination 6	
		Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.
LC0101	SupAddLc											1.00	1.00
LC0102	SupAddLc												
LC0202	SupAndLc												
LC0501	SupAddLc											1.00	1.00
LC0100	SupAddLc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00		
LC0500	SupAddLc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Senv.sup	SupAddSup	0.00	0.40	0.00	0.20	0.00	1.50			0.00	0.60		
LC0901	SupAddLc	0.00	0.50	0.00	0.50					0.00	1.00		
LC0600	SupAddLc	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00			0.00	1.00		
LC0309	SupAddLc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00		

LC/Envelope	Comb	Combination 7		Combination 8		Combination 9		Combination 10		Combination 11		Combination 12	
		Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.
LC0101	SupAddLc	1.00	1.00										
LC0102	SupAddLc	1.00	1.00										
LC0202	SupAndLc		1.00										
LC0501	SupAddLc	1.00	1.00										
LC0100	SupAddLc												
LC0500	SupAddLc												
Senv.sup	SupAddSup												
LC0901	SupAddLc												
LC0600	SupAddLc												
LC0309	SupAddLc												

Envolvente de sobrecargas - Senv.sup = Máx.(VT; Q+Faca)

Lista de Combinações - Tabuleiro	
Caso	Descrição
Comb.1	Estado Limite de Descompressão - Combinação Quase Permanente
Comb.2	Estado Limite de Fendilhação - Combinação Frequente
Comb.3	Estado Limite Último - Com Fluência
Comb.4	Estado Limite Último - Sem Fluência
Comb.5	Estado Limite de Compressão Máxima no Betão - Combinação Rara
Comb.6	Construção - Fábrica
Comb.7	Construção - Betonagem Tabuleiro

Apresenta-se, igualmente, a tabela com a indicação das diversas fases associadas ao faseamento construtivo da obra (*stages*):

Status	Name	Date	Time (Day)	Duration (Day)	Make camber	Description
Ok	1	01/03/2008	0.0	20		Fase 1-vigas
Ok	2	21/03/2008	20	20		Fase 2-betonagem
Ok	3	10/04/2008	40	0.0		Fim construação
Ok	4	10/04/2008	40	9960		Infinito
Ok	5	18/07/2035	10000	0.0		Sobrecargas
Ok	8	18/07/2035	10000	0.0		Estado limite ultimo

Nos diagramas abaixo apresentados, a numeração dos elementos diz respeito a:

- elementos 1 a 60 – vigas pré-fabricadas

- elementos 200 a 260 – laje

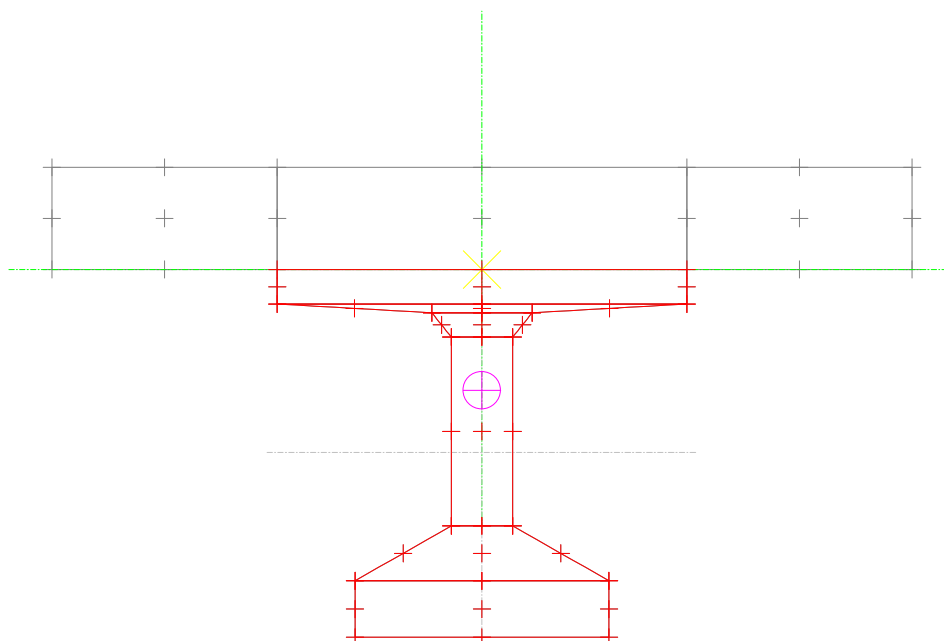
- elementos 400 a 460 – secção composta

Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Projeto de Execução.

Cálculos Justificativos - Anexo A.

Cross-section : LYB1160.001:1

Part : 1 Variant : 1



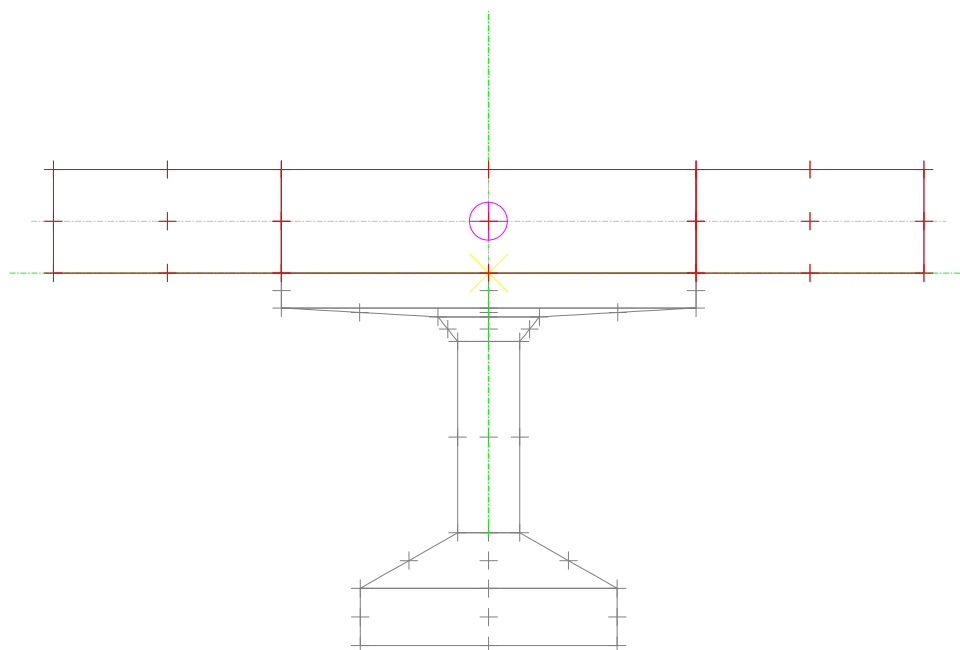
CROSS - SECTION DATA

Cross-section area	0.31631E+00 m2
Shear area - Bending about Z-axis	0.13228E+00 m2
Shear area - Bending about Y-axis	0.20570E+00 m2
Torsional moment of inertia I	0.39931E-02 m4
Shear lag factor X (Ax-shear/Ax)	0.10000E+01
Moment of inertia about Y-axis	0.11430E-01 m4
Section moment about Y-axis - min	0.22859E-01 m3
Section moment about Y-axis - max	0.22859E-01 m3
Eccentricity Z (Shear lag)	0.00000E+00 m
Shear lag factor Y	0.10000E+01
Moment of inertia about Y-axis (Shear lag)	0.11430E-01 m4
Moment of inertia about Z-axis	0.34502E-01 m4
Section moment about Z-axis - min	0.76300E-01 m3
Section moment about Z-axis - max	0.77045E-01 m3
Eccentricity Y (Shear lag)	0.00000E+00 m
Shear lag factor Z	0.10000E+01
Moment of inertia about Z-axis (Shear lag)	0.34502E-01 m4
Warping moment of inertia	0.11834E-02 m6
Bending axis origin - Eccentricity ey	-0.44781 m
Bending axis origin - Eccentricity ez	0.00000 m
Main axis angle	0.00000 Deg
Shear axis origin - Eccentricity ey	-0.29608 m
Shear axis origin - Eccentricity ez	0.00000 m
Main axis angle - Shear	0.00000 Deg
Y-below : Gravity centre - minY	0.45219 m
Y-above : Gravity centre - maxY	0.44781 m
Z-left : Gravity centre - minZ	0.50000 m
Z-right : Gravity centre - maxZ	0.50000 m
Perimeter exposed to drying (outside)	4.43939 m
Perimeter (inside)	0.00000 m

Propriedades geométricas das vigas pré-fabricadas

Cross-section : LYBI160.0012

Part : 2 Variant : 1



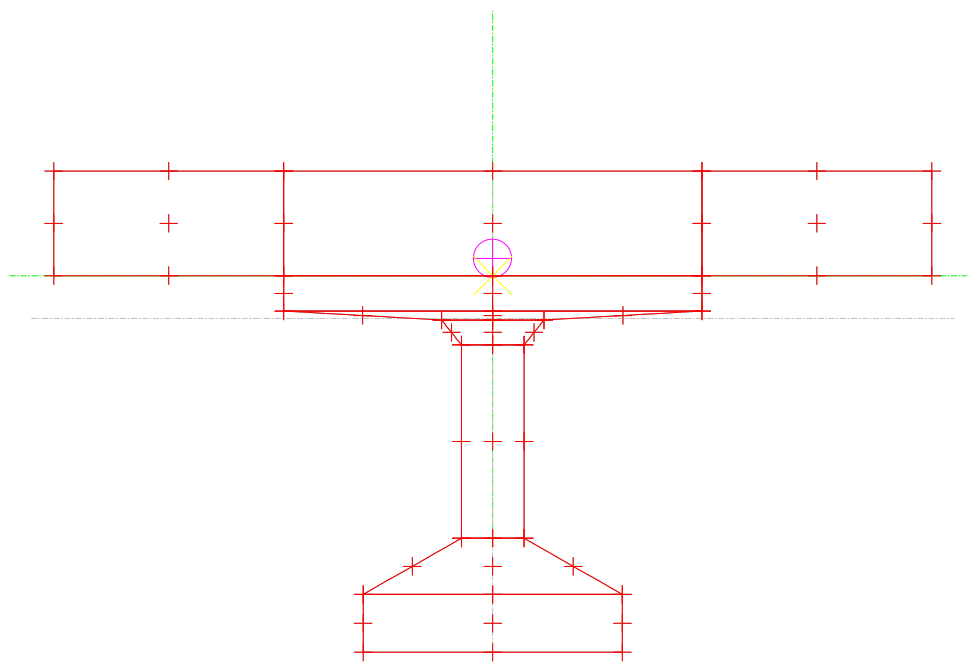
CROSS - SECTION DATA

Cross-section area	0.52500E+00 m2
Shear area - Bending about Z-axis	0.52500E+00 m2
Shear area - Bending about Y-axis	0.43947E+00 m2
Torsional moment of inertia I	0.10361E-01 m4
Shear lag factor X (Ax-shear/Ax)	0.10000E+01
Moment of inertia about Y-axis	0.19294E+00 m4
Section moment about Y-axis - min	0.18375E+00 m3
Section moment about Y-axis - max	0.18375E+00 m3
Eccentricity Z (Shear lag)	0.00000E+00 m
Shear lag factor Y	0.10000E+01
Moment of inertia about Y-axis (Shear lag)	0.19294E+00 m4
Moment of inertia about Z-axis	0.27344E-02 m4
Section moment about Z-axis - min	0.21875E-01 m3
Section moment about Z-axis - max	0.21875E-01 m3
Eccentricity Y (Shear lag)	0.00000E+00 m
Shear lag factor Z	0.10000E+01
Moment of inertia about Z-axis (Shear lag)	0.27344E-02 m4
Warping moment of inertia	0.95314E-03 m6
Bending axis origin - Eccentricity ey	0.12500 m
Bending axis origin - Eccentricity ez	0.00000 m
Main axis angle	0.00000 Deg
Shear axis origin - Eccentricity ey	0.12500 m
Shear axis origin - Eccentricity ez	0.00000 m
Main axis angle - Shear	0.00000 Deg
Y-below : Gravity centre - minY	0.12500 m
Y-above : Gravity centre - maxY	0.12500 m
Z-left : Gravity centre - minZ	1.05000 m
Z-right : Gravity centre - maxZ	1.05000 m
Perimeter exposed to drying (outside)	4.70000 m
Perimeter (inside)	0.00000 m

Propriedades geométricas da laje (zona de influência por viga)

Cross-section : LYBI160.0013

Part : 3 Variant : 1



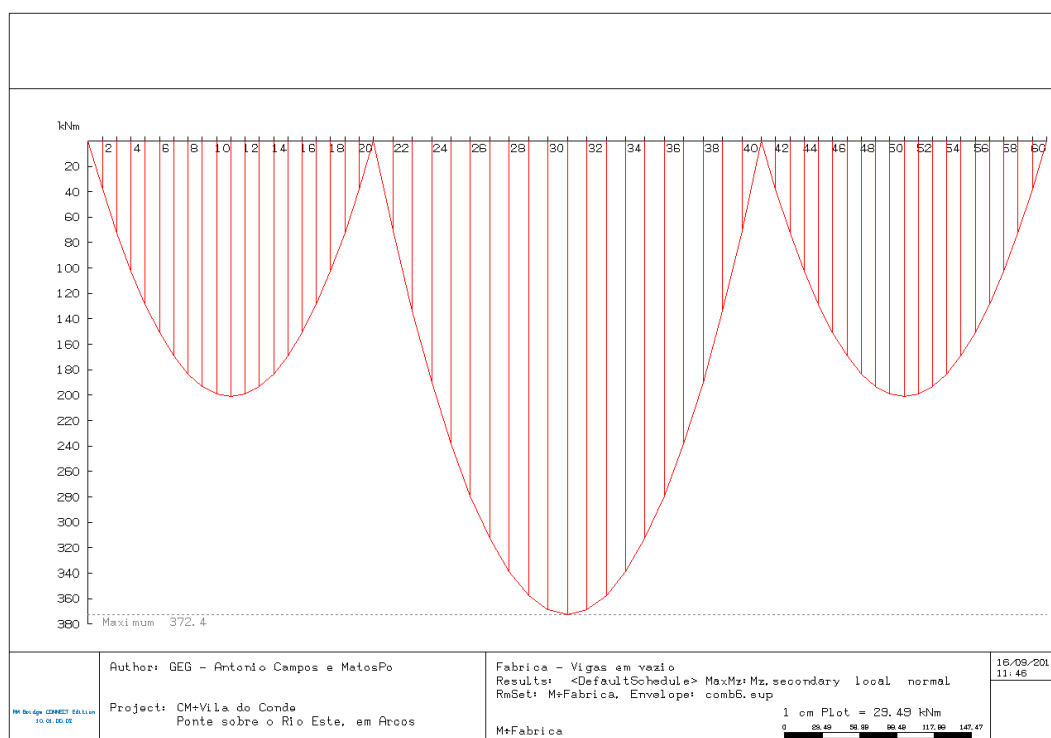
CROSS - SECTION DATA

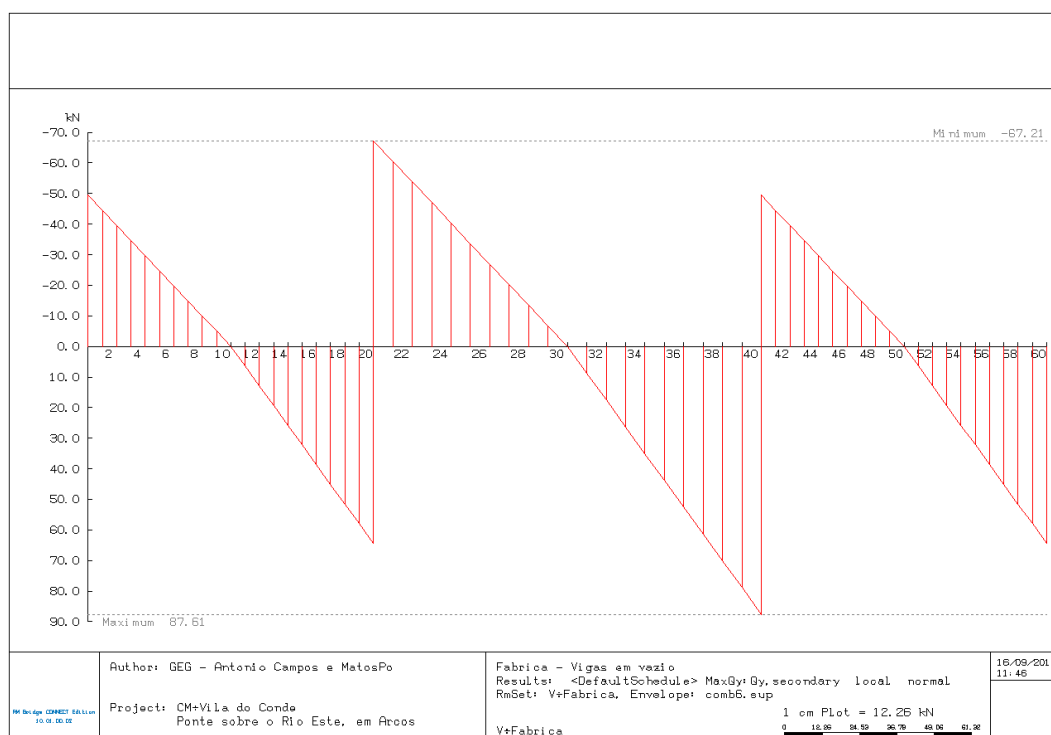
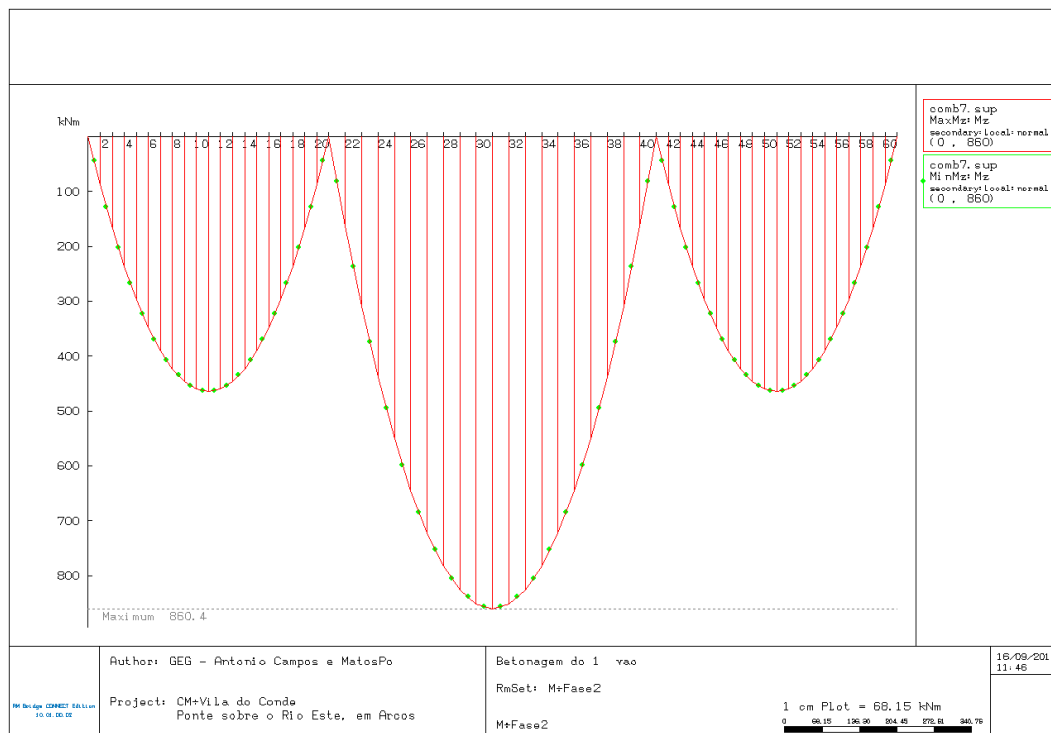
Cross-section area	0.79756E+00 m2
Shear area - Bending about Z-axis	0.19001E+00 m2
Shear area - Bending about Y-axis	0.54476E+00 m2
Torsional moment of inertia I	0.22734E-01 m4
Shear lag factor X (Ax-shear/Ax)	0.10000E+01
Moment of inertia about Y-axis	0.18829E+00 m4
Section moment about Y-axis - min	0.17932E+00 m3
Section moment about Y-axis - max	0.17932E+00 m3
Eccentricity Z (Shear lag)	0.00000E+00 m
Shear lag factor Y	0.10000E+01
Moment of inertia about Y-axis (Shear lag)	0.18829E+00 m4
Moment of inertia about Z-axis	0.99633E-01 m4
Section moment about Z-axis - min	0.12488E+00 m3
Section moment about Z-axis - max	0.28291E+00 m3
Eccentricity Y (Shear lag)	0.00000E+00 m
Shear lag factor Z	0.10000E+01
Moment of inertia about Z-axis (Shear lag)	0.99633E-01 m4
Warping moment of inertia	0.34028E-02 m6
Bending axis origin - Eccentricity ey	-0.10217 m
Bending axis origin - Eccentricity ez	0.00000 m
Main axis angle	0.00000 Deg
Shear axis origin - Eccentricity ey	0.04078 m
Shear axis origin - Eccentricity ez	0.00000 m
Main axis angle - Shear	0.00000 Deg
Y-below : Gravity centre - minY	0.79783 m
Y-above : Gravity centre - maxY	0.35217 m
Z-left : Gravity centre - minZ	1.05000 m
Z-right : Gravity centre - maxZ	1.05000 m
Perimeter exposed to drying (outside)	7.13939 m
Perimeter (inside)	0.00000 m

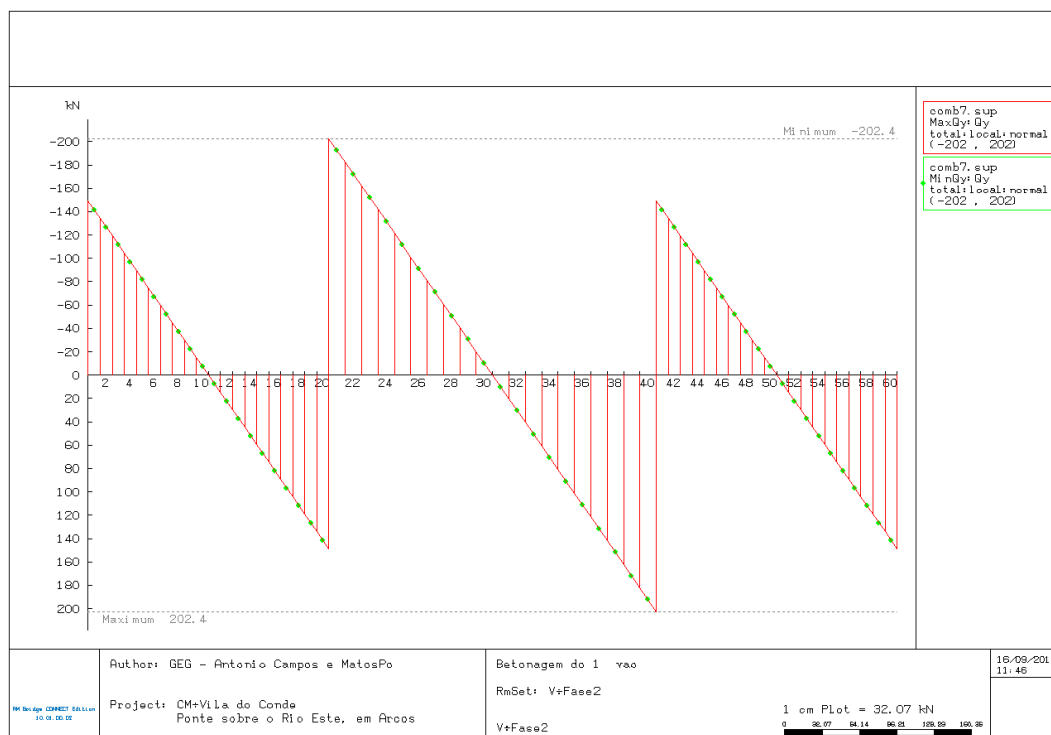
Propriedades geométricas da secção composta (homogeneizada)

2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

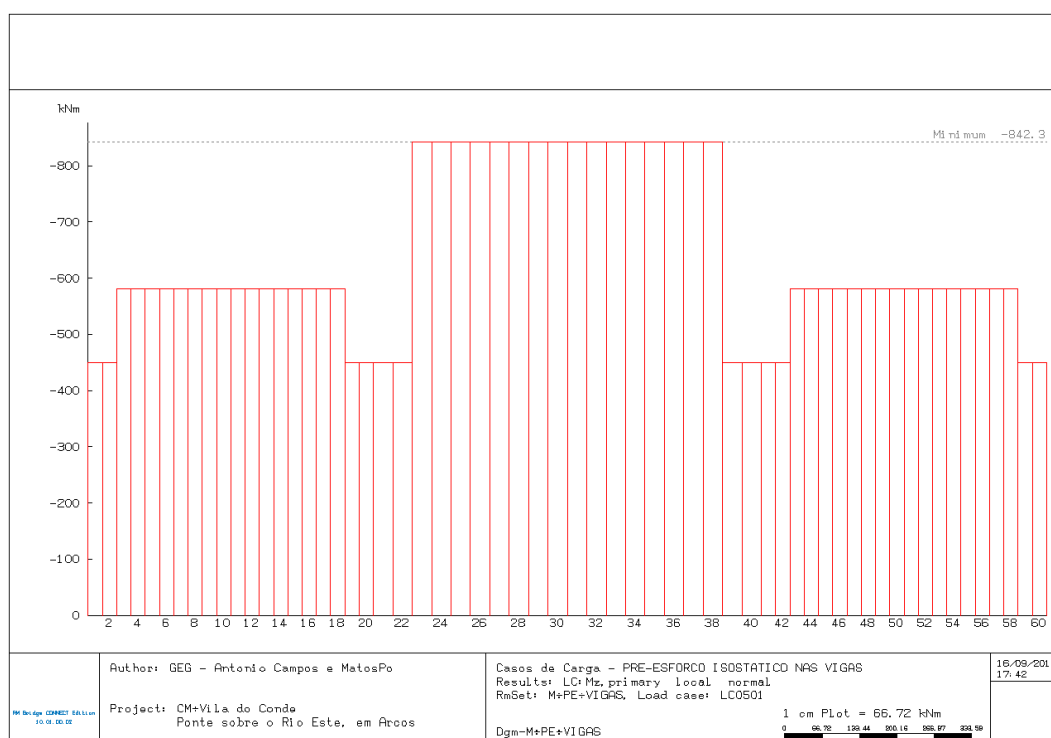
De seguida, de forma a ilustrar o faseamento construtivo efectuado no cálculo, apresentam-se os esforços na estrutura (elementos 1 a 60 – vigas pré-fabricadas / 201 a 260 – laje / 401 a 460 – viga composta) para as fases de construção na obra conforme apresentado nas legendas das figuras. Não se apresentam os esforços isostáticos resultantes do pré-esforço, de forma a facilitar a percepção dos diagramas.

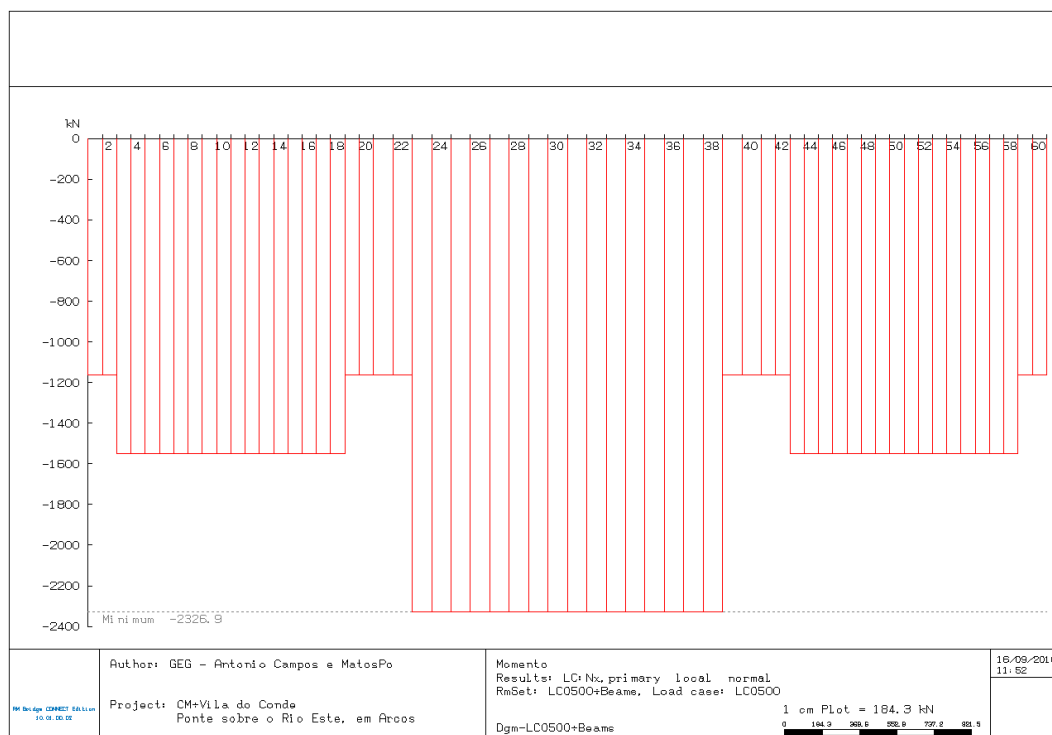




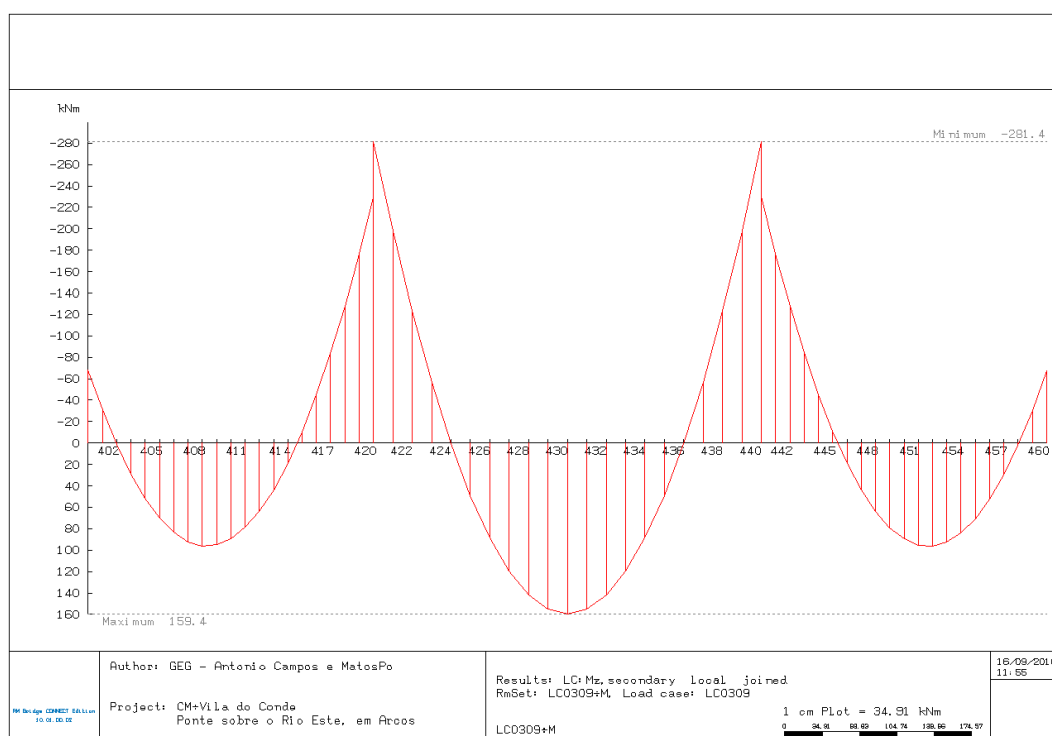


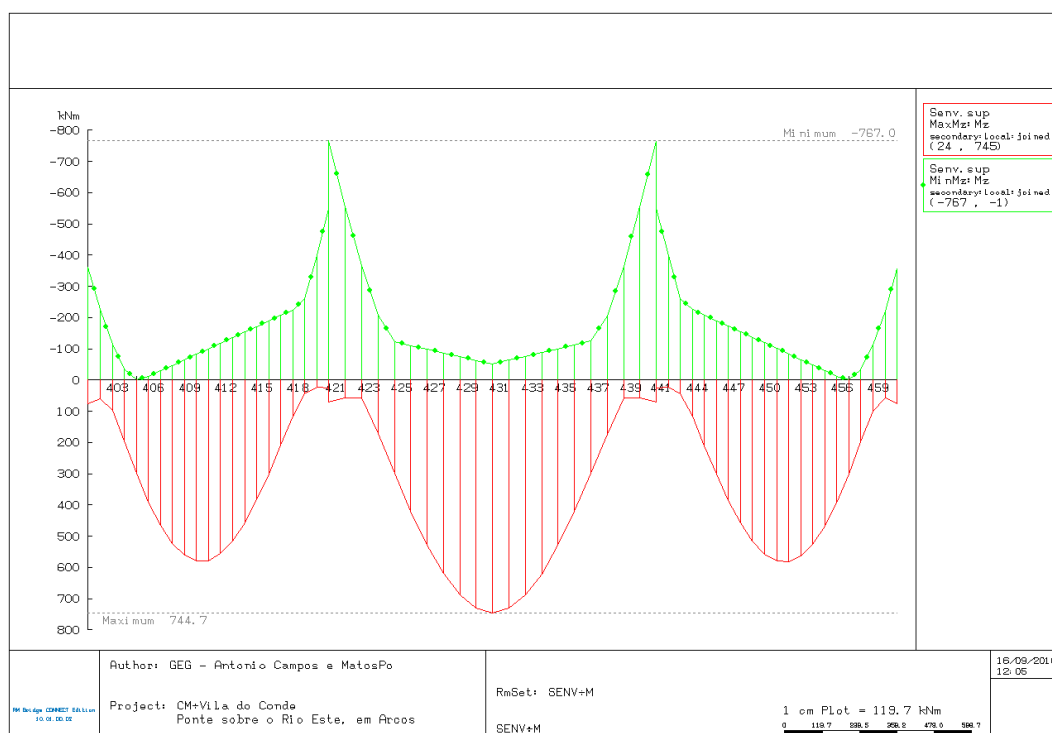
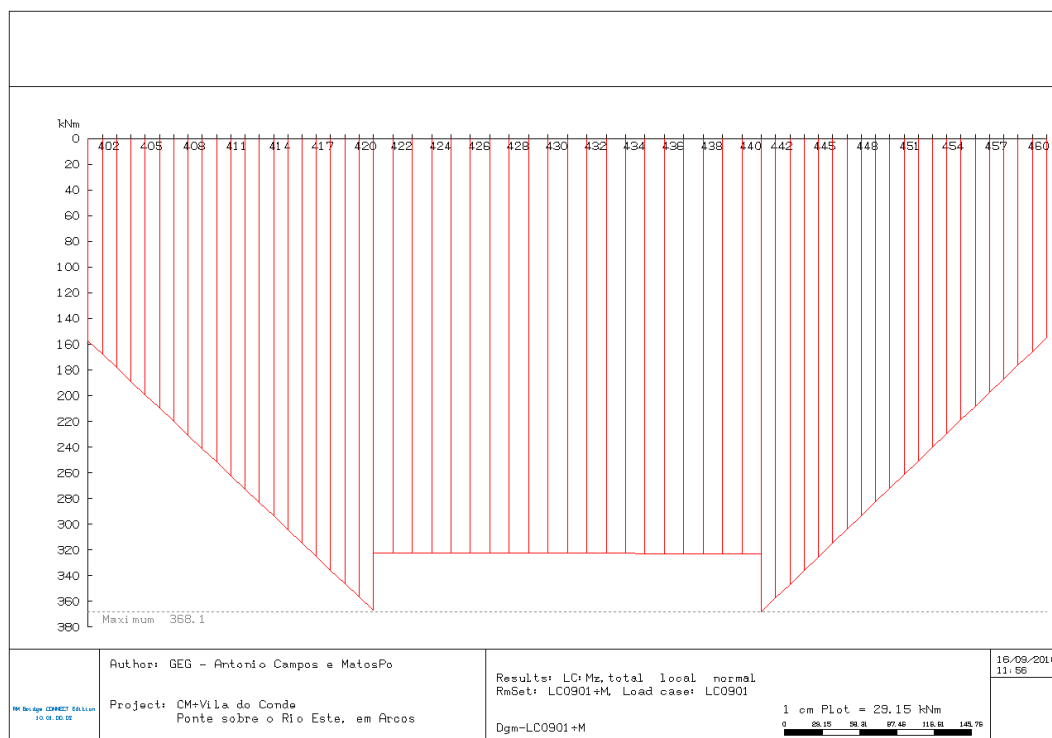
Apresentam-se agora os momentos flectores e esforço axial devido ao pré-esforço nas vigas:



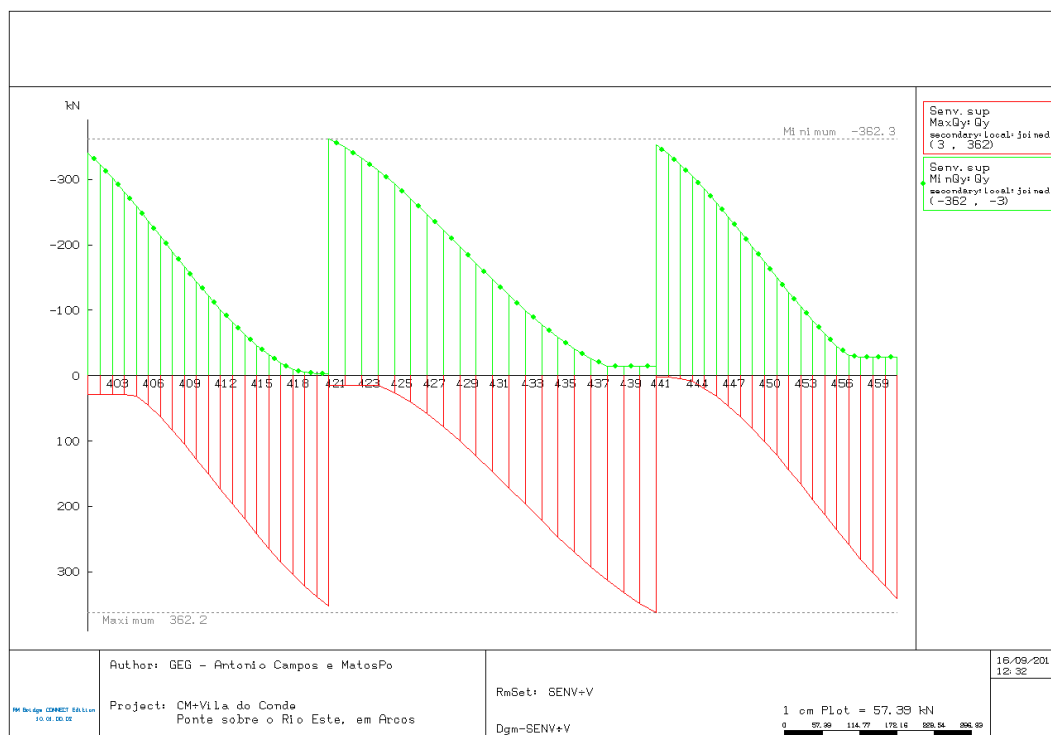
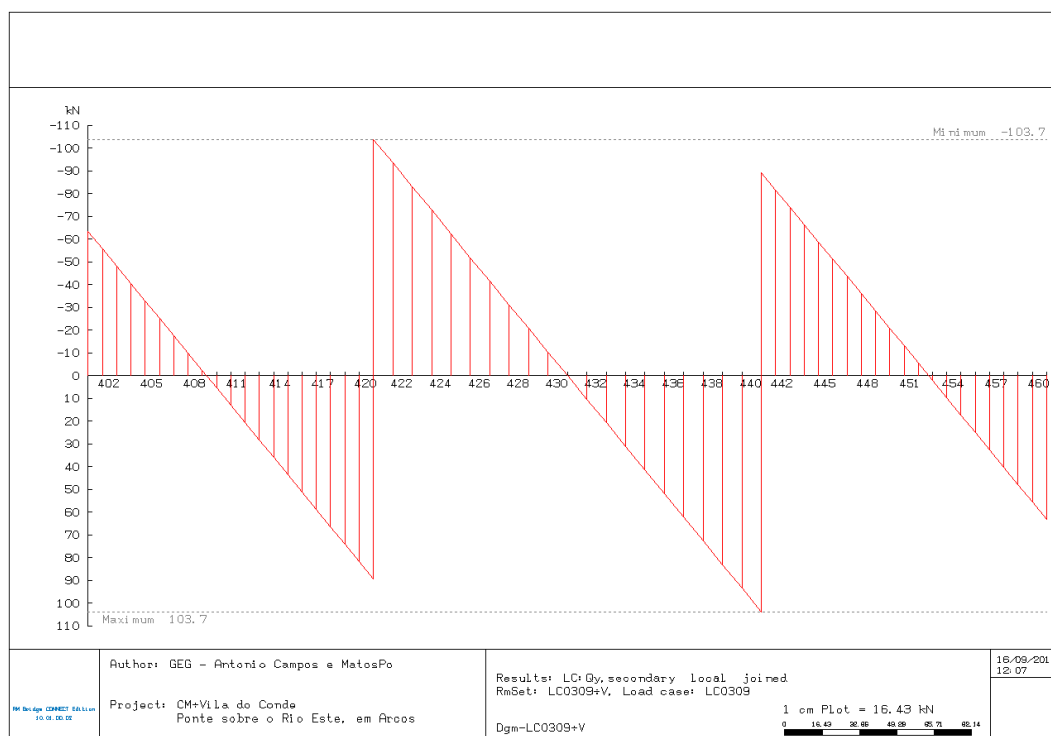


Apresentam-se agora os momentos flectores para diversos casos de carga isoladamente:



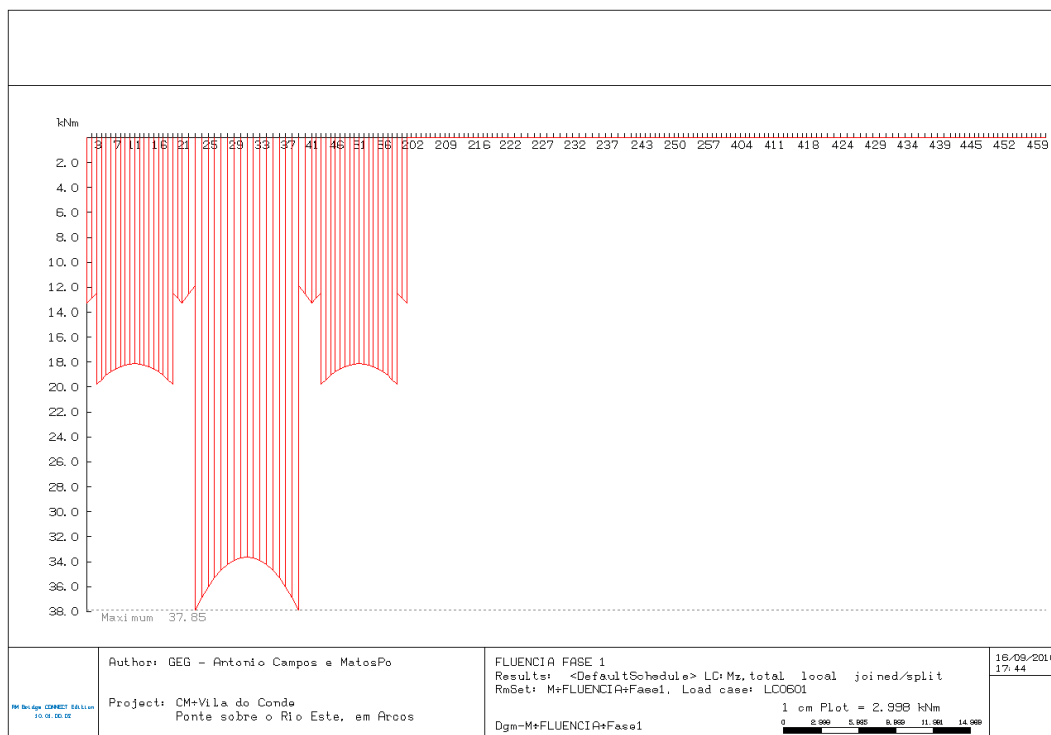


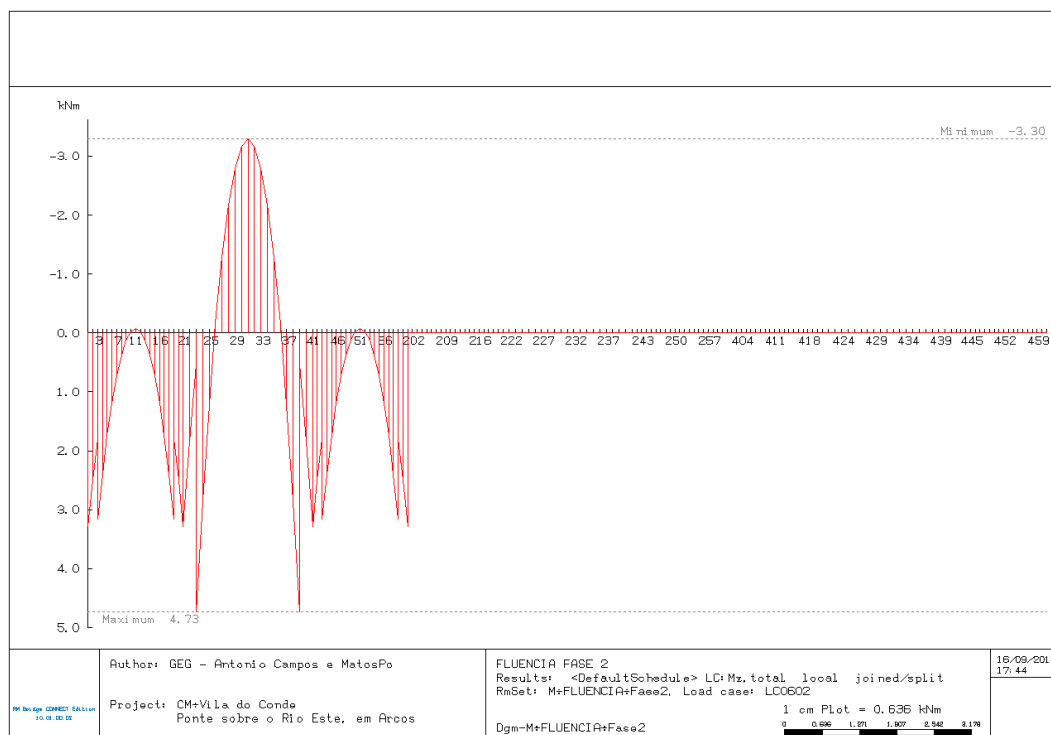
Em seguida apresentam-se os esforços transversos relevantes:



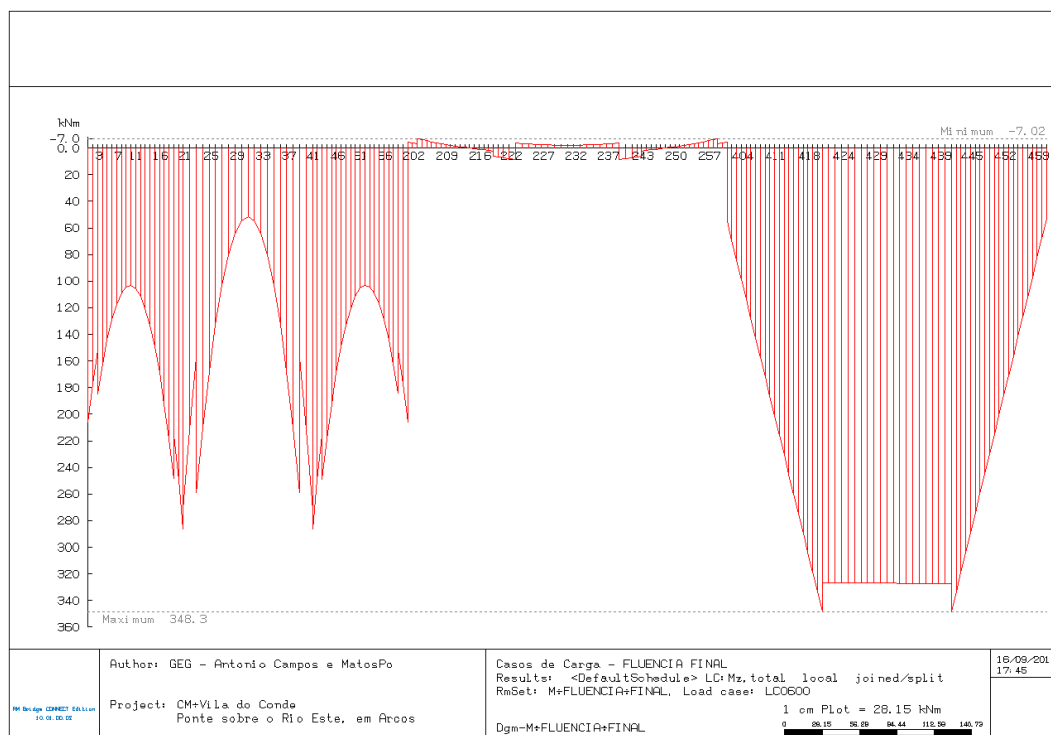
Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Projeto de Execução.
Cálculos Justificativos - Anexo A.

Apresenta-se agora os momentos devidos ao efeito da fluência e retracção ao longo das várias fases de execução do tabuleiro (fase 1 e 2) e até aos 10000 dias.



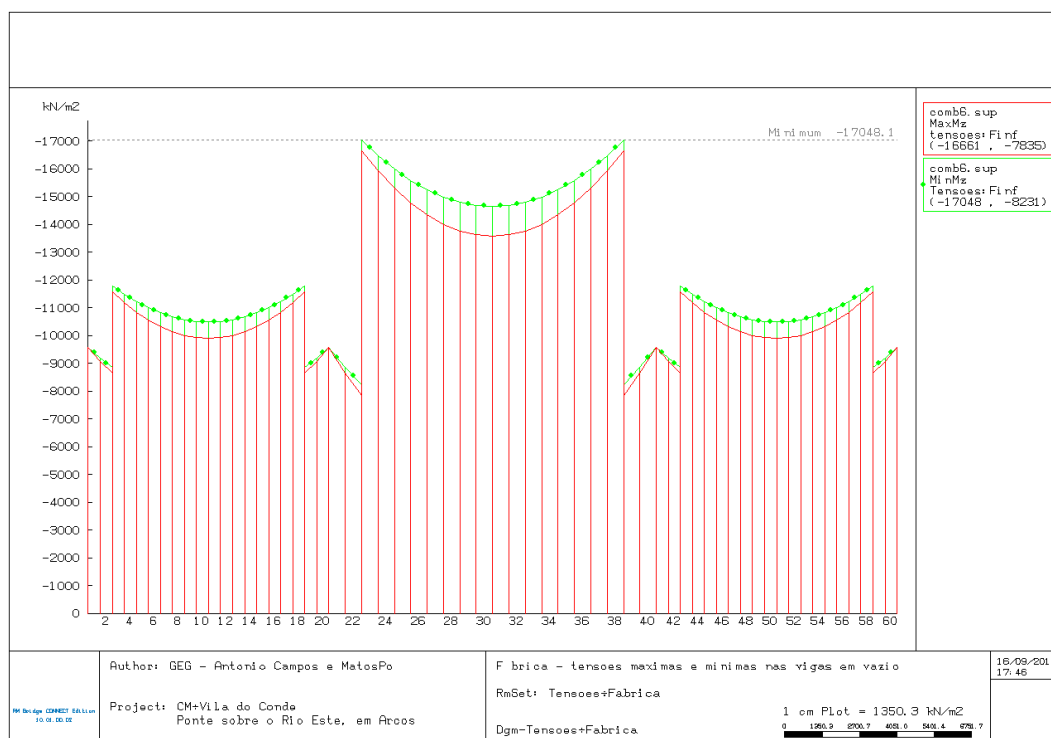


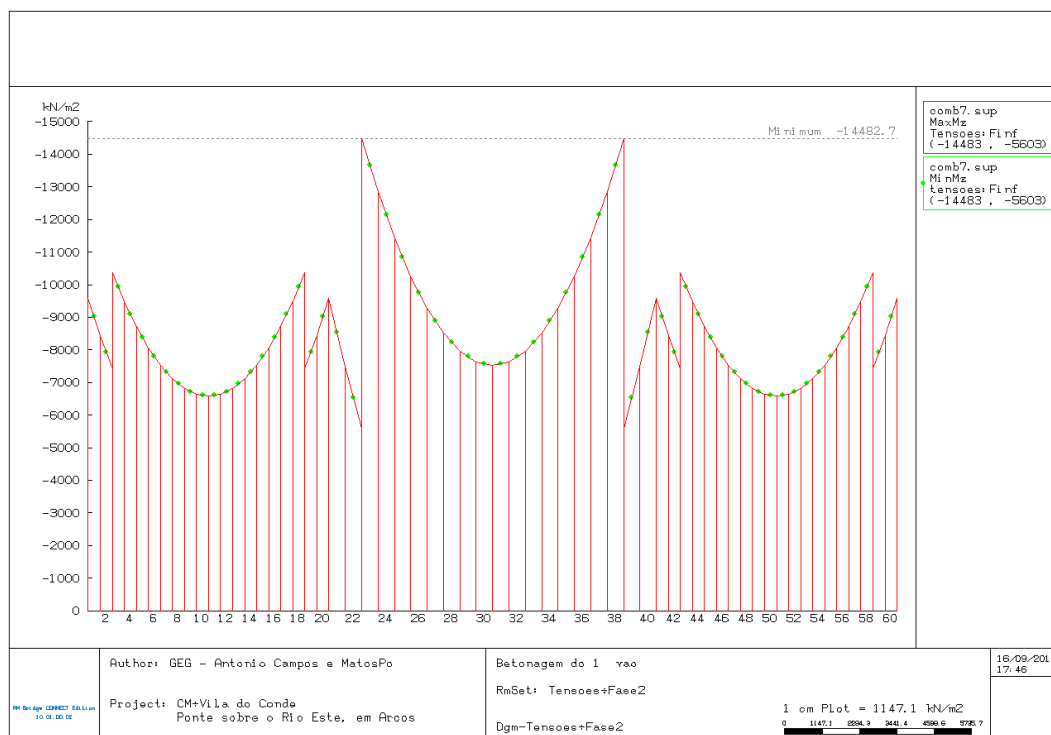
No diagrama seguinte apresenta-se a soma dos momentos devidos à fluência e retracção de todas as fases anteriores:



3. DIAGRAMAS DE TENSÕES

Apresentam-se de seguida os diagramas com as tensões máximas e mínimas nas vigas e na laje durante a construção e com as vigas em vazio.



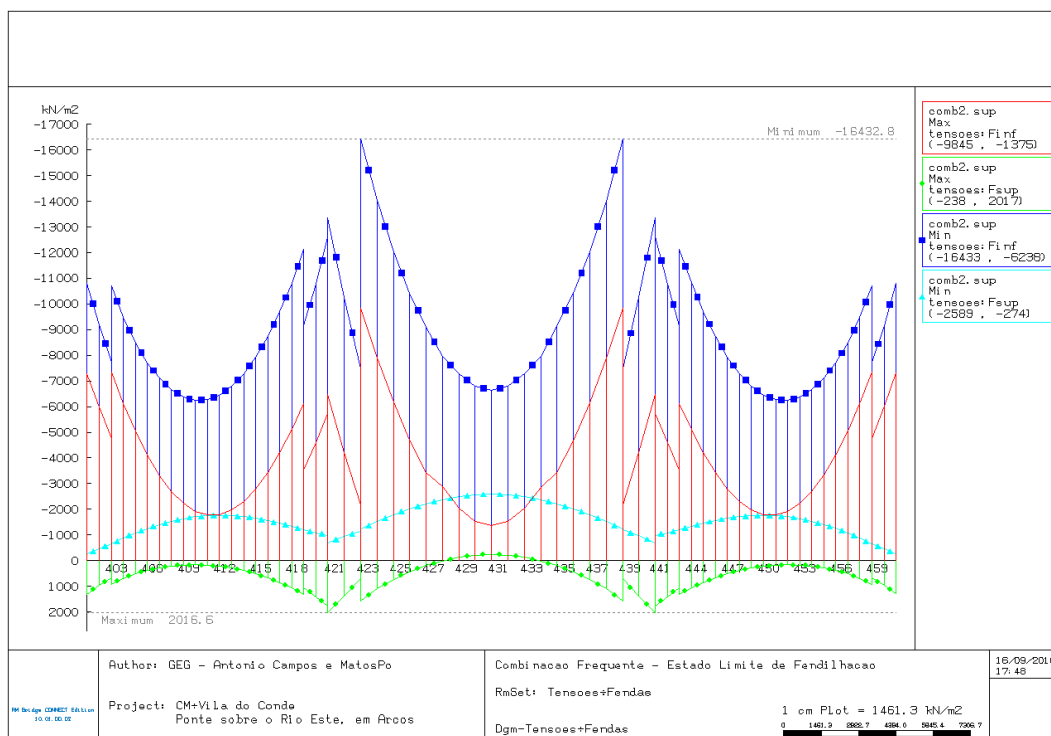
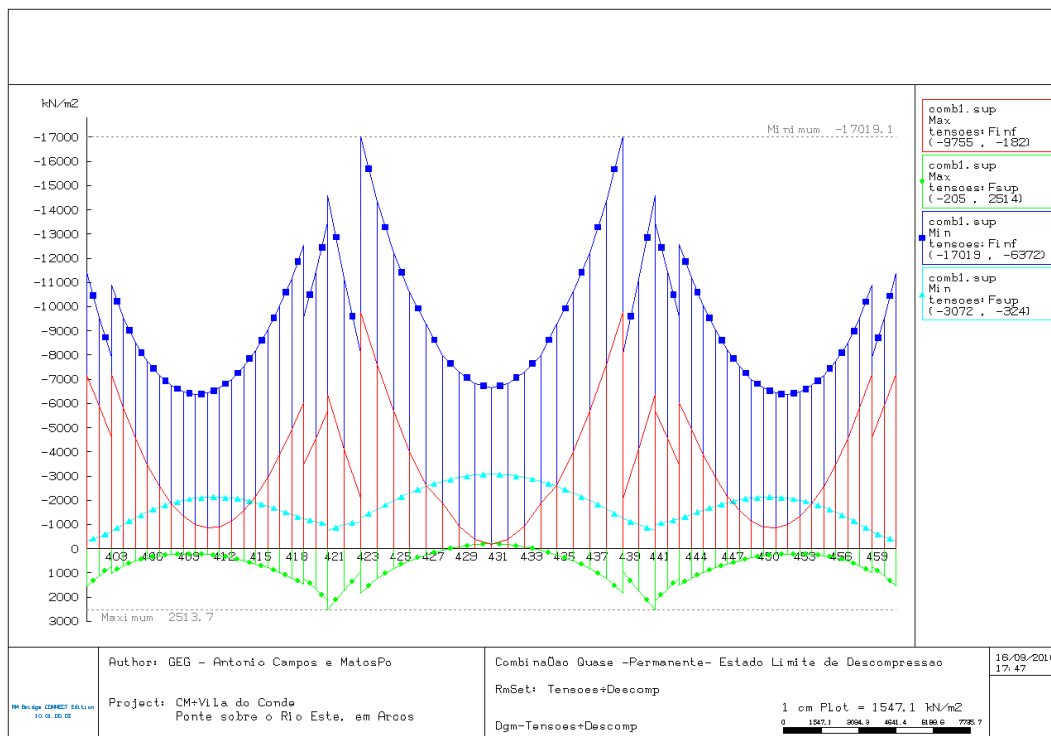


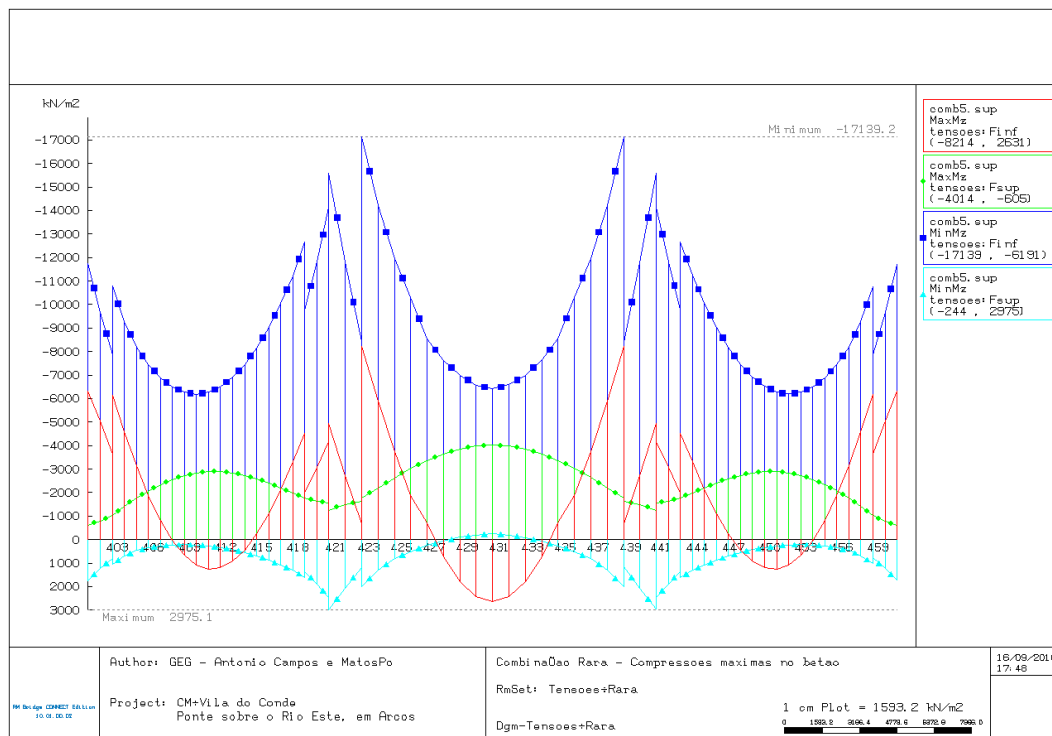
De seguida apresenta-se a verificação aos Estados Limite de Descompressão (combinação quase permanente), de Fendilhação (combinação frequente) e verificação das tensões máximas de compressão no betão (combinação rara). É apresentada a envolvente máxima e mínima de tensões para cada combinação. As tensões foram controladas nos seguintes pontos da secção:

Finf – Tensões na fibra inferior da viga pré-fabricada

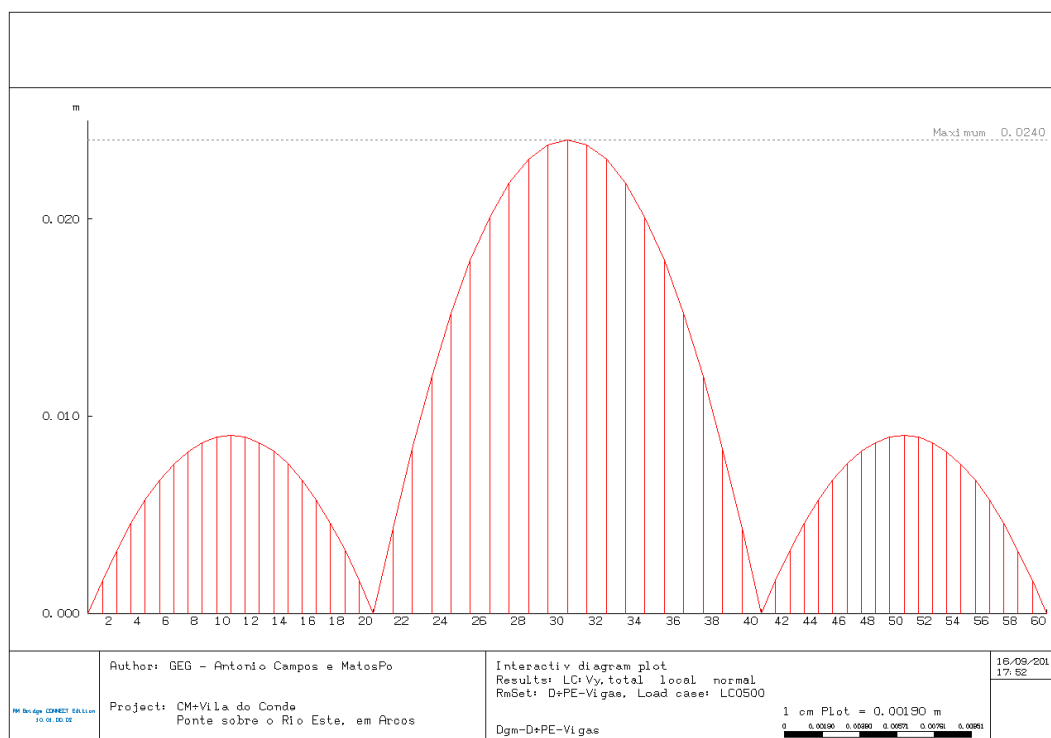
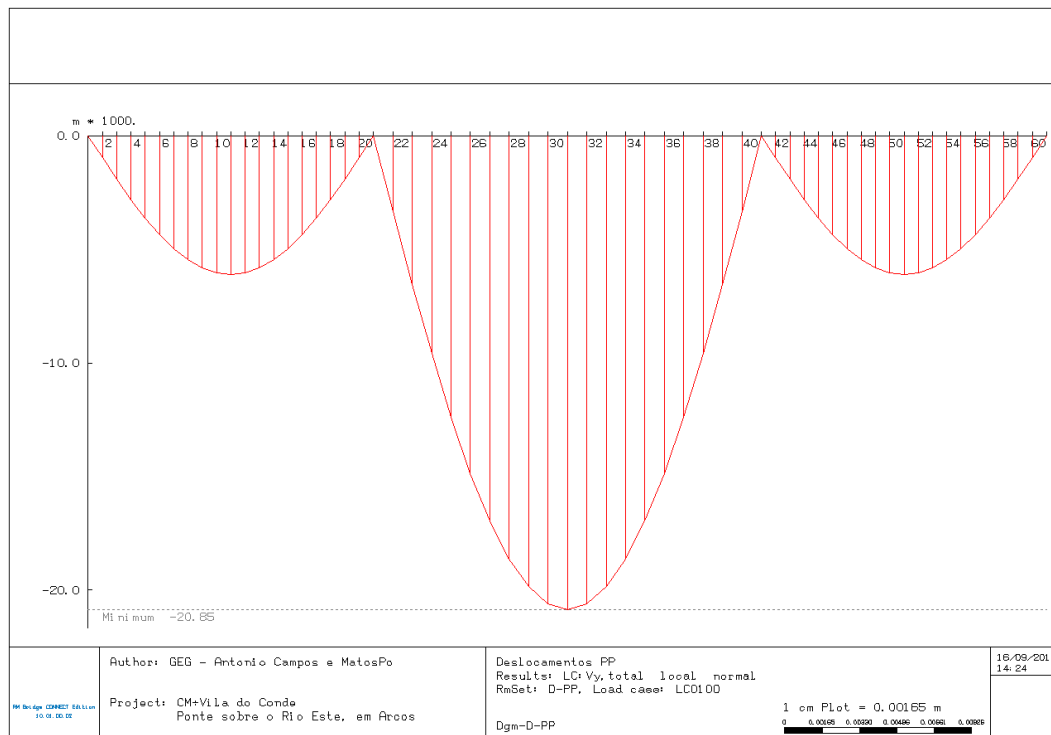
Fint – Tensões na fibra superior da viga pré-fabricada

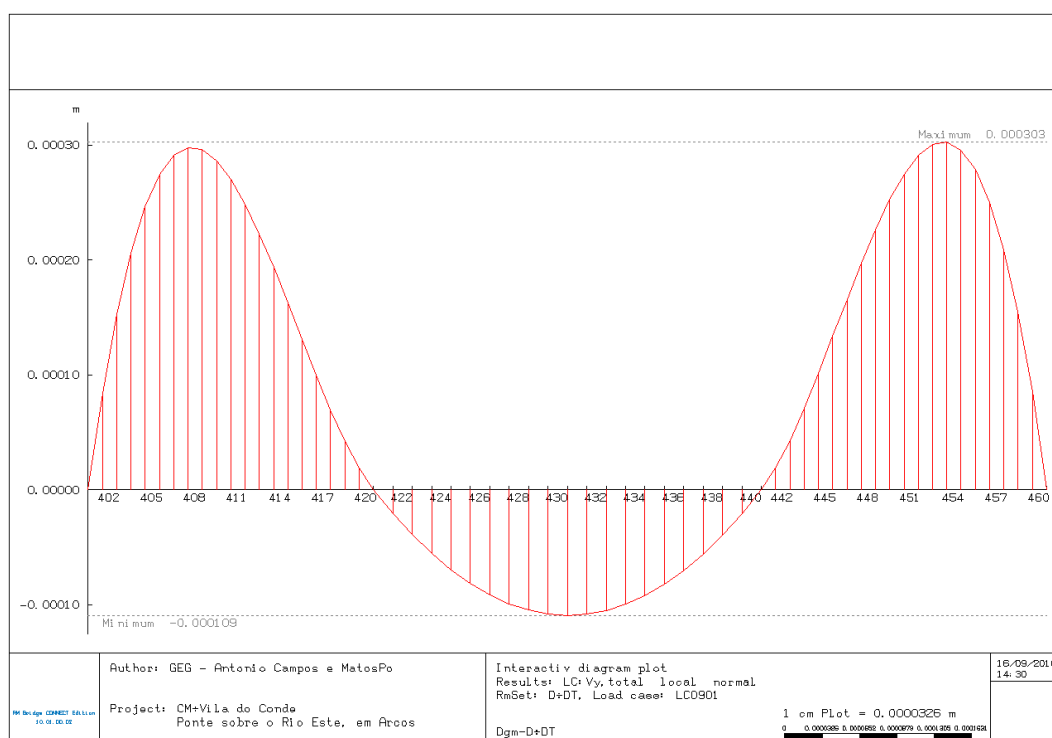
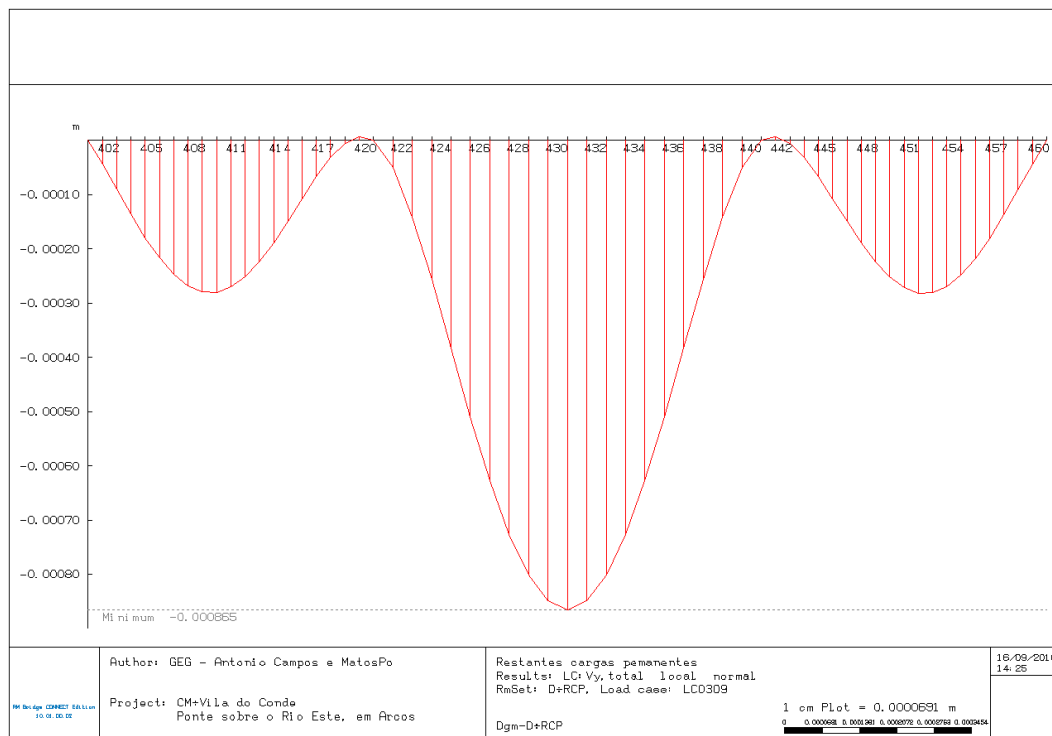
Fsup – Tensões na fibra superior da laje

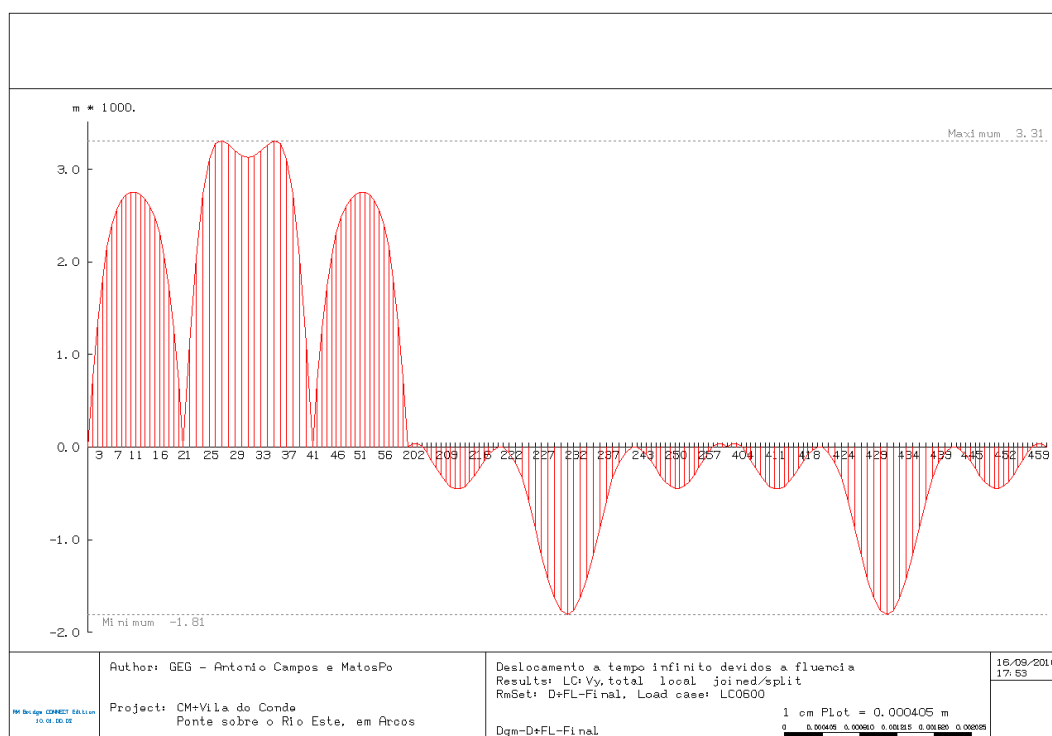
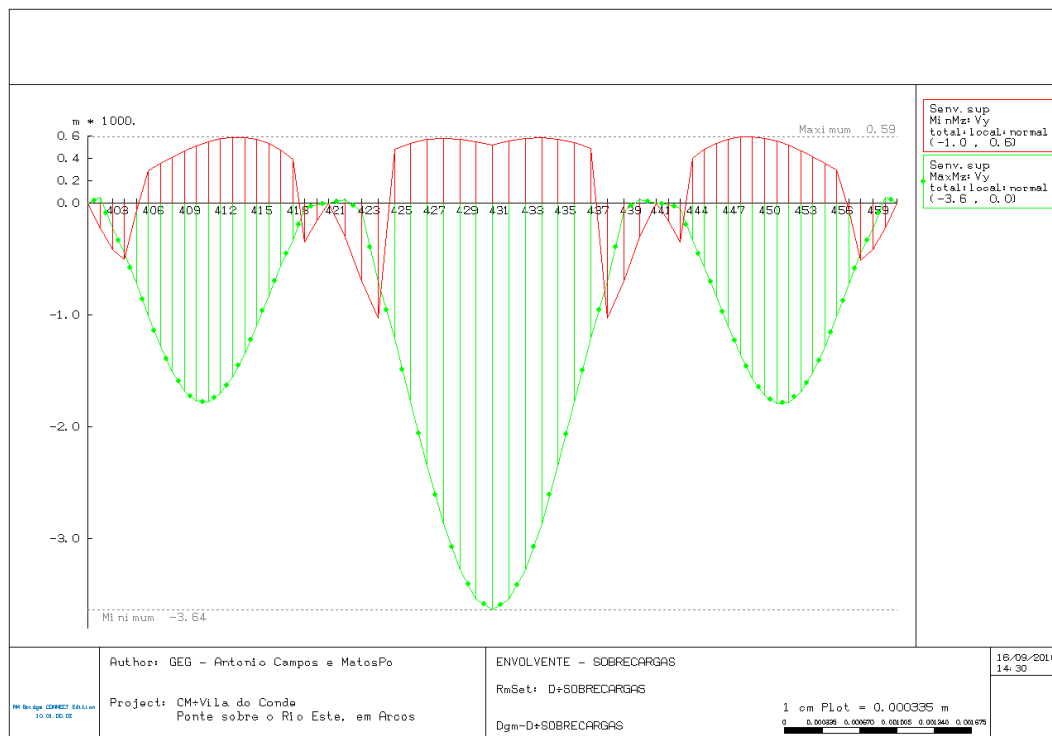




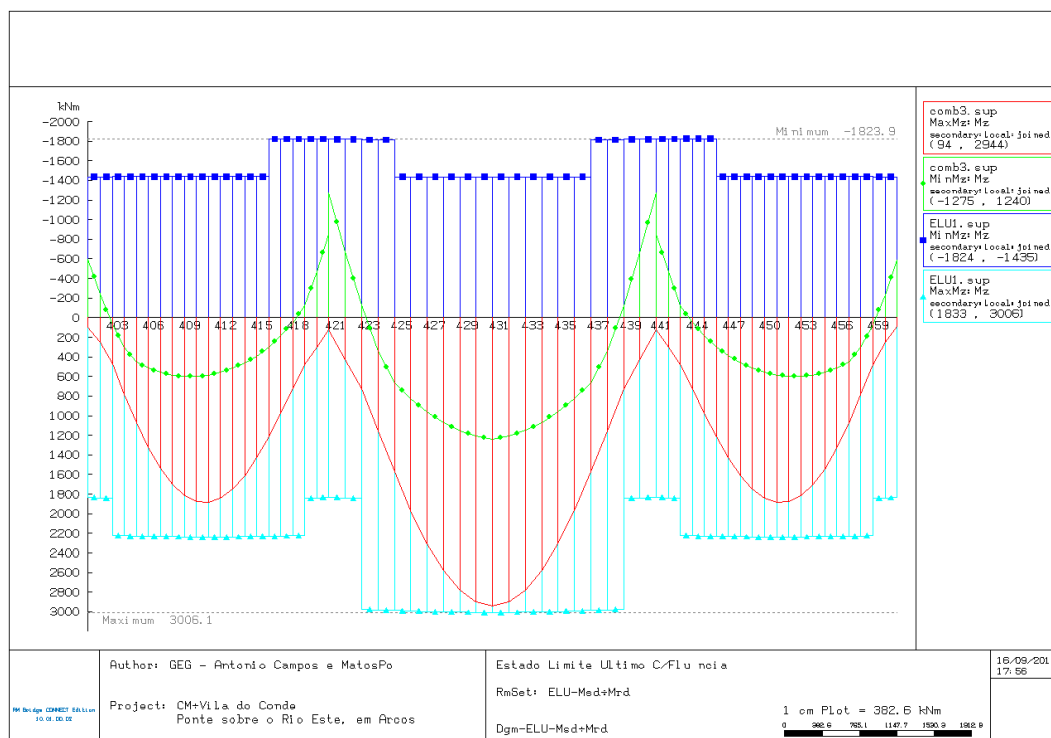
4. DESLOCAMENTOS

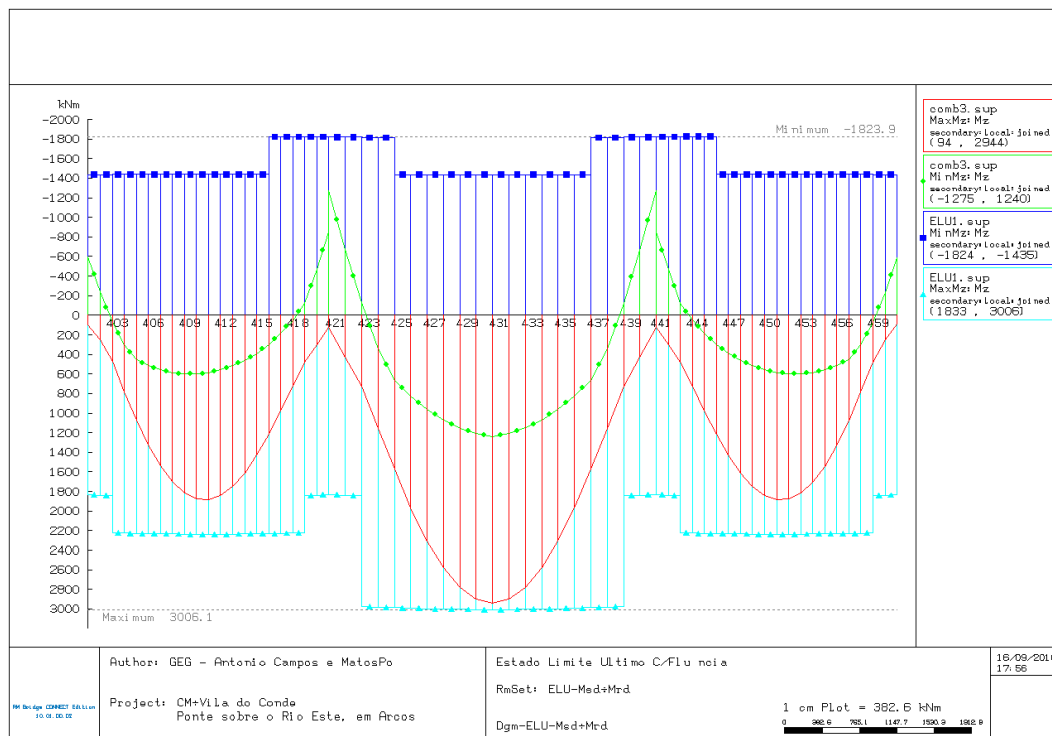






5. DIAGRAMAS EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO





6. VERIFICAÇÕES

6.1. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO E CONECTORES

Neste capítulo são apresentados os cálculos efectuados para dimensionamento de armaduras devidas ao esforço transversal ($V_{sd,Max}$; $V_{sd,Min}$) e rasante (τ_{sd} (v_{Edi})).

O efeito devido ao esforço transversal máximo ($Max V_{sd}$) é avaliado na extremidade de cada barra do modelo a partir do qual se dimensionam as armaduras das almas. Conservativamente, para efeitos de cálculo apenas se considera como resistente uma secção fictícia com a largura da alma da viga e a altura real da secção.

Para a determinação da tensão de corte na interface viga-laje, para além da variação do esforço transversal proveniente das sobrecargas e restantes cargas permanentes, foi ainda considerado o peso próprio da estrutura para contabilização de efeitos diferidos. A tensão de corte (τ_{rd} , $conec$) a ser absorvida por armadura ($A_{s,conec}$), corresponde à diferença entre a tensão de corte na interface (τ_{sd} (v_{Edi})) e a tensão resistente devido à rugosidade e compressão normal à junta (τ_{rd} , betão (VR_{di}) = $c.fctd + m_{sn}$). Para efeitos de contabilização da compressão na junta apenas foi considerado o valor característico do peso da laje e do betuminoso.

DADOS

$f_{yw,d}$ (MPa)	z (m)		ν_1	f_{cd} (MPa)	$\cotg(\theta)$	$\tan(\theta)$
435000	1,035		0,492	30,00	variável	variável

RUGOSIDADE DA INTERFACE

EC2 (secção 6.2)

Tipo:	Rugosa
$c =$	0,45
$\mu_1 =$	0,70

MATERIAIS

	Betão	Aço	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	$f_{ctk_{0,05}}$ (MPa)	f_{ctd} (MPa)	τ_{cd} (MPa)	f_{syd} (MPa)
Viga I	C45/55	A500NR	45,0	30,0	2,70	1,8	0,00	435,0
Laje	C30/37	A500NR	30,0	20,0	2,00	1,3	0	435,0

DEFINIÇÃO DE FORMAS

Largura da interface	b_i (m)	0,80
Altura da viga I	h_i (m)	0,90
Largura da alma da viga I	e_a (m)	0,15
Largura influência do tabuleiro	b_t (m)	2,40
Altura da Laje	h_t (m)	0,25
Espessura do betuminoso	e_b (m)	0,08
Área	a (m ²)	0,9

$$\beta = 1 \quad (6.24) \quad \alpha = 90^\circ$$

ângulo dos estribos

Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Projeto de Execução.
Cálculos Justificativos - Anexo A.

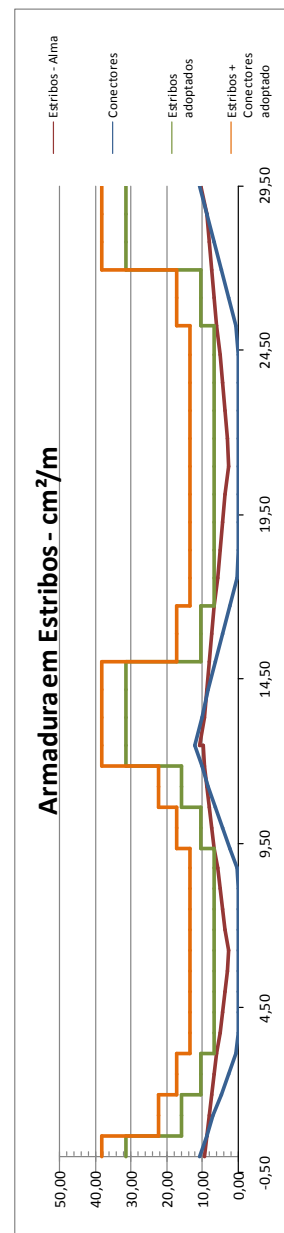


Barra	Nº	Dist.	Vsdl. máx	Vsdl. mín	Nsdl	σ_{se}	α_{se}	U_1	colg(e)	colg(e) adotada	tang(e)	Máx Vsdl	Var_Vsdl	b_w	Vrds. (kN)	Vrds. (VEdl)	τ_{rd} (MPa)	As, conect	As, estribos	As, adicionl	F0,sd	As forças conc.	ϕ	s	n	As, conect, adotado	As, estribos, adotado	folga			
1	esq	0,00	-168	-852	1140	1,24	1,04	0,492	2,38	2,00	0,50	852	852	0,15	954,62	852,00	1,03	0,62	0,41	10,82	9,46	1,36	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	10,79	
		esq	0,63	-145	-791	1140	1,24	1,04	0,492	2,64	2,00	0,50	791	791	0,15	954,62	791,00	0,96	0,62	0,34	8,88	8,78	0,10	0,00	0,00	10	0,1	4	38,12	31,42	11,47
3	esq	1,25	-123	-728	1140	1,24	1,04	0,492	2,94	2,00	0,50	728	728	0,15	954,62	728,00	0,88	0,62	0,26	6,89	8,08	0,00	105,36	0,00	10	0,1	2	22,41	15,71	7,62	
		esq	1,88	-100	-662	1520	1,66	1,06	0,492	3,35	2,00	0,50	662	662	0,15	967,30	662,00	0,80	0,62	0,18	4,79	7,35	0,00	105,36	0,00	10	0,1	2	22,41	15,71	3,90
5	esq	2,50	-74	-595	1520	1,66	1,06	0,492	3,35	2,00	0,50	662	662	0,15	967,30	662,00	0,80	0,62	0,18	4,79	7,35	0,00	105,36	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	3,12	
		esq	3,13	-30	-527	1520	1,66	1,06	0,492	3,35	2,00	0,50	595	595	0,15	967,30	595,00	0,72	0,62	0,10	2,67	6,61	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	3,86
6	esq	3,75	20	-458	1520	1,66	1,06	0,492	4,36	2,00	0,50	527	527	0,15	967,30	527,00	0,64	0,62	0,02	0,51	5,85	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	4,62
		esq	4,38	73	-390	1520	1,66	1,06	0,492	4,36	2,00	0,50	458	458	0,15	967,30	458,00	0,58	0,62	-0,04	0,00	5,09	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70
7	esq	5,00	127	-322	1520	1,66	1,06	0,492	5,08	2,00	0,50	390	390	0,15	967,30	390,00	0,56	0,62	-0,06	0,00	4,33	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	2,37
		esq	5,63	186	-256	1520	1,66	1,06	0,492	5,08	2,00	0,50	322	322	0,15	967,30	322,00	0,54	0,62	-0,07	0,00	3,58	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70
9	esq	6,88	315	-139	1520	1,66	1,06	0,492	6,03	2,00	0,50	256	256	0,15	967,30	256,00	0,53	0,62	-0,08	0,00	2,84	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,13
		esq	7,50	384	-86	1520	1,66	1,06	0,492	6,03	2,00	0,50	247	247	0,15	967,30	247,00	0,53	0,62	-0,09	0,00	2,74	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70
10	esq	8,13	452	-36	1520	1,66	1,06	0,492	9,34	2,00	0,50	442	442	0,15	967,30	442,00	0,53	0,62	-0,08	0,00	2,84	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,96
		esq	8,75	520	11	1520	1,66	1,06	0,492	9,34	2,00	0,50	442	442	0,15	967,30	442,00	0,53	0,62	-0,08	0,00	2,84	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70
11	esq	9,38	587	54	1520	1,66	1,06	0,492	9,69	2,00	0,50	442	442	0,15	967,30	442,00	0,53	0,62	-0,09	0,00	2,74	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,20
		esq	10,00	652	96	1520	1,66	1,06	0,492	9,69	2,00	0,50	454	454	0,15	967,30	454,00	0,55	0,62	-0,07	0,00	3,50	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70
12	esq	10,63	714	134	1520	1,66	1,06	0,492	7,54	2,00	0,50	384	384	0,15	967,30	384,00	0,55	0,62	-0,07	0,00	3,50	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,20
		esq	11,25	776	163	1520	1,66	1,06	0,492	7,54	2,00	0,50	470	470	0,15	967,30	470,00	0,57	0,62	-0,05	0,00	4,26	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70
13	esq	11,88	833	189	1140	1,24	1,04	0,492	6,13	2,00	0,50	384	384	0,15	967,30	384,00	0,57	0,62	-0,05	0,00	4,26	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	2,44
		esq	12,50	888	212	1140	1,24	1,04	0,492	6,13	2,00	0,50	448	448	0,15	967,30	448,00	0,59	0,62	-0,03	0,00	5,02	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70
14	esq	12,50	888	212	1140	1,24	1,04	0,492	5,16	2,00	0,50	452	452	0,15	967,30	452,00	0,59	0,62	-0,03	0,00	5,02	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	1,68
		esq	13,13	947	281	1140	1,24	1,04	0,492	5,16	2,00	0,50	520	520	0,15	967,30	520,00	0,63	0,62	0,01	0,29	5,77	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70
15	esq	13,75	1000	315	1520	1,66	1,06	0,492	4,42	2,00	0,50	520	520	0,15	967,30	520,00	0,63	0,62	0,01	0,29	5,77	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	0,93
		esq	14,38	1063	384	1520	1,66	1,06	0,492	4,42	2,00	0,50	587	587	0,15	967,30	587,00	0,71	0,62	0,09	0,29	6,44	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70
16	esq	15,00	1125	452	1520	1,66	1,06	0,492	3,86	2,00	0,50	587	587	0,15	967,30	587,00	0,71	0,62	0,09	0,29	6,44	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	3,96
		esq	15,63	1188	520	1520	1,66	1,06	0,492	3,86	2,00	0,50	652	652	0,15	967,30	652,00	0,79	0,62	0,17	0,47	7,24	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47
17	esq	16,25	1250	587	1520	1,66	1,06	0,492	3,42	2,00	0,50	652	652	0,15	967,30	652,00	0,79	0,62	0,17	0,47	7,24	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	3,23
		esq	16,88	1313	652	1520	1,66	1,06	0,492	3,42	2,00	0,50	714	714	0,15	967,30	714,00	0,86	0,62	0,25	0,64	7,93	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47
18	esq	17,50	1313	714	1520	1,66	1,06	0,492	3,06	2,00	0,50	714	714	0,15	967,30	714,00	0,86	0,62	0,25	0,64	7,93	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	2,54
		esq	18,13	1375	781	1520	1,66	1,06	0,492	3,06	2,00	0,50	776	776	0,15	967,30	776,00	0,94	0,62	0,32	0,81	8,62	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,1	2	22,41	15,71
19	esq	18,75	1438	833	1140	1,24	1,04	0,492	2,75	2,00	0,50	776	776	0,15	954,62	776,00	0,94	0,62	0,32	0,81	8,62	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,1	2	22,41	15,71	7,09
		esq	19,38	1500	900	1140	1,24	1,04	0,492	2,75	2,00	0,50	833	833	0,15	954,62	833,00	1,01	0,62	0,39	10,22	9,25	0,97	0,00	0,00	10	0,1	2	22,41	15,71	6,46
20	esq	20,00	1563	963	1140	1,24	1,04	0,492	2,46	2,00	0,50	900	900	0,15	954,62	900,00	1,01	0,62	0,46	11,96	9,96	0,97	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	11,01	
		esq	20,63	1625	963	1140	1,24	1,04	0,492	2,46	2,00	0,50	888	888	0,15	954,62	888,00	1,07	0,62	0,49	12,96	10,96	0,97	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	10,39

Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Projeto de Execução.

Cálculos Justificativos - Anexo A.

Barra	Nº	Det.	Vsd, máx (mm)	Vsd, mín (mm)	Nsd	σ_{cp}	α_w	u_1	colg(e)	colg(e) adoptada	ang(e)	Máx Vsd (kN)	Var_Vsd (kN)	b_w (m)	Vrd.Máx (kN)	Vrd.s (kN)	sd (vEd)	rd, bello (VRd) (MPa)	rd, conect (MPa)	As, conect (cm²/m)	As, estribos (cm²/m)	As, adicional (cm²/m)	Flo.scd (kN)	As,forças conc. (cm²/m)	ϕ	s	n	As, conect. adotado (cm²/m)	As, estribos. adotado (cm²/m)	folga	
21	esq	12,50	-284	-1003	1140	1,24	1,04	0,492	1,83	1,83	0,55	888	888	888	0,15	1003,00	888,00	1,07	0,62	0,46	11,96	10,75	1,21	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	9,50
		dir	13,35	-254	-936	1140	1,24	1,04	0,492	2,07	2,00	0,50	834	834	834	0,15	954,62	834,00	1,01	0,62	0,39	10,25	9,26	0,99	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42
22	esq	13,35	-254	-936	1140	1,24	1,04	0,492	2,07	2,00	0,50	834	834	834	0,15	954,62	834,00	1,01	0,62	0,39	10,25	9,26	0,99	0,00	0,00	10	0,1	4	38,12	31,42	22,15
		dir	14,20	-223	-866	1140	1,24	1,04	0,492	2,32	2,00	0,50	776	776	776	0,15	854,62	776,00	0,94	0,62	0,32	8,41	8,62	0,00	0,00	10	0,1	4	38,12	31,42	22,80
23	esq	14,20	-223	-866	1140	1,24	1,04	0,492	2,32	2,00	0,50	776	776	776	0,15	854,62	776,00	0,94	0,62	0,32	8,41	8,62	0,00	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	11,64
		esq	15,05	-193	-793	1140	1,24	1,04	0,492	2,77	2,00	0,50	715	715	715	0,15	792,65	715,00	0,86	0,62	0,25	6,47	7,94	0,00	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42
24	esq	15,05	-193	-793	1140	1,24	1,04	0,492	2,77	2,00	0,50	652	652	652	0,15	792,65	652,00	0,79	0,62	0,25	6,47	7,94	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	2,53
		esq	15,90	-144	-715	1140	1,24	1,04	0,492	3,15	2,00	0,50	597	597	597	0,15	792,65	597,00	0,71	0,62	0,17	4,47	7,24	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	3,23
25	esq	15,90	-144	-715	1140	1,24	1,04	0,492	3,15	2,00	0,50	535	535	535	0,15	792,65	535,00	0,63	0,62	0,17	4,47	7,24	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	3,23
		esq	16,75	-92	-636	1140	1,24	1,04	0,492	3,63	2,00	0,50	587	587	587	0,15	792,65	587,00	0,71	0,62	0,09	2,41	6,52	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	3,95
26	esq	16,75	-92	-636	1140	1,24	1,04	0,492	3,63	2,00	0,50	587	587	587	0,15	792,65	587,00	0,71	0,62	0,09	2,41	6,52	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	0,18
		esq	17,60	-35	-554	1140	1,24	1,04	0,492	4,24	2,00	0,50	520	520	520	0,15	792,65	520,00	0,63	0,62	0,01	0,29	5,77	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	0,93
27	esq	17,60	-35	-554	1140	1,24	1,04	0,492	4,24	2,00	0,50	520	520	520	0,15	792,65	520,00	0,63	0,62	0,01	0,29	5,77	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	0,93
		esq	18,45	25	-471	1140	1,24	1,04	0,492	5,07	2,00	0,50	453	489	0,15	792,65	453,00	0,59	0,62	-0,03	0,00	5,03	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	1,67
28	esq	18,45	25	-471	1140	1,24	1,04	0,492	5,07	2,00	0,50	453	489	0,15	792,65	453,00	0,59	0,62	-0,03	0,00	5,03	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	1,67
		esq	19,30	89	-388	1140	1,24	1,04	0,492	6,24	2,00	0,50	385	471	0,15	792,65	385,00	0,57	0,62	-0,05	0,00	4,28	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	2,43
29	esq	19,30	89	-388	1140	1,24	1,04	0,492	6,24	2,00	0,50	385	471	0,15	792,65	385,00	0,57	0,62	-0,05	0,00	4,28	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	2,43
		esq	20,15	154	-304	1140	1,24	1,04	0,492	8,04	2,00	0,50	316	454	0,15	792,65	316,00	0,55	0,62	-0,07	0,00	3,51	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,19
30	esq	20,15	154	-304	1140	1,24	1,04	0,492	8,04	2,00	0,50	316	454	0,15	792,65	316,00	0,55	0,62	-0,07	0,00	3,51	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,19
		esq	21,00	220	-221	1140	1,24	1,04	0,492	11,14	2,00	0,50	247	440	0,15	792,65	247,00	0,53	0,62	-0,09	0,00	2,74	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,96
31	esq	21,00	220	-221	1140	1,24	1,04	0,492	11,14	2,00	0,50	247	440	0,15	792,65	247,00	0,53	0,62	-0,09	0,00	2,74	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,96
		esq	21,85	303	-154	1140	1,24	1,04	0,492	8,07	2,00	0,50	295	442	0,15	792,65	295,00	0,53	0,62	-0,08	0,00	2,83	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,87
32	esq	21,85	303	-154	1140	1,24	1,04	0,492	8,07	2,00	0,50	295	442	0,15	792,65	295,00	0,53	0,62	-0,08	0,00	2,83	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,87
		esq	22,70	387	-89	1140	1,24	1,04	0,492	6,25	2,00	0,50	321	449	0,15	792,65	321,00	0,54	0,62	-0,07	0,00	3,56	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,14
33	esq	22,70	387	-89	1140	1,24	1,04	0,492	6,25	2,00	0,50	321	449	0,15	792,65	321,00	0,54	0,62	-0,07	0,00	3,56	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	3,14
		esq	23,55	471	-25	1140	1,24	1,04	0,492	5,07	2,00	0,50	389	462	0,15	792,65	389,00	0,56	0,62	-0,06	0,00	4,32	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	2,38
34	esq	23,55	471	-25	1140	1,24	1,04	0,492	5,07	2,00	0,50	389	462	0,15	792,65	389,00	0,56	0,62	-0,06	0,00	4,32	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	2,38
		esq	24,40	553	35	1140	1,24	1,04	0,492	4,25	2,00	0,50	457	477	0,15	792,65	457,00	0,58	0,62	-0,04	0,00	5,08	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	1,63
35	esq	24,40	553	35	1140	1,24	1,04	0,492	4,25	2,00	0,50	457	477	0,15	792,65	457,00	0,58	0,62	-0,04	0,00	5,08	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	1,63
		esq	25,25	638	92	1140	1,24	1,04	0,492	3,63	2,00	0,50	527	527	0,15	792,65	527,00	0,64	0,62	0,02	0,51	5,85	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	0,65
36	esq	25,25	638	92	1140	1,24	1,04	0,492	3,63	2,00	0,50	527	527	0,15	792,65	527,00	0,64	0,62	0,02	0,51	5,85	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	4,62
		esq	26,10	715	144	1140	1,24	1,04	0,492	3,15	2,00	0,50	594	594	0,15	792,65	594,00	0,72	0,62	0,10	2,63	6,60	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	3,88
37	esq	26,10	715	144	1140	1,24	1,04	0,492	3,15	2,00	0,50	594	594	0,15	792,65	594,00	0,72	0,62	0,10	2,63	6,60	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	3,88
		esq	26,95	792	193	1140	1,24	1,04	0,492	2,77	2,00	0,50	661	661	0,15	792,65	661,00	0,80	0,62	0,18	4,76	7,34	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	3,13	
38	esq	26,95	792	193	1140	1,24	1,04	0,492	2,77	2,00	0,50	661	661	0,15	792,65	661,00	0,80	0,62	0,18	4,76	7,34	0,00	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	12,92	
		esq	27,80	866	224	1140	1,24	1,04	0,492	2,46	2,00	0,50	727	727	0,15	792,65	727,00	0,88	0,62	0,26	6,85	8,07	0,00	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	12,18
39	esq	27,80	866	224	1140	1,24	1,04	0,492	2,46	2,00	0,50	727	727	0,15	792,65	727,00	0,88	0,62	0,26	6,85	8,07	0,00	0,00	0,00	0,00	10	0,1	4	38,12	31,42	23,34
		esq	28,65	936	254	1140	1,24	1,04	0,492	2,07	2,00	0,50	790	790	0,15	792,65	790,00	0,95	0,62	0,34	8,85	8,77	0,08	0,00	10	0,1	4	38,12	31,42	22,64	
40	esq	28,65	936	254	1140	1,24	1,04	0,492	2,07	2,00	0,50	790	790	0,15	792,65	790,00	0,95	0,62	0,34	8,85	8,77	0,08	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	11,48	
		esq	29,5	1003	284	1140	1,24	1,04	0,492	1,83	1,83	0,55	852	852	0,15	1															



O quadro seguinte apresenta a verificação ao esforço transverso em construção.

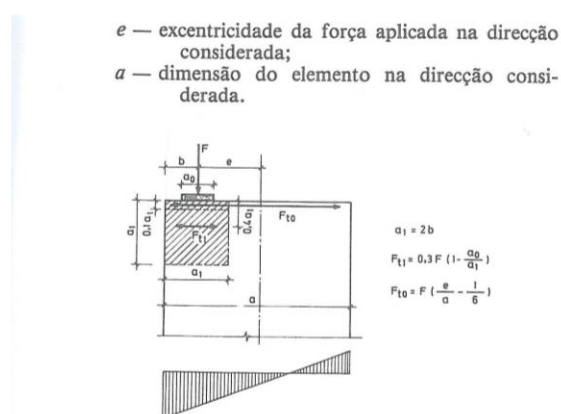
Barra	Nº	Dist.	As, conect	As, estribos	As, adicional	R0,sd	As forças conc.	Ø	s	n	As, conect, adoptado	As, estribos, adoptado	folga
		(m)	(cm2/m)	(cm2/m)	(cm2/m)	(kN)	(cm2/m)		(m)		(cm2/m)	(cm2/m)	
1	esq	0,00	0,00	2,33	0,00	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	17,93
	dir	0,63	0,00	2,09	0,00	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	18,17
2	esq	0,63	0,00	2,09	0,00	0,00	0,00	10	0,1	2	22,41	15,71	13,62
	dir	1,25	0,00	1,86	0,00	0,00	0,00	10	0,1	2	22,41	15,71	13,85
3	esq	1,25	0,00	1,86	0,00	105,36	3,72	10	0,1	2	22,41	15,71	10,13
	dir	1,88	0,00	1,63	0,00	105,36	3,72	10	0,1	2	22,41	15,71	10,36
4	esq	1,88	0,00	1,63	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	8,84
	dir	2,50	0,00	1,39	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,08
5	esq	2,50	0,00	1,39	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,08
	dir	3,13	0,00	1,16	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,31
6	esq	3,13	0,00	1,16	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,54
	dir	3,75	0,00	0,94	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,77
7	esq	3,75	0,00	0,94	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,77
	dir	4,38	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,01
8	esq	4,38	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,01
	dir	5,00	0,00	0,47	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,23
9	esq	5,00	0,00	0,47	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,23
	dir	5,63	0,00	0,23	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,48
10	esq	5,63	0,00	0,23	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,48
	dir	6,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,70
11	esq	6,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,70
	dir	6,88	0,00	0,23	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,48
12	esq	6,88	0,00	0,23	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,48
	dir	7,50	0,00	0,47	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,23
13	esq	7,50	0,00	0,47	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,23
	dir	8,13	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,01
14	esq	8,13	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,01
	dir	8,75	0,00	0,94	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,77
15	esq	8,75	0,00	0,94	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,77
	dir	9,38	0,00	1,16	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,54
16	esq	9,38	0,00	1,16	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,31
	dir	10,00	0,00	1,39	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,08
17	esq	10,00	0,00	1,39	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,08
	dir	10,63	0,00	1,63	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	8,84
18	esq	10,63	0,00	1,63	0,00	105,36	3,72	10	0,1	2	22,41	15,71	10,36
	dir	11,25	0,00	1,86	0,00	105,36	3,72	10	0,1	2	22,41	15,71	10,13
19	esq	11,25	0,00	1,86	0,00	0,00	0,00	10	0,1	2	22,41	15,71	13,85
	dir	11,88	0,00	2,09	0,00	0,00	0,00	10	0,1	2	22,41	15,71	13,62
20	esq	11,88	0,00	2,09	0,00	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	18,17
	dir	12,50	0,00	2,33	0,00	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	17,93
21	esq	12,50	0,00	2,33	0,00	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	17,93
	dir	13,35	0,00	2,09	0,00	316,07	11,16	10	0,1	4	38,12	31,42	18,17
22	esq	13,35	0,00	2,09	0,00	0,00	0,00	10	0,1	4	38,12	31,42	29,33
	dir	14,20	0,00	1,86	0,00	0,00	0,00	10	0,1	4	38,12	31,42	29,56
23	esq	14,20	0,00	1,86	0,00	105,36	3,72	10	0,1	4	38,12	31,42	25,84
	dir	15,05	0,00	1,63	0,00	105,36	3,72	10	0,1	4	38,12	31,42	26,06
24	esq	15,05	0,00	1,63	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	8,84
	dir	15,90	0,00	1,39	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,08
25	esq	15,90	0,00	1,39	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,08
	dir	16,75	0,00	1,16	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,31
26	esq	16,75	0,00	1,16	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,54
	dir	17,60	0,00	0,94	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,77
27	esq	17,60	0,00	0,94	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,77
	dir	18,45	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,01
28	esq	18,45	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,01
	dir	19,30	0,00	0,47	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,23
29	esq	19,30	0,00	0,47	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,23
	dir	20,15	0,00	0,23	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,48
30	esq	20,15	0,00	0,23	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,48
	dir	21,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,70
31	esq	21,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,70
	dir	21,85	0,00	0,23	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,48
32	esq	21,85	0,00	0,23	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,48
	dir	22,70	0,00	0,47	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,23
33	esq	22,70	0,00	0,47	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,23
	dir	23,55	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,01
34	esq	23,55	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	6,01
	dir	24,40	0,00	0,94	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,77
35	esq	24,40	0,00	0,94	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,77
	dir	25,25	0,00	1,16	0,00	0,00	0,00	8	0,15	2	13,40	6,70	5,54
36	esq	25,25	0,00	1,16	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,31
	dir	26,10	0,00	1,39	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,08
37	esq	26,10	0,00	1,39	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	9,08
	dir	26,95	0,00	1,63	0,00	0,00	0,00	10	0,15	2	17,17	10,47	8,84
38	esq	26,95	0,00	1,63	0,00	105,36	3,72	10	0,1	4	38,12	31,42	26,06
	dir	27,80	0,00	1,86	0,00	105,36	3,72	10	0,1	4	38,12	31,42	25,84
39	esq	27,80	0,00	1,86	0,00	0,00	0,00	10	0,1	4	38,12	31,42	29,56
	dir	28,65	0,00	2,09	0,00	0,00	0,00	10	0,1	4	38,12	31,42	29,33
40	esq	28,65	0,00	2,09	0,00	105,36	3,72	10	0,1	4	38,12	31,42	25,61
	dir	29,5	0,00	2,33	0,00	105,36	3,72	10	0,1	4	38,12	31,42	25,37

Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Projeto de Execução.

Cálculos Justificativos - Anexo A.

6.2. REFORÇO DE ARMADURAS DEVIDO A CARGAS CONCENTRADAS

As análises das zonas de transferência de pré-esforço nas vigas foram realizadas segundo a formulação do REBAP para cargas concentradas. Apresenta-se de seguida o dimensionamento das armaduras adicionais para a amarração de 10 cordões na mesma secção, que é o caso mais desfavorável.



Força de puxe – 195,3KN/cordão

- 2 Cordões

$$F = 2 \times 195,3 \times 1,20 = 468.72\text{KN}$$

$$F_{t0} = F \times (e/a - 1/6)$$

$$F_{t1} = 0,3 \times F \times (1 - a_0/a_1)$$

$$e = 0,352\text{m}$$

$$a = 0,90\text{m}$$

$$F_{t0} = 105.36\text{KN} \rightarrow A_s = 105.36 / 2700000 = 3,9\text{cm}^2 \text{ (a distribuir no comprimento de transferência em toda a altura da secção)}$$

- 6 Cordões

$$F = 6 \times 195,3 \times 1,20 = 1406.16\text{KN}$$

$$F_{t0} = F \times (e/a - 1/6)$$



$$F_{t1} = 0,3 \times F \times (1-a_0/a_1)$$

$$e = 0,352\text{m}$$

$$a = 0,90\text{m}$$

$F_{t0} = 1406.16\text{KN} \rightarrow A_s = 1406.16/270000 = 11.71\text{cm}^2$ (a distribuir no comprimento de transferência em toda a altura da secção)

Determinação do comprimento de transferência do pré-esforço (EC2 8.10.2.2):

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt}$$

$$l_{pt} = 1,0 \times 0,19 \times 0,0133 \times 1395 / f_{bpt}$$

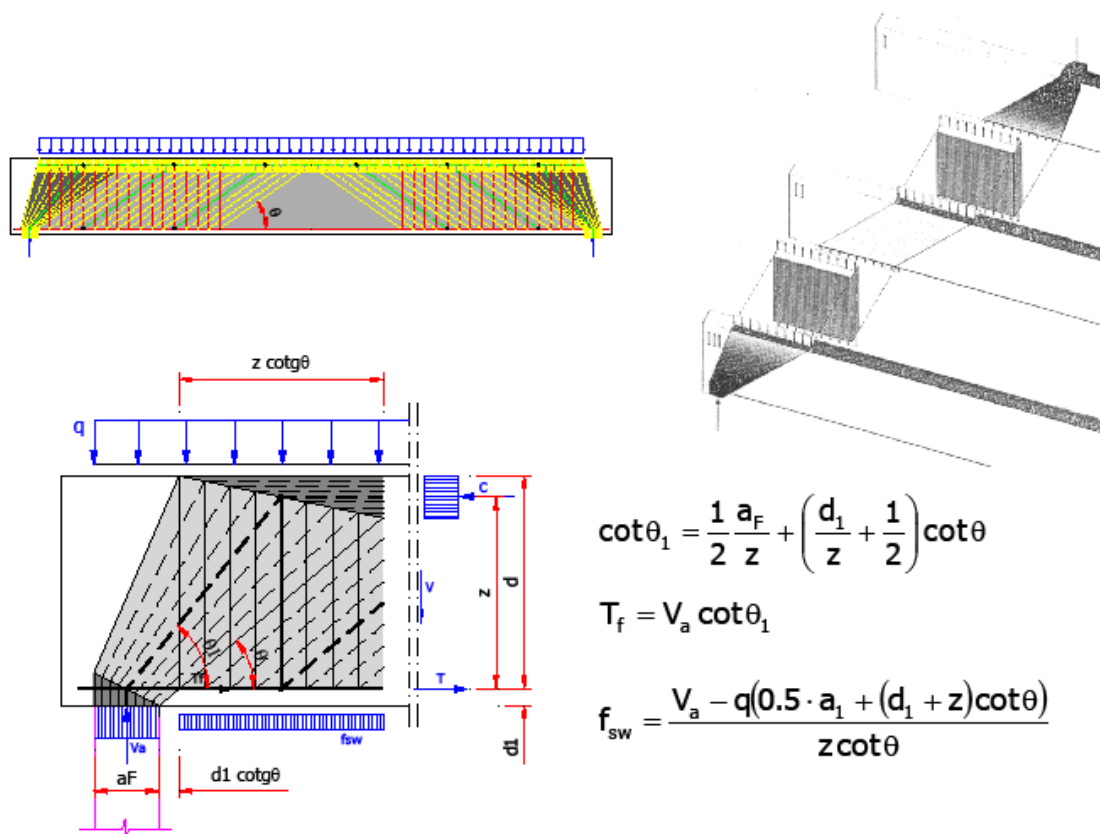
$$f_{bpt} = \eta_{pl} \eta_l f_{ctd}(t)$$

$$f_{bpt} = 3,2 \times 1,0 \times 0,7 \times 2,7/1,5 = 4,032 \text{ MPa}$$

$$l_{pt} = 0,87\text{m}$$

$$l_{pt1} = 1,2 l_{pt} = 1,04 \text{ m}$$

6.3. VERIFICAÇÃO DA AMARRAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL PARA A SITUAÇÃO DE APOIO PROVISÓRIO DAS VIGAS



Valor da reacção

- pilares – $V_a = 258.06\text{KN}$

- encontros – $V_a = 189.75\text{KN}$

$$\cot(\theta) = 2$$

$$a_f = 0.2\text{m}$$

$$z = 0.75\text{m}$$

$$d_1 = 0.065\text{m}$$

$$\cot(\theta_1) = 0.720$$

Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Projeto de Execução.
Cálculos Justificativos - Anexo A.

Verificação da amarração – apoio nos pilares

$$T_f = 258.06 \times 0.720 = 185.7 \text{ KN}$$

Armadura existente na extremidade = 4Ø20+6Ø0.6” – As = 20.91cm²

$$\text{Tensão nas armaduras} = 185.7 / (20.91 \times 10^{-4}) / 1000 = 88.82 \text{ MPa}$$

$$\text{Reserva de resistência das armaduras de pré-esforço} = 1860 / 1.15 - 0.75 \times 1860 = 222.4 \text{ MPa}$$

$$\text{Força associada à reserva de resistência (6 cordões aderentes na extremidade)} = 185.5 \text{ KN}$$

A reserva de resistência da armadura de pré-esforço é suficiente para cobrir a força $T_f=185.7\text{kN}$. No encontro verifica-se a mesma situação uma vez que a força T_f é inferior.

7. MÉTODO DE MASSONET

De seguida apresenta-se os resultados da aplicação do Método de Massonet:

Linhas de influência – apresentação numérica

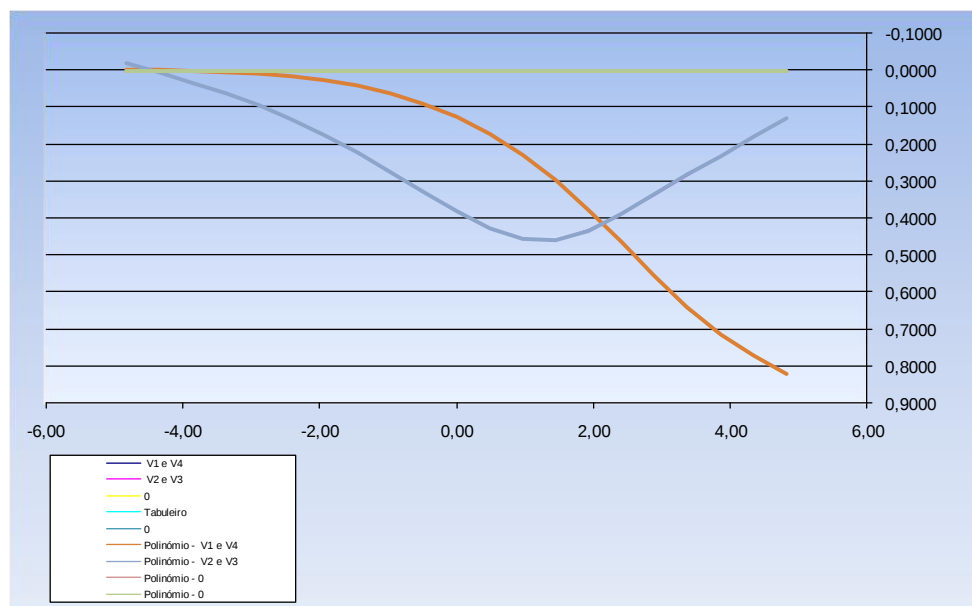
Dist, Origin	Influence Line
-4,82	-0,007545
-4,34	-0,002137
-3,86	0,005124
-3,37	0,016367
-2,89	0,034173
-2,41	0,061710
-1,93	0,102808
-1,45	0,161978
-0,96	0,244352
-0,48	0,355502
0	0,501111
0,48	0,686431
0,96	0,915466
1,45	1,189775
1,93	1,506814
2,41	1,857656
2,89	2,223914
3,37	2,573652
3,86	2,859641
4,34	3,082921
4,82	3,285158

Dist, Origin	Influence Line
-4,82	-0,072826
-4,34	0,031396
-3,86	0,139876
-3,37	0,257158
-2,89	0,387770
-2,41	0,535708
-1,93	0,703737
-1,45	0,892477
-0,96	1,099220
-0,48	1,316396
0	1,529609
0,48	1,715099
0,96	1,836471
1,45	1,843716
1,93	1,736858
2,41	1,564084
2,89	1,359578
3,37	1,144773
3,86	0,931496
4,34	0,724321
4,82	0,522263

Características do tabuleiro (secção simétrica)

Largura do tabuleiro total	9,64	m
Largura Passeio esquerda	1,5	m
Largura Passeio Direita	1,5	m
Afastamento entre vigas	2,4	m
Nº de vigas	4	-
cornija	2	-
Consola esq	1,22	m
Consola Dir	1,22	m

Linhas de Influência - Gráfico



Revestimentos – V1 e V4

V1 e V4	x1	x2	Delta	q	xQ1	Q1	xQ2	Q2	xQ3	Q3	xQ4	Q4	xQ5	Q5	xQ6	Q6	xQ7	Q7	xQ8	Q8	Qt
Restante 1	-3,86	3,32	7,18	2,88																	
	-0,15	1,16	1,30	3,76	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Lane 1	1,82	4,82	3,00	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
	0,42	2,26	1,85	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Lane 2	-1,18	1,82	3,00	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
	-0,10	0,42	0,51	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Lane 3	-4,18	-1,18	3,00	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
	-0,15	-0,10	0,05	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Lane 4	-7,18	-4,18	3,00	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
	0,24	-0,15	-0,39	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Lane 5	-4,07	-7,18	-3,11	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
	-0,15	0,24	0,39	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Restante2	-3,32	-4,07	-0,75	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
	-0,14	-0,15	0,00	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Passeio 1	3,32	4,82	1,50	0	4,75	4,2225	4,75	0,5	0,41	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	3,84
	1,16	2,26	1,10	0,00	0,8131	3,43	0,8131	0,41	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Enchimento	-4,82	-4,07	0,75	0	4	6,2676	4,59	0,7328	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	4,59
	-0,15	-0,15	0,00	0,00	0,7328	4,59	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
				q	3,76	kN/m															
				Q	8,43	kN/m															
				Total	12,19	kN/m															

Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Projeto de Execução.

Cálculos Justificativos - Anexo A.

Sobrecargas – V1 e V4

V1 e V4	x1	x2	Delta x	q	xQ1	Q1	xQ2	Q2	xQ3	Q3	xQ4	Q4	xQ5	Q5	xQ6	Q6	xQ7	Q7	xQ8	Q8	Qt
Restante 1	-3,86	3,32	7,18	4																	
	-0,15	1,16	1,30	5,22	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Lane 1	1,82	4,82	3,00	0	4,52	100	2,52	100													
	0,42	2,26	1,85	0,00	0,7889	78,89	0,4852	48,52	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	127,41
Lane 2	-1,18	1,82	3,00	0	1,32	0	-0,68	0													
	-0,10	0,42	0,51	0,00	0,2778	0,00	0,0764	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Lane 3	-4,18	-1,18	3,00	0	-1,68	0	-3,68	0													
	-0,15	-0,10	0,05	0,00	0,0323	0,00	0,0023	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Lane 4	-7,18	-4,18	3,00	0	-4,68	0	-6,68	0													
	0,24	-0,15	-0,39	0,00	-0,0014	0,00	-0,3039	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Lane 5	-3,32	-7,18	-3,86	0	-7,68	0	-2,82	0													
	-0,14	0,24	0,39	0,00	-2,0010	0,00	0,0096	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Restante2	-3,32	-3,32	0,00	0																	
	-0,14	-0,14	0,00	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Passelo 1	3,32	4,82	1,50	1,8																	
	1,16	2,26	1,10	1,99	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
Passelo 2	-4,82	-3,32	1,50	0																	
	-0,15	-0,14	0,00	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,1253	0,00	0,00
				Q _{max} x/b	7,20 kN/m																
				Q	127,41 kN																

Quadro resumo

VIGAS EXTERIORES			
Sobrecargas			
Resumo	Vão 1		
V1 e V4	qmeio vão	7,2	kN/m
	Q	127,4	kN
Revestimentos			
Resumo	Vão 1		
V1 e V4	q	3,8	kN/m
	Q	8,4	kN/m
	Total	12,2	kN/m

Adoptaram-se os seguintes valores para as solicitações a considerar no modelo de cálculo do tabuleiro:

- Revestimentos = 12,2 KN/m/viga
- Sobrecargas
 - Veículo Tipo = 127,4 KN/viga/eixo
 - Distribuída = 7,2 KN/m/viga
 - Faca = $50 \cdot 6,64 / 4 = 83$ KN/viga



CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS - ANEXO B

Estudo Transversal do Tabuleiro

ESTUDO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

1.1. PRÉ-LAJES

Efetua-se neste capítulo a verificação das pré-lajes na fase construtiva. Para além das ações relativas ao peso próprio considerou-se uma densidade de 27kN/m³ para o betão fluido e uma sobrecarga construtiva de 1kN/m². Para efeitos de dimensionamento usou-se um coeficiente de segurança de 1,2 para as ações na combinação de construção.

Quando necessário, recorreu-se a modelos tridimensionais das treliças para a determinação dos modos de encurvadura e respetivo N_{cr} dos vários elementos. O dimensionamento e respetivas verificações estruturais foram depois realizados segundo a formulação do EC3.

Para o presente caso foram analisados 2 tipos de pré-laje, nomeadamente:

- Pré-laje da consola;
- Pré-laje de vão corrente.

1.1.1. Pré-laje de vão corrente

$$M^+ = 1,2 \times (1,5^2 \times (0,08 \times 25 + 0,17 \times 27 + 1) / 8) = 2,56 \text{ kN.m/m}$$

Com uma armadura **Ø12//0,15** ($A_s = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$) para a pré-laje de vão corrente, garantimos a estabilidade durante a fase construtiva sem a necessidade de usar treliças, e ainda a armadura transversal necessária de acordo com o dimensionamento em fase final.

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

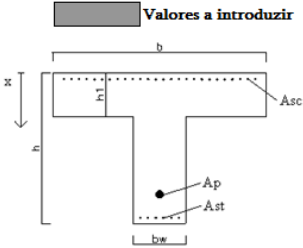
Tipo Secção		Secção Rec
Verificação à Flexão		
b [m]	1	
bw [m]	1	
h1 [m]	0,07	
h [m]	0,07	

Betão	C35/45	
Aço corrente	A500	
Aço pré-esforço	1860	f _{yk} [MPa]
Pinf [kN]	0	

		Recobrimento
Asc	0,00	0,035
Ast	7,54	0,035
Ap	0	0
As,min (cm ²)	0,58	

	Extensão
Asc	3,48 ‰
Ast	3,48 ‰
Ap	0,00 ‰
Betão	-3,50 ‰

Eixo Neutro	0,018
Mrd [kN.m]	9,17

Valores a introduzir


C.G. Secção: 0,035
Inércia Secção: 0,00003

Armadura de Compressão			
Nº	Ø	//	As
	6		0,00
	8		0,00
	10		0,00
	12		0,00
	16		0,00
	20		0,00
	25		0,00
	32		0,00
	40		0,00

Armadura de Tracção			
Nº	Ø	//	As
	6		0,00
	8		0,00
	10		0,00
	12	0,15	7,54
	16		0,00
	20		0,00
	25		0,00
	32		0,00
	40		0,00

Forças	kN
Fc1	-328
Fsc	0
Fp	0
Fst	328
Fc2	0,00

fcd	23,33 MPa
fctd	2,13 MPa
fibd	4,95 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	34,00 GPa
Es	200,00 GPa

Calcular

Fig. 1 – Verificação da armadura na pré-laje de vão corrente durante a fase construtiva

1.1.2. Pré-laje da consola

1.1.2.1. Análise do banzo inferior (sobre o apoio da consola):

$$M^- = 1,2 \times (0,77^2 \times (0,07 \times 25 + 0,18 \times 27 + 1)/2) = 2,70 \text{ kN.m/m}$$

$$F_c = 2,71/0,14 = 19,29 \text{ kN/m}$$

$$\text{Armadura de compressão: } \varnothing 10//0,60 + \varnothing 12//0,15 \times 0,5 = 5,075 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_{sd} = 19,29/5,075 \times 10^{-4} = 38,0 \text{ MPa}$$

Lo	0,4
i	0,0025
λ	160
λ_{norm}	2,3
α	0,49
Φ	3,71
X	0,15

Capacidade resistente de barras em compressão:

$$\sigma_{rd} = 435 \times 0,15 = 65,25 \text{ MPa} > \sigma_{sd} \quad \text{- OK}$$

Fig. 2 – Verificação da resistência à encurvadura do banzo inferior (sobre o apoio da consola)

1.1.2.2. Análise do banzo superior (sobre o apoio da consola):

$$F_t = 19,04 \times 0,6 = 11,57 \text{ kN/treliça}$$

$$\text{Armadura em tração: } \mathbf{1\text{Ø}10} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sd} = 11,57/0,785 \times 10^{-4} = 147 \text{ MPa} < 435 \text{ MPa} \quad \text{- OK}$$

1.1.2.3. Análise do banzo superior (no vão):

$$M^+ = 1,2 \times (1,5^2 \times (0,08 \times 25 + 0,17 \times 27 + 1)/8) \times 0,6 = 1,54 \text{ kN.m/treliça}$$

$$F_c = 1,54/0,14 = 11,01 \text{ kN/treliça}$$

$$\text{Armadura de compressão: } \mathbf{1\text{Ø}10} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sd} = 11,01/0,785 \times 10^{-4} = 140,3 \text{ MPa}$$

Para a determinação da capacidade resistente das barras à compressão foi realizado um modelo tridimensional com o objetivo de determinar os modos de encurvadura da treliça:

	Case	Load type	List	Load values (m) (kN) (Deg)
	1:PP ARMADURA	self-weight	129to154 156	'PZ Negative Factor=1,00
	2:PP PRÉ LAJE	nodal force	1to12 19to22	'FZ=-0,15(kN)
	3:PP BETÃO FRESCO VÃO	nodal force	1to12	'FZ=-0,39(kN)
	5:SOBRECARGA SERVIÇO VÃO	nodal force	1to12	'FZ=-0,08(kN)
	6:SOBRECARGA SERVIÇO CONSOLA	nodal force	18to22 239 2	'FZ=-0,08(kN)
	4:PP BETÃO FRESCO CONSOLA	nodal force	18to22 239 2	'FZ=-0,40(kN)

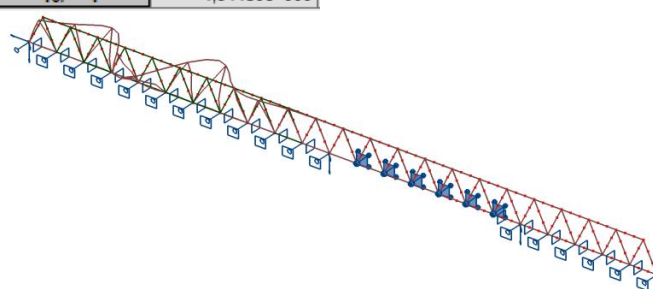
Fig. 3 – Casos de carga para o modelo da treliça

	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
ELU_Construção pré-laje vão	1	1,2	2	1,2	3	1,2	5	1,2				
ELU_Construção pré-laje consola	1	1,2	2	1,2	3	1,2	6	1,2	4	1,2	5	1,2

Fig. 4 – Combinações de ações para o modelo da treliça

$$\sigma_{rd} = 435 \times 0,568 = 247,08 \text{ MPa} > \sigma_{sd}$$

Case/Mode	Critical coef.
10/ 1	4,94480e+000



A	0,0000785	m ²
N	7,61	kN
ϕ_{crit}	4,94	
N _{cr}	37,59	kN
f _y	435	Mpa
β_a	1	
λ	0,953	
α	0,490	
ϕ	1,139	
X	0,568	

Fig. 5 – 1º modo de encurvadura para a combinação “ELU_Construção pré-laje vão” e cálculo da capacidade resistente do banzo superior (no vão)

1.1.2.4. Análise das diagonais

N = 4,58kN (retirado do modelo de cálculo)

$$\sigma_{sd} = 4,57/0,785e-4 = 58,4 \text{ MPa}$$

Lo	0,314
i	0,0025
λ	126
λ_{norm}	1,8
α	0,49
ϕ	2,55
X	0,23

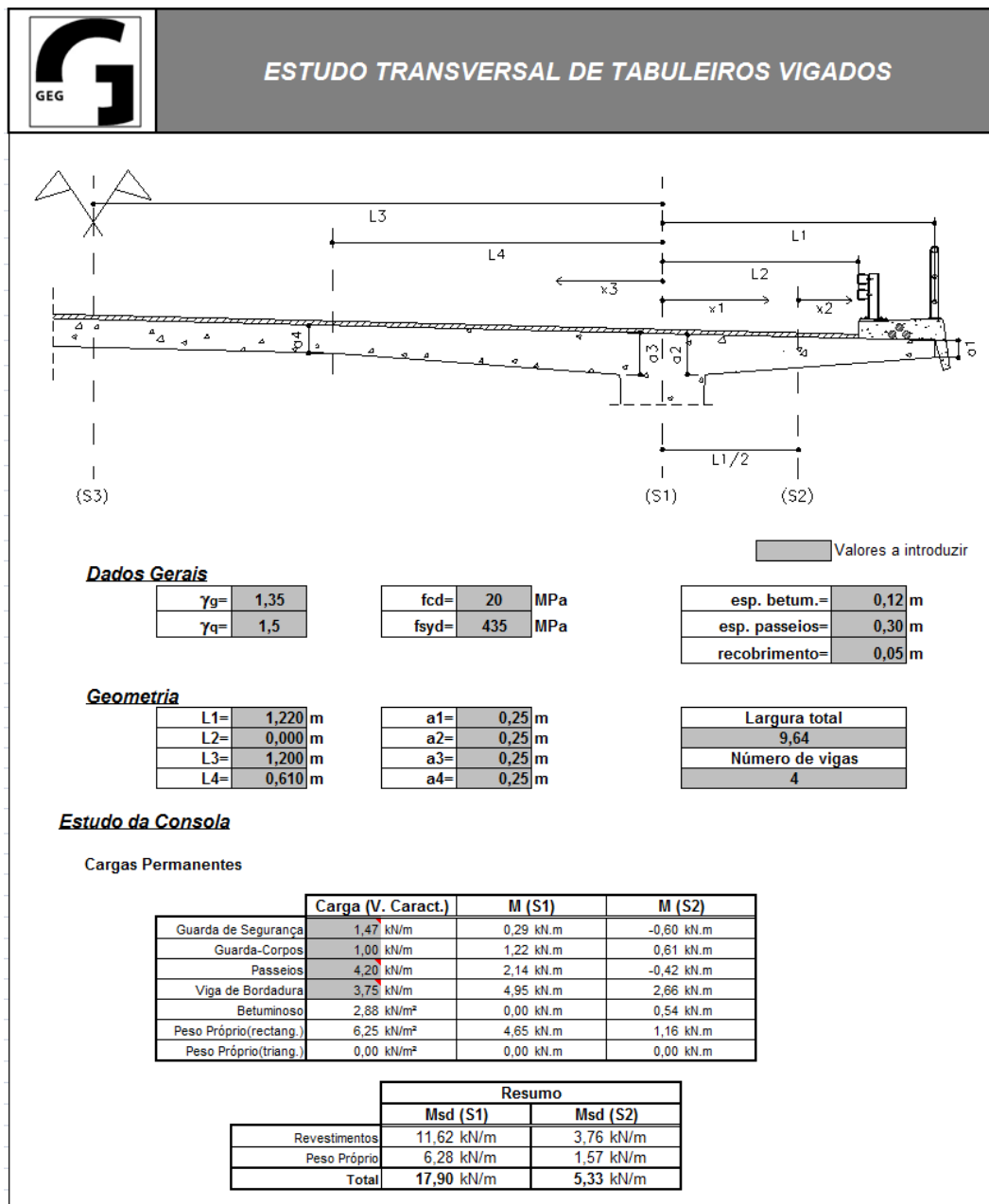
Capacidade resistente de barras em compressão:

$$\sigma_{rd} = 435 \times 0,23 = 100 \text{ MPa} > \sigma_{sd} - \text{OK}$$

Fig. 6 – Verificação da resistência à encurvadura das diagonais

1.2. ESTUDO DAS LAJES INTERMÉDIAS E DAS CONSOLAS EM FASE FINAL

1.2.1. Combinação em Estado Limite Último



Sobrecargas

		Carga	
Passeios		20 kN	ou 3 kN/m ²
Veículo-Tipo		100 kN/roda	
Faca + C. distr.		50 kN/m	e 4 kN/m ²

Passeios	Secção S1					Secção S2				
	x1	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m	x2	b1(S2)	bm(S2)	bm (max)	M /m
	1,22	1,83	2,62	-	9,31	0,61	0,92	1,71	-	7,16

Veículo-Tipo	x1	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m	x2	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m
	-0,30	-0,45	0,04	0,04	-750,0	0,00	0,00	0,49	0,49	0,0
	-0,24	-0,36	0,13	0,13	-184,6	0,00	0,00	0,49	0,49	0,0
	-0,18	-0,27	0,22	0,22	-81,8	0,00	0,00	0,49	0,49	0,0
	-0,12	-0,18	0,31	0,31	-38,7	0,00	0,00	0,49	0,49	0,0
	-0,06	-0,09	0,40	0,40	-15,0	0,00	0,00	0,49	0,49	0,0
					-15,0					0,0

Faca	x1	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m	x2	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m
	0,00	0,00	0,49	-	0,0	0,00	0,00	0,49	-	0,0
	0,00	0,00	0,49	-	0,0	0,12	0,18	0,67	-	0,0
	0,00	0,00	0,49	-	0,0	0,24	0,37	0,86	-	0,0
	0,00	0,00	0,49	-	0,0	0,37	0,55	1,04	-	0,0
	0,00	0,00	0,49	-	0,0	0,49	0,73	1,22	-	0,0
					0,0					0,0

		M /m
Carga Distribuída		0,0

		M /m
Carga Distribuída		0,7

		M /m
Faca + C. distr.		0,0

		M /m
Faca + C. distr.		0,7

Resumo		
	Msd (S1)	Msd (S2)
Passeios	13,97 kN/m	10,73 kN/m
Veículo-Tipo	-22,50 kN/m	0,00 kN/m
Faca + C. distr.	0,00 kN/m	1,12 kN/m
Total	13,97 kN/m	11,85 kN/m

Dimensionamento de Armaduras na Consola

Resumo dos Esforços nas Secções S1 e S2

S1	M (G) =	13,3 kN.m
S2	Msd (G+Q) =	31,9 kN.m
S2	Msd (G+Q) =	17,2 kN.m

S1	d= 0,19	μ= 0,044137	ω= 0,046085	As(-)= 4,03 cm ²
			ω'= 0	As(+)= 0,00 cm ²
S2	d= 0,19	μ= 0,023795	ω= 0,024361	As(-)= 2,13 cm ²
			ω'= 0	As(+)= 0,00 cm ²

Fig. 7 – Dimensionamento interno da armadura transversal da consola para combinação ELU

Estudo da Laje Intermédia

Cargas Permanentes

	Carga (V. Caract.)	M (S1)	M (S3)
Betuminoso	2,88 kN/m²	1,38 kN.m	0,69 kN.m
Peso Próprio(rectang.)	6,25 kN/m	3,00 kN.m	1,50 kN.m
Peso Próprio(triang.)	0,00 kN/m	0,00 kN.m	0,00 kN.m

Resumo		
	Msd (S1)	Msd (S3)
Revestimentos	1,87 kN/m	0,93 kN/m
Peso Próprio	4,05 kN/m	2,03 kN/m
Total	5,92 kN/m	2,96 kN/m

Sobrecargas

Carga		
Veículo-Tipo	100 kN/roda	
Faca + C. distr.	50 kN/m	e 4 kN/m²

Secção S1

	Roda 1					Roda 2					1+2
	x3	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m	x3	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m	M /m
Veículo-Tipo	0,00	0,00	0,49	0,49	0,0	2,00	1,17	1,66	1,50	3,7	3,7
	0,08	0,08	0,57	0,57	13,1	2,08	1,18	1,67	1,50	2,5	15,6
	0,16	0,15	0,64	0,64	21,6	2,16	1,19	1,68	1,50	1,4	23,1
	0,24	0,23	0,72	0,72	27,1	2,24	1,19	1,68	1,50	0,7	27,7
	0,32	0,30	0,79	0,79	30,5	2,32	1,20	1,69	1,50	0,2	30,6
	0,40	0,37	0,86	0,86	32,4	2,40	1,20	1,69	1,50	0,0	32,4
	0,48	0,43	0,92	0,92	33,3	2,48	1,20	1,69	1,50	0,2	33,5
	0,56	0,49	0,98	0,98	33,4	2,56	1,19	1,68	1,50	0,8	34,2
	0,64	0,55	1,04	1,04	32,9	2,64	1,19	1,68	1,50	1,8	34,7
	0,72	0,61	1,10	1,10	32,0	2,72	1,18	1,67	1,50	3,2	35,2
	0,80	0,67	1,16	1,16	30,7	2,80	1,17	1,66	1,50	5,2	35,9
	0,88	0,72	1,21	1,21	29,2	2,88	1,15	1,64	1,50	7,7	36,9
	0,96	0,77	1,26	1,26	27,5	2,96	1,13	1,62	1,50	10,7	38,2
	1,04	0,81	1,30	1,30	25,6	3,04	1,11	1,60	1,50	14,4	40,0
	1,12	0,86	1,35	1,35	23,6	3,12	1,09	1,58	1,50	18,7	42,3
	1,20	0,90	1,39	1,39	21,6	3,20	1,07	1,56	1,50	23,7	45,3
											45,3

	x3	b1(S1)	bm(S1)	M /m
Faca	0,20	0,19	0,68	4,9
	0,60	0,53	1,02	6,7
	1,00	0,79	1,28	5,3
	1,40	0,99	1,48	3,3
	1,80	1,13	1,62	1,4
	2,20	1,19	1,68	0,2
				21,7

	M /m
Carga Distribuída	1,92

	M /m
Faca + C. distr.	23,7

Secção S3

	Roda 1					Roda 2					1+2
Veículo-Tipo	x3	b1(S3)	bm(S3)	bm (max)	M /m	x3	b1(S3)	bm(S3)	bm (max)	M /m	M /m
	0,20	0,18	0,67	0,67	1,2	2,20	0,18	0,67	0,67	1,2	2,5
	-0,05	-0,05	0,44	0,44	0,0	1,95	0,37	0,86	0,86	4,9	4,9
	-0,30	-0,34	0,15	0,15	0,0	1,70	0,50	0,99	0,99	10,4	10,4
	-0,55	-0,68	-0,19	-0,19	0,0	1,45	0,57	1,06	1,06	17,7	17,7
	-0,80	-1,07	-0,58	-0,58	0,0	1,20	0,60	1,09	1,09	27,5	27,5
											27,5

	x3	b1(S1)	bm(S1)	M /m
Faca	0,13	0,13	0,62	0,1
	0,40	0,33	0,82	0,5
	0,67	0,48	0,97	1,3
	0,93	0,57	1,06	2,3
	1,20	0,60	1,09	3,7
	1,47	0,57	1,06	2,3
	1,73	0,48	0,97	1,3
	2,00	0,33	0,82	0,5
	2,27	0,13	0,62	0,1
				12,0

	M /m
Carga Distribuída	0,96

	M /m
Faca + C. distr.	13,0

	Resumo	
	Msd (S1)	Msd (S3)
Veículo-Tipo	67,93 kN/m	41,28 kN/m
Faca + C. distr.	35,50 kN/m	19,46 kN/m
Total	67,93 kN/m	41,28 kN/m

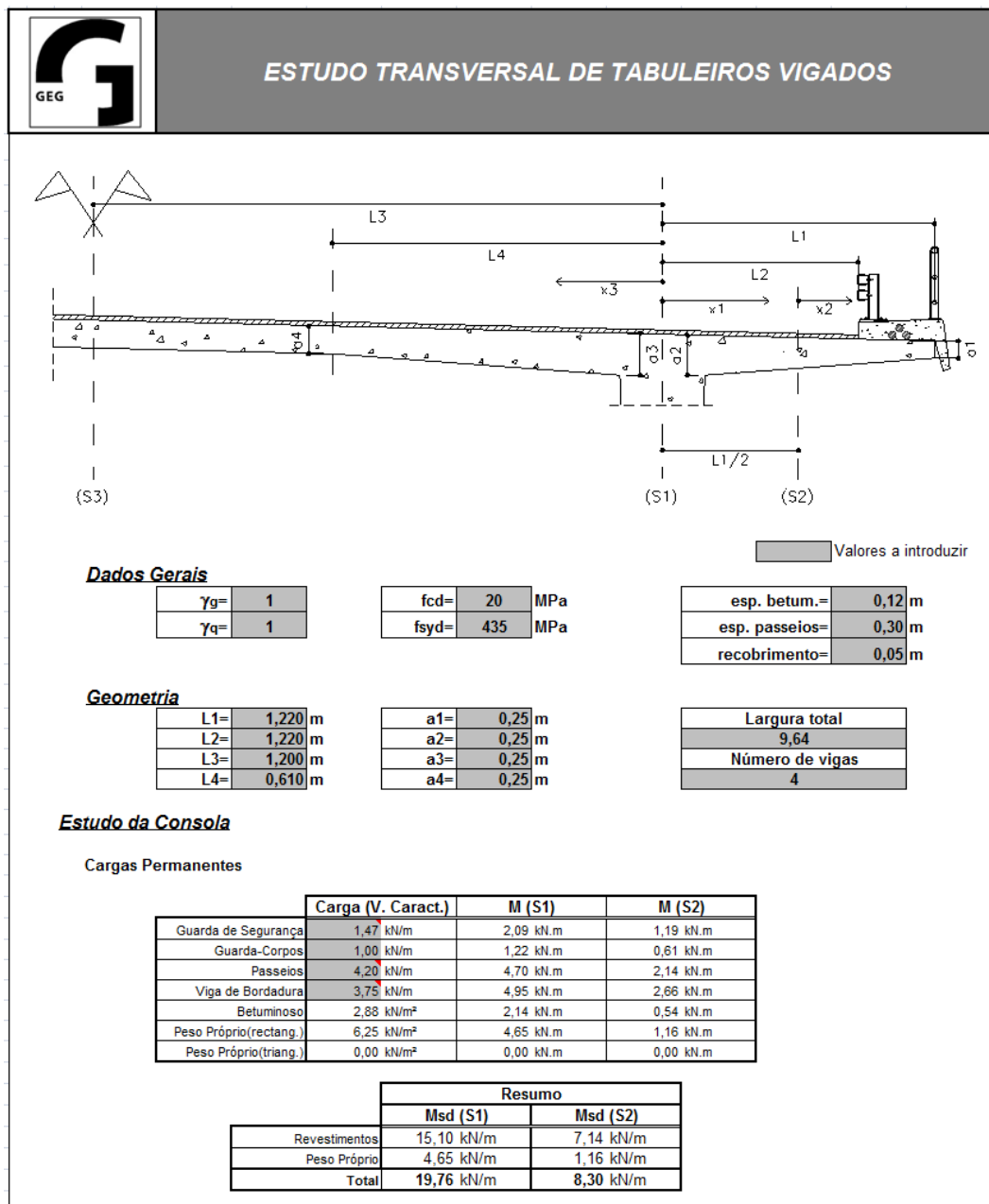
Dimensionamento de Armaduras na Laje Intermédia

Resumo dos Esforços nas Secções S1 e S3		
S1	Msd (G+Q) =	73,8 kN.m
S3	Msd (G+Q) =	44,2 kN.m

S1	d= 0,19	$\mu=$ 0,10228	$\omega=$ 0,112741	As(-)=	9,85 cm²
				As(+)=	0,00 cm²
S3	d= 0,19	$\mu=$ 0,061278	$\omega=$ 0,065033	As(-)=	0,00 cm²
				As(+)=	5,68 cm²

Fig. 8 – Dimensionamento interno da armadura transversal da laje intermédia - combinação ELU

1.2.2. Combinação Acidental – Veículo no passeio



Sobrecargas

	Carga	
Passeios	20 kN	ou 3 kN/m²
Veículo-Tipo	100 kN/roda	
Faca + C. distr.	50 kN/m	e 4 kN/m²

	Secção S1					Secção S2				
Passeios	x1	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m	x2	b1(S2)	bm(S2)	bm (max)	M /m
	1,22	1,83	2,62	-	9,31	0,61	0,92	1,71	-	7,16

Veículo-Tipo	x1	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m	x2	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m
	0,92	1,38	1,87	1,50	61,3	0,31	0,47	0,96	0,96	32,5
	0,736	1,10	1,59	1,50	49,1	0,25	0,37	0,86	0,86	28,8
	0,552	0,83	1,32	1,32	41,9	0,19	0,28	0,77	0,77	24,2
	0,368	0,55	1,04	1,04	35,3	0,12	0,19	0,68	0,68	18,3
	0,184	0,28	0,77	0,77	24,0	0,06	0,09	0,58	0,58	10,6
					61,3					32,5

Faca	x1	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m	x2	b1(S1)	bm(S1)	bm (max)	M /m
	1,10	1,65	2,14	-	6,3	0,44	0,66	1,15	-	1,9
	0,85	1,28	1,77	-	5,9	0,34	0,51	1,00	-	1,7
	0,61	0,92	1,41	-	5,3	0,24	0,37	0,86	-	1,4
	0,37	0,55	1,04	-	4,3	0,15	0,22	0,71	-	1,0
	0,12	0,18	0,67	-	2,2	0,05	0,07	0,56	-	0,4
					24,0					6,3

M /m
Carga Distribuída 3,0

M /m
Carga Distribuída 0,7

M /m
Faca + C. distr. 26,9

M /m
Faca + C. distr. 7,1

	Resumo	
	Msd (S1)	Msd (S2)
Passeios	9,31 kN/m	7,16 kN/m
Veículo-Tipo	61,33 kN/m	32,46 kN/m
Faca + C. distr.	26,93 kN/m	7,09 kN/m
Total	70,65 kN/m	39,62 kN/m

Dimensionamento de Armaduras na Consola

Resumo dos Esforços nas Secções S1 e S2		
S1	M (G) =	19,8 kN.m
	Msd (G+Q) =	90,4 kN.m
S2	Msd (G+Q) =	47,9 kN.m

S1	d= 0,19	μ= 0,125211	ω= 0,140889	As(-)= 12,31 cm²	As(+)= 0,00 cm²
			ω'= 0		
S2	d= 0,19	μ= 0,066371	ω= 0,070776	As(-)= 6,18 cm²	As(+)= 0,00 cm²
			ω'= 0		

Fig. 9 – Dimensionamento interno da armadura transversal da consola - combinação acidental

1.2.3. Solução de armaduras adotada

Atendendo à análise transversal optou-se por utilizar na face superior uma armadura corrente de Ø12//0,10 com um reforço nas consolas de Ø10//0,20. Na face inferior optou-se por Ø12//0,20.

1.2.4. Verificação da abertura de fendas pelo EC2

A verificação do Estado Limite de Fendilhação foi realizada para a combinação frequente de ações com os limites impostos pela legislação nacional. Para o tabuleiro foi considerado um ambiente moderadamente agressivo tendo as armaduras sido dimensionadas de modo a cumprir o valor característico de 0,2mm para a abertura de fendas. O cálculo da abertura de fendas foi determinado pelo EC2.

1.2.4.1. Verificação da abertura de fendas na consola do tabuleiro – Face Superior (M-)

$$M_{freq(-)} = 19,76 + 0,4 \cdot 61,33 = 44,30 \text{ KN.m}$$

 CRACK CONTROL ACCORDING EC2 (Stresses)										
Section - concrete				Reinforcement				Axial force height		
h	b	Concrete	ofinal	Layer	Area (cm²)	Zi (m)	Steel	ofinal	N	0,00 m
0,25	1	C30/37	-7,9	1	15,225	0,06	A500	173,99	M	44,3 kN.m
0	1	C30/37	0,0	2	7,53	0,19	A500	-2,48	Neutral axis	0,186 m
				3				0,00	Extension (fs)	-4,47E-04
				4				0,00	Extension (fi)	1,30E-03
				5				0,00	Ntot	-0,52 kN
				6				0,00	Mtot	-44,10 kN.m
				7				0,00		
				8				0,00	calculate	
				9				0,00		

Fig. 10 – Cálculo de tensões em fase fendilhada (Secção da consola do tabuleiro – Face superior)


**CRACK CONTROL
ACCORDING EC2**

Data

Equations:

$$w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A_p')}{A_{c,eff}}$$

Reinforcement:

Øs	12 mm
c	6,2 cm

Cracked section

Ac,eff	0,02 m²
ρp,eff	0,0895
αe	6,09
x	0,186 m
σs	174 MPa
εsm-εcm	0,000769953
Sr,max	0,234 m
wk	0,18 mm

Materials:

Es	200000000 kPa
fsyd	435 MPa
Ecm	32836568 kPa
fcid	20,0 GPa
fct,eff	2,9 MPa

wk data:

kt	0,4
Spacing	10,0 cm
k1	0,8
k2	0,50

Fig. 11 – Cálculo da abertura de fendas (Secção da consola do tabuleiro – Face superior)

1.2.4.2. Verificação da abertura de fendas na laje intermédia do tabuleiro – Face Superior (M-)

$$M_{freq(-)} = 1,38 + 3,0 + 0,4 \cdot 45,3 = 22,5 \text{ kN.m}$$

 CRACK CONTROL ACCORDING EC2 (Stresses)										
Section - concrete				Reinforcement					Axial force height	
h	b	Concrete	ofinal	Layer	Area (cm²)	Zi (m)	Steel	ofinal		
0,25	1	C30/37	-4,6	1	11,3	0,06	A500	115,23	N	0
0	1	C30/37	0,0	2	7,53	0,19	A500	4,73	M	22,5
				3					Neutral axis	0,193
				4					Extension (fs)	-2,48E-04
				5					Extension (fi)	8,48E-04
				6					Ntot	-0,94
				7					Mtot	-22,37
				8					calculate	
				9						

Fig. 12 – Cálculo de tensões em fase fendilhada (Secção na laje intermédia – Face superior)


**CRACK CONTROL
ACCORDING EC2**

Data

Equations:

$$W_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \frac{g_1^2}{g_2} \cdot A_p')}{A_{ct,eff}}$$

Reinforcement:

Øs	12 mm
c	7,0 cm

Cracked section

Ac,eff	0,02 m²
ρp,eff	0,0747
αe	6,09
x	0,193 m
σs	114 MPa
εsm-εcm	0,000458698
Sr,max	0,265 m
wk	0,12 mm

Materials:

Es	200000000 kPa
fsyd	435 MPa
Ecm	32836568 kPa
fcd	20,0 GPa
fct,eff	2,9 MPa

wk data:

k1	0,4
Spacing	10,0 cm
k1	0,8
k2	0,50

Fig. 13 – Cálculo da abertura de fendas (Secção na laje intermédia – Face superior)

1.2.4.3. Verificação da abertura de fendas na laje intermédia do tabuleiro – Face Inferior (M+)

$$M_{freq(+)} = 0,69 + 1,5 + 0,4 \cdot 27,5 = 13,19 \text{ KN.m}$$

CRACK CONTROL ACCORDING EC2 (Stresses)										
Section - concrete				Reinforcement				Axial force height		
h	b	Concrete	ofinal	Layer	Area (cm²)	Zi (m)	Steel	ofinal	N	m
0,25	1	C30/37	-3,8	1	5,65	0,06	A500	126,00	0	0
0	1	C30/37	0,0	2	11,3	0,19	A500	14,62	M	13,19
				3				0,00	Neutral axis	0,205
				4				0,00	Extension (fs)	-2,01E-04
				5				0,00	Extension (fi)	9,04E-04
				6				0,00	Ntot	-0,59
				7				0,00	Mtot	-13,21
				8				0,00	calculate	
				9				0,00		

Fig. 14 – Cálculo de tensões em fase fendilhada (Secção na laje intermédia – Face inferior)



CRACK CONTROL ACCORDING EC2

Data

Equations:

$$W_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \frac{z_1^2}{A_s} \cdot A_p')}{A_{c,eff}}$$

Reinforcement:

Øs	12 mm
c	6,2 cm

Cracked section

Ac,eff	0,01 m²
ρp,eff	0,0466
αe	6,09
x	0,205 m
σs	126 MPa
εsm-εcm	0,000470405
Sr,max	0,255 m
wk	0,12 mm

Materials:

Es	200000000 kPa
fsyd	435 MPa
Ecm	32836568 kPa
fcd	20,0 GPa
fct,eff	2,9 MPa

wk data:

k1	0,4
Spacing	20,0 cm
k1	0,8
k2	0,50

Fig. 15 – Cálculo da abertura de fendas (Secção na laje intermédia – Face inferior)



CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS - ANEXO C

Estudo das Estacas, Pilares-Estaca e Travessas

1. ESTUDO DAS ESTACAS E PILARES-ESTACA

1.1. INTRODUÇÃO

Este estudo foi realizado recorrendo a um modelo de barras tridimensionais no programa de cálculo Robot Structural Analysis. As estacas foram modeladas de acordo com o seu comprimento de encastramento equivalente.

1.2. MODELO TRIDIMENSIONAL PARA CÁLCULO DO PILAR-ESTACA

O modelo tridimensional apresentado permitiu a análise e dimensionamento das estacas dos encontros e dos pilares-estacas dos alinhamentos.

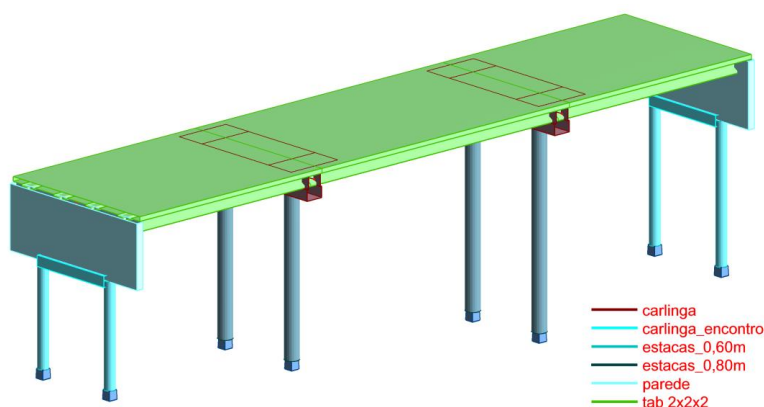


Fig. 1 – Modelo tridimensional da estrutura

1.3. ANÁLISE SÍSMICA

De forma a considerar o espectro de resposta do Eurocódigo 8, definiu-se os seguintes parâmetros:

Ação Sísmica						
Terreno Tipo	Classe Imp.	q	Z. Sísmica Tipo 1	Z. Sísmica Tipo 2	Localização	Coef. Amort.
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)		(%)
C	2	1.5	1.6	2.5	Continente	5

Fig. 2 – Parâmetros para a ação sísmica

A análise modal permitiu obter os seguintes resultados:

Modos	Frequência (Hz)	T (s)	Rel.mas. UX (%)	Rel.mas. UY (%)	Rel.mas. UZ (%)	Total mass UX, UY, UZ (kg)
1	1,24	0,80	96,16	0,00	0,00	794398,13
2	1,29	0,77	96,16	78,32	0,00	794398,13
3	2,03	0,49	96,16	96,50	0,00	794398,13
4	4,03	0,25	96,16	96,50	0,00	794398,13
5	5,46	0,18	96,16	96,51	0,00	794398,13
6	5,48	0,18	96,16	96,51	0,00	794398,13
7	7,60	0,13	96,16	96,51	3,77	794398,13
8	8,09	0,12	96,16	96,51	3,77	794398,13
9	10,96	0,09	96,21	96,51	11,20	794398,13
10	11,03	0,09	96,21	96,51	11,20	794398,13

Fig. 3 – Frequência da estrutura para os 10 primeiros modos

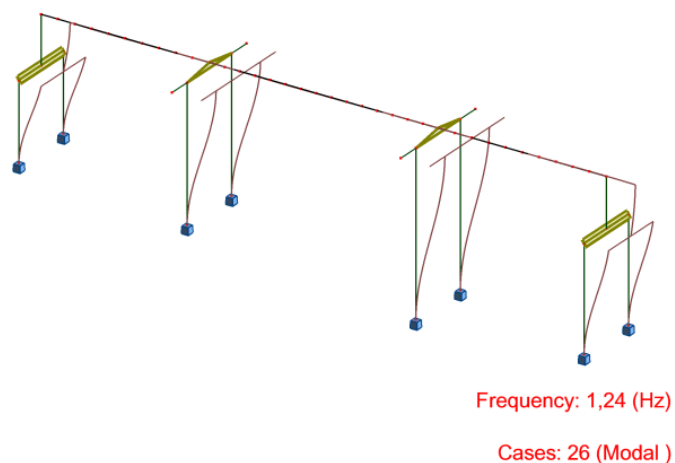


Fig. 4 – Deformada do 1º modo (análise modal) - global longitudinal

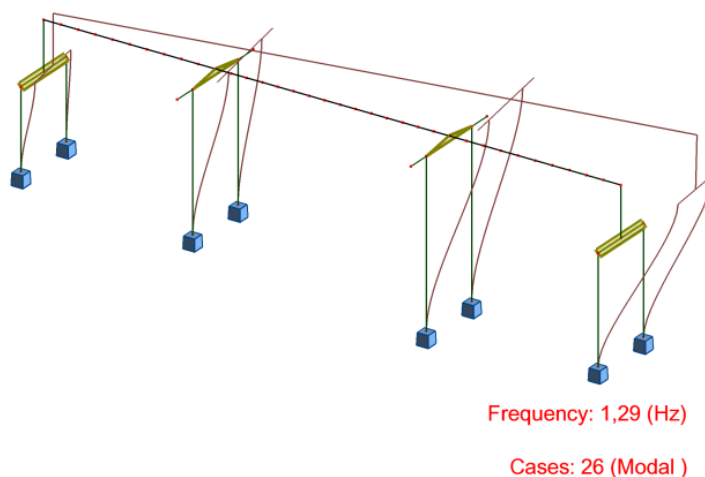


Fig. 5 – Deformada do 2º modo (análise modal) - global transversal

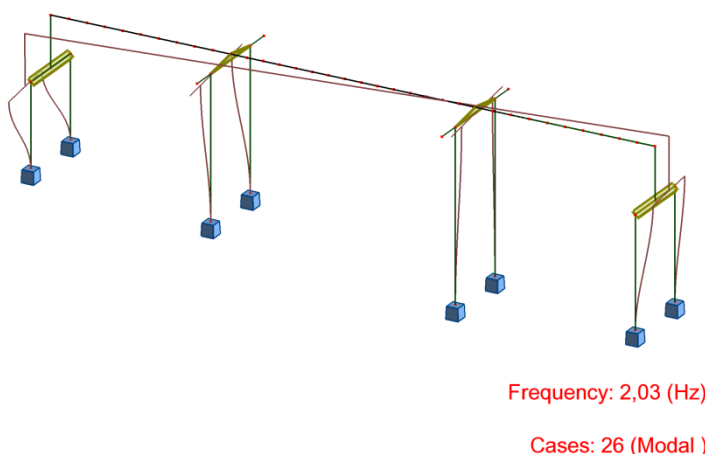


Fig. 6 – Deformada do 3º modo (análise modal) - global transversal

1.4. EFEITOS DE 2ª ORDEM E IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

Tal como já foi referido na Memória de cálculo a determinação dos efeitos de segunda ordem foi realizada aplicando o *Método baseado numa rigidez nominal* preconizado no Eurocódigo 2 (EC2 – 5.8.7). Este método consiste em afetar a estrutura de um fator de redução de rigidez (rigidez nominal), para determinar, a partir da carga crítica de encurvadura relativa a cada combinação, os coeficientes de majoração de momentos.

O coeficiente de redução de rigidez foi obtido pela expressão:

$$EI = K_c \times E_{cd} \times I_c + K_s \times E_s \times I_s$$

em que:

$$K_c = \frac{0.3}{1 + 0.5 \varphi_{ef}} ; K_s = 0$$

O coeficiente de fluência, φ_{ef} , foi determinado segundo a metodologia apresentada pelo Anexo B do EC2. Admitiu-se uma humidade relativa em toda a estrutura de 80%, chegando-se a um coeficiente de fluência efetivo de 1,26.

$$K_c = \frac{0.3}{1 + 0.5 * 1.26} = 0.184$$

Uma vez determinado o fator de redução de rigidez, introduziu-se no modelo:

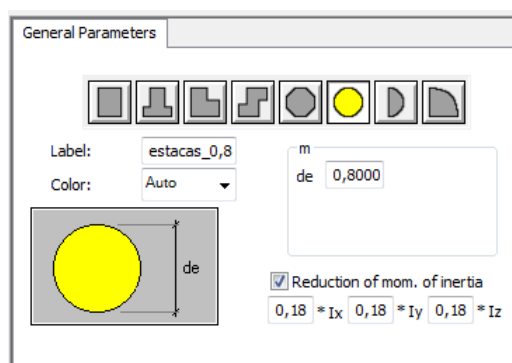


Fig. 7 – Exemplificação da introdução do fator de redução de rigidez no modelo de cálculo (estacas)

Assim sendo, através de uma análise de segunda ordem – “Buckling”, efetuada pelo programa de cálculo automático, para cada uma das combinações de ações, determinaram-se os coeficientes críticos, os quais representam o quociente N_B / N_{Ed} expresso na fórmula de cálculo dos momentos totais, preconizada pelo EC2, isto é, já englobando o momento de segunda ordem:

Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Projeto de Execução.

Cálculos Justificativos - Anexo C.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right]$$

Deverão ser ainda considerados os efeitos desfavoráveis da fendilhação nos elementos adjacentes aos pilares-estaca e estacas. Como tal, admitiu-se uma rigidez efetiva do betão na restante estrutura:

$$E_{cd,ef} = \frac{E_{cd}}{1 + \phi_{ef}} = \frac{33/1,2}{1 + 1,26} = 12,18 \text{ GPa}$$

As imperfeições geométricas foram consideradas através da introdução de excentricidades nos pilares-estaca e nas estacas, determinadas pelo EC2 (5.2 (5)):

$$\delta = \theta * l = \theta_0 * \alpha_h * l = \frac{1}{200} * \frac{2}{\sqrt{20}} * l_{\text{pilar-estaca}}$$



1.5. QUADRO RESUMO DE AÇÕES E COMBINAÇÕES

Ações Gerais						Acção Sísmica						
Fluência + Retração	Var. Temp.		Frenagem	F.Centrífuga	Vento	Terr. Tipo	Classe Imp.	q	Z.sís. tipo 1	Z. sí. tipo 2	localização	amort.
(°C)	T _{N,con} (°C)	T _{N,exp} (°C)	(kN)	(kN/ m)	(kN/ m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)		(%)
-30	-15	25	195	0,0	7,75	C	II	1,5	1.6	2.5	Continente	5

Coef. combinação	Peso próprio	Revestimentos	Sobrecarga +	Sobrecarga -	Fl.+Ret.	Frenagem	Dt (unif.)	I. terras	Sismo I. 1	Sismo I. 2	Vento	F. centr.	Sismo t. 1	Sismo t. 2
Carga axial máxima	1,35	1,35	1,50	0,00	1,00	1,50	0,90	1,50	0,00	0,00	0,90	1,50	0,00	0,00
Carga axial mínima	1,00	1,00	0,00	1,50	1,00	1,50	0,90	1,50	0,00	0,00	0,90	1,50	0,00	0,00
Sismo longitudinal	1,00	1,00	0,00	0,20	1,00	0,20	0,50	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,30	0,30
Sismo transversal	1,00	1,00	0,00	0,20	1,00	0,20	0,50	1,00	0,30	0,30	0,00	0,20	1,00	1,00
Vento com carga máxima	1,35	1,35	0,90	0,00	1,00	0,90	0,90	1,50	0,00	0,00	1,50	0,90	0,00	0,00
Vento com carga mínima	1,00	1,00	0,00	0,90	1,00	0,90	0,90	1,50	0,00	0,00	1,50	0,90	0,00	0,00

Fig. 8 – Resumo de ações e combinações ELU para dimensionamento

1.6. PILARES-ESTACA E ESTACAS

1.6.1. Esforços

Dados relativos às solicitações														
Peça	Peso próprio		Revestimentos		Sobrecarga +			Sobrecarga -			Fl.+Ret.	Frenagem	Dt (unif.)	I. terras(+)
	N	MI	N	MI	N	MI	Mt	N	MI	Mt	exc. I	MI	exc. I	MI
(-)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(mm)	(kNm)	(mm)	(kNm)
P1,t	399	23	91	10	819,6	0,0	0,0	-91,0	0,0	0,0	3,8	58	3,2	91
P1,b	438	17	91	8	819,6	0,0	0,0	-91,0	0,0	0,0	3,8	94	3,2	60
P2,t	952	21	325	9	770,1	0,0	0,0	-89,7	0,0	0,0	1,4	176	1,1	58
P2,b	1074	7	325	3	770,1	0,0	0,0	-89,7	0,0	0,0	1,4	181	1,1	50
P3,t	949	28	324	12	770,1	0,0	0,0	-89,7	0,0	0,0	3,8	124	3,1	13
P3,b	1095	18	324	8	770,1	0,0	0,0	-89,7	0,0	0,0	3,8	126	3,1	22
P4,t	404	25	91	11	819,6	0,0	0,0	-91,0	0,0	0,0	6,3	44	5,3	112
P4,b	458	21	91	9	819,6	0,0	0,0	-91,0	0,0	0,0	6,3	62	5,3	88

Ponte sobre o Rio Este, em Arcos. Projeto de Execução.

Cálculos Justificativos - Anexo C.



Dados relativos às solicitações													
	I. terras(-)	Sismo I.	Sismo I.	Vento		F. Centrifuga		Sismo t. tipo 1		Sismo t. tipo 2		Excentricidade acidental	
Peça	MI	Tipo 1	Tipo 2	N	Mt	N	Mt	N	Mt	N	Mt	exc, l	exc, t
(-)	(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)		(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(mm)	(mm)
P1,t	0	244,0	238,1	-111	125	0	0	254,8	287,3	293,5	324,3	24,0	24,0
P1,b	0	384,7	368,8	-111	127	0	0	254,8	291,6	293,5	329,1	24,0	24,0
P2,t	0	708,0	675,5	-87	200	0	0	211,9	418,6	297,7	413,7	31,4	31,4
P2,b	0	724,2	690,5	-87	204	0	0	211,9	426,3	297,7	421,3	31,4	31,4
P3,t	0	496,8	474,1	-83	194	0	0	227,8	501,1	292,4	477,3	34,4	34,4
P3,b	0	504,6	481,2	-83	197	0	0	227,8	509,7	292,4	485,5	34,4	34,4
P4,t	0	188,2	186,8	-134	172	0	0	364,4	502,9	357,7	481,3	27,7	27,7
P4,b	0	257,0	247,7	-134	174	0	0	364,4	509,4	357,7	487,5	27,7	27,7

Fig. 9 – Esforços nas estacas dos encontros e nos pilares-estaca dos alinhamentos para as diferentes ações

Cálculo de esforços resultantes de combinações de acções pilares																		
Øcrit coef de majoração	Carga axial máxima			Carga axial mínima			Sismo longitudinal			Sismo transversal			Vento com carga máxima			Vento com carga mínima		
	5,42	6,5		9,2	9,6		9,3	9,6		9,3	9,6		6	6,73		9,2	9,6	
Peça	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My
(-)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)
P1,t	1789	395	183	252	297	132	306	344	81	-77	206	241	1231	325	254	240	257	215
P1,b	1843	393	187	292	298	135	346	414	83	-37	201	245	1285	296	259	280	233	219
P2,t	2801	596	301	1065	477	238	1106	708	132	749	325	338	2287	436	437	1066	349	373
P2,b	2965	564	327	1186	454	247	1228	695	138	871	303	348	2451	401	450	1188	323	383
P3,t	2799	460	303	1064	334	236	1099	508	154	735	232	401	2287	336	434	1068	242	366
P3,b	2996	464	332	1210	343	245	1245	513	162	881	233	413	2484	338	448	1214	248	377
P4,t	1778	431	232	239	315	180	261	327	120	-245	216	374	1206	364	342	213	283	294
P4,b	1850	414	246	292	302	184	314	351	123	-192	202	379	1278	334	349	267	257	300

Fig. 10 – Esforços afetados dos efeitos de 2ª ordem e imperfeições geométricas – Combinações ELU

1.6.2. Dimensionamento interno das estacas pilares-estaca

1.6.2.1. Flexão



CÁLCULO DE ENVOLVENTES DE ARMADURA EM PILARES DE SECÇÃO CIRCULAR DE ACORDO COM EC2 -(EN 1992-1-1 2010)

fcd (MPa)	fyd (MPa)	Raio (m)	Limites de aplicação (kN) (kN) (kN)		
20.00	435	0.300	-5655	< Nsd <	11310

Recob. (mm)	ϕ(varões) (mm)	ϕ(cintas) (mm)
50	20	10

Valores a introduzir

Carga axial máxima			Carga axial mínima			Sismo longitudinal			Sismo transversal			Vento com carga máxima			Vento com carga mínima		
Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)	Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)	Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)	Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)	Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)	Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)
1778	431	232	239	315	180	261	327	120	-245	216	374	1206	364	342	213	283	294

ϕ	As (cm2)	v	ϕ	As (cm2)	v	ϕ	As (cm2)	v	ϕ	As (cm2)	v	ϕ	As (cm2)	v	ϕ	As (cm2)	v
0.235	31	0.314	0.285	37	0.042	0.267	35	0.046	0.436	57	-0.043	0.297	39	0.213	0.336	44	0.038
1.08%				1.31%				1.23%		2.00%				1.36%		1.54%	

Envoltória:

ϕ	(°)	0.436
As(calc.)	(cm2)	56.7
As(min.)	(cm2)	17.0
As(envolv.)	(cm2)	56.7
		2.00%

	ϕ 16	ϕ 20	ϕ 25	ϕ 32
Nº de ferros	29	18	12	7
Espaçam. a eixo (cm)	49.6	78.5	115.2	191.2
Espaçam. livre (cm)	48.0	76.5	112.7	188.0
	58.3	56.5	58.9	56.3

	ϕ 16	ϕ 20	ϕ 25	ϕ 32	(%)
P41	29	18	12	7	2.00%
P1.1	19	13	8	5	1.35%
P1.b	22	14	9	6	1.51%
P41	29	18	12	7	2.00%
P4.b	28	18	12	7	1.95%

Fig. 11 – Dimensionamento interno das estacas dos encontros



CÁLCULO DE ENVOLVENTES DE ARMADURA EM PILARES DE SECÇÃO CIRCULAR DE ACORDO COM EC2 -(EN 1992-1-1 2010)

fcd (MPa)	fsyd (MPa)	Raio (m)	Limites de aplicação		
20.00	435	0.400	(kN)	(kN)	(kN)
			-10053	< Nsd <	20106

Recob. (mm)	¶(varões) (mm)	¶(cintas) (mm)
50	16	10

Valores a introduzir

Carga axial máxima			Carga axial mínima			Sismo longitudinal			Sismo transversal			Vento com carga máxima			Vento com carga mínima		
Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)	Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)	Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)	Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)	Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)	Nsd (kN)	Msd.x (kNm)	Msd.y (kNm)
2801	596	301	1065	477	238	1106	708	132	743	325	338	2287	436	437	1066	349	373

e (cm)	As (cm2)	v (-)	e (-)	As (cm2)	v (-)	e (-)	As (cm2)	v (-)	e (-)	As (cm2)	v (-)	e (-)	As (cm2)	v (-)	e (-)	As (cm2)	v (-)
0.000	0	0.279	0.079	18	0.106	0.148	34	0.110	0.083	19	0.075	0.009	2	0.228	0.070	16	0.106
0.00%				0.36%		0.68%				0.38%		0.04%				0.32%	

Envoltura:

e	(-)	0.148
As(calc.)	(cm2)	34.1
As(min.)	(cm2)	30.2
As(envolv.)	(cm2)	34.1
		0.68%

	φ 16	φ 20	φ 25	φ 32
Nº de ferros	17	11	7	5
Espaçam. a eixo (cm)	121.6	185.6	287.2	393.3
Espaçam. livre (cm)	120.0	183.6	284.7	390.1
	34.2	34.6	34.4	40.2

	φ 16	φ 20	φ 25	φ 32	(%)
P21	17	11	7	5	0.68%
P21	17	11	7	5	0.68%
P2b	16	10	7	4	0.61%
P31	15	10	7	4	0.60%
P4b	15	10	7	4	0.60%

Fig. 12 – Dimensionamento interno dos pilares-estaca dos alinhamentos

Optou-se por utilizar **18 ϕ 20** para as estacas dos encontros **E1** e **E2**. Para os alinhamentos **P1** e **P2** optou-se por **17 ϕ 16**.

1.6.2.2. Esforço transversal

Para a verificação ao esforço transversal foi necessário diminuir as resistências $V_{rd,c}$, $V_{rd,s}$ e $V_{rd,m\acute{a}x}$ pelo fator 1,25 de acordo com o preconizado no 5.6.2 do EC8 – Parte 2. Os esforços V_{sd} foram obtidos do modelo de cálculo para a envolvente de combinações em Estado Limite Último e Combinações Sísmicas, não afetados pelo coeficiente de comportamento ($q=1,0$).

VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO DE ACORDO COM EC2

Valores a introduzir

bw	0,283	m
h	0,283	m
d	0,24	m
Ac	80089	mm ²
Betão	C30/37	
Aço	A500	
fck	30	MPa
fcd	20	MPa
fywd	435	MPa
Asl	36,19	cm ²
pl	0,020	%
Ned	0	kN
k	1,92	
σcp	0,00	MPa
Crd	0,12	
1.25 * Vsd	171,625	kN
vmin	0,510	
Vrdcmin/1.25	27,3	kN
Vrdc/1.25	48,2	kN

α	1,00	
v1	0,60	
cotg(θ)	2	
Vrdmax/1.25	288,5	kN
Aswmax	42,4	cm ²
Asw	10,1	cm ²

Fig. 13 – Dimensionamento ao esforço transversal para as estacas dos encontros E1 e E2

**VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO
DE ACORDO COM EC2**

Valores a introduzir

bw	0,503	m
h	0,503	m
d	0,46	m
Ac	253009	mm ²
Betão	C30/37	
Aço	A500	
fck	30	MPa
fcd	20	MPa
fywd	435	MPa
Asl	36,19	cm ²
pl	0,016	%
Ned	0	kN
k	1,66	
σcp	0,00	MPa
Crđ	0,12	
1.25 * Vsd	178,75	kN
vmin	0,411	
Vrdcmín/1.25	75,4	kN
Vrdc/1.25	132,4	kN

α	1,00	
v1	0,60	
cotg(θ)	2	
Vrdmax/1.25	990,9	kN
Aswmax	75,4	cm ²
Asw	5,4	cm ²

Fig. 14 – Dimensionamento ao esforço transverso para os pilares-estaca dos alinhamentos P1 e P2

Em suma, na zona corrente das estacas dos encontros optou-se por **φ12//0.10m** e nos alinhamentos por **φ12//0.15m**.

1.6.2.3. Confinamento

De acordo com a EN 1998-2, deve ser garantido o confinamento das secções dos pilares onde exista a possibilidade de formação de rótulas plásticas. No presente caso, no seguimento das opções tomadas relativamente à adoção de um coeficiente de comportamento de 1,5 para o dimensionamento das estacas e pilares-estaca, foi garantida uma armadura mínima de confinamento no topo destes, zona onde se admitiu a possibilidade de formação de rótulas plásticas. O dimensionamento desta armadura, realizado de acordo o ponto 6.2.1 da referida norma, é apresentado no quadro seguinte:



Vila do Conde
CÂMARA MUNICIPAL

		Geometria Secção				Esforços			Armadura									
		Ø [m]	c [mm]	A [m²]	Acc [m²]	Ned [kN]	η _k	Nº var	Ø.l [mm]	Ø.t [mm]	p l	λ	σ _{w,req}	σ _{w,d,c}	p _w	Asp (cm²/m)	sL _{máx} (cm)	
E1.t esq	Comb_Carga axial máxima	0.6	50	0.283	0.232	1789	0.211	18	20	12	0.020	0.28	0.100	0.140	0.0064	8.77	10.9	
	Comb_Carga axial mínima	0.6	50	0.283	0.232	252	0.030	18	20	12	0.020	0.28	0.038	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Sismo Longitudinal	0.6	50	0.283	0.232	306	0.036	18	20	12	0.020	0.28	0.041	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Sismo Transversal	0.6	50	0.283	0.232	-77	-0.009	18	20	12	0.020	0.28	0.025	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Vento com carga máxima	0.6	50	0.283	0.232	1231	0.145	18	20	12	0.020	0.28	0.078	0.120	0.0055	7.51	10.9	
E1.b esq	Comb_Vento com carga mínima	0.6	50	0.283	0.232	240	0.028	18	20	12	0.020	0.28	0.038	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Carga axial máxima	0.6	50	0.283	0.232	1843	0.217	18	20	12	0.020	0.28	0.102	0.143	0.0066	8.96	10.9	
	Comb_Carga axial mínima	0.6	50	0.283	0.232	292	0.034	18	20	12	0.020	0.28	0.040	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Sismo Longitudinal	0.6	50	0.283	0.232	346	0.041	18	20	12	0.020	0.28	0.042	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Sismo Transversal	0.6	50	0.283	0.232	-37	-0.004	18	20	12	0.020	0.28	0.027	0.120	0.0055	7.51	10.9	
P1.t esq	Comb_Vento com carga máxima	0.6	50	0.283	0.232	1285	0.151	18	20	12	0.020	0.28	0.080	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Vento com carga mínima	0.6	50	0.283	0.232	280	0.033	18	20	12	0.020	0.28	0.040	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Carga axial máxima	0.8	50	0.503	0.435	2801	0.186	17	16	12	0.007	0.28	0.051	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Carga axial mínima	0.8	50	0.503	0.435	1065	0.071	17	16	12	0.007	0.28	0.014	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Sismo Longitudinal	0.8	50	0.503	0.435	1106	0.073	17	16	12	0.007	0.28	0.015	0.120	0.0055	10.27	9.6	
P1.b esq	Comb_Sismo Transversal	0.8	50	0.503	0.435	749	0.050	17	16	12	0.007	0.28	0.007	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Vento com carga máxima	0.8	50	0.503	0.435	2287	0.152	17	16	12	0.007	0.28	0.040	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Vento com carga mínima	0.8	50	0.503	0.435	1066	0.071	17	16	12	0.007	0.28	0.014	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Carga axial máxima	0.8	50	0.503	0.435	2965	0.197	17	16	12	0.007	0.28	0.055	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Carga axial mínima	0.8	50	0.503	0.435	1186	0.079	17	16	12	0.007	0.28	0.016	0.120	0.0055	10.27	9.6	
P2.t esq	Comb_Sismo Longitudinal	0.8	50	0.503	0.435	1228	0.081	17	16	12	0.007	0.28	0.017	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Sismo Transversal	0.8	50	0.503	0.435	871	0.058	17	16	12	0.007	0.28	0.010	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Vento com carga máxima	0.8	50	0.503	0.435	2451	0.163	17	16	12	0.007	0.28	0.044	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Vento com carga mínima	0.8	50	0.503	0.435	1188	0.079	17	16	12	0.007	0.28	0.016	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Carga axial máxima	0.8	50	0.503	0.435	2799	0.186	17	16	12	0.007	0.28	0.051	0.120	0.0055	10.27	9.6	
P2.b esq	Comb_Carga axial mínima	0.8	50	0.503	0.435	1064	0.071	17	16	12	0.007	0.28	0.014	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Sismo Longitudinal	0.8	50	0.503	0.435	1099	0.073	17	16	12	0.007	0.28	0.015	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Sismo Transversal	0.8	50	0.503	0.435	735	0.049	17	16	12	0.007	0.28	0.007	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Vento com carga máxima	0.8	50	0.503	0.435	2287	0.152	17	16	12	0.007	0.28	0.040	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Vento com carga mínima	0.8	50	0.503	0.435	1068	0.071	17	16	12	0.007	0.28	0.014	0.120	0.0055	10.27	9.6	
E2.t esq	Comb_Carga axial máxima	0.8	50	0.503	0.435	2996	0.199	17	16	12	0.007	0.28	0.055	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Carga axial mínima	0.8	50	0.503	0.435	1210	0.080	17	16	12	0.007	0.28	0.017	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Sismo Longitudinal	0.8	50	0.503	0.435	1245	0.083	17	16	12	0.007	0.28	0.018	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Sismo Transversal	0.8	50	0.503	0.435	881	0.058	17	16	12	0.007	0.28	0.010	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Vento com carga máxima	0.8	50	0.503	0.435	2484	0.165	17	16	12	0.007	0.28	0.044	0.120	0.0055	10.27	9.6	
E2.b esq	Comb_Vento com carga mínima	0.8	50	0.503	0.435	1214	0.080	17	16	12	0.007	0.28	0.017	0.120	0.0055	10.27	9.6	
	Comb_Carga axial máxima	0.6	50	0.283	0.232	1778	0.210	18	20	12	0.020	0.28	0.100	0.140	0.0064	8.73	10.9	
	Comb_Carga axial mínima	0.6	50	0.283	0.232	239	0.028	18	20	12	0.020	0.28	0.038	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Sismo Longitudinal	0.6	50	0.283	0.232	261	0.031	18	20	12	0.020	0.28	0.039	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Sismo Transversal	0.6	50	0.283	0.232	-245	-0.029	18	20	12	0.020	0.28	0.018	0.120	0.0055	7.51	10.9	
E2.t esq	Comb_Vento com carga máxima	0.6	50	0.283	0.232	1206	0.142	18	20	12	0.020	0.28	0.077	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Vento com carga mínima	0.6	50	0.283	0.232	213	0.025	18	20	12	0.020	0.28	0.037	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Carga axial máxima	0.6	50	0.283	0.232	1850	0.218	18	20	12	0.020	0.28	0.103	0.144	0.0066	8.98	10.9	
	Comb_Carga axial mínima	0.6	50	0.283	0.232	292	0.034	18	20	12	0.020	0.28	0.040	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Sismo Longitudinal	0.6	50	0.283	0.232	314	0.037	18	20	12	0.020	0.28	0.041	0.120	0.0055	7.51	10.9	
E2.b esq	Comb_Sismo Transversal	0.6	50	0.283	0.232	-192	-0.023	18	20	12	0.020	0.28	0.021	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Vento com carga máxima	0.6	50	0.283	0.232	1278	0.151	18	20	12	0.020	0.28	0.080	0.120	0.0055	7.51	10.9	
	Comb_Vento com carga mínima	0.6	50	0.283	0.232	267	0.031	18	20	12	0.020	0.28	0.039	0.120	0.0055	7.51	10.9	

Fig. 15 – Armadura de confinamento e espaçamento máximo (limites EC8)

O comprimento teórico, L_h , das potenciais rótulas plásticas foi determinado como o maior dos seguintes valores:

- Dimensão do pilar no sentido perpendicular ao eixo de rotação da rótula;
- Distância desde o ponto de momento máximo até ao ponto onde este assume um valor inferior a 80% do máximo.

No presente caso foi a segunda condição a impor o comprimento teórico da rótula no valor de **1,0m**.

Foi assim garantida uma distribuição de 100% da armadura de confinamento ao longo do comprimento L_h , desde o topo, e pelo menos 50% dessa armadura ao longo de um comprimento idêntico, L_h , após o primeiro trecho. Deste modo, e atendendo também ao dimensionamento por esforço transversal, obteve-se as seguintes soluções:

	Cintas correntes [cm ² /m]	Zona rótula plástica	
		Lh [m]	As [cm ² /m]
Encontros	φ12//0.10m	1	φ12//0.10m
Alinhamentos	φ12//0.15m	1	φ12//0.10m

Fig. 16 – Solução de cintas para as estacas e pilares-estaca

1.6.2.4. Verificação da abertura de fendas

A verificação de segurança dos pilares-estaca e estacas em serviço foi realizada controlando a abertura de fendas. A regulamentação Portuguesa impõe que, para ambientes moderadamente agressivos, a abertura de fendas (w_k) seja inferior a 0,2mm.

A verificação da abertura de fendas foi feita para a combinação frequente de ações:

$$PP + Rev + (Flu + Ret)(*) + \max\{\omega_1 Sobrec + \omega_2 VarTempUnif(*); \omega_2 Sobrec + \omega_1 VarTempUnif(*)\}$$

(*) – Os esforços devidos às ações diferidas no tempo foram obtidos com redução de 50% do módulo de elasticidade (E) do betão das estacas e dos pilares-estaca.

Verifica-se na tabela abaixo que não se ultrapassa o limite para a abertura de fendas.

		Geometria		Armadura				Esforços Comb.Frequente			
		Ø [m]	c1 [cm]	Nº var	Ø1 [mm]	Ø2 [mm]	c2 [cm]	N.freq (kN)	M.freq (kN)	σ.máx (Mpa)	Wk (mm)
E1.t esq	Comb_freq_VT base +	0,6	5,0	18	20	12	6,2	595,6	167,5	95,2	0,05
	Comb_freq_VT base -	0,6	5,0	18	20	12	6,2	479,0	150,4	93,7	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos todos	0,6	5,0	18	20	12	6,2	524,8	158,9	96,3	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,6	5,0	18	20	12	6,2	533,4	156,0	91,6	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,6	5,0	18	20	12	6,2	484,1	165,4	110,4	0,06
	Comb_freq_Vento base	0,6	5,0	18	20	12	6,2	479,2	143,5	85,7	0,05
	Comb_freq_Tcont	0,6	5,0	18	20	12	6,2	500,5	142,6	81,5	0,05
E1.b esq	Comb_freq_VT base +	0,6	5,0	18	20	12	6,2	635,5	197,3	123,4	0,07
	Comb_freq_VT base -	0,6	5,0	18	20	12	6,2	518,9	211,9	160,0	0,11
	Comb_freq_Sob Vãos todos	0,6	5,0	18	20	12	6,2	564,7	204,3	143,1	0,09
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,6	5,0	18	20	12	6,2	573,3	201,6	138,4	0,09
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,6	5,0	18	20	12	6,2	524,0	209,7	156,4	0,10
	Comb_freq_Vento base	0,6	5,0	18	20	12	6,2	519,1	173,1	113,7	0,06
	Comb_freq_Tcont	0,6	5,0	18	20	12	6,2	540,4	174,7	112,1	0,06
E1.t dir	Comb_freq_VT base +	0,6	5,0	18	20	12	6,2	595,6	167,5	95,2	0,05
	Comb_freq_VT base -	0,6	5,0	18	20	12	6,2	479,0	150,4	93,7	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos todos	0,6	5,0	18	20	12	6,2	524,8	158,9	96,3	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,6	5,0	18	20	12	6,2	533,4	156,0	91,6	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,6	5,0	18	20	12	6,2	484,1	165,4	110,4	0,06
	Comb_freq_Vento base	0,6	5,0	18	20	12	6,2	523,7	139,7	74,7	0,04
	Comb_freq_Tcont	0,6	5,0	18	20	12	6,2	500,5	142,6	81,5	0,05
E1.t dir	Comb_freq_VT base +	0,6	5,0	18	20	12	6,2	635,5	197,3	123,4	0,07
	Comb_freq_VT base -	0,6	5,0	18	20	12	6,2	518,9	211,9	160,0	0,11
	Comb_freq_Sob Vãos todos	0,6	5,0	18	20	12	6,2	564,7	204,3	143,1	0,09
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,6	5,0	18	20	12	6,2	573,3	201,6	138,4	0,09
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,6	5,0	18	20	12	6,2	524,0	209,7	156,4	0,10
	Comb_freq_Vento base	0,6	5,0	18	20	12	6,2	563,6	169,3	102,2	0,06
	Comb_freq_Tcont	0,6	5,0	18	20	12	6,2	540,4	174,7	112,1	0,06
E2.t esq	Comb_freq_VT base +	0,6	5,0	18	20	12	6,2	603,9	140,6	64,4	0,03
	Comb_freq_VT base -	0,6	5,0	18	20	12	6,2	499,2	155,1	95,9	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos todos	0,6	5,0	18	20	12	6,2	544,6	147,6	80,5	0,04
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,6	5,0	18	20	12	6,2	552,9	145,7	77,0	0,04
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,6	5,0	18	20	12	6,2	504,1	153,5	93,3	0,05
	Comb_freq_Vento base	0,6	5,0	18	20	12	6,2	480,3	171,6	118,3	0,07
	Comb_freq_Tcont	0,6	5,0	18	20	12	6,2	506,0	172,9	115,5	0,07
E2.b esq	Comb_freq_VT base +	0,6	5,0	18	20	12	6,2	657,3	169,2	87,9	0,05
	Comb_freq_VT base -	0,6	5,0	18	20	12	6,2	552,5	158,2	91,1	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos todos	0,6	5,0	18	20	12	6,2	598,0	163,2	89,9	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,6	5,0	18	20	12	6,2	606,2	161,8	87,1	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,6	5,0	18	20	12	6,2	557,5	167,7	101,3	0,06
	Comb_freq_Vento base	0,6	5,0	18	20	12	6,2	533,6	193,4	135,3	0,08
	Comb_freq_Tcont	0,6	5,0	18	20	12	6,2	559,3	196,5	134,8	0,08
E2.t dir	Comb_freq_VT base +	0,6	5,0	18	20	12	6,2	603,9	140,6	64,4	0,03
	Comb_freq_VT base -	0,6	5,0	18	20	12	6,2	499,2	155,1	95,9	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos todos	0,6	5,0	18	20	12	6,2	544,6	147,6	80,5	0,04
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,6	5,0	18	20	12	6,2	552,9	145,7	77,0	0,04
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,6	5,0	18	20	12	6,2	504,1	153,5	93,3	0,05
	Comb_freq_Vento base	0,6	5,0	18	20	12	6,2	533,7	173,6	111,8	0,06
	Comb_freq_Tcont	0,6	5,0	18	20	12	6,2	506,0	172,9	115,5	0,07
E2.t dir	Comb_freq_VT base +	0,6	5,0	18	20	12	6,2	657,3	169,2	87,9	0,05
	Comb_freq_VT base -	0,6	5,0	18	20	12	6,2	552,5	158,2	91,1	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos todos	0,6	5,0	18	20	12	6,2	598,0	163,2	89,9	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,6	5,0	18	20	12	6,2	606,2	161,8	87,1	0,05
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,6	5,0	18	20	12	6,2	557,5	167,7	101,3	0,06
	Comb_freq_Vento base	0,6	5,0	18	20	12	6,2	587,0	195,4	128,9	0,08
	Comb_freq_Tcont	0,6	5,0	18	20	12	6,2	559,3	196,5	134,8	0,08

Fig. 17 – Verificação da abertura de fendas para as estacas dos encontros

		Geometria		Armadura			Esforços Comb.Frequente				
		Ø [m]	c1 [cm]	Nº var	Ø.1 [mm]	Ø.1 [mm]	c2 [cm]	N.freq (kN)	M.freq (kN)	σ.máx (Mpa)	Wk (mm)
P1,t esq	Comb_freq_VT base +	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1393,2	78,0	-14,8	0,02
	Comb_freq_VT base -	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1265,5	29,0	-20,2	0,00
	Comb_freq_Sob Vão todos	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1391,0	51,3	-19,1	0,00
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1322,7	68,1	-15,0	0,02
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1344,3	37,7	-20,3	0,00
	Comb_freq_Vento base	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1252,8	41,3	-17,9	0,00
P1,b esq	Comb_freq_Tcont	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1271,2	13,2	-22,9	0,00
	Comb_freq_VT base +	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1514,6	70,5	-18,4	0,01
	Comb_freq_VT base -	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1387,0	96,2	-11,7	0,01
	Comb_freq_Sob Vão todos	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1512,4	81,9	-16,5	0,02
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1444,1	90,3	-13,8	0,01
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1465,8	74,6	-16,8	0,01
P1,t dir	Comb_freq_Vento base	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1374,3	42,5	-20,2	0,00
	Comb_freq_Tcont	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1392,7	13,6	-25,2	0,00
	Comb_freq_VT base +	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1393,2	78,0	-14,8	0,02
	Comb_freq_VT base -	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1265,5	29,0	-20,2	0,00
	Comb_freq_Sob Vão todos	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1391,0	51,3	-19,1	0,00
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1322,7	68,1	-15,0	0,02
P1,t dir	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1344,3	37,7	-20,3	0,00
	Comb_freq_Vento base	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1287,4	45,1	-18,0	0,00
	Comb_freq_Tcont	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1271,2	13,2	-22,9	0,00
	Comb_freq_VT base +	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1514,6	70,5	-18,4	0,01
	Comb_freq_VT base -	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1387,0	96,2	-11,7	0,01
	Comb_freq_Sob Vão todos	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1512,4	81,9	-16,5	0,02
P2,t esq	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1444,1	90,3	-13,8	0,01
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1465,8	74,6	-16,8	0,01
	Comb_freq_Vento base	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1408,9	42,1	-20,9	0,00
	Comb_freq_Tcont	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1392,7	13,6	-25,2	0,00
	Comb_freq_VT base +	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1370,0	33,8	-21,5	0,00
	Comb_freq_VT base -	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1243,2	76,7	-12,0	0,01
P2,t esq	Comb_freq_Sob Vão todos	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1368,0	52,9	-18,3	0,00
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1300,5	68,3	-14,5	0,02
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1320,9	41,8	-19,2	0,00
	Comb_freq_Vento base	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1239,3	111,8	-6,3	0,00
	Comb_freq_Tcont	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1256,8	112,1	-6,6	0,00
	Comb_freq_VT base +	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1516,1	92,2	-14,9	0,01
P2,b esq	Comb_freq_VT base -	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1389,3	69,3	-16,1	0,01
	Comb_freq_Sob Vão todos	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1514,1	79,0	-17,0	0,01
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1446,6	87,4	-14,3	0,01
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1467,0	73,3	-17,0	0,01
	Comb_freq_Vento base	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1385,4	136,2	-5,2	0,00
	Comb_freq_Tcont	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1402,9	137,4	-5,4	0,00
P2,t dir	Comb_freq_VT base +	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1370,0	33,8	-21,5	0,00
	Comb_freq_VT base -	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1243,2	76,7	-12,0	0,01
	Comb_freq_Sob Vão todos	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1368,0	52,9	-18,3	0,00
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1300,5	68,3	-14,5	0,02
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1320,9	41,8	-19,2	0,00
	Comb_freq_Vento base	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1272,5	115,4	-6,4	0,00
P2,t dir	Comb_freq_Tcont	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1256,8	112,1	-6,6	0,00
	Comb_freq_VT base +	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1516,1	92,2	-14,9	0,01
	Comb_freq_VT base -	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1389,3	69,3	-16,1	0,01
	Comb_freq_Sob Vão todos	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1514,1	79,0	-17,0	0,01
	Comb_freq_Sob Vãos imp	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1446,6	87,4	-14,3	0,01
	Comb_freq_Sob Vãos pares	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1467,0	73,3	-17,0	0,01
P2,t dir	Comb_freq_Vento base	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1418,6	139,4	-5,3	0,00
	Comb_freq_Tcont	0,8	5,0	17	16	12	6,2	1402,9	137,4	-5,4	0,00

Fig. 18 – Verificação da abertura de fendas para os pilares-estaca dos alinhamentos

1. ESTUDO DAS TRAVESSAS

1.1. INTRODUÇÃO

Para o dimensionamento das travessas é necessário atender ao faseamento construtivo. A travessa é betonada em duas fases, como tal elaborou-se dois modelos de barras no programa de cálculo Robot Structural Analysis.

1.2. MODELO 1ª FASE

1.2.1. Geometria

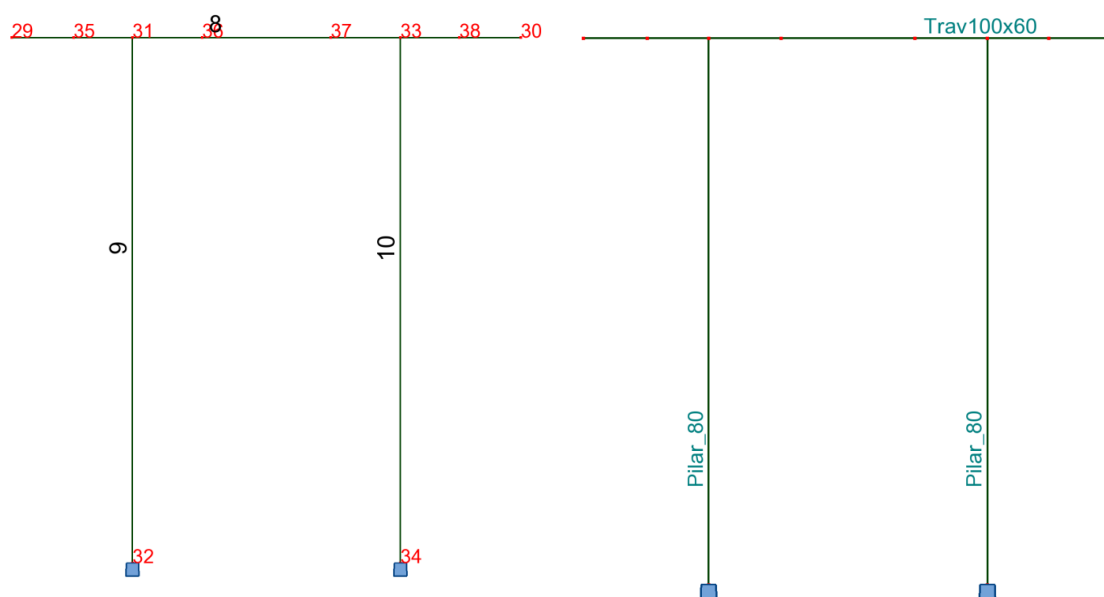


Fig. 19 – Modelo para 1ª fase da Travessa

Node	X (m)	Z (m)	Support
29	-20,35	0,0	
30	-10,85	0,0	
31	-18,10	0,0	
32	-18,10	-9,85	Fixed
33	-13,10	0,0	
34	-13,10	-9,85	Fixed
35	-19,20	0,0	
36	-16,80	0,0	
37	-14,40	0,0	
38	-12,00	0,0	

Quadro 1 – Nós

Bar	Node 1	Node 2	Section	Material	Length (m)	Gamma (Deg)
8	29	30	Trav100x60	C30/37	9,50	0,0
9	31	32	Pilar_80	C30/37	9,85	0,0
10	33	34	Pilar_80	C30/37	9,85	0,0

Quadro 2 – Barras

	Section name ▲	Bar list	AX (m2)	AY (m2)	AZ (m2)	IX (m4)	IY (m4)	IZ (m4)
	Pilar_80	9 10	0,503	0,424	0,424	0,040	0,020	0,020
	Trav100x60	8	0,600	0,500	0,500	0,045	0,018	0,050

Quadro 3 – Secções para 1ª fase

	Material	E (MPa)	G (MPa)	LX (1/°C)	RO (kN/m3)	Re (MPa)
1	C30/37	34000,00	14600,00	0,00	24,53	30,00

Quadro 4 – Materiais

Support name	List of nodes	Support conditions
Fixed	32 34	UX UZ RY

Quadro 5 – Apoios

1.2.2. Ações e combinações

	Case	Load type	List	Load values
	1	self-weight	8to10	PZ Negative Factor=1,00
	2	nodal force	35to38	FZ=-114,23(kN)
	3	nodal force	35 38	FZ=-218,25(kN)
	3	nodal force	36 37	FZ=-218,25(kN)
	4	nodal force	35 38	FZ=-35,10(kN)
	4	nodal force	36 37	FZ=-35,10(kN)

Quadro 6 – Ações

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
5 (C)	Fase Inicial	Linear Combination	ULS	Structural	(1+2+3)*1.35+4*1.50

Quadro 7 – Combinações

1.2.3. Dimensionamento em Estado Limite último – 1ª fase

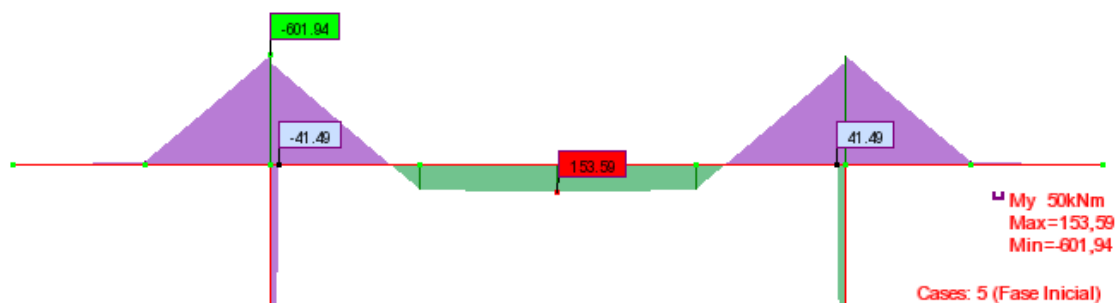


Fig. 20 – Momentos fletores na travessa de 1ª fase (ELU)

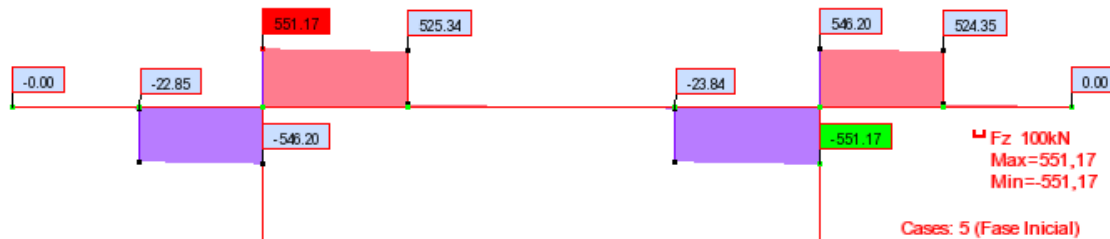


Fig. 21 – Esforço transversal na travessa de 1ª fase (ELU)

As,neg 1ª fase -> **9φ20 (28.27 cm²)** -> Mrd=613 kN.m

$$A_{s,min}=0.26 \cdot 2.9/500 \cdot 1 \cdot 0.53 = 8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Seção Seção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
b _w [m]	1
h ₁ [m]	0.6
h [m]	0.6

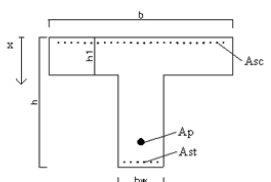
Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

Asc	0.00
Ast	28.27
Ap	0
A _{s,min} (cm ²)	7.99

Extensão	
Asc	-0.31 ‰
Ast	20.64 ‰
Ap	0.00 ‰
Betão	-3.50 ‰

Eixo Neutro	0.077
Mrd [kN.m]	613.76

Valores a introduzir



C.G. Seção: 0.300
Inércia Seção: 0.01800

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	A _s
6			0.00
8			0.00
10			0.00
12			0.00
16			0.00
20			0.00
25			0.00
32			0.00
40			0.00

Armadura de Tração

Nº	Ø	//	A _s
6			0.00
8			0.00
10			0.00
12			0.00
16			0.00
20			28.27
25			0.00
32			0.00
40			0.00

Forças

	kN
Fc1	-1229
Fsc	0
Fp	0
Fst	1229
Fc2	0.00

fcd	20.00 MPa
fctd	1.93 MPa
fbd	4.50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33.00 GPa
Es	200.00 GPa

Calcular

Fig. 22 – Dimensionamento interno da armadura de flexão para momentos negativos – 1ª fase

$$A_{s,v,s} \rightarrow 2r\phi 12/0.15 (15.07 \text{ cm}^2) \rightarrow V_{rd} = 625.5 \text{ kN}$$

De acordo com 9.2.2 do Eurocódigo 2 – Parte 1:

$$A_{s,v,min/s}=0.08 \cdot (30)^{(1/2)} / 500 = 8.77 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{OK}; S_{,m\acute{a}x}=0.75 \cdot 0.53 = 39.75 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

Verificação ao esforço transversal de acordo com o EC2 (para elementos não pré-esforçados)

V_{rd} (kN)	625,48
----------------------------	---------------

Betão	
b _w	1
d	0.53
C _{rdc}	0.12
d	0.53
k	1.61
pl	0.00142
f _{ck}	35
V _{rd,c}	225,1

Armadura	
Estribo (mm)	12
Nº Ramos	2
Afastamento	0.15
Cot Θ	2
V _{wd}	625,5
V _{rd,max}	2297,232

1 < Cot Θ < 2,5

Fig. 23 – Dimensionamento de armadura de esforço transversal – 1ª fase

1.3. MODELO 2ª FASE

1.3.1. Geometria

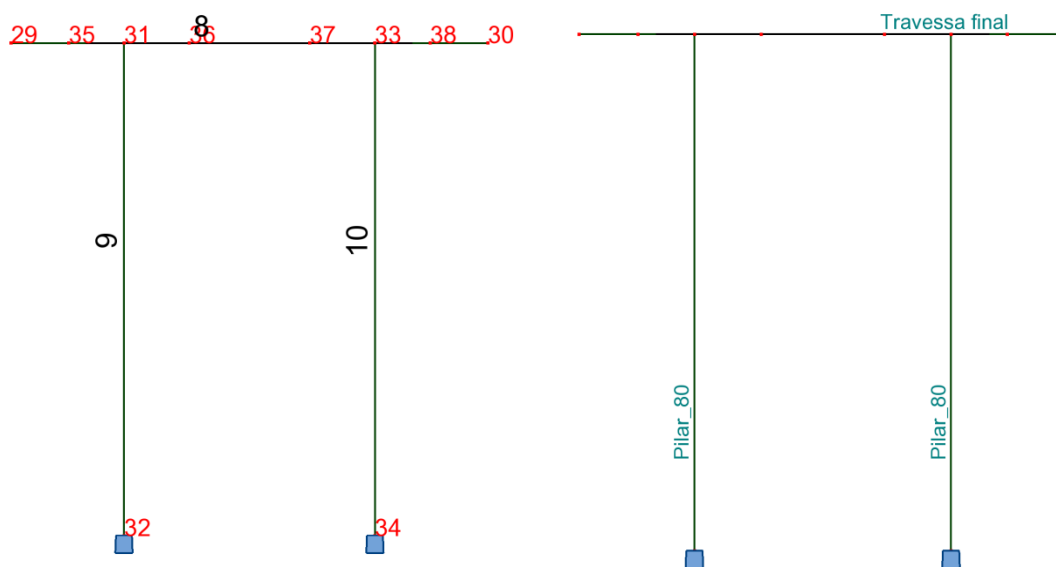


Fig. 24 – Modelo para 2ª fase da Travessa

Node	X (m)	Z (m)	Support
29	-20,35	0,0	
30	-10,85	0,0	
31	-18,10	0,0	
32	-18,10	-9,85	Fixed
33	-13,10	0,0	
34	-13,10	-9,85	Fixed
35	-19,20	0,0	
36	-16,80	0,0	
37	-14,40	0,0	
38	-12,00	0,0	

Quadro 8 – Nós

Bar	Node 1	Node 2	Section	Material	Length (m)	Gamma (Deg)
8	29	30	Travessa final	C30/37	9,50	180,0
9	31	32	Pilar_80	C30/37	9,85	0,0
10	33	34	Pilar_80	C30/37	9,85	0,0

Quadro 9 – Barras

	Section name	Bar list	AX (m2)	AY (m2)	AZ (m2)	IX (m4)	IY (m4)	IZ (m4)
	Pilar_80	9 10	0,503	0,424	0,424	0,040	0,020	0,020
	Travessa final	8	1,520	0,600	1,400	0,213	0,397	0,099

Quadro 10 – Secções para 1ª fase

	Material	E (MPa)	G (MPa)	LX (1/°C)	RO (kN/m3)	Re (MPa)
1	C30/37	34000,00	14600,00	0,00	24,53	30,00

Quadro 11 – Materiais

	Support name	List of nodes	Support conditions
	Fixed	32 34	UX UZ RY

Quadro 12 – Apoios

1.3.2. Ações e combinações

Case	Load type	List	Load values (m) (kN) (Deg)
1:PP_Pilares e travessa	self-weight	8to10	'PZ Negative Factor=1,00
2:PP_vigas	nodal force	35to38	'FZ=-114,23(kN)
3:PP_laje	uniform load	8	'PZ=-92,19(kN/m)
4:PP_Cornija+Passeio+Lancil	nodal force	29 30	'FZ=-14,75(kN)
4:PP_Cornija+Passeio+Lancil	trapezoidal load (2p)	8	'PZ2=-138,90(kN/m) PZ1=-138,90(kN/m) X2=9,50(m) X1=8,00(m) global not project. absolute
4:PP_Cornija+Passeio+Lancil	trapezoidal load (2p)	8	'PZ2=-138,90(kN/m) PZ1=-138,90(kN/m) X2=1,50(m) X1=0,0(m) global not project. absolute
5:Revestimentos	trapezoidal load (2p)	8	'PZ2=-42,48(kN/m) PZ1=-42,48(kN/m) X2=8,00(m) X1=1,50(m) global not project. absolute
5:Revestimentos	trapezoidal load (2p)	8	'PZ2=-44,25(kN/m) PZ1=-44,25(kN/m) X2=9,50(m) X1=8,00(m) global not project. absolute
5:Revestimentos	trapezoidal load (2p)	8	'PZ2=-44,25(kN/m) PZ1=-44,25(kN/m) X2=1,50(m) X1=0,0(m) global not project. absolute
6:Faca+sob4KN/m2	trapezoidal load (2p)	8	'PZ2=-109,00(kN/m) PZ1=-109,00(kN/m) X2=8,00(m) X1=1,50(m) global not project. absolute
8:VT consola	nodal force	29	'FZ=-300,00(kN)
8:VT consola	bar force	8	'FZ=-300,00(kN) X=2,00(m)
*			

Quadro 13 – Ações

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
9 (C)	Comb ELU_VT sob base	Linear Combination	ULS	Structural	(1+2+3+4+5)*1.35+7*1.50
10 (C)	Comb ELU_Faca+4KN/m2 base	Linear Combination	ULS	Structural	(1+2+3+4+5)*1.35+6*1.50
11 (C)	Comb Acidental	Linear Combination	ULS	Structural	(1+2+3+4+5+8)*1.00
12 (C)	Comb freq_VT base	Linear Combination	ULS	Structural	(1+2+3+4+5)*1.00+7*0.40
13 (C)	Comb freq_Sob 4KN/m2+facas	Linear Combination	ULS	Structural	(1+2+3+4+5)*1.00+6*0.40

Quadro 14 – Combinações

1.3.3. Dimensionamento em Estado Limite último – 2ª fase

1.3.3.1. Comb ELU_VT sob base

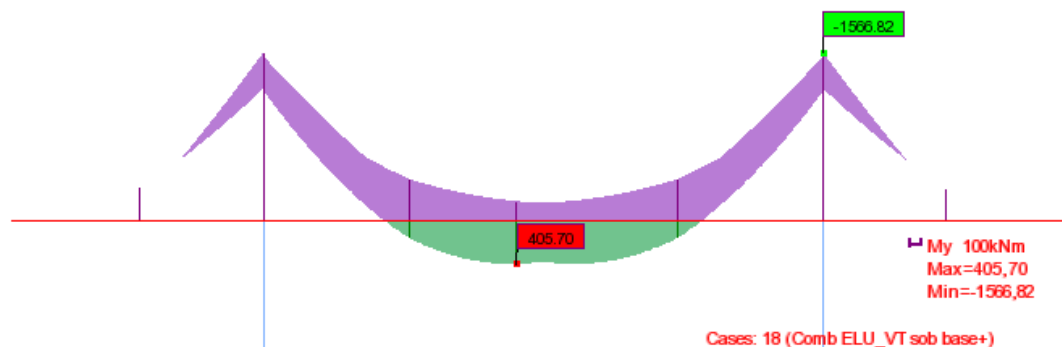


Fig. 25 – Momentos fletores na travessa de 2ª fase para Comb ELU_VT sob base

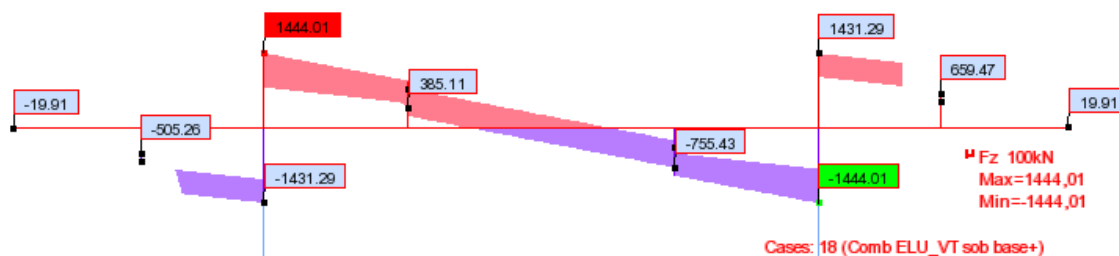


Fig. 26 – Esforço transversal na travessa de 2ª fase para Comb ELU_VT sob base

1.3.3.2. Comb ELU_Faca+sob4kN/m² base

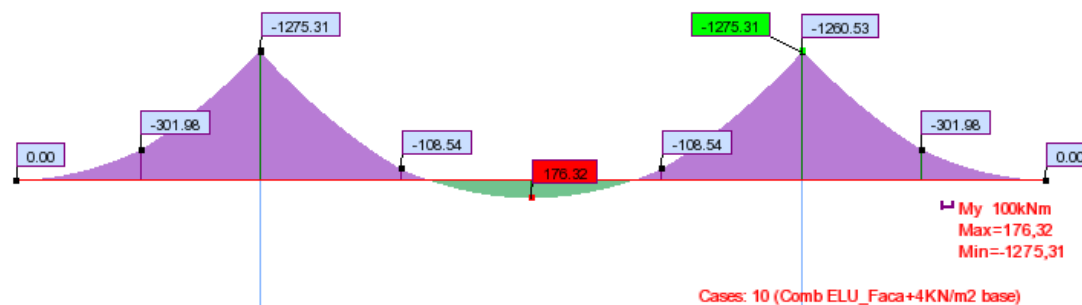


Fig. 27 – Momentos fletores na travessa de 2ª fase para Comb_Faca+sob4kN/m²

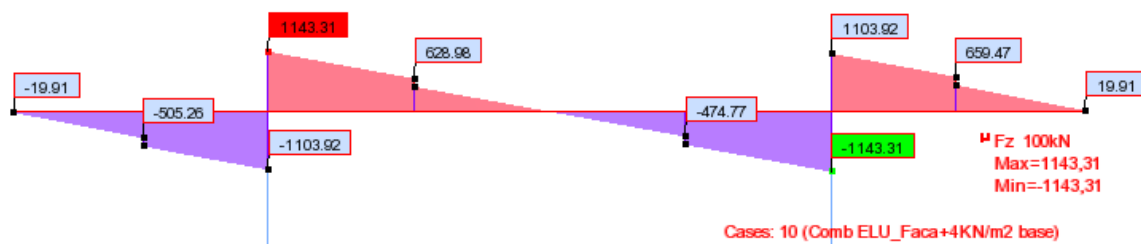


Fig. 28 – Esforço transverso na travessa de 2ª fase para Comb_Faca+sob4kN/m²

1.3.3.3. Comb_Acidental

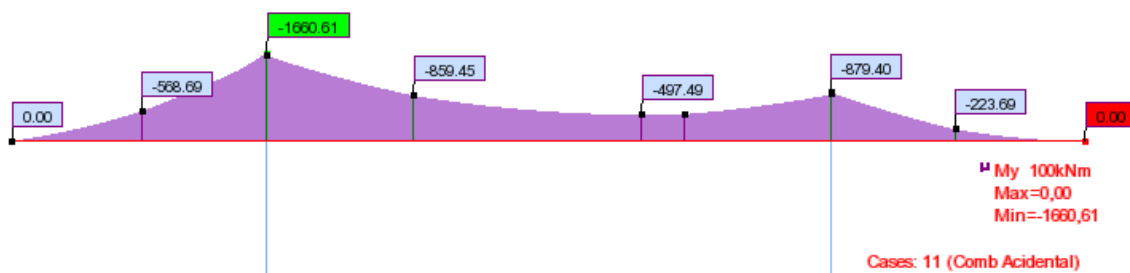


Fig. 29 – Momentos fletores na travessa de 2ª fase para Comb_Acidental

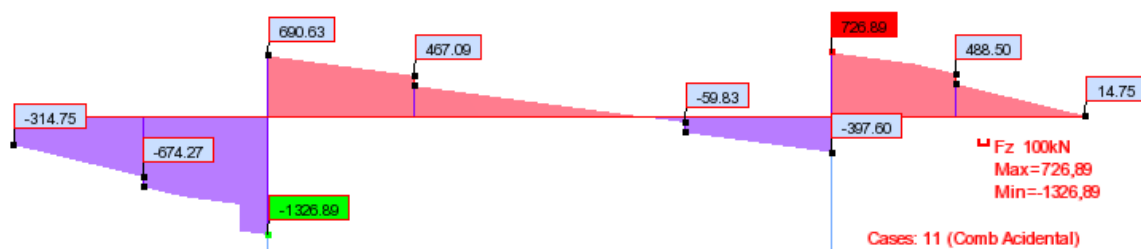


Fig. 30 – Esforço transverso na travessa de 2ª fase para Comb_Acidental

1.3.3.4. Dimensionamento de armaduras

As,pos 2ª fase -> **9φ20 (28.27 cm²)** -> Mrd=2018 kN.m

As,min = 0.26*2.9/500*1*1.68=25.34 cm²



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção Secção T

Verificação à Flexão

b [m]	0.8
bw [m]	1
h1 [m]	1.15
h [m]	1.75

Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré- esforço	1860
Pinf [kN]	0

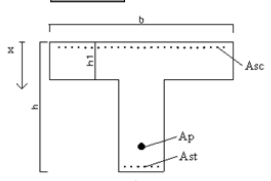
		Recobrimento
Asc	0.00	0.07
Ast	28.27	0.07
Ap	0	0
As.min (cm2)	25.33	

		Extensão
Asc	-0.95 ‰	
Ast	57.72 ‰	
Ap	0.00 ‰	
Betão	-3.50 ‰	

		Eixo Neutro
		0.096

		Mrd [kN.m]
		2018.03

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0.830
Inércia Secção: 0.39743

Armadura de Compressão			
Nº	Ø	//	As
6			0.00
8			0.00
10			0.00
12			0.00
16			0.00
20			0.00
25			0.00
32			0.00
40			0.00

Armadura de Tracção			
Nº	Ø	//	As
6			0.00
8			0.00
10			0.00
12			0.00
16			0.00
20			0.00
25			0.00
32			0.00
40			0.00

		Forças	kN
Fc1	-1229		
Fsc	0		
Fp	0		
Fst	1229		
Fc2	0.00		

fcd	20.00 MPa
fctd	1.93 MPa
fbd	4.50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33.00 GPa
Es	200.00 GPa

Calcular

Fig. 31 – Dimensionamento interno da armadura de flexão para momentos positivos – 2ª fase

As,neg 2ª fase -> **9φ20 (28.27 cm²)** -> Mrd=2027 kN.m

As,min = 0.26*2.9/500*1*1.68=25.34 cm²



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção Secção T

Verificação à Flexão

b [m]	1
bw [m]	0,8
h1 [m]	0,6
h [m]	1,75

Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

fyk [MPa]	
Pinf [kN]	0

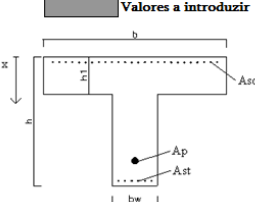
Asc	0,00	Recobrimento	0,07
Ast	28,27		0,07
Ap	0		0
As,min (cm2)	20,27		

Extensão	
Asc	-0,31 ‰
Ast	73,03 ‰
Ap	0,00 ‰
Betão	-3,50 ‰

Eixo Neutro	0,077
--------------------	-------

Mrd [kN.m]	2027,48
-------------------	---------

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0,920
Inércia Secção: 0,39743

Forças	kN
Fc1	-1229
Fsc	0
Fp	0
Fst	1229
Fc2	0,00

fcd	20,00 MPa
fctd	1,93 MPa
fbid	4,50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33,00 GPa
Es	200,00 GPa

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Armadura de Tracção

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
16			0,00
20			28,27
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Calcular

Fig. 32 – Dimensionamento interno da armadura de flexão para momentos negativos – 2ª fase

Asv,s -> 2rφ10//0.15 (10.47 cm²) -> Vrd=1376 kN

Asv,min/s = 0.08* (30)^(1/2) /500=8.77 cm²/m -> OK

Verificação ao esforço transversal de acordo com o EC2 (para elementos não pré-esforçados)

Vrd (kN)	1376,84
-----------------	---------

Betão	
bw	0,8
d	1,68
Crdd	0,12
d	1,68
k	1,35
pl	0,00135
fck	30
Vrd,c	401,9

Armadura	
Estrito (mm)	10
Nº Ramos	2
Afastamento	0,15
Cot Θ	2
Vwd	1376,8
Vrd,max	5109,35

1<Cot Θ<2,5

Fig. 33 – Dimensionamento de armadura de esforço transversal – 2ª fase

1.3.4. Verificação da abertura de fendas

1.3.4.1. Comb freq_VT

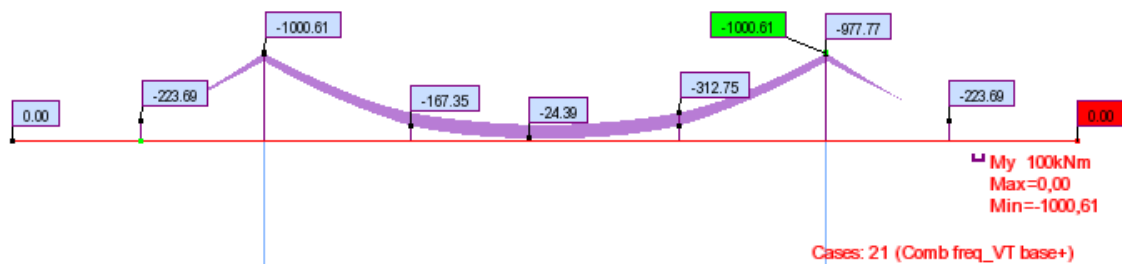


Fig. 34 – Momentos fletores na travessa de 2ª fase para Comb freq_VT

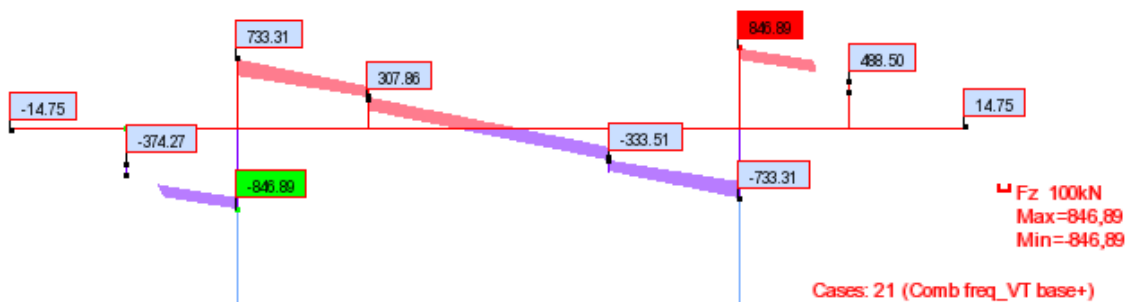


Fig. 35 – Esforço transversal na travessa de 2ª fase para Comb freq_VT

1.3.4.2. Comb freq_Faca+sob4kN/m2

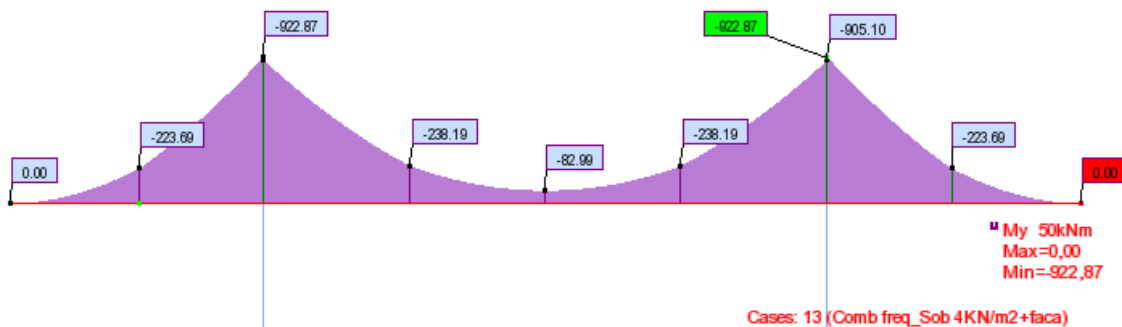


Fig. 36 – Momentos fletores na travessa de 2ª fase para Comb freq_Sob 4kN/m²

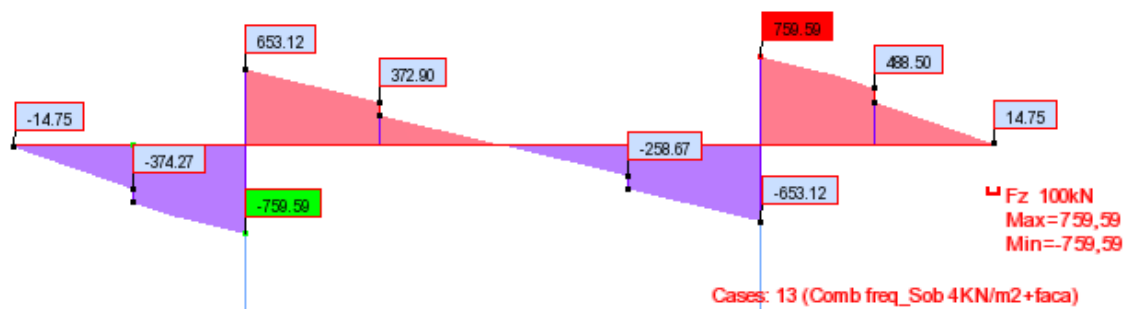


Fig. 37 – Esforço transverso na travessa de 2ª fase para Comb freq_Sob 4kN/m²

CRACK CONTROL ACCORDING EC2 (Stresses)										
Section - concrete				Reinforcement				Axial force height		
h	b	Concrete	cfinal	Layer	Area (cm²)	Zi (m)	Steel	cfinal	N	m
1,75	1	C30/37	-3,3	1	40,8	0,07	A500	154,76	0	0,00
1,15	1	C30/37		2				0,00	1000	1,441
1,15	0,8	C30/37		3				0,00	Neutral axis	-1,74E-04
0	0,8	C30/37	0,0	4	40,8	1,68	A500	-26,94	Extension (fs)	8,13E-04
				5				0,00	Extension (ft)	-0,57
				6				0,00	Ntot	-999,94
				7				0,00	Mtot	-999,94
				8				0,00		
				9				0,00	calculate	

Data

Equations:

$$W_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$$\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \alpha_e^2 \cdot A_p)}{A_{t,eff}}$$

Reinforcement:	
Øs	20 mm
c	7,0 cm

wk data:	
k _t	0,4
Spacing	1,0 cm
k ₁	0,8
k ₂	0,50

Cracked section	
A _{c,eff}	0,08 m²
ρ _{p,eff}	0,0496
α _e	6,09
x	1,441 m
σ _s	155 MPa
ε _{sm} -ε _{cm}	0,000621616
S _{r,max}	0,307 m
wk	0,19 mm

Materials:	
E _s	200000000 kPa
f _{syd}	435 MPa
E _{cm}	32836568 kPa
f _{cd}	20,0 GPa
f _{ct,eff}	2,9 MPa

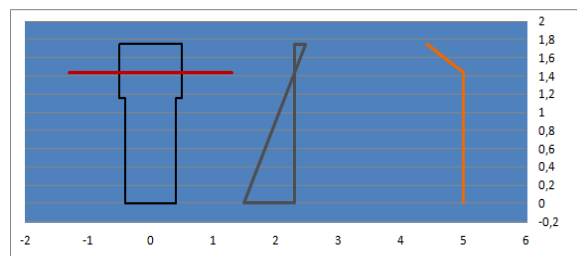


Fig. 38 – Verificação da abertura de fendas

De forma a verificar wk=0.2mm para a combinação frequente é necessário aumentar a armadura de flexão no topo da travessa para 13φ20 (40.82cm²).

Verifica-se a inexistência de momentos positivos para as combinações de serviço, como tal pode-se manter a armadura determinada em ELU.



CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS - ANEXO D

Estudo dos Encontros

1. ESTUDO DOS ENCONTROS

1.1. INTRODUÇÃO

Foi elaborado um modelo de barras e painéis no programa de cálculo Robot Structural Analysis, a partir do qual se dimensionou o muro do encontro, o maciço de encabeçamento e os tímpanos.

1.2. MODELO

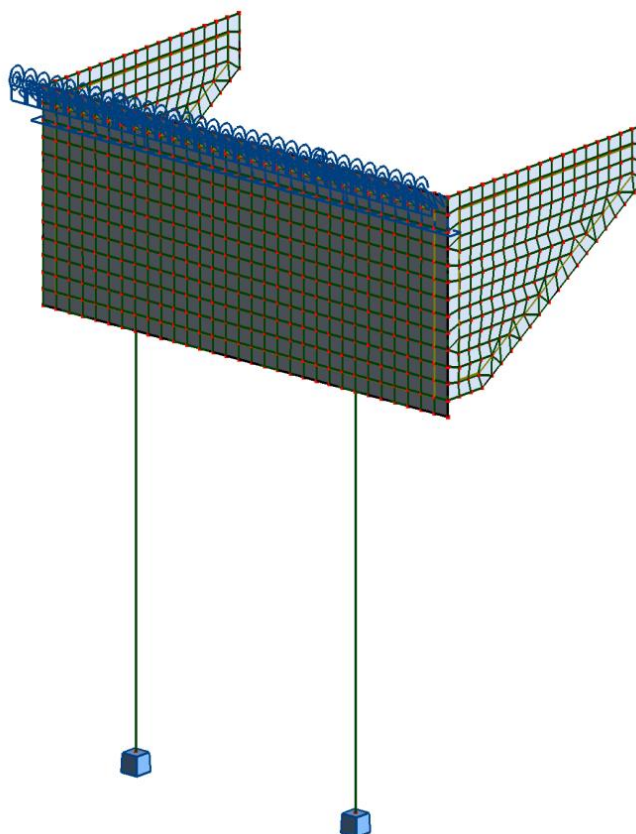


Fig. 1 – Modelo de barras e painéis do encontro

Bar	Node 1	Node 2	Section	Material	Length (m)
1	5	6	0,8x0,6	C30/37	9,20
2	1	3	est 0,60	C30/37	7,69
3	2	4	est 0,60	C30/37	7,69
5	13	8	1.5 X 0.25	C30/37	5,15
8	203	7	1.5 X 0.25	C30/37	5,15

Quadro 1 – Ações

Section name ▲	Bar list	AX (cm2)	AY (cm2)	AZ (cm2)	IX (cm4)	IY (cm4)	IZ (cm4)
0,8x0,6	1	4800,000	4000,000	4000,000	118380,445	560000,000	440000,000
1.5 X 0.25	5 8	3750,000	3125,000	3125,000	699188,717	195312,500	031250,000
est 0,60	2 3	2827,433	2385,647	2385,647	272345,025	636172,512	636172,512

Quadro 2 – Secções

Panel	Thickness	Material
4	esp=0,40m	C30/37
6	esp=0,3m	C30/37
7	esp=0,3m	C30/37

Quadro 3 – Painéis

Material	E (MPa)	G (MPa)	NI	LX (1/°C)	RO (kN/m3)	Re (MPa)
C30/37	34000,00	14600,00	0,17	0,00	24,53	30,00

Quadro 4 – Materiais

Support name	List of nodes	List of edges	Support conditions
Fixed	1 2		UX UY UZ RX RY RZ
tabuleiro 2	7 8 419to448	4_EDGE(1)	UX KY=4325,26 (kN/m) UZ Hx=461008,16 (kNm/Rad) RY RZ

Quadro 5 – Apoios

1.3. AÇÕES E COMBINAÇÕES

Case	Load type	List	Load values (m) (kN) (Rad)
1:PP	self-weight	1to8	'PZ Negative Factor=1,00
2:Impulso de terras	(FE) planar	4	'PY1=-43,00(kN/m2) PY2=-43,00(kN/m2) N1X=4,60(m) N1Y=0,0(m) N1Z=7,99(m) N2X=-4,60(m) N2Y=0,0(m) N2Z=7,99(m) N3X=-4,60(m) N3Y=0,0(m) N3Z=11,99(m)
2:Impulso de terras	(FE) planar	6	'PX2=10,00(kN/m2) PX3=37,00(kN/m2) N1X=4,60(m) N1Y=5,15(m) N1Z=11,99(m) N2X=4,60(m) N2Y=5,15(m) N2Z=10,99(m) N3X=4,60(m) N3Y=0,90(m) N3Z=8,29(m)
2:Impulso de terras	(FE) planar	7	'PX2=-10,00(kN/m2) PX3=-37,00(kN/m2) N1X=-4,60(m) N1Y=5,15(m) N1Z=11,99(m) N2X=-4,60(m) N2Y=5,15(m) N2Z=10,99(m) N3X=-4,60(m) N3Y=0,90(m) N3Z=8,29(m)
3:Sismo Tipo 1	(FE) linear 2p (3D)		'FY1=-23,00(kN/m) FY2=-23,00(kN/m) N1X=-4,60(m) N1Y=0,0(m) N1Z=11,99(m) N2X=4,60(m) N2Y=0,0(m) N2Z=11,99(m)
4:Sobrecarga veicular	(FE) uniform	7	'PX=-5,00(kN/m2)
4:Sobrecarga veicular	(FE) uniform	4	'PY=-5,00(kN/m2)
4:Sobrecarga veicular	(FE) uniform	6	'PX=5,00(kN/m2)

Quadro 6 – Ações

Combinations	Name	Analysis type	Case nature	Definition
5 (C)	ELU_Comb sísmica	Linear Combination	Structural	1*1.35+(2+3)*1.50
6 (C)	ELU_Sob. Veicular	Linear Combination	Structural	1*1.35+(2+4)*1.50
7 (C)	ELS_Comb.freq	Linear Combination	Structural	(1+2+4)*1.00

Quadro 7 – Combinações

MURO-PAREDE

1.3.1. Dimensionamento em Estado Limite último

1.3.1.1. Face exterior

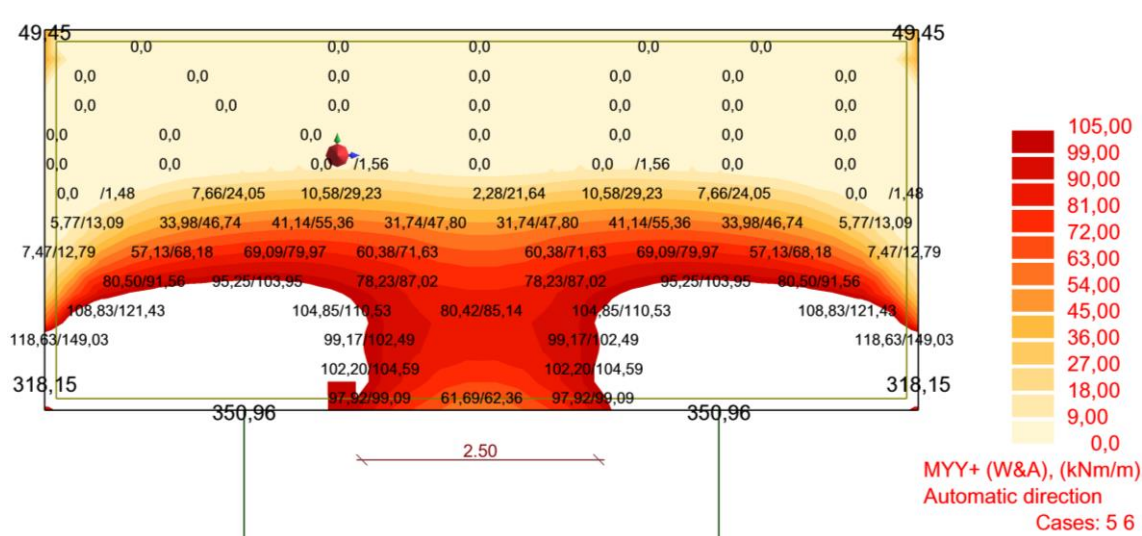


Fig. 2 – Mapa de momento fletores no encontro (ELU) – Armadura na face exterior na direção yy ($\phi 12//0.15$)



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
bw [m]	1
h1 [m]	0.4
h [m]	0.4

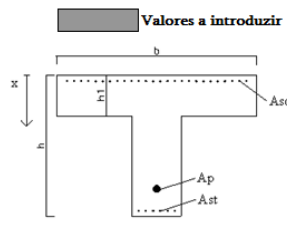
Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

Asc	0.00
Ast	7.54
Ap	0
As,min (cm2)	5.01

Extensão	
Asc	8.12 ‰
Ast	53.21 ‰
Ap	0.00 ‰
Betão	-3.50 ‰

Eixo Neutro	0.020
Mrd [kN.m]	106.15

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0.200
Inércia Secção: 0.00533

Forças	kN
Fc1	-328
Fsc	0
Fp	0
Fst	328
Fc2	0.00

fcd	20.00 MPa
fctd	1.93 MPa
fbd	4.50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33.00 GPa
Es	200.00 GPa

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0.00
8			0.00
10			0.00
12			0.00
16			0.00
20			0.00
25			0.00
32			0.00
40			0.00

Armadura de Tracção

Nº	Ø	//	As
6			0.00
8			0.00
10			0.00
12	0.150		7.54
16			0.00
20			0.00
25			0.00
32			0.00
40			0.00

Calcular

Fig. 3 – Dimensionamento à flexão do encontro - Armadura na face exterior na direção yy ($\phi 12//0.15$)

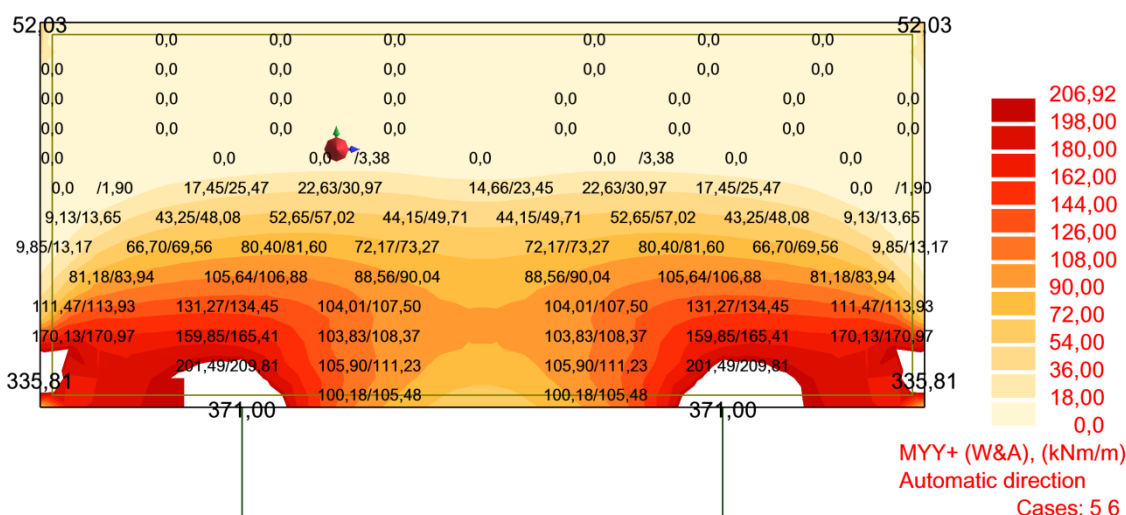


Fig. 4 – Mapa de momento fletor no encontro (ELU) – Armadura na face exterior na direção yy ($\phi 12//0.15 + \phi 12//0.15$)

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção

Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
bw [m]	1
h1 [m]	0.4
h [m]	0.4

Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

fyk [MPa]	
-----------	--

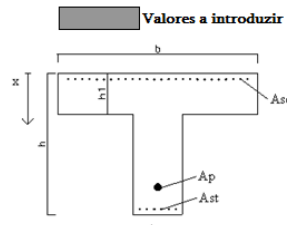
Recobrimento	
Asc	0,00
Ast	15,08
Ap	0
As,min (cm2)	5,01

Extensão	
Asc	2,31 ‰
Ast	24,86 ‰
Ap	0,00 ‰
Betão	-3,50 ‰

Eixo Neutro	0,041
-------------	-------

Mrd [kN.m]	206,92
------------	--------

Valores a introduzir



C.G. Secção:	0,200
Inércia Secção:	0,00533

Forças	kN
Fc1	-656
Fsc	0
Fp	0
Fst	656
Fc2	0,00

fcd	20,00 MPa
fctd	1,93 MPa
fbd	4,50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33,00 GPa
Es	200,00 GPa

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Armadura de Tracção

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12	0,075		15,08
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Calcular

Fig. 5 – Dimensionamento à flexão do encontro - Armadura na face exterior na direção yy ($\phi 12//0.15 + \phi 12//0.15$)

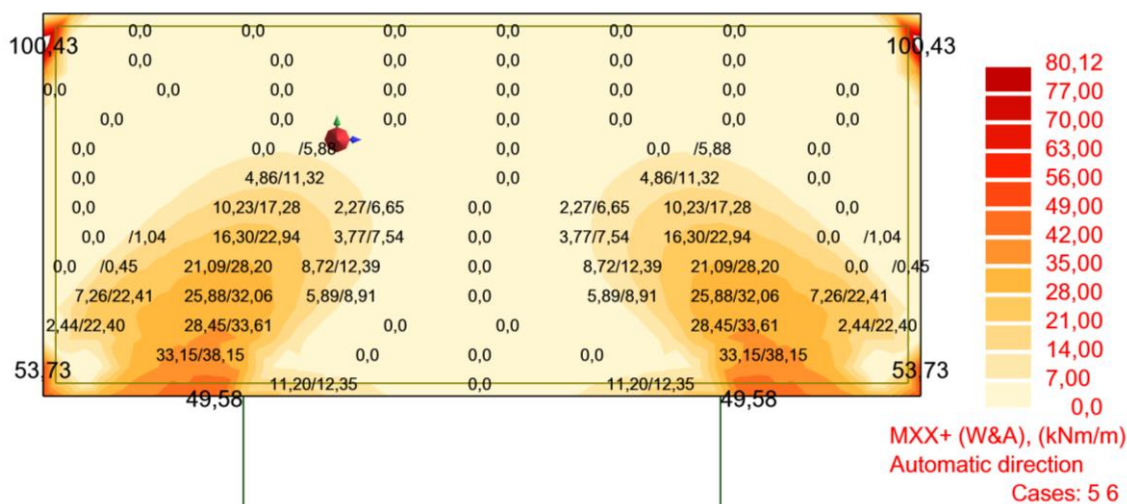


Fig. 6 – Mapa de momento fletor no encontro (ELU) – Armadura na face exterior na direção xx ($\phi 10//0.15$)

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
bw [m]	1
h1 [m]	0.4
h [m]	0.4

Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

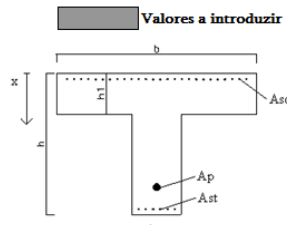
Asc	0,00	Recobrimento	0,07
Ast	5,65		0,07
Ap	0		0
As,min (cm2)	5,01		

Extensão	
Asc	11,99 %
Ast	72,12 %
Ap	0,00 %
Betão	-3,50 %

Eixo Neutro	0,015
-------------	-------

Mrd [kN.m]	80,12
------------	-------

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0,200
Inércia Secção: 0,00533

Forças	kN
Fc1	-246
Fsc	0
Fp	0
Fst	246
Fc2	0,00

fcd	20,00 MPa
fctd	1,93 MPa
ftbd	4,50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33,00 GPa
Es	200,00 GPa

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Armadura de Tracção

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12	0,20		5,65
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Calcular

Fig. 7 – Dimensionamento à flexão do encontro - Armadura na face exterior na direção xx (φ10//0.15)

1.3.1.2. Face interior

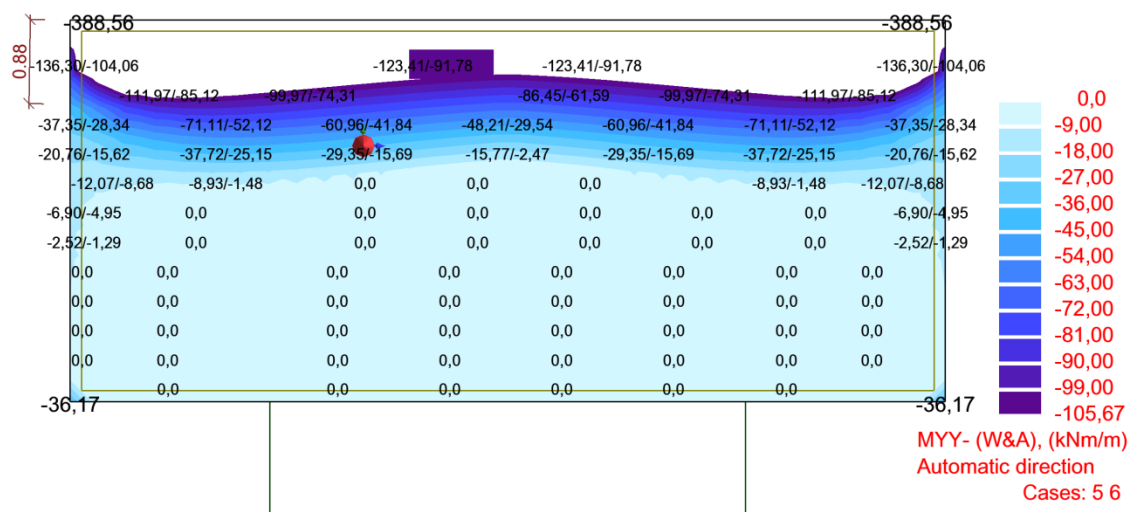


Fig. 8 – Mapa de momento fletores no encontro (ELU) – Armadura na face interior na direção yy (φ12//0.15)



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
bw [m]	1
h1 [m]	0.4
h [m]	0.4

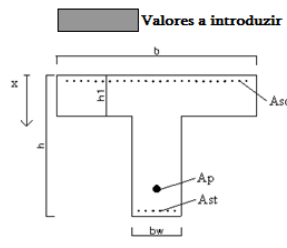
Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

Asc	0.00
Ast	7.54
Ap	0
As,min (cm2)	5.01

Extensão	
Asc	8.12 ‰
Ast	53.21 ‰
Ap	0.00 ‰
Betão	-3.50 ‰

Eixo Neutro	0.020
Mrd [kN.m]	106.15

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0.200
Inércia Secção: 0.00533

Forças	kN
Fc1	-328
Fsc	0
Fp	0
Fst	328
Fc2	0.00

fcd	20.00 MPa
fctd	1.93 MPa
ftbd	4.50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33.00 GPa
Es	200.00 GPa

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0.00
8			0.00
10			0.00
12			0.00
16			0.00
20			0.00
25			0.00
32			0.00
40			0.00

Armadura de Tracção

Nº	Ø	//	As
6			0.00
8			0.00
10			0.00
12		0.150	7.54
16			0.00
20			0.00
25			0.00
32			0.00
40			0.00

Calcular

Fig. 9 – Dimensionamento à flexão do encontro - Armadura na face interior na direção yy ($\phi 12//0.15$)

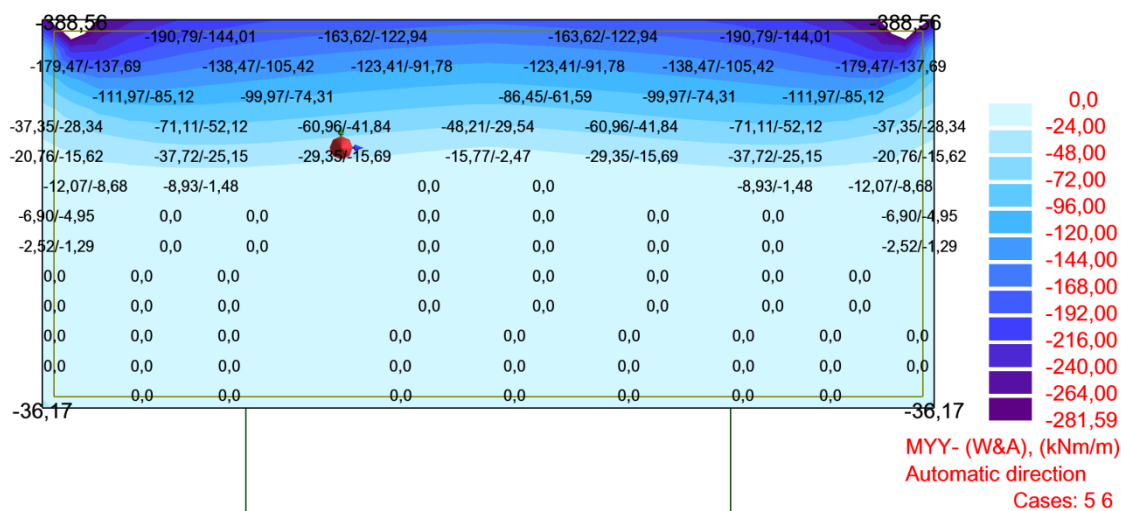


Fig. 10 – Mapa de momento fletores no encontro (ELU) – Armadura na face interior na direção yy ($\phi 12//0.15 + \phi 16//0.15$)



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
bw [m]	1
h1 [m]	0.4
h [m]	0.4

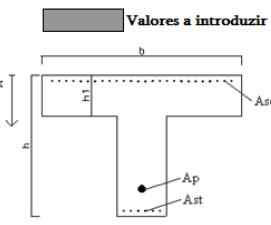
Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

Asc	0,00
Ast	20,94
Ap	0
As,min (cm2)	5,01

Extensão	
Asc	0,68 ‰
Ast	16,92 ‰
Ap	0,00 ‰
Betão	-3,50 ‰

Eixo Neutro	0,057
Mrd [kN.m]	281,59

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0,200
Inércia Secção: 0,00533

Forças	kN
Fc1	-911
Fsc	0
Fp	0
Fst	911
Fc2	0,00

fcd	20,00 MPa
fctd	1,93 MPa
fbd	4,50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33,00 GPa
Es	200,00 GPa

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Armadura de Tracção

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12		0,15	7,54
16		0,15	13,40
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Calcular

Fig. 11 – Dimensionamento à flexão do encontro - Armadura na face interior na direção yy ($\phi 12/0.15 + \phi 16/0.15$)

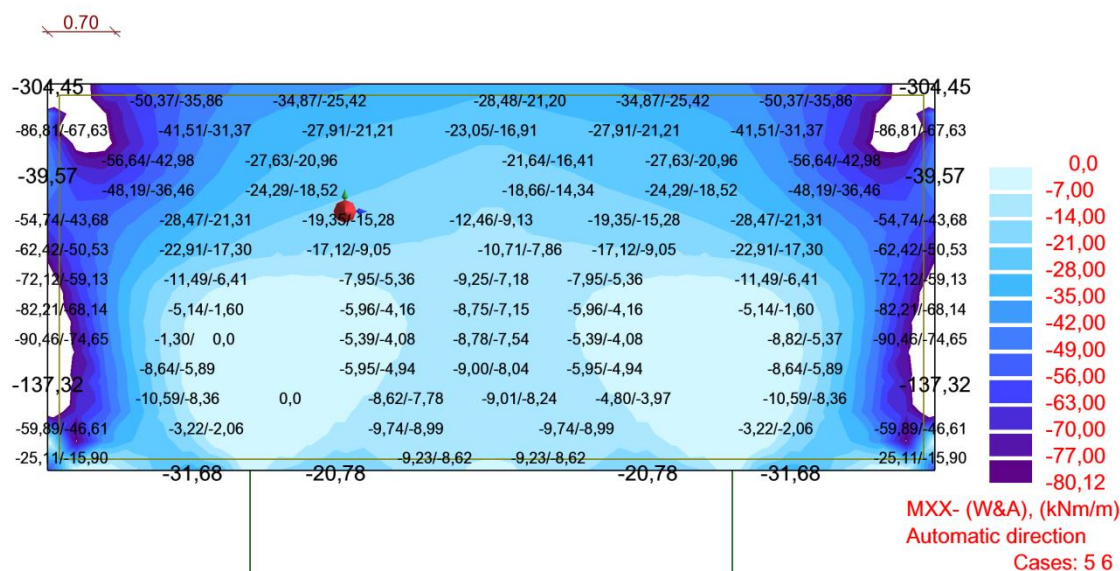


Fig. 12 – Mapa de momento fletor no encontro (ELU) – Armadura na face interior na direção xx ($\phi 12/0.20$)

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção

Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
bw [m]	1
h1 [m]	0.4
h [m]	0.4

Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré- esforço	1860
Pinf [kN]	0

fyk [MPa]	
-----------	--

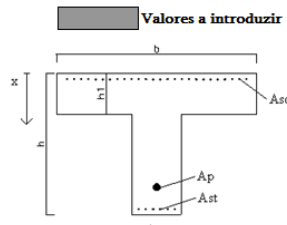
Recobrimento	
Asc	0,00
Ast	5,65
Ap	0
As,min (cm2)	5,01

Extensão	
Asc	11,99 %
Ast	72,12 %
Ap	0,00 %
Betão	-3,50 %

Eixo Neutro	0,015
-------------	-------

Mrd [kN.m]	80,12
------------	-------

Valores a introduzir



C.G. Secção:	0,200
Inércia Secção:	0,00533

Forças	kN
Fc1	-246
Fsc	0
Fp	0
Fst	246
Fc2	0,00

fcd	20,00 MPa
fctd	1,93 MPa
ftbd	4,50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33,00 GPa
Es	200,00 GPa

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Armadura de Tracção

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12	0,20		5,65
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Calcular

Fig. 13 – Dimensionamento à flexão do encontro - Armadura na face interior na direção xx (φ12//0.20)

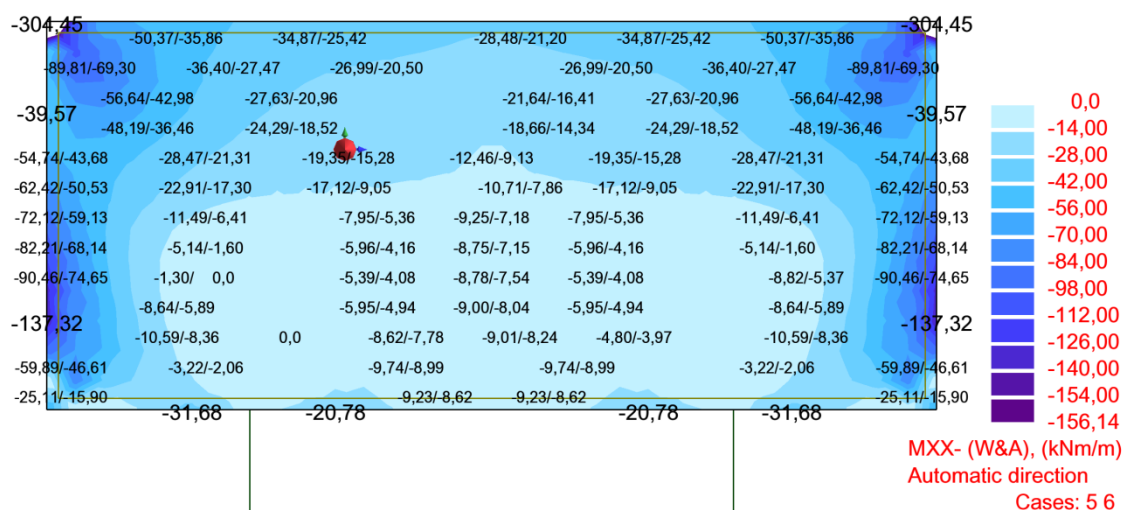


Fig. 14 – Mapa de momento fletores no encontro (ELU) – Armadura na face interior na direção xx (φ12//0.20 + φ12//0.20)



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
bw [m]	1
h1 [m]	0.4
h [m]	0.4

Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

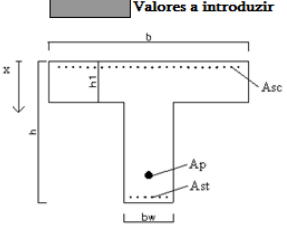
Asc	0,00
Ast	11,31
Ap	0
As,min (cm2)	5,01

Extensão	
Asc	4,24 ‰
Ast	34,31 ‰
Ap	0,00 ‰
Betão	-3,50 ‰

Eixo Neutro	0,031
-------------	-------

Mrd [kN.m]	157,21
------------	--------

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0,200
Inércia Secção: 0,00533

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Armadura de Tracção

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12		0.10	11,31
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Forças	kN
Fc1	-492
Fsc	0
Fp	0
Fst	492
Fc2	0,00

fcd	20,00 MPa
fctd	1,93 MPa
ftbd	4,50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33,00 GPa
Es	200,00 GPa

Calcular

Fig. 15 – Dimensionamento à flexão do encontro - Armadura na face interior na direção xx ($\phi 12/0.20 + \phi 12/0.20$)

1.4. MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO DE ESTACAS

1.4.1. Dimensionamento em Estado Limite Último

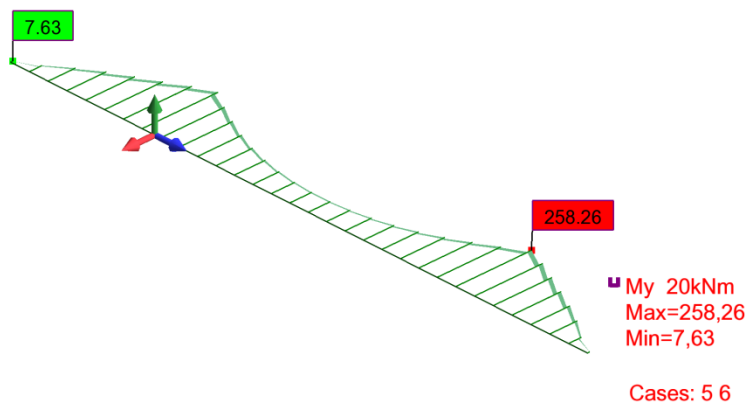


Fig. 16 – Diagrama de esforços My (ELU) no maciço de encabeçamento



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	0,6
bw [m]	0,6
h1 [m]	0,8
h [m]	0,8

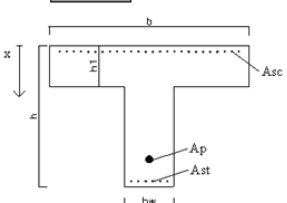
Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

Asc	0,00	Recobrimento	0,07
Ast	8,04		0,07
Ap	0		0
As,min (cm2)	6,62		

Asc	3,03 ‰
Ast	66,84 ‰
Ap	0,00 ‰
Betão	-3,50 ‰

Eixo Neutro	0,036
Mrd [kN.m]	250,87

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0,400
Inércia Secção: 0,02560

Forças	kN
Fc1	-350
Fsc	0
Fp	0
Fst	350
Fc2	0,00

fcd	20,00 MPa
fctd	1,93 MPa
fbtd	4,50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33,00 GPa
Es	200,00 GPa

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Armadura de Tração

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
4	16		8,04
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Calcular

Fig. 17 – Dimensionamento à flexão do maciço de encabeçamento

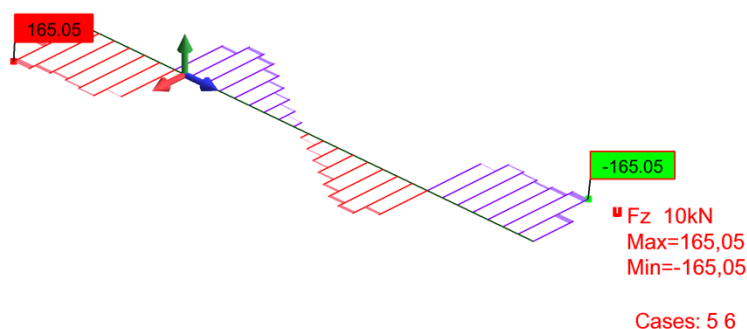


Fig. 18 – Diagrama de esforços Fz no maciço de encabeçamento

Verificação ao esforço transversal de acordo com o EC2 (para elementos não pré-esforçados)

Vrd (kN)		Betão		Armadura		1 < Cot Θ < 2,5
	449,93	bw	0,6	Estrito (mm)	10	
		d	0,732	Nº Ramos	2	
		Crdc	0,12	Afastamento	0,2	
		d	0,732	Cot Θ	2	
		k	1,52	Vwd	449,9	
		pl	0,00000	Vrd,max	1669,663	
		fck	30			
		Vrd,c	158,2			

Fig. 19 – Verificação ao esforço transversal do maciço de encabeçamento

1.5. TÍMPANOS

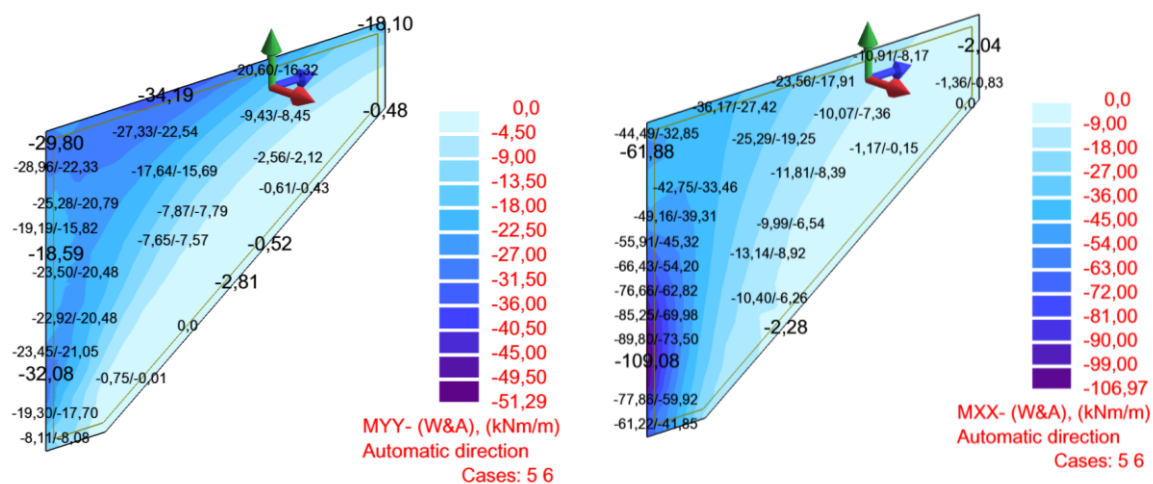


Fig. 20 – Mapas de momentos fletores na face interior do tímpano – Armadura na direção yy (esq.) e Armadura na direção xx (dir.)

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
bw [m]	1
h1 [m]	0,3
h [m]	0,3

Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré- esforço	1860 f_{yk} [MPa]
Pinf [kN]	0

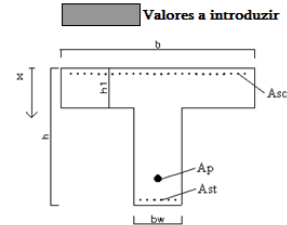
Asc	0,00	Recobrimento
Ast	5,24	0,07
Ap	0	0
As,min (cm2)	3,50	

Asc	13,23 ‰
Ast	53,57 ‰
Ap	0,00 ‰
Betão	-3,50 ‰

Eixo Neutro	0,014
-------------	-------

Mrd [kN.m]	51,52
------------	-------

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0,150
Inércia Secção: 0,00225

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Armadura de Tracção

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10		0,15	5,24
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Forças	kN
Fc1	-228
Fsc	0
Fp	0
Fst	228
Fc2	0,00

fcd	20,00 MPa
fctd	1,93 MPa
fbd	4,50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33,00 GPa
Es	200,00 GPa

Calcular

Fig. 21 – Dimensionamento à flexão do tímpano - Armadura na face interior na direção yy ($\phi 10//0.15$)

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção

Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
b _w [m]	1
h ₁ [m]	0.3
h [m]	0.3

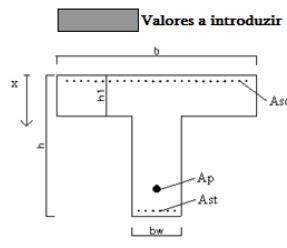
Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

Asc	0.00
Ast	11.31
Ap	0
As,min (cm ²)	3.50

Extensão	
Asc	4.24 ‰
Ast	22.92 ‰
Ap	0.00 ‰
Betão	-3.50 ‰

Eixo Neutro	0.031
Mrd [kN.m]	108.04

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0.150
Inércia Secção: 0.00225

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0.00
8			0.00
10			0.00
12			0.00
16			0.00
20			0.00
25			0.00
32			0.00
40			0.00

Armadura de Tracção

Nº	Ø	//	As
6			0.00
8			0.00
10			0.00
12	0.10		11.31
16			0.00
20			0.00
25			0.00
32			0.00
40			0.00

Forças	kN
Fc1	-492
Fsc	0
Fp	0
Fst	492
Fc2	0.00

fcd	20.00 MPa
fctd	1.93 MPa
fbd	4.50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33.00 GPa
Es	200.00 GPa

Calcular

Fig. 22 – Dimensionamento à flexão do tímpano - Armadura na face interior na direção xx (φ12//0.10)

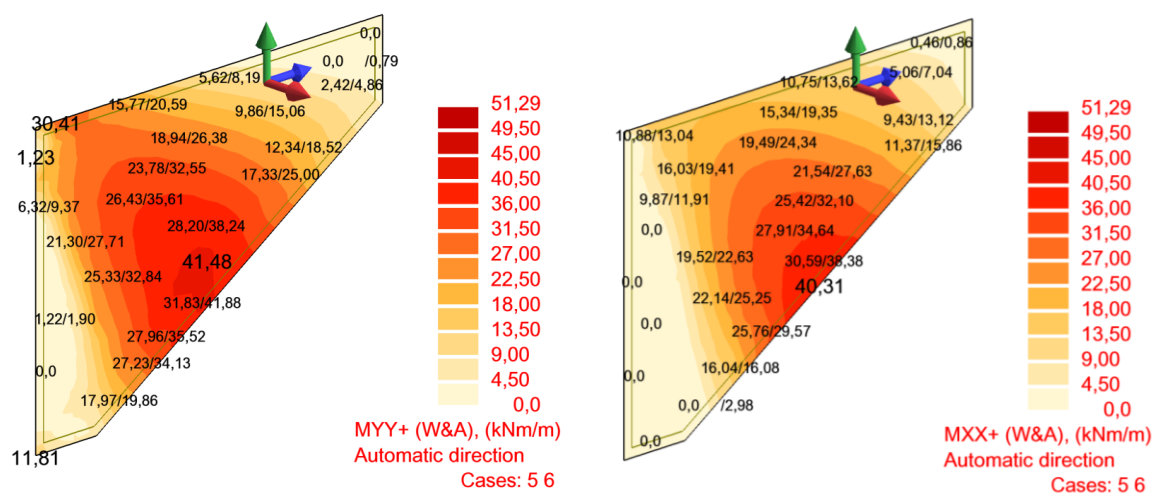


Fig. 23 – Mapas de momentos fletores na face exterior do tímpano – Armadura na direção yy (esq.) e Armadura na direção xx (dir.)



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM VIGAS E LAJES DE ACORDO COM EC2-(EN 1992-1-1 2010)

Tipo Secção Secção Rec

Verificação à Flexão

b [m]	1
bw [m]	1
h1 [m]	0,3
h [m]	0,3

Betão	C30/37
Aço corrente	A500
Aço pré-esforço	1860
Pinf [kN]	0

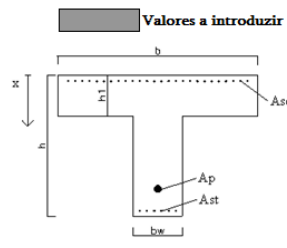
Asc	0,00
Ast	5,24
Ap	0
As,min (cm2)	3,50

Extensão	
Asc	13,23 ‰
Ast	53,57 ‰
Ap	0,00 ‰
Betão	-3,50 ‰

Eixo Neutro	0,014
-------------	-------

Mrd [kN.m]	51,52
------------	-------

Valores a introduzir



C.G. Secção: 0,150
Inércia Secção: 0,00225

Forças	kN
Fc1	-228
Fsc	0
Fp	0
Fst	228
Fc2	0,00

fcd	20,00 MPa
fctd	1,93 MPa
ftbd	4,50 MPa
fsyd	435 MPa
fsypd	1617 MPa
Ec	33,00 GPa
Es	200,00 GPa

Armadura de Compressão

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10			0,00
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Armadura de Tração

Nº	Ø	//	As
6			0,00
8			0,00
10		0,15	5,24
12			0,00
16			0,00
20			0,00
25			0,00
32			0,00
40			0,00

Calcular

Fig. 24 – Dimensionamento à flexão do tímpano - Armadura na face exterior na direção xx e yy ($\phi 12//0.10$)

Na face interior do tímpano optou-se por uma utilizar $\phi 12//0.10m$ e $\phi 10//0.15m$ na direção xx e yy, respetivamente. Na face exterior optou-se por utilizar $\phi 10//0.15m$ nas duas direções.



CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS - ANEXO E

Capacidade de Carga Vertical das Estacas

1. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL DAS ESTACAS

1.1. INTRODUÇÃO

A verificação da capacidade de carga das estacas em relação à força vertical transmitida é baseada no trabalho de Bustamante e GIANESSELLI (1999), que utiliza os resultados do CPT “Cone Penetration Test”, nomeadamente a resistência de ponta. Segundo a nova versão deste método, o valor da resistência última ao carregamento de uma estaca, Q_u é obtido através da equação:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = A_p \cdot q_p + \sum A_{si} \cdot q_{si}$$

em que:

- A_p é a área da ponta;
- A_{si} é a área do fuste da camada de solo;
- q_u é a resistência de ponta unitária;
- q_{si} é a resistência lateral unitária.

Estas resistências são função dos valores determinados no CPT:

$$q_p = k_c \cdot q_{ce}$$

$$q_{si} = \min[q_c / \beta; q_{s\max}]$$

em que q_{ce} é o valor ponderado de q_c em torno da base da estaca e k_c e β são dependentes da natureza do solo e do tipo da estaca (como especificado na metodologia LCPC/DTU – Bustamante e GIANESSELLI, 1999).

O valor de cálculo da resistência é por sua vez obtido, para estado limite último associado a combinações fundamentais, através de:

$$Q_d = \frac{Q_u}{1,4}$$

Quanto ao estado limite de utilização, a verificação é efetuada com recurso à carga limite de fluência, Q_c , cujo valor para estacas moldadas é calculado da seguinte forma:

$$Q_c = 0,5 \times Q_{pu} + 0,7 \times Q_{su}$$

Sendo assim, o valor de cálculo da resistência para o estado limite de utilização, para combinações quase-permanentes, é dado pela expressão:

$$Q_d = \frac{Q_c}{1,4}$$

A verificação da capacidade de carga foi efetuada para as estacas dos quatro alinhamentos definidos, de acordo com a geometria e as condições geológico-geotécnicas estimadas.

1.2. AÇÕES E COMBINAÇÕES

De acordo com os resultados obtidos no modelo estrutural (apresentados nos respetivos anexos), as estacas de cada alinhamento serão sujeitas às cargas máximas apresentadas na tabela seguinte, para as diferentes combinações a verificar de acordo com o método.

Tabela 1 – Cargas máximas em cada alinhamento

Alinhamento	Carga ELU (Fundamental)	Carga ELS (Quase-Permanente)	Secção da Estaca
E1 (0+068,079)	1843 kN	693 kN	φ 600 mm
P1 (0+080,579)	2965 kN	1552 kN	φ 800 mm
P2 (0+097,579)	2996 kN	1573 kN	φ 800 mm
E2 (0+110,079)	1850 kN	713 kN	φ 600 mm

Os valores apresentados na tabela anterior serão então comparados com os valores de capacidade de carga estimada para cada estaca, de acordo com a sua geometria (secção e comprimento total) e condições geológico-geotécnicas (estimadas de acordo com os elementos de prospeção geotécnica e interpretação integrantes do projeto).

1.3. RESULTADOS OBTIDOS

1.3.1. Encontro E1

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS (Método LCPC/DTU 1999) Resistência de Ponta Q_{pu}																			
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC																
DESIGNAÇÃO:	E1	COLABORADOR:	PD DATA: Setembro 2016																
$Q_{pu} = A_p \cdot k_c \cdot q_{ce}$		Correlação : SPT com CPT																	
Q_{pu} - Resistência de Ponta;																			
A_p - Área de Secção da Estaca;																			
k_c - Fator adimensional dependente do tipo de estaca e do tipo de terreno;																			
q_{ce} - Valor ponderado de q_c (resistência de ponta do cone)																			
Correlações para o Método de Bustamante		Correlação CPT/SPT q_c (kPa) / NSPT																	
Argilas ou siltes argilosos (1)		200																	
Areias ou cascalhos (2)		400																	
Talco / Crês (3)		330 a 670																	
Margas ou calcários margosos (4)		175																	
Valor do factor de capacidade de carga (M. Bustamante e L. Gianceselli)	q_c (kPa)	k_c																	
		Estacas moldadas	Estacas cravadas																
Argilas ou siltes moles (A)	< 3000	0,40	0,55																
Argilas ou siltes duros (B)	3000 a 6000	0,40	0,55																
Argilas ou siltes rijos (C)	> 6000	0,40	0,55																
Areias ou cascalhos soltos (A)	< 5000	0,15	0,50																
Areias ou cascalhos médios (B)	8000 a 15000	0,15	0,50																
Areias ou cascalhos compactos (C)	> 20000	0,15	0,50																
Talco / Crês moles (A)	< 5000	0,20	0,30																
Talco / Crês alterados (B)	> 5000	0,30	0,45																
Talco / Crês consistentes (C)	-	-	-																
Margas ou calcários margosos moles (A)	-	-	-																
Margas ou calcários margosos consistentes (B)	-	-	-																
Rochas alteradas (A)	-	-	-																
Rochas fracturadas (B)	-	-	-																
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">DADOS DE ENTRADA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NSPT</td> <td>Diâmetro da Estaca ϕ (mm)</td> </tr> <tr> <td>60</td> <td>600</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Tipo de Solo</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Areias ou cascalhos (2)</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Areias ou cascalhos compactos (C)</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Método de Execução</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Estacas moldadas</td> </tr> </tbody> </table>				DADOS DE ENTRADA		NSPT	Diâmetro da Estaca ϕ (mm)	60	600	Tipo de Solo		Areias ou cascalhos (2)		Areias ou cascalhos compactos (C)		Método de Execução		Estacas moldadas	
DADOS DE ENTRADA																			
NSPT	Diâmetro da Estaca ϕ (mm)																		
60	600																		
Tipo de Solo																			
Areias ou cascalhos (2)																			
Areias ou cascalhos compactos (C)																			
Método de Execução																			
Estacas moldadas																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">PARÂMETROS ADOPTADOS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>K_c</td> <td>0,15</td> </tr> <tr> <td>q_c / N_{spt}</td> <td>400 2500</td> </tr> <tr> <td>A_p (m²)</td> <td>0,2827</td> </tr> <tr> <td>q_c (kPa)</td> <td>24000</td> </tr> </tbody> </table>				PARÂMETROS ADOPTADOS		K_c	0,15	q_c / N_{spt}	400 2500	A_p (m ²)	0,2827	q_c (kPa)	24000						
PARÂMETROS ADOPTADOS																			
K_c	0,15																		
q_c / N_{spt}	400 2500																		
A_p (m ²)	0,2827																		
q_c (kPa)	24000																		
Q_{pu} (kN)		1017,9																	

GEG.GET.FCL01.V01
Versão 1.0 - outubro 2013

 GEG
GABINETE DE ESTRUTURAS
E GEOTECNIA

Página 1/4

Fig. 1 – Estimativa da Resistência de Ponta Q_{pu}

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS AS CARGAS VERTICAIS
(Método LCPC/DTU 1999)
 Resistência Lateral Q_{su}

CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC
DESIGNAÇÃO:	E1	COLABORADOR:	PD
		DATA:	Setembro 2016

$Q_{su} = \Sigma (A_{si} \cdot q_{si})$

Q_{su} - Resistência Lateral;
 A_{si} - Área da superfície lateral da estaca na camada genérica i
 q_{si} - Valor característico da resistência lateral unitária.

Dados de Entrada	
Diâmetro da Estaca ϕ (mm)	600

Número de Camadas
4

Estaca	
Moldada	Sem tubo
	Normal

Propriedades das camadas																		
Camada	Cota Inicial	Cota Final	L (m)	Correlação	N_{SPT} médio	q_c (kPa)	pl^* (kPa)	Tipo Solo	q_c (kPa) / N_{SPT}	q_c (kPa)	β	q_c / β (kPa)	$q_{adm.}$ (kPa)	p_i (kPa) / N_{SPT}	pl^* (kPa)	Curva Limite	q_{si}	$Q_{su, i}$
1	0,00	-1,10	1,1	SPT com CPT	5	-	-	2A	400	2000	200	10	-	-	-	-	10,0	20,7
2	-1,10	-1,85	0,8	SPT com CPT	60	-	-	2C	400	24000	200	120	120	-	-	-	120,0	169,6
3	-1,85	-5,90	4,1	SPT com CPT	25	-	-	2A	400	10000	200	50	-	-	-	-	50,0	381,7
4	-5,90	-10,50	4,6	SPT com CPT	60	-	-	2C	400	24000	200	120	120	-	-	-	120,0	1040,5

$Q_{su} = \Sigma Q_{su, i} \text{ (kN)}$ **1612,6**

GEG.GET.FCL01.V01
 Versão 1.0 - outubro 2013


GEG
 GABINETE DE ESTRUTURAS
 E GEOTECNIA

Página 2/4

Fig. 2 – Estimativa da Resistência Lateral Q_{su}

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS (Método LCPC/DTU 1999) Valor de Cálculo ao Carregamento de uma Estaca											
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC								
DESIGNAÇÃO:	E1	COLABORADOR:	PD DATA: Setembro 2016								
$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$											
Estacas sem deslocamento do terreno (moldadas): $Q_c = 0,5.Q_{pu} + 0,7.Q_{su}$											
Estacas com deslocamento do terreno (cravadas): $Q_c = 0,7.Q_{pu} + 0,7.Q_{su}$											
Carga de cálculo (Q_d)											
Estado limite último		Estado limite de serviço									
Comb. fundamentais:	$Q_d = Q_u/1,4$	Comb. raras:	$Q_d = Q_c/1,1$								
Comb. acidentais:	$Q_d = Q_u/1,2$	Comb. quase-permanentes:	$Q_d = Q_c/1,4$								
<table><tr><th colspan="2">RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)</th></tr><tr><td>Q_{pu} (kN)</td><td>Q_{su} (kN)</td></tr><tr><td>1018</td><td>1613</td></tr></table>				RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)		Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)	1018	1613		
RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)											
Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)										
1018	1613										
<table><tr><th colspan="2">CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)</th></tr><tr><td>Q_U (kN)</td><td>Q_C (kN)</td></tr><tr><td>2630</td><td>1638</td></tr></table>				CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)		Q_U (kN)	Q_C (kN)	2630	1638		
CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)											
Q_U (kN)	Q_C (kN)										
2630	1638										
<table><tr><th colspan="2">RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)</th></tr><tr><td>Estado limite</td><td>Último</td></tr><tr><td>Combinação</td><td>Fundamental</td></tr><tr><td>Q_d (kN)</td><td>1878,9</td></tr></table>				RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)		Estado limite	Último	Combinação	Fundamental	Q_d (kN)	1878,9
RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)											
Estado limite	Último										
Combinação	Fundamental										
Q_d (kN)	1878,9										
<table><tr><th colspan="2">RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)</th></tr><tr><td>Estado limite</td><td>Serviço</td></tr><tr><td>Combinação</td><td>Quase-permanente</td></tr><tr><td>Q_d (kN)</td><td>1169,8</td></tr></table>				RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)		Estado limite	Serviço	Combinação	Quase-permanente	Q_d (kN)	1169,8
RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)											
Estado limite	Serviço										
Combinação	Quase-permanente										
Q_d (kN)	1169,8										
<table><tr><th colspan="2">CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA</th></tr><tr><td>ELU (kN)</td><td>ELS (kN)</td></tr><tr><td>1843</td><td>693</td></tr><tr><td>OK</td><td>OK</td></tr></table>				CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA		ELU (kN)	ELS (kN)	1843	693	OK	OK
CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA											
ELU (kN)	ELS (kN)										
1843	693										
OK	OK										

GEG

GABINETE DE ESTRUTURAS
E GEOTECNIA

GEG.GET.FCL01.V01
Versão 1.0 - outubro 2013

Página 3/4

Fig. 3 – Verificação de segurança para as cargas verticais

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS					
(Método LCPC/DTU 1999)					
(Verificação dos Estados Limites de Compressão do Betão - ELS)					
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC		
DESIGNAÇÃO:	E1	COLABORADOR:	PD	DATA:	Setembro 2016

	Tipo de fundação	f _{cmax}	k ₁	opção	
Grupo A	Estacas ou paredes pré-fab. colocadas num furo ou vala	f _{c28}	1,00	☐	SELECIONAR OPÇÃO
	Estacas tubulares pré-esforçadas	30 MPa	1,15	☐	
	Estacas pré-fabricadas em betão armado, cravadas	30 MPa	1,15	☐	
	Poços com betão vibrado	f _{c28}	1,00	☐	
	Poços com betão não vibrado	f _{c28}	1,20	☐	
Grupo B	Estacas apiloadas com rolhão de betão	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas apiloadas com tubo obturado	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas e barretas moldadas simples	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas moldadas com tubo moldador				
	- betonadas a seco	25 MPa	1,10	☐	
	- betonadas abaixo do nível freático	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas com trado contínuo				
	- tipo 1 (s/ registo de parâmetros de furação e de bet.)	25 MPa	1,50	☐	
	- tipo 2 (c/ registo de parâmetros de furação e de bet.)	25 MPa	1,20	☒	
	- tipo 3 (c/ registo de parâmetros de furação e de betonagem, c/ tubo de betonagem telescópico)	25 MPa	1,05	☐	
	Estacas e barretas betonadas sob lamas bentoníticas, paredes moldadas.	25 MPa	1,20	☐	

f_c^{*} - resistência convencional do betão;

f_{cj} - resistência característica do betão aos j dias de idade;

f_{cmax} - limite dependente do tipo de fundação;

k₁ - coeficiente que tem em conta o modo de instalação da estaca no terreno bem como as possíveis variações de secção resultantes do processo de execução;

k₂ - coeficiente que tem em conta as dificuldades de bet. relacionadas com a geometria da fundação.

DADOS DE ENTRADA	
Diâmetro da Estaca φ (mm)	600
Comprimento da Estaca (m)	10,5
Tipo de Betão	C30/37
Classe do Cimento	N
Dias de cura	28

PARÂMETROS ADOTADOS	
k ₁	1,20
k ₂	1,00
f _{cj} (kPa)	30000
f _{c28} (kPa)	30000
f _{cmax} (kPa)	25000

f_c^{*} = min (f_{cj}; f_{c28}; f_{cmax}) / (k₁.k₂)

f _c [*] (kPa)	20833,33
-----------------------------------	----------

VALOR MÉDIO DA TENSÃO DE COMPRESSÃO DO BETÃO (máximo recomendado)	
0,3 f _c [*] (kPa)	6250,00

Carga (ELS) _{máx} (kN)	1767,1
Carga (ELS) (kN)	693,0

Carga (ELS)_{máx} > Carga (ELS)
OK

GEG.GET.FCL01.V01
Versão 1.0 - outubro 2013

GEG
 GABINETE DE ESTRUTURAS
 E GEOTECNIA

Página 4/4

Fig. 4 – Verificação dos estados limite de compressão do betão (ELS)

1.3.2. Pilar-Estaca P1

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS (Método LCPC/DTU 1999) Resistência de Ponta Q_{pu}			
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC
DESIGNAÇÃO:	P1	COLABORADOR:	PD
		DATA:	Setembro 2016
$Q_{pu} = A_p \cdot k_c \cdot q_c$		Correlação : SPT com CPT	
Q_{pu} - Resistência de Ponta;			
A_p - Área de Secção da Estaca;			
k_c - Fator adimensional dependente do tipo de estaca e do tipo de terreno;			
q_c - Valor ponderado de q_c (resistência de ponta do cone)			
Correlações para o Método de Bustamante		Correlação CPT/SPT	
		q_c (kPa) / NSPT	
Argilas ou siltes argilosos (1)		200	
Areias ou cascalhos (2)		400	
Talco / Crês (3)		330 a 670	
Margas ou calcários margosos (4)		175	
Valor do factor de capacidade de carga (M. Bustamante e L. Gianceselli)	q_c (kPa)	k_c	
		Estacas moldadas	Estacas cravadas
Argilas ou siltes moles (A)	< 3000	0,40	0,55
Argilas ou siltes duros (B)	3000 a 6000	0,40	0,55
Argilas ou siltes rijos (C)	> 6000	0,40	0,55
Areias ou cascalhos soltos (A)	< 5000	0,15	0,50
Areias ou cascalhos médios (B)	8000 a 15000	0,15	0,50
Areias ou cascalhos compactos (C)	> 20000	0,15	0,50
Talco / Crês moles (A)	< 5000	0,20	0,30
Talco / Crês alterados (B)	> 5000	0,30	0,45
Talco / Crês consistentes (C)	-	-	-
Margas ou calcários margosos moles (A)	-	-	-
Margas ou calcários margosos consistentes (B)	-	-	-
Rochas alteradas (A)	-	-	-
Rochas fracturadas (B)	-	-	-
DADOS DE ENTRADA			
NSPT		Diâmetro da Estaca ϕ (mm)	
60		800	
Tipo de Solo			
Areias ou cascalhos (2)			
Areias ou cascalhos compactos (C)			
Método de Execução			
Estacas moldadas			
PARÂMETROS ADOPTADOS			
K_c	0,15		
$q_c/NSPT$	400	2500	
A_p (m ²)	0,5027		
q_c (kPa)	24000		
Q_{pu} (kN)	1809,6		
GEG.GET.FCL01.V01 Versão 1.0 - outubro 2013			
 GEG GABINETE DE ESTRUTURAS E GEOTECNIA			
			Página 1/4

Fig. 5 – Estimativa da Resistência de Ponta Q_{pu}

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS
(Método LCPC/DTU 1999)
 Resistência Lateral Q_{su}

CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC	
DESIGNAÇÃO:	P1	COLABORADOR:	PD	DATA: Setembro 2016

$Q_{su} = \Sigma (A_{si} \cdot q_{si})$

Q_{su} - Resistência Lateral;
 A_{si} - Área da superfície lateral da estaca na camada genérica i
 q_{si} - Valor característico da resistência lateral unitária.

Dados de Entrada	
Diâmetro da Estaca ϕ (mm)	800

Número de Camadas
4

Estaca	
Moldada	Sem tubo
	Normal

Propriedades das camadas																	
Camada	Cota Inicial	Cota Final	L(m)	Correlação	N_{SPT} médio	q_c (kPa)	p_{1*} (kPa)	Tipo	q_c (kPa) / N_{SPT}	β	q_c / β (kPa)	$q_{cmax.}$ (kPa)	p_1 (kPa) / N_{SPT}	p_{1*} (kPa) Limite	Curva	q_{si}	$Q_{su, i}$
1	0,00	-3,10	3,1	SPT com CPT	5	-	-	2A	400	2000	200	10	-	-	-	10,0	77,9
2	-3,10	-3,85	0,8	SPT com CPT	60	-	-	2C	400	24000	200	120	120	-	-	120,0	226,2
3	-3,85	-8,05	4,2	SPT com CPT	25	-	-	2A	400	10000	200	50	-	-	-	50,0	527,8
4	-8,05	-14,00	6,0	SPT com CPT	60	-	-	2C	400	24000	200	120	120	-	-	120,0	1794,5

$Q_{su} = \Sigma Q_{su, i} \text{ (kN)}$ **2626,4**

GEG.GET.FCL01.V01
 Versão 1.0 - outubro 2013


GEG
 GABINETE DE ESTRUTURAS
 E GEOTECNIA

Página 2/4

Fig. 6 – Estimativa da Resistência Lateral Q_{su}

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS AS CARGAS VERTICAIS (Método LCPC/DTU 1999) Valor de Cálculo ao Carregamento de uma Estaca											
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC								
DESIGNAÇÃO:	P1	COLABORADOR:	PD DATA: Setembro 2016								
$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$											
Estacas sem deslocamento do terreno (moldadas): $Q_c = 0,5 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su}$											
Estacas com deslocamento do terreno (cravadas): $Q_c = 0,7 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su}$											
Carga de cálculo (Q_d)											
Estado limite último		Estado limite de serviço									
Comb. fundamentais:	$Q_d = Q_u/1,4$	Comb. raras:	$Q_d = Q_c/1,1$								
Comb. acidentais:	$Q_d = Q_u/1,2$	Comb. quase-permanentes:	$Q_d = Q_c/1,4$								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Q_{pu} (kN)</td> <td>Q_{su} (kN)</td> </tr> <tr> <td>1810</td> <td>2626</td> </tr> </tbody> </table>				RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)		Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)	1810	2626		
RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)											
Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)										
1810	2626										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Q_u (kN)</td> <td>Q_c (kN)</td> </tr> <tr> <td>4436</td> <td>2743</td> </tr> </tbody> </table>				CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)		Q_u (kN)	Q_c (kN)	4436	2743		
CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)											
Q_u (kN)	Q_c (kN)										
4436	2743										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Estado limite</td> <td>Último</td> </tr> <tr> <td>Combinação</td> <td>Fundamental</td> </tr> <tr> <td>Q_d (kN)</td> <td>3168,5</td> </tr> </tbody> </table>				RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)		Estado limite	Último	Combinação	Fundamental	Q_d (kN)	3168,5
RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)											
Estado limite	Último										
Combinação	Fundamental										
Q_d (kN)	3168,5										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Estado limite</td> <td>Serviço</td> </tr> <tr> <td>Combinação</td> <td>Quase-permanente</td> </tr> <tr> <td>Q_d (kN)</td> <td>1959,5</td> </tr> </tbody> </table>				RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)		Estado limite	Serviço	Combinação	Quase-permanente	Q_d (kN)	1959,5
RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)											
Estado limite	Serviço										
Combinação	Quase-permanente										
Q_d (kN)	1959,5										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ELU (kN)</td> <td>ELS (kN)</td> </tr> <tr> <td>2965</td> <td>1552</td> </tr> <tr> <td>OK</td> <td>OK</td> </tr> </tbody> </table>				CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA		ELU (kN)	ELS (kN)	2965	1552	OK	OK
CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA											
ELU (kN)	ELS (kN)										
2965	1552										
OK	OK										
GEG.GET.FCL01.V01 Versão 1.0 - outubro 2013  GEG GABINETE DE ESTRUTURAS E GEOTECNIA Página 3/4											

Fig. 7 – Verificação de segurança para as cargas verticais

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS				
(Método LCPC/DTU 1999)				
(Verificação dos Estados Limites de Compressão do Betão - ELS)				
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC	
DESIGNAÇÃO:	P1	COLABORADOR:	PD	DATA: Setembro 2016

	Tipo de fundação	f _{cmax}	k ₁	opção	SELECIONAR OPÇÃO
Grupo A	Estacas ou paredes pré-fab. colocadas num furo ou vala	f _{c28}	1,00	☐	
	Estacas tubulares pré-esforçadas	30 MPa	1,15	☐	
	Estacas pré-fabricadas em betão armado, cravadas	30 MPa	1,15	☐	
	Poços com betão vibrado	f _{c28}	1,00	☐	
	Poços com betão não vibrado	f _{c28}	1,20	☐	
Grupo B	Estacas apoiadas com rolhão de betão	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas apoiadas com tubo obturado	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas e barretas moldadas simples	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas moldadas com tubo moldador				
	- betonadas a seco	25 MPa	1,10	☐	
	- betonadas abaixo do nível freático	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas com trado contínuo				
	- tipo 1 (s/ registo de parâmetros de furação e de bet.)	25 MPa	1,50	☐	
	- tipo 2 (c/ registo de parâmetros de furação e de bet.)	25 MPa	1,20	☒	
	- tipo 3 (c/ registo de parâmetros de furação e de betonagem, c/ tubo de betonagem telescópico)	25 MPa	1,05	☐	
Estacas e barretas betonadas sob lamas bentoníticas, paredes moldadas.	25 MPa	1,20	☐		

f_c^{*} - resistência convencional do betão;

f_{cj} - resistência característica do betão aos j dias de idade;

f_{cmax} - limite dependente do tipo de fundação;

k₁ - coeficiente que tem em conta o modo de instalação da estaca no terreno bem como as possíveis variações de secção resultantes do processo de execução;

k₂ - coeficiente que tem em conta as dificuldades de bet. relacionadas com a geometria da fundação.

DADOS DE ENTRADA	
Diâmetro da Estaca φ (mm)	800
Comprimento da Estaca (m)	14,0
Tipo de Betão	C30/37
Classe do Cimento	N
Dias de cura	28

PARÂMETROS ADOTADOS	
k ₁	1,20
k ₂	1,00
f _{cj} (kPa)	30000
f _{c28} (kPa)	30000
f _{cmax} (kPa)	25000

f_c^{*} = min (f_{cj}; f_{c28}; f_{cmax}) / (k₁ · k₂)

f _c [*] (kPa)	20833,33
-----------------------------------	----------

VALOR MEDIO DA TENSÃO DE COMPRESSÃO DO BETÃO (máximo recomendado)	
0,3 f _c [*] (kPa)	6250,00

Carga (ELS) _{máx} (kN)	3141,6
Carga (ELS) (kN)	1552,0

Carga (ELS)_{máx} > Carga (ELS)
OK

GEG.GET.FCL01.V01
Versão 1.0 - outubro 2013

GEG
GABINETE DE ESTRUTURAS
E GEOTECNIA

Página 4/4

Fig. 8 – Verificação dos estados limite de compressão do betão (ELS)

1.3.3. Pilar-Estaca P2

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS (Método LCPC/DTU 1999) Resistência de Ponta Q_{pu}			
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC
DESIGNAÇÃO:	P2	COLABORADOR:	PD
		DATA:	Setembro 2016
$Q_{pu} = A_p \cdot k_c \cdot q_{ce}$		Correlação : SPT com CPT	
Q_{pu} - Resistência de Ponta;			
A_p - Área de Secção da Estaca;			
k_c - Fator adimensional dependente do tipo de estaca e do tipo de terreno;			
q_{ce} - Valor ponderado de q_c (resistência de ponta do cone)			
Correlações para o Método de Bustamante		Correlação CPT/SPT q_c (kPa) / NSPT	
Argilas ou siltes argilosos (1)		200	
Areias ou cascalhos (2)		400	
Talco / Crês (3)		330 a 670	
Margas ou calcários margosos (4)		175	
Valor do factor de capacidade de carga (M. Bustamante e L. Ganeselli)	q_c (kPa)	k_c	
		Estacas moldadas	Estacas cravadas
Argilas ou siltes moles (A)	< 3000	0,40	0,55
Argilas ou siltes duros (B)	3000 a 6000	0,40	0,55
Argilas ou siltes rijos (C)	> 6000	0,40	0,55
Areias ou cascalhos soltos (A)	< 5000	0,15	0,50
Areias ou cascalhos médios (B)	8000 a 15000	0,15	0,50
Areias ou cascalhos compactos (C)	> 20000	0,15	0,50
Talco / Crês moles (A)	< 5000	0,20	0,30
Talco / Crês alterados (B)	> 5000	0,30	0,45
Talco / Crês consistentes (C)	-	-	-
Margas ou calcários margosos moles (A)	-	-	-
Margas ou calcários margosos consistentes (B)	-	-	-
Rochas alteradas (A)	-	-	-
Rochas fracturadas (B)	-	-	-
DADOS DE ENTRADA			
NSPT		Diâmetro da Estaca ϕ (mm)	
60		800	
Tipo de Solo			
Areias ou cascalhos (2)			
Areias ou cascalhos compactos (C)			
Método de Execução			
Estacas moldadas			
PARÂMETROS ADOPTADOS			
K_c	0,15		
q_c / N_{spt}	400	2500	
A_p (m ²)	0,5027		
q_c (kPa)	24000		
Q_{pu} (kN)		1809,6	
GEG.GET.FCL01.V01 Versão 1.0 - outubro 2013  GEG GABINETE DE ESTRUTURAS E GEOTECNIA Página 1/4			

Fig. 9 – Estimativa da Resistência de Ponta Q_{pu}

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS
(Método LCPC/DTU 1999)
 Resistência Lateral Q_{su}

CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC	
DESIGNAÇÃO:	P2	COLABORADOR:	PD	DATA: Setembro 2016

$Q_{su} = \Sigma (A_{si} \cdot q_{si})$

Q_{su} - Resistência Lateral;
 A_{si} - Área da superfície lateral da estaca na camada genérica i
 q_{si} - Valor característico da resistência lateral unitária.

Dados de Entrada	
Diâmetro da Estaca ϕ (mm)	800

Número de Camadas
6

Estaca	
Moldada	Sem tubo
	Normal

Propriedades das camadas																	
Camada	Cota Inicial	Cota Final	L(m)	Correlação	N_{SPT} médio	q_c (kPa)	p_{1*} (kPa)	Tipo	q_c (kPa) / N_{SPT}	β	q_c / β (kPa)	$q_{cmax.}$ (kPa)	p_1 (kPa) / N_{SPT}	p_{1*} (kPa) Limite	Curva	q_{si}	$Q_{su, i}$
1	0,00	-3,15	3,2	SPT com CPT	5	-	-	2A	400	2000	200	10	-	-	-	10,0	79,2
2	-3,15	-4,05	0,9	SPT com CPT	60	-	-	2C	400	24000	200	120	120	-	-	120,0	271,4
3	-4,05	-4,80	0,8	SPT com CPT	13	-	-	2A	400	5200	200	26	-	-	-	26,0	49,0
4	-4,80	-15,35	10,6	SPT com CPT	19	-	-	2A	400	7600	200	38	-	-	-	38,0	1007,6
5	-15,35	-18,60	3,3	SPT com CPT	48	-	-	2B	400	19200	200	96	-	-	-	96,0	784,1
6	-18,60	-21,00	2,4	SPT com CPT	60	-	-	2C	400	24000	200	120	120	-	-	120,0	723,8

$Q_{su} = \Sigma Q_{su, i} \text{ (kN)}$ **2915,1**

GEG.GET.FCL01.V01
 Versão 1.0 - outubro 2013


GEG
 GABINETE DE ESTRUTURAS
 E GEOTECNIA

Página 2/4

Fig. 10 – Estimativa da Resistência Lateral Q_{su}

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS (Método LCPC/DTU 1999) Valor de Cálculo ao Carregamento de uma Estaca											
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC								
DESIGNAÇÃO:	P2	COLABORADOR:	PD								
		DATA:	Setembro 2016								
$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$											
Estacas sem deslocamento do terreno (moldadas): $Q_c = 0,5.Q_{pu} + 0,7.Q_{su}$											
Estacas com deslocamento do terreno (cravadas): $Q_c = 0,7.Q_{pu} + 0,7.Q_{su}$											
Carga de cálculo (Q_d)											
Estado limite último		Estado limite de serviço									
Comb. fundamentais:	$Q_d = Q_u/1,4$	Comb. raras:	$Q_d = Q_c/1,1$								
Comb. acidentais:	$Q_d = Q_u/1,2$	Comb. quase-permanentes:	$Q_d = Q_c/1,4$								
<table><tr><th colspan="2">RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)</th></tr><tr><td>Q_{pu} (kN)</td><td>Q_{su} (kN)</td></tr><tr><td>1810</td><td>2915</td></tr></table>				RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)		Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)	1810	2915		
RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)											
Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)										
1810	2915										
<table><tr><th colspan="2">CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)</th></tr><tr><td>Q_u (kN)</td><td>Q_c (kN)</td></tr><tr><td>4725</td><td>2945</td></tr></table>				CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)		Q_u (kN)	Q_c (kN)	4725	2945		
CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)											
Q_u (kN)	Q_c (kN)										
4725	2945										
<table><tr><th colspan="2">RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)</th></tr><tr><td>Estado limite</td><td>Último</td></tr><tr><td>Combinação</td><td>Fundamental</td></tr><tr><td>Q_d (kN)</td><td>3374,8</td></tr></table>				RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)		Estado limite	Último	Combinação	Fundamental	Q_d (kN)	3374,8
RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)											
Estado limite	Último										
Combinação	Fundamental										
Q_d (kN)	3374,8										
<table><tr><th colspan="2">RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)</th></tr><tr><td>Estado limite</td><td>Serviço</td></tr><tr><td>Combinação</td><td>Quase-permanente</td></tr><tr><td>Q_d (kN)</td><td>2103,8</td></tr></table>				RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)		Estado limite	Serviço	Combinação	Quase-permanente	Q_d (kN)	2103,8
RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)											
Estado limite	Serviço										
Combinação	Quase-permanente										
Q_d (kN)	2103,8										
<table><tr><th colspan="2">CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA</th></tr><tr><td>ELU (kN)</td><td>ELS (kN)</td></tr><tr><td>2996</td><td>1573</td></tr><tr><td>OK</td><td>OK</td></tr></table>				CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA		ELU (kN)	ELS (kN)	2996	1573	OK	OK
CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA											
ELU (kN)	ELS (kN)										
2996	1573										
OK	OK										

GEG

GABINETE DE ESTRUTURAS
E GEOTECNIA

GEG.GET.FCL01.V01
Versão 1.0 - outubro 2013

Página 3/4

Fig. 11 – Verificação de segurança para as cargas verticais

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS				
(Método LCPC/DTU 1999)				
(Verificação dos Estados Limites de Compressão do Betão - ELS)				
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC	
DESIGNAÇÃO:	P2	COLABORADOR:	PD	DATA: Setembro 2016

	Tipo de fundação	f _{cmax}	k ₁	opção	SELECIONAR OPÇÃO
Grupo A	Estacas ou paredes pré-fab. colocadas num furo ou vala	f _{c28}	1,00	☐	
	Estacas tubulares pré-esforçadas	30 MPa	1,15	☐	
	Estacas pré-fabricadas em betão armado, cravadas	30 MPa	1,15	☐	
	Poços com betão vibrado	f _{c28}	1,00	☐	
	Poços com betão não vibrado	f _{c28}	1,20	☐	
Grupo B	Estacas apoiadas com rolhão de betão	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas apoiadas com tubo obturado	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas e barretas moldadas simples	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas moldadas com tubo moldador				
	- betonadas a seco	25 MPa	1,10	☐	
	- betonadas abaixo do nível freático	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas com trado contínuo				
	- tipo 1 (s/ registo de parâmetros de furação e de bet.)	25 MPa	1,50	☐	
	- tipo 2 (c/ registo de parâmetros de furação e de bet.)	25 MPa	1,20	☒	
	- tipo 3 (c/ registo de parâmetros de furação e de betonagem, c/ tubo de betonagem telescópico)	25 MPa	1,05	☐	
Estacas e barretas betonadas sob lamas bentoníticas, paredes moldadas.	25 MPa	1,20	☐		

f_c^{*} - resistência convencional do betão;

f_{cj} - resistência característica do betão aos j dias de idade;

f_{cmax} - limite dependente do tipo de fundação;

k₁ - coeficiente que tem em conta o modo de instalação da estaca no terreno bem como as possíveis variações de secção resultantes do processo de execução;

k₂ - coeficiente que tem em conta as dificuldades de bet. relacionadas com a geometria da fundação.

DADOS DE ENTRADA	
Diâmetro da Estaca φ (mm)	800
Comprimento da Estaca (m)	21,0
Tipo de Betão	C30/37
Classe do Cimento	N
Dias de cura	28

PARÂMETROS ADOTADOS	
k ₁	1,20
k ₂	1,05
f _{cj} (kPa)	30000
f _{c28} (kPa)	30000
f _{cmax} (kPa)	25000

f_c^{*} = min (f_{cj}; f_{c28}; f_{cmax}) / (k₁ · k₂)

f _c [*] (kPa)	19841,27
-----------------------------------	----------

VALOR MEDIO DA TENSÃO DE COMPRESSÃO DO BETÃO (máximo recomendado)	
0,3 f _c [*] (kPa)	5952,38

Carga (ELS) _{máx} (kN)	2992,0
Carga (ELS) (kN)	1573,0

Carga (ELS)_{máx} > Carga (ELS)
OK

GEG.GET.FCL01.V01
Versão 1.0 - outubro 2013


GEG
 GABINETE DE ESTRUTURAS
 E GEOTECNIA

Página 4/4

Fig. 12 – Verificação dos estados limite de compressão do betão (ELS)

1.3.4. Encontro E2

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS (Método LCPC/DTU 1999) Resistência de Ponta Q_{pu}			
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC
DESIGNAÇÃO:	E2	COLABORADOR:	PD
		DATA:	Setembro 2016
$Q_{pu} = A_p \cdot k_c \cdot q_{ce}$		Correlação : SPT com CPT	
Q_{pu} - Resistência de Ponta;			
A_p - Área de Secção da Estaca;			
k_c - Fator adimensional dependente do tipo de estaca e do tipo de terreno;			
q_{ce} - Valor ponderado de q_c (resistência de ponta do cone)			
Correlações para o Método de Bustamante		Correlação CPT/SPT q_c (kPa) / NSPT	
Argilas ou siltes argilosos (1)		200	
Areias ou cascalhos (2)		400	
Talco / Crês (3)		330 a 670	
Margas ou calcários margosos (4)		175	
Valor do factor de capacidade de carga (M. Bustamante e L. Ganeselli)	q_c (kPa)	k_c	
		Estacas moldadas	Estacas cravadas
Argilas ou siltes moles (A)	< 3000	0,40	0,55
Argilas ou siltes duros (B)	3000 a 6000	0,40	0,55
Argilas ou siltes rijos (C)	> 6000	0,40	0,55
Areias ou cascalhos soltos (A)	< 5000	0,15	0,50
Areias ou cascalhos médios (B)	8000 a 15000	0,15	0,50
Areias ou cascalhos compactos (C)	> 20000	0,15	0,50
Talco / Crês moles (A)	< 5000	0,20	0,30
Talco / Crês alterados (B)	> 5000	0,30	0,45
Talco / Crês consistentes (C)	-	-	-
Margas ou calcários margosos moles (A)	-	-	-
Margas ou calcários margosos consistentes (B)	-	-	-
Rochas alteradas (A)	-	-	-
Rochas fracturadas (B)	-	-	-
DADOS DE ENTRADA			
NSPT		Diâmetro da Estaca ϕ (mm)	
60		600	
Tipo de Solo			
Areias ou cascalhos (2)			
Areias ou cascalhos compactos (C)			
Método de Execução			
Estacas moldadas			
PARÂMETROS ADOPTADOS			
K_c	0,15		
q_c / N_{spt}	400	2500	
A_p (m ²)	0,2827		
q_c (kPa)	24000		
Q_{pu} (kN)		1017,9	
GEG.GET.FCL01.V01 Versão 1.0 - outubro 2013			

Fig. 13 – Estimativa da Resistência de Ponta Q_{pu}

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS
(Método LCPC/DTU 1999)
 Resistência Lateral Q_{su}

CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC	
DESIGNAÇÃO:	E2	COLABORADOR:	PD	DATA: Setembro 2016

$Q_{su} = \Sigma (A_{si} \cdot q_{si})$

Q_{su} - Resistência Lateral;
 A_{si} - Área da superfície lateral da estaca na camada genérica i
 q_{si} - Valor característico da resistência lateral unitária.

Dados de Entrada	
Diâmetro da Estaca ϕ (mm)	600

Número de Camadas
4

Estaca	
Moldada	Sem tubo
	Normal

Propriedades das camadas																	
Camada	Cota Inicial	Cota Final	L (m)	Correlação	N_{SPT} médio	q_c (kPa)	p_{1*} (kPa)	Tipo	q_c (kPa) / N_{SPT}	β	q_c / β (kPa)	$q_{cmax.}$ (kPa)	p_1 (kPa) / N_{SPT}	p_{1*} (kPa) Limite	Curva	q_{si}	$Q_{su, i}$
1	0,00	-3,65	3,7	SPT com CPT	8	-	-	2A	400	3200	200	16	-	-	-	16,0	110,1
2	-3,65	-8,30	4,7	SPT com CPT	19	-	-	2A	400	7600	200	38	-	-	-	38,0	333,1
3	-8,30	-11,55	3,3	SPT com CPT	48	-	-	2B	400	19200	200	96	-	-	-	96,0	588,1
4	-11,55	-16,00	4,5	SPT com CPT	60	-	-	2C	400	24000	200	120	120	-	-	120,0	1006,6

$Q_{su} = \Sigma Q_{su, i} \text{ (kN)}$ **2037,8**

GEG.GET.FCL01.V01
Versão 1.0 - outubro 2013


GEG
 GABINETE DE ESTRUTURAS
 E GEOTECNIA

Página 2/4

Fig. 14 – Estimativa da Resistência Lateral Q_{su}

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS (Método LCPC/DTU 1999) Valor de Cálculo ao Carregamento de uma Estaca											
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC								
DESIGNAÇÃO:	E2	COLABORADOR:	PD DATA: Setembro 2016								
$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$											
Estacas sem deslocamento do terreno (moldadas): $Q_c = 0,5.Q_{pu} + 0,7.Q_{su}$											
Estacas com deslocamento do terreno (cravadas): $Q_c = 0,7.Q_{pu} + 0,7.Q_{su}$											
Carga de cálculo (Q_d)											
Estado limite último		Estado limite de serviço									
Comb. fundamentais:	$Q_d = Q_u/1,4$	Comb. raras:	$Q_d = Q_c/1,1$								
Comb. acidentais:	$Q_d = Q_u/1,2$	Comb. quase-permanentes:	$Q_d = Q_c/1,4$								
<table><tr><th colspan="2">RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)</th></tr><tr><td>Q_{pu} (kN)</td><td>Q_{su} (kN)</td></tr><tr><td>1018</td><td>2038</td></tr></table>				RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)		Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)	1018	2038		
RESISTÊNCIA DE PONTA E LATERAL (valores característicos)											
Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)										
1018	2038										
<table><tr><th colspan="2">CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)</th></tr><tr><td>Q_u (kN)</td><td>Q_c (kN)</td></tr><tr><td>3056</td><td>1935</td></tr></table>				CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)		Q_u (kN)	Q_c (kN)	3056	1935		
CARGA ÚLTIMA E CARGA DE CEDÊNCIA (valores característicos)											
Q_u (kN)	Q_c (kN)										
3056	1935										
<table><tr><th colspan="2">RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)</th></tr><tr><td>Estado limite</td><td>Último</td></tr><tr><td>Combinação</td><td>Fundamental</td></tr><tr><td>Q_d (kN)</td><td>2182,6</td></tr></table>				RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)		Estado limite	Último	Combinação	Fundamental	Q_d (kN)	2182,6
RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)											
Estado limite	Último										
Combinação	Fundamental										
Q_d (kN)	2182,6										
<table><tr><th colspan="2">RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)</th></tr><tr><td>Estado limite</td><td>Serviço</td></tr><tr><td>Combinação</td><td>Quase-permanente</td></tr><tr><td>Q_d (kN)</td><td>1382,4</td></tr></table>				RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)		Estado limite	Serviço	Combinação	Quase-permanente	Q_d (kN)	1382,4
RESISTÊNCIA DA ESTACA (valores de cálculo)											
Estado limite	Serviço										
Combinação	Quase-permanente										
Q_d (kN)	1382,4										
<table><tr><th colspan="2">CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA</th></tr><tr><td>ELU (kN)</td><td>ELS (kN)</td></tr><tr><td>1850</td><td>713</td></tr><tr><td>OK</td><td>OK</td></tr></table>				CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA		ELU (kN)	ELS (kN)	1850	713	OK	OK
CARGA VERTICAL ACTUANTE NA ESTACA											
ELU (kN)	ELS (kN)										
1850	713										
OK	OK										

GEG

GABINETE DE ESTRUTURAS
E GEOTECNIA

GEG.GET.FCL01.V01
Versão 1.0 - outubro 2013

Página 3/4

Fig. 15 – Verificação de segurança para as cargas verticais

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS ÀS CARGAS VERTICAIS				
(Método LCPC/DTU 1999)				
(Verificação dos Estados Limites de Compressão do Betão - ELS)				
CÓDIGO:	882.0	PROJETO:	Ponte sobre o Rio Este em Arcos - CMVC	
DESIGNAÇÃO:	E2	COLABORADOR:	PD	DATA: Setembro 2016

	Tipo de fundação	f _{cmax}	k ₁	opção	SELECIONAR OPÇÃO
Grupo A	Estacas ou paredes pré-fab. colocadas num furo ou vala	f _{c28}	1,00	☐	
	Estacas tubulares pré-esforçadas	30 MPa	1,15	☐	
	Estacas pré-fabricadas em betão armado, cravadas	30 MPa	1,15	☐	
	Poços com betão vibrado	f _{c28}	1,00	☐	
	Poços com betão não vibrado	f _{c28}	1,20	☐	
Grupo B	Estacas apoiadas com rolhão de betão	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas apoiadas com tubo obturado	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas e barretas moldadas simples	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas moldadas com tubo moldador				
	- betonadas a seco	25 MPa	1,10	☐	
	- betonadas abaixo do nível freático	25 MPa	1,20	☐	
	Estacas com trado contínuo				
	- tipo 1 (s/ registo de parâmetros de furação e de bet.)	25 MPa	1,50	☐	
	- tipo 2 (c/ registo de parâmetros de furação e de bet.)	25 MPa	1,20	☒	
	- tipo 3 (c/ registo de parâmetros de furação e de betonagem, c/ tubo de betonagem telescópico)	25 MPa	1,05	☐	
Estacas e barretas betonadas sob lamas bentoníticas, paredes moldadas.	25 MPa	1,20	☐		

f_c^{*} - resistência convencional do betão;

f_{cj} - resistência característica do betão aos j dias de idade;

f_{cmax} - limite dependente do tipo de fundação;

k₁ - coeficiente que tem em conta o modo de instalação da estaca no terreno bem como as possíveis variações de secção resultantes do processo de execução;

k₂ - coeficiente que tem em conta as dificuldades de bet. relacionadas com a geometria da fundação.

DADOS DE ENTRADA	
Diâmetro da Estaca φ (mm)	600
Comprimento da Estaca (m)	16,0
Tipo de Betão	C30/37
Classe do Cimento	N
Dias de cura	28

PARÂMETROS ADOTADOS	
k ₁	1,20
k ₂	1,05
f _{cj} (kPa)	30000
f _{c28} (kPa)	30000
f _{cmax} (kPa)	25000

f_c^{*} = min (f_{cj}; f_{c28}; f_{cmax}) / (k₁.k₂)

f _c [*] (kPa)	19841,27
-----------------------------------	----------

VALOR MEDIO DA TENSÃO DE COMPRESSÃO DO BETÃO (máximo recomendado)	
0,3 f _c [*] (kPa)	5952,38

Carga (ELS) _{máx} (kN)	1683,0
Carga (ELS) (kN)	713,0

Carga (ELS)_{máx} > Carga (ELS)
OK

GEG.GET.FCL01.V01
Versão 1.0 - outubro 2013

GEG
GABINETE DE ESTRUTURAS
E GEOTECNIA

Página 4/4

Fig. 16 – Verificação dos estados limite de compressão do betão (ELS)