

VIADUTOS DE TABULEIRO EM VIGAS DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como
banzo inferior na proximidade dos apoios

FILIPA RAQUEL DE GOUVEIA GONÇALVES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

Aos meus pais

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço aos meus pais, que sem eles não seria ninguém. Pela sua preocupação, carinho, incentivo e apoio que deram não só no decorrer da elaboração da tese, mas também ao longo de toda a minha vida.

Em especial ao meu pai, por todo o apoio que me proporcionou. A atenção, o tempo dispensado para que todas as minhas dúvidas se tornassem certezas.

Igualmente especial, à minha mãe, pela força, amizade e compreensão.

Ao meu irmão, que esteve sempre do meu lado, que de uma forma ou de outra, ajudou-me, foi amigo e principalmente um bom mano.

Ao Edgar, uma pessoa muito especial na minha vida, que tanto me apoiou. Discuti assuntos comigo de maneira a que se tornassem mais claros e evidentes. Foi uma pessoa sempre presente.

À Laura, amiga ao longo da minha vida como estudante.

À Nicole, que desde sempre acreditou em mim.

A todos os meus amigos de faculdade, aos quais estive menos presente, pela compreensão e paciência que demonstraram.

Aos meus colegas de curso, que sem eles esta etapa não era possível.

RESUMO

O presente trabalho tem como objectivo o estudo de viadutos de vários tramos em vigas de betão armado e pré-esforçado, com tabuleiros de altura constante e consequentes problemáticas nas zonas dos apoios de continuidade.

A construção deste tipo de pontes é usualmente feita pelo método de construção de cimbres auto-lançável, sendo, portanto, este o escolhido. Para este método construtivo é necessária uma viga de lançamento, que alcance, pelo menos, um tramo. Trata-se de um método simples e de fácil execução, mas de difícil realização dos apoios. Como tal, tem apenas um apoio fixo na extremidade e os restantes são móveis.

A abordagem a este tema é conseguida, em primeiro lugar, pela modelação de um viaduto vigado com inércia constante. Em pontes com tais características, é de fácil percepção os apoios constituírem uma dificuldade ao dimensionamento dos elementos estruturais dos respectivos tabuleiros, visto serem sede de momentos negativos de grandeza bastante elevada.

A área de betão armado à compressão é muitas vezes insuficiente para absorver os momentos negativos, sendo que se torna necessária uma solução eficaz que consiga responder a tais momentos. Exemplos de soluções possíveis são o alargamento das vigas, o aumento da altura das vigas, a colocação de armadura de compressão, com estribos apertados, a colocação de uma carlinga e a inserção de uma laje inferior formando uma secção tipo caixão. É este último exemplo o desenvolvido ao longo deste trabalho, sendo então motivo de análise a alteração da distribuição de esforços por via da inserção de um banzo inferior, aumentando deste modo a inércia à flexão.

São desenvolvidos estudos onde a inserção do banzo inferior é apenas concentrada na zona dos apoios, com intuito de contribuir para a absorção dos elevados momentos negativos que surgem nessa região. A colocação da laje inferior apenas junto aos apoios apresenta vantagens provenientes do facto de que o aumento do peso próprio que se faz sentir aquando da sua introdução, não afectar significativamente o desenvolvimento global dos momentos na estrutura, uma vez que o aumento da acção devido ao peso próprio está posicionada na vizinhança do apoio.

Por outra via, verifica-se um aumento de rigidez da estrutura localizada na zona onde se encontra a laje inferior, e, conseqüentemente, apesar de não muito significativo, constata-se um aumento dos momentos no apoio e por esse motivo um decréscimo dos momentos flectores associados ao meio vão. Assim, apesar de agravar de algum modo os momentos negativos, este é de tal ordem pequeno comparativamente ao benéfico aumento de inércia, isto é, rigidez, que se faz sentir na estrutura.

Os factos acima descritos, são confirmados com o desenvolver dos capítulos seguintes, onde os mesmos são quantificados.

PALAVRAS-CHAVE: Viaduto, tabuleiro, inércia variável, pré-esforço.

ABSTRACT

This present work has as objective the study of viaducts of several frames in concrete and prestressed beams, with trays of constant height and the consequent problems at the areas of continuity supports.

The construction of such bridges is usually made by the method of construction of self-centering releasable, therefore that is the choice. For this constructive approach is needed to launch a beam, which reach at least one leg. It is a simple and easy to perform, but difficult to achieve the supports. As a result, it has only one fixed end support and the others are mobile.

The approach to this concern is first achieved by modeling a viaduct with beams that has constant inertia. On bridges with such characteristics, is easily perceived that supports constitute a difficulty in sizing the structural elements of their boards as being the seat of negative moments of high magnitude.

The area of compression reinforced concrete is often insufficient to absorb the negative moments, which is required an efficient solution that can respond to such moments. Examples of possible solutions are the extension of the beams, increasing the height of beams, the placement of compression reinforcement, with straps fastened, the placement of a nacelle and the insertion of a slab bottom section forming a kind coffin. The last example is the one that is developed throughout this work, the reason of the change analysis of the distribution of effort by the insertion of a mess less, thus increasing the inertia to bending.

Studies are developed where the insertion of uprights is only concentrated in the lower area of support in order to contribute to the high absorption of negative moments that arise in this region. The placement of the slab only with the lower support has advantages from the fact that increasing the weight itself that is felt at the time of its introduction, not significantly affect the overall development of the moments in the structure, since the rise of the action due to weight itself is positioned in the vicinity of the support.

Other means, there is an increase of rigidity of the structure located in the area where the bottom slab, and therefore, although not very significant, there was an increase of the moments in support and therefore a decrease of the moments bending associated with the middle range. Thus, although worse in some ways the negative moments, this is such small compared to the beneficial increase of inertia and consequent increase of stiffness, which is felt in the structure. The facts described above, are confirmed with the development of the following chapters, where they are quantified.

KEYWORDS: Viaduct, tray, variable inertia, pre-stressed.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

VIADUTOS DE TABULEIRO EM VIGAS DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO	1
1 INTRODUÇÃO	1.1
1.1. GENERALIDADES	1.1
1.1.1. VIADUTO	1.1
1.1.2. SECÇÃO TRANSVERSAL VIGADA	1.1
1.1.3. PRÉ-ESFORÇO	1.2
1.2. OBJECTIVOS	1.2
1.3. CONTEXTO HISTÓRICO	1.2
1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	1.6
2 CONCEPÇÃO DE PONTES	2.9
2.1. ELEMENTOS A CONSIDERAR NUM PROJECTO DE PONTES OU VIADUTOS	2.9
2.1.1. MODELAÇÃO DE VÃOS	2.10
2.1.2. MATERIAIS ESTRUTURAIS UTILIZADOS EM PONTES E VIADUTOS	2.11
2.1.2.1. Betão	2.11
2.1.2.2. Aço	2.12
2.1.2.3. Aço de alta resistência	2.13
2.1.3. TIPOS ESTRUTURAIS DE PONTES DE BETÃO – SISTEMA LONGITUDINAL	2.14
2.1.3.1. Pontes em viga	2.14
2.1.3.2. Pontes em pórtico	2.16
2.1.3.3. Pontes em arco	2.17
2.1.3.4. Pontes atirantadas	2.19
2.1.3.5. Pontes suspensas	2.20
2.1.4. SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO	2.21
2.1.4.1. Secção em laje	2.21
2.1.4.2. Secção em laje vigada	2.22
2.1.4.3. Secção em caixão	2.23

2.1.5. SISTEMA DE LIGAÇÃO ENTRE O TABULEIRO E OS PILARES OU ENCONTROS	2.25
2.1.6. PROCESSOS CONSTRUTIVOS	2.25
2.1.6.1. Cimbre ao solo.....	2.26
2.1.6.2. Cimbre auto-lançável	2.26
2.1.6.3. Avanços sucessivos.....	2.28
2.1.6.4. Deslocamentos sucessivos	2.29
3 ABORDAGEM AO PROJECTO DO VIADUTO.....	3.31
3.1. JUSTIFICAÇÃO DO PROJECTO EM ESTUDO	3.31
3.1.1. MODELAÇÃO DE VÃOS	3.31
3.1.2. MATERIAIS ESTRUTURAIS UTILIZADOS.....	3.32
3.1.3. SISTEMA LONGITUDINAL ADOPTADO	3.32
3.1.4. SISTEMA TRANSVERSAL ADOPTADO.....	3.32
3.1.5. PROCESSO CONSTRUTIVO	3.33
4 APLICAÇÃO DAS ACÇÕES E COMBINAÇÃO DE ACÇÕES PELOS EUROCÓDIGOS	4.35
4.1. GENERALIDADES	4.35
4.2. ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS	4.35
4.2.1. ACÇÕES PERMANENTES	4.36
4.2.1.1. Acções directas.....	4.36
4.2.1.2. Acções indirectas.....	4.37
4.2.1.3. Acção de pré-esforço	4.41
4.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS	4.42
4.2.2.1. Acções de tráfego	4.42
4.2.2.2. Dispersão das forças concentradas	4.46
4.2.2.3. Acções dos passeios	4.46
4.2.2.4. Acções nos parapeitos pedestres	4.47
4.2.2.5. Acções de aceleração ou travagens	4.47
4.2.2.6. Acção do vento	4.47
4.2.3. ACÇÕES TRANSITÓRIAS	4.51
4.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS.....	4.52
4.3.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU).....	4.52
4.3.2. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO (ELS).....	4.53

5 DURABILIDADE E RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS, ANÁLISE ESTRUTURAL, ESTADO LIMITE ÚLTIMO E DE SERVIÇO	5.55
5.1. RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS.....	5.55
5.2. ANÁLISE ESTRUTURAL	5.55
5.2.1. LARGURA EFECTIVA	5.55
5.3. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	5.56
5.3.1. COMPRESSÃO OU FLEXÃO DE PEÇAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO	5.56
5.3.2. ESFORÇO TRANSVERSO	5.57
5.3.2.1. Necessidade de armaduras de esforço transverso.....	5.57
5.4. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO.....	5.58
5.4.1. LIMITAÇÃO DE TENSÕES	5.58
5.4.2. CONTROLO DE FENDILHAÇÃO.....	5.59
5.4.2.1. Controlo de fendilhação na viga.....	5.59
5.4.2.2. Controlo de fendilhação na laje.....	5.62
5.4.3. CONTROLO DE DEFORMAÇÕES.....	5.62
6 ANÁLISE ESTRUTURAL, COMBINAÇÕES DE ACÇÕES E SEGURANÇA DA LAJE EM ELU	6.65
6.1. GENERALIDADES	6.65
6.2. ANÁLISE DOS MOMENTOS POSITIVOS NA LAJE – SECÇÃO A MEIO VÃO	6.65
6.2.1. ACÇÕES PERMANENTES	6.66
6.2.1.1. Acções directas.....	6.66
6.2.1.2. Acções indirectas.....	6.66
6.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS	6.67
6.2.2.1. Acções de tráfego	6.67
➤ Modelo de carga 1	6.67
➤ Modelo de carga 2	6.68
6.2.2.2. Acções nos passeios	6.68
6.2.2.3. Acções nos parapeitos pedestres	6.68
6.2.2.4. Acção do vento	6.68
➤ Vento na direcção x	6.69
➤ Vento na direcção z	6.69
6.2.3. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO	6.69

6.2.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS	6.69
6.2.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	6.69
6.2.5.1. Verificação da segurança em estado limite último.....	6.69
6.3. ANÁLISE DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE – SECÇÃO EM CONSOLA JUNTO À VIGA	6.70
6.3.1. ACÇÕES PERMANENTES	6.70
6.3.1.1. Acções directas.....	6.70
6.3.1.2. Acções indirectas.....	6.71
6.3.2. ACÇÕES VARIÁVEIS.....	6.71
6.3.2.1. Acções de tráfego	6.71
➤ Modelo de carga 1	6.71
➤ Modelo de carga 2.....	6.72
6.3.2.2. Acções nos passeios	6.72
6.3.2.3. Acções nos parapeitos pedestres	6.72
6.3.2.4. Acção do vento	6.72
➤ Vento na direcção x.....	6.72
➤ Vento na direcção z.....	6.72
6.3.3. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO	6.73
6.3.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS	6.73
6.3.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	6.73
6.3.5.1. Verificação da segurança em estado limite último.....	6.73
6.4. DIMENSIONAMENTO DA LAJE	6.74
6.4.1. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO	6.75
6.4.2. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS - DIMENSIONAMENTO	6.75
6.4.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL - DIMENSIONAMENTO.....	6.75
6.4.3.1. Verificação da segurança em estado limite último.....	6.75
6.4.3.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço.....	6.75
6.5. ANÁLISE DO ESFORÇO TRANSVERSO NA LAJE EM SECÇÃO TRANSVERSAL.....	6.79
6.5.1. ACÇÕES PERMANENTES	6.79
6.5.1.1. Acções directas.....	6.79
6.5.2. ACÇÕES VARIÁVEIS.....	6.80
6.5.2.1. Acções de tráfego	6.80
➤ Modelo de carga 1	6.80
➤ Modelo de carga 2.....	6.80

6.5.2.2. Acções nos passeios	6.81
6.5.2.3. Acções nos parapeitos pedestres	6.81
6.5.2.4. Acção do vento	6.81
➤ Vento na direcção x	6.81
➤ Vento na direcção z	6.81
6.5.3. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO	6.82
6.5.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS	6.82
6.5.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	6.82
6.5.5.1. Verificação da segurança em estado limite último.....	6.82
6.5.5.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço.....	6.83
7 ANÁLISE ESTRUTURAL, COMBINAÇÕES DE ACÇÕES E SEGURANÇA DA VIGA – SOLUÇÃO 1	7.85
7.1. ANÁLISE DE MOMENTOS FLECTORES NA VIGA.....	7.85
7.1.1. ETAPAS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	7.85
7.1.2. CARACTERÍSTICAS DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO	7.87
7.1.3. ACÇÕES PERMANENTES	7.88
7.1.3.1. Acções directas.....	7.88
7.1.3.2. Acções indirectas.....	7.89
7.1.3.3. Acção de pré-esforço	7.90
7.1.4. ACÇÕES VARIÁVEIS	7.93
7.1.4.1. Vias de referência	7.93
7.1.4.2. Acções de tráfego	7.94
➤ Modelo de carga 1	7.94
➤ Modelo de carga 2.....	7.94
7.1.4.3. Dispersão das forças concentradas	7.95
7.1.4.4. Acções nos passeios	7.95
7.1.4.5. Acções nos parapeitos pedestres	7.96
7.1.4.6. Acção do vento	7.96
➤ Vento na direcção x	7.96
➤ Vento na direcção z	7.96
7.1.5. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO	7.97
7.1.6. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS	7.97
7.1.7. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	7.98

7.1.7.1. Verificação da segurança em estado limite último.....	7.98
7.1.7.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço.....	7.100
7.2. ANÁLISE DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA.....	7.101
7.2.1. ACÇÕES PERMANENTES	7.101
7.2.1.1. Acções directas.....	7.101
7.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS	7.101
7.2.2.1. Acções de tráfego	7.101
➤ Modelo de carga 1	7.101
➤ Modelo de carga 2.....	7.102
7.2.2.2. Acções nos passeios	7.102
7.2.2.3. Acções nos parapeitos pedestres	7.103
7.2.2.4. Acção do vento	7.103
➤ Vento na direcção x.....	7.103
➤ Vento na direcção z	7.103
7.2.3. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO	7.104
7.2.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS	7.104
7.2.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	7.104
7.2.5.1. Verificação da segurança em estado limite último.....	7.104
7.2.5.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço.....	7.105
8 ANÁLISE/SEGURANÇA ESTRUTURAL E	
DIMENSIONAMENTO DA VIGA – SOLUÇÃO 2	8.107
8.1. ANÁLISE DE MOMENTOS FLECTORES NA VIGA.....	8.107
8.1.1. CARACTERÍSTICAS DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO	8.107
8.1.2. ACÇÕES PERMANENTES	8.108
8.1.2.1. Acções directas.....	8.108
8.1.2.2. Acções indirectas.....	8.109
8.1.2.3. Acção de pré-esforço	8.109
8.1.3. ACÇÕES VARIÁVEIS.....	8.112
8.1.4. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO	8.112
8.1.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS	8.113
8.1.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	8.113
8.1.6.1. Verificação da segurança em estado limite último.....	8.113
8.1.6.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço.....	8.115

8.2. ANÁLISE DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA.....	8.115
9 ANÁLISE/SEGURANÇA ESTRUTURAL E	
DIMENSIONAMENTO DA VIGA – SOLUÇÃO 3	9.95
9.1. ANÁLISE DE MOMENTOS FLECTORES NA VIGA.....	9.95
9.1.1. CARACTERÍSTICAS DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO	9.95
9.1.2. ACÇÕES PERMANENTES	9.97
9.1.2.1. Acções directas.....	9.97
9.1.2.2. Acções indirectas.....	9.98
9.1.2.3. Acção de pré-esforço	9.98
9.1.3. ACÇÕES VARIÁVEIS	9.101
9.1.3.1. Acções de tráfego	9.101
➤ Modelo de carga 1	9.101
➤ Modelo de carga 2.....	9.101
9.1.3.2. Acções nos passeios	9.101
9.1.3.3. Acções nos parapeitos pedestres	9.102
9.1.3.4. Acção do vento	9.102
➤ Vento na direcção x.....	9.102
➤ Vento na direcção z.....	9.102
9.1.4. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR NO CÁLCULO	9.103
9.1.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS	9.103
9.1.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	9.103
9.1.6.1. Verificação da segurança em estado limite último.....	9.103
9.1.6.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço.....	9.105
9.2. ANÁLISE DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA.....	9.110
9.2.1. ACÇÕES PERMANENTES	9.110
9.2.1.1. Acções directas.....	9.110
9.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS	9.110
9.2.3. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO	9.110
9.2.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS	9.110
9.2.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	9.111
9.2.5.1. Verificação da segurança em estado limite último.....	9.111
9.2.5.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço.....	9.111
10 ANÁLISE COMPARATIVA	10.113

10.1. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	10.113
10.2. CONCLUSÕES	10.114

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 - Ponte Vasco da Gama com realce do encontro de ligação à Ponte na margem direita.....	1.1
Fig. 1.2 - Esquema de uma secção transversal de um tabuleiro vigado.....	1.2
Fig. 1.3 - Pontes feitas de madeira	1.3
Fig. 1.4 - Ponte dos Anjos, sobre o Tibre, Roma.....	1.4
Fig. 1.5 - Ponte Vecchio, sobre o Rio Arno	1.5
Fig. 3.1 – Esquema da modelação dos vãos adoptados	3.31
Fig. 5.1 – Parâmetros para a determinação da largura efectiva do banzo.....	5.56
Fig. 5.2 – Dimensões de l_0	5.56
Fig. 5.3 – Divisão das tensões na alma e no banzo	5.60
Fig. 5.4 – Cálculo de $A_{c,eff}$ para momentos positivos	5.61
Fig. 5.5 - Cálculo de $A_{c,eff}$ para momentos negativos.....	5.61
Fig. 7.1 – Linhas de influência das vigas do tabuleiro	7.86
Fig. 7.2 – Secção transversal de pré-dimensionamento.....	7.88
Fig. 7.3 -Intervalo de valores admissíveis para momentos positivos ($t = 0$).....	7.91
Fig. 7.4 - Intervalo de valores admissíveis para momentos negativos ($t = 0$)	7.91
Fig. 7.5 – Intervalo de valores admissíveis para momentos positivos ($t = \infty$)	7.91
Fig. 7.6 – Intervalo de valores admissíveis para momentos negativos ($t = \infty$)	7.92
Fig. 7.7 – Visualização das vias de referência	7.93
Fig. 7.8 – Diagrama de extensões para a armadura ordinária.....	7.99
Fig. 7.9 - Diagrama de extensões para a armadura de pré-esforço	7.100
Fig. 8.1 – Secção transversal de pré-dimensionamento.....	8.107
Fig. 8.2 - Intervalos admissíveis para momentos negativos ($t = 0$).....	8.110
Fig. 8.3 – Intervalo de valores admissíveis para momentos positivos ($t = \infty$)	8.111
Fig. 8.4 – Intervalo de valores admissíveis para momentos negativos ($t = \infty$)	8.111
Fig. 9.1 – Secção transversal de pré-dimensionamento para abranger momentos negativos	9.96
Fig. 9.2 – Secção transversal teórica de pré-dimensionamento para momentos negativos	9.96
Fig. 9.3 - Intervalos admissíveis para momentos positivos ($t = 0$)	9.99
Fig. 9.4 - Intervalos admissíveis para momentos negativos ($t = 0$).....	9.99
Fig. 9.5 – Intervalo de valores admissíveis para momentos positivos ($t = \infty$)	9.99
Fig. 9.6 – Intervalo de valores admissíveis para momentos negativos ($t = \infty$)	9.100

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Tabela 2.1 – Valores de pré-dimensionamento para lajes maciças.....	2.21
Tabela 2.2 – Valores de pré-dimensionamento para lajes vigadas	2.23
Tabela 2.3 – Valores de pré-dimensionamento para secções em caixão de altura constante.....	2.24
Tabela 2.4 - Valores de pré-dimensionamento para secções em caixão de altura variável.....	2.24
Tabela 2.5 – Processo construtivo <i>versus</i> ordem de grandeza dos vãos	2.25
Tabela 4.1- Pesos das acções permanentes	4.36
Tabela 4.2- Valores de k_n	4.40
Tabela 4.3 - Características das vias a considerar.....	4.43
Tabela 4.4 - Características das vias a considerar.....	4.44
Tabela 4.5 - Cargas simplificadas de um TS.....	4.45
Tabela 4.6 – Categorias do terreno.....	4.48
Tabela 4.7 – Alturas a considerar para o cálculo da $A_{ref,x}$	4.50
Tabela 4.8 – Combinações de acções para a situação STR, em ELU	4.53
Tabela 4.9 – Coeficientes de majoração das acções persistentes em ELU	4.53
Tabela 4.10 – Factores de Ψ_0 para pontes rodoviárias	4.53
Tabela 4.11 – Combinações de acções, em ELS.....	4.54
Tabela 4.12 - Factores de Ψ_1 e Ψ_2 para pontes rodoviárias.....	4.54
Tabela 5.1 – Dimensões de l_0	5.56
Tabela 5.2 – Valores recomendados de $w_{m\acute{a}x}$ (mm).....	5.59
Tabela 5.3 – Valores de k	5.61
Tabela 6.1 – Acções directas permanentes	6.66
Tabela 6.2 – Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes	6.66
Tabela 6.3 – Valor do módulo de elasticidade efectivo do betão.....	6.67
Tabela 6.4 – Cargas concentradas com a sua área de influência de um metro	6.67
Tabela 6.5 – Valores dos momentos máximos relativos ao LM1.....	6.68
Tabela 6.6 – Valores de momento máximos relativo ao LM2.....	6.68
Tabela 6.7 – Acção do vento na direcção z	6.69
Tabela 6.8 - Valores dos momentos máximos relativos à acção do vento na direcção z ..	6.69
Tabela 6.9 – Momentos de cálculo para a secção de meio vão	6.69
Tabela 6.10 – Cálculo da armadura necessária na secção a meio vão para uma espessura de 0,30m	6.70
Tabela 6.11 – Cálculo da armadura superior necessária para a secção a meio vão para uma espessura de 0,30m	6.70
Tabela 6.12 – Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes	6.71
Tabela 6.13 – Linha de influência da carga concentrada na secção junto ao apoio	6.71
Tabela 6.14 – Cargas concentradas com a sua área de influência de um metro	6.71
Tabela 6.15 – Valores dos momentos máximos relativos ao LM1.....	6.71
Tabela 6.16 – Valores do momento máximo relativo ao LM2.....	6.72
Tabela 6.17 – Valor do momento máximo relativo à sobrecarga no passeio.....	6.72
Tabela 6.18 - Valor do momento máximo relativo à sobrecarga no parapeito.....	6.72
Tabela 6.19 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio	6.73
Tabela 6.20 – Tabela de cálculo da armadura necessária na secção junto ao apoio – pré-dimensionamento	6.73
Tabela 6.21 – Tabela de cálculo para várias espessuras na secção junto aos apoios.....	6.74

Tabela 6.22 – Tabela de valores para o cálculo do peso próprio do tabuleiro	6.74
Tabela 6.23 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio	6.75
Tabela 6.24 – Cálculo das armaduras necessárias para a secção junto ao apoio	6.75
Tabela 6.25 – Verificação aos estados limites de utilização por limitação de tensões para momentos positivos	6.76
Tabela 6.26 – Verificação aos estados limites de utilização por limitação de tensões para momentos negativos.....	6.76
Tabela 6.27 – Cálculo da armadura mínima para controlo de fendilhação	6.77
Tabela 6.28 – Cálculo do valor instantâneo da flecha elástica	6.78
Tabela 6.29 – Tabela de cálculo dos coeficientes de correcção	6.78
Tabela 6.30 – Flecha em estado não fendilhado para as duas situações temporais	6.78
Tabela 6.31 – Cálculo da flecha real instalada na estrutura	6.79
Tabela 6.32 – Valor do esforço transverso máximo relativo às acções permanentes.....	6.79
Tabela 6.33 – Cargas concentradas com a sua área de influência de um metro	6.80
Tabela 6.34 – Cargas concentradas com a sua área de influência de um metro	6.80
Tabela 6.35 – Valor do esforço transverso máximo relativo ao LM1	6.80
Tabela 6.36 – Valores do esforço transverso relativo ao LM2.....	6.81
Tabela 6.37 – Valor do esforço transverso máximo relativo à sobrecarga no passeio	6.81
Tabela 6.38 - Valor do esforço transverso máximo relativo à sobrecarga no parapeito.....	6.81
Tabela 6.39 – Acção do vento na direcção z	6.82
Tabela 6.40 - Valores dos momentos máximos relativos à acção do vento na direcção z	6.82
Tabela 6.41 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio	6.82
Tabela 6.42 – Verificação da segurança para ELU	6.83
Tabela 6.43 – Cálculo da armadura necessária ao esforço transverso na laje na secção junto ao apoio.....	6.83
Tabela 7.1 – Cálculo da largura efectiva, b_{eff}	7.87
Tabela 7.2 – Dimensões da secção transversal a considerar para pré-dimensionamento da ponte.....	7.88
Tabela 7.3 – Valores representativos de meia secção transversal do tabuleiro	7.88
Tabela 7.4 – Acções directas permanentes	7.89
Tabela 7.5 – Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes	7.89
Tabela 7.6 – Valor do módulo de elasticidade efectivo do betão.....	7.89
Tabela 7.7 - Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = 0$	7.90
Tabela 7.8 – Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = \infty$	7.91
Tabela 7.9 – Valores admissíveis de P_0	7.92
Tabela 7.10 - Valores admissíveis de $P_{máx}$	7.92
Tabela 7.11 – Valores da área necessária de armadura de pré-esforço	7.92
Tabela 7.12 – Número de cordões necessários	7.93
Tabela 7.13 – Tabela das vias de referência	7.94
Tabela 7.14 – Reacções na viga esquerda produzidas pelas cargas relativas ao LM1	7.94
Tabela 7.15 – Valores dos momentos máximos relativos ao LM1	7.94
Tabela 7.16 - Reacções na viga esquerda produzidas pela carga relativa ao LM2	7.95
Tabela 7.17 – Valores dos momentos máximos relativos ao LM2.....	7.95
Tabela 7.18 – Área de influência das cargas concentradas devido aos modelos de carga	7.95
Tabela 7.19 - Reacção na viga esquerda produzidas pela sobrecarga no passeio	7.95

Tabela 7.20 – Valores dos momentos máximos relativos à sobrecarga no passeio	7.96
Tabela 7.21 - Reacção na viga esquerda produzidas pela sobrecarga no parapeito	7.96
Tabela 7.22 - Valores dos momentos máximos relativos à sobrecarga no parapeito	7.96
Tabela 7.23 – Acção do vento na direcção z	7.96
Tabela 7.24 - Reacção na viga esquerda produzidas pela acção do vento na direcção z	7.97
Tabela 7.25 - Valores dos momentos máximos relativos à acção do vento na direcção z	7.97
Tabela 7.26 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio	7.97
Tabela 7.27 – Momentos de cálculo para a secção a meio vão	7.97
Tabela 7.28 – Cálculo da armadura ordinária necessária	7.98
Tabela 7.29 – Verificação da linha do eixo neutro.....	7.99
Tabela 7.30 – Extensão das armaduras em ELU.....	7.100
Tabela 7.31 – Verificação da segurança para ELU	7.100
Tabela 7.32 – Valores do transverso máximo relativo às acções permanentes	7.101
Tabela 7.33 – Reacções na viga esquerda produzidas pelas cargas relativas ao LM1 ...	7.101
Tabela 7.34 – Valores do esforço transverso máximos relativos ao LM1	7.102
Tabela 7.35 - Reacções na viga esquerda produzidas pela carga relativa ao LM2	7.102
Tabela 7.36 – Valores do esforço transverso máximos relativos ao LM2	7.102
Tabela 7.37 - Reacção na viga esquerda produzidas pela sobrecarga no passeio	7.102
Tabela 7.38 – Valores do esforço transverso máximo relativo à sobrecarga no passeio.	7.102
Tabela 7.39 - Reacção na viga esquerda produzidas pela sobrecarga no parapeito	7.103
Tabela 7.40 - Valores do esforço transverso máximos relativos à sobrecarga no parapeito.....	7.103
Tabela 7.41 - Valores do esforço transverso máximos relativos à acção do vento na direcção z	7.103
Tabela 7.42 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio	7.104
Tabela 7.43 – Verificação da segurança para ELU	7.104
Tabela 7.44 – Cálculo da altura mínima da viga mais espessura do tabuleiro	7.104
Tabela 8.1 – Dimensões da secção transversal a considerar para pré-dimensionamento da ponte.....	8.107
Tabela 8.2 – Valores representativos de meia secção transversal do tabuleiro	8.108
Tabela 8.3 – Acções directas permanentes	8.108
Tabela 8.4 – Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes	8.108
Tabela 8.5 – Valor do módulo de elasticidade efectivo do betão.....	8.109
Tabela 8.6 - Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = 0$	8.109
Tabela 8.7 – Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = \infty$	8.110
Tabela 8.8 – Valores de P_0	8.111
Tabela 8.9 - Valores de $P_{m\acute{a}x}$	8.111
Tabela 8.10 – Valores da área necessária de armadura de pré-esforço	8.112
Tabela 8.11 – Número de cordões necessários	8.112
Tabela 8.12 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio	8.112
Tabela 8.13 – Momentos de cálculo para a secção a meio vão	8.113
Tabela 8.14 – Cálculo da armadura ordinária necessária	8.113
Tabela 8.15 – Verificação da linha do eixo neutro.....	8.114
Tabela 8.16 – Extensão das armaduras em ELU.....	8.114
Tabela 8.17 – Verificação da segurança para ELU	8.114

Tabela 9.1 – Dimensões da secção transversal a considerar para pré-dimensionamento da ponte.....	9.95
Tabela 9.2 – Valores representativos de meia secção transversal do tabuleiro para momentos negativos.....	9.96
Tabela 9.3 - Valores representativos de meia secção transversal do tabuleiro para momentos positivos	9.96
Tabela 9.4 – Acções directas permanentes para secções junto aos apoios.....	9.97
Tabela 9.5 - Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes para $t = 0$	9.97
Tabela 9.6 – Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes para $t = \infty$	9.97
Tabela 9.7 – Valor do módulo de elasticidade efectivo do betão.....	9.98
Tabela 9.8 - Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = 0$	9.98
Tabela 9.9 – Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = \infty$	9.99
Tabela 9.10 – Valores de P_0	9.100
Tabela 9.11 - Valores de $P_{m\acute{a}x}$	9.100
Tabela 9.12 – Valores da área necessária de armadura de pré-esforço	9.100
Tabela 9.13 – Número de cordões necessários	9.101
Tabela 9.14 – Valores dos momentos máximos relativos ao LM1.....	9.101
Tabela 9.15 – Valores dos momentos máximos relativos à sobrecarga no passeio	9.102
Tabela 9.16 - Valores dos momentos máximos relativos à sobrecarga no parapeito	9.102
Tabela 9.17 - Valores dos momentos máximos relativos à acção do vento na direcção Z	9.102
Tabela 9.18 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio	9.103
Tabela 9.19 – Momentos de cálculo para a secção a meio vão	9.103
Tabela 9.20 – Cálculo da armadura ordinária necessária	9.104
Tabela 9.21 – Verificação da linha do eixo neutro.....	9.104
Tabela 9.22 – Extensão das armaduras em ELU.....	9.105
Tabela 9.23 – Verificação da segurança para ELU	9.105
Tabela 9.24 – Verificação aos estados limites de utilização por limitação de tensões para momentos positivos	9.106
Tabela 9.25 – Verificação aos estados limites de utilização por limitação de tensões para momentos negativos.....	9.106
Tabela 9.26 – Verificação aos estados limites de utilização por limitação de tensões para momentos negativos.....	9.107
Tabela 9.27 – Cálculo das tensões no aço para a combinação frequente de acções	9.108
Tabela 9.28 – Cálculo das tensões nas fibras mais traccionadas para a combinação característica de acções	9.108
Tabela 9.29 – Cálculo da armadura mínima para controlo de fendilhação	9.109
Tabela 9.30 – Cálculo do valor instantâneo da flecha elástica para a secção $x=217,52m$	9.109
Tabela 9.31 – Valores do transverso máximo relativo às acções permanentes	9.110
Tabela 9.32 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio	9.110
Tabela 9.33 – Verificação da segurança para ELU	9.111
Tabela 10.1 - Características mecânicas das várias soluções	10.113
Tabela 10.2 - Momentos positivos das várias soluções	10.113
Tabela 10.3 - Momentos negativos das várias soluções	10.114

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras maiúsculas latinas

$A_c; A_{c,i}$	Área de betão da secção transversal
A_p	Área das armaduras de pré-esforço
$A_{ref,x}$	Área de referência da direcção x
A_s	Área da secção das armaduras para betão armado
A_{sw}	Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
C	Factor de carga do vento
D	Dimensão do modelo
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efectivo do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_p	Módulo de elasticidade do aço de uma armadura de pré-esforço
E_s	Módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
ELU	Estado limite último
ELS	Estado limite de serviço
$F_{w,i}$	Força do vento na direcção i
I_v	Intensidade de turbulência da velocidade do vento
$I_x; I_{x,i}$	Inércia em x da secção
LM1	Modelo de carga 1
LM2	Modelo de carga 2
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento flector actuante
M_p	Momento flector devido às armaduras de pré-esforço
M_{Rd}	Valor do momento resistente
M_x	Momento flector em x
N_{ed}	Valor de cálculo do esforço normal actuante
$P_{máx}$	Valor máximo da força de pré-esforço
P_0	Valor de pré-esforço no momento da libertação das armaduras de pré-esforço
P_∞	Valor de pré-esforço a tempo infinito
R_i	Reacção nos apoios
RH	Humidade relativa do meio ambiente
$T (\Delta t_i)$	Temperatura em °C durante o intervalo Δt_i
TS	Sistema de tandem
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transverso actuante

$V_{rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente pelo betão
$V_{rd,máx}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas
$V_{rd,mín}$	Valor mínimo de cálculo do esforço transversal resistente pelo betão
$V_{rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência
Y_G	Centro de gravidade da secção

Letras minúsculas latinas

a_i	Largura do elemento
a_p	Distância entre as armaduras de pré-esforço e a fibra extrema mais próxima
a_s	Distância entre as armaduras para betão armado e a fibra extrema mais próxima
b	Distância entre os pontos médios das vigas
$b_{eff,i}$	Largura efectiva do banzo de compressão
b_i	Distância entre as partes internas das vigas na secção transversal
b_w	Espessura da alma da viga
c_{dir}	Factor direccional do vento
c_e	Factor de exposição
$c_{f,x}$	Coefficiente de força causado pela acção do vento na direcção x
c_o	Factor orográfico
c_r	Factor de rugosidade
c_{season}	Factor de estação
d	Altura útil da secção transversal
d_G	Distância do centro de gravidade da secção à sua base
d_i	Distância do elemento à base da secção
f	Flecha
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de uma amostra cilíndrica, aos 28 dias
$f_{ck,cubo}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de uma amostra cúbica, aos 28 dias
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, aos 28 dias
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_{pd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
f_{pk}	Valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço

$f_{p,0,1k}$	Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de esforço transversal
h	Altura total do elemento
h_i	Altura média do elemento
h_0	Espessura equivalente do elemento
h_f	Altura do banzo de uma secção em T
$h_{mín}$	Altura mínima da secção
k	Factor que tem em conta a altura útil do elemento
k_l	Factor de turbulência
k_r	Factor de influência do terreno
l	Largura entre apoios do arco
l_i	Distância entre apoios
l_0	Distância entre dois pontos de momento nulo
n_l	Número de vias a considerar numa faixa de rodagem
$p.p.$	Peso próprio do elemento
q_b	Pressão equivalente provocada pela acção do vento
q_p	Pressão exercida pela velocidade de pico do vento
q_{rk}	Área da restante faixa de rodagem, não ocupada por vias de comunicação
s	Espaçamento entre estribos
t	Tempo considerado
t_0	Idade do betão no momento do carregamento
$t_{0,T}$	Idade do betão à data do carregamento, corrigida em função da temperatura
u	Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente
v_b	Velocidade base do vento
$v_{b,0}$	Velocidade fundamental base do vento
x	Profundidade da linha neutra de uma secção
x_i	Distância, na horizontal, da coordenada em estudo relativo ao eixo
w	Largura de influência numa secção do tabuleiro
w_l	Largura da via

$w_{m\acute{a}x}$	Abertura de fendas máxima
w_r	Largura da restante faixa de rodagem, não ocupada por vias de comunicação
y	Distância entre o centro de gravidade da peça e a fibra em estudo
z	Braço do binário das forças interiores
$z_{m\acute{i}n}$	Braço do binário mínimo das forças interiores
z_p	Braço do binário entre a força de compressão do betão e as armaduras de pré-esforço
z_s	Braço do binário entre a força de compressão do betão e as armaduras do elemento de betão armado

Letras minúsculas gregas

α	Altura reduzida da linha neutra
α_{cw}	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
α_i	Coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão
$\beta (f_{cm})$	Factor que tem em conta a influencia da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional
$\beta (t_0)$	Factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência
$\beta_c (t, t_0)$	Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento
β_{cc}	Coeficiente que depende da idade do betão t
β_H	Coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento
Δt_i	Número de dias em que se mantém a temperatura T
ϵ_c	Extensão do betão à compressão
$\epsilon_{cc} (t)$	Extensão provocada por um carregamento de fluência, para t dias
ϵ_{uk}	Extensão máxima das armaduras
Φ	Diâmetro de um varão de uma armadura para betão armado
$\varphi (t, t_0)$	Coeficiente de fluência do betão entre as idades t e t_0 em relação à deformação elástica aos 28 dias
φ_0	Coeficiente nominal de fluência
φ_{RH}	Factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência
$\gamma_{B.A}$	Peso volúmico do material betão armado
γ_c	Coeficiente parcial relativo ao betão
$\bar{\omega}$	Percentagem mecânica de armadura
μ	Valor do momento reduzido
ν_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ρ	Densidade do ar

ρ_l	Taxa de armaduras longitudinais
σ_c	Tensão de compressão no betão
σ_{cp}	Tensão de compressão no betão devido ao pré-esforço
σ_p	Tensão de tracção nas armaduras de pré-esforço
$\sigma_{pm,0}$	Tensão média de tracção das armaduras de pré-esforço após perdas instantâneas
$\sigma_{p,máx}$	Tensão máxima de tracção das armaduras de pré-esforço
σ_s	Tensão de tracção na armadura de um elemento de betão armado
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do elemento

INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

1.1.1. VIADUTO

O conceito de viaduto é por vezes confundido com a noção que se tem de ponte, mas na verdade têm significados distintos.

São designadas por pontes todas as passagens, entre margens, de uma linha de água de grande importância ou um atravessamento de vales profundos que abarcam rios ou ribeiros. Já um viaduto é dito como uma passagem sobre vales secos ou com linhas de água de menor importância, normalmente associado, longitudinalmente, a vários tramos. Pode ser também um cruzamento com outras vias de comunicação, com intuito de que o tráfego nessa zona seja feito com maior fluidez ou que haja continuidade da via de comunicação. O objectivo de ligação entre vias de comunicação e pontes de elevada importância é também tido como uma ideia de viaduto.



Fig. 1.1 - Ponte Vasco da Gama com realce do encontro de ligação à Ponte na margem direita

1.1.2. SECÇÃO TRANSVERSAL VIGADA

Os tabuleiros, quer de pontes quer de viadutos, têm secções transversais muito distintas, que dependem de vários factores, onde serão enunciados e desenvolvidos num capítulo posterior. O caso de

estudo trata-se de uma superestrutura de uma laje vigada, que consiste essencialmente numa laje de tabuleiro, carlingas ou transversinas e vigas principais, respectivamente 1, 2 e 3 da fig. 1.2.

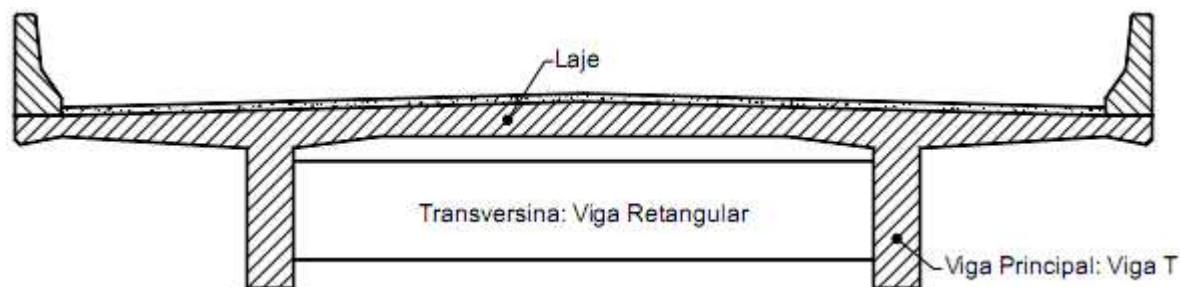


Fig. 1.2 - Esquema de uma secção transversal de um tabuleiro vigado

1.1.3. PRÉ-ESFORÇO

A técnica do pré-esforço surge com o desenrolar das necessidades que foram aparecendo ao longo dos tempos. Os vãos a vencer cada vez maiores e o rigor imposto continuamente mais severo, obrigaram a um desenvolvimento das características do aço.

O pré-esforço trata-se de um artifício que consiste na tracção prévia do aço de alta resistência numa peça de betão com armadura de pré-esforço, com o intuito de pré-comprimir o betão. De tal forma, o aço pré-esforçado torna-se um material que actua activamente no betão, independentemente das acções exteriores da peça.

A utilização de pré-esforço em pontes ou viadutos depende das cargas a que lhe estão sujeitos, da secção transversal, bem como da dimensão dos vãos a vencer. É então necessário pré-esforço transversal quando, no tabuleiro, surgem cargas com uma ordem de grandeza considerável em que a estrutura apenas com armadura ordinária não se torna económica. Quanto ao pré-esforço longitudinal, seguindo a mesma linha de raciocínio, este é colocado quando os vãos a vencer são já de dimensões relevantes.

1.2. OBJECTIVOS

O principal objectivo deste trabalho consiste na realização exhaustiva do estudo da alteração de distribuição de esforços por alteração da inércia à flexão de tabuleiros de viadutos de altura constante.

O caso de estudo trata-se do viaduto sobre a Ribeira de Odelouca, na auto-estrada do Sul, a A2. É feita a comparação dos esforços que se instalam entre vários modelos. São obtidas soluções que verifiquem a segurança da estrutura, com e sem banzos inferiores junto aos apoios.

Por fim, são também necessários os cálculos derivados do dimensionamento do viaduto, designadamente o pré-esforço e a armadura passiva.

1.3. CONTEXTO HISTÓRICO

As pontes surgiram por concepção da natureza, às quais foram cruciais para o desenvolvimento na realização de pontes derivadas de obra humana. Um tronco apoiado entre duas margens, umas pedras caídas num canal de água de pouca profundidade, foram suficientes para o Homem perceber que a sua sobrevivência era alcançada muito para além dos seus horizontes. São dos povos primitivos que sur-

gem as primeiras pontes, pontes de madeira ou de cordas, na forma de vigas, escoradas ou armadas simples.

No período paleolítico, durante milhares de anos, o Homem viveu como povos nómadas, sem habitação fixa. Estes povos, normalmente caçadores ou pastores, acompanhavam as movimentações dos próprios animais que pretendiam caçar, procuravam os locais onde existiam frutos ou plantas a recolher bem como pastagens para o gado, quando os anteriores estivessem esgotados. Os troncos de madeira sobre as margens tinham vários fins, tais como o transporte de comida e outros materiais. Com o passar do tempo, as estreitas passagens de madeira foram desenvolvidas, passando a ser substituídas por duplos troncos de árvores, afastados entre si, com pequenos troncos transversais sobre os troncos principais.



Fig. 1.3 - Pontes feitas de madeira

É por volta de 4000 a.C. que os povos lacustres viviam em casas de madeira construídas sobre os lagos. O Homem desenvolveu a técnica de estaca-pilar no leito dos lagos, por forma a assegurar que as habitações estivessem sempre acima do nível da água. Daí, surgiram os pilares de madeira e as pontes em viaduto.

A inovação da técnica de construção em arco remonta igualmente o ano 4000 a.C., na Mesopotâmia e Vale do Nilo. Esta técnica foi crucial para a construção e tecnologia das pontes ao longo dos últimos séculos. A sua contextualização e dinâmica geraram umas das melhores estruturas de pontes já alguma vez construídas.

Os romanos, convictos que boas e eficientes comunicações eram essenciais ao seu império, foram os que mais desenvolveram as pontes em arco. A primeira ponte romana a ser construída foi, provavelmente a 621 a.C., em Roma, sobre o rio Tibre.

Com o desenvolver da história, os romanos e chineses aperceberam-se que pontes de madeira submersas em água possuíam um período de uso reduzido. Assim, importantes pontes foram privilegiadas com a construção de pedra.



Fig. 1.4 - Ponte dos Anjos, sobre o Tibre, Roma

A preservação e conhecimento do comportamento dos materiais foram também desenvolvidos pelos romanos. As estruturas de madeira eram embebidas em óleos ou resinas para evitar o apodrecimento destas. Tinham conhecimento de que a tufa, uma pedra vulcânica, tem uma grande resistência à compressão para protecção da acção no tempo mas que era necessária a colocação de estuque. A rocha calcária é a mais resistente e durável, mas como inconveniente apresenta baixa resistência ao fogo.

A descoberta da argamassa de cal e do cimento pozolânico, derivados da lama vulcânica, originou uma diminuição da utilização da pedra natural. Estes materiais eram utilizados para agregar tijolos ou pedras.

O povo romano construía pontes em arco com vãos maiores do que possíveis pontes de vigas de pedra, com maior durabilidade e robustez. Os seus arcos eram de tal forma traçados de maneira que os impulsos fossem directamente direccionados para os apoios, com o intuito de que fosse assegurada a estabilidade provocada pelas forças de compressão existentes no arco. Desta forma, existia a necessidade dos apoios serem largos.

Os arcos em pedra eram executados fora do local de inserção da ponte, sobre cimbres de madeira, cortados de maneira a definirem um semi-círculo. As pedras eram cortadas todas de igual maneira, com intuito de não utilizar argamassa entre elas, desde que fosse assegurado que estas eram colocadas na posição correcta.

Os povos bárbaros e visigodos apareceram na época do Império Romano, que desinteressados no desenvolvimento, progrediram para uma estagnação da construção de pontes. Por volta de 1000 d.C., a expansão do cristianismo fez com que o conhecimento da construção de pontes em arco fosse levado para outro patamar de desenvolvimento, idealizando o funcionamento das cúpulas. Foi igualmente nesta época que surgiu os arcos ogivais, que para além de mais seguros, são de mais fácil execução do que os arcos tradicionais.

Na Idade Média, as abóbadas dos arcos começaram a ser mais abatidas, com vãos a atingir os 50m. Desta forma era conseguido um menor número de pilares para um mesmo desenvolvimento da ponte, tornando muito mais atractivo a nível visual.



Fig. 1.5 - Ponte Vecchio, sobre o Rio Arno

Foi na época do renascimento que ocorreram importantes descobertas na matemática e na ciência, que culminaram para o desenvolvimento das pontes e outras estruturas. A invenção mais importante e relevante nesta época foi o aparecimento do sistema de treliça, desenvolvido por Palladio.

Foi apenas a partir desta data que as pontes foram olhadas como trabalhos de arte. Os construtores de pontes, visando a tecnologia dos materiais, tinham como objectivo a redução do tempo de trabalho bem como da quantidade de materiais dispendidos. Os mais prestigiados necessitavam, na sua formação, de conhecimentos de arquitectura, teoria de estruturas, bem como práticas na construção.

A construção treliçada, em madeira, foi considerada no século XVIII, uma das principais estruturas de pontes no futuro. Datava 1758 quando em Schaffhausen, na Suíça, foi construída sobre o rio Reno uma ponte em madeira com um vão de 118m. Esta ponte é da autoria de J. U. Grubenmann.

Ainda neste mesmo século, foi criada por Luís XIV, a primeira escola superior de Engenharia Civil, denominada École des Ponts et Chaussées. O primeiro professor e igualmente director desta escola foi um jovem engenheiro cujo nome é Jean Perronet. Este é conhecido como o pai da engenharia moderna, devido ao seu engenho e, em grande parte, por ter sido o autor do projecto de uma ponte de alvenaria constituída pelo mais esbelto arco do século.

Inspirado nos franceses, John Rennie construiu a sua primeira ponte em 1779, sobre o rio Tweed, em Kelso, Inglaterra. Na ponte de Waterloo, também da sua autoria, inovou o processo construtivo, que consistia em executar o arco central nas margens e aquando na sua finalização, transportá-lo através de plataformas flutuantes até a posição pretendida. A concepção da ponte com o processo construtivo em causa, originou uma redução do tempo de execução para metade. (M. J. Ryall 2000).

No final do século XVIII, a construção toma novo rumo com o aparecimento de um material inovador, o ferro. A primeira ponte de ferro foi concluída em 1779, da autoria de John Wilkinson e Abraham Darby. Em 1846, Robert Stephenson, foi o autor da primeira grande ponte em viga, com secção celular de ferro forjado, com 141m de vão. Esta ponte foi construída sobre o estreito de Menai, na Inglaterra.

Em 1885, em plena Revolução Industrial, surgiu o primeiro automóvel com motor de combustão e com este acarretaram-se prioridades de execução e desenvolvimento de melhores redes de estradas. Com objectivos extraordinariamente convictos, houve necessidade de se desenvolver as características dos materiais utilizados, tais como os aços de alta resistência. Assim, atingiram-se vãos de 1800m, através de pontes suspensas, com cabos de aço treliçados.

Actualmente, o betão é um material muito utilizado, não só em pontes, mas como em outro tipo de estruturas. Este é um material que, ao longo dos tempos, foi desenvolvido e ainda hoje é um material muito próprio, sendo que as suas características variam de betão para betão.

As primeiras pontes de betão surgiram em 1900, onde inicialmente este material era apenas um substituto da pedra, funcionando apenas à compressão.

Apesar do pioneiro na construção de pontes a utilizar betão com a inclusão de reforço com aço ter sido o Robert Mailart, o homem que desenvolveu essa teoria foi François Hennebique. Foi em 1912 que esta técnica começou a ser adoptada em pontes em viga e pontes em pórtico, para vãos de 30m. Esta técnica foi sendo desenvolvida ao longo dos tempos onde, em 1945, foi atingido um vão de 280m na ponte de Sandö, na Suécia.

Foi Eugene Freyssinet quem mostrou a arte do aço pré-esforçado, sendo um dos métodos mais eficientes na construção de pontes (M.J. Ryall 2000). Estas surgiram em 1938, mas interrompidas pela II Guerra Mundial. A sua continuidade deu-se em 1948, com vãos que chegavam aos 230m. Com o desenvolver desta técnica, em 1977 já tinha sido atingido vãos de 300m, como é o caso da Ponte Pasco-Kennewick, sobre o rio Colúmbia, no Canadá.

As pontes atirantadas são consequência das pontes de betão pré-esforçado, em que a secção transversal é constituída por viga rígidas a formar um caixão, permitindo a utilização de alguns cabos com o intuito de suportar directamente a estrutura. A primeira ponte atirantada foi construída após a II Guerra Mundial, com autoria de Fritz Leonhardt, Rene Walter e Jorge Schlaich, sendo as que apresentam um impacto visual mais propício.

Para o futuro, é de esperar, não só progressos nas técnicas de construção mas também nas técnicas de manutenção e reabilitação. São igualmente expectáveis novos materiais na execução de pontes, tais como o alumínio e fibra de vidro, bem como o desenvolvimento ainda mais eficaz das características dos materiais aço e betão.

Finalmente, é proveitoso o desencadeamento de um processo de construção de pontes mais económico, seguro e com maiores níveis de qualidade.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está dividido em 9 capítulos.

Este primeiro capítulo apresenta a introdução ao tema, decifrando as palavras-chave, apresentando os objectivos da dissertação e por fim, uma breve introdução histórica sobre as pontes.

No capítulo 2 são introduzidos alguns conceitos sobre a concepção de pontes. A primeira parte reproduz a ideia dos aspectos essenciais a considerar na construção de pontes. A segunda, retrata as diferentes formas de construção, quer longitudinal quer transversalmente.

O capítulo 3 apresenta a adopção ao projecto em estudo de todos os elementos considerados no capítulo antecedente.

O capítulo 4 trata uma breve abordagem à aplicação das acções a considerar para o cálculo da estrutura.

Relativamente ao capítulo 5, este apresenta de uma forma teórica toda a análise a efectuar no estudo do viaduto, nomeadamente no que se refere à durabilidade e recobrimento de armaduras, análise estrutural, em estado limite último e de serviço.

No capítulo 6 inicia-se a análise do projecto, com todos os cálculos e correspondentes verificações no que se refere à laje do tabuleiro.

Nos capítulos 7, 8 e 9 são apresentadas três soluções relativas à secção transversal do tabuleiro. As primeiras duas diferem apenas na altura da secção transversal, enquanto que o capítulo 8 apresenta uma solução alternativa à solução do capítulo 7, recorrendo à colocação de um banzo inferior, entre vigas, nas secções junto aos apoios.

Por último, o capítulo 10 resume as principais conclusões retiradas dos capítulos antecedentes, fazendo uma análise comparativa entre elas.

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

CONCEPÇÃO DE PONTES

2.1. ELEMENTOS A CONSIDERAR NUM PROJECTO DE PONTES OU VIADUTOS

Projectar uma ponte ou um viaduto, trata-se de um processo iterativo onde a análise entre várias soluções é obrigatória. É essencial ter presente vários factores que justifiquem a solução do tipo de ponte ou viaduto a adoptar. Exemplos desses factores são:

- Aspectos económicos;
- Segurança e durabilidade;
- Função viária da ponte;
- Condicionamentos topográficos;
- Condicionamentos geotécnicos;
- Funcionalidade a nível de vias de acesso já existentes e de métodos, mais primitivos ou mais desenvolvidos, a realizar na obra;
- Caracterização meteorológica do local;
- Impacte da obra de arte.

Os aspectos económicos, de segurança e durabilidade são os factores “chave” para a concepção de uma obra de arte. Estes são obrigatoriamente garantidos, tendo em conta os factores posteriores.

A função viária da ponte permite a determinação transversal da largura da ponte através da decisão das larguras das faixas de rodagem, passeios e bermas.

Os condicionamentos topográficos são todos os aspectos que dificultam a construção da ponte, tais como cursos de água, estradas, caminhos, ferrovias, as curvas de nível, entre outros. Ainda a nível longitudinal, é necessário ter em consideração as exigências quanto a gabaritos. É designado por gabarito a altura livre entre a cota inferior do tabuleiro e o ponto mais alto da plataforma de uma estrada, que se encontra inferior ao tabuleiro.

São analisados condicionamentos geotécnicos tais como os valores característicos das camadas obtidos através de sondagens.

É crucial verificar as temperaturas máximas e mínimas, a temperatura média durante o ano, os períodos de seca e, se for o caso, de congelação. Esta análise surge devido aos efeitos que as temperaturas causam nos materiais de construção.

Para a análise dos vários factores acima apresentados, é essencial que o projectista conheça o local de implantação da ponte bem como os seus arredores.

O projectista, após o reconhecimento do local, submete-se à idealização da forma da ponte. Esta concepção é feita com base na experiência, isto é, no conhecimento das vantagens de cada tipo de ponte. Os vãos a vencer, a largura dos tramos, entre outros, são elementos essenciais para que o projectista tenha uma ideia dos materiais mais económicos e de maior proveito na sua utilização.

Após a idealização do projecto, são feitos vários esboços à escala, longitudinais e transversais, até que se encontre as soluções dos esboços de perfis mais satisfatórios.

A definição do perfil longitudinal é condicionada pela sua rasante, que deve cumprir diversos factores tais como a inclinação máxima de trainéis, raios de curvatura e desenvolvimentos mínimos em concordâncias, quer convexas quer côncavas.

Se as cotas dos encontros forem aproximadamente ao mesmo nível, é útil que se proceda a um declive longitudinal, para que sejam feitas drenagens adequadas.

A nível de gabaritos, estes devem ter uma altura mínima de 5m, sendo que se houver passagens de peões no nível inferior, este valor deve ser aumentado de 0,5m.

No que se refere ao perfil transversal da ponte, este deve respeitar os perfis transversais tipo das obras de arte, que são apresentados de seguida, com as dimensões em metros.

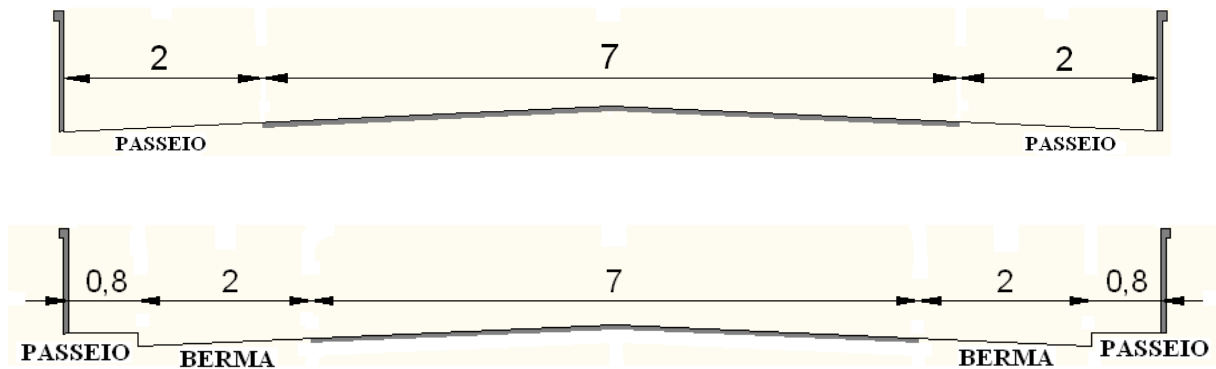


Fig. 2.1– Secções tipo de perfis transversais

Uma vez determinados os perfis mais vantajosos, são iniciados os cálculos de pré-dimensionamento. Nestes, é razoável admitir-se dimensões simplificadas, apenas para verificar se são suficientes para a segurança da estrutura.

É no pré-dimensionamento que se verificam:

- Os materiais estruturais a utilizar na estrutura;
- O sistema estrutural longitudinal;
- A secção transversal da superestrutura;
- O sistema de ligação da superestrutura aos pilares e encontros;
- O processo construtivo mais conveniente.

2.1.1. MODELAÇÃO DE VÃOS

O vão total de uma ponte é sinónimo de uma distância entre encontros, segundo o eixo da ponte. Os encontros não são mais do que os apoios extremos, que fazem a transição entre a obra de arte e a via de comunicação.

Designa-se por vão livre do tramo a distância entre dois apoios consecutivos, medida segundo o eixo da via, onde o tramo é a superestrutura existente entre dois apoios consecutivos. Por fim, refere-se ao vão teórico do tramo (ou simplesmente vão), a distância entre dois apoios consecutivos, medida na horizontal.

A modelação de vãos é de uma etapa fundamental no cálculo da estrutura. Esta fase é estudada ainda antes da idealização da forma da ponte, logo após o reconhecimento do local por parte do projectista, pois esta condiciona a secção transversal da ponte.

O processo de modelação dos vãos inicia-se com a localização dos encontros da obra, que devem ser o mais baixos possíveis, por razões estéticas, mas nunca com alturas inferiores a 2m entre o encontro e o terreno. Esta altura mínima é exigida devido a razões sociais e ambientais. A experiência de quem executa pontes diz que se esta dimensão não for cumprida, há um aumento de risco de vandalismo e de acumulação de lixo.

Os vãos a adoptar dependem da envolvente onde será construída a ponte, nomeadamente da disposição do terreno. A nível estético, se se tratar de um vale profundo com alguma inclinação, então a modelação é feita com a redução progressiva dos vãos, maiores na parte central da ponte e menores à medida que se aproximam dos encontros. É de evitar a colocação de pilares na zona central do vale, devido à maior dificuldade de execução das fundações bem como uma má integração a nível estético e paisagístico. Pelo contrário, se o local de implantação da ponte for um vale aberto, relativamente plano, então a dimensão dos vãos a considerar deve ser do mesmo valor.

Apenas e só quando existem condicionantes, como a implantação dos pilares em determinados locais obrigatórios, é que os vãos adoptados sofrem alterações relativamente ao acima referido.

Saliente-se ainda que os vãos extremos são da ordem dos 0,6 a 0,8 vezes os vãos intermédios. Isto deve-se ao facto de se tentar satisfazer a continuidade dos momentos flectores que se verificam entre o vão extremo e o vão intermédio que se encontra imediatamente após o vão extremo.

2.1.2. MATERIAIS ESTRUTURAIS UTILIZADOS EM PONTES E VIADUTOS

Os materiais utilizados na construção de pontes e viadutos são hoje em dia muito diversificados devido à constante evolução que se fez sentir ao longo do tempo. As necessidades que se criaram, a matéria-prima possuída, a função da ponte, o sistema estrutural longitudinal, entre outros, são factores cruciais para a escolha do material a utilizar neste tipo de estruturas.

As pedras naturais resistentes, tais como o granito e o basalto, foram dos materiais mais utilizados em pontes ao longo de toda a história. Só mais tarde, com a evolução de novos materiais, apareceram as pontes de betão armado, betão armado e pré-esforçado, as pontes de metálicas, mistas, entre outros, que por serem materiais mais económicos, tornam escassa a actual construção de pontes em alvenaria.

Esta dissertação abarca um viaduto de betão armado e pré-esforçado, sendo que os materiais desenvolvidos seguidamente serão o betão, o aço e o aço de alta resistência.

2.1.2.1. Betão

O betão é um material fabricado artificialmente, isto é, que não existe na natureza. Este é obtido pela junção de água, cimento e agregados, que, numa proporção adequada, reagem quimicamente, formando um material de construção forte, resistente e durável.

As características do betão aquando da sua execução nunca são as mesmas de betão para betão. É por este facto que este material é dividido por classes, divididas de acordo com a resistência característica do betão, que têm de cumprir determinadas características específicas.

É desejável que a água a misturar seja água potável, sem que contenha gosto e cheiro muito fortes. A presença de impurezas, tal como produtos químicos e orgânicos, entre outros, podem conduzir a efeitos indesejados na mistura.

O cimento Portland é o tipo de cimento mais utilizado na construção de pontes. Trata-se de um cimento artificial que pode ser obtido pela junção de margas ou calcários margosos, ou a partir de uma mistura de calcário e argila ou xisto argiloso, com substâncias ricas em sílica, alumina ou ferro, reduzidas a pó muito fino, que se sujeita à acção de temperaturas da ordem de 1450°C. Após a cozedura da mistura já adquirida, inicia-se a fase do arrefecimento, adição de gesso e moagem.

Os agregados constituem 75%, em volume, da mistura de um betão normal. Estes devem possuir características como boa resistência à abrasão, estabilidade química, textura não porosa, superfície limpa e granulometria uniforme. Assim, os materiais mais utilizados na execução de betão são a areia e a pedra britada ou cascalho.

Fazendo uma breve abordagem às propriedades físicas do betão, este apresenta-se como um material, tal como todos os outros, com vantagens e desvantagens a nível da sua aplicação. O betão é um material extremamente sensível à variação de temperatura e humidade, expandindo com o aumento destas e mingando com a sua redução.

O betão contém um grau de porosidade devido ao ar que entra quando estão a ser misturados os materiais, fazendo com que nunca sejam totalmente preenchidos os espaços vazios. A peça de betão tem então a possibilidade de absorver água bem como de permitir a passagem de água sob pressão.

Por último, é exposto uma das suas melhores características físicas, a sua resistência ao fogo. O betão de boa qualidade apresenta elevadas resistências sob o efeito do calor, tanto a nível de temperatura como a nível da duração da incidência.

Para a execução de pontes de betão armado e pré-esforçado, utilizam-se betões de classes superiores à classe C30/37 e inferiores à classe C70/85. As classes elucidam os valores característicos da tensão de rotura do betão à compressão. O valor 30 da classe C30/37 representa a resistência característica do betão à compressão para uma amostra de provetes cilíndricos, f_{ck} , e o valor 37 para uma amostra de provetes cúbicos, $f_{ck, cubo}$. Os valores das resistências são expressos em MPa.

Em estruturas como pontes e viadutos, é essencial que as formas sejam regulares e espessas, dadas as grandes dimensões que se verificam neste tipo de estruturas. É igualmente importante que o betão, para além da determinação da sua classe, exiba uma boa cor nas superfícies das mesmas, bem como uma textura adequada. Assim, se por algum motivo o betão fabricado apresentar uma cor turva, que esteticamente não é admissível, esta pode ser modificada através de dois processos distintos, sendo o primeiro uma pintura posterior das suas superfícies, tendo como exigências uma tinta permeável ao vapor e resistentes à acção dos álcalis. O outro processo trata-se da adição de corantes, que quimicamente alteram a cor do betão.

2.1.2.2. Aço

O aço trata-se de um material de constituição isotrópica, que suporta elevadas tensões, tanto de compressão como de tracção. Estes são classificados, tal como o betão, por classes. Em pontes e viadutos,

é usual utilizarem-se aços de classes S400 ou superiores, sendo que a letra S provem do inglês *steel*. O valor 400 é o valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado, f_{yk} .

Designa-se por varões de aço as armaduras com características lisas ou endentadas, destinadas ao fabrico de peças de betão armado. Os varões para pontes ou viadutos são normalmente nervurados, pois esta característica contribui para uma maior aderência mecânica ao betão.

A utilização de aço no betão não contribui para evitar o aparecimento de fissuras. Este é usado para distribuir, de uma forma mais homogénea, os novos esforços produzidos por o aparecimento de uma fenda. Como consequência, as dimensões das aberturas não são tão pronunciadas.

A ductilidade do aço deve apresentar-se adequada, para que não haja rotura frágil da estrutura. As classes de ductilidade admissíveis são as classes B e C, sendo que a extensão máxima não pode exceder ϵ_{uk} .

O valor de cálculo do módulo de elasticidade, E_s , pode ser admitido como igual a 200GPa.

2.1.2.3. Aço de alta resistência

O processo de pré-esforço consiste na aplicação de forças externas de tracção na armadura, comprimindo a estrutura de betão. Este processo exhibe as seguintes vantagens:

- Reduz ou elimina as zonas de tracção do betão, evitando o aparecimento de fissuras;
- Permite que sejam desenvolvidas soluções mais leves, já que toda ou praticamente toda a secção de betão contribui para a absorção das acções produzidas na estrutura;
- Reduz as deformações da peça;
- Reduz a necessidade de armadura passiva.

As armaduras de pré-esforço podem ser traccionadas por dois processos, através de pré-tensão, isto é, antes da betonagem da peça, ou por pós-tensão, depois da peça ter sido betonada.

Este tipo de aços tem como característica principal na sua composição química, uma percentagem de carbono muito elevada, superior a 7%. A sua resistência é obtida através de um processo de fabrico por endurecimento a frio acompanhado por tratamentos térmicos e mecânicos para melhorar as suas propriedades.

As armaduras são normalmente constituídas por cordões de aço pré-esforçado. Designam-se por cordões as armadura activas formadas por um conjunto de arames de aço pré-esforçado, lisos ou endentados, enrolados entre si em espiral com eixo longitudinal comum. Cada cordão é colocado numa bainha própria de um cabo de pré-esforço, formando assim uma associação de cordões de aço num só cabo de aço de pré-esforço.

Os aços de alta resistência são classificados por classes, tal como os restantes materiais. Usualmente utilizam-se aços de alta resistência da classe $A_p1860/1680$. O valor 1860 caracteriza o valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço, f_{pk} , expresso em MPa, enquanto que o valor de 1680 representa o valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço, $f_{p,0,1k}$, expressos em MPa.

O valor de cálculo do módulo de elasticidade, E_p , por se tratar de cordões, pode ser admitido como igual a 195GPa.

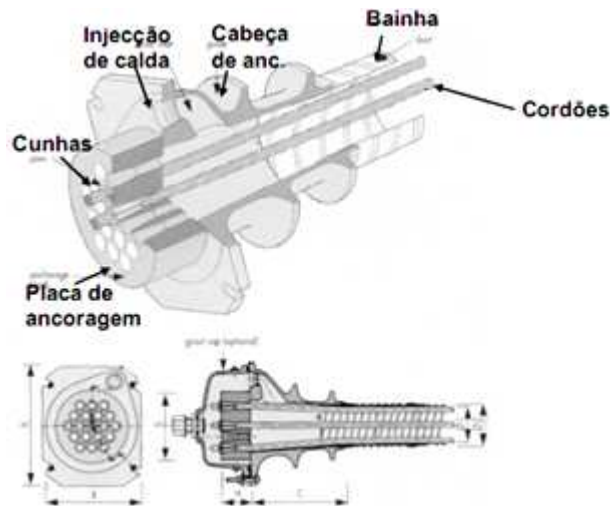


Fig. 2.2 – Ancoragem de pré-esforço

2.1.3. TIPOS ESTRUTURAIS DE PONTES DE BETÃO – SISTEMA LONGITUDINAL

2.1.3.1. Pontes em viga



Fig. 2.3 – Ponte sobre Barragem Maia Filho, Rio Grande do Sul, Brasil

São designadas de pontes em viga quando o seu tabuleiro não é ligado rigidamente aos seus elementos de apoio, os pilares.

Longitudinalmente, este tipo de pontes comporta-se tal como se de uma viga tratasse, podendo ser uma estrutura isostática ou hiperstática. Abordando primeiramente as estruturas isostáticas, estas podem ser:

- Vigas isostáticas, independentes entre si. Para cada pilar existem dois apoios, unidos através de juntas. Assim, cada tramo é uma estrutura isolada e isostática;

- Vigas Gerber, onde o tabuleiro é contínuo, admitindo juntas de dilatação a meio dos vãos, de modo a que a estrutura seja isostática. Os suportes podem ser simples pilares verticais, já que não são exercidos esforços na direcção horizontal.

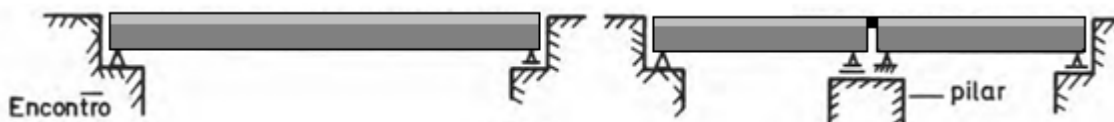


Fig. 2.4– Tabuleiro de ponte com tramos independentes entre si

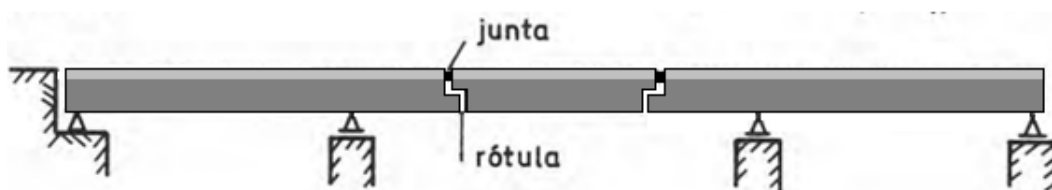


Fig. 2.5– Tabuleiro de ponte com funcionamento de viga Gerber

As estruturas hiperstáticas podem ser configuradas do seguinte modo:

- Vigas com apoios hiperstáticos, contribuindo para o aumento da segurança na estrutura;
- Vigas contínuas, que são de todo idênticas às vigas Gerber, sendo que, ao contrário destas últimas, os tabuleiros não necessitam de usufruir de juntas de dilatação. Esta modelação de vãos é vantajosa relativamente às vigas Gerber, pois cada trecho entre juntas tem uma dimensão maior. É útil que se proceda à colocação do mínimo de juntas de dilatação móveis, pois não são económicas, quer a curto quer a longo prazo. Isto refere-se a uma cara colocação em obra, bem como os seus custos de manutenção. Como tal, se for possível, é muito conveniente a colocação de apenas uma junta de dilatação nas secções extremas, junto aos encontros. Salvo algumas excepções, as juntas devem ser espaçadas de pelo menos 300m.



Fig. 2.6– Tabuleiro de ponte com apoios hiperstáticos

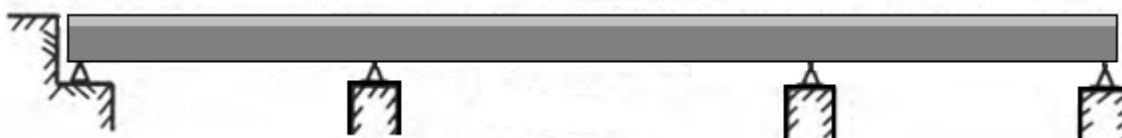


Fig. 2.7 – Tabuleiro de ponte com funcionamento de viga contínua

2.1.3.2. Pontes em pórtico



Fig. 2.8– Ponte de São João, sobre o Rio Douro

As pontes em pórtico, ao contrário das pontes em viga, têm ligações com rigidez à flexão, entre o tabuleiro e os seus pilares e encontros. São muito utilizados quando se pretende, numa ponte de vários tramos, a colocação de apoios fixos ao invés de apoios móveis. Estas estruturas podem surgir dos seguintes modos:

- Pórticos tri-articulados, que podem ser isostáticos ou hiperstáticos. Nas estruturas isostáticas a variação de esforços não é influenciada pela variação de temperatura. Já em estruturas hiperstáticas isso não acontece, sendo portanto, necessário ter em conta essa variação de esforços na estrutura;
- Pórticos bi-articulados, com tramos adjacentes apoiados. Estes pórticos são úteis para viadutos sobre vias rodoviárias;
- Pórticos encastrados, indicados para pequenos viadutos.

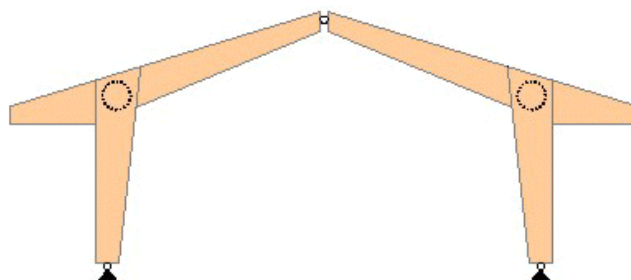


Fig. 2.9 – Pórtico tri-articulado

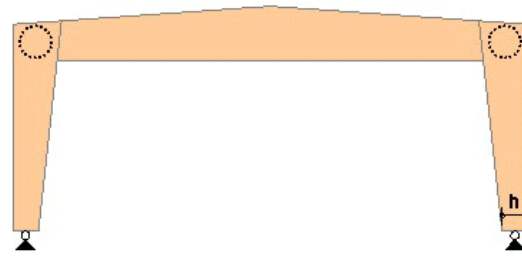


Fig. 2.10– Pórtico bi-articulado

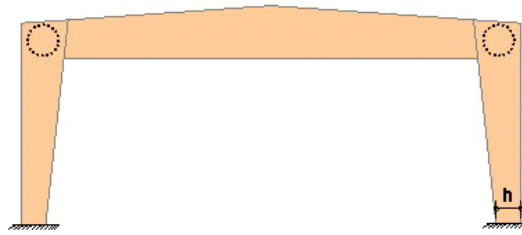


Fig. 2.11 – Pórtico encastrado

2.1.3.3. Pontes em arco



Fig. 2.12– Ponte em arco sobre o Rio Arno, Florença

Tal como referido no capítulo antecedente, as estruturas em arco foram predominantes durante muitos anos. Este tipo de sistema em longitudinal funciona essencialmente à compressão.

O funcionamento da estrutura à compressão é obtido através da componente normal que as forças horizontais das fundações geram ao longo do arco. Por outra, o impulso horizontal produzido pelo arco deve ser transmitido de forma segura às fundações.

As pontes em arco baseiam-se na linha de pressões gerada pelo peso próprio da estrutura, sendo que esta forma é mais adequada para materiais tais como o betão e a pedra.

A pedra é um material cuja manutenção não é necessária, pois possui uma durabilidade muito elevada. Já no betão, é forçoso que se procedam a alguns cuidados, devido a se verificarem na estrutura, ao longo do tempo, retracções e deformações.

São considerados os seguintes sistemas estruturais de arcos:

- Arcos tri-articulados, isostáticos, onde a razão entre a largura e a flecha, l/f , varia de 5 a 12;
- Arcos bi-articulados, uma vez hiperstáticos, onde l/f varia de 4 a 12;
- Arcos bi-encastrados, três vezes hiperstáticos, onde l/f varia de 2 a 10.

Quanto à morfologia, as pontes em arco podem constituir:

- Tabuleiro superior;
- Tabuleiro intermédio;
- Tabuleiro inferior.

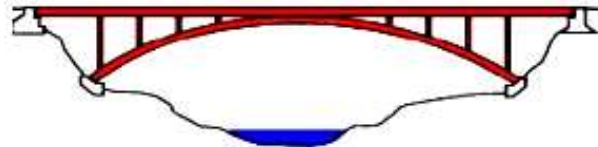


Fig. 2.13– Ponte em arco com tabuleiro superior

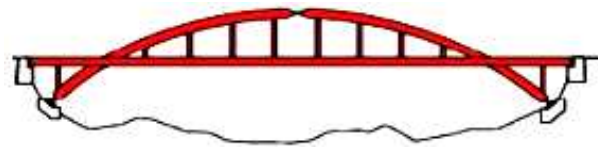


Fig. 2.14- Ponte em arco com tabuleiro intermédio

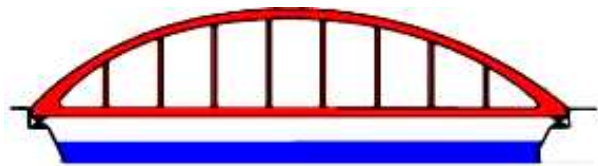


Fig. 2.15– Ponte em arco com tabuleiro inferior

Relativamente à rigidez do conjunto arco e tabuleiro, este podem conferir duas diferentes formas:

- Arco rígido e tabuleiro flexível;
- Arco flexível e tabuleiro rígido.

O tabuleiro, quando rígido, tem como objectivo o de resistir às deformações e flexões que as cargas sobre o mesmo provocam. Assim, o arco pode ter uma rigidez menor, já que a sua função é meramente resistir à compressão, compressão essa produzida pelos esforços exercidos no tabuleiro, pelas sobrecargas que lhe são exercidas e pelo próprio tabuleiro.



Fig. 2.16– Arco rígido com superestrutura flexível

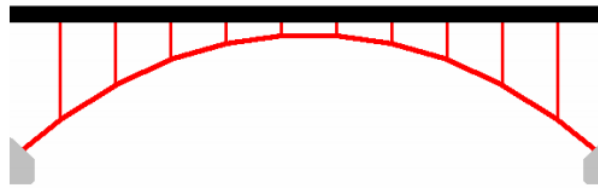


Fig. 2.17– Arco flexível com superestrutura rígida

2.1.3.4. Pontes atirantadas



Fig. 2.18 - Ponte pedonal atirantada na Finlândia

As pontes atirantadas são constituídas por tabuleiros suspensos e por cabos inclinados de pré-esforço. Estes cabos proporcionam no tabuleiro uma série de apoios intermédios mais ou menos rígidos. Mais ainda, este tipo de estrutura é concebido por torres que têm como função elevar os tirantes de pré-esforço, para que se formem forças verticais no tabuleiro. Por consequência, os tirantes, por estarem inclinados, geram forças horizontais ao tabuleiro, que devem ser equilibradas entre si.

A disposição dos tirantes surge de diversas formas:

- Forma de leque, que se trata de uma disposição mais eficiente e económica relativamente à forma de harpa. Os cabos são elevados até ao topo da torre, sendo então ancorados em pontos muito próximos entre si;
- Forma de harpa, que possui uma melhor visualização a nível estético, pois constituem cabos paralelos entre si;
- Forma intermédia, entre o leque e a harpa.

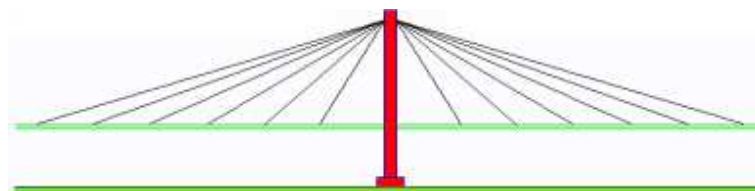


Fig. 2.19 - Ponte atirantada com cabos em forma de leque

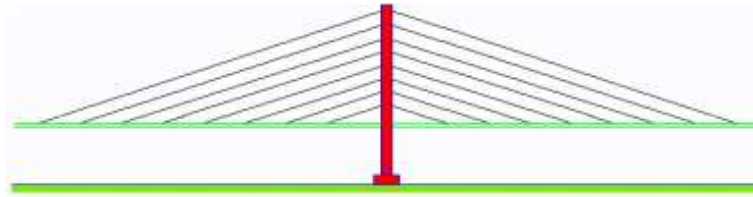


Fig. 2.20 – Ponte atirantada com cabos em forma de harpa

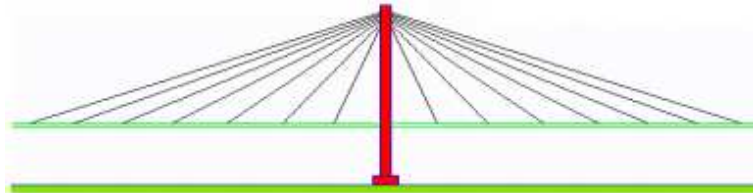


Fig. 2.21 – Ponte atirantada com cabos divergentes (leque e harpa)

2.1.3.5. Pontes suspensas



Fig. 2.22 – Ponte suspensa de Clifton, Inglaterra

As pontes suspensas são constituídas por cabos de suporte curvos e pendurais verticais. Os tabuleiros são suspensos pelos cabos de suporte, que por sua vez transmitem cargas aos pendurais, permitindo assim, que a estrutura fique em equilíbrio.

Os cabos são elementos flexíveis, que não têm rigidez e, conseqüentemente, não resistem aos esforços de flexão. A forma dos cabos é catenária, que se explica pela curva formada pelo peso próprio do cabo, em que este se encontra suspenso apenas pelas suas extremidades.

Este tipo de execução de pontes é muitas vezes utilizado em pontes pedonais ou para pontes de vãos com dimensões muito extensas.

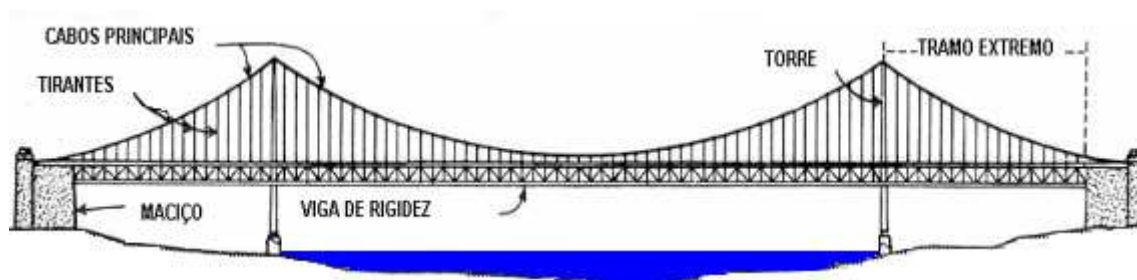


Fig. 2.23 – Ponte suspensa

2.1.4. SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

A escolha da secção transversal é determinada tendo em conta diversos factores, dos quais:

- Dimensão do vão a vencer;
- Altura estrutural disponível;
- Betonagem *in-situ* ou pré-fabricação;
- Processos de construção e sua economia.

2.1.4.1. Secção em laje

A secção em laje é a mais indicada para pontes pequenas, de vão até 20m, com um único vão. Pode também ser executada para pontes contínuas com vãos até 36m. É igualmente uma boa solução quando se trata de pontes em laje enviesada ou de pontes curvas. Os valores admissíveis para pré-dimensionamento da secção são apresentados de seguida.

Tabela 2.1 – Valores de pré-dimensionamento para lajes maciças

		Intervalos	
Espessura (cm)		25	80
Esbelteza l/h	Betão armado	15	25
	Betão armado e pré-esforçado	16	35

A superestrutura com laje maciça apresenta vantagens tais como:

- A facilidade de execução;
- A cofragem simples.

Contudo, exibe como aspectos menos vantajosos:

- O elevado peso próprio da estrutura;
- Os elevados consumos de betão e aço.

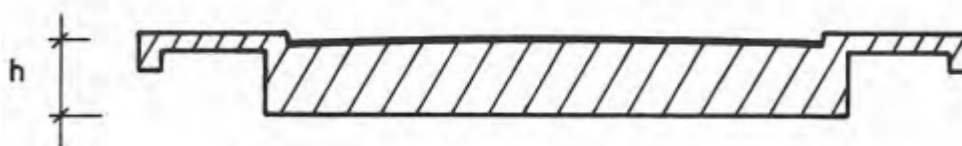


Fig. 2.24 – Secção transversal em laje maciça

Na verdade, estes aspectos menos benevolentes são ultrapassados com soluções de lajes vazadas ou nervuradas. Os únicos inconvenientes de qualquer uma destas soluções tratam-se da maior complexidade de execução bem como de numa betonagem mais difícil.

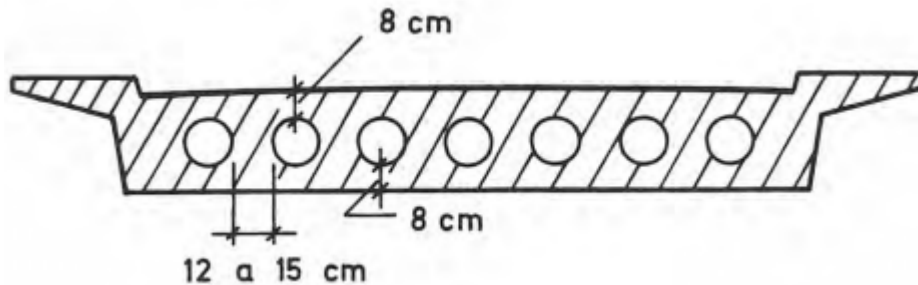


Fig. 2.25 – Tabuleiro em laje vazada

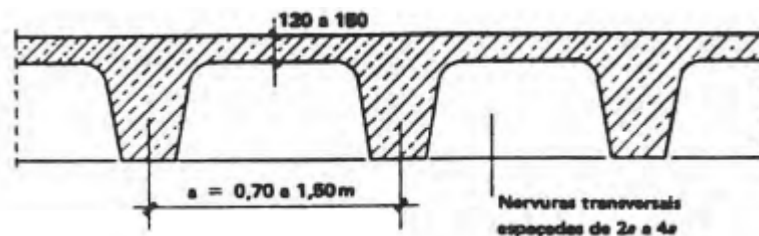


Fig. 2.26 – Tabuleiro em laje nervurada

2.1.4.2. Secção em laje vigada

A secção em laje vigada é utilizada para vãos até cerca de 70m, quando as secções em laje já não são apropriadas. As vigas em T são constituídas boas soluções para secções de pontes quando o tabuleiro está sujeito a elevados momentos flectores positivos. A absorção de momentos negativos neste tipo de secção é muito limitada, não sendo, no entanto, proibitiva a sua execução.

Pode-se adoptar uma das seguintes soluções, caso a estrutura apresente tensões de compressão muito elevadas na zona dos apoios:

- Aumento da altura das vigas principais;
- Aumento da espessura das almas das vigas principais na zona dos apoios;
- Colocação de um banzo inferior de compressão;
- Colocação de uma armadura de compressão, com estribos apertados, nas secções do tabuleiro que se encontram sobre os apoios;
- A execução de uma carlinga alargada.

A superestrutura em laje vigada é constituída pela laje do tabuleiro, por vigas principais e por carlingas. A laje do tabuleiro visa a recepção directa das diversas acções verticais produzidas sobre a mesma com o objectivo de distribui essas acções para as vigas. A laje deve ser constituída por uma espessura mínima de 20cm, garantindo assim, a durabilidade à estrutura.

As carlingas, por fazerem a ligação das vigas principais, são elementos de contraventamento da estrutura e funcionam como os elementos que redistribuem transversalmente os esforços. As carlingas devem ser evitadas, sendo que se a distribuição das cargas transversalmente não for significativa, não é vantajoso que sejam adoptadas, havendo uma maior economia a nível de cofragem e betonagem.

Assim, apenas têm de ser colocadas carlingas na zona dos encontros, para que o tabuleiro seja apoiado sobre estas, transmitindo devidamente as cargas aos encontros. Caso sejam necessárias carlingas para além do dito anteriormente, devem adoptar-se os valores apresentados abaixo:

- Superestruturas simplesmente apoiadas: Uma carlinga a 1/2 vão ou duas carlingas, uma a 1/3 de vão e outra a 2/3 de vão;
- Superestruturas contínuas: Uma carlinga a 2/5 do primeiro vão e a 1/2 vão nos vãos intermédios.

Para tabuleiros considerados largos, acima de 10m, é proveitoso adoptar-se pré-esforço transversal, com cabos de mono-cordões. No entanto, se ainda forem aceitáveis os valores de armadura ordinária necessários para a segurança da estrutura ser verificada, o pré-esforço pode não ser aplicado.

Relativamente às dimensões mínimas das espessuras das consolas, estas devem ser, no mínimo, de 15cm na extremidade, aumentando a sua espessura em direcção à secção de encastramento.

É essencial a adopção do menor número possível de vigas, pois estas contribuem para uma complexidade de montagem e cofragem da estrutura. É, no entanto, corrente admitir espaçamentos entre vigas da ordem dos 4 a 8m, para betonagem produzida *in-situ*. A considerar ainda, as posições das vigas devem ser de tal maneira que não haja torsões nas mesmas, na consideração de cargas permanentes.

Para este tipo de secção, os valores correntes de esbeltezas são apresentados na tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Valores de pré-dimensionamento para lajes vigadas

		Intervalos para betão armado		Intervalos para betão armado e pré-esforçado	
Esbelteza l/h	Secção sem banzo inferior	12	17	14	25
	Secção com banzo inferior	14	20	17	34

Esta secção apresenta enumeras vantagens, tais como:

- O menor peso próprio do que soluções em caixão;
- A facilidade de betonagem;
- A simplicidade de cofragem.

São, no entanto, pouco convenientes para o tipo de soluções:

- De pontes em curva, pois a sua resistência à torção é limitada;
- De pontes enviesadas, pelos mesmos motivos que o primeiro ponto.

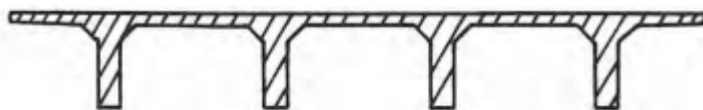


Fig. 2.27 – Secção transversal em laje vigada

2.1.4.3. Secção em caixão

As pontes em caixão são muito utilizadas para pontes contínuas de grandes vãos, pontes curvas, pontes de largura variável ou quando existem limitações relativamente à altura da superestrutura a adoptar.

Para este tipo de secção, os valores correntes de esbeltezas são apresentados nas tabelas abaixo.

Tabela 2.3 – Valores de pré-dimensionamento para secções em caixão de altura constante

		Betão armado	Betão armado e pré-esforçado
Esbelteza l/h	Um vão	17	21
	Vários vãos	18	25

Tabela 2.4 - Valores de pré-dimensionamento para secções em caixão de altura variável

		Intervalos	
Esbelteza l/h	No vão	33	50
	No apoio	12	20

A secção em caixão, relativamente à secção em laje vigada, apresenta como vantagens:

- É constituída por um banzo inferior onde, sobre os apoios, consegue mais facilmente absorver tensões de compressão;
- Tem uma elevada resistência à torção;
- É conseguida com maiores esbeltezas;
- Existem maiores excentricidades dos cabos de pré-esforço para as secções de momentos negativos;
- Contêm menores deformações por fluência, pela secção não estar submetida a tanto esforços de compressão no betão.

É no entanto desvantajoso nos seguintes aspectos:

- Aumento do peso próprio;
- Execução da obra muito mais complexa.

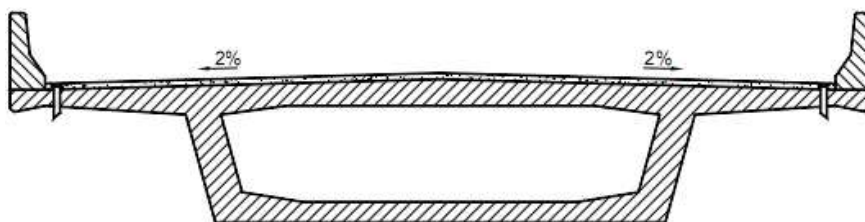


Fig. 2.28 – Secção transversal em caixão unicelular

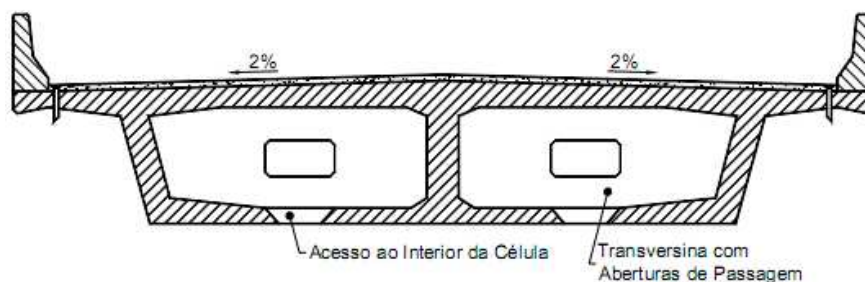


Fig. 2.29 - Secção transversal em caixão multicelular

2.1.5. SISTEMA DE LIGAÇÃO ENTRE O TABULEIRO E OS PILARES OU ENCONTROS

Nesta dissertação é analisada a superestrutura da ponte, sendo que os sistemas de ligação, os apoios, não são alvo de estudo. São tidos em conta o tipo de apoios utilizados no capítulo posterior, “Abordagem ao projecto do viaduto”.

2.1.6. PROCESSOS CONSTRUTIVOS

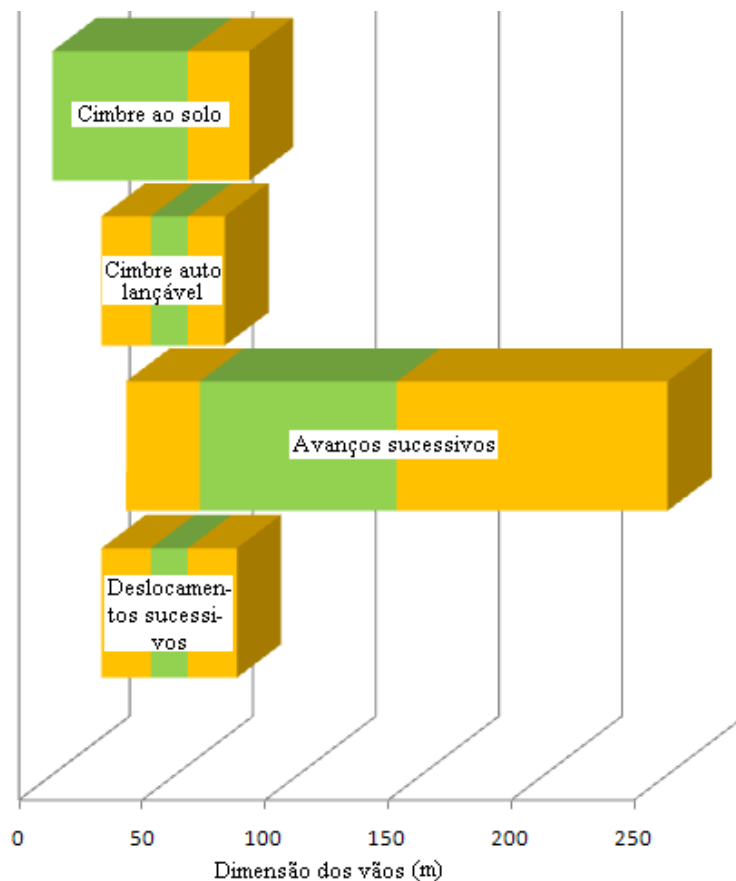
Desde cedo se percebeu a importância dos processos de construção para a execução de uma ponte. É, na verdade, o que influencia decisivamente na concepção do sistema longitudinal e na secção transversal da mesma.

A escolha do processo construtivo mais adequado é feita através de uma análise, onde são condicionantes:

- Condições locais;
- Custo das diversas soluções possíveis;
- Segurança da obra;
- Prazos de execução;
- Capacidade técnica do empreiteiro.

De seguida é concebida uma tabela do melhor processo construtivo a adoptar, após determinada a ordem de grandeza dos vãos a vencer. A cor verde representa os intervalos de dimensões óptimas dos vãos, enquanto que a amarela representa os intervalos de dimensões admissíveis dos vãos.

Tabela 2.5 – Processo construtivo *versus* ordem de grandeza dos vãos



2.1.6.1. Cimbra ao solo

O cimbra ao solo trata-se do processo construtivo mais antigo na construção de pontes. Na antiguidade, era feito com escoras de madeira, sendo que actualmente é constituído por escoras metálicas.

Tal como o próprio nome indica, o cimbra ao solo consiste na colocação da estrutura escorada sobre o terreno, de maneira que esta apoie a cofragem do tabuleiro, por forma a que o betão seja betonado *in-situ*. É imperativo que a estrutura escorada seja convenientemente contraventada, pois trata-se de um conjunto de elementos estruturais de grandes esbeltezas e com esforços axiais muito elevados.

Na aplicação deste processo construtivo é necessário que o terreno onde são apoiados os escoramentos seja aproximadamente plano e que a betonagem não seja realizada muito acima do nível do terreno. Assim, o processo construtivo em questão não se torna o mais eficaz para rasantes superiores a 20m.

O escoramento ao solo é um dos processos construtivos mais utilizados devido às suas razões económicas e de facilidade de execução. No entanto é limitado a pontes de pequeno e médio vão, como demonstrado no quadro acima exposto.

Os escoramentos podem ser fixos ou móveis, dependendo dos vãos necessários a escorar. Se se tratarem de vários vãos com as mesmas características, então é útil a utilização de escoramentos deslizantes. A betonagem é feita, em caso de vigas contínuas, num tramo inteiro acrescido de aproximadamente 1/5 do vão seguinte, que corresponde, aproximadamente, aos momentos nulos praticados nesse vão.

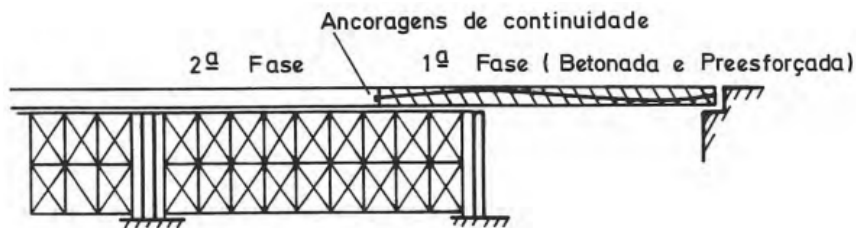


Fig. 2.30 – Processo construtivo com cimbra ao solo

2.1.6.2. Cimbra auto-lançável

O cimbra auto-lançável é um outro tipo de escoramento, que é utilizado essencialmente para tabuleiros contínuos, preferencialmente para secções em caixão, desde que sejam caixões pré-fabricados, ou secções em T. Este procedimento permite vencer vales extensos, rios e desnivelamentos urbanos, sem que se utilize o solo para escoramento.

A estrutura de escoramento consiste num modelo de uma ou duas vigas metálicas, treliçadas ou de alma cheia, auxiliadas de uma plataforma onde são apoiadas as cofragens ou os elementos pré-fabricados.

As vigas de lançamento deslocam-se de um tramo para o tramo seguinte, apoiadas sobre os apoios definitivos da obra e sobre uma parte do tabuleiro já construído. Estas podem conferir uma posição superior ou inferior relativamente ao tabuleiro, havendo portanto, dois tipos de processos a adoptar. Se as vigas se encontrarem sobre o tabuleiro, então o cimbra a utilizar é designado por cimbra móvel superior, caso contrário, trata-se de um cimbra móvel inferior.

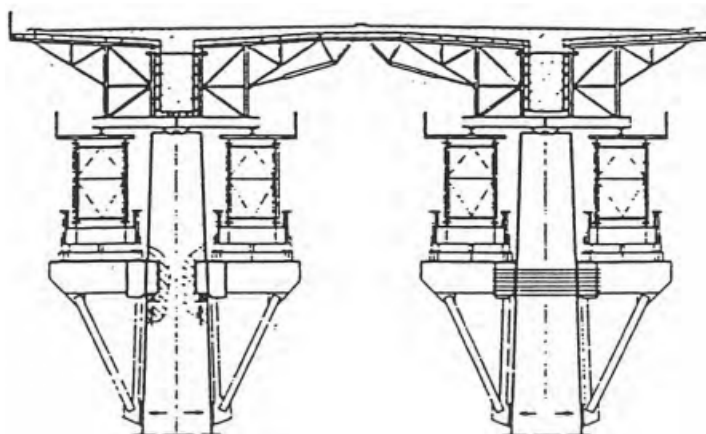


Fig. 2.31 – Cimbra móvel inferior

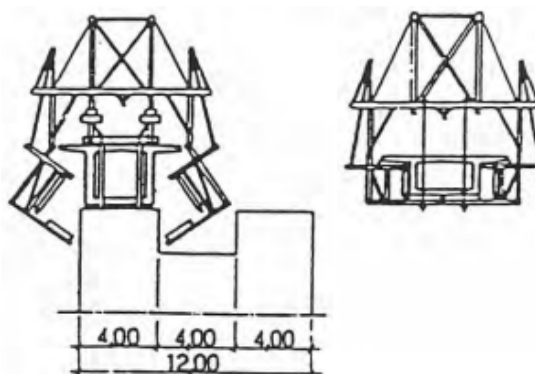


Fig. 2.32 – Cimbra móvel superior no apoio (esq.) e no vão (dir.)

Relativamente ao cimbra móvel superior, as suas vigas apoiam-se sobre a parte do tabuleiro já construída e sobre os pilares posteriores. Este é disposto, na zona dos apoios, por um sistema de suspensão das cofragens, adquirindo uma abertura suficiente das vigas, de modo a permitir o avanço do mesmo. As vigas de lançamento superior têm as seguintes vantagens:

- Maior independência da forma do tabuleiro e dos pilares;
- Possibilidade de se executar a altura óptima da viga de lançamento;
- Dispensável a realização de escavações ou aterros.

No entanto, apresentam como desvantagens:

- Obstrução do plano de trabalho por elementos de suspensão;
- Desmontagem logo após o lançamento da viga.

No cimbra auto-lançável inferior as vigas de lançamento contribuem para o apoio da cofragem do próprio tabuleiro. As vantagens das vigas de lançamento inferior são:

- Facilidade de acesso ao plano de trabalho;
- Inexistência de elementos de suspensão.

Por outro lado, tem como desvantagens:

- Dificuldades de avanço das vigas de lançamento;
- Necessidade de utilização de anéis especiais assentes nos pilares com o intuito de suportar as vigas.

Qualquer um destes processos é de extrema eficácia, sendo mais utilizados em obras de grande extensão, com um grande número de vãos idênticos. O seu custo inicial é o principal inconveniente. A opção pelo cimbre superior ou inferior depende de vários factores, enunciados de seguida:

- Altura livre sob o tabuleiro;
- Facilidade de fixação provisória do cimbre sobre os pilares;
- Capacidade do tabuleiro, com betões de pouca idade, para suportar as cargas do cimbre.

Saliente-se que a betonagem só pode ser feita, pelo menos, de tramo a tramo, dando preferência à betonagem de um tramo acrescido de 1/5 de vão, pelas mesmas circunstâncias descritas no cimbre ao solo. A retirada do escoramento de cada vão é feita aproximadamente uma semana após betonagem, podendo chegar a 5 dias, se forem utilizados elementos pré-fabricados.

A colocação do pré-esforço não depende do processo construtivo, sendo que, em vigas em T, a colocação de pré-esforço é feita como se de uma viga contínua tratasse. A continuidade dos cabos de pré-esforço entre cada betonagem pode ser obtida através de acopladores ou por sobreposição parcial dos cabos.

2.1.6.3. Avanços sucessivos

O processo de avanços sucessivos foi desenvolvido com o intuito de ser concebido para grandes vãos. É muito útil em pontes de alturas variáveis e para secções em caixão, pois este tipo de secção possui um módulo de flexão inferior elevado em relação ao peso por metro linear de tabuleiro.

O sistema de avanços sucessivos pode ser praticado de várias formas:

- Simétrica, para um lado e para outro do pilar;
- Assimetricamente, através de um tramo já construído ou de um encontro.

A execução do tabuleiro é gerada somente após a construção dos pilares. Esta inicia-se com a colocação de aduelas, de dimensões entre os 3 e 6m, na extremidade do tramo a conceber. A seguinte aduela é colocada para que se verifique o equilíbrio da estrutura, sendo este processo repetitivo até que se coloque uma última aduela, a aduela de fecho. Cada aduela é ligada à anterior com uma resistência tal que sirva de apoio às aduelas a colocar posteriormente.

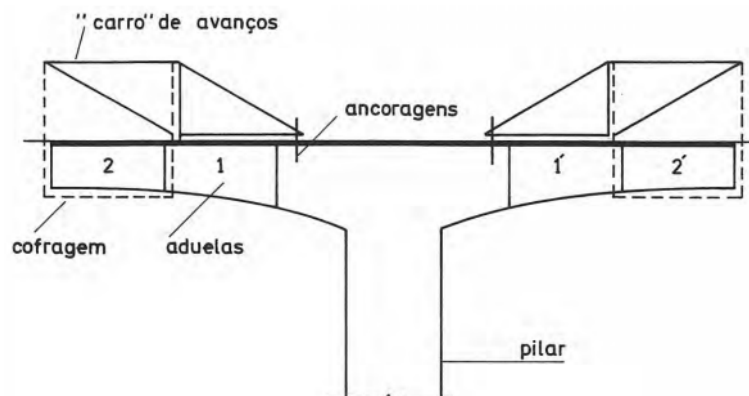


Fig. 2.33 – Construção por avanços sucessivos

O modelo de esforços durante da execução, na construção por avanços sucessivos, refere-se a um modelo em consola. Quando é colocada a aduela de fecho, a zona onde são unidas as consolas, por forma a constituir um tramo, contem esforços nulos ao longo de toda a vida da obra, se o modelo for rigorosamente elástico. Na verdade, devido aos efeitos de retracção e fluência, tal não acontece. Os esforços tendem, sem nunca atingirem esse valor, para os momentos flectores elásticos quando se admite que a betonagem foi feita de uma só vez.

Relativamente à colocação de pré-esforço, este deve ser posto após a construção de cada aduela e antes da descofragem, com o intuito de assegurar a solidarização da estrutura até então efectuada.

2.1.6.4. Deslocamentos sucessivos

O processo construtivo de deslocamentos sucessivos é o processo mais recente com vista à execução de pontes. Este visa a construção de segmentos do tabuleiro numa das margens onde vai ser colocada a ponte e, conseqüentemente, empurrada por sistemas de macacos hidráulicos. Esta construção tem um auxílio de treliças metálicas, com o comprimento de, pelo menos, 1,6 vezes o vão a vencer.

Este tipo de procedimento é feito, na maior parte dos casos, quando a secção transversal do tabuleiro é simétrica, pois a estrutura, por ser empurrada, é abordada tanto por momentos positivos e negativos. Assim, a secção mais oportuna é a secção em caixão. Como inconveniente, existe o aumento drástico de armadura, que não será necessária para a vida da obra após finalizada a construção.

A nível longitudinal, este processo construtivo é adaptado para pontes extensas, com um vão a vencer maior que 150m. Em planta, convém que seja uma ponte em recta ou de curvatura constante.

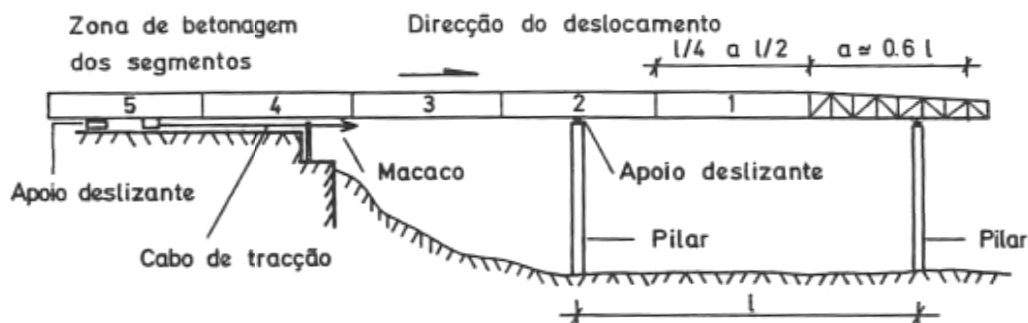


Fig. 2.34 – Construção por deslocamentos sucessivos

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

3

ABORDAGEM AO PROJECTO DO VIADUTO

3.1. JUSTIFICAÇÃO DO PROJECTO EM ESTUDO

3.1.1. MODELAÇÃO DE VÃOS

A modelação dos vãos inicia-se após a obtenção e estudo da planta onde será implantado o viaduto. É nessa planta que se verificam as várias condicionantes do terreno, condicionantes essas, cruciais para as dimensões dos vãos a adoptar.

No anexo A1 é exposta a planta a analisar e o traçado do perfil transversal do terreno. Saliente-se que o traçado do perfil transversal do terreno é obtido pela análise em planta.

Findado o traçado do perfil transversal, pode-se observa-se que o terreno sobre o qual vai incidir a construção do viaduto possui uma inclinação razoável. Assim, a nível estético, a mais correcta modelação de vãos relaciona-se com uma redução progressiva da dimensão dos mesmos à medida que estes se aproximam dos encontros.

De seguida apresenta-se um esquema da modelação dos vãos, tendo em conta todas as condicionantes. Verifica-se que existem quatro locais principais onde não são permitidas fundações para os pilares. O primeiro e mais importante, trata-se da Ribeira de Odelouca. As estradas concebem os restantes locais, podendo ser de tráfego rodoviário ou apenas de passagem para peões. A quantidade e dimensões longitudinais dos vãos adoptados são:

- Vãos extremos de 25m, com o intuito de conceber a continuidade dos momentos dos vãos posteriores;
- Dois vãos de 32m imediatamente a seguir aos extremos;
- Três vãos de 40m, contíguos aos vãos de 32m. Apenas um deles concebe continuidade aos vãos que crescem pela extremidade esquerda, enquanto que os outros dois vãos são adjacentes aos vãos da extremidade direita;
- Três vãos de 48m, os mais centrais relativamente aos restantes vãos.

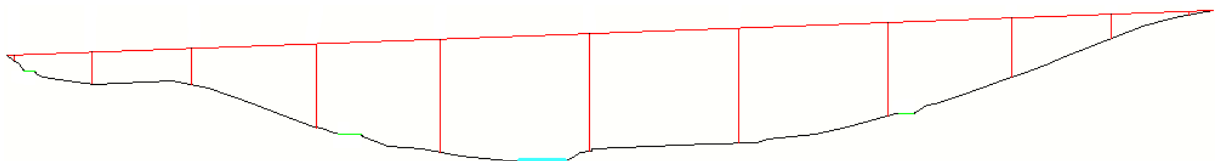


Fig. 3.1 – Esquema da modelação dos vãos adoptados

3.1.2. MATERIAIS ESTRUTURAIS UTILIZADOS

Como já sabido, os materiais estruturais a utilizar são o betão, o aço e o aço de alta resistência.

Foi adoptado um betão da classe 35/45, por já ser um betão com uma resistência à compressão considerável, benéfico para a redução da necessidade de armaduras. É igualmente muito importante quando é aplicado pré-esforço na estrutura. Na zona das ancoragens, o pré-esforço cria esforços de compressão muito elevados na peça de betão. Caso este não possua resistência à compressão suficiente, poderá ser esmagado.

Visto que a construção de uma ponte abrange valores de momentos de uma grandeza muito elevada e que esta necessita de uma grande quantidade de armadura para absorver esses momentos, é então utilizado o aço da classe S500, com resistência superior ao aço da classe S400. Esta escolha tem como intuito reduzir o número de varões necessários para garantir a segurança da estrutura.

Os varões de aço são utilizados essencialmente para as zonas de tracção do betão, visto que este último não admite propriedades que resistam a esse tipo de esforços. No entanto, se necessário, são também utilizadas armaduras de compressão, quando o betão se encontra altamente comprimido.

A utilização de pré-esforço em pontes é muito comum, por ser muito benéfico nos controlos em estado limite de serviço. É admitido um aço de alta resistência da classe 1860/1680. O pré-esforço não é mais do que uma armadura com resistência muito superior às armaduras ordinárias. Isto implica que, com a sua aplicação, as armaduras ordinárias sejam substancialmente reduzidas.

3.1.3. SISTEMA LONGITUDINAL ADOPTADO

O funcionamento longitudinal pode ser feito apenas por duas formas:

- Ponte em viga;
- Ponte em pórtico.

O sistema longitudinal adoptado foi o de ponte em viga, sendo uma ponte em viga contínua e portanto, hiperstática. Este tipo de pontes permite a continuidade de momentos produzidos no tabuleiro, mesmo na zona dos apoios. Pelo contrário, as pontes em pórtico surgem com a ligação rígida entre os pilares e o tabuleiro, permitindo que surjam esforços nos pilares, provenientes dos esforços produzidos no tabuleiro.

Relativamente às juntas de dilatação, é colocada apenas uma junta numa das extremidades, sendo a outra extremidade constituída por um apoio que não permite translação segundo o eixo longitudinal da ponte, um apoio duplo. Os restantes apoios são simples, para que, ao contrário do apoio duplo da extremidade, seja permitida a movimentação longitudinal do tabuleiro.

As juntas de dilatação são elementos característicos da ponte extremamente frágeis, com elevado custo de manutenção e que, conseqüentemente, se desgastam imenso ao longo do tempo. Assim, a colocação de juntas não deve ser realizada com a solução mais barata, mas sim com o melhor e mais resistente material.

3.1.4. SISTEMA TRANSVERSAL ADOPTADO

A secção transversal do viaduto em estudo já é previamente definida. Por se tratar de um troço de auto-estrada, admite-se a existência duas secções transversais em bi-viga, totalmente independentes

entre si. Assim, o estudo baseia-se apenas numa das secções, isto é, num sentido de tráfego, já que no outro sentido as características da secção transversal são análogas.

São consideradas duas vias de 3,5m, duas bermas de 1,5m bem como dois passeios, igualmente de 1,5m, perfazendo um total de 13m para a largura do tabuleiro.

É de salientar, pois é uma parte fundamental do projecto, que a secção transversal do viaduto em estudo não se trata de apenas uma secção em bi-viga. Na verdade, para que se possa absorver os elevados momentos negativos gerados junto aos apoios, é colocado betão de compressão entre as vigas em forma de lajes, que funcionam como um banzo inferior. O emprego deste banzo junto aos apoios, permite um funcionamento idêntico ao de secções em caixão, sendo portanto esta secção, igualmente objecto de estudo.

3.1.5. PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo mais vantajoso neste estudo trata-se da construção em cimbra auto-lançável. É útil pois apresenta as vantagens:

- Tabuleiro contínuo;
- Secção transversal em duplo T;
- Grande número de vãos com aproximadamente a mesma dimensão.

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

4

APLICAÇÃO DAS ACÇÕES E COMBINAÇÃO DE ACÇÕES PELOS EURO-CÓDIGOS

4.1. GENERALIDADES

Embora a regulamentação que se encontra actualmente em vigor, no que toca ao capítulo das acções em pontes rodoviárias, seja o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), as normas empregadas nesta dissertação são as normas europeias, os Eurocódigos.

Esta decisão deve-se ao facto de, num futuro muito breve, as normas europeias entrarem em vigor, sendo portanto a opção mais viável a seguir.

Actualmente, existem dez Eurocódigos. Por se tratar de uma ponte de betão armado e pré-esforçado, são abordados apenas os seguintes:

- EN 1990 Eurocódigo 0 (EC0): Bases para projecto de estruturas
- EN 1991 Eurocódigo 1 (EC1): Acções em estruturas
- EN 1992 Eurocódigo 2 (EC2): Projecto de estruturas de betão

Uma breve referência deve ser feita ao Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Esta norma não será abordada, pois para o objectivo do estudo em causa não é relevante.

4.2. ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

A determinação das acções a aplicar em qualquer tipo de projecto é fundamental para o dimensionamento de todos os elementos estruturais do mesmo. É na norma EN 1991 que são tratadas as acções em estruturas, mas mais especificamente para acções em pontes, estas encontram-se na norma EN1991-2 – Acções em pontes.

As acções que actuam nas estruturas, e particularmente nos tabuleiros das pontes, são de uma complexidade extrema, pois a sua aplicação depende de vários factores tais como as condições geotécnicas, o clima, a sua localização, o tipo de tráfego, entre outras.

As normas têm o intuito de simplificar a aplicação das acções. Estas baseiam-se em definições de carácter geral, requisitos, modelos analíticos e regras práticas de aplicação, que respeitam a segurança, utilização e durabilidade da estrutura.

De acordo com a norma EN 1990, a classificação de acções deve ser feita, de acordo com a sua variação no tempo, da seguinte forma:

- Acções permanentes (G) – São acções que actuam na estrutura que não variam substancialmente ao longo da sua vida útil. Como exemplos tem o peso próprio da estrutura, pavimentos, guarda corpos, passeios bem como acções indirectas causadas por retracção, deformações impostas e assentamentos diferencias;
- Acções variáveis (Q) – São acções que variam ao longo do tempo. Toma-se como exemplos as sobrecargas dos pavimentos, as sobrecargas provocadas pelos veículos, as acções provocadas pelas acelerações e travagens dos veículos e as acções do vento;
- Acções de acidente (A) – São acções que geralmente causam um efeito indesejável, podendo ocorrer a qualquer momento do tempo de vida útil da estrutura.

4.2.1. ACÇÕES PERMANENTES

4.2.1.1. Acções directas

As acções permanentes, que actuam de forma directa na estrutura, são especificadas na tabela que se segue.

Tabela 4.1- Pesos das acções permanentes

Acções permanentes	Peso Volúmico (kN/m ³)	Peso linear (kN/m)
Betão armado e pré-esforçado	25	-
Pavimentação – betão betuminoso	25	-
Lancil	-	0,3
Barreiras de segurança	-	1,8
Passeios – betão leve	-	4,5
Guarda corpos	-	1,6
Viga de bordadura – betão armado	-	3,0

Para a determinação dos valores da tabela 1.1, alguns valores foram adoptados, baseados em desenhos cotados, que são apresentados em seguida:

- Adoptou-se uma espessura do pavimento com duas camadas de 4cm cada, sendo que a camada superior tem características drenantes. Segundo a norma EN 1991-2, é necessário ter em conta um factor multiplicativo de +40% ou -20%, para a colocação ou reparação de uma nova pavimentação.
- As dimensões consideradas para o lancil são 0,15m de altura e 0,08m de espessura, sendo que o seu material é de betão simples.

- Foram admitidos barreiras de segurança de ferro fundido zincado, que pesam aproximadamente 71kN/m^3 . Simplificadamente, considerou-se dimensões de um rectângulo, com altura de $0,3\text{m}$ e espessura de $0,08\text{m}$.

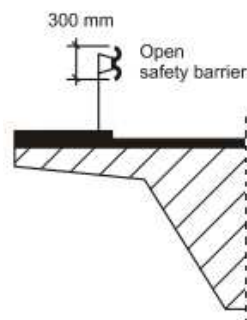


Fig. 4.1– Altura da barreira de segurança

- São consideradas larguras de passeios de $1,5\text{m}$. A altura do passeio é a mesma do que o lancil adoptado, $0,15\text{m}$. São considerados para a constituição dos passeios betão leve, de aproximadamente 20kN/m^3 .
- Os guarda-corpos são de aço inox, admitindo-se três tubos horizontais, tal como se verifica na seguinte abaixo. Os dois primeiros, são de diâmetro de $60,3\text{mm}$, já o último contém um diâmetro de $101,6\text{mm}$, todos eles com espessuras de $5,6\text{mm}$. Aproximadamente em cada metro, existe uma chapa metálica que une os corrimãos ao solo. Esta chapa metálica é igualmente de aço, sendo que as suas dimensões são 16mm de espessura e $1,05\text{m}$ de altura.
- As vigas de bordadura são pré-fabricadas e foram consideradas dimensões aproximadas, admitindo-as rectangulares, de altura $0,55\text{m}$ e largura $0,22\text{m}$, o equivalente a $0,4h$.

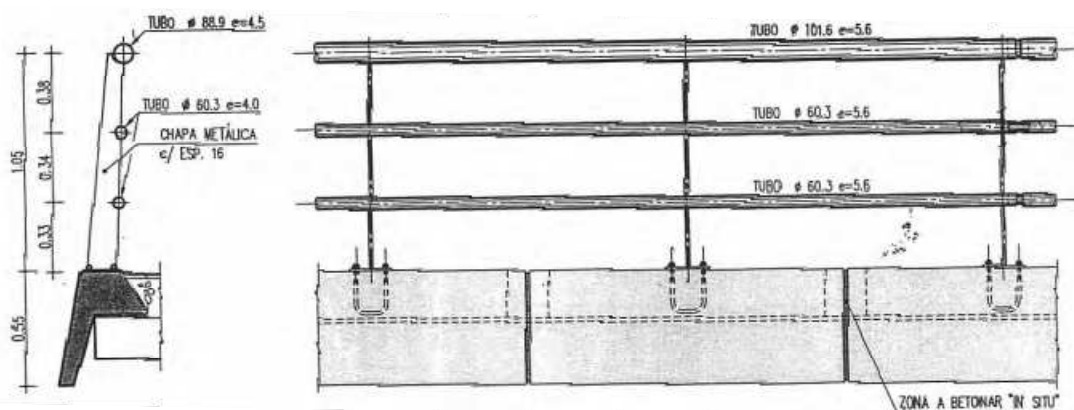


Fig. 4.2 – Viga de bordadura (esq) e guarda-corpos (dir)

4.2.1.2. Acções indirectas

São consideradas acções indirectas a retracção e a fluência, pois são acções provocadas pela própria estrutura. Segundo a norma EN 1992-1, a retracção e a fluência são propriedades reológicas do betão. Estas dependem da humidade ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão. A fluência depende igualmente da idade do betão no primeiro carregamento, da duração e da intensidade da carga.

A fluência é a deformação provocada na estrutura por uma carga de compressão. Esta carga origina dois tipos de deformações:

- A deformação elástica, que se dá no instante da aplicação da carga;
- A deformação que se procede ao longo do tempo de aplicação da mesma.

Remetendo para o caso em estudo, é a aplicação do pré-esforço que origina o efeito da fluência no betão. Para qualquer tipo de estruturas, mas essencialmente para as pontes, é de extrema importância o seu cálculo, pois o pré-esforço provoca uma variação considerável de esforços no tabuleiro.

A fluência consiste no aumento de deformações a tensões constantes. A determinação desta através da norma EN1992-1, baseia-se no cálculo de um coeficiente de fluência, que posteriormente servirá para fazer a correcção do módulo de elasticidade da estrutura, bem como da sua extensão. O betão é o material que sofre os efeitos de fluência, por acção de cargas permanentes. No caso de um carregamento com uma duração que cause efeitos de fluência, a deformação total, incluindo os efeitos de fluência, pode ser calculada utilizando o módulo de elasticidade efectivo do betão, calculado pela seguinte expressão:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (4-1)$$

E_{cm} é o valor do módulo de elasticidade secante do betão. O coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, é determinado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) \quad (4-2)$$

Onde φ_0 é o coeficiente nominal de fluência e $\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento. Considera-se agora apenas o cálculo de φ_0 e posteriormente o de $\beta_c(t, t_0)$. φ_0 toma a seguinte expressão:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \quad (4-3)$$

φ_{RH} é um factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência, que para betões com resistência média à compressão, f_{cm} superiores a 35MPa, toma a seguinte expressão:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \quad (4-4)$$

RH é a humidade relativa do meio ambiente, em percentagem.

A variável h_0 é a espessura equivalente do elemento, isto é, a distância que a partícula de água que se encontra mais longe da superfície percorre até se dissipar. Esta toma a seguinte expressão, em mm:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (4-5)$$

A_c é a área da secção transversal, que na expressão vem em mm tal como a variável u , que designa a parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente.

Os factores α_1 e α_2 têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (4-6)$$

f_{cm} é designado pelo valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa, aos 28 dias de idade.

$\beta(f_{cm})$ é o factor que tem em conta a influencia da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (4-7)$$

$\beta(t_0)$ é o factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^2} \quad (4-8)$$

Onde t_0 é a idade do betão, em dias, à data do carregamento. Apenas e só nesta expressão, o valor de t_0 é necessário ser corrigido, tendo em conta o tipo de cimento bem como a temperatura a que o betão está sujeito. Assim, t_0 tem a seguinte forma:

$$t_0 = t_{0,T} \times \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^2} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5; \quad t_{0,T} = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}\right)^{-13,65}} \times \Delta t_i \quad (4-9)$$

$t_{0,T}$ é a idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura. α depende da classe do cimento, em que: $\alpha = -1$ (Classe S); $\alpha = 0$ (Classe N); $\alpha = 1$ (Classe R). $T(\Delta t_i)$ é a temperatura em °C durante o intervalo Δt_i . Finalmente, Δt_i é o número de dias em que se mantém a temperatura T, até ao primeiro carregamento.

Considerando novamente a expressão do coeficiente de fluência (4.2), $\beta_c(t, t_0)$ é determinado:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3} \quad (4-10)$$

A variável t é a idade do betão, em dias, na data considerada e t_0 é a idade do betão, em dias, à data do carregamento, sem correcção do mesmo.

β_H é o coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento. Para betões com f_{cm} superiores a 35MPa, é determinado pela expressão:

$$\beta_H = 1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 \leq 1500 \times \alpha_3 \quad (4-11)$$

h_0 é definido na expressão (4.4) e α_3 , tal como os outros factores α_1 e α_2 , tem em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (4-12)$$

A extensão provocada por um carregamento de fluência, para t dias, $\varepsilon_{cc}(t)$ é expressa:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \times \frac{\sigma_c}{E_{c,eff}} \quad (4-13)$$

$\varphi(t, t_0)$ é determinado pela expressão (4.1). σ_c é a tensão de compressão constante, instalada pela carga, aplicada na idade do betão t_0 .

Relativamente à retracção, esta consiste numa diminuição do volume do betão provocada pela perda de água existente no mesmo. Esta acção deriva de três componentes:

- A retracção térmica, que se verifica na altura da betonagem, quando há variações de temperatura entre o betão e o aço estrutural.
- A retracção autogénea, que se dá durante o endurecimento do betão, logo após a betonagem, com a hidratação do cimento, sendo uma função linear da resistência do betão. Trata-se portanto, de um fenómeno de curta duração.
- A retracção por secagem, que se procede com a migração da água através do betão endurecido. É um fenómeno progressivo e que se verifica ao longo da vida da estrutura.

Seriam necessários dados para se proceder ao cálculo da retracção térmica. Por serem muito complexos, que variam de obra para obra, dependendo do local, da humidade do ar, radiação solar, temperatura ambiente, cor da superestrutura, revestimento do tabuleiro, entre outros, esta parcela da retracção não é desenvolvida nesta dissertação.

A determinação da extensão total de retracção, ε_{cs} , através da norma EN1992-1, baseia-se no cálculo da soma das parcelas de retracção autogénea e por secagem. A expressão é a seguinte:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4-14)$$

Onde ε_{cd} é a extensão de retracção por secagem e ε_{ca} é a extensão de retracção autogénea.

A evolução com o tempo da extensão de retracção por secagem é dada por:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (4-15)$$

$\beta_{ds}(t, t_s)$ toma a seguinte expressão:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (4-16)$$

A variável t , em dias é a idade do betão na data considerada, t_s , em dias é a idade do betão no início da retracção por secagem e h_0 , em mm, já foi definido em (4.4). k_h é um coeficiente que depende também da espessura equivalente, h_0 , e que varia com a tabela seguinte:

Tabela 4.2- Valores de k_h

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

A extensão de retracção por secagem de referência, $\varepsilon_{cd,0}$, é calculada por:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{10}\right) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \quad (4-17)$$

Onde α_{ds1} e α_{ds2} são coeficientes que dependem do tipo de cimento em que: $\alpha_{ds1} = 3$ (Classe S); $\alpha_{ds1} = 4$ (Classe N); $\alpha_{ds1} = 6$ (Classe R); $\alpha_{ds2} = 0,13$ (Classe S); $\alpha_{ds2} = 0,12$ (Classe N); $\alpha_{ds2} = 0,11$ (Classe R). A variável β_{RH} toma a seguinte expressão:

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (4-18)$$

A extensão devido à retracção autogénea é uma função linear da resistência do betão, podendo ser calculada através da conjugação das seguintes expressões:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4-19)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (4-20)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (4-21)$$

Sendo que $\varepsilon_{ca}(t)$ é o valor da retracção autogénea para uma idade do betão igual a t dias, f_{ck} é a resistência de compressão do betão aos 28 dias de idade.

4.2.1.3. Acção de pré-esforço

Os efeitos do pré-esforço podem ser considerados como uma acção ou como uma resistência, devida às deformações e curvaturas iniciais. Este, ao ser considerado do lado da acção necessita de um pré-dimensionamento, isto é, de uma estimativa da quantidade necessária de armadura de pré-esforço para a segurança da estrutura.

O primeiro passo a seguir é o traçado do cabo longitudinalmente, como representado na figura, para que este anule os efeitos produzidos pelas acções permanentes da estrutura ou pelo menos parte delas.

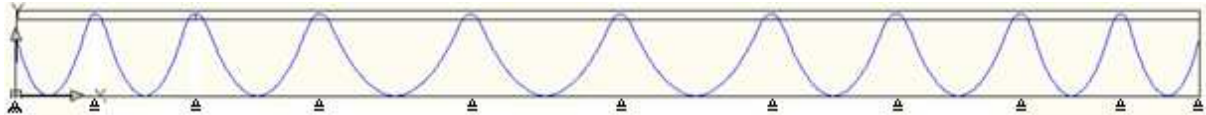


Fig. 4.3 – Traçado teórico do cabo de pré-esforço

Quando as acções permanentes são tão elevadas é útil que os cabos de pré-esforço actuem com a sua excentricidade máxima. Esta excentricidade depende:

- Dimensão da bainha;
- Recobrimento, que tem uma dimensão superior ao diâmetro da bainha;
- Excentricidade do cabo dentro da bainha;
- Tolerâncias de posicionamento.

É de salientar que por razões de segurança, o raio mínimo do traçado dos cabos de pré-esforço é de 10m.

Após o traçado do cabo, o valor de P, força produzida pelos cabos de pré-esforço, é tido pelas equações de limitação de tensão no betão. A tensão de compressão no betão para qualquer combinação, σ_c , toma a seguinte expressão:

$$\sigma_c = -\frac{P}{A_c} \pm \frac{M_x}{I_x} \times y \pm \frac{M_p}{I_x} \times y \quad (4-22)$$

Onde P é o valor de $P_{m\acute{a}x}$, $P_{m,0}$ ou P_{∞} , conforme a situação temporal mais desfavorável, A_c é a área bruta de betão, M_x o momento provocado pelas acções exteriores à peça, I_x a inércia da secção em estudo, y a distância entre o centro de gravidade da secção e a fibra para a qual estamos a considerar e finalmente M_p é o momento que a força de pré-esforço provoca na estrutura.

A força de pré-esforço deve ser limitada aos seguintes valores:

$$P_{m,0} \leq A_p \times \sigma_{pm,0} \quad (4-23)$$

$$P_{m\acute{a}x} \leq A_p \times \sigma_{p,m\acute{a}x} \quad (4-24)$$

Onde o valor de $P_{m,0}$ é o valor médio de pré-esforço após a libertação das armaduras de pré-esforço, isto é, contabiliza as perdas instantâneas, $\sigma_{pm,0}$ é a tensão média na armadura nas mesmas circunstâncias, $P_{m\acute{a}x}$ a força máxima de pré-esforço, exercida no momento de aplicação do pré-esforço e $\sigma_{p,m\acute{a}x}$ a tensão correspondente. Os valores das tensões são determinados por:

$$\sigma_{pm,0} = \text{mín} \left(0,75 \times f_{pk}; 0,85 \times f_{p0,1k} \right) \quad (4-25)$$

$$\sigma_{p,m\acute{a}x} = \text{mín} \left(0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k} \right) \quad (4-26)$$

As perdas de tensão no pré-esforço provêm de dois tipos de perdas, perdas instantâneas e perdas diferidas. As perdas instantâneas derivam de:

- Perdas elásticas devido à deformação instantânea do betão, ΔP_{el} ;
- Perdas de relaxação a curto prazo, ΔP_r ;
- Perdas devido ao atrito, $\Delta P_{\mu}(x)$;
- Perdas devido aos dispositivos de ancoragem, ΔP_{sl} .

As perdas diferidas resultam de:

- Perdas devido à fluência da peça;
- Perdas de retracção do betão;
- Perdas por relaxação das armaduras a longo prazo.

No que toca ao pré-dimensionamento, as perdas têm um carácter estimativo, pois a quantidade de armadura de pré-esforço necessária é calculada para $t = \infty$, onde as perdas instantâneas e diferidas já foram contabilizadas. As seguintes expressões mostram o cálculo de P tendo em conta as perdas instantâneas e diferidas:

$$P_{m\acute{a}x} = P_0 \times (1 + \Delta P_{instantaneo}) \quad (4-27)$$

$$P_0 = P_{\infty} \times (1 + \Delta P_{diferido}) \quad (4-28)$$

As armaduras de pré-esforço são então calculadas através das expressões (4-27) e (4-28), onde o valor de A_p é o máximo obtido entre as duas equações.

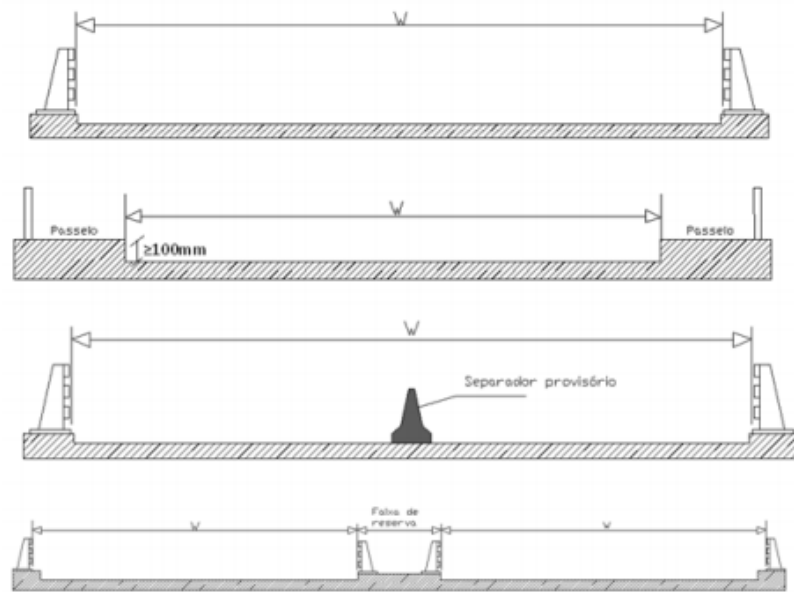
4.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

4.2.2.1. Acções de tráfego

De entre as acções variáveis, as acções de tráfego são as acções verticais que maior influência têm para o dimensionamento do tabuleiro. Segundo a norma europeia EN 1991-2, para a aplicação destas acções são considerados quatro modelos de carga, com critérios diferentes entre si, que são então:

- Modelo de carga 1 (LM1) – É um modelo que consiste na aplicação de cargas concentradas e distribuídas, sendo que é o modelo para as verificações gerais e locais;
- Modelo de carga 2 (LM2) – Trata-se de um modelo com apenas cargas concentradas num eixo de duas rodas com o intuito de se proceder a verificações locais;
- Modelo de carga 3 (LM3) – É um modelo que reflecte as cargas empregadas por veículos especiais;
- Modelo de carga 4 (LM4) – É um modelo que considera as cargas emitidas por multidões, sendo utilizado para verificações gerais.

Para a aplicação de qualquer modelo de carga, é necessário verificar quais são as áreas susceptíveis de serem carregadas pelas cargas de tráfego. Como tal, é definida uma largura de influência numa secção do tabuleiro, w , sendo que é considerada toda a largura que não está impedida fisicamente à passagem de veículos. Assim, se o tabuleiro tiver duas faixas de rodagem, com uma faixa de reserva, o valor de w é de apenas uma faixa de rodagem. Caso contrário, é toda a largura do tabuleiro com excepção do passeio ou da berma. A figura seguinte clarifica o valor de w a considerar em cada um dos casos.

Fig. 4.4 - Largura de influência, w , para diferentes tabuleiros de pontes

Após determinada a largura de influência, é definido o número de vias de referência a considerar, bem como a sua largura, através da tabela abaixo exposta.

Tabela 4.3 - Características das vias a considerar

Largura de influência (w)	Número de vias de referência a considerar (n_1)	Largura da via de referência (w_1)	Largura restante (w_r)
$w < 5,4\text{m}$	1	3m	$w - 3\text{m}$
5,4m $w < 6\text{m}$	2	—m	0
6m w	Inteiro —	3m	$w - 3 n_1$

De seguida é feita a numeração das vias de referência, sendo que a via número 1 é a via com os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, a via número 2 a segunda mais desfavorável e assim sucessivamente. Saliente-se que esta numeração é feita para todas as verificações a efectuar e não numa única numeração.

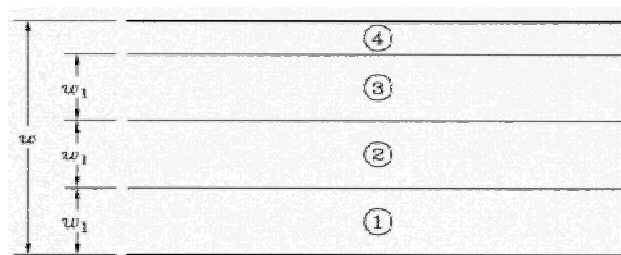


Fig. 4.5 - Numeração das vias de referência

Sucessivamente, são aplicados os modelos de carga que se prevêem ser os condicionantes para o projecto. Considerando que não haverá cargas de multidões, apenas os três primeiros modelos são objecto de estudo. São abaixo desenvolvidos os modelos de carga considerados.

➤ Modelo de carga 1 (LM1)

O modelo de carga 1 é o modelo principal na aplicação de cargas de tráfego, pois é o que abrange a maior parte dos efeitos de tráfego de camiões e carros. Usualmente, a aplicação deste modelo cobre o modelo de carga 3 - veículos especiais, de modo que este último não será analisado. O LM1 consiste em:

- Cargas concentradas de um veículo tipo, sistema de tandem (TS), de dois eixos, cada eixo com o peso de $\alpha_Q Q_k$. É importante referir algumas regras a cumprir nos veículos tipo, enumeradas seguidamente: não podem ser considerados mais de um TS por via; são estudados apenas os TS completos; cada eixo deverá conter duas rodas idênticas, cada roda a formar um quadrado de 0,4m de lado.
- Cargas uniformemente distribuídas (UDL), com o peso de $\alpha_q q_k$ por m^2 , aplicadas na zona mais desfavorável, quer longitudinalmente, quer transversalmente.

Estas cargas devem ser aplicadas em cada via de referência i , com pesos diferentes, como se verifica na tabela abaixo. Os factores de ajuste α_{Q1} e α_{qi} são iguais à unidade, caso haja ausência de informação sobre os valores a adoptar. Isto corresponde a que tráfego internacional industrial seja expectável que passe na ponte em estudo.

Tabela 4.4 - Características das vias a considerar

Localização das vias	TS	UDL
	Q_{ik} (kN/eixo)	q_{ik} (kN/m ²)
Via de referência 1	300	9
Via de referência 2	200	2,5
Via de referência 3	100	2,5
Outras vias	0	2,5
Área restante (q_{rk})	0	2,5

A figura que se segue retrata as dimensões do veículo tipo, onde x é a direcção longitudinal da ponte. Para verificações locais, se forem representados dois TS, estes deverão estar afastados entre si, pelo menos de 0,5m, como indicado na figura. Esta representação só é feita quando a aplicação dos dois TS, em duas vias de referência distintas, se torna a acção mais desfavorável para a ponte.

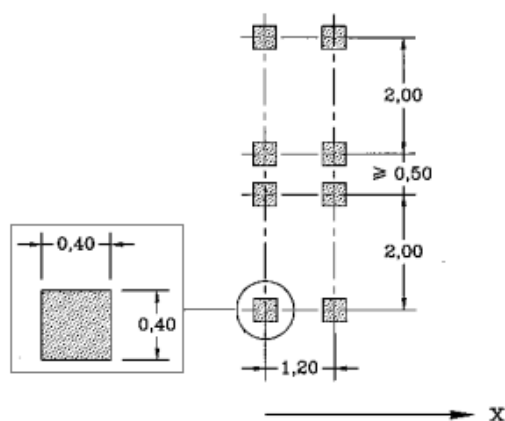


Fig. 4.6 - Dimensões do TS e espaçamento mínimo entre dois TS no LM1

Quando os efeitos gerais podem ser calculados separadamente dos efeitos locais, pode ser feita uma simplificação do posicionamento das cargas, apenas para os efeitos globais. Esta simplificação consiste na substituição dos dois eixos de um TS em apenas um eixo, com uma carga concentrada com valor igual ao valor das quatro cargas concentradas que o TS provoca na estrutura. Esta explicação encontra-se clara na figura seguinte, onde o eixo a vermelho é a simplificação a considerar:

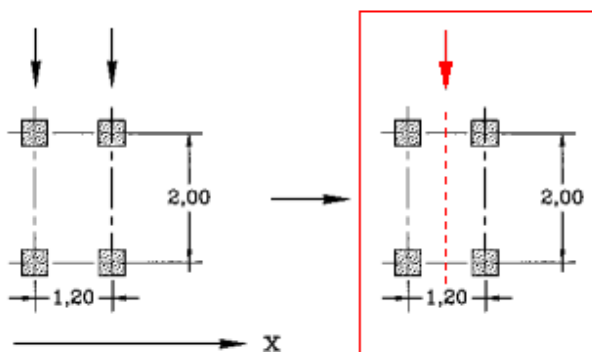


Fig. 4.7 - Simplificação das cargas aplicadas no TS no modelo de carga 1

As cargas a considerar nesta simplificação, a vermelho, são então expostas na tabela que se encontra abaixo:

Tabela 4.5 - Cargas simplificadas de um TS

Localização das vias	TS (kN)
Via de referência 1	600
Via de referência 2	400
Via de referência 3	200

➤ Modelo de carga 2 (LM2)

O modelo de carga 2, tal como exposto anteriormente, é utilizado apenas em verificações locais. Este consiste na aplicação de um único eixo de carga, em qualquer posição transversal da ponte, de valor

igual a $\beta_Q Q_{ak}$, onde Q_{ak} toma o valor de 400kN. O valor de β_Q deve ser o mesmo de α_{Q1} e portanto, igual à unidade. Saliente-se que no valor de Q_{ak} já se encontram incluídos os efeitos dinâmicos. Quando relevante, pode ter-se em conta apenas uma roda com o valor de metade de Q_{ak} , isto é, 200kN.

Na figura seguinte verifica-se as dimensões das rodas a considerar, bem como a distância entre eixos das mesmas.

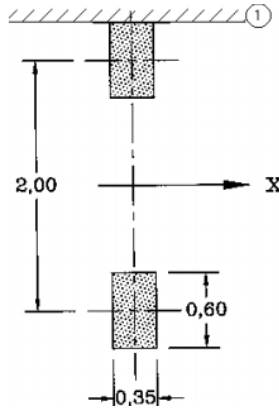


Fig. 4.8 - Dimensões do eixo TS para o modelo de carga 2

4.2.2.2. Dispersão das forças concentradas

As forças concentradas que são atribuídas nos LM1 e LM2, devem ser tidas em conta para verificações locais, aplicadas como cargas distribuídas na área de contacto. Assim, para o LM1, a carga deve ser distribuída numa área quadrangular, de 0,4m de lado. Já para o LM2 deve ser distribuída por uma área rectangular, de 0,35m por 0,6m.

A dispersão das forças a considerar é determinada na figura seguinte, onde 1 é a pressão exercida pela roda, 2 é o pavimento, 3 é a laje de betão armado e finalmente, 4 é a linha média da laje do tabuleiro. É nesta linha média que a verificação local deve ser considerada.

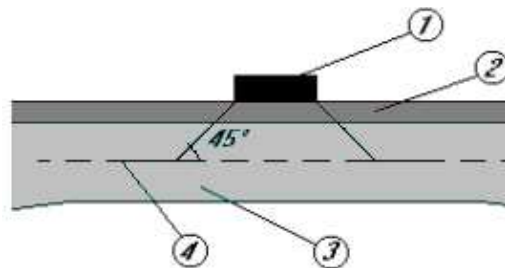


Fig. 4.9 – Dispersão das cargas de tráfego para efeitos de verificação local

4.2.2.3. Acções dos passeios

Nos passeios são admitidas acções de origem variável, sobrecargas que os peões ou bicicletas exerçam. Para acções desta natureza, são admitidas cargas variáveis de 5kN/m^2 , como se ilustra na figura seguinte.

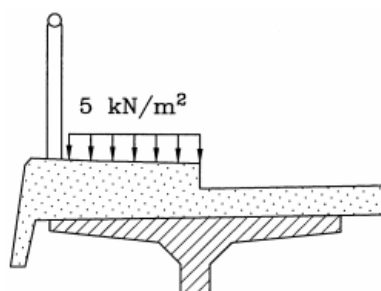


Fig. 4.10 – Cargas características dos passeios

4.2.2.4. Acções nos parapeitos pedestres

As barreiras de segurança transmitem ao tabuleiro forças horizontais ou verticais. É necessário considerar uma linha de forças, de valor 1kN/m , no topo do parapeito.

4.2.2.5. Acções de aceleração ou travagens

As acções horizontais provocadas por acelerações ou travagens dos veículos rodoviários têm uma componente importante para a correcta colocação dos aparelhos de apoio, bem como o dimensionamento dos pilares. Saliente-se que o estudo da ponte resume-se apenas à análise do tabuleiro, sendo que este tipo de acções não são abordadas nesta dissertação.

4.2.2.6. Acção do vento

As acções do vento para pontes consideradas na norma europeia, EN1991-1-4, são aplicadas apenas para tabuleiros constantes em profundidade. Este tipo de acção resulta em três tipos de acções:

- Acção vertical, perpendicular ao plano do tabuleiro (direcção z);
- Acção horizontal, perpendicular ao eixo longitudinal do tabuleiro (direcção x);
- Acção horizontal, paralela à direcção do eixo longitudinal do tabuleiro (direcção y).

As forças do vento nas direcções x e y , normalmente não são consideradas em simultâneo. Se as forças na direcção z forem de tal maneira relevantes e desfavoráveis, têm de ser tidas em conta conjuntamente com as forças de uma das outras direcções, x e y . A figura que se segue representa os eixos considerados para a actuação das forças provocadas pelo vento. As variáveis b , L e d representam, respectivamente, a largura na direcção x , o comprimento na direcção y e a profundidade na direcção z .

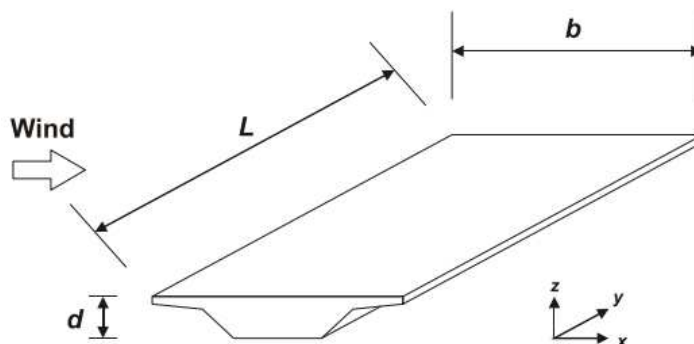


Fig. 4.11 – Direcções da acção provocada pelo vento em pontes

➤ Vento a actuar na direcção x

O cálculo da força provocada pela acção do vento, $F_{w,x}$, na direcção x, não tendo em consideração os efeitos dinâmicos da estrutura, é calculada da seguinte forma, pelo método simplificado exposto na norma europeia EN 1991-1-4:

$$F_{w,x} = q_b \times C \times A_{ref,x} \quad (4-29)$$

Onde q_b é a pressão equivalente provocada pela acção do vento, C é o factor de carga do vento e $A_{ref,x}$ é a área de referência para a direcção x. O valor de q_b é exposto de seguida:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (4-30)$$

ρ é a densidade do ar e vale $1,25\text{kg/m}^3$, v_b é a velocidade base do vento, que pode ser calculada da seguinte forma:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (4-31)$$

As variáveis c_{dir} e c_{season} têm como valores recomendados, iguais à unidade. $v_{b,0}$ é o valor fundamental da velocidade base do vento, que consiste na média do valor característico ocorrido em 10 minutos, 10m acima de um terreno de categoria II.

Tabela 4.6 – Categorias do terreno

Categoria do terreno	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 – Área costeira ou exposta a mar aberto	0,003	1
I – Lagos ou áreas horizontais com vegetação insignificante e sem obstáculos	0,010	1
II – Área com pouca vegetação e obstáculos isolados com separação de pelo menos 20 vezes a altura do mesmo	0,050	2
III – Área com vegetação regular ou edifícios com objectos isolados, num máximo de 20 vezes a dimensão do mesmo	0,300	5
IV – Área com pelo menos 15% da superfície coberta por edifícios em que a média de altura é superior a 15m.	1,000	10

Por falta de dados, admitiu-se para o valor de $v_{b,0}$ igual a 23m/s, que corresponde ao valor da velocidade base para ao qual a força do vento, F_w , é limitada. Compreende-se facilmente que este valor é o valor mais desfavorável a considerar para a velocidade base.

O factor de carga do vento, C, é calculado através da expressão:

$$C = c_e(z) \times c_{f,x} \quad (4-32)$$

O coeficiente de força causado pela acção do vento na direcção x, $c_{f,x}$, tem o valor de 1,3. Onde c_e é o factor de exposição, que toma a seguinte fórmula:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4-33)$$

A variável q_b já foi anteriormente definida. $q_p(z)$ é a pressão exercida pela velocidade de pico do vento, a uma altura z, determinada pela expressão com o aspecto subsequente:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (4-34)$$

O valor 7 nesta expressão, é baseado num factor de pico de 3,5. A componente da intensidade de turbulência da velocidade do vento, $I_v(z)$, tem o valor médio de 0 e um desvio standard de σ_v . A uma dada altura z , $I_v(z)$ é calculado por:

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} & z_{\text{mín}} \leq z \leq z_{\text{máx}} \\ I_v(z) = I_v(z_{\text{mín}}) & z < z_{\text{mín}} \end{cases} \quad (4-35)$$

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_t \quad (4-36)$$

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad (4-37)$$

A velocidade base do vento, v_b , já foi atrás referida. O valor recomendado para o factor de turbulência, k_t , é igual à unidade. O factor de influência do terreno, k_r , toma a seguinte expressão:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{0,05} \right)^{0,07} \quad (4-38)$$

O valor de 0,05 nesta expressão é baseado na tabela 4.6, admitindo que é um terreno de categoria II. z_0 é a altura em que se encontra a rugosidade. O factor de rugosidade, $c_r(z)$, é definido por:

$$\begin{cases} c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & z_{\text{mín}} \leq z \leq z_{\text{máx}} \\ c_r(z) = c_r(z_{\text{mín}}) & z < z_{\text{mín}} \end{cases} \quad (4-39)$$

A recomendação relativamente ao valor do factor orográfico, $c_0(z)$, é que este tome um valor igual à unidade.

Relativamente às áreas de referência para o estudo da acção do vento a incidir na direcção x , as áreas a considerar são:

- A área da face da primeira viga principal;
- A área das faces de outras vigas principais que se encontram abaixo do nível da primeira viga principal;
- A área da face do passeio, projectada acima da viga principal;
- A área da face das barreiras sonoras, se sólidas, ou uma área de 0,3m para cada barreira de segurança aberta.

No esquema que se segue, são indicadas as projecções das áreas a analisar. Os valores das alturas a estudar são indicadas na tabela abaixo, dependendo do sistema de barreiras de segurança adoptado.

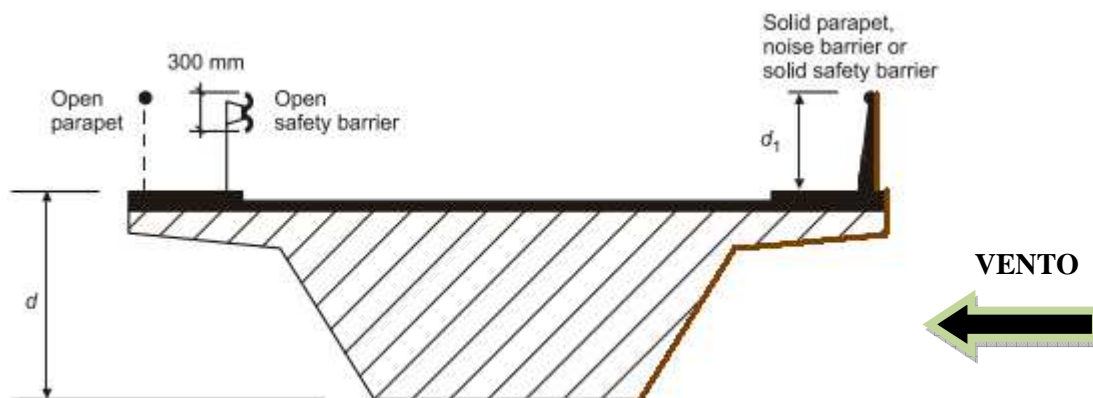


Fig. 4.12 – Secção transversal tipo com acção do vento na direcção x

Tabela 4.7 – Alturas a considerar para o cálculo da $A_{ref,x}$

Sistema de barreiras de segurança	Num lado	Nos dois lados
Parapeito ou barreiras de segurança abertos	$d + 0,3m$	$d + 0,6m$
Parapeito sólido ou barreiras de segurança abertas	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Parapeito e barreiras de segurança abertos	$d + 0,6m$	$d + 1,2m$

➤ Vento a actuar na direcção z

A direcção vertical, tal como a direcção em x, é susceptível de uma forte actuação do vento, sendo deveras importante a sua análise. Assim, seguindo a mesma linha de raciocínio da actuação do vento na direcção x, é determinado o cálculo da força exercida pelo vento sobre a estrutura na direcção z. Saliente-se que nesta direcção é necessária a consideração dos dois sentidos, ascendente e descendente, conforme a aplicação que conduz aos efeitos mais desfavoráveis.

O valor da força provocada pela acção do vento na direcção z, $F_{w,z}$, é calculado da maneira seguinte:

$$F_{w,z} = q_b \times C \times A_{ref,z} \quad (4-40)$$

Em que a pressão equivalente provocada pela acção do vento, q_b , já foi definida anteriormente, na acção do vento a actuar na direcção x. O factor de carga do vento, C, tem a expressão:

$$C = c_e(z) \times c_{f,z} \quad (4-41)$$

O coeficiente de força causado pela acção do vento na direcção z, $c_{f,z}$, toma o valor de $\pm 0,9$. Este valor entra em consideração da influência de possíveis inclinações do tabuleiro, do talude do terreno em causa bem como do ângulo da actuação do vento em relação à estrutura. A variável $c_e(z)$ já foi acima definida.

A área de referência segundo a direcção z, $A_{ref,z}$, não é mais do que a área do tabuleiro, em planta. Assim, é calculada pela seguinte expressão:

$$A_{ref,z} = b \times L \quad (4-42)$$

A excentricidade da força do vento na direcção z, F_z , pode ser considerada igual a $0,25b$. A figura que se segue esquematiza o acima descrito.

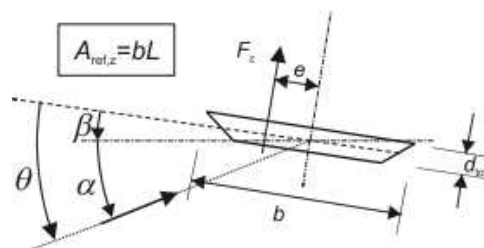


Fig. 4.13 – Actuação da acção do vento na direcção z e sua excentricidade

➤ Vento a actuar na direcção y

Não é considerada a actuação do vento na direcção y, pois só é relevante para o dimensionamento dos pilares bem como dos aparelhos de apoio.

4.2.3. ACÇÕES TRANSITÓRIAS

Na análise da superestrutura é necessário ter em conta a distribuição de esforços durante a fase de execução da ponte, pois o modelo de cálculo vai diferindo com o avanço da construção.

No modelo em estudo, a construção é executada com um tramo acrescido de aproximadamente 1/5 de vão, onde no sistema estático final, devido às acções de carácter permanente que flectem a estrutura, são aproximadamente nulas.

De seguida apresenta-se o diagrama de momentos evolutivo, devido ao peso próprio, durante a fase de construção, apresentando para apenas três tramos.

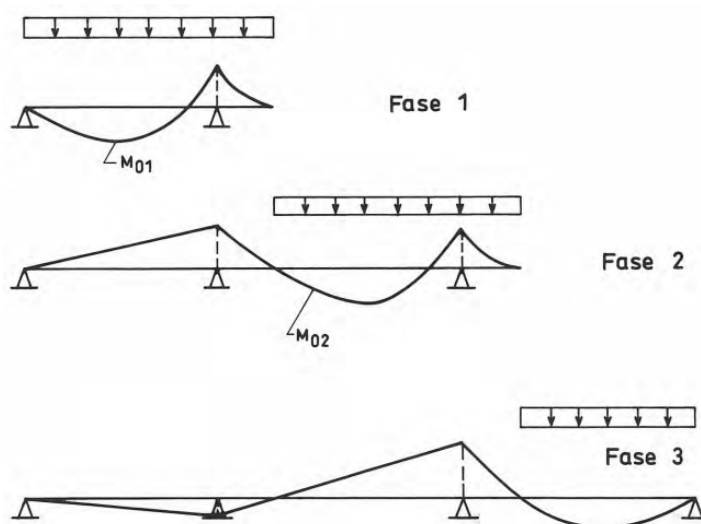


Fig. 4.14 – Diagrama de momentos tendo em consideração o faseamento construtivo

Em cada fase de execução é necessário verificar se o pré-esforço existente é suficiente para garantir o estado limite de descompressão sob a acção do peso próprio da estrutura bem como o pré-esforço até aí aplicado. Geralmente, se esta verificação se cumprir, verifica-se igualmente a segurança aos estados limites últimos da estrutura, com a devida colocação da armadura ordinária.

Note-se que o diagrama de momentos final, tendo em consideração o faseamento construtivo não é mais do que a soma dos diagramas, $M_{0,i}$, para cada secção, em todas as fases. De acordo com a figura apresentada a seguir, verifica-se que o valor encontrado na soma de todas as fases construtivas não difere substancialmente dos momentos obtidos por um modelo de cálculo elástico aplicando o peso próprio no modelo de cálculo final, concluindo-se que este tipo de acção não tem muito significado para o estudo em causa, não sendo, portanto, desenvolvida.

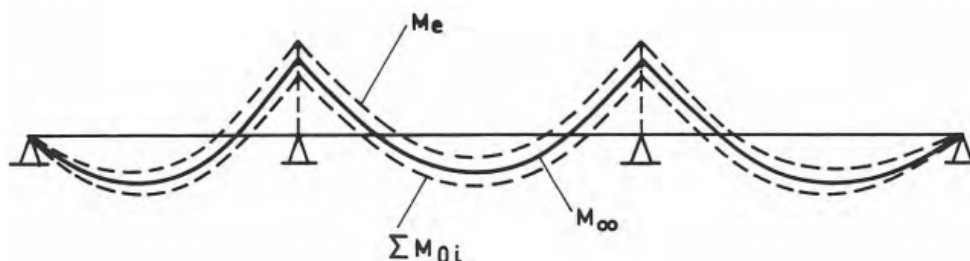


Fig. 4.15 – Diagrama de momentos final da estrutura

4.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

As combinações de acções são, como o próprio nome indica, a sobreposição das várias acções acima especificadas, de modo a que provoquem a situação mais desfavorável para a estrutura.

A segurança estrutural dá-se quando a estrutura onde são aplicadas as cargas, resiste à combinação de acções mais desfavorável que nela são provocadas.

Existem dois estados para o qual se devem verificar a segurança da estrutura: o estado limite último e o estado limite de utilização, que são de seguida analisados.

4.3.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Designa-se por estado limite último o estado de colapso da estrutura, podendo ser um colapso total ou parcial.

Os estados limites últimos devem ser verificados, quando relevantes, para as seguintes situações:

- EQU – perda de equilíbrio estático do conjunto ou parte da estrutura considerada como corpo rígido em que sejam significativas pequenas variações no valor da distribuição espacial das acções com uma mesma origem e que não sejam condicionantes as resistências dos materiais de construção ou do terreno;
- STR – rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais;
- GEO – rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura;
- FAT – rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

Por falta de dados a nível da composição do terreno, não será analisado a situação geotécnica (GEO). Será admitido que a estrutura não sofre efeitos por fadiga e como tal, a situação de fadiga (FAT), não será igualmente tida em conta. A perda de equilíbrio estático só se verifica em elementos susceptíveis de deslizamento e derrubamento, não sendo portanto, objecto de análise. Assim, a única análise a efectuar neste projecto é a análise estrutural (STR), devendo-se obedecer à seguinte equação:

$$E_d \leq R_d \quad (4-43)$$

Onde E_d é o valor de cálculo do efeito das acções e R_d é o valor de cálculo da resistência correspondente.

As combinações dos efeitos das acções a considerar baseiam-se na soma de acções permanentes e variáveis. De entre as acções variáveis considera-se uma acção de base, que corresponde a acção variável principal observada na estrutura, e as restantes são acções acompanhantes. Esta combinação é expressa do seguinte modo:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (4-44)$$

O pré-esforço é uma carga que pode ser considerada como uma acção ou do lado da resistência. Se por um lado, este exerce uma força à estrutura, por outro, o pré-esforço, sendo um aço de alta resistência, é um material da própria estrutura. Ao ser considerado na expressão (4-44), é o mesmo que dizer que o pré-esforço encontra-se do lado da acção. É nesta linha de raciocínio que as fórmulas posteriores, onde surgir a aplicação do pré-esforço, irão ser analisadas.

Os quadros que se seguem são um auxiliar para a aplicação da fórmula acima descrita.

Tabela 4.8 – Combinações de acções para a situação STR, em ELU

Acções permanentes		Pré-Esforço	Acção variável base	Restantes acções variáveis
Desfavorável	Favorável			
$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Tabela 4.9 – Coeficientes de majoração das acções persistentes em ELU

$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{P,unf}$ (Análise global)	$\gamma_{P,unf}$ (Análise local)	$\gamma_{P,fav}$	$\gamma_{Q,unf}$	$\gamma_{Q,fav}$
1,35	1,00	1,30	1,20	1,00	1,35	0,00

Tabela 4.10 – Factores de ψ_0 para pontes rodoviárias

Acção	Símbolo	ψ_0	
Cargas de tráfego	TS	0,75	
	Gr1a (LM1+passeio)	UDL	0,40
		Passeio	0,40
	Gr1b (eixo único)		0,00
Vento	F_w^*	1,00	

4.3.2. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO (ELS)

Designa-se por estado limite de utilização o estado onde a estrutura ainda se encontra em uso, devendo verificar-se, essencialmente, deformações e vibrações provocadas pelas acções na estrutura.

Para qualquer tipo de combinação em serviço, a expressão que verifica a segurança é a seguinte:

$$E_d \leq C_d \quad (4-45)$$

Onde E_d é o valor de cálculo do efeito das acções em estado de utilização e C_d é o valor de cálculo da resistência correspondente ao critério de utilização.

Os estados limites de utilização devem ser verificados, quando relevantes, para as situações abaixo referidas. Tal como as combinações dos de acções em estado limite último, as acções em estado limite de utilização são combinadas com cargas permanentes e variáveis. As expressões a considerar nestas combinação de acções são:

- Combinação característica – utilizada para estados limites irreversíveis;

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4-46)$$

- Combinação frequente – utilizada para estados limites reversíveis;

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4-47)$$

- Combinação quase-permanente – utilizada para efeitos a longo prazo e para o aspecto da estrutura;

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4-48)$$

- Combinação infrequente – utilizada para alguns estados de serviço específico para pontes.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,\text{infq}} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} Q_{k,i} \quad (4-49)$$

Em que $\psi_{1,\text{infq}}$ é 0,8 para os modelos de carga 1 e 2 (LM1 e LM2).

Os quadros que se seguem são um auxiliar para a aplicação das fórmulas acima descritas.

Tabela 4.11 – Combinações de acções, em ELS

Combinação	Acções permanentes		Pré-Esforço	Acções variáveis	
	Desfavorável	Favorável		Base	Outras
Característica	$G_{k,j,\text{sup}}$	$G_{k,j,\text{inf}}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequente	$G_{k,j,\text{sup}}$	$G_{k,j,\text{inf}}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quase-permanente	$G_{k,j,\text{sup}}$	$G_{k,j,\text{inf}}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tabela 4.12 - Factores de Ψ_1 e Ψ_2 para pontes rodoviárias

Acção	Símbolo	Ψ_1	Ψ_2	
Cargas de tráfego	TS	0,75	0,00	
	Gr1a (LM1+passeio)	UDL	0,40	0,00
		Passeio	0,40	0,00
	Gr1b (eixo único)	0,75	0,00	
Vento	F_w^*	-	-	

As considerações a ter em conta no cálculo das combinações em estado limite de utilização são as seguintes:

- Utiliza-se a combinação frequente na verificação da segurança a nível de deformações excessivas;
- Para as acções frequentes, não é admitida a combinação de acções. Assim, são utilizados os valores frequentes das acções produzidas ou pelo LM1, ou por LM2 ou pelos valores frequentes que se verificam nos passeios, consoante a situação mais desfavorável.
- O modelo de carga 2 não combina as suas acções com as acções de pedestres;
- No modelo de carga 2, a variável $Q_{f,wk}$, a aplicar nos passeios, não deve ser considerada com mais nenhuma carga variável, com excepção das cargas produzidas pelo tráfego automóvel.

5

DURABILIDADE E RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS, ANÁLISE ESTRUTURAL, ESTADO LIMITE ÚLTIMO E DE SERVIÇO

5.1. RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS

A durabilidade e recobrimento das armaduras depende da compacidade e da qualidade e espessura do recobrimento e da fendilhação.

Um bom recobrimento é obtido através do controlo do valor máximo da relação água-cimento, bem como do teor mínimo de cimento.

É admitido que a ponte está sujeita a corrosão induzida por cloretos, com humidade elevada. Assim, a classe de exposição da ponte é a classe XD1.

De acordo com o anexo nacional da norma europeia EN 1992-1, o recobrimento mínimo para um projecto com tempo de vida útil de 100 anos, é de 45mm, enquanto que o recobrimento nominal é de 55mm.

5.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

O principal objectivo da análise estrutural é o de determinar a distribuição de esforços, tensões, extensões e deslocamentos, podendo tratar-se de uma análise global ou local.

A estrutura será verificada por uma análise elástica linear, onde são admitidas as hipóteses:

- Secções não fendilhadas;
- Relações tensões-extensões lineares;
- Valores médios do módulo de elasticidade.

5.2.1. LARGURA EFECTIVA

A largura efectiva de um banzo comprimido depende de:

- Dimensão da alma;
- Dimensão do banzo;
- Distância l_0 .

O cálculo genérico da largura efectiva, b_{eff} , é exposto de seguida onde, em primeiro lugar, apresenta-se uma figura elucidativa dos parâmetros a determinar.

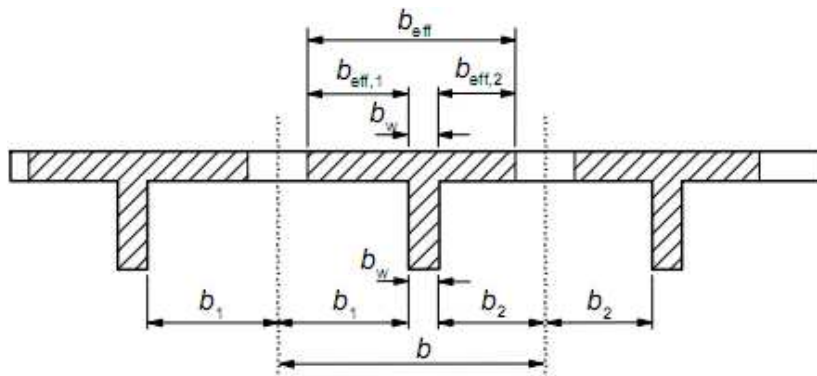


Fig. 5.1 – Parâmetros para a determinação da largura efectiva do banzo

O valor de b_{eff} é expresso por:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \quad (5-1)$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \times b_i + 0,1 \times l_0 \quad (5-2)$$

Onde $b_{eff,i}$ representa a largura efectiva para a aba i , b_w é designado pela espessura da viga, b_i é metade da distância entre as partes internas das vigas e l_0 representa a distância entre momentos nulos.

As distâncias l_0 são calculadas longitudinalmente onde, genericamente, são expostas no quadro apresentado de seguida. A figura abaixo ilustra as dimensões a considerar.

Tabela 5.1 – Dimensões de l_0

Apoio intermédio	$0,15 \times (l_1 + l_2)$
Vão intermédio	$0,7 \times l_2$

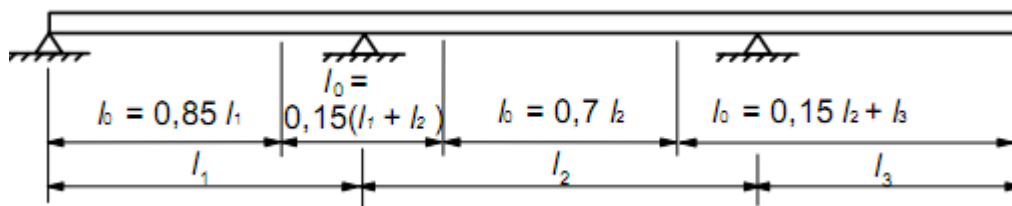


Fig. 5.2 – Dimensões de l_0

5.3. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

5.3.1. COMPRESSÃO OU FLEXÃO DE PEÇAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO

A resistência última de uma peça de betão armado e pré-esforçado sujeita à flexão simples, composta ou compressão simples, baseia-se nas seguintes hipóteses:

- As secções mantêm-se planas;
- A extensão das armaduras aderentes é a mesma extensão da do betão que as envolve;

- A resistência de tracção do betão não é considerada;
- As tensões de compressão do betão são obtidas por um diagrama bilinear de tensões-extensões, onde o patamar de cedência dá-se para a tensão f_{cd} e para a extensão de ϵ_{c3} , que toma o valor de 1,75‰;
- As tensões nas armaduras ordinárias e de pré-esforço são obtidas por um diagrama bilinear de tensões-extensões, onde o patamar de cedência dá-se, respectivamente, para f_{yd} e f_{pd} . A extensão de cedência é dada pela razão entre a tensão e o módulo de elasticidade da respectiva armadura.

A extensão máxima permitida no betão é de 3,5‰. Já a extensão das armaduras, quer das ordinárias quer de pré-esforço, é de 25‰. Usualmente, o estado limite último é atingido quando a extensão máxima no betão é obtida.

As peças pré-esforçadas ficam asseguradas quando é aplicado o método seguinte, baseado na verificação da capacidade de carga com a utilização de uma área reduzida de pré-esforço:

- Cálculo do momento aplicado para a combinação frequente de acções;
- Cálculo da área de pré-esforço necessária para a combinação frequente de acções, garantindo que na fibra extrema mais traccionada, se verifiquem tensões iguais ou inferiores a f_{ctm} ;
- Cálculo da capacidade resistente da peça, garantindo um valor superior ao valor obtido para a combinação frequente de acções.

5.3.2. ESFORÇO TRANSVERSO

5.3.2.1. Necessidade de armaduras de esforço transversal

Não são necessárias armaduras de esforço transversal se o valor de V_{Ed} for inferior ao valor resistente só com o betão, $V_{Rd,c}$. Este último é dado pela expressão:

$$V_{Rd,c} = \frac{1}{1000} \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + 0,15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (5-3)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (5-4)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} < 0,02 \quad (5-5)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \times f_{cd} \quad (5-6)$$

O valor de γ_c é 1,5, f_{ck} vem em MPa, b_w e d em mm. N_{Ed} vem em N e as áreas A_c e A_{sl} em mm². O valor de $V_{Rd,c}$ é dado em kN. Um valor mínimo limite é tido em conta, sendo que o seu cálculo é determinado através da expressão que se segue, expresso igualmente em kN:

$$V_{Rd,c,min} = \frac{1}{1000} (0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} + 0,15 \times \sigma_{cp}) b_w \times d \quad (5-7)$$

Caso o valor de V_{Ed} seja superior ao máximo $V_{Rd,c}$ calculado, então são necessárias armaduras para o esforço transversal. O seu cálculo é determinado por:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot(\theta) \quad (5-8)$$

Em que este valor nunca poderá ser superior a:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times \nu_1 \times f_{cd} \times \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (5-9)$$

A cot (θ) é limitada pelos seguintes valores:

$$1 \leq \cot(\theta) \leq 2,5 \quad (5-10)$$

Onde A_{sw} é a área da secção transversal das armaduras de pré-esforço, s é o espaçamento entre estribos, z o braço do binário formado pelas forças de compressão e de tracção, f_{ywd} é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal. α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, que para estruturas pré-esforçadas, é apresentado do seguinte modo:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}; \text{ para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \times f_{cd} \\ 1,25; \text{ para } 0,25 \times f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \times f_{cd} \\ 2,5 \times \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right); \text{ para } 0,5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 \times f_{cd} \end{array} \right. \quad (5-11)$$

O cálculo de v_1 é expresso de seguida:

$$v_1 = 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \quad (5-12)$$

O valor actuante, com ou sem armadura de esforço transversal, tem obrigatoriamente de resistir ao $V_{rd,máx}$, para que cumpra a segurança.

5.4. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Se a estrutura em estudo for atingida por um elevado grau de fissuração e deformação, a carga última é influenciada em valores consideráveis, que não podem deixar de ser tidos em conta. Na verdade, o que realmente acontece em estruturas muito fissuradas ou deformadas, é que existe uma alteração de inércias e rigidez dos elementos, provocada pelas cargas aplicadas na estrutura. Essa verificação é tida em conta para a verificação em estado limite de serviço.

As verificações aos estados limites de serviço são as seguintes:

- Limitação de tensões;
- Controlo da fendilhação;
- Controlo das deformações.

5.4.1. LIMITAÇÃO DE TENSÕES

A tensão de compressão no betão deve ser limitada de modo a que sejam evitadas as fendas longitudinais, a micro-fendilhação ou um grau muito elevado de fluência.

As tensões limites de compressão que podem ser produzidas no betão são dadas pelas seguintes expressões:

$$\sigma_c^{cc} \leq 0,6 \times f_{ck}(t) \quad (5-13)$$

$$\sigma_c^{cqp} \leq 0,45 \times f_{ck}(t) \quad (5-14)$$

As tensões de compressão a que o betão pode estar sujeito devem ser verificadas para dois tipos de situações no tempo, para $t = 0$ e para $t = \infty$.

A tensão de compressão do betão, para a combinação característica, é verificada para que não ocorra a fendilhação longitudinal. É calculada para a força de pré-esforço, P_{∞} , e para outras acções que actuam

no momento de aplicação do pré-esforço, P_0 . Assim, a verificação da tensão deverá ser feita para ambas as situações no tempo.

A tensão em combinação frequente é tida em conta para que não haja fissuração na estrutura, sendo então verificada para o seu estado limite de descompressão. A verificação é feita nas fibras da secção onde a peça se encontra na iminência de estar traccionada, para as situações temporais $t = 0$ e $t = \infty$.

A tensão para a combinação quase permanente surge com o intuito de não se proceder a uma análise não linear da fluência da peça. Esta surge na verificação para $t = \infty$.

As tensões de tracção na armadura devem ser limitadas com o intuito de não ocorrerem deformações e níveis de fendilhação não aceitáveis. Os valores recomendados para evitar esses níveis são:

$$\sigma_s^{cc} \leq 0,8 \times f_{yk} \quad (5-15)$$

$$\sigma_p^{cc} \leq 0,75 \times f_{pk} \quad (5-16)$$

5.4.2. CONTROLO DE FENDILHAÇÃO

São admitidas fendas, desde que estas não prejudiquem o funcionamento correcto da estrutura e a sua durabilidade. O quadro seguinte apresenta os valores máximos recomendados da largura de fendas, para cada classe de exposição ambiental.

Tabela 5.2 – Valores recomendados de $w_{m\acute{a}x}$ (mm)

Classe de exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação quase-permanente de acções	Combinação frequente de acções
X0, XC1	0,3	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,3	Descompressão

5.4.2.1. Controlo de fendilhação na viga

Por se tratar da classe XD1 e de um elemento de betão pré-esforçado com armadura aderentes, o valor recomendado para $w_{m\acute{a}x}$ é determinado para um estado de descompressão da peça. A descompressão é obtida quando, a uma distância de 0,1m das armaduras de pré-esforço, o betão encontra-se todo à compressão.

O controlo de fendilhação pode ser feito por duas vias, sendo a primeira o cálculo directo da abertura de fendas e o segundo, o cálculo indirecto. Será admitido o cálculo indirecto, auxiliado pelas tabelas A10.7 e A10.8, sendo feitas as extrapolações necessárias. As tabelas em causa são elaboradas para um valor de Φ normalizado, sendo que é necessário calcular o diâmetro real das armaduras, através da expressão abaixo.

$$\Phi_s = \Phi_s^* \times \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \times \frac{k_c \times h_{cr}}{2 \times (h-d)} \quad (5-17)$$

Para além dos cálculos a efectuar acima descritos, é ainda necessária uma quantidade de armadura mínima para o controlo de fendilhação, caso sejam previstas tensões de tracção na peça. Esta armadura não é exigida em elementos pré-esforçados onde, para a combinação característica de acções e para o valor característico do pré-esforço, o betão encontra-se comprimido ou com a tensão de tracção inferior ao máximo entre f_{ctm} e 2,9MPa. A armadura mínima é obtida através da expressão abaixo.

$$A_{s,min} = \frac{k_c \times k \times f_{ctm} \times A_{ct}}{\sigma_s \times \xi_1 \times A'_p \times \Delta\sigma_p} \quad (5-18)$$

Por se tratar de uma secção em T, as armaduras mínimas deverão ser calculadas separadamente entre a alma e o banzo. É então admitida a seguinte divisão:

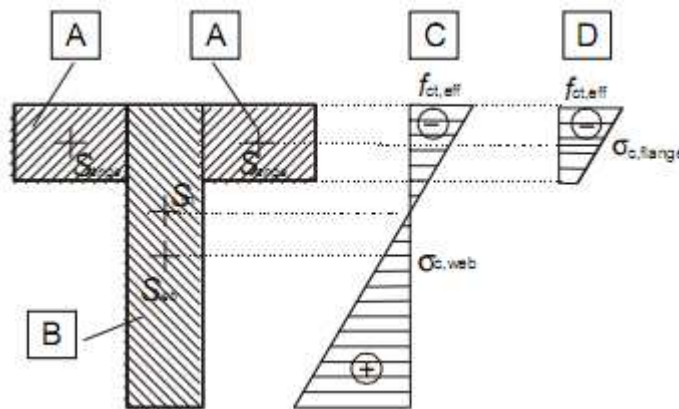


Fig. 5.3 – Divisão das tensões na alma e no banzo

Os valores de k_c para a alma e o banzo são, respectivamente, dado pelas seguintes expressões:

$$k_c = 0,4 \times \left[1 - \frac{\sigma_c}{1,5 \times \frac{h}{h^*} \times f_{ctm}} \right] \leq 1 \quad (5-19)$$

$$k_c = 0,9 \times \frac{F_{cr}}{A_c \times f_{ctm}} \geq 0,5 \quad (5-20)$$

Onde σ_c é a tensão média do betão e é calculado do seguinte modo:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \times h} \quad (5-21)$$

N_{Ed} é o valor característico de pré-esforço, b a largura da secção de betão em estudo e h a altura total da secção considerada. O valor de h^* é igual a h , se h for inferior a 1m e igual a 1 se h for igual ou superior a 1m. A tensão média de tracção, f_{ctm} , para um betão da classe C35/45 é de 3,2MPa. F_{cr} é o valor absoluto da força de tracção no banzo imediatamente antes da fendilhação. A_c é a área total de betão da secção considerada.

O coeficiente k é o factor que entra em consideração com os efeitos das tensões não uniformes auto-equilibradas. Este é obtido através da tabela que é apresentada na página seguinte.

Tabela 5.3 – Valores de k

Área em estudo	Dimensões	k
	h ou $l \leq 300$ mm	1
Almas (a considerar h) ou banzos (a considerar l)	300 mm $\leq h$ ou $l \leq 800$ mm	Interpolação
	h ou $l \geq 800$ mm	0,65

A_{ct} é a área de betão traccionado, imediatamente antes da primeira fenda. Por fim, o valor de σ_s designa o valor máximo da tensão admissível na armadura, imediatamente após a formação da fenda. Este valor pode ser tomado como f_{yk} .

O coeficiente ξ_1 pretende a correcção da aderência das armaduras ao betão, tendo em consideração a diferença de diâmetros entre as armaduras ordinárias e as armaduras de pré-esforço. Este é dado pela seguinte expressão:

$$\xi_1 = \sqrt{0,5 \times \frac{\Phi_s}{\Phi_p}} \quad (5-22)$$

O valor de Φ_s é o maior diâmetro dos varões das armaduras ordinárias, enquanto que o Φ_p é o diâmetro equivalente das armaduras de pré-esforço. A_p é a área de armaduras de pré-esforço existentes em $A_{c,eff}$.

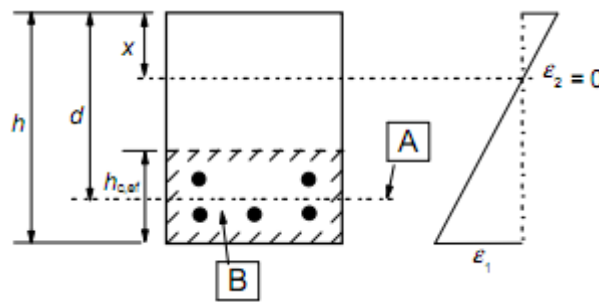


Fig. 5.4 – Cálculo de $A_{c,eff}$ para momentos positivos

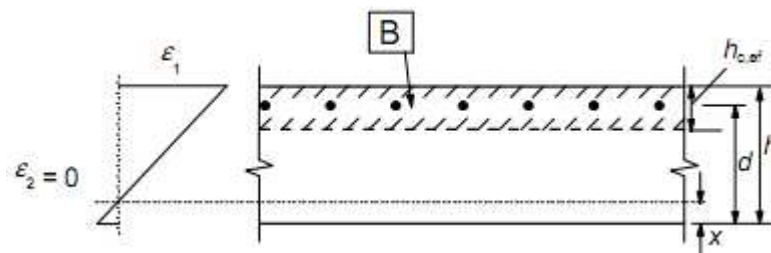


Fig. 5.5 - Cálculo de $A_{c,eff}$ para momentos negativos

Para o cálculo de $A_{c,eff}$, a determinação da altura efectiva, $h_{c,ef}$, é feita do seguinte modo:

$$h_{c,ef} = \min\left(2,5 \times (h - d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2}\right) \quad (5-23)$$

O valor de $\Delta\sigma_p$ é a variação da tensão nas armaduras de pré-esforço a partir do estado de extensão nula do betão no mesmo nível.

5.4.2.2. Controlo de fendilhação na laje

Para o estudo da laje, por ser apenas de betão armado, pode-se considerar uma abertura de fendas máxima de 0,3mm para a combinação quase permanente de acções.

As restantes verificações são idênticas às verificações na viga, sendo que as parcelas onde entram elementos de pré-esforço são nulas.

5.4.3. CONTROLO DE DEFORMAÇÕES

A determinação das deformações em peças de betão armado fissurado tem em conta as combinações de acções e a fluência do betão. É de seguida exposto o método bilinear, um método simplificado para o cálculo de flechas.

O método consiste em calcular, a partir da flecha de base, α , as flechas para os estados não fendilhados, α_I , e totalmente fendilhados, α_{II} . A flecha base é a flecha elástica de um elemento não fendilhado, admitindo secções homogéneas e sem ter em conta a armadura.

O controlo da deformação é feito baseado no controlo de flechas para a combinação frequente de acções, expresso pela fórmula:

$$f = \xi \times f_{II} + (1 - \xi) \times f_I \quad (5-24)$$

$$\xi = 1 - \beta \times \left(\frac{M_{sr}}{M}\right)^2 \quad (5-25)$$

$$M_{sr} = f_{ctm} \times \frac{b \times h^2}{6} \quad (5-26)$$

α é a flecha de base, α_I é o parâmetro de cálculo para o estado não fendilhado e f_{II} para o estado totalmente fendilhado. $\xi = 0$ para secções não fendilhadas. β é um coeficiente que tem em conta a extensão de duração do carregamento, sendo que é 0,5 para carregamentos de longa duração. σ_s é a tensão nas armaduras de tracção, admitindo que a secção se encontra fendilhada. σ_{sr} é a tensão de tracção nas armaduras de tracção, admitindo a secção fendilhada sujeita às condições de carregamento que provocam o início da fendilhação.

A flecha base é determinada para a acção das cargas permanentes. Para a situação temporal instantânea, $t = 0$, o valor da flecha base é o seu valor instantâneo, f_{perm} .

Quando se trata de flechas a um tempo t , onde os efeitos de fluência já entram em consideração, a flecha base toma o seu valor diferido. Ainda para esta situação temporal, é adicionada o valor da flecha devido às sobrecargas, valor este instantâneo, pois as mesmas não produzem fluência no elemento.

O cálculo da flecha para o estado não fendilhado é dado pelas seguintes expressões:

$$f_I^{t=0} = k_{s1}^{t=0} \times f_{perm.+sob.} \quad (5-27)$$

$$f_I^{t=t} = f_I^{t=0} + k_{s1}^{t=\infty} \times f_{perm.} \times k_{\varphi 1} \times \varphi \quad (5-28)$$

O cálculo da flecha para o estado totalmente fendilhado é dado pelas seguintes expressões:

$$f_{II}^{t=0} = k_{s2}^{t=0} \times f_{perm.+sob.} \quad (5-29)$$

$$f_{II}^{t=t} = f_{II}^{t=0} + k_{s2}^{t=\infty} \times f_{perm.} \times k_{\varphi 2} \times \varphi \quad (5-30)$$

Os coeficientes $k_{s,i}$ têm em conta o efeito da armadura. Os coeficientes $k_{\varphi,i}$ têm em conta o efeito da fluência.

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

6

ANÁLISE ESTRUTURAL, COMBINAÇÕES DE ACÇÕES E SEGURANÇA DA LAJE EM ELU

6.1. GENERALIDADES

A primeira etapa que um projectista se depara quando inicia o cálculo de uma ponte trata-se do pré-dimensionamento da secção transversal tendo em conta os vãos a vencer, descritos no ponto 3.1.1. do capítulo 3 desta dissertação.

A análise do viaduto é feita para que se verifique a segurança na laje e nas vigas. É de referir que, de todas as soluções a estudar, em nenhuma, a laje do tabuleiro irá ser modificada. Como tal, o estudo do viaduto inicia-se com a análise da laje. Como pré-dimensionamento da mesma, foi admitida uma altura constante de 0,3m, a sua altura foi obtida através da relação enunciada de seguida, em que b é a distância entre vigas.

$$\frac{b_i}{20} \leq h \leq \frac{b_i}{25} \quad (6-1)$$

Todas as acções são justificadas no capítulo 4, sendo que agora apenas são apresentados os valores resultantes do caso em estudo.

6.2. ANÁLISE DOS MOMENTOS POSITIVOS NA LAJE – SECÇÃO A MEIO VÃO

A análise dos momentos na secção transversal é de extrema importância, pois é através desta análise que se verifica se a laje do tabuleiro é suficiente para garantir a segurança da estrutura. São verificados os momentos positivos e negativos da laje. Relativamente aos momentos positivos, estes têm o intuito de garantir que a espessura da laje entre vigas é suficiente.

A primeira etapa na análise da laje para momentos positivos trata-se do traçado da envolvente de momentos da secção transversal. Ver figura A5.3. Verifica-se que os momentos máximos positivos são exactamente a meio vão da secção, para $x = 6,5\text{m}$.

A aplicação das cargas por forma a que surjam os esforços mais desfavoráveis para a secção em estudo é feita com base na linha de influência dessa mesma secção, ver figura A5.4. Conclui-se que a aplicação das cargas deve ser feita apenas no tramo entre vigas.

6.2.1. ACÇÕES PERMANENTES

6.2.1.1. Acções directas

As acções directas permanentes são apresentadas na tabela seguinte. Apenas o peso próprio devido à laje do tabuleiro e o passeio são cargas uniformemente distribuídas, quer na direcção transversal, quer na longitudinal. Assim, as restantes cargas, são aplicadas na secção transversal como se de uma carga concentrada se tratasse, sendo que o seu valor é tido como o valor por metro longitudinal.

Tabela 6.1 – Acções directas permanentes

Betão armado e pré-esforçado + Pavimentação do tabuleiro (kN/m)	7,5
Lancil (kN)	0,3
Barreiras de segurança (kN)	1,8
Passeios (kN/m)	3,0
Guarda corpos (kN)	1,6
Vigas de bordadura (kN)	3,0

O modelo de aplicação de acções é dado no anexo A5, tal como a aplicação das restantes acções que posteriormente serão determinadas. Ver figura A5.1. De seguida é exposto um quadro resumo dos valores máximos de momentos, para a secção em estudo. Ver figura A5.2.

Tabela 6.2 – Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes

Secção	Valor do momento em módulo (kN.m)
Meio vão	14,9

6.2.1.2. Acções indirectas

Como acções indirectas são abordadas a fluência e a retracção. No modelo em estudo, onde apenas existe um apoio fixo numa extremidade e os restantes apoios permitem a movimentação do tabuleiro, ambas as acções exercem extensões de igual valor em toda uma secção considerada. Tal indica que se praticam esforços de compressão, isto é, esforços axiais, não existindo flexão na estrutura.

A aplicação do pré-esforço gera fluência à estrutura, sendo portanto objecto de estudo. A fluência produz-se muito lentamente, ao longo do tempo, sendo a situação mais desfavorável a tempo infinito. É por esse motivo que é verificada apenas nesse nível de tempo de obra.

A fluência não produz variação de momentos no modelo estrutural em estudo, só diferindo no aumento de flechas que se faz sentir relativamente a um modelo sem consideração dos efeitos de fluência.

São considerados certos valores para o cálculo posterior da fluência:

- A data da aplicação do 1º carregamento, devido ao pré-esforço, foi aos 7 dias;
- A temperatura ambiente de 23°C;
- A humidade relativa é de 60%;
- A classe do cimento é da classe R.

Relativamente à retracção, esta não produz nenhum aspecto crucial para o objectivo desta dissertação. Esta produz uma diminuição do modelo longitudinal, sendo que é ultrapassada com o correcto emprego do aparelho de apoio fixo, numa das extremidades, bem como uma devida colocação da junta de dilatação na extremidade oposta. De seguida é exposto o valor do módulo de elasticidade do betão, $E_{c,ff}$, onde o cálculo encontra-se elaborado em anexo, ver tabela A5.1.

Tabela 6.3 – Valor do módulo de elasticidade efectivo do betão

$E_{c,eff}$	10,94 GPa
-------------	-----------

6.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

6.2.2.1. Acções de tráfego

➤ Modelo de carga 1

O modelo de carga 1 apresenta dois tipos de acções, acções concentradas e distribuídas. É de salientar que as cargas concentradas não têm uma área de influência por metro longitudinal. Assim, foi elaborado um modelo de uma laje de dimensão longitudinal, considerada infinita, para que sejam analisados os momentos na secção em estudo, aquando da aplicação de uma carga concentrada.

O modelo constitui apenas as vigas e a laje do tabuleiro que existe entre elas, em que as vigas são admitidas como encastradas. Isto deve-se ao facto de haver continuidade da laje na dimensão transversal. Em anexo apresentam-se os momentos obtidos para a secção de meio vão, com as diferentes posições de aplicação de uma carga unitária. Ver figuras A5.5 à A5.8.

A secção transversal a analisar trata-se de uma secção com profundidade de 1m. Assim, as cargas concentradas devem ser tal que produzam efeitos para essa profundidade. Seguidamente, é elaborada uma tabela com as cargas concentradas a considerar para esse efeito.

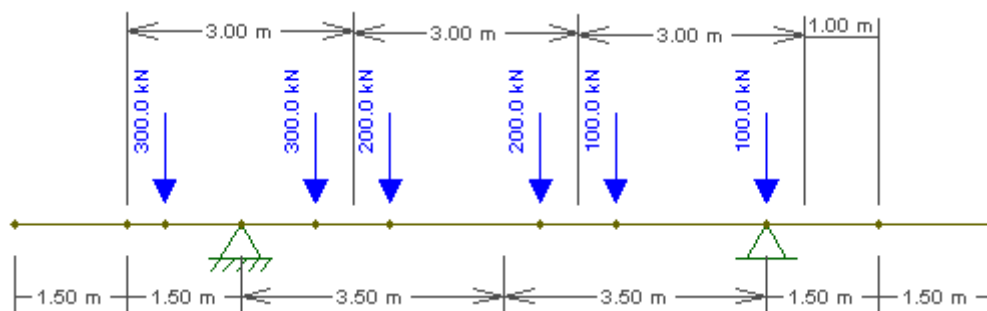


Fig. 6.1 – Aplicação das cargas concentradas na secção transversal

Tabela 6.4 – Cargas concentradas com a sua área de influência de um metro

Cargas concentradas (kN)	Distância do apoio esq. (m)	Valor do momento com carga concentrada unitária (kN.m/m)	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN.m/m)
300	1	0,0070	2,10
200 (esq.)	2	0,0370	7,40
200 (dir.)	4	0,1066	21,32
100 (esq.)	5	0,0373	3,73

A aplicação das cargas distribuídas é apresentada em anexo, nas figuras A5.9, em perfil transversal. Apresentam-se de seguida os valores de momentos máximos para todas as situações consideradas neste ponto. Ver figuras em anexo A5.10 para a carga distribuída. Os valores das cargas concentradas já foram acima expressos.

Tabela 6.5 – Valores dos momentos máximos relativos ao LM1

Momentos	Valor em módulo devido às cargas concentradas (kN.m/m)	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m/m)
Positivos	34,55	19,00

➤ Modelo de carga 2

O modelo de carga 2 é utilizado apenas para verificações locais. Existem duas variantes na aplicação deste modelo, sendo que aplicação das cargas a considerar é aquela mais desfavorável entre as duas. Assim, para o estudo em causa, são aplicadas as cargas referentes às duas rodas, uma sobre a secção em estudo e outra 2m ao lado, com o seu eixo perpendicular ao eixo longitudinal do viaduto.

Da mesma forma que o modelo de carga 1, foi utilizado o programa de cálculo ROBOT para que o valor do momento correspondente à aplicação das cargas fosse obtido na secção a meio vão.

São apresentados de seguida o valor de momentos máximo em perfil transversal para as situações consideradas neste ponto. Ver figura em anexo A5.11.

Tabela 6.6 – Valores de momento máximos relativo ao LM2

Momentos	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN.m)
Positivos	80,78

Conclui-se que o modelo de carga 2 é condicionante, pois produz um momento de maior dimensão relativamente aos momentos produzidos pelo modelo de carga 1. Assim, as combinações de acções são determinadas apenas tendo em consideração o LM2.

6.2.2.2. Acções nos passeios

Os passeios, por estarem ambos nos tramos em consola, não são aplicados para o estudo da secção a meio vão.

6.2.2.3. Acções nos parapeitos pedestres

Tal como justificado no ponto 5.2.2.2, este tipo de acção não é alvo de estudo.

6.2.2.4. Acção do vento

Para o cálculo da acção do vento, nas várias direcções, foi considerado que o terreno envolvente caracteriza um terreno da categoria II.

➤ Vento na direcção x

O vento na direcção x não produz momentos na estrutura, pois considera-se que está aplicado no centro de gravidade da mesma.

➤ Vento na direcção z

O valor da acção do vento na direcção z já foi anteriormente determinado. Este é apresentado na tabela seguinte. Ver figura em anexo A5.12.

Tabela 6.7 – Acção do vento na direcção z

$F_{w,z}$ (kN/m)	$\pm 12,92$
------------------	-------------

É de salientar que a direcção da carga pode ser descendente ou ascendente. Os momentos produzidos por este tipo de acções, na secção a meio vão, são verificados em seguida. Ver figura A5.13.

Tabela 6.8 - Valores dos momentos máximos relativos à acção do vento na direcção z

Momentos	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN.m/m)
Positivos	$\pm 1,6$

6.2.3. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO

Tabela 6.9 – Momentos de cálculo para a secção de meio vão

Secção de meio vão	Momentos
Acções permanentes	14,9
Acções variáveis	
LM2 carga concentrada	80,78
Vento na direcção z	$\pm 1,6$

6.2.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

As diversas combinações entre cargas são remetidas para anexo, ver tabela A7-1 para combinações em estado limite último.

6.2.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

6.2.5.1. Verificação da segurança em estado limite último

Com o auxílio da tabela A10.2, é calculada a armadura necessária para que a laje se encontre em segurança, para o estado limite último aquando da aplicação das cargas na estrutura. De seguida é calculada a armadura necessária para que a laje esteja em segurança relativamente à acção das cargas permanentes e sobrecargas, admitindo uma espessura de 0,3m nessa secção.

Tabela 6.10 – Cálculo da armadura necessária na secção a meio vão para uma espessura de 0,30m

M_{Ed} (kN.m)	96,55
μ	0,046
$\bar{\omega}$	0,104
A_s (cm ²)	19,53
nº $\phi 16$ /m	10
nº $\phi 12$ / m	18

Verifica-se, que apesar do valor de momento reduzido ser baixo, a laje já encontra-se com uma quantidade de armadura elevada, sendo esta opção uma opção viável.

É de salientar que para a acção das cargas permanentes, o momento na secção a meio vão é negativo. Assim, esta secção, de espessura 0,30m, tem de ser devidamente dimensionada para que verifique a segurança nessa situação.

Tabela 6.11 – Cálculo da armadura superior necessária para a secção a meio vão para uma espessura de 0,30m

M_{Ed} (kN.m)	20,12
μ	0,010
$\bar{\omega}$	0,021
A_s (cm ²)	3,38
nº $\phi 12$ /m	3
nº $\phi 10$ /m	5

6.3. ANÁLISE DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE – SECÇÃO EM CONSOLA JUNTO À VIGA

A envolvente de momentos da secção transversal é clara relativamente ao estudo da secção onde se verificam os momentos negativos, que em módulo são máximos. Ver figura A5.3. A aplicação das cargas é feita de modo a que na secção no apoio se encontrem os momentos mais desfavoráveis para a estrutura, baseando-se na linha de influência determinada para essa mesma secção, ver figura A5.14.

6.3.1. ACÇÕES PERMANENTES

6.3.1.1. Acções directas

A aplicação das acções directas para o estudo da secção em consola, nada difere relativamente ao estudo dos momentos positivos na secção transversal. Ver figura A5.1. De seguida é exposto um quadro resumo dos valores máximos de momentos, para a secção em estudo.

Tabela 6.12 – Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes

Momentos	Valor em módulo (kN.m/m)
Negativos	60,8

6.3.1.2. Acções indirectas

Relativamente às acções indirectas, estas não se modificam em relação às obtidas na análise dos momentos positivos da laje.

6.3.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

6.3.2.1. Acções de tráfego

➤ Modelo de carga 1

O modelo de carga 1 apresenta dois tipos de acções, acções concentradas e distribuídas. É de salientar que as cargas concentradas não têm uma área de influência por metro longitudinal. É considerado, tal como a dispersão em profundidade, um ângulo de dispersão de 45° até que estas atinjam a zona do apoio mais próximo. A aplicação da carga na situação em estudo encontra-se em anexo, ver figura A5.15. Esta encontra-se a 1m, na horizontal, do apoio em estudo. De seguida é exposto um quadro resumo da linha de influência que a acção concentrada produz.

Tabela 6.13 – Linha de influência da carga concentrada na secção junto ao apoio

Carga concentrada (kN)	Linha de influência (m)
300	2,4

A secção transversal a analisar trata-se de uma secção com profundidade de 1m. Assim, as cargas concentradas devem ser tal que produzam efeitos em apenas 1m. Seguidamente, é elaborada uma tabela com as cargas concentradas a considerar para esse efeito.

Tabela 6.14 – Cargas concentradas com a sua área de influência de um metro

Carga concentrada (kN)	Cargas concentradas por metro longitudinal (kN)
300	125

A aplicação das cargas concentradas referentes ao sistema de tandem e das cargas distribuídas, são apresentadas em anexo, respectivamente, nas figuras A5.16 e A5.17, em perfil transversal.

Apresentam-se de seguida os valores de momentos máximos para todas as situações consideradas neste ponto. Ver figuras em anexo A5.18 a A5.19.

Tabela 6.15 – Valores dos momentos máximos relativos ao LM1

Momentos	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN.m)	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m)
Negativos	125,0	10,1

➤ Modelo de carga 2

A aplicação do modelo de carga 2 é feita de igual forma comparativamente ao modelo de carga 1. A sua aplicação é feita apenas para 1 roda, pois é a situação mais condicionante das duas condições que se podem considerar neste modelo. Ver A5.20 e A5.21.

O valor de momento máximo para a secção em estudo é apresentado de seguida. Ver figura A5.22.

Tabela 6.16 – Valores do momento máximo relativo ao LM2

Momentos	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN.m)
Negativos	87,30

Verifica-se que este modelo não é condicionante, relativamente ao modelo de carga 1. Assim, as combinações de acções são determinadas apenas tendo em consideração o LM1.

6.3.2.2. Acções nos passeios

Transversalmente, o modelo de aplicação das cargas é exposto na figura A5.23. São apresentados de seguida o valor do momento máximo para as situações consideradas neste ponto. Ver figura A5.24.

Tabela 6.17 – Valor do momento máximo relativo à sobrecarga no passeio

Momentos	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m/m)
Negativos	16,9

6.3.2.3. Acções nos parapeitos pedestres

Transversalmente, o modelo de aplicação das cargas é exposto na figura A5.25. São apresentados de seguida o valor do momento máximo para as situações consideradas neste ponto. Ver figura A5.26.

Tabela 6.18 - Valor do momento máximo relativo à sobrecarga no parapeito

Momentos	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN.m/m)
Negativos	1,5

6.3.2.4. Acção do vento

➤ Vento na direcção x

O vento na direcção x não produz momentos na estrutura, pois considera-se que está aplicado no centro de gravidade da mesma.

➤ Vento na direcção z

O vento na direcção z é aplicado a 3,25m do centro de gravidade da peça, encontrando-se ainda numa secção entre vigas. Assim, a aplicação desta acção no estudo da consola não é viável.

6.3.3. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO

Tabela 6.19 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio

Secção junto ao apoio		Momentos
Acções permanentes		60,8
Acções variáveis	LM1 carga concentrada	125
	LM1 carga distribuída	10,1
	Passeio	16,9
	Parapeito	1,5

6.3.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

As diversas combinações entre cargas são remetidas para anexo, ver tabela A7-2 para combinações em estado limite último.

6.3.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

6.3.5.1. Verificação da segurança em estado limite último

Com o auxílio da tabela A9.1, é calculada a armadura necessária para que a laje fique se encontre em segurança, para o estado limite último, aquando da aplicação das cargas na estrutura.

De seguida é apresentada a tabela de cálculo com essa verificação.

Tabela 6.20 – Tabela de cálculo da armadura necessária na secção junto ao apoio – pré-dimensionamento

M_{Ed} (kN.m)	266,31
μ	0,127
$\bar{\omega}$	0,301
A_s (cm ² /m)	56,54
nº $\phi 25$ /m	12
nº $\phi 20$ /m	18
nº $\phi 16$ /m	29

Usualmente o valor do momento reduzido, μ , em lajes, é da ordem dos 0,10 a 0,15. Verifica-se que o valor obtido, de $\mu = 0,127$, encontra-se dentro dos limites. Apesar de tal facto, a quantidade de armadura necessária para absorver os momentos produzidos é muito elevada. Assim, é útil uma diminuição do valor do momento reduzido, obrigando a um aumento da altura da laje e consequentemente a uma diminuição da armadura ordinária a colocar.

Tabela 6.21 – Tabela de cálculo para várias espessuras na secção junto aos apoios

M_{Ed} (kN.m)	266,31	266,31	266,31	266,31
μ	0,0931	0,0713	0,0564	0,0457
h (m)	0,35	0,40	0,45	0,50
$\bar{\omega}$	0,220	0,165	0,128	0,103
A_s (cm ² /m)	41,32	35,42	30,91	27,64
nº $\phi 25$ /m	9	8	7	6
nº $\phi 20$ /m	14	12	10	9

Conclui-se que na secção junto ao apoio, a laje funciona com quantidades razoáveis de armadura quando esta apresenta uma espessura de 0,45m.

6.4. DIMENSIONAMENTO DA LAJE

Para o dimensionamento da laje, apenas as cargas permanentes são alteradas. Assim, são essas as cargas alvo de estudo nesta secção. É de referir que foi admitida, em pré-dimensionamento, uma altura constante de 0,3m na laje. De seguida é feito o cálculo rigoroso do peso próprio do tabuleiro, através da expressão que se segue.

$$p. p. = \gamma_{B.A.} \times \sum_{i=1}^3 a_i \times h_i \quad (6-2)$$

Em que $\gamma_{B.A.}$ é o peso volúmico, de valor 25 kN/m³, a_i a largura do elemento e h_i a altura média do elemento.

De seguida é exposta uma tabela com as dimensões da laje para os tramos em consola, e o tramo intermédio.

Tabela 6.22 – Tabela de valores para o cálculo do peso próprio do tabuleiro

a_i (m)	h_{esq} (m)	h_{dir} (m)	h_i (m)
6	0,20	0,45	0,325
7	0,30	0,30	0,300
2	0,15	0	0,075

Verifica-se que o valor do peso próprio é de 105 kN/m é ligeiramente superior aos 97,5 kN/m obtidos para o pré-dimensionamento. Esta análise deve ser tida em conta como verificação da estrutura, pois com aumento do peso próprio, o valor dos esforços sofrem efeito.

Em anexo apresenta-se a aplicação das cargas permanentes com a nova solução adoptada. Ver figura A5.27. O valor obtido para a secção a meio vão só vai atenuar o resultado obtido em todas as combinações possíveis. Já a secção junto ao apoio é necessária ser alvo de estudo.

6.4.1. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO

Tabela 6.23 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio

Secção junto ao apoio		Momentos
Acções permanentes		63,6
Acções variáveis	LM1 carga concentrada	125
	LM1 carga distribuída	10,1
	Passeio	16,9
	Parapeito	1,5

6.4.2. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS - DIMENSIONAMENTO

As diversas combinações entre cargas são remetidas para anexo, ver tabela A7.3 para combinações em estado limite último e tabelas A8.1 a A8.3 para combinações em estado limite de serviço.

6.4.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL - DIMENSIONAMENTO

6.4.3.1. Verificação da segurança em estado limite último

Com o auxílio da tabela A10.1, é calculada a armadura necessária para que a laje se encontre em segurança para o estado limite último, aquando da aplicação das cargas na estrutura. De seguida é apresentada a tabela de cálculo com essa verificação, concluindo-se que nada se altera em relação ao cálculo de pré-dimensionamento.

Tabela 6.24 – Cálculo das armaduras necessárias para a secção junto ao apoio

M_{Ed} (kN.m)	270,09
h (m)	0,45
μ	0,0572
$\bar{\omega}$	0,130
A_s (cm ² /m)	31,40
nº $\phi 25$ /m	7
nº $\phi 20$ /m	10

6.4.3.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço

A verificação para o estado limite de serviço tem de ser executada quer para a secção junto ao apoio, isto é, onde são instalados momentos negativos, quer para a secção a meio vão, onde se verificam momentos positivos.

➤ Limitação das tensões

Para a verificação da limitação de tensões em estado limite de serviço é calculado, com o auxílio das tabelas em anexo A10.5 e A10.6, o valor das tensões de serviço para as combinações característica e quase-permanente. É necessário verificar ainda a tensão das armaduras.

Os valores das tensões têm de ser verificados para as duas situações temporais, $t = 0$ e $t = \infty$, pois a contabilização dos efeitos de fluência provoca modificações nas tensões, quer do betão quer do aço. O cálculo da fluência já foi anteriormente determinado. Os valores máximos das tensões são calculados pelas expressões (4-13) à (4-16). As tabelas de cálculo são expostas de seguida.

Ver igualmente as tabelas em anexo A8.1 e A8.2 para a combinação de ações característica e quase-permanente.

Tabela 6.25 – Verificação aos estados limites de utilização por limitação de tensões para momentos positivos

	Combinação característica		Combinação quase permanente	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
A/A	0,20	0,20	0,20	0,20
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,229	0,229	0,229	0,229
$\alpha_e \rho$	0,05	0,16	0,05	0,16
α	0,27	0,42	0,27	0,42
C_c	7,8	4,8	7,8	4,8
σ_c (MPa)	10,944 ≤ 21 OK	6,735 ≤ 21 OK	1,309 ≤ 15,75 OK	0,805 ≤ 15,75 OK
$C_s \rho$	1,08	1,18	1,08	1,18
σ_s (MPa)	172,591 ≤ 400 OK	188,572 ≤ 400 OK	20,642	22,553

Tabela 6.26 – Verificação aos estados limites de utilização por limitação de tensões para momentos negativos

	Combinação característica		Combinação quase permanente	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,377	0,377	0,377	0,377
$\alpha \rho$	0,05	0,15	0,05	0,15
α	0,27	0,40	0,27	0,40
C_c	7,8	5,5	7,8	5,5
σ_c (MPa)	4,038 ≤ 21 OK	2,847 ≤ 21 OK	0,483 ≤ 15,75 OK	0,341 ≤ 15,75 OK
$C_s \rho$	1,08	1,12	1,08	1,12
σ_s (MPa)	67,095 ≤ 400 OK	69,580 ≤ 400 OK	8,025	8,322

➤ Controlo da fendilhação

O controlo da fendilhação é obtido através da abertura de fendas máxima, determinada no ponto 4.4.2 do capítulo 4 desta dissertação.

Como se trata de uma peça de betão armado, é necessário que a abertura de fendas não ultrapasse os 0,3mm para a combinação quase-permanente de acções. O cálculo é determinado com o auxílio das tabelas em anexo A10.7 e A10.8.

A correcção do diâmetro normalizado para o diâmetro real é tida de seguida. Esta correcção é feita através da expressão (4-17) do ponto 4.4.2 desta dissertação. É necessária uma extrapolação entre os valores mínimos tabelados de tensões no aço e o valor obtido para a combinação quase-permanente de acções, de 22,553 MPa. Conclui-se que o valor de Φ tem de ser inferior a 20,81mm. Os varões adoptados têm diâmetros de 10mm, 16mm e 20mm, verificando-se uma solução válida.

Relativamente à tabela A10.8, verifica-se que o espaçamento máximo entre varões é de 0,3m. Os espaçamentos adoptados são de 0,10m e 0,20m, sendo ambas soluções válidas.

Adicionando às verificações acima descritas, é ainda necessário o cálculo da armadura mínima para que se conclua a verificação do controlo da fendilhação. Ver equação (4-18) do ponto 4.4.2 desta dissertação. Este cálculo é apresentado de seguida, em forma de tabela.

Tabela 6.27 – Cálculo da armadura mínima para controlo de fendilhação

k_c	0,4
k	1
f_{ctm} (kPa)	3200
A_{ct} (m ²)	0,16
f_{yk} (kPa)	500000
$A_{s,min}$ (cm ² /m)	4,13

Verifica-se que a armadura necessária para a limitação de tensões é suficiente para que seja colocada a armadura mínima obtida para o controlo da fendilhação. Ver tabelas 5.9 e 5.10 para momentos positivos e 5.21 para momentos negativos.

➤ Controlo das deformações

O cálculo da flecha base, isto é, da flecha elástica, é determinado para a combinação frequente de acções, na secção a meio vão e na secção extremidade da consola.

A flecha devido às acções permanentes tem um carácter negativo a meio vão, isto é, a secção tem tendência a levantar. Consequentemente, esta apresenta um valor positivo na secção de extremidade. Ver figura A5.29.

Por se tratar da combinação frequente de acções, apenas é considerada a sobrecarga mais desfavorável para a estrutura, já que as restantes entram como valor nulo, devido aos seus coeficientes minorativos. Ver tabela A8.2.

A figura A5.30 ilustra a deformação na secção de meio vão devido ao modelo de carga 2, sendo a combinação mais desfavorável. Saliente-se que a deformação obtida é devido à aplicação da carga unitária relativa às duas rodas.

A flecha na consola é determinada da mesma forma que a flecha a meio vão. Ver figura A5.31. Os valores das flechas são expressos de seguida, para as duas secções em estudo.

Tabela 6.28 – Cálculo do valor instantâneo da flecha elástica

Cargas	f (cm)	
	Secção a meio vão	Secção na extremidade da consola
Permanentes	$-0,8227 \times 10^{-2}$	0,3338
Sobrecargas	0,1095	0,3380

O cálculo das flechas para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado é determinado tendo em conta os coeficientes de correcção, k_s e k_ϕ . A determinação desses coeficientes de correcção foi obtida através das tabelas em anexo A10.9 a A10.12. De seguida apresentam-se os valores obtidos para os coeficientes em estudo.

Tabela 6.29 – Tabela de cálculo dos coeficientes de correcção

	Secção a meio vão		Secção na extremidade da consola	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
ρ' / ρ	0,20	0,20	0,00	0,00
$\alpha \rho$	0,05	0,15	0,02	0,06
K_{s1}	0,95	0,87	0,98	0,95
K_{s2}	5	2	10,5	4
$K_{\phi 1}$	-	0,70	-	0,88
$K_{\phi 2}$	-	0,22	-	0,19

O cálculo das flechas para estado não fendilhado é determinado de seguida, tendo por base as equações (4-27) e (4-28) do ponto 4.4.3 do capítulo 4 desta dissertação. Idêntico cálculo é feito para o estado totalmente fendilhado, tendo por base as equações (4-29) e (4-30) do ponto 4.4.3.

Tabela 6.30 – Flecha em estado não fendilhado para as duas situações temporais

	Secção a meio vão		Secção na extremidade da consola	
	t = 0	t = t	t = 0	t = t
f_I (cm)	$0,9621 \times 10^{-1}$	$0,8564 \times 10^{-1}$	0,6584	1,2469
f_{II} (cm)	$0,5064 \times 10^{-1}$	$0,4300 \times 10^{-1}$	7,0539	7,5889

Através da expressão (4-24) do ponto 4.4.3 do capítulo 4, são obtidas as flechas reais instaladas na estrutura. Para os valores de M ver tabelas A8.2 e A8.4. De seguida apresenta-se uma tabela com os cálculos da flecha real da estrutura.

Tabela 6.31 – Cálculo da flecha real instalada na estrutura

	Secção a meio vão		Secção na extremidade da consola	
	t=0	t=t	t=0	t=t
ξ	0	0,88	0	0,40
M_{sr} (kPa)	48,0	48,0	108,0	108,0
M (kPa)	8,8	51,8	63,6	99,0
β	0,5	0,5	0,5	0,5
f_{II} (cm)	0,05064	0,043	7,0539	7,5889
f_i (cm)	0,09621	0,08564	0,6584	1,2469
f (cm)	0,096	0,061	0,658	3,812

Não existem limites especificados nas normas europeias, no que se refere às flechas de pontes. Foi admitida uma flecha máxima de $l/500$, onde l é a dimensão da consola ou do tramo a meio vão.

Verifica-se que para a secção de meio vão não são ultrapassados os limites de flechas impostos. Pelo contrário, a consola sofre flechas de uma ordem de grandeza demasiado elevada, sendo útil a colocação de mono-cordões de pré-esforço com o intuito de atenuar a flecha verificada.

O cálculo do pré-esforço transversal a aplicar não é efectuado pois este não interfere no cálculo longitudinal do viaduto.

6.5. ANÁLISE DO ESFORÇO TRANSVERSO NA LAJE EM SECÇÃO TRANSVERSAL

A análise do esforço transversal na secção transversal é feita na mesma secção analisada para os momentos negativos, isto é, junto ao apoio, ver figura A6.2.

A aplicação das cargas variáveis é feita de modo a que na secção no apoio se encontrem os momentos mais desfavoráveis para a estrutura, baseando-se na linha de influência determinada para essa mesma secção, ver figura A6.3.

6.5.1. ACÇÕES PERMANENTES

6.5.1.1. Acções directas

Por já estar definido um dimensionamento da secção, resta verificar a segurança para os esforços transversos produzidos na mesma. A aplicação das cargas permanentes verificam-se na figura A6.1. De seguida apresenta-se o valor do esforço transversal máximo para a secção em estudo.

Tabela 6.32 – Valor do esforço transversal máximo relativo às acções permanentes

Secção relativamente ao apoio	Valor do esforço transversal em módulo (kN.m/m)
Esquerda	35,6
Direita	28,1

6.5.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

6.5.2.1. Acções de tráfego

➤ Modelo de carga 1

O modelo de carga 1 apresenta dois tipos de acções, acções concentradas e distribuídas.

A linha de influencia longitudinal é a mesma que no estudo dos momentos negativos na secção transversal. De seguida é exposta uma tabela em que a carga concentrada do sistema de tandem é tida por metro longitudinal. Ver figura A6.4.

Tabela 6.33 – Cargas concentradas com a sua área de influência de um metro

Carga concentrada (kN)	Cargas concentradas por metro longitudinal (kN)
300	125

Seguidamente, é elaborada uma tabela com as cargas concentradas a considerar para esse efeito. Ver figuras A6.5 a A6.8.

Tabela 6.34 – Cargas concentradas com a sua área de influência de um metro

Cargas concentradas (kN)	Distância da viga esquerda (m)	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN/m)
300 (esq.)	-1	17,90
300 (dir.)	1	135,03
200 (esq.)	2	49,06
200 (dir.)	4	17,32
100 (esq.)	5	4,20

A aplicação da carga distribuída é apresentada em anexo, na figura A6.9, em perfil transversal. Apresentam-se de seguida os valores de esforço transverso máximos para todas as situações consideradas neste ponto. Ver figuras em anexo A6.10 para a carga concentrada que se encontra no tramo em consola e A6.11 para a carga distribuída. Os valores das cargas concentradas já foram acima expressos.

Tabela 6.35 – Valor do esforço transverso máximo relativo ao LM1

Secção relativamente ao apoio	Valor em módulo devido às cargas concentradas (kN/m)	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN/m)
Esquerda	125	13,5
Direita	223,51	18,9

➤ Modelo de carga 2

Para o modelo de carga 2 é considerada a aplicação das duas rodas, sendo que o esforço transverso obtido é o exposto de seguida. Ver figuras A6.12 e A6.13.

Tabela 6.36 – Valores do esforço transversal relativo ao LM2

Secção relativamente ao apoio	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN.m)
Esquerda	80
Direita	250

Verifica-se que o modelo de carga 2 é condicionante relativamente ao modelo de carga 1 para a secção à direita do apoio. O mesmo não acontece na secção à esquerda do apoio.

6.5.2.2. Acções nos passeios

Transversalmente, o modelo de aplicação das cargas é exposto na figura A6.14. É apresentado de seguida o valor do esforço transversal máximo para as situações consideradas neste ponto. Ver figura A6.15.

Tabela 6.37 – Valor do esforço transversal máximo relativo à sobrecarga no passeio

Secção relativamente ao apoio	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN/m)
Esquerda	7,5
Direita	2,4

6.5.2.3. Acções nos parapeitos pedestres

Transversalmente, o modelo de aplicação das cargas é exposto na figura A6.16. São apresentados de seguida o valor do momento máximo para as situações consideradas neste ponto. Ver figura A6.17.

Tabela 6.38 - Valor do esforço transversal máximo relativo à sobrecarga no parapeito

Secção relativamente ao apoio	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN/m)
Esquerda	1,0
Direita	0,2

6.5.2.4. Acção do vento

➤ Vento na direcção x

O vento na direcção x não produz momentos na estrutura, pois considera-se que está aplicado no centro de gravidade da mesma.

➤ Vento na direcção z

O valor da acção do vento na direcção z já foi anteriormente determinado. Este é apresentado na tabela seguinte.

Tabela 6.39 – Acção do vento na direcção z

$F_{w,z}$ (kN/m)	$\pm 12,92$
------------------	-------------

É de salientar que a direcção da carga pode ser descendente ou ascendente. O esforço transversal produzido por este tipo de acções, na secção junto ao apoio, é verificado de seguida. Ver figuras A6.18 e A6.19.

Tabela 6.40 - Valores dos momentos máximos relativos à acção do vento na direcção z

Secção relativamente ao apoio	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN/m)
Esquerda	0
Direita	$\pm 12,5$

6.5.3. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO

Tabela 6.41 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio

Secção junto ao apoio	Esforço transversal (dir.)
Acções permanentes	28,1
LM2 carga concentrada	250
Acções variáveis	
Passeio	2,4
Parapeito	0,2
Vento na direcção z	12,5

6.5.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

As diversas combinações entre cargas são remetidas para anexo, ver tabelas A7-4 e A7-5 para combinações em estado limite último e tabelas A8-2 e A8-3 para combinações em estado limite de serviço.

6.5.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

6.5.5.1. Verificação da segurança em estado limite último

O cálculo para a verificação da segurança da viga ao esforço transversal em estado limite último é apresentado na tabela seguinte.

Tabela 6.42 – Verificação da segurança para ELU

Esforço transversal		
$V_{Ed,dir}$ (kN)	395,60	
$V_{rd,c}$ (kN)	300,15	KO
$V_{rd,c,min}$ (kN)	342,65	KO
$V_{rd,max}$ (kN)	1949,02	OK

Conclui-se que a espessura da laje de 0,45m é suficiente para resistir aos esforços transversos provocados pelas acções. É de salientar que se torna necessária a colocação de armaduras de esforço transversal, calculadas seguidamente.

Tabela 6.43 – Cálculo da armadura necessária ao esforço transversal na laje na secção junto ao apoio

$V_{Ed} = V_{rd,s}$ (kN)	395,60
z (m)	0,3645
$\cot \theta$	2
A_{sw}/s (cm ² /m)	16,28
2r Φ 10 /m	11
2r Φ 8 /m	17
4r Φ 10 /m	6
4r Φ 8 /m	9

6.5.5.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço

O estado limite de serviço depende essencialmente de verificações de peças à flexão composta, com esforços axiais e momentos flectores. Assim, a segurança está garantida em estado limite de serviço se também estiver em estado limite último.

Conclui-se que não são necessárias mais verificações para a laje do tabuleiro.

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

7

ANÁLISE ESTRUTURAL, COMBINAÇÕES DE ACÇÕES E SEGURANÇA DA VIGA – SOLUÇÃO 1

7.1. ANÁLISE DE MOMENTOS FLECTORES NA VIGA

7.1.1. ETAPAS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

A altura da secção transversal foi obtida através da relação enunciada de seguida.

$$- \quad - \quad (7-1)$$

A distância entre vigas é determinada tal que não surjam efeitos de torção nas mesmas sob cargas permanentes. Assim, é útil que as dimensões das consolas e entre vigas sejam aproximadamente as mesmas.

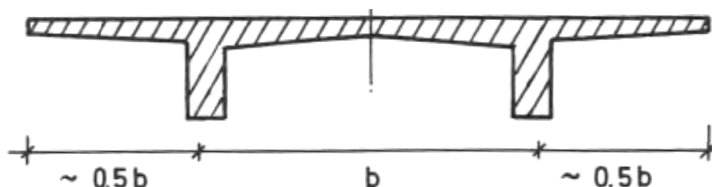


Fig. 7.1 – Dimensões entre vigas para que não haja torção nas mesmas ^[7]

A análise transversal é feita com base na distribuição transversal das sobrecargas no tabuleiro sobre os elementos longitudinais principais, que no caso em estudo, são as vigas.

Numa análise global, a superestrutura é considerada como reticulada, admitindo que a secção transversal não se deforma no seu próprio plano.

O cálculo da distribuição de esforços na secção transversal é determinado, simplificada, pelo método das linhas de influência, que apesar de não ser o método com os resultados mais rigorosos, estabelece uma boa estimativa inicial da distribuição de esforços nas vigas.

A determinação da linha de influência é desenvolvida com base na aplicação em qualquer ponto da secção transversal, na direcção x, uma carga concentrada de valor unitário.

Para o método em questão, são utilizados os seguintes pressupostos:

- A laje é rígida e encontra-se elasticamente apoiada nas vigas principais;

- A rigidez de torção das vigas principais é nula;
- As vigas contribuem com igual rigidez, k , para a estrutura.

Considera-se a secção transversal apresentada na figura 6.1., com as duas vigas em estudo. O centro de rigidez localiza-se no centro da peça, para $x = 6,5$. Um novo eixo será representado a partir do centro de rigidez da peça para os cálculos posteriores. O desenvolvimento das equações para a aplicação das linhas de influência é determinado no anexo A.9. Aqui, apenas é exposta a equação resultante.

$$R_i = \frac{1}{2} + \frac{x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \times x \quad (7-2)$$

Com base nos valores obtidos, foi esquematizada a linha de influência para ambas as vigas, ver figura abaixo. Os valores $\pm 3,25\text{m}$ são exactamente o ponto médio de cada uma delas. Verifica-se então que as cargas a aplicar para produzir os efeitos mais desfavoráveis numa das vigas, são aplicadas sobre os ramos adjacentes da viga em estudo. Assim, só não são colocadas cargas na consola mais afastada da viga em estudo.

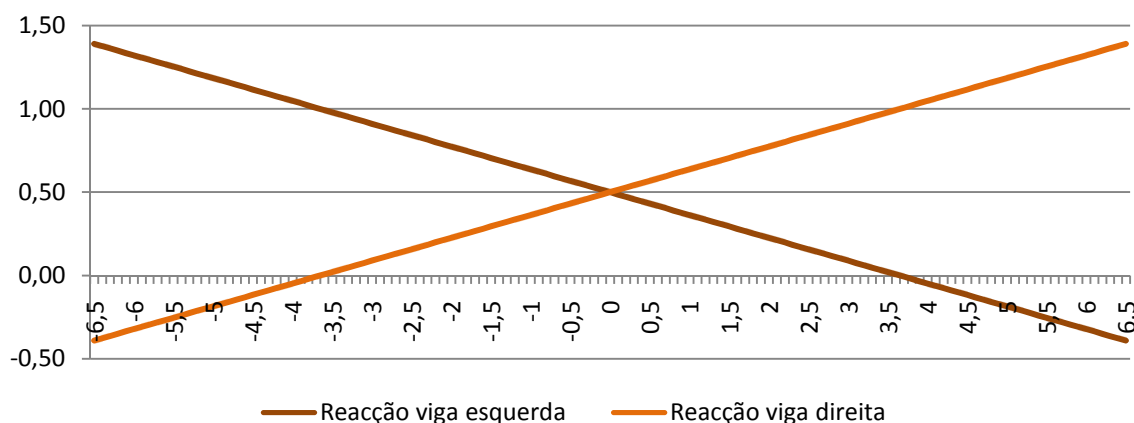


Fig. 7.1 – Linhas de influência das vigas do tabuleiro

Após a análise transversal ter sido efectuada e tendo em consideração a distribuição de cargas nas vigas, inicia-se a análise longitudinal, dimensionando apenas a viga com os esforços mais elevados. A restante viga concede a mesma dimensão da viga alvo de estudo, a mais desfavorável.

O cálculo do centro de gravidade da peça, da inércia da secção, bem como da sua área, é baseado nas seguintes expressões:

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n A_{c,i} \times d_i}{\sum_{i=1}^n A_{c,i}} \quad (7-3)$$

$$I_x = \sum_{i=1}^n I_{x,i} + \sum_{i=1}^n A_{c,i} \times (d_i - d_G)^2 \quad (7-4)$$

$$A_c = \sum_{i=1}^n A_{c,i} \quad (7-5)$$

Existem duas situações temporais a analisar na estrutura, para a situação $t = 0$ e $t = \infty$. A situação temporal para $t = 0$ é na verdade o momento de puxo do pré-esforço da estrutura, admitindo-se ser ao 7º dia após betonagem. O módulo de elasticidade para $t = 0$, de valor $E_c = 32,02 \text{ MPa}$, é obtido pelas seguintes fórmulas:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \times E_{cm} \quad (7-6)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (7-7)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{0,20 \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (7-8)$$

Para a análise longitudinal, são tidos em conta dois tipos de dimensionamento, para estados limites últimos e de serviço:

- Dimensionamento carácter global;
- Dimensionamento de carácter local.

Os esforços globais são considerados devido ao comportamento das vigas, pelo contrário, os esforços locais são aqueles que se examinam devido ao comportamento de laje sob acções localizadas.

A função da laje não é mais do que a distribuição de esforços nos elementos estruturais principais, que no caso concreto, são as vigas. A própria laje constitui um banzo superior para as vigas. Pelo tabuleiro ter um funcionamento como secções em T, é necessário ter em conta no dimensionamento do mesmo, a sua largura efectiva, que se encontra na norma EN1992-1. O cálculo da largura efectiva já foi exposto no ponto 4.2.1 do capítulo 4 desta dissertação.

Remetendo para o caso em estudo, verifica-se através da tabela que se segue, que os valores da largura efectiva para momentos positivos são superiores aos valores reais da largura do banzo. Assim, o valor da largura a considerar para o dimensionamento da estrutura é o seu valor real, 6,5m. A largura efectiva para os momentos negativos é importante na medida em que só aí se podem proceder à colocação das armaduras de tracção para resistir aos momentos instalados na secção.

Tabela 7.1 – Cálculo da largura efectiva, b_{eff}

Dimensões (m)	Vão intermédio	Apoio intermédio
l_0	33,60	14,40
b_w	0,70	0,70
b_1	2,50	2,50
b_2	3,30	3,30
b_{eff1}	3,86	1,94
b_{eff2}	4,02	2,10
b_{eff}	8,58	4,74

Sabidas as distribuições de esforços, são calculadas o número de armaduras ordinárias e de pré-esforço necessárias com base nas verificações em estado limite último e de utilização.

7.1.2. CARACTERÍSTICAS DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

Após o cálculo da laje ter sido efectuado, passa-se agora para a análise das vigas da secção transversal. Para tal, e tendo por base a equação (5-1), foi admitido uma altura para as mesmas de 2,5m.

Relativamente à espessura de cada uma das vigas, adoptou-se, como simplificação 0,7m. Na verdade, a viga requer uma maior dimensão na sua parte superior e uma menor dimensão na parte inferior. Isto

deve-se ao facto de os cabos de pré-esforço serem puxados através do centro de gravidade da peça, centro este que se coloca muito próximo da laje.

O espaçamento entre vigas é baseado na figura 6.1, sendo que a dimensão de uma consola é de 3m e a distância entre o ponto médio da viga e a metade do tabuleiro é de 3,5m.

De seguida apresenta-se uma tabela com as dimensões da secção transversal, bem como um esquema elucidativo do mesmo.

Tabela 7.2 – Dimensões da secção transversal a considerar para pré-dimensionamento da ponte

Largura do tabuleiro (m)	13 m
Espessura do tabuleiro (m)	0,3 m
Altura das vigas (m)	2,5 m
Espessura média das vigas (cada uma) (m)	0,7 m
Espaçamento entre vigas (entre pontos médios) (m)	7 m

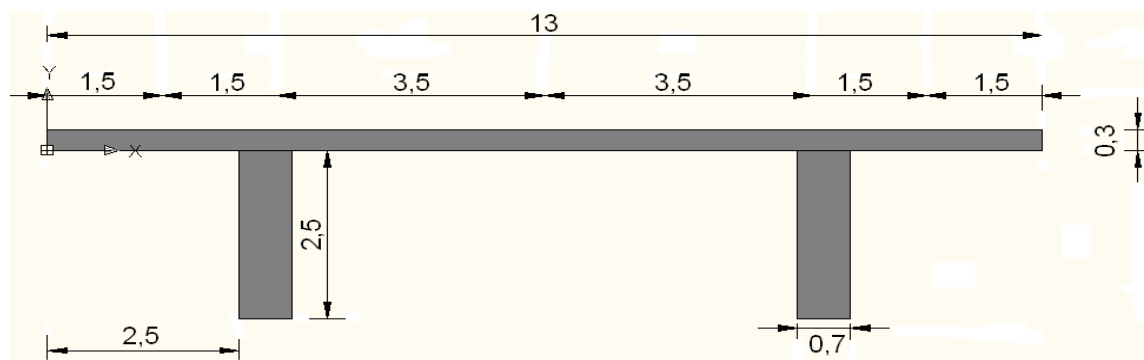


Fig. 7.2 – Secção transversal de pré-dimensionamento

Por simplificação, é realizada a análise apenas para uma viga, sendo que a área em estudo é reduzida para metade, relativamente à secção transversal completa. As inércias e o centro de gravidade correspondem aos valores obtidos de meia secção transversal.

Tabela 7.3 – Valores representativos de meia secção transversal do tabuleiro

Y_g (m)	2,020
I_x (m ⁴)	2,832
A_c (m ²)	3,850

7.1.3. ACÇÕES PERMANENTES

7.1.3.1. Acções directas

Como se trata de uma secção transversal simétrica, com esforços verticais simétricos, considerou-se que os esforços permanentes causados na totalidade do tabuleiro são igualmente divididos pelas duas vigas.

De seguida apresenta-se uma tabela com as cargas produzidas pelos esforços permanentes na estrutura na sua totalidade.

Tabela 7.4 – Acções directas permanentes

Betão armado e pré-esforçado + pavimentação	Vigas (kN/m)	87,5
	Tabuleiro (kN/m)	105
	Lancil (kN/m)	0,6
	Barreiras de segurança (kN/m)	3,6
	Passeios (kN/m)	9
	Guarda corpos (kN/m)	3,2
	Vigas de bordadura (kN/m)	6
	TOTAL (kN/m)	214,90
	TOTAL POR VIGA (kN/m)	107,45

O modelo de aplicação de acções é dado no anexo A3, tal como a aplicação das restantes acções que posteriormente serão determinadas. O valor total por viga, de 107,45 kN/m, é o valor aplicado ao modelo longitudinal em estudo, em todos os tramos, dado que se trata de cargas permanentes. Ver figura em anexo A3.1 e A3.2.

De seguida é exposto um quadro resumo dos valores máximos de momentos, para as duas secções em estudo.

Tabela 7.5 – Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes

Momentos	Valor em módulo (kN.m)
Negativos	21269,9
Positivos	11500,9

7.1.3.2. Acções indirectas

De seguida é exposto o valor do módulo de elasticidade do betão, $E_{c,eff}$, onde o cálculo encontra-se elaborado em anexo, ver tabela A3.1.

Tabela 7.6 – Valor do módulo de elasticidade efectivo do betão

$E_{c,eff}$	11,23 GPa
-------------	-----------

A flecha máxima que se verifica para momentos positivos é de 5,69cm, na posição de $x = 217,8m$. Relativamente aos momentos negativos, a flecha é de uma ordem inferior, não ultrapassando os 0,19cm, para $x = 244,1m$. Ver figura em anexo A3.3.

Comparativamente, quando não se consideram os efeitos de fluência, obtêm-se valores de flechas, de 1,89cm para momentos positivos e de 0,06cm para momentos negativos. As posições das flechas máximas são aproximadamente as mesmas. Ver figura em anexo A3.4.

7.1.3.3. Acção de pré-esforço

O cálculo das acções equivalentes devido ao traçado dos cabos de pré-esforço são remetidas para anexo, ver tabela A3.2.

A figura A3.5. representa os diagramas produzidos pelas acções equivalentes de pré-esforço, admitindo um valor de pré-esforço igual a 1000kN. Estas acções equivalentes são, em valor absoluto, sempre inferiores aos valores produzidos pelas acções permanentes na estrutura. Assim, a utilização da excentricidade máxima dos cabos de pré-esforço é válida e a opção mais vantajosa.

As secções em estudo são as secções com momentos devido a cargas permanentes, mais elevadas, quer para momentos positivos quer para momentos negativos. Ver figura A3.2.

São tidos em conta, para o cálculo do valor de P, duas acções temporais, $t = 0$ e $t = \infty$. Para $t = 0$, a peça está sujeita ao carregamento derivado apenas de acções permanentes. Pelo contrário, para $t = \infty$, as acções variáveis já têm de ser consideradas, sendo que P é calculado para a combinação de acções mais rigorosa.

Os valores de P_0 e P_∞ são expostos de seguida, calculado através da expressão (4-22). Saliente-se que as equações utilizadas para o cálculo do mesmo foram baseadas igualmente nas equações de limitação de tensão no betão, expressas no ponto 4.3.1 do capítulo 4 desta dissertação.

Os quadros expostos de seguida designam o cálculo do valor de P para que esteja com a tensão igual ao seu limite.

Tabela 7.7 - Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = 0$

	Meio vão		Apoio	
	FS	FI	FS	FI
σ_c (kPa)	3200	-21000	-21000	3200
A_c (m ²)	3,850	3,850	3,850	3,850
M_x (kN.m)	11099,4	11099,4	-20527,6	-20527,6
M_p / P_0	-1,017	-1,017	1,629	1,629
I_x (m ⁴)	2,832	2,832	2,832	2,832
Y_g (m)	2,020	2,020	2,020	2,020
y (m)	-0,803	2,020	-0,803	2,020
P_0 (kN)	221704,63	29357,98	37159,72	19773,67

Tabela 7.8 – Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = \infty$

	Meio vão		Apoio	
	FS	FI	FS	FI
σ_c (kPa)	-15750	3200	3200	-15750
A_c (m ²)	3,850	3,850	3,850	3,850
M_x (kN.m)	11099,4	16604,6	-26155,9	-20527,6
M_p / P_∞	-1,017	-1,017	1,629	1,629
I_x (m ⁴)	2,832	2,832	2,832	2,832
Y_g (m)	2,020	2,020	2,020	2,020
y (m)	-0,803	2,020	-0,803	2,020
P_∞ (kN)	-440105,26	8776,50	5844,70	-1226,28

De seguida são expostos os intervalos admissíveis de valores de P, para ambas as situações temporais.

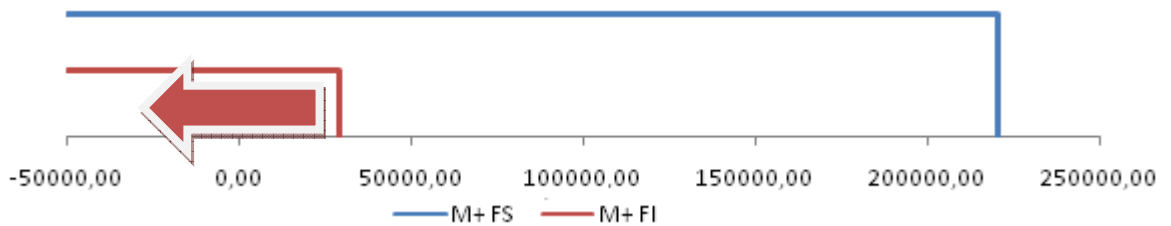


Fig. 7.3 -Intervalo de valores admissíveis para momentos positivos ($t = 0$)

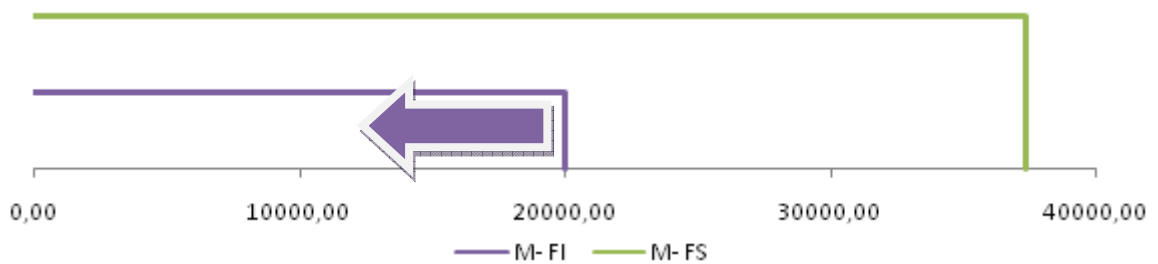


Fig. 7.4 - Intervalo de valores admissíveis para momentos negativos ($t = 0$)

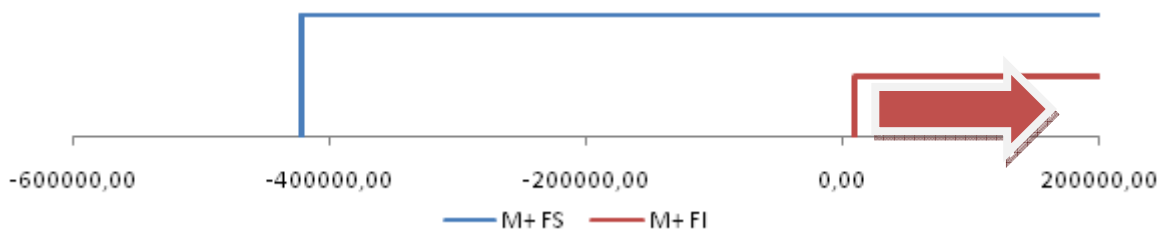
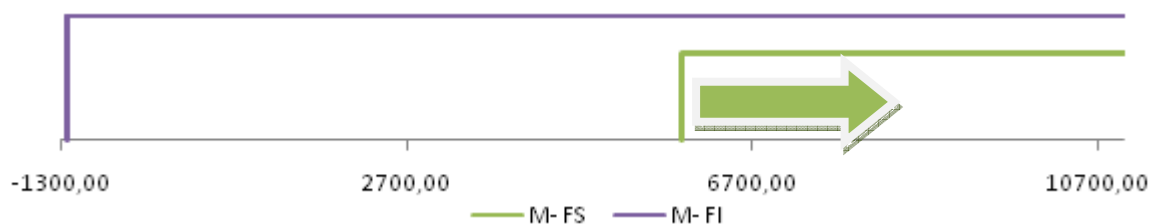


Fig. 7.5 – Intervalo de valores admissíveis para momentos positivos ($t = \infty$)

Fig. 7.6 – Intervalo de valores admissíveis para momentos negativos ($t = \infty$)

São admitidas perdas instantâneas de 12,5% bem como perdas diferidas da mesma grandeza. Assim, o valor de P_{∞} é traduzido para um valor de P_0 pela expressão (4-28). O intervalo de P_0 é dado de seguida.

Tabela 7.9 – Valores admissíveis de P_0

Momentos	Valor mínimo (kN)
Positivos	9873,56
Negativos	6575,29

A verificação dos limites da força P é o passo a seguir, baseadas nas expressões (4-25) e (4-26). Esta verificação é assegurada pela quantidade de armadura de pré-esforço a colocar na peça. A tensão média de pré-esforço, $\sigma_{pm,0}$, é de 1395 MPa e a tensão máxima de pré-esforço, $\sigma_{p,máx}$, é de 1488 MPa.

A gama de valores de $P_{máx}$ é a abaixo representada, tendo em consideração a tabela 6.9 e as expressões (4-23) e (4.24).

Tabela 7.10 - Valores admissíveis de $P_{máx}$

Momentos	Valor mínimo (kN)
Positivos	11107,80
Negativos	7397,20

O intervalo de valores da área de armadura de pré-esforço é dado na tabela da página seguinte.

Tabela 7.11 – Valores da área necessária de armadura de pré-esforço

Situação de pré-esforço	Momentos	Valor mínimo (cm ²)
P_0	Positivos	70,78
	Negativos	47,13
$P_{máx}$	Positivos	74,65
	Negativos	49,71
Solução	Positivos	74,65
	Negativos	49,71

Admitindo a armadura de pré-esforço com 0,6 polegadas de diâmetro por cordão, aproximadamente 15mm, o número de cordões a considerar é o abaixo exposto.

Tabela 7.12 – Número de cordões necessários

Momentos	Número de cordões mínimo
Positivos	43
Negativos	29

7.1.4. ACÇÕES VARIÁVEIS

A aplicação das acções variáveis na estrutura é efectuada tal que sejam susceptíveis de se obterem os esforços mais gravosos para a estrutura. Transversalmente, as sobrecargas são aplicadas pelo método das linhas de influência, já desenvolvido no ponto 6.1.1 deste mesmo capítulo. Longitudinalmente, são determinadas as secções mais desfavoráveis para a estrutura através da verificação dos momentos máximos obtidos pelas acções permanentes.

Existem então duas secções a estudar, uma relativa aos momentos positivos e outra aos momentos negativos. Em anexo é exposto o diagrama de momentos produzidos pelas acções permanentes, ver figura A3.2, verificando-se que as secções mais desfavoráveis são para $x = 193\text{m}$ e para $x = 217,52\text{m}$, respectivamente para os momentos negativos e positivos. São concebidas as linhas de influência para os valores de x definidos acima, para que se proceda à colocação das cargas nas secções mais desfavoráveis. Ver figuras A3.6 e A3.7.

7.1.4.1. Vias de referência

Para a correcta aplicação das cargas de tráfego variáveis, são estudados os vários modelos de carga. Ainda antes desse procedimento, é necessário dividir a secção tipo em vias de referência. Essa divisão é expressa na tabela que se segue. É igualmente representado um esquema elucidativo dessa divisão.

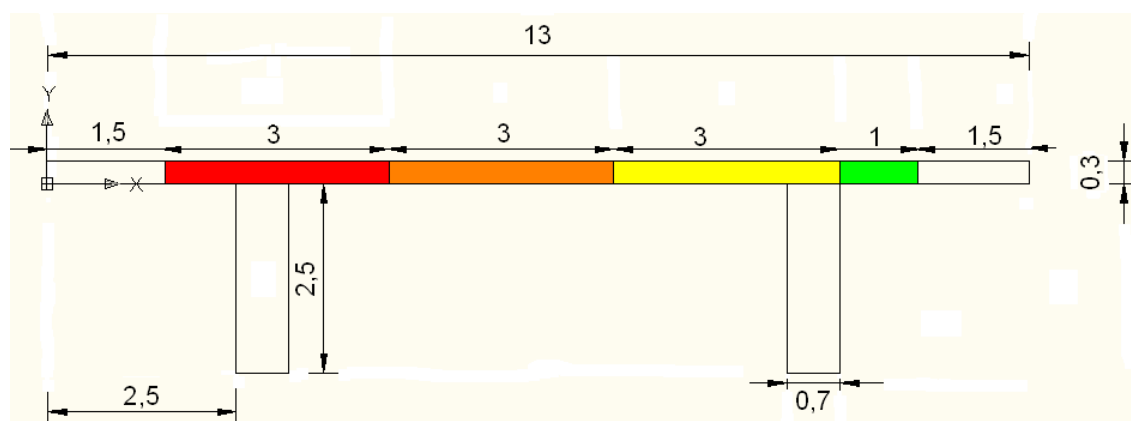


Fig. 7.7 – Visualização das vias de referência

A cores são representadas, da esquerda para a direita, na secção transversal, as vias de referência $w_{1,1}$, $w_{1,2}$, $w_{1,3}$ e largura restante w_r . Este estudo é feito com base na determinação de esforços de forma mais gravosa para a viga da esquerda, a que está ser alvo de estudo.

Tabela 7.13 – Tabela das vias de referência

Largura de influência - w (m)	10	$6m \leq w$
Número de vias de referência a considerar - n_l	3	Inteiro($w/3$)
Largura da via de referência - w_l (m)	3	3m
Largura restante - w_r (m)	1	$w - 3 \times n_l$

7.1.4.2. Acções de tráfego

➤ Modelo de carga 1

O modelo de carga 1 apresenta dois tipos de acções, acções concentradas e distribuídas. A aplicação das cargas concentradas referentes ao sistema de tandem e das cargas distribuídas são apresentadas em anexo, respectivamente, nas figuras A3.8 e A3.9, em perfil transversal.

De seguida é exposto um quadro resumo das reacções que as cargas provocam na viga em estudo. Ver figuras A3.10 e A3.11.

Tabela 7.14 – Reacções na viga esquerda produzidas pelas cargas relativas ao LM1

Cargas concentradas (kN)	857,1
Cargas distribuídas (kN/m)	17,5

Por se tratarem de acções de índole variável, são colocadas, em perfil longitudinal, para as situações mais desfavoráveis para a estrutura. São apresentados em anexo, nas figuras A3.12 à A3.15, a aplicação das cargas para que surjam os esforços mais gravosos.

É de salientar que as cargas concentradas foram aplicadas não só nos tramos onde os esforços são mais gravosos, mas também onde o valor de x , em cada tramo, toma o valor máximo. São então aplicadas, para a majoração dos momentos negativos em $x = 175m$ e para os momentos positivos em $x = 217,52m$. Apresentam-se de seguida os valores de momentos máximos para todas as situações consideradas neste ponto. Ver figuras em anexo A3.16 a A3.19.

Tabela 7.15 – Valores dos momentos máximos relativos ao LM1

Momentos	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN.m)	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m)
Negativos	3515,7	4412,2
Positivos	6905,6	3165,1

➤ Modelo de carga 2

O modelo de carga 2 é utilizado apenas para verificações locais. Existem duas variantes na aplicação deste modelo, sendo que aplicação das cargas a considerar é aquela mais desfavorável entre as duas. Um primeiro processo de aplicação é obtido através de duas cargas concentradas, referentes a duas rodas de um único eixo. O outro método trata-se da aplicação de uma só roda. Assim, para o estudo em causa, é aplicada a carga das duas rodas. Ver figura A3.20.

De seguida é exposto um quadro resumo da reacção que esta carga provoca na viga em estudo. Ver figura A3.21.

Tabela 7.16 - Reacções na viga esquerda produzidas pela carga relativa ao LM2

Carga concentrada	428,6 kN
-------------------	----------

São apresentados de seguida os valores de momentos máximos a nível longitudinal para as situações consideradas neste ponto. Ver figuras em anexo A3.22 a A3.25.

Tabela 7.17 – Valores dos momentos máximos relativos ao LM2

Momentos	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN.m)
Negativos	1758,0
Positivos	3453,2

Conclui-se que tanto para momentos negativos como positivos, comparativamente ao modelo de carga 1, o modelo de carga 2 não é condicionante. Assim, as combinações de acções são determinadas apenas tendo em consideração o LM1.

7.1.4.3. Dispersão das forças concentradas

Considera-se a área de influência no meio da laje do tabuleiro, isto é, a 0,16m da força concentrada aplicada. Assim, para os diversos modelos de carga, as áreas de influência, para efeitos locais, são as da tabela seguinte.

Tabela 7.18 – Área de influência das cargas concentradas devido aos modelos de carga

Modelo de carga	Área de influência (m ²)
LM1	0,523
LM2	0,621

7.1.4.4. Acções nos passeios

As sobrecargas nos passeios são essencialmente devido aos peões e bicicletas que passam sobre os mesmos. A aplicação da carga distribuída a considerar é exposta em anexo, na figura A3.26. São igualmente determinadas as reacções que esta carga produz nas vigas, ver figura A3.27. De seguida é exposto um quadro resumo da reacção que a carga provoca na viga em estudo.

Tabela 7.19 - Reacção na viga esquerda produzidas pela sobrecarga no passeio

Carga distribuída	9,9 kN/m
-------------------	----------

São apresentados de seguida os valores de momentos máximos a nível longitudinal para as situações consideradas neste ponto. Ver figuras em anexo A3.28 a A3.31.

Tabela 7.20 – Valores dos momentos máximos relativos à sobrecarga no passeio

Momentos	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m)
Negativos	2496,1
Positivos	1797,1

7.1.4.5. Acções nos parapeitos pedestres

Uma acção vertical é considerada sobre o parapeito pedestre, pois é nesta direcção que as acções influenciam para o cálculo da estrutura. Ver figura A3.32 para visualizar a aplicação da carga em estudo. A tabela apresentada de seguida refere a reacção que esta sobrecarga provoca na viga esquerda, ver figura A3.33.

Tabela 7.21 - Reacção na viga esquerda produzidas pela sobrecarga no parapeito

Carga concentrada	1,2 kN
-------------------	--------

Longitudinalmente, são obtidos os valores de momento máximos expressos na tabela seguinte. Ver figuras em anexo A3.35 à A3.38.

Tabela 7.22 - Valores dos momentos máximos relativos à sobrecarga no parapeito

Momentos	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m)
Negativos	302,6
Positivos	217,8

7.1.4.6. Acção do vento

- Vento na direcção x

O vento na direcção x não entra para os cálculos na análise em 2D.

- Vento na direcção z

O cálculo da acção do vento na direcção z é feito em anexo, ver tabela A3.3. O resultado da acção expresso na tabela seguinte.

Tabela 7.23 – Acção do vento na direcção z

$F_{w,z}$	$\pm 12,92$ kN/m
-----------	------------------

A acção do vento na direcção z não é considerada no centro de gravidade da estrutura. De acordo com a norma europeia EN1991-1-4, esta deve ser aplicada com uma excentricidade de valor $0,25b$, onde b é a largura do tabuleiro. A acção é aplicada a 3,25m da extremidade esquerda da secção transversal, tal como se verifica na figura em anexo, A3.38.

A reacção produzida na viga pela acção do vento é exposta de seguida, ver figura em anexo, A3.39.

Tabela 7.24 - Reacção na viga esquerda produzidas pela acção do vento na direcção z

Carga distribuída	± 12,5 kN/m
-------------------	-------------

Por se tratar de uma acção de natureza variável, as acções actuantes foram consideradas apenas nos tramos mais gravosos, apesar de se tratar de uma situação meramente teórica, ver figuras A3.40 e A3.41. É de salientar que a direcção das cargas pode igualmente ser ascendente. Os momentos produzidos por este tipo de acções são expostos de seguida. Ver figuras A3.42 e A3.43.

Tabela 7.25 - Valores dos momentos máximos relativos à acção do vento na direcção z

Momentos	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m)
Negativos	3151,6
Positivos	2269,1

7.1.5. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO

Tabela 7.26 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio

Secção junto ao apoio	Momentos	
Acções permanentes	21269,9	
Acções variáveis	LM1 carga concentrada	3515,7
	LM1 carga distribuída	4412,2
	Passeio	2496,1
	Parapeito	302,6
	Vento na direcção z	3151,6

Tabela 7.27 – Momentos de cálculo para a secção a meio vão

Secção a meio vão	Momentos	
Acções permanentes	11500,9	
Acções variáveis	LM1 carga concentrada	6905,6
	LM1 carga distribuída	3165,1
	Passeio	1797,1
	Parapeito	217,8
	Vento na direcção z	2269,1

7.1.6. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

As diversas combinações entre cargas são remetidas para anexo, ver tabela A7.6 para combinações em estado limite último.

7.1.7. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

7.1.7.1. Verificação da segurança em estado limite último

Em pontes de betão armado e pré-esforçado, em geral, pode-se desprezar, na verificação de segurança aos estados limites últimos, as acções devidas às variações uniformes ou diferenciais de temperatura, e desde que as disposições construtivas sejam adequadas, as acções devidas à retracção e as acções devido a assentamentos diferenciais. Esta não consideração das acções em estado limite último pode ser admitida pois, ao longo do tempo, são produzidos esforços de fissuração, plasticidade e efeitos diferidos do betão, que têm como principal vantagem a redistribuição dos mesmos, não alterando significativamente a carga última da estrutura.

De seguida é feito o cálculo do pré-dimensionamento da armadura ordinária. Saliente-se que o valor de pré-esforço obtido era apenas para as secções de momentos negativos e positivos mais desfavoráveis. Na verdade, a redução de pré-esforço pode ser aplicada em toda a estrutura, desde que essa redução garanta a resistência da mesma para cada secção transversal do tabuleiro.

Para o cálculo, foram feitas algumas considerações, enunciadas de seguida:

- O valor de d é aproximadamente $0,9h$. A variável d é a distância entre a fibra superior e as armaduras ordinárias e h é a altura total da peça;
- O valor de z é aproximadamente $0,9d$. A variável z é o braço do binário de forças que são exercidas pela compressão do betão e a tracção das armaduras;
- Admite-se que a linha do eixo neutro encontra-se na laje da secção;
- Foram considerados diâmetros de 25mm para as armaduras ordinárias;
- A distância das armaduras de pré-esforço é de 0,07m, relativamente à fibra inferior ou superior da secção. Considera-se um recobrimento de 50mm e estribos de 8mm de diâmetro;
- A distância das armaduras de pré-esforço é de 0,1m, relativamente à fibra inferior ou superior da secção;
- Na tabela em anexo A10.1 apresenta-se a tabela das diversas características de ancoragens VSL, para a colocação do pré-esforço.

Tabela 7.28 – Cálculo da armadura ordinária necessária

	M+	M-
Nº de cordões	44	44
Nº de cabos (VSL 19)	2	2
A_p (cm ²)	77,75	77,75
z (m)	2,27	2,27
M_{Ed} (kN.m)	22370,08	34966,32
A_s (cm ²)	-25,56	101,17
Nº ϕ 25	0	33

Conclui-se que para os momentos positivos não são necessárias armaduras de ordinárias. No entanto, são colocados varões por forma a verificar uma quantidade de armadura mínima para os controlos de serviço. Essa armadura mínima não é especificada neste ponto.

Para os momentos negativos são necessários 33 varões dispostos na sua largura efectiva, ver ponto 6.1.1 deste mesmo capítulo. Nesta secção não eram necessários tantos cordões de pré-esforço, no entanto, por razões económicas e facilidade de colocação das armaduras ordinárias, optou-se por colocar a mesma quantidade de armadura de pré-esforço relativamente à secção de momentos positivos e, em consequência, diminuir a quantidade de armadura ordinária necessária. A tabela seguinte representa o cálculo da verificação da distância da linha do eixo neutro à fibra superior da secção.

Tabela 7.29 – Verificação da linha do eixo neutro

	M+ (Tabela 9)	M- (Tabela 3)
a_s (m)	0,07	0,07
a_p (m)	0,10	0,10
a (m)	0,10	0,09
d (m)	2,52	2,52
μ	0,023	0,273
h_f / d	0,119	-
α	0,047	0,162
x (m)	0,118 ≤ 0,3 OK	0,454 ≤ 2,5 OK

É de referir que a verificação da linha neutra foi calculada admitindo que as armaduras ordinárias já tinham atingido o patamar de cedência. A verificação das extensões nas armaduras é elaborada seguidamente. Considera-se que a peça atinge o nível de rotura por compressão excessiva do betão, onde a extensão máxima é de 3,5%.

Por se tratar de um aço de classe S500, este entra num patamar de cedência a 2,17%, como se verifica na figura seguinte.

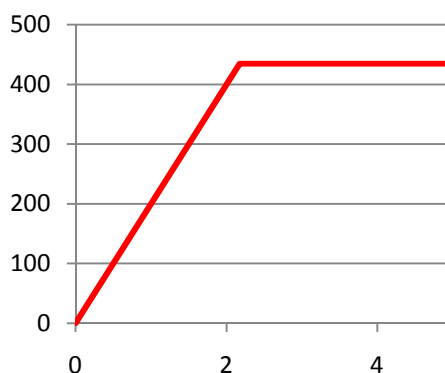


Fig. 7.8 – Diagrama de extensões para a armadura ordinária

Para a armadura de pré-esforço, esta entra em cedência para 8,09%, ilustrado na figura seguinte.

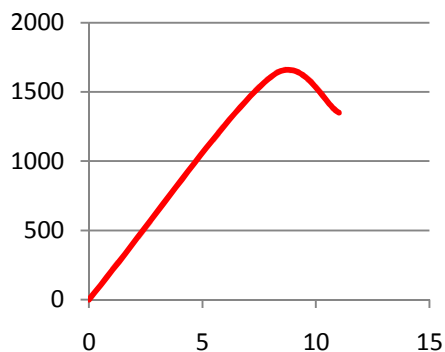


Fig. 7.9 - Diagrama de extensões para a armadura de pré-esforço

Como estamos perante uma análise elástica, as extensões nas armaduras são obtidas através de uma regra de 3 simples, chegando aos seguintes valores.

Tabela 7.30 – Extensão das armaduras em ELU

Extensão das armaduras (%)	Ordinárias	Pré-esforço
M+	77,16	76,29
M-	17,56	17,33

Conclui-se então que todas as armaduras encontram-se no patamar de cedência, sendo que o cálculo para a posição da linha do eixo neutro é válido.

A segurança para o estado limite último pode então ser verificada. Com recurso às expressões (4-43) e (4-44), são tidos os valores apresentados na tabela abaixo. A expressão geral do valor de M_{rd} é dada por:

$$M_{Rd} = A_p \times f_{pd} \times z_p + A_s \times f_{syd} \times z_s \quad (7-9)$$

Tabela 7.31 – Verificação da segurança para ELU

	M+	M-
M_{Ed} (kN.m)	22370,08	34966,32
M_{rd} (kN.m)	27488,55 OK	38029,62 OK

7.1.7.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço

É igualmente necessário fazer todas as verificações ao estado limite de serviço.

7.2. ANÁLISE DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA

7.2.1. ACÇÕES PERMANENTES

7.2.1.1. Acções directas

Para a análise ao esforço transversal, o valor das cargas permanentes não se modifica em relação ao valor obtido na análise dos momentos da viga. O valor do transversal é verificado para a secção junto ao apoio, sendo a zona com o valor de esforço transversal mais adverso.

O valor total por viga, de 107,45 kN/m, é o valor aplicado ao modelo longitudinal em estudo, em todos os tramos, dado que se trata de cargas permanentes. Ver figura em anexo A4.1.

De seguida é exposto um quadro resumo dos valores máximos de esforço transversal, para a secção junto ao apoio.

Tabela 7.32 – Valores do transversal máximo relativo às acções permanentes

Valor de x (m)	Valor do esforço transversal em módulo (kN)
193	2653,8

7.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

Em anexo é exposto o diagrama de esforços transversos produzidos pelas acções permanentes, ver figura A4.2, verificando-se que a secção mais desfavorável é para $x = 193\text{m}$. É então concebida a linha de influência nesse ponto, para que se proceda à colocação das cargas nas secções mais desfavoráveis. Ver figura A4.3.

7.2.2.1. Acções de tráfego

➤ Modelo de carga 1

Transversalmente, o modelo de aplicação das cargas não difere em nada, relativamente ao cálculo dos momentos máximos. De seguida é exposta a tabela resultante das reacções na viga esquerda.

Tabela 7.33 – Reacções na viga esquerda produzidas pelas cargas relativas ao LM1

Cargas concentradas (kN)	857,1
Cargas distribuídas (kN/m)	17,5

Por se tratarem de acções de índole variável, são colocadas, em perfil longitudinal, para as situações mais desfavoráveis para a estrutura. São apresentados em anexo, nas figuras A4.4 e A4.5, a aplicação das cargas para que surjam os esforços mais gravosos.

É de salientar que é colocada apenas uma carga concentrada, relativa a um modelo de carga. Esta foi colocada no tramo onde os esforços são mais gravosos, tendo em conta o valor máximo da linha de influência longitudinal.

Apresentam-se de seguida os valores dos esforços transversos máximos para todas as situações consideradas neste ponto. Ver figuras em anexo A4.6 e A4.7.

Tabela 7.34 – Valores do esforço transverso máximos relativos ao LM1

Valor de x (m)	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN)	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN)
193	857,1	408,9

➤ Modelo de carga 2

Transversalmente, o modelo de aplicação das cargas não difere em nada, relativamente ao cálculo do esforço transverso máximo. De seguida é exposto um quadro resumo da reacção que esta carga provoca na viga em estudo, a viga da esquerda. Ver figura A4.8.

Tabela 7.35 - Reacções na viga esquerda produzidas pela carga relativa ao LM2

Carga concentrada (kN)	428,6
------------------------	-------

São apresentados de seguida os valores do esforço transverso máximos a nível longitudinal para a situação considerada neste ponto. Ver figura em anexo A4.9.

Tabela 7.36 – Valores do esforço transverso máximos relativos ao LM2

Valor de x (m)	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN)
193	428,6

Conclui-se que o esforço transverso no modelo de carga 2 não é condicionante relativamente ao modelo de carga 1. Assim, as combinações de acções são elaboradas tendo em conta apenas o LM1.

7.2.2.2. Acções nos passeios

Transversalmente, o modelo de aplicação das cargas não difere em nada, relativamente ao cálculo do momento máximo na mesma secção em estudo. De seguida é exposto um quadro resumo da reacção que a carga provoca na viga em estudo. Ver figura A4.10.

Tabela 7.37 - Reacção na viga esquerda produzidas pela sobrecarga no passeio

Carga distribuída (kN/m)	9,9
--------------------------	-----

São apresentados de seguida os valores do esforço transverso máximos a nível longitudinal para as situações consideradas neste ponto. Ver figuras em anexo A4.11.

Tabela 7.38 – Valores do esforço transverso máximo relativo à sobrecarga no passeio

Valor de x (m)	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN)
193	274,1

7.2.2.3. Acções nos parapeitos pedestres

Transversalmente, o modelo de aplicação das cargas não difere em nada, relativamente ao cálculo dos momentos máximos. De seguida é exposto um quadro resumo da reacção que a carga provoca na viga em estudo. Ver figura A4.12 para visualizar a aplicação da carga em estudo. A tabela apresentada de seguida refere a reacção que esta sobrecarga provoca na viga esquerda.

Tabela 7.39 - Reacção na viga esquerda produzidas pela sobrecarga no parapeito

Carga concentrada	1,2 kN
-------------------	--------

Longitudinalmente, são obtidos os valores de esforço transverso máximos expressos na tabela seguinte. Ver figura em anexo A4.13.

Tabela 7.40 - Valores do esforço transverso máximos relativos à sobrecarga no parapeito

Valor de x (m)	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN)
193	33,2

7.2.2.4. Acção do vento

- Vento na direcção x

O vento na direcção x não entra na análise em 2D.

- Vento na direcção z

A aplicação da acção do vento é uma aplicação meramente teórica, ver figuras A4.14. É de salientar que a direcção das cargas pode igualmente ser ascendente. O esforço transverso produzido por este tipo de acções é verificado em seguida. Ver figura A4.15.

Tabela 7.41 - Valores do esforço transverso máximos relativos à acção do vento na direcção z

Valor de x (m)	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN)
193	346,1

7.2.3. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO

Tabela 7.42 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio

Secção junto ao apoio	Esforço transversal (dir.)
Acções permanentes	2653,8
LM1 carga concentrada	857,1
LM1 carga distribuída	408,9
Acções variáveis	
Passeio	274,1
Parapeito	33,2
Vento na direcção z	346,1

7.2.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

As diversas combinações entre cargas são remetidas para anexo, ver tabela A7.7 para combinações em estado limite último.

7.2.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

7.2.5.1. Verificação da segurança em estado limite último

De seguida é exposta a tabela de cálculo do esforço transversal para a verificação da segurança em estado limite último.

Tabela 7.43 – Verificação da segurança para ELU

Esforço transversal (kN)		
V_{Ed}	5689,54	
$V_{rd,c}$	937,22	KO
$V_{rd,c,min}$	1003,15	KO
$V_{rd,máx}$	8209,30	OK

Conclui-se que a viga com altura de 2,5m, é suficiente para resistir aos esforços transversos provocados pelas acções. É de salientar que se torna necessária a colocação de armaduras de esforço transversal. Definindo o valor de $V_{rd,máx}$ igual ao de V_{sd} , obtém-se o valor mínimo do binário de forças que ocorrem na secção. Consequentemente, adquire-se o valor da altura mínima da viga acrescida da espessura do tabuleiro.

Tabela 7.44 – Cálculo da altura mínima da viga mais espessura do tabuleiro

$V_{Ed} = V_{rd,máx}$ (kN)	5693,12
$z_{mín}$ (m)	1,69
$h_{mín}$ (m)	2,08

Note-se que este valor mínimo pressupõe que as acções permanentes sejam as da secção em estudo. Em boa verdade, a redução da altura da viga, irá reduzir o peso próprio da estrutura, diminuindo o valor da acção permanente.

7.2.5.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço

O estado limite de serviço depende essencialmente de verificações de peças à flexão composta, com esforços axiais e momentos flectores. Assim, a segurança está garantida em estado limite de serviço se também estiver em estado limite último.

Conclui-se que não são necessárias mais verificações para a laje do tabuleiro.

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

8

ANÁLISE/SEGURANÇA ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DA VIGA – SOLUÇÃO 2

8.1. ANÁLISE DE MOMENTOS FLECTORES NA VIGA

8.1.1. CARACTERÍSTICAS DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

No capítulo antecedente foram abordados todos os cálculos para análise e verificação da estrutura. Nesta secção, o procedimento é análogo, sendo que apenas difere nas dimensões da secção transversal da ponte, mais concretamente, na diminuição em 0,5m da altura das vigas.

Tabela 8.1 – Dimensões da secção transversal a considerar para pré-dimensionamento da ponte

Largura do tabuleiro	13 m
Espessura do tabuleiro	0,3 m
Altura das vigas	2,0 m
Espessura média das vigas (cada uma)	0,7 m
Espaçamento entre vigas (entre pontos médios)	7 m

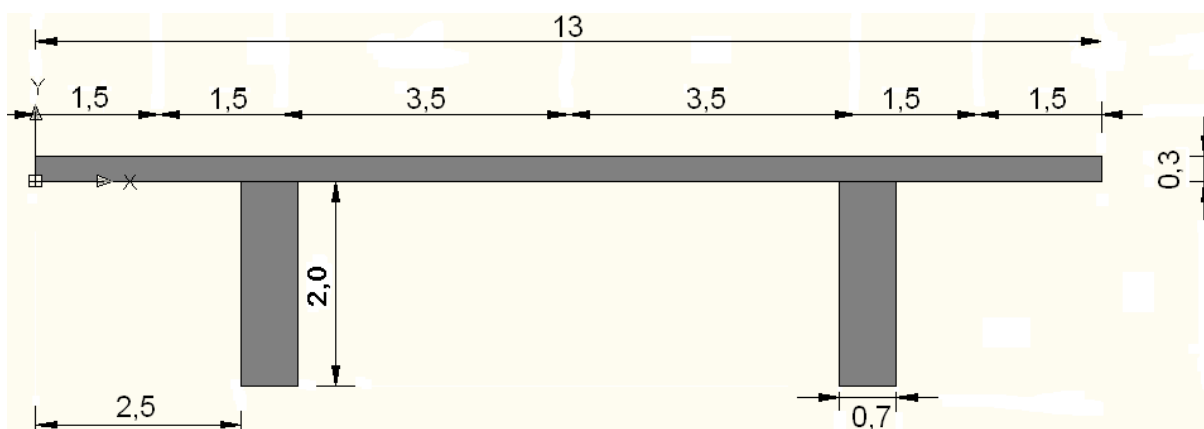


Fig. 8.1 – Secção transversal de pré-dimensionamento

Por simplificação, a análise é realizada apenas para uma viga, sendo que a área em estudo é reduzida para metade, relativamente à secção transversal completa. As inércias e o centro de gravidade correspondem aos valores obtidos de meia secção transversal.

Tabela 8.2 – Valores representativos de meia secção transversal do tabuleiro

Y_g (m)	1,697
I_x (m ⁴)	1,618
A_c (m ²)	3,500

8.1.2. ACÇÕES PERMANENTES

8.1.2.1. Acções directas

As acções directas permanentes são apresentadas na tabela seguinte. Tal como no capítulo anterior, considerou-se que os esforços causados na totalidade do tabuleiro são igualmente divididos pelas duas vigas.

Tabela 8.3 – Acções directas permanentes

Betão armado e pré-esforçado + pavimentação	Vigas (kN/m)	70,0
	Tabuleiro (kN/m)	105
Lancil (kN/m)		0,6
Barreiras de segurança (kN/m)		3,6
Passeios (kN/m)		9
Guarda corpos (kN/m)		3,2
Vigas de bordadura (kN/m)		6
TOTAL (kN/m)		197,4
TOTAL POR VIGA (kN/m)		98,7

O valor total por viga, de 98,7 kN/m, é o valor aplicado ao modelo longitudinal em estudo, em todos os tramos, dado que se trata de cargas permanentes. Ver figura em anexo A3.44 e A3.45.

De seguida é exposto um quadro resumo dos valores máximos de momentos, para as duas secções em estudo.

Tabela 8.4 – Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes

Momentos	Valor em módulo (kN.m)
Negativos	19537,8
Positivos	10564,2

8.1.2.2. Acções indirectas

A fluência, determinada nas mesmas circunstâncias do que na solução 1, apresenta um valor ligeiramente inferior comparativamente ao valor acima determinado. O valor do módulo de elasticidade efectivo do betão diminui, pois este é directamente proporcional à área de betão onde é considerada a fluência.

O valor do módulo de elasticidade do betão, $E_{c,ff}$, é apresentado de seguida, onde o cálculo se encontra elaborado em anexo, ver tabela A3.4.

Tabela 8.5 – Valor do módulo de elasticidade efectivo do betão

$E_{c,eff}$	11,20 GPa
-------------	-----------

A flecha máxima na zona de meio vão é de 9,26cm, na posição de $x = 217,52m$. Relativamente à zona onde se verificam momentos negativos, a flecha é de uma ordem inferior, não ultrapassando os 0,29cm, para $x = 244,1m$.

Comparativamente, quando não se consideram os efeitos de fluência, obtêm-se valores de flechas, de 3,23cm para momentos positivos e de 0,10cm para momentos negativos. As posições das flechas máximas são aproximadamente as mesmas.

8.1.2.3. Acção de pré-esforço

O cálculo das acções equivalentes devido ao traçado dos cabos de pré-esforço são remetidas para anexo, ver tabela A3.5.

A figura A3.46. representa os diagramas produzidos pelas acções equivalentes de pré-esforço, admitindo um valor de pré-esforço igual a 1000kN. As secções em estudo são as mesmas secções que a solução anterior.

Os quadros abaixo expostos designam o cálculo do valor de P para que esteja com a tensão igual ao seu limite.

Tabela 8.6 - Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = 0$

	Meio vão		Apoio	
	FS	FI	FS	FI
σ_c (kPa)	3200	-21000	-21000	3200
A_c (m ²)	3,500	3,500	3,500	3,500
M_x (kN.m)	10564,2	10564,2	-19537,8	-19537,8
M_p / P_0	-0,823	-0,823	1,319	1,319
I_x (m ⁴)	1,618	1,618	1,618	1,618
Y_G (m)	1,697	1,697	1,697	1,697
y (m)	-0,626	1,697	-0,626	1,697
P_0 (kN)	222108,74	27919,49	35875,52	21584,98

Tabela 8.7 – Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = \infty$

	Meio vão		Apoio	
	FS	FI	FS	FI
σ_c (kPa)	-15750	3200	3200	-15750
A_c (m ²)	3,500	3,500	3,500	3,500
M_x (kN.m)	10564,2	15743,4	-22174,6	-19537,8
M_p / P_∞	-0,823	-0,823	1,319	1,319
I_x (m ⁴)	1,618	1,618	1,618	1,618
Y_G (m)	1,697	1,697	1,697	1,697
y (m)	-0,626	1,697	-0,626	1,697
P_∞ (kN)	-355436,93	11583,63	6758,26	4317,23

De seguida são expostos os intervalos admissíveis de valores de P, para ambas as situações temporais.

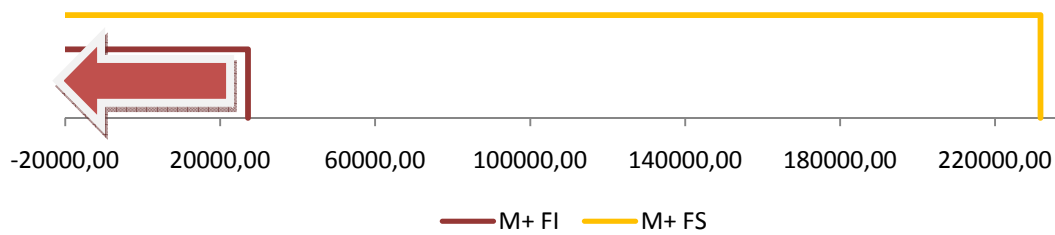


Fig. 8.1 – Intervalos admissíveis para momentos positivos ($t = 0$)

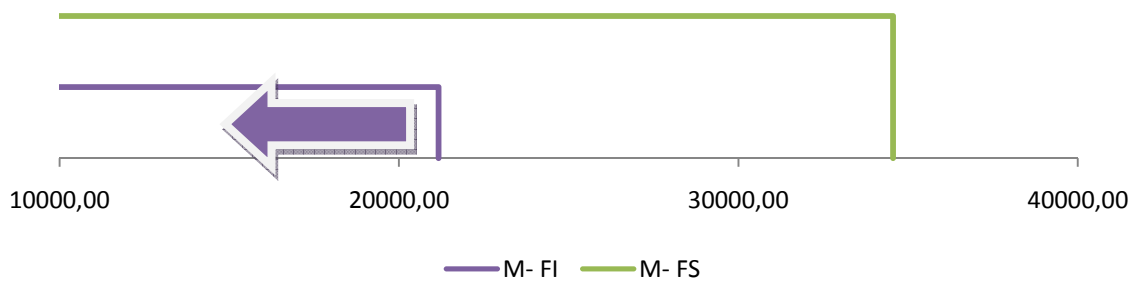


Fig. 8.2 - Intervalos admissíveis para momentos negativos ($t = 0$)

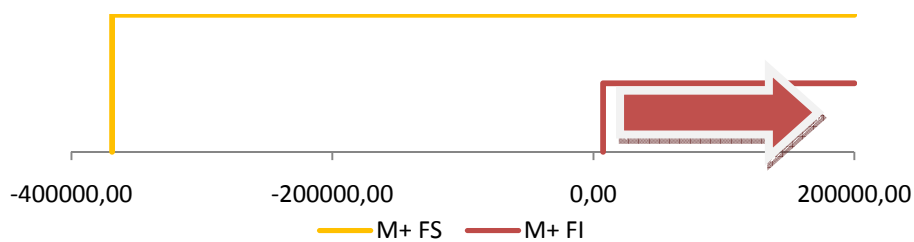


Fig. 8.3 – Intervalo de valores admissíveis para momentos positivos ($t = \infty$)

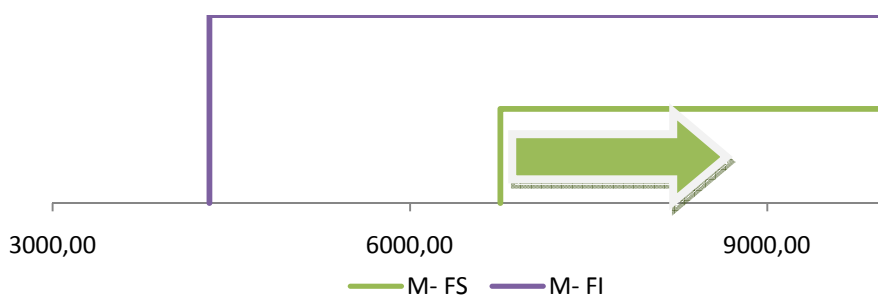


Fig. 8.4 – Intervalo de valores admissíveis para momentos negativos ($t = \infty$)

São admitidas perdas instantâneas de 12,5% bem como perdas diferidas da mesma grandeza. Assim, o valor de P_∞ é traduzido para um valor de P_0 pela expressão (4-31). O valor de P_0 é dado de seguida.

Tabela 8.8 – Valores de P_0

Momentos	Valor mínimo (kN)
Positivos	13031,58
Negativos	7603,04

A verificação dos limites da força P é o passo a seguir, baseadas nas expressões (4-26) e (4-27). Esta verificação é assegurada pela quantidade de armadura de pré-esforço a colocar na peça. A tensão média de pré-esforço, $\sigma_{pm,0}$, é de 1395 MPa e a tensão máxima de pré-esforço, $\sigma_{p,máx}$, é de 1488 MPa.

A gama de valores de $P_{máx}$ é a abaixo representada, tendo em conta a tabela 6.9 e a expressão (4-23) e (4-24).

Tabela 8.9 - Valores de $P_{máx}$

Momentos	Valor mínimo (kN)
Positivos	14660,53
Negativos	8553,42

O intervalo de valores da área de armadura de pré-esforço é então dado na tabela seguinte.

Tabela 8.10 – Valores da área necessária de armadura de pré-esforço

Valor de pré-esforço	Momentos	Valor inferior (cm ²)
P ₀	Positivos	93,42
	Negativos	54,50
P _{máx}	Positivos	98,53
	Negativos	57,48
Solução	Positivos	98,53
	Negativos	57,48

Admitindo a armadura de pré-esforço com 6 polegadas de diâmetro por cordão, aproximadamente 15mm, o número de cordões a considerar é o abaixo exposto.

Tabela 8.11 – Número de cordões necessários

Momentos	Número de cordões mínimo
Positivos	56
Negativos	33

8.1.3. ACÇÕES VARIÁVEIS

As acções variáveis verticais não são influenciadas pela diminuição da altura das vigas do tabuleiro. Assim, todo o tipo de acções que são aplicadas verticalmente, mantêm-se com valor igual ao do capítulo antecedente.

8.1.4. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO

Tabela 8.12 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio

Secção junto ao apoio	Momentos	
Acções permanentes	19537,8	
Acções variáveis	LM1 carga concentrada	3515,7
	LM1 carga distribuída	4412,2
	Passeio	2496,1
	Parapeito	302,6
	Vento na direcção z	3151,6

Tabela 8.13 – Momentos de cálculo para a secção a meio vão

Secção a meio vão	Momentos
Acções permanentes	10564,2
LM1 carga concentrada	6905,6
LM1 carga distribuída	3165,1
Acções variáveis	
Passeio	1797,1
Parapeito	217,8
Vento na direcção z	2269,1

8.1.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

As diversas combinações entre cargas são remetidas para anexo, ver tabela A7.8 para combinações em estado limite último.

8.1.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

8.1.6.1. Verificação da segurança em estado limite último

Previamente à verificação da segurança em estado limite último, é calculada, a nível de pré-dimensionamento, a quantidade de armadura ordinária necessária para além do pré-esforço já lá instalado. De seguida é expressa a tabela com os cálculos especificados.

Tabela 8.14 – Cálculo da armadura ordinária necessária

	M+	M-
Nº de cordões	57	57
Nº de cabos (VSL 19)	3	3
A_p (cm ²)	100,73	100,73
z (m)	1,86	1,86
M_{Ed} (kN.m)	20497,91	33234,86
f_{pyd} (MPa)	1460,87	1460,87
f_{syd} (MPa)	434,78	434,78
A_s (cm ²)	-146,60	10,64
Nº $\phi 10$	0	14

Conclui-se que para os momentos positivos não é necessária armadura ordinária. Para os momentos negativos, são necessários 14 varões dispostos na sua largura efectiva, ver ponto 6.1.1 do capítulo 6 desta dissertação. Nesta secção não eram necessários tantos cordões de pré-esforço, no entanto, para que a quantidade de armadura ordinária fosse reduzida, optou-se por colocar a mesma quantidade de armadura de pré-esforço relativamente à secção de momentos positivos.

A tabela seguinte representa o cálculo da verificação da distância da linha do eixo neutro à fibra superior da secção.

Tabela 8.15 – Verificação da linha do eixo neutro

	M+ (Tabela 9)	M- (Tabela 3)
a_s (m)	0,07	0,07
a_p (m)	0,10	0,10
a (m)	0,10	0,09
d (m)	2,07	2,07
f_{cd} (MPa)	23333,33	23333,33
μ	0,032	0,260
h_f/d	0,145	-
α	0,057	0,159
x (m)	0,118 \leq 0,3 OK	0,445 \leq 2,5 OK

Como estamos perante uma análise elástica, as extensões nas armaduras são obtidas através de uma regra de 3 simples, chegando aos seguintes valores.

Tabela 8.16 – Extensão das armaduras em ELU

Extensão das armaduras (‰)	M+	M-
Ordinárias	62,63	14,03
Pré-esforço	61,76	13,80

Conclui-se então que todas as armaduras encontram-se no patamar de cedência, sendo que o cálculo para a posição da linha do eixo neutro é válido.

A segurança para o estado limite último pode então ser verificada. Com recurso à expressão (4-44), são tidos os valores apresentados na tabela abaixo.

Tabela 8.17 – Verificação da segurança para ELU

	M+	M-
M_{Ed} (kN.m)	20497,91	33234,86
M_{rd} (kN.m)	28988,45 OK	26892,91 KO

Conclui-se que as vigas com 2m de altura não são suficientes para assegurar a segurança da estrutura. É apresentada uma solução alternativa, solução 3, exposta e explicada em pormenor no capítulo subsequente.

8.1.6.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço

Não é necessário fazer qualquer verificação para o estado limite de serviço.

8.2. ANÁLISE DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA

Por não se verificar a segurança quanto aos momentos para esta secção, não será analisada a segurança ao esforço transverso da mesma.

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

9

ANÁLISE/SEGURANÇA ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DA VIGA – SOLUÇÃO 3

9.1. ANÁLISE DE MOMENTOS FLECTORES NA VIGA

9.1.1. CARACTERÍSTICAS DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

A solução 3 apresenta-se como uma alternativa à solução 2, visto que esta última não é suficiente para garantir a segurança da estrutura. Terão de ser modificados valores das secções para momentos negativos, visto ser nessas secções que não se verifica a segurança.

Relativamente à secção onde é abrangida por momentos negativos, será colocado um banzo inferior de betão armado, com intuito de se formar uma compressão nessa zona, colaborando para uma resistência mais elevada da peça. Como tal, os momentos instalados vão modificar, sendo mais gravosos para momentos negativos e mais baixos para momentos positivos. Assim, para as secções abrangidas por momentos positivos é, em princípio, verificada a segurança. Se tal não se verificar, a colocação de uma quantidade de armadura ordinária ou de cabos de pré-esforço mais elevada são suficientes para garantir a segurança da secção.

De seguida são expostas as dimensões de pré-dimensionamento da secção transversal junto aos apoios, onde se verificam momentos negativos.

Tabela 9.1 – Dimensões da secção transversal a considerar para pré-dimensionamento da ponte

Largura do tabuleiro	13 m
Espessura do tabuleiro	0,3 m
Altura das vigas	2 m
Espessura média das vigas (cada uma)	0,7 m
Largura do banzo inferior	6,6 m
Espessura do banzo inferior	0,3 m
Espaçamento entre vigas (entre pontos médios)	7 m

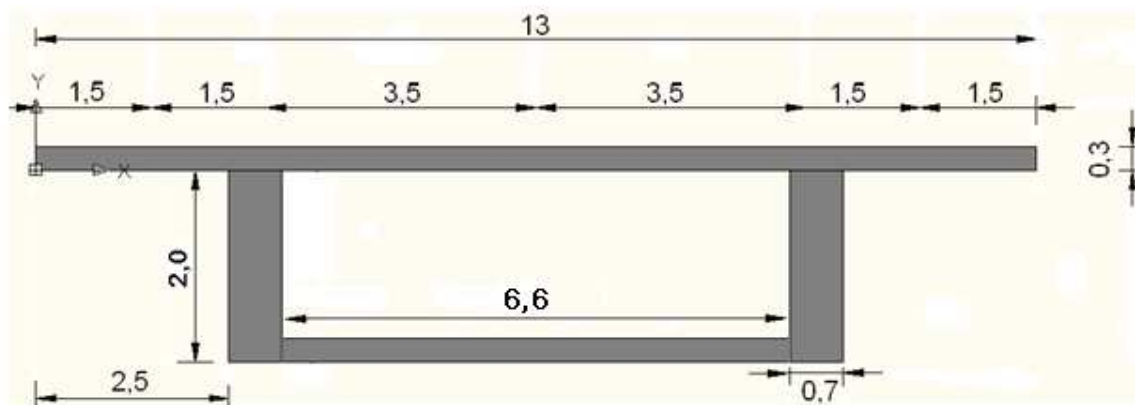


Fig. 9.1 – Secção transversal de pré-dimensionamento para abranger momentos negativos

Para esta solução, é feita uma nova modelação da secção não entrando com os efeitos de torção, mantendo a área e inércia da mesma. De seguida é exposta uma figura elucidativa da secção em estudo.

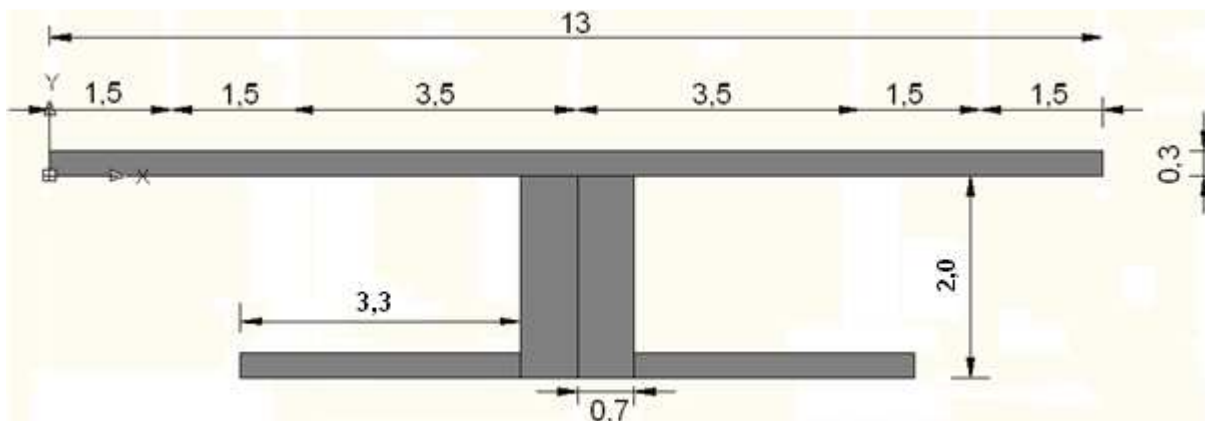


Fig. 9.2 – Secção transversal teórica de pré-dimensionamento para momentos negativos

O estudo é feito, tal como nas outras soluções, para meia secção transversal. Os valores das áreas e inércias são reduzidos para metade relativamente aos valores da secção transversal na sua totalidade.

Tabela 9.2 – Valores representativos de meia secção transversal do tabuleiro para momentos negativos

Y_g (m)	1,356
I_x (m ⁴)	3,065
A_c (m ²)	4,490

Tabela 9.3 - Valores representativos de meia secção transversal do tabuleiro para momentos positivos

Y_g (m)	1,697
I_x (m ⁴)	1,618
A_c (m ²)	3,500

9.1.2. ACÇÕES PERMANENTES

9.1.2.1. Acções directas

As acções directas permanentes são apresentadas na tabela seguinte. Tal como nos capítulos antecedentes, considerou-se que os esforços causados na totalidade do tabuleiro são igualmente divididos pelas duas vigas.

Tabela 9.4 – Acções directas permanentes para secções junto aos apoios

Betão armado e pré-esforçado + pavimentação	Vigas (kN/m)	70,0
	Tabuleiro (kN/m)	105
	Banzo inferior (kN/m)	49,5
Lancil (kN/m)		0,6
Barreiras de segurança (kN/m)		3,6
Passeios (kN/m)		9
Guarda corpos (kN/m)		3,2
Vigas de bordadura (kN/m)		6
TOTAL (kN/m)		246,9
TOTAL POR VIGA (kN/m)		123,5

O valor total de 123,5 kN/m é o valor aplicado ao modelo longitudinal em estudo, em todas as secções junto aos apoios. O valor de 98,7 kN/m, obtido da solução 2, é o valor da acção longitudinal aplicada nas secções de momentos positivos. Ver figura em anexo A3.47 à A3.49.

É de salientar que, como se trata de pré-dimensionamento, foi colocado banzo inferior até 1/5 do vão. Este valor surge como uma aproximação da secção onde os momentos são aproximadamente nulos.

De seguida é exposto um quadro resumo dos valores máximos de momentos, para as duas secções em estudo.

Tabela 9.5 - Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes para $t = 0$

Momentos	Valor em módulo (kN.m)
Negativos	23243,9
Positivos	8386,8

Tabela 9.6 – Valores dos momentos máximos relativos às acções permanentes para $t = \infty$

Momentos	Valor em módulo (kN.m)
Negativos	23227,0
Positivos	8401,5

9.1.2.2. Acções indirectas

De seguida é exposto o valor do módulo de elasticidade do betão, $E_{c,ff}$, onde o cálculo encontra-se elaborado em anexo, ver tabelas A3.6 e A3.7.

Tabela 9.7 – Valor do módulo de elasticidade efectivo do betão

$E_{c,eff}$ para momentos negativos	11,14 GPa
$E_{c,eff}$ para momentos positivos	11,20 GPa

A flecha máxima que se verifica para momentos positivos é de 6,29cm, na posição de $x = 217,52m$. Relativamente aos momentos negativos, a flecha é de uma ordem inferior, não ultrapassando os 0,36cm, para $x = 244,1m$.

Comparativamente, quando não se consideram os efeitos de fluência, obtêm-se valores de flechas, de 2,19cm para momentos positivos e de 0,12cm para momentos negativos. As posições das flechas máximas são aproximadamente as mesmas.

Conclui-se que as flechas a longo prazo são aproximadamente 3 vezes maiores do que as flechas instantâneas.

9.1.2.3. Acção de pré-esforço

As acções equivalentes são tidas para meia secção transversal, tal como acontece nas soluções anteriores. Estas acções são determinadas para a secção nas situações temporais $t = 0$ e $t = \infty$.

As secções em estudo são as mesmas secções que a solução anterior. O cálculo das acções equivalentes devido ao pré-esforço é dado na tabela A3.8 e os momentos devido às mesmas acções equivalentes são observados nas figuras A3.50 e A3.51.

Os quadros abaixo expostos designam o cálculo do valor de P para que esteja com a tensão igual ao seu limite.

Tabela 9.8 - Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = 0$

	Meio vão		Apoio	
	FS	FI	FS	FI
σ_c (kPa)	3200	-21000	-21000	3200
A_c (m ²)	3,500	3,500	4,490	4,490
M_x (kN.m)	8401,5	8401,5	-23227,0	-23227,0
M_p / P_0	-0,726	-0,726	1,405	1,405
I_x (m ⁴)	1,618	1,618	3,065	3,065
Y_g (m)	1,697	1,697	1,356	1,356
y (m)	-0,626	1,697	-0,967	1,356
P_0 (kN)	$-\infty$	28471,42	42511,84	33752,16

Tabela 9.9 – Cálculo do valor de pré-esforço necessário para $t = \infty$

	Meio vão		Apoio	
	FS	FI	FS	FI
σ_c (kPa)	-15750	3200	3200	-15750
A_c (m ²)	3,500	3,500	4,490	4,490
M_x (kN.m)	8401,5	13031,6	-26439,6	-23227,0
M_p / P_∞	-0,726	-0,726	1,406	1,406
I_x (m ⁴)	1,618	1,618	3,065	3,065
Y_g (m)	1,697	1,697	1,356	1,356
y (m)	-0,626	1,697	-0,967	1,356
P_∞ (kN)	∞	9991,34	7720,18	-13725,82

De seguida são expostos os intervalos admissíveis de valores de P, para ambas as situações temporais.

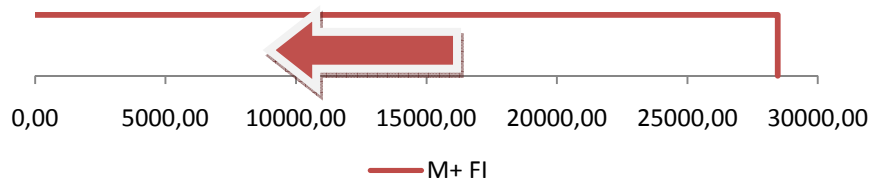


Fig. 9.3 - Intervalos admissíveis para momentos positivos ($t = 0$)

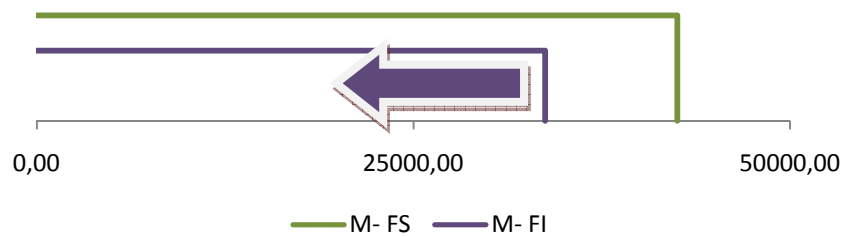


Fig. 9.4 - Intervalos admissíveis para momentos negativos ($t = 0$)

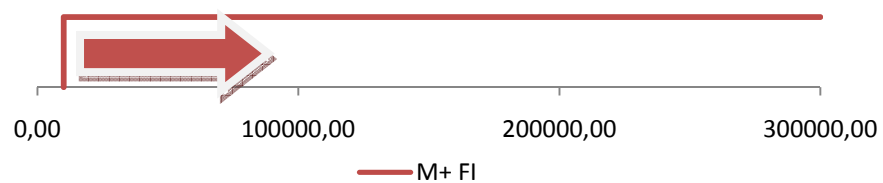
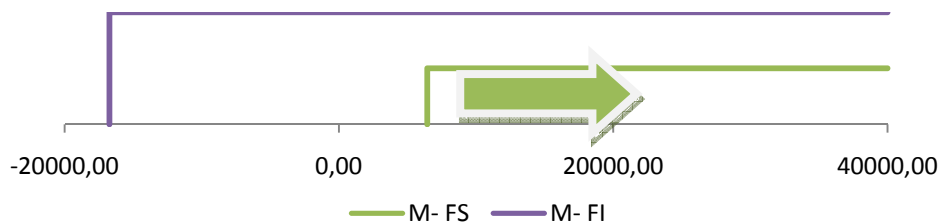


Fig. 9.5 – Intervalo de valores admissíveis para momentos positivos ($t = \infty$)

Fig. 9.6 – Intervalo de valores admissíveis para momentos negativos ($t = \infty$)

São admitidas perdas instantâneas de 12,5% bem como perdas diferidas da mesma grandeza. Assim, o valor de P_{∞} é traduzido para um valor de P_0 pela expressão (4-31). O valor de P_0 é dado de seguida.

Tabela 9.10 – Valores de P_0

Momentos	Valor mínimo (kN)
Positivos	11240,26
Negativos	8685,20

A verificação dos limites da força P é o passo a seguir, baseadas nas expressões (4-25) e (4-26). Esta verificação é assegurada pela quantidade de armadura de pré-esforço a colocar na peça. A tensão média de pré-esforço, $\sigma_{pm,0r}$ é de 1395 MPa e a tensão máxima de pré-esforço, $\sigma_{p,máx}$, é de 1488 MPa.

A gama de valores de $P_{máx}$ é a abaixo representada, tendo em consideração a tabela 8.10 e as expressões (4-23) e (4-24).

Tabela 9.11 - Valores de $P_{máx}$

Momentos	Valor mínimo (kN)	Valor máximo (kN)
Positivos	12645,29	32030,35
Negativos	9770,85	37971,18

Os valores da área de armadura de pré-esforço necessária é a seguinte.

Tabela 9.12 – Valores da área necessária de armadura de pré-esforço

Valor do pré-esforço	Momentos	Valor inferior (cm ²)
P_0	Positivos	80,58
	Negativos	62,26
$P_{máx}$	Positivos	84,98
	Negativos	65,66
Solução	Positivos	84,98
	Negativos	65,66

Admitindo a armadura de pré-esforço com 6 polegadas de diâmetro por cordão, aproximadamente 15mm, o número de cordões a considerar é o abaixo exposto.

Tabela 9.13 – Número de cordões necessários

Momentos	Número de cordões mínimo
Positivos	48
Negativos	37

9.1.3. ACÇÕES VARIÁVEIS

Tal como indicado no capítulo anterior, as acções variáveis verticais não são influenciadas pela diminuição da altura das vigas do tabuleiro. Assim, todo o tipo de acções que são aplicadas verticalmente, mantêm-se com valor igual às restantes soluções. Verifica-se no entanto, como as rigidezes mudam ao longo do viaduto, uma mudança de esforços na estrutura. São então necessários verificar os novos esforços instalados.

É de referir que só serão apresentados os valores dos momentos, já que as reacções nas vigas são análogas às dos capítulos antecedentes.

9.1.3.1. Acções de tráfego

➤ Modelo de carga 1

Em anexo apresenta-se a aplicação das cargas referentes ao LM1 bem como o diagrama de momentos correspondente. Ver figuras A3.52 à A3.59. De seguida são expressos os valores de momentos máximos para as secções em estudo.

Tabela 9.14 – Valores dos momentos máximos relativos ao LM1

Momentos	Valor em módulo devido à carga concentrada (kN.m)	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m)
Negativos	4283,5	5354,6
Positivos	6173,5	2893,0

➤ Modelo de carga 2

O valor da carga concentrada a aplicar neste modelo é inferior ao valor da carga concentrada do modelo de carga 1. Assim, e porque estão em estudo as mesmas secções e consequentemente o ponto de aplicação das cargas é o mesmo, verifica-se que o modelo de carga 2 não é condicionante.

9.1.3.2. Acções nos passeios

São apresentados de seguida os valores de momentos máximos a nível longitudinal para as situações consideradas neste ponto. Ver figuras em anexo A3.60 a A3.63.

Tabela 9.15 – Valores dos momentos máximos relativos à sobrecarga no passeio

Momentos	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m)
Negativos	3029,7
Positivos	1636,6

9.1.3.3. Acções nos parapeitos pedestres

Longitudinalmente, são obtidos os valores de momento máximos expressos na tabela seguinte. Ver figuras em anexo A3.64 à A3.67.

Tabela 9.16 - Valores dos momentos máximos relativos à sobrecarga no parapeito

Momentos	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m)
Negativos	302,6
Positivos	217,8

9.1.3.4. Acção do vento

➤ Vento na direcção x

O vento na direcção x não entra para os cálculos na análise em 2D.

➤ Vento na direcção z

Por se tratar de uma acção de natureza variável, as acções actuantes foram consideradas apenas nos tramos mais gravosos, apesar de se tratar de uma situação meramente teórica. É de salientar que a direcção das cargas pode igualmente ser ascendente. Os momentos produzidos por este tipo de acções são verificados em seguida. Ver figuras A3.68 e A3.71.

Tabela 9.17 - Valores dos momentos máximos relativos à acção do vento na direcção z

Momentos	Valor em módulo devido à carga distribuída (kN.m)
Negativos	3177,4
Positivos	2276,7

9.1.4. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR NO CÁLCULO

Tabela 9.18 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio

Secção junto ao apoio		Momentos
Acções permanentes		23227,0
Acções variáveis	LM1 carga concentrada	4283,5
	LM1 carga distribuída	5354,6
	Passeio	3029,7
	Parapeito	302,6
	Vento na direcção z	3177,4

Tabela 9.19 – Momentos de cálculo para a secção a meio vão

Secção a meio vão		Momentos
Acções permanentes		8401,5
Acções variáveis	LM1 carga concentrada	6173,5
	LM1 carga distribuída	2893,0
	Passeio	1636,6
	Parapeito	217,8
	Vento na direcção z	2276,7

9.1.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

As diversas combinações entre cargas são remetidas para anexo, ver tabela A7.9 para combinações em estado limite último e tabelas A8.5 a A8.7 para combinações em estado limite de serviço.

9.1.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

9.1.6.1. Verificação da segurança em estado limite último

Previamente à verificação da segurança em estado limite último, é calculada a quantidade de armadura ordinária necessária para além do pré-esforço já lá instalado.

Tabela 9.20 – Cálculo da armadura ordinária necessária

	Meio vão	Apoio
Nº de cordões	51	51
Nº de cabos (VSL 19)	3	3
A_p (cm ²)	90,12	90,12
z (m)	1,86	1,86
M_{Ed} (kN.m)	20021,16	41746,24
f_{pyd} (MPa)	1460,87	1460,87
f_{syd} (MPa)	434,78	434,78
A_s (cm ²)	-110,42	157,79
Nº $\phi 25$	0	33

Conclui-se que para os momentos positivos não são necessárias armaduras ordinárias. Para os momentos negativos, são necessários 33 varões dispostos nas suas larguras efectivas, ver ponto 6.1.1 do capítulo 6 desta dissertação. Nesta secção não eram necessários tantos cordões de pré-esforço, no entanto, por razões económicas e facilidade de colocação das armaduras ordinárias, optou-se por colocar a mesma quantidade de armadura de pré-esforço relativamente à secção de momentos positivos e em consequência, diminuir a quantidade de armadura ordinária necessária.

A tabela seguinte representa o cálculo da verificação da distância da linha do eixo neutro à fibra mais comprimida da secção em estudo.

Tabela 9.21 – Verificação da linha do eixo neutro

	M+ (Tabela 9)	M- (Tabela 3)
a_s (m)	0,07	0,07
a_p (m)	0,10	0,10
a (m)	0,10	0,09
d (m)	2,07	2,07
μ	0,015	0,052
h_f/d	0,145	0,145
α	0,037	0,078
x (m)	0,077 \leq 0,3 OK	0,250 \leq 0,3 OK

Como estamos perante uma análise elástica, as extensões nas armaduras são obtidas através de uma regra de 3 simples, chegando aos valores apresentados de seguida.

Tabela 9.22 – Extensão das armaduras em ELU

Extensão das armaduras (‰)	M+	M-
Ordinárias	121,232	34,774
Pré-esforço	119,884	34,361

Conclui-se então que todas as armaduras encontram-se no patamar de cedência, sendo que o cálculo para a posição da linha do eixo neutro é válido.

A segurança para o estado limite último pode então ser verificada. Com recurso às expressões (4-45) e (4-46), são tidos os valores apresentados na tabela abaixo.

Tabela 9.23 – Verificação da segurança para ELU

	M+	M-
M_{Ed} (kN.m)	20001,31	41746,24
M_{rd} (kN.m)	25937,03 OK	85137,01 OK

Conclui-se que as vigas com 2m de altura com um banzo inferior nas secções junto aos apoios asseguram a segurança da estrutura.

9.1.6.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço

A verificação para o estado limite de serviço tem de ser executada para as duas secções mais desfavoráveis para a estrutura, secções essas indicadas anteriormente.

➤ Limitação das tensões

Para a verificação da limitação de tensões em estado limite de serviço é calculado, com o auxílio da tabela em anexo A10.13, o valor das tensões de serviço para as combinações característica e quase-permanente. É ainda necessário verificar a tensão das armaduras.

Os valores das tensões têm de ser verificados para as duas situações temporais, $t = 0$ e $t = \infty$, pois a contabilização dos efeitos de fluência provoca modificações nas tensões, quer do betão quer do aço. O cálculo da fluência já foi anteriormente determinado. Os valores máximos das tensões são calculados pelas expressões (4-13) à (4-16). As tabelas de cálculo são expostas na página seguinte. Ver igualmente as tabelas em anexo A8.5 e A8.6 para a combinação de acções característica e quase-permanente.

Saliente-se que para momentos positivos não é necessária armadura ordinária em estado limite último. No entanto é colocada uma armadura mínima, para se os limites de fendilhação sejam cumpridos. O valor de σ_s , note-se, só para momentos positivos, é então a tensão instalada nessa armadura.

Tabela 9.24 – Verificação aos estados limites de utilização por limitação de tensões para momentos positivos

	Combinação característica		Combinação quase permanente	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
M_{Ed}^*	32679,47	30367,44	22073,69	14661,45
N_{Ed}^*	-11240,26	-9991,34	-11240,26	-9991,34
$N_{Ed}^* d / M_{Ed}^*$	-0,7	-0,7	-1,1	-1,1
b (m)	6,5	6,5	6,5	6,5
d (m)	2,07	2,07	2,07	2,07
$\alpha_e \rho$	0,06	0,16	0,06	0,16
α	0,44	0,67	0,68	0,82
C_c	7,2	6,0	6,0	5,6
σ_c (MPa)	9,083 ≤ 21 OK	7,071 ≤ 21 OK	4,755 ≤ 15,75 OK	3,973 ≤ 15,75 OK
$C_s \rho$	0,52	0,56	0,16	0,18
σ_s (MPa)	74,242 ≤ 400 OK	74,691 ≤ 400 OK	14,352	14,454
σ_p (MPa)	1140,73 ≤ 1357,5 OK		1140,73 ≤ 1357,5 OK	

Tabela 9.25 – Verificação aos estados limites de utilização por limitação de tensões para momentos negativos

	Combinação característica		Combinação quase permanente	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
M_{Ed}^*	41433,96	39619,23	28569,86	32594,50
N_{Ed}^*	-8685,20	-7720,18	-8685,2	-7720,18
$N_{Ed}^* d / M_{Ed}^*$	-0,4	-0,4	-0,6	-0,6
b (m)	4	4	4	4
d (m)	2,07	2,07	2,07	2,07
$\alpha \rho$	0,02	0,06	0,02	0,05
α	0,24	0,39	0,27	0,42
C_c	10	7,6	9,0	7,4
σ_c (MPa)	24,174 ≤ 21 KO	17,568 ≤ 21 OK	15,002 ≤ 15,75 OK	11,551 ≤ 15,75 OK
$C_s \rho$	0,60	0,65	0,50	0,50
σ_s (MPa)	476,368 ≤ 400 KO	493,462 ≤ 400 KO	273,724	256,337
σ_p (MPa)	1036,84 ≤ 1357,5 OK		1036,84 ≤ 1357,5 OK	

Verifica-se ser necessária mais armadura nas secções junto aos apoios para que se verifiquem as condições para a combinação característica de acções.

Existem duas opções para a colocação da armadura, podendo ser inserida armadura ordinária ou de pré-esforço. Relativamente à solução adoptada para o estado limite último, existem 33 varões de $\Phi 25\text{mm}$ dispostos em 6,5m. Conclui-se que estes encontram-se afastados de 0,2m, podendo proceder-se à colocação de mais armadura ordinária.

Admite-se uma colocação das armaduras de mais 50% das armaduras necessárias em estado limite último, perfazendo um total de 50 varões de $\Phi 25\text{mm}$. A verificação das tensões para a combinação característica de acções é determinada de seguida.

Tabela 9.26 – Verificação aos estados limites de utilização por limitação de tensões para momentos negativos

	Combinação característica	
	t=0	t= ∞
M_{Ed}^*	41433,96	39619,23
N_{Ed}^*	-8685,20	-7720,18
$N_{Ed}^* d / M_{Ed}^*$	-0,4	-0,4
b (m)	4	4
d (m)	2,07	2,07
$\alpha \rho$	0,03	0,08
α	0,28	0,44
C_c	8,6	7,2
σ_c (MPa)	20,790 \leq 21 OK	16,643 \leq 21 OK
$C_s \rho$	0,70	0,70
σ_s (MPa)	393,693 \leq 400 OK	399,265 \leq 400 OK
σ_p (MPa)	1036,84 \leq 1357,5 OK	

Conclui-se ser necessário 50 varões de $\Phi 25\text{mm}$ afastados de 0,125m para que se cumpram as tensões em estado limite de serviço.

➤ Controlo da fendilhação

O controlo de fendilhação na viga é determinado para o estado de descompressão da peça em combinações frequentes de acções. Ver tabela 4.2 do ponto 4.4.2 desta dissertação e tabela em anexo A8.7. O cálculo é determinado com o auxílio das tabelas em anexo A10.7 e A10.8, seguindo uma extrapolação de valores.

A tensão no aço para a combinação frequente de acções pode ser calculada do mesmo modo que para as combinações característica e quase-permanente de acções. O cálculo é expresso de seguida.

Tabela 9.27 – Cálculo das tensões no aço para a combinação frequente de acções

	Momentos positivos		Momentos negativos	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
M_{Ed}^*	20940,60	24391,78	16180,53	29975,47
N_{Ed}^*	-11240,3	-9991,34	-8685,20	-7720,18
$N_{Ed}^* d / M_{Ed}^*$	-1,1	-0,8	-1,1	-0,5
b (m)	6,5	6,5	4	4
d (m)	2,07	2,07	2,07	2,07
$\alpha \rho$	0,06	0,16	0,03	0,08
α	0,68	0,72	0,58	0,45
$C_s \rho$	0,16	0,40	0,16	0,60
σ_s (MPa)	13,615	39,647	32,271	25,886

A correcção do diâmetro normalizado para o diâmetro real é tida de seguida. Esta correcção é feita através da expressão (4-17) do ponto 4.4.2 desta dissertação. É necessária uma extrapolação entre os valores mínimos tabelados de tensões no aço e o valor obtido para a combinação frequente de acções, de 39,647 MPa. Conclui-se que o valor de Φ tem de ser inferior a $\approx 28,0\text{mm}$. Os varões adoptados têm diâmetros de 10mm, 16mm e 25mm, verificando-se uma solução válida.

Relativamente à tabela A10.8, verifica-se que o espaçamento máximo entre varões é $\approx 0,25\text{m}$. O espaçamento adoptado para a armadura ordinária é de 0,125m, sendo uma solução satisfatória.

Adicionando às verificações acima descritas, é ainda necessário o cálculo da armadura mínima para que se conclua a verificação do controlo da fendilhação. Ver equação (4-18) do ponto 4.4.2 desta dissertação.

Para elementos pré-esforçados, não é necessária armadura mínima se para a combinação característica de acções o valor da fibra mais traccionada não exceder 3,2MPa. O cálculo da tensão dessa fibra é determinado de seguida, sendo que para momentos negativos a fibra a estudar é a fibra superior e para momentos positivos a fibra inferior. Ver tabela A8.5.

Tabela 9.28 – Cálculo das tensões nas fibras mais traccionadas para a combinação característica de acções

	M+	M-
σ_{cc} (MPa)	1,864 \leq 3,2 OK	6,149 \leq 3,2 KO

Conclui-se ser necessária armadura mínima para a secção de momentos negativos. Este cálculo é apresentado de seguida.

Tabela 9.29 – Cálculo da armadura mínima para controlo de fendilhação

	Alma	Banzo
k_c	0,18	10,51
σ_c (kPa)	6205,80	6433,48
h (m)	2,3	0,3
h^* (m)	1	0,3
f_{yk} (kPa)	500000	500000
f_{ctm} (kPa)	3200	3200
k	0,65	0,65
A_{ct} (m ²)	0,403	0,3
$h_{c,eff}$ (m)	0,575	0,075
b (m)	0,7	4
F_{cr} (kN)	10815,42	11212,20
$A_{s,min}$ (cm ²)	2,93	131,18

Conclui-se ser necessário uma armadura mínima de 134,11cm² para a secção junto aos apoios. São então necessários 28 varões de $\Phi 25$ mm para a secção de momentos negativos. Tal como verificado no ponto anterior, aquando da verificação da limitação de tensões, são necessários 50 varões de $\Phi 25$ mm na secção de momentos negativos, verificando-se que a quantidade de armadura mínima para esta secção é satisfeita.

➤ Controlo das deformações

O cálculo da flecha base é determinado para a combinação frequente de acções, na secção longitudinalmente mais desfavorável, abrangida por momentos positivos. Note-se que para estado limite último foi necessário colocar uma armadura de pré-esforço tal que as tensões das secções na fibra mais tracionada não ultrapassem f_{ctm} , de valor 3,2MPa. Conclui-se que as secções não se encontram fendilhadas, sendo que o cálculo da flecha tem em conta apenas com a fluência que se gera ao longo do tempo. Este cálculo é determinado de seguida.

Tabela 9.30 – Cálculo do valor instantâneo da flecha elástica para a secção $x=217,52$ m

Cargas	f (cm)	
	t = 0	t = t
Permanentes	2,19	6,29
Sobrecargas	0,81	2,34
TOTAL	3,00	8,63

O limite da flecha é de 9,60cm, para o limite de 1/500 adoptado. É de salientar que l é a dimensão do vão onde é estudada a flecha, sendo que o seu valor é de 48m. Conclui-se então que não são ultrapassados os limites de flechas impostos.

9.2. ANÁLISE DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA

9.2.1. ACÇÕES PERMANENTES

9.2.1.1. Acções directas

Para a análise ao esforço transversal, o valor das cargas permanentes não se modifica em relação ao valor obtido na análise dos momentos da viga. O valor do transversal é verificado para a secção junto ao apoio, sendo a zona com o valor de esforço transversal mais adverso. Ver figura em anexo A4.16 e A4.17.

De seguida é exposto um quadro resumo dos valores máximos de esforço transversal, para a secção junto ao apoio.

Tabela 9.31 – Valores do transversal máximo relativo às acções permanentes

Valor de x (m)	Valor do esforço transversal em módulo (kN)
193 (direita)	2653,8
193 (esquerda)	2503,8

9.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

As acções variáveis não se modificam em relação à solução 1, apresentada no capítulo 6.

9.2.3. QUADRO RESUMO DAS ACÇÕES A CONSIDERAR PARA O CÁLCULO

Tabela 9.32 – Momentos de cálculo para a secção junto ao apoio

Secção junto ao apoio	Esforço transversal (dir.)
Acções permanentes	2653,8
LM1 carga concentrada	857,1
LM1 carga distribuída	408,9
Acções variáveis	
Passeio	274,1
Parapeito	33,2
Vento na direcção z	346,1

9.2.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

As diversas combinações entre cargas são remetidas para anexo, ver tabela A7-10 para combinações em estado limite último.

9.2.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

9.2.5.1. Verificação da segurança em estado limite último

De seguida é exposta a tabela de cálculo do esforço transversal para a verificação da segurança em estado limite último.

Tabela 9.33 – Verificação da segurança para ELU

Esforço transversal (kN)		
V_{Ed}	5687,54	
$V_{rd,c}$	769,86	KO
$V_{rd,c,min}$	824,01	KO
$V_{rd,max}$	6743,35	OK

Conclui-se que a viga com altura de 2,0m, é suficiente para resistir aos esforços transversos provocados pelas acções. É de salientar que se torna necessária a colocação de armaduras de esforço transversal.

9.2.5.2. Verificação da segurança em estado limite de serviço

A segurança em estado limite de serviço fica assegurada com a segurança em estado limite último.

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

ANÁLISE COMPARATIVA

10.1. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Este capítulo visa a comparação entre as duas últimas soluções estudadas nos capítulos antecedentes. Esta comparação deve-se ao facto de ambas as soluções serem idênticas no que se refere à altura das vigas, sendo que a primeira não cumpre todos os requisitos para a segurança estrutural..

De seguida são apresentadas várias tabelas que têm como objectivo verificar o benefício da colocação de um banzo inferior junto aos apoios.

Tabela 10.1 - Características mecânicas das várias soluções

Solução	Secção	Y_G (m)	A_c (m ²)	I_x (m ⁴)
1	Meio vão e junto ao apoio	2,02	3,85	2,832
2	Meio vão e junto ao apoio	1,67	3,50	1,618
3	Meio vão	1,67	3,50	1,618
	Junto ao apoio	1,36	4,49	3,065

Conclui-se que com a colocação de um banzo inferior, solução 3 junto ao apoio, o centro de gravidade de peça baixa 0,31m relativamente à solução em bi-viga, com vigas de 2m de altura, isto é, solução 2. Verifica-se também um aumento da inércia de 89%.

A tabela exposta de seguida representa os momentos positivos máximos para cada solução estudada.

Tabela 10.2 - Momentos positivos das várias soluções

Solução	M_{Ed} (kN.m)	M_{Rd} (kN.m)	Verificação
1	22370,08	27488,55	OK
2	20497,91	28988,45	OK
3	20001,30	25937,03	OK

É de salientar que tratam-se de valores que já incluem a colocação do pré-esforço, sendo, portanto, verificada uma diminuição muito pouco significativa, de 2,5%, entre os momentos actuantes para as soluções 2 e 3.

A tabela exposta de seguida representa os momentos negativos máximos para cada solução estudada.

Tabela 10.3 - Momentos negativos das várias soluções

Solução	M_{Ed} (kN.m)	M_{Rd} (kN.m)	Verificação
1	34966,32	38029,62	OK
2	33234,86	30022,12	KO
3	41769,05	85137,01	OK

São nas secções junto aos apoios que se verificam que a solução 2 não é suficiente para que se cumpra a segurança da estrutura. A colocação de um banzo inferior faz com que o momento actuante aumente de 25,7%, sendo à primeira vista uma desvantagem da solução 3. No entanto, relativamente aos momentos resistentes, averigua-se que existe um aumento de 189% entre as duas soluções.

Este aumento da resistência é deveras superior ao aumento do momento actuante, sendo, portanto, um benefício, a nível estrutural, a colocação de um banzo inferior.

10.2. CONCLUSÕES

Esta dissertação centra-se na análise entre diferentes soluções para um mesmo estudo.

A solução 1 apresenta-se como uma solução viável para o projecto do viaduto, sendo um viaduto de secção constante ao longo de toda a sua extensão. No entanto, a altura das vigas de 2,5m são provavelmente alturas excessivas para os vãos de menor dimensão.

A altura das vigas ao ser constante, dimensionadas apenas para a secção mais desfavorável, irá aumentar o peso próprio da estrutura sem que a mesma usufrua de maneira económica as suas características.

Na verdade, é provável que para os vãos de menores dimensões, as tensões de compressão no betão se encontrem demasiado baixas. Estas tensões poderiam ser modificadas com a diminuição da secção.

Uma outra desvantagem encontra-se na solução 1, trata-se do aumento do peso-próprio, desnecessário, nos vãos com dimensões menores. Este inconveniente seria igualmente satisfeito com a diminuição da altura das vigas nas secções

A solução 3 visa a diminuição da altura exagerada das vigas obtida na solução 1. Esta solução não se torna viável para os vãos de 48m, como se verificou na solução 2.

Foram então colocados banzos inferiores nas secções junto aos apoios com o intuito da segurança se verificar nos vãos de maior dimensão. Na verdade, a colocação de banzos inferiores não seria, provavelmente, necessária para os restantes tramos, visto que os esforços lá instalados são menores.

A colocação dos banzos inferiores nas secções de momentos negativos traz como uma das principais vantagens a elevada tensão de compressão que se pode criar, podendo-se verificar momentos muito elevados, que sem o banzo inferior não era permitido.

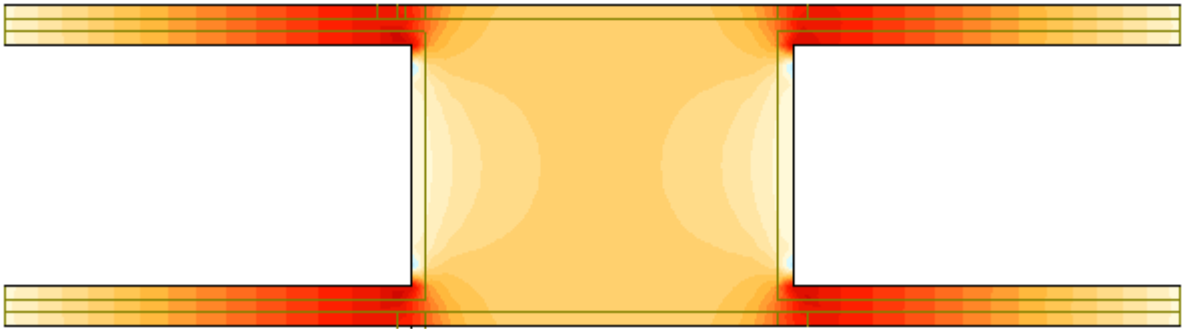


Fig. 10.1 – Vista inferior da distribuição de tensões no banzo inferior

Saliente-se que a distribuição de tensões das vigas para o banzo inferior é feita num ângulo de aproximadamente 45° , sendo que poder-se-á reduzir o peso próprio nas zonas onde não sejam necessário betão de compressão.

O aumento de rigidez e da inércia altera substancialmente os esforços no viaduto, diminuindo os esforços a meio vão. Este aumento também faz com que os esforços aumentem junto das secções dos apoios, mas que o benefício que se cria é mais do que viável comparativamente a essa desvantagem enunciada. Na verdade, os esforços criados nas secções junto aos apoios vão, quase na totalidade, directamente, para esses apoios, os pilares. Estes sim, devem ser devidamente dimensionados para que resistam aos esforços produzidos junto aos apoios, por todas as cargas permanentes e variáveis.

A diminuição dos esforços a meio vão é extremamente vantajosa, pois tornam uma solução com vigas mais aligeiradas, diminuindo o peso próprio da estrutura e consequentemente os seus momentos.

Outra via de aplicação da solução 3 face à solução 1, trata-se da condicionante de alturas que o terreno ou mesmo o projectista podem obrigar. Essa condicionante, pode igualmente ser devido a condições estéticas, já que esta é uma parte fundamental na construção de pontes e viadutos.

Deixando uma breve nota final, nunca nesta tese foram comparados custos de execução entre soluções, tanto a nível de cofragens, armaduras e quantidades de betão. A solução com o banzo inferior é sem dúvida de uma execução mais complexa do que uma solução em bi-viga. O que se encontra em estudo é apenas o benefício entre as soluções sem olhar para as dificuldades de execução.

Viadutos de tabuleiro em vigas de betão pré-esforçado

Efeito da inserção de uma laje entre vigas como banzo inferior na proximidade dos apoios

BIBLIOGRAFIA

CAPÍTULO 1

- [5] Silva, P. *As ferramentas de E-Learning ao ensino de pontes*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, 2004.
- [6] Leonhardt, F. *Construções de Concreto – vol. 6*, Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1979.
- [7] Reis, A. *Sebenta da Disciplina de Pontes*. IST

CAPÍTULO 2

- [5] Silva, P. *As ferramentas de E-Learning ao ensino de pontes*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, 2004.
- [6] Leonhardt, F. *Construções de Concreto – vol. 6*, Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1979.
- [7] Reis, A. *Sebenta da Disciplina de Pontes*. IST
- [13] CEN. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (EN 1992-1-1)*. 2e ed. CEN, Bruxelas, 2004.
- [14] CEN. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules*. CEN, Bruxelas, 2005.
- [16] Pfeil, W. *Manual de inspeção de pontes rodoviárias*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2004.
- [17] Coutinho, J. *Materiais de Construção 2, 1ª parte – Ligantes e caldas*. FEUP, Porto, 2006.
- [19] Coutinho, J. *Materiais de Construção 1 – Aulas práticas - Apontamentos*. FEUP, Porto, 2001

CAPÍTULO 3

- [6] Leonhardt, F. *Construções de Concreto – vol. 6*, Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1979.
- [7] Reis, A. *Sebenta da Disciplina de Pontes*. IST

CAPÍTULO 4

- [13] CEN. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (EN 1992-1-1)*. 2e ed. CEN, Bruxelas, 2004.
- [14] CEN. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules*. CEN, Bruxelas, 2005.
- [20] CEN. *Eurocode 0: Basis of structural design: Annex A2: Application for bridges (Normative) (EN 1990)*. CEN, Bruxelas, 2003.
- [21] CEN. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges (EN 1991-2)*. CEN, Bruxelas, 2002.
- [22] CEN. *Eurocode 0: Basis of structural design (EN 1990)*. CEN, Bruxelas, 2002.

- [23] CEN. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions (EN 1991-1-4)*. CEN, Bruxelas, 2005.

CAPÍTULO 5 A 9

- [13] CEN. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (EN 1992-1-1)*. 2e ed. CEN, Bruxelas, 2004.
- [14] CEN. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules*. CEN, Bruxelas, 2005.
- [23] Figueiras, J. *Verificação aos estados limites de utilização*. FEUP, Porto 1997.

CAPÍTULO 10

(Sem referências)

CRÉDITOS

CAPÍTULO 1

- Fig. 1.1 <http://memoriavirtual.net/seccao/da-vinci/>. 09 de Maio de 2009.
- Fig. 1.2 Pfeil, W. *Manual de inspeção de pontes rodoviárias*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2004.
- Fig. 1.3 (esq) <http://picasaweb.google.com/runtrails.net/AppalachianTrailMEPart1#>. 08 de Maio de 2009.
- Fig. 1.4 (dir) <http://www.flickr.com/photos/65813072@N00/5734477/>. 08 de Maio de 2009.
- Fig. 1.5 <http://castelosmedievais.blogspot.com/2007/08/castelo-de-santangelo-escabelo-para-os.html>. 06 de Junho de 2009.

CAPÍTULO 2

- Fig. 2.2 Ramos, A. *Pré-esforço – Introdução*. UNL, Lisboa 2006.
- Fig. 2.3 http://www.cbca-ibs.org.br/nsite/site/noticia_visualizar.asp?CodNoticia=3251. 23 de Junho de 2009.
- Fig. 2.4 a 2.7 Reis, A. *Sebenta da Disciplina de Pontes*. IST
- Fig. 2.8 http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ponte_S._Joao_-_Porto.JPG. 16 de Junho de 2009.
- Fig. 2.9 a 2.11 <http://www.engarcons.com/pre.htm>. 29 de Agosto de 2009.
- Fig. 2.12 a 2.15 Pfeil, W. *Manual de inspeção de pontes rodoviárias*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2004.
- Fig. 2.16 a 2.17 Silva, P. *As ferramentas de E-Learning ao ensino de pontes*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, 2004.
- Fig. 2.18 a 2.21 Silva, P. *As ferramentas de E-Learning ao ensino de pontes*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, 2004.
- Fig. 2.22 http://olhares.aeiou.pt/ponte_suspensa_foto689370.html. 23 de Junho de 2009.
- Fig. 2.23 a 2.27 Reis, A. *Sebenta da Disciplina de Pontes*. IST
- Fig. 2.28 e 2.29 Pfeil, W. *Manual de inspeção de pontes rodoviárias*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2004.
- Fig. 2.30 a 2.34 Reis, A. *Sebenta da Disciplina de Pontes*. IST

CAPÍTULO 3

(Sem referências)

CAPÍTULO 4

- Fig. 4.1 CEN. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges (EN 1991-2)*. CEN, Bruxelas, 2002.
- Fig. 4.2 Reis, A. *Sebenta da Disciplina de Pontes*. IST

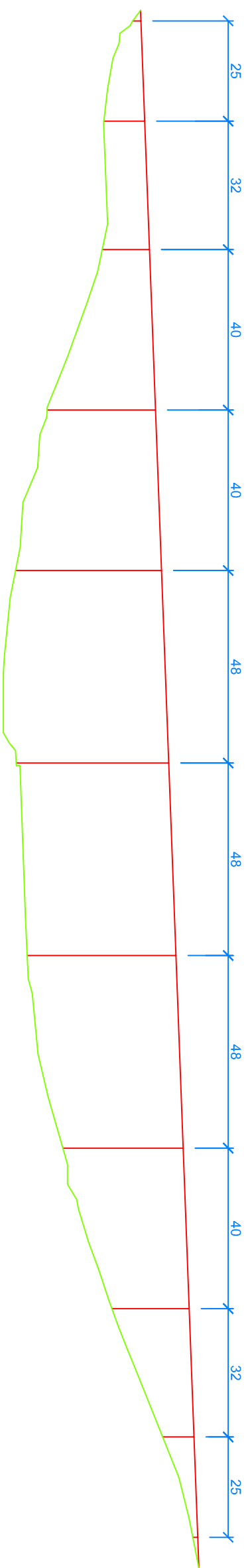
- Fig. 4.4 Ferraz, A. *Dimensionamento óptimo de pontes mistas rodoviárias de pequeno vão*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2009.
- Fig. 4.5 a 4.10 CEN. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges (EN 1991-2)*. CEN, Bruxelas, 2002.
- Fig. 4.11 a 4.13 CEN. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions (EN 1991-1-4)*. CEN, Bruxelas, 2005.
- Fig. 4.14 e 4.15 Reis, A. *Sebenta da Disciplina de Pontes*. IST

CAPÍTULO 5 A 10

(Sem referências)

A1

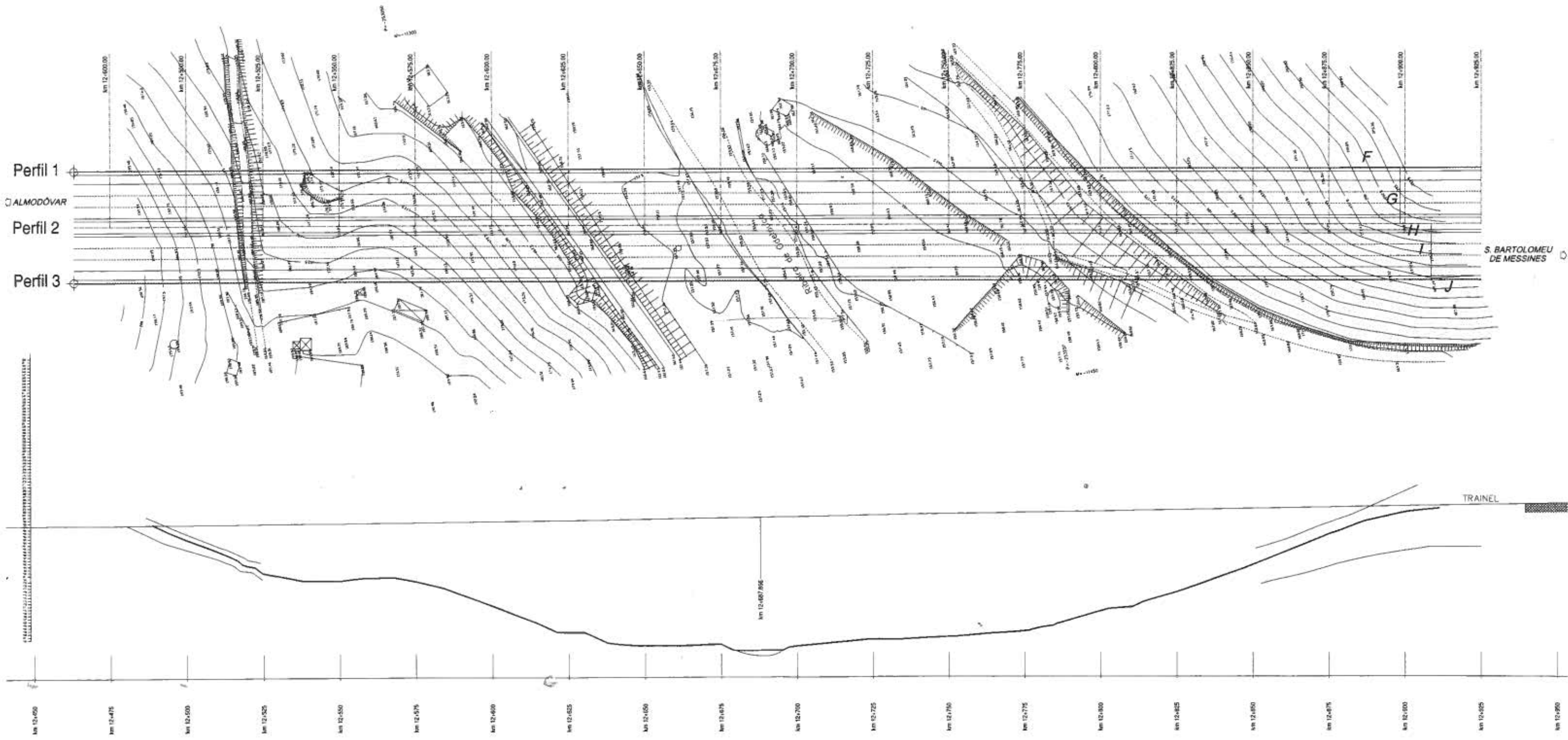
MODELAÇÃO DE VÃOS



PROJECÇÃO	DATA	REVISÃO	REQUERENTE	AUTORES
DESENHOU	DATA	REVISÃO	A2 - Auto-estrada do Sul	Filipa Gonçalves 040501047
VERIFICOU	DATA	REVISÃO		
VISTO	DATA	REVISÃO		
PROJECTO		OBRA		DESENHO N.º
Perfil longitudinal		A2 - Auto-estrada do Sul		1
DESIGNAÇÃO				ESCALA
Viaduto sobre a Ribeira de Odalabuca				1/1250

A2 - AUTO-ESTRADA DO SUL
Sublanço ALMADÔVAR - S. BARTOLOMEU DE MESSINES

VIADUTO SOBRE A
RIBEIRA DE ODELOUCA



A2

**DESENVOLVIMENTO DAS EQUAÇÕES
DA LINHA DE INFLUÊNCIA**

Considera-se no centro de rigidez o ponto $P = (0,0)$ da estrutura. Pelas relações de equilíbrio, onde i é a viga a considerar:

$$\sum_{i=1}^2 R_i = P \quad (\text{A2-1})$$

$$\sum_{i=1}^2 R_i \times x_i = M \quad (\text{A2-2})$$

Da equação geral $F = k \times d$, onde F é a força produzida, k a rigidez da estrutura e d o deslocamento no ponto em estudo, vem que:

$$R_i = k_i \times d_i \quad (\text{A2-3})$$

$$P = \sum_{i=1}^2 k_i \times d_{CR} \quad (\text{A2-4})$$

Uma relação trigonométrica estabelece a equação seguinte, onde se admite para pequenos ângulos que $\tan(\theta) \approx \theta$:

$$d_i = d_{CR} + \theta \times x_i \quad (\text{A2-5})$$

$$\theta = \frac{M}{\sum_{i=1}^2 k_i \times x_i^2} \quad (\text{A2-6})$$

Donde se conclui:

$$R_i = k \times \left(d_{CR} + \frac{M}{\sum_{i=1}^2 k_i \times x_i^2} \times x_i \right) \quad (\text{A2-7})$$

Assim:

$$R_i = \frac{P}{2} + \frac{x \times P}{\sum_{i=1}^2 x_i^2} \times x_i \quad (\text{A2-8})$$

Sabendo que P é unitário:

$$R_i = \frac{1}{2} + \frac{x_i}{\sum_{i=1}^2 x_i^2} \times x \quad (\text{A2-9})$$

A3

**CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGI-
TUDINAIS DA VIGA**

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

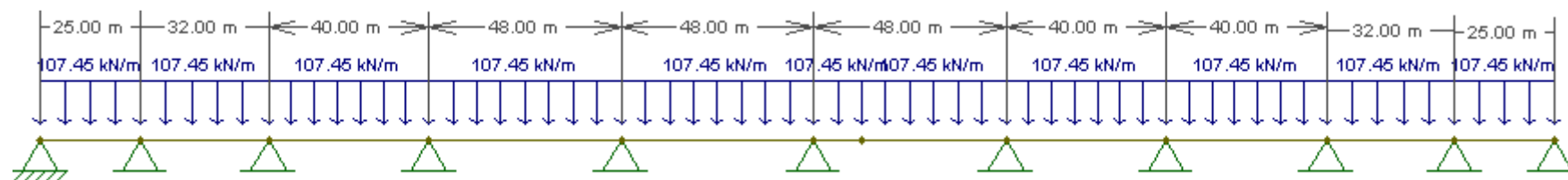


Fig A3. 1- Aplicação das cargas permanentes

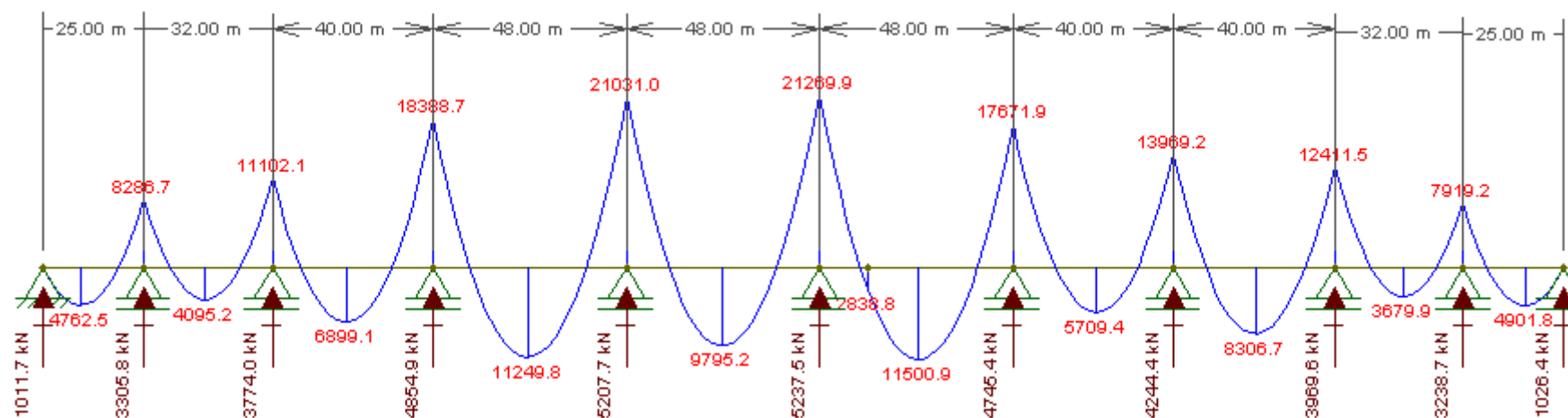


Fig A3. 2- Diagrama de momentos devido às ações permanentes

Tabela A3. 1- Cálculo da fluência

$\varphi(t, t_0)$	2,03
φ_0	2,03
φ_{RH}	1,40
RH (%)	60,00
h_0 (mm)	420,162
A_c (mm ²)	7699000,00
u (mm)	36646,00
α_1	0,87
α_2	0,96
f_{cm} (MPa)	43,00
$\beta(f_{cm})$	2,56
$\beta(t_0)$	0,56
$t_{0, corrigido}$ (dias)	13,12
$t_{0,T}$ (dias)	8,02
$T(\Delta t_i)$ (°C)	23,00
Δt_i (dias)	7,00
α	1,00
$\beta_c(t, t_0)$	1,00
T (dias)	∞
t_0 (dias)	7,00
β_H	911,81
α_3	0,90
$E_{c, eff}$ (GPa)	11,23
E_{cm} (GPa)	34,00

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

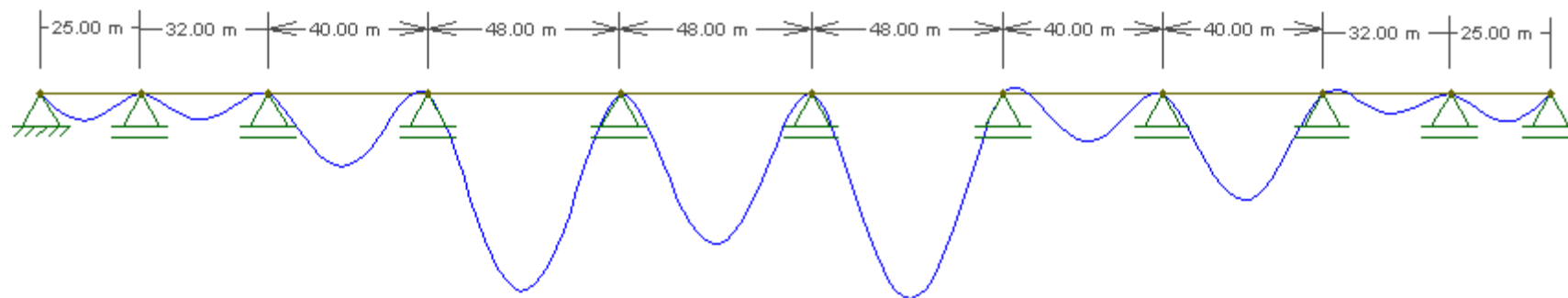


Fig A3. 3 - Configuração das flechas provocadas pelas ações permanentes considerando os efeitos de fluência

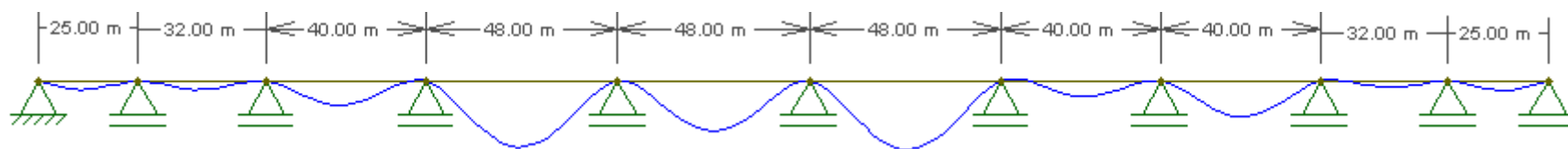


Fig A3. 4 - Configuração das flechas provocadas pelas ações permanentes sem a consideração dos efeitos de fluência

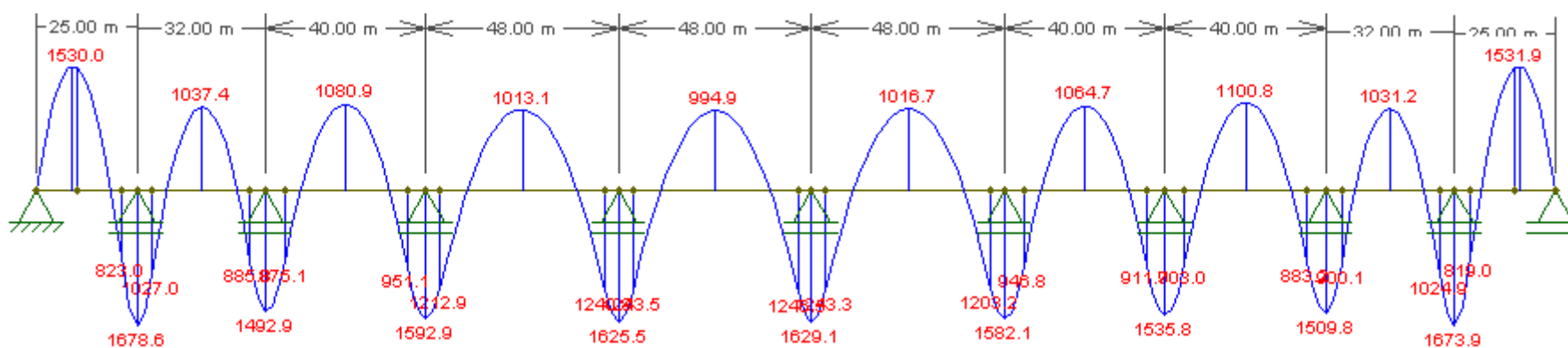


Fig A3. 5- Diagrama de momentos devido à ação de pré-esforço ($t = 0$ e $t = \infty$)

Tabela A3. 2– Cálculo do traçado do cabo de pré-esforço

Designação	x (m)	Posição do eixo em x (m)	y (x)	a	y'' (x)	q (x)	R	y' (x) = α																																																																																																																																																																																																								
Parábola 1	0,000	10,000	1,920	0,019	0,038	38,399	26,043	0,384																																																																																																																																																																																																								
	10,000		0,000						Parábola 2	10,000	10,000	0,000	0,016	0,032	31,795	31,452		21,000	1,924	Parábola 3	21,000	25,000	0,699	0,044	0,087	87,436	11,437		25,000	0,000	Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,043	0,085	85,387	11,711		28,840	0,630	Parábola 5	28,840	41,000	1,994	0,013	0,027	26,964	37,086		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,013	0,027	26,964	37,086		53,160	1,994	Parábola 4	53,160	57,000	0,630	0,043	0,085	85,387	11,711		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,027	0,055	54,647	18,299		61,800	0,630	Parábola 7	61,800	77,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947		92,200	1,994	Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000
Parábola 2	10,000	10,000	0,000	0,016	0,032	31,795	31,452																																																																																																																																																																																																									
	21,000		1,924						Parábola 3	21,000	25,000	0,699	0,044	0,087	87,436	11,437		25,000	0,000	Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,043	0,085	85,387	11,711		28,840	0,630	Parábola 5	28,840	41,000	1,994	0,013	0,027	26,964	37,086		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,013	0,027	26,964	37,086		53,160	1,994	Parábola 4	53,160	57,000	0,630	0,043	0,085	85,387	11,711		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,027	0,055	54,647	18,299		61,800	0,630	Parábola 7	61,800	77,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947		92,200	1,994	Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012					
Parábola 3	21,000	25,000	0,699	0,044	0,087	87,436	11,437																																																																																																																																																																																																									
	25,000		0,000						Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,043	0,085	85,387	11,711		28,840	0,630	Parábola 5	28,840	41,000	1,994	0,013	0,027	26,964	37,086		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,013	0,027	26,964	37,086		53,160	1,994	Parábola 4	53,160	57,000	0,630	0,043	0,085	85,387	11,711		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,027	0,055	54,647	18,299		61,800	0,630	Parábola 7	61,800	77,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947		92,200	1,994	Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																
Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,043	0,085	85,387	11,711																																																																																																																																																																																																									
	28,840		0,630						Parábola 5	28,840	41,000	1,994	0,013	0,027	26,964	37,086		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,013	0,027	26,964	37,086		53,160	1,994	Parábola 4	53,160	57,000	0,630	0,043	0,085	85,387	11,711		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,027	0,055	54,647	18,299		61,800	0,630	Parábola 7	61,800	77,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947		92,200	1,994	Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																											
Parábola 5	28,840	41,000	1,994	0,013	0,027	26,964	37,086																																																																																																																																																																																																									
	41,000		0,000						Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,013	0,027	26,964	37,086		53,160	1,994	Parábola 4	53,160	57,000	0,630	0,043	0,085	85,387	11,711		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,027	0,055	54,647	18,299		61,800	0,630	Parábola 7	61,800	77,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947		92,200	1,994	Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																						
Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,013	0,027	26,964	37,086																																																																																																																																																																																																									
	53,160		1,994						Parábola 4	53,160	57,000	0,630	0,043	0,085	85,387	11,711		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,027	0,055	54,647	18,299		61,800	0,630	Parábola 7	61,800	77,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947		92,200	1,994	Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																	
Parábola 4	53,160	57,000	0,630	0,043	0,085	85,387	11,711																																																																																																																																																																																																									
	57,000		0,000						Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,027	0,055	54,647	18,299		61,800	0,630	Parábola 7	61,800	77,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947		92,200	1,994	Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																												
Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,027	0,055	54,647	18,299																																																																																																																																																																																																									
	61,800		0,630						Parábola 7	61,800	77,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947		92,200	1,994	Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																							
Parábola 7	61,800	77,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947																																																																																																																																																																																																									
	77,000		0,000						Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947		92,200	1,994	Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																		
Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947																																																																																																																																																																																																									
	92,200		1,994						Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																													
Parábola 6	92,200	97,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299																																																																																																																																																																																																									
	97,000		0,000						Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		100,500	0,383	Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																								
Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																																																																																									
	100,500		0,383						Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																			
Parábola 9	100,500	121,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783																																																																																																																																																																																																									
	121,000		0,000						Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		141,500	2,241	Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																														
Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783																																																																																																																																																																																																									
	141,500		2,241						Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																									
Parábola 8	141,500	145,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																																																																																									
	145,000		0,000						Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012		148,500	0,383	Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																																				
Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																																																																																									
	148,500		0,383						Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																																															
Parábola 9	148,500	169,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783																																																																																																																																																																																																									
	169,000		0,000						Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783		189,500	2,241	Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																																																										
Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783																																																																																																																																																																																																									
	189,500		2,241						Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																																																																					
Parábola 8	189,500	193,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																																																																																									
	193,000		0,000						Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																																																																																
Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,031	0,062	62,454	16,012																																																																																																																																																																																																									

	196,500		0,383				
Parábola 9	196,500	217,000	2,241	0,005	0,011	10,663	93,783
	217,000		0,000				
Parábola 9	217,000	217,000	0,000	0,005	0,011	10,663	93,783
	237,500		2,241				
Parábola 8	237,500	241,000	0,383	0,031	0,062	62,454	16,012
	241,000		0,000				
Parábola 6	241,000	241,000	0,000	0,027	0,055	54,647	18,299
	245,800		0,630				
Parábola 7	245,800	261,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947
	261,000		0,000				
Parábola 7	261,000	261,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947
	276,200		1,994				
Parábola 6	276,200	281,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299
	281,000		0,000				
Parábola 6	281,000	281,000	0,000	0,027	0,055	54,647	18,299
	285,800		0,630				
Parábola 7	285,800	301,000	1,994	0,009	0,017	17,257	57,947
	301,000		0,000				
Parábola 7	301,000	301,000	0,000	0,009	0,017	17,257	57,947
	316,200		1,994				
Parábola 6	316,200	321,000	0,630	0,027	0,055	54,647	18,299
	321,000		0,000				
Parábola 4	321,000	321,000	0,000	0,043	0,085	85,387	11,711
	324,840		0,630				
Parábola 5	324,840	337,000	1,994	0,013	0,027	26,964	37,086
	337,000		0,000				
Parábola 5	337,000	337,000	0,000	0,013	0,027	26,964	37,086
	349,160		1,994				
Parábola 4	349,160	353,000	0,630	0,043	0,085	85,387	11,711
	353,000		0,000				
Parábola 3	353,000	353,000	0,699	0,044	0,087	87,436	11,437
	357,000		0,000				
Parábola 2	357,000	368,000	0,000	0,016	0,032	31,795	31,452
	368,000		1,924				
Parábola 1	368,000	368,000	1,920	0,019	0,038	38,399	26,043
	378,000		0,000				

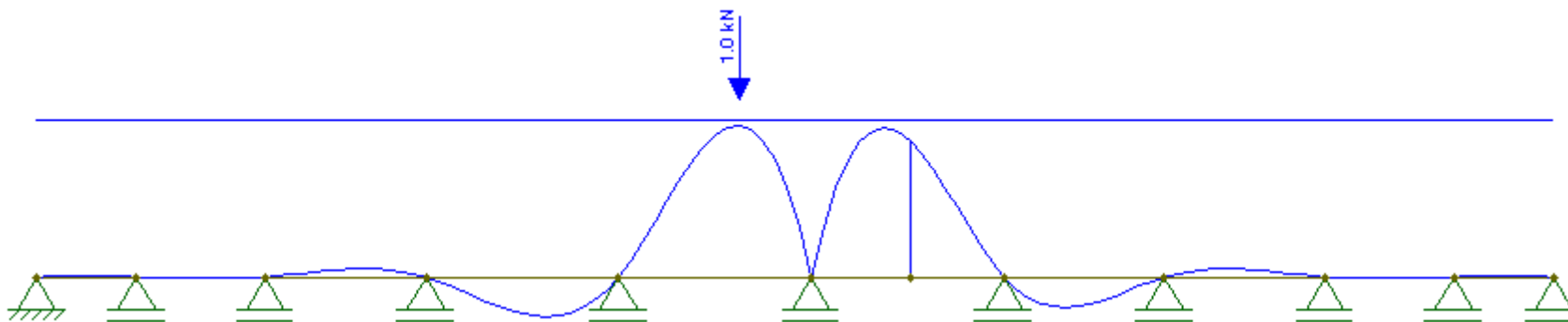


Fig A3. 6- Linha de influência para a secção com momentos negativos mais desfavorável

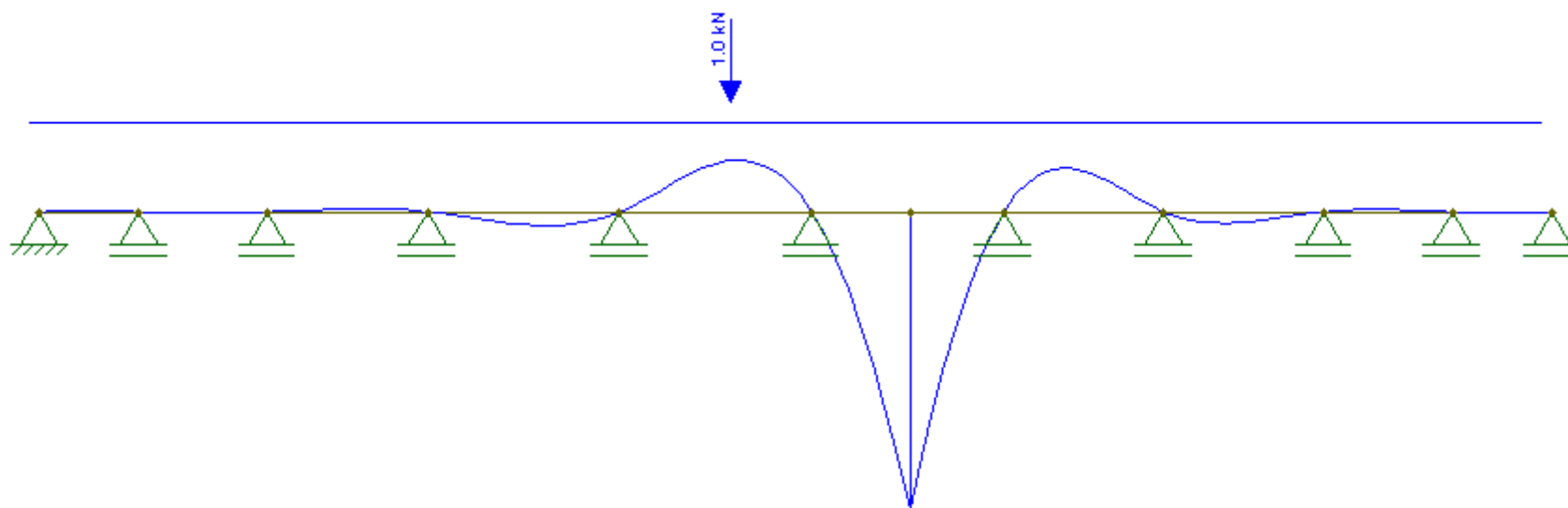


Fig A3. 7- Linha de influência para a secção com momentos positivos mais desfavorável

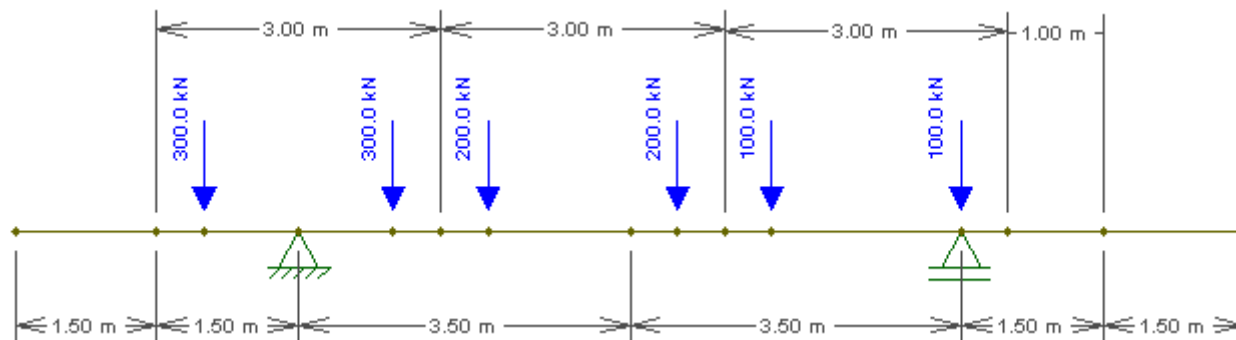


Fig A3. 8– Aplicação das cargas concentradas em perfil transversal relativas ao LM1

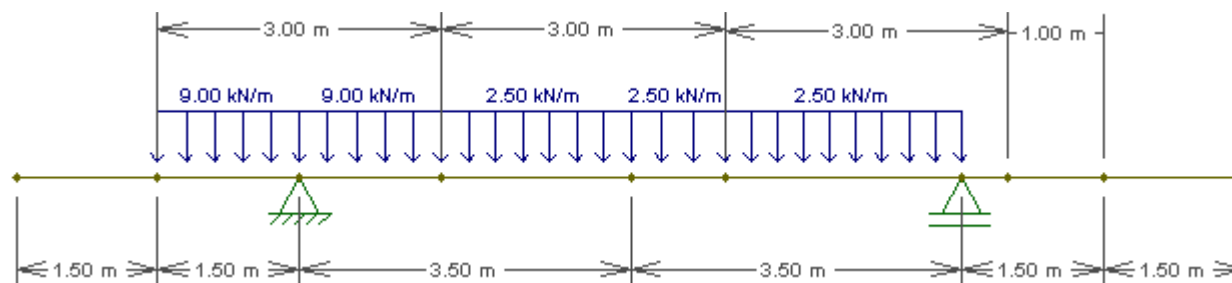


Fig A3. 9 – Aplicação das cargas distribuídas em perfil transversal relativas ao LM1

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

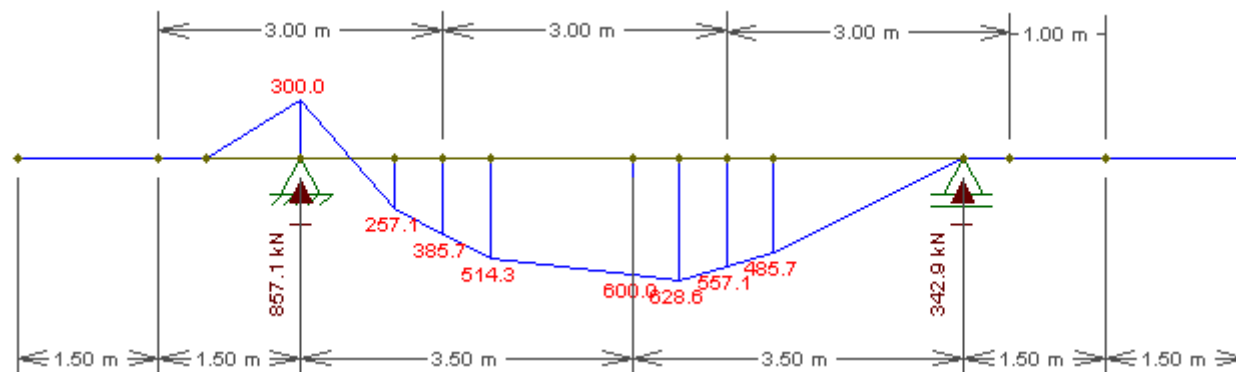


Fig A3. 10- Diagrama de momentos devido à aplicação da carga concentrada em perfil transversal relativa ao LM1 e reacções nas vigas

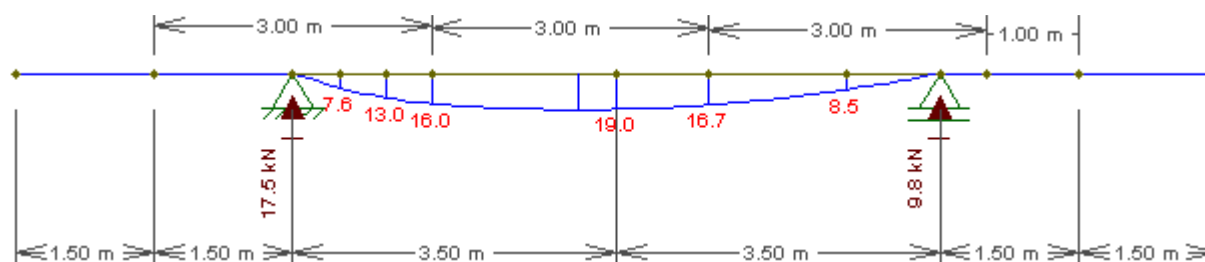


Fig A3. 11- Diagrama de momentos devido à aplicação da carga distribuída em perfil transversal relativa ao LM1 e reacções nas vigas

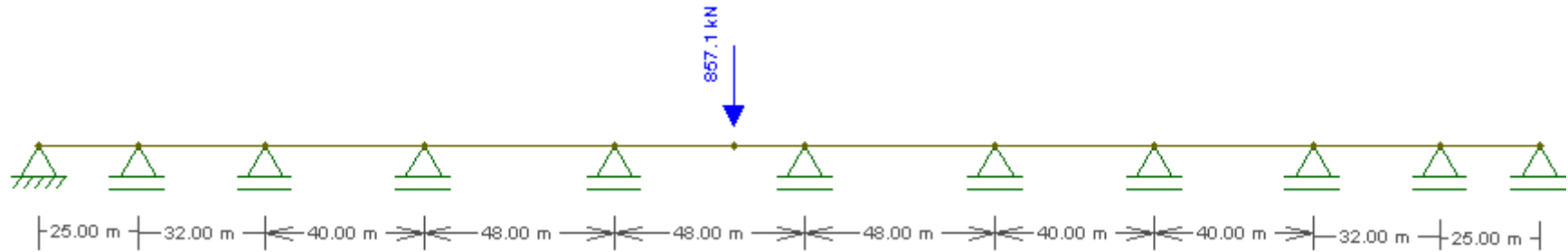


Fig A3. 12- Aplicação da carga concentrada em perfil longitudinal relativas ao LM1 para momentos negativos

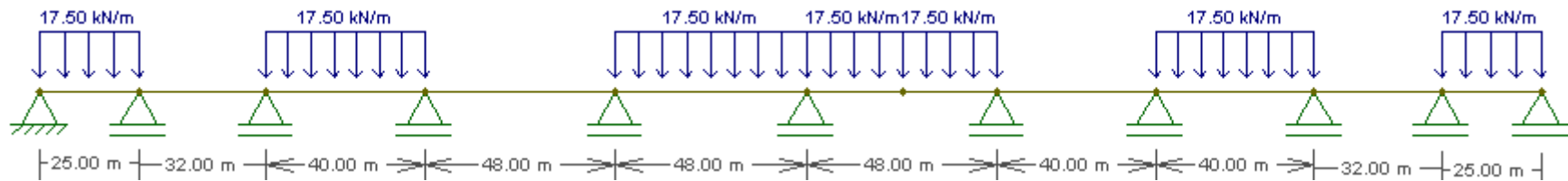


Fig A3. 13- Aplicação das cargas distribuídas em perfil longitudinal relativas ao LM1 para momentos negativos

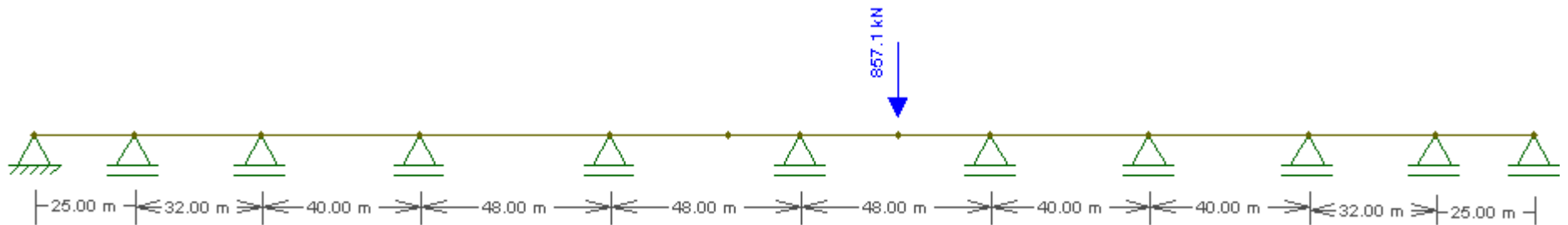


Fig A3. 14- Aplicação da carga concentrada em perfil longitudinal relativa ao LM1 para momentos positivos

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

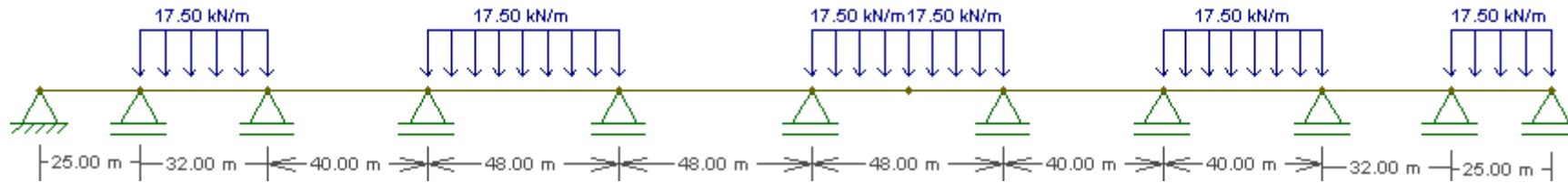


Fig A3. 15- Aplicação da carga distribuída em perfil longitudinal relativas ao LM1 para momentos positivos

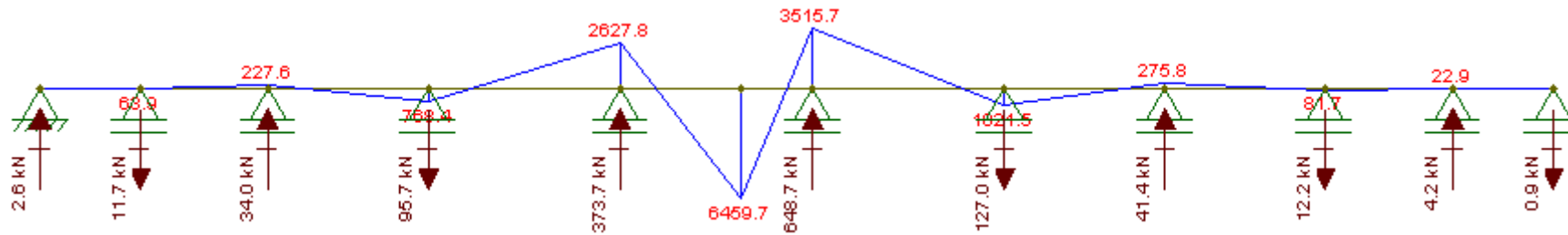


Fig A3. 16– Diagrama de momentos devido à aplicação da carga concentrada, para a secção de momentos negativos, em perfil longitudinal relativa ao LM1



Fig A3. 17- Diagrama de momentos devido à aplicação da carga distribuída, para a secção de momentos negativos, em perfil longitudinal relativas ao LM1

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

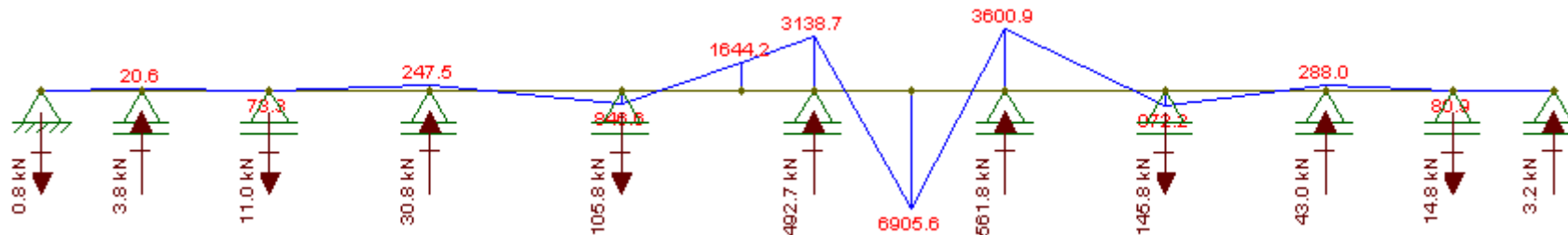


Fig A3. 18- Diagrama de momentos devido à aplicação das cargas concentradas, para a secção de momentos positivos, em perfil longitudinal relativas ao LM1

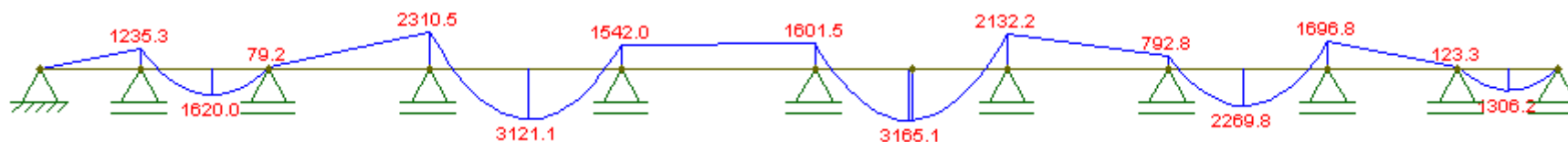


Fig A3. 19 - Diagrama de momentos devido à aplicação das cargas distribuídas, para a secção de momentos positivos, em perfil longitudinal relativas ao LM1

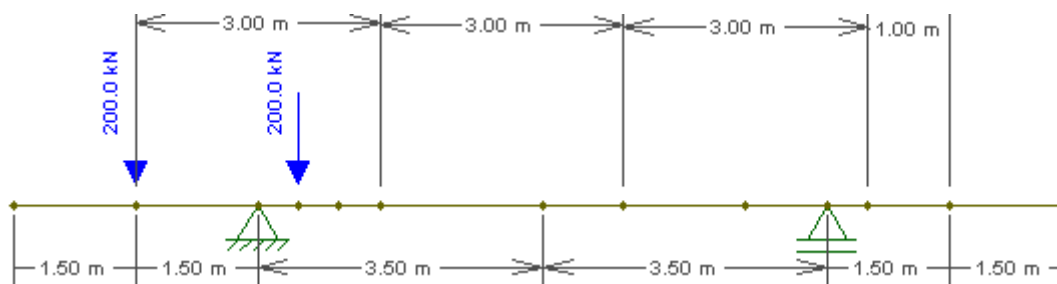


Fig A3. 20- Aplicação da carga concentrada em perfil transversal relativa ao LM2

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

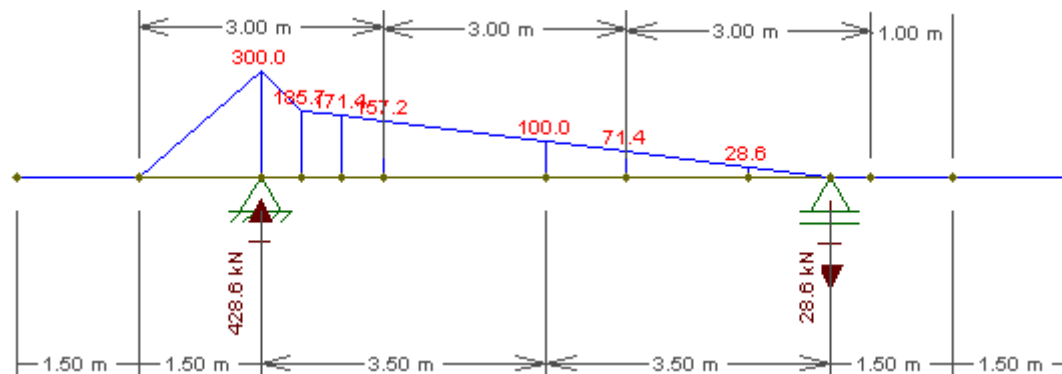


Fig A3. 21– Diagrama de momentos devido à aplicação da carga concentrada em perfil transversal relativa ao LM2 e reacções nas vigas

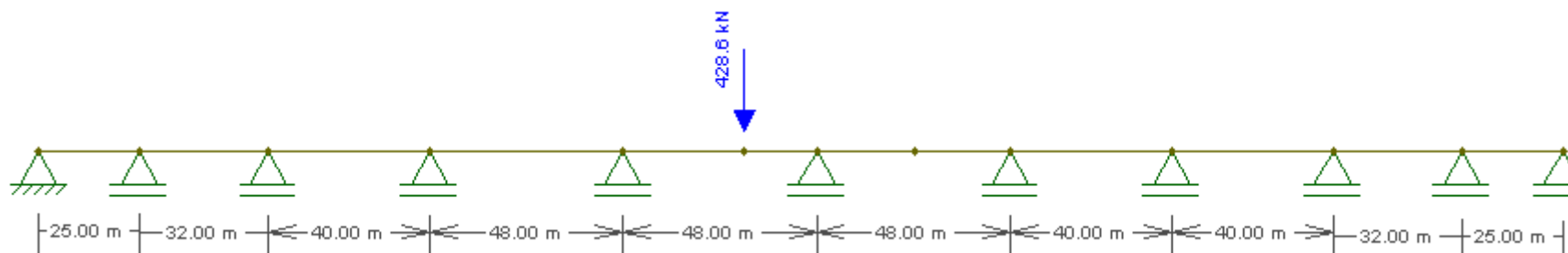


Fig A3. 22 - Aplicação das cargas concentradas em perfil longitudinal relativas ao LM2 para momentos negativos

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

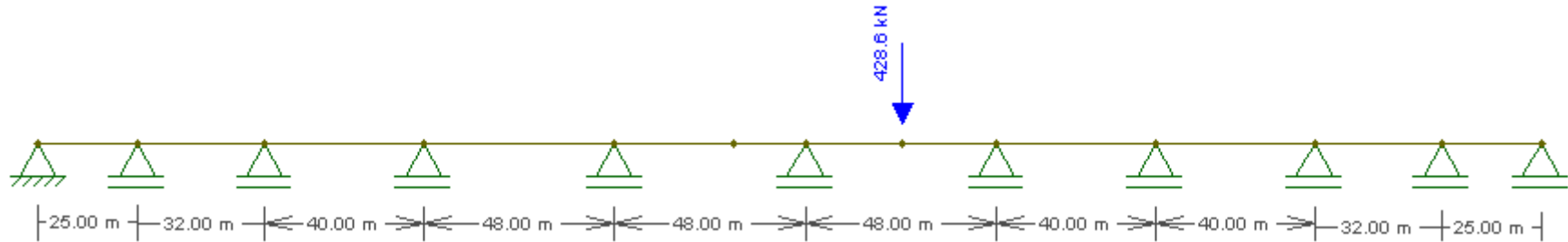


Fig A3. 23- Aplicação das cargas concentradas em perfil longitudinal relativas ao LM2 para momentos positivos

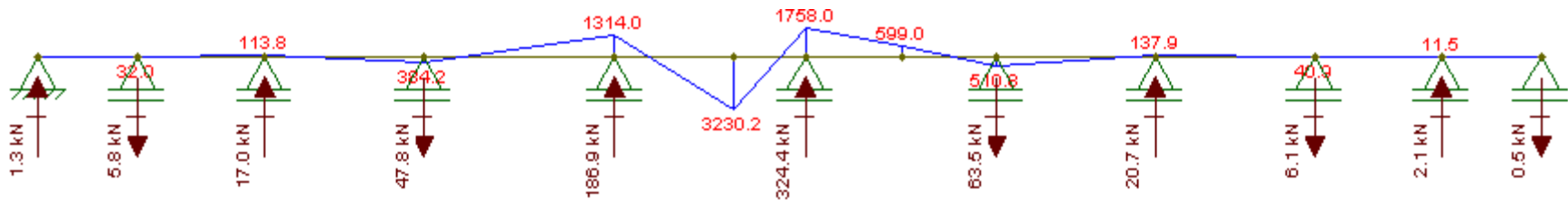


Fig A3. 24- Diagrama de momentos devido à aplicação das cargas concentradas, para a secção de momentos negativos, em perfil longitudinal relativas ao LM2



Fig A3. 25- Diagrama de momentos devido à aplicação das cargas concentradas, para a secção de momentos positivos, em perfil longitudinal relativas ao LM2

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

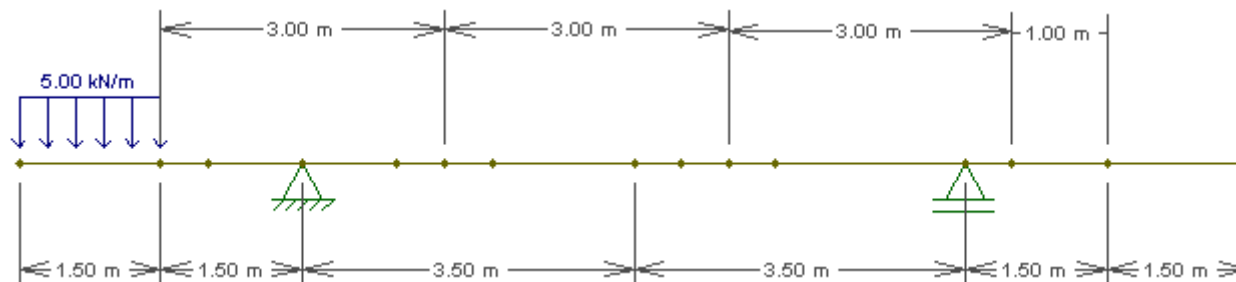


Fig A3. 26- Aplicação da carga distribuída em perfil transversal relativa à sobrecarga no passeio

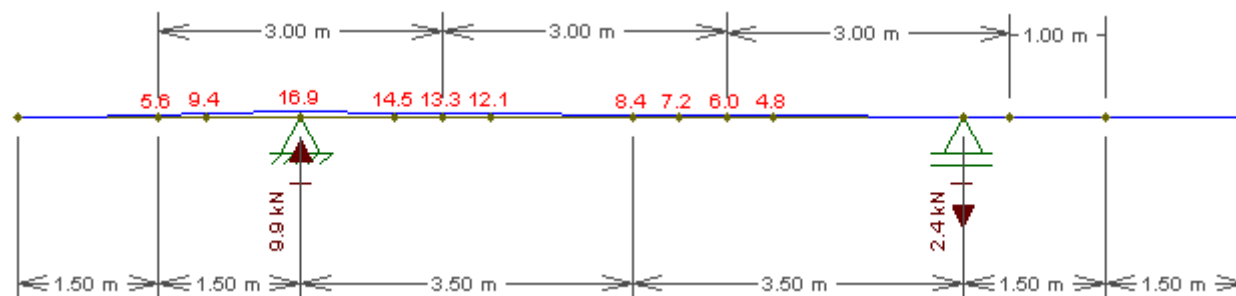


Fig A3. 27- Diagrama de momentos devido à aplicação da carga distribuída em perfil transversal relativa à sobrecarga no passeio e reacções nas vigas

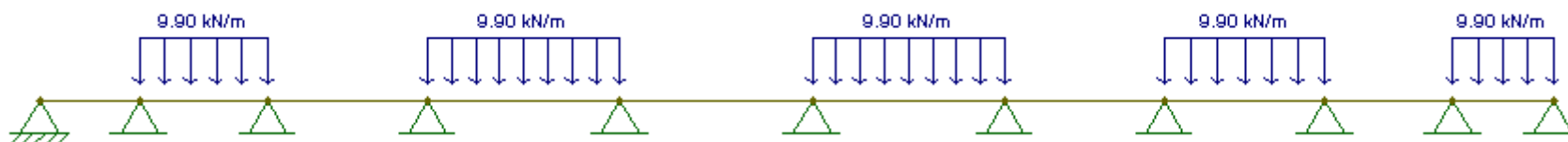


Fig A3. 28- Aplicação das cargas distribuídas em perfil longitudinal relativas à sobrecarga no passeio para momentos positivos

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

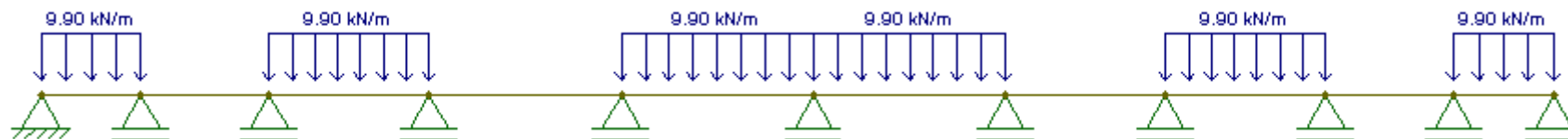


Fig A3. 29- Aplicação das cargas distribuídas em perfil longitudinal relativas à sobrecarga no passeio para momentos negativos

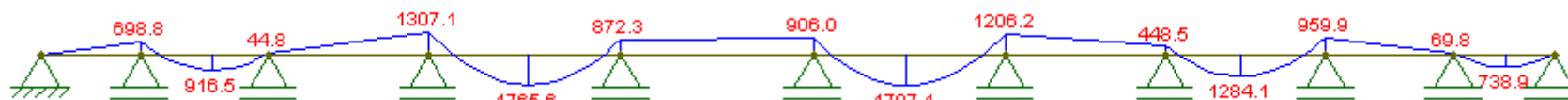


Fig A3. 30- Diagrama de momentos devido à aplicação da carga distribuída, para a secção de momentos positivos, em perfil longitudinal relativa à sobrecarga no passeio



Fig A3. 31 – Diagrama de momentos devido à aplicação da carga distribuída, para a secção de momentos negativos, em perfil longitudinal relativa à sobrecarga no passeio

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

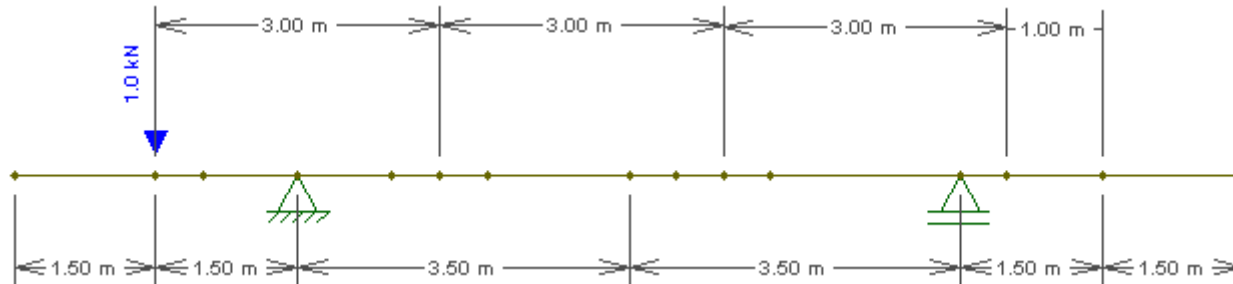


Fig A3. 32- Aplicação da carga concentrada em perfil transversal relativa à sobrecarga no parapeito

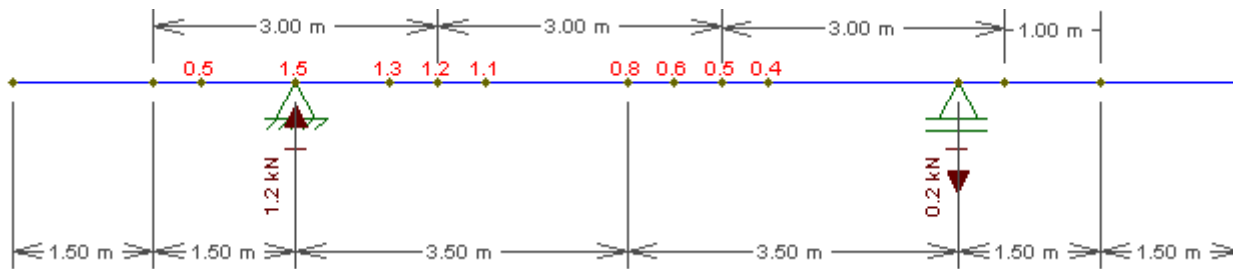


Fig A3. 33- Diagrama de momentos devido à aplicação da carga concentrada em perfil transversal relativa à sobrecarga no parapeito e reacções nas vigas

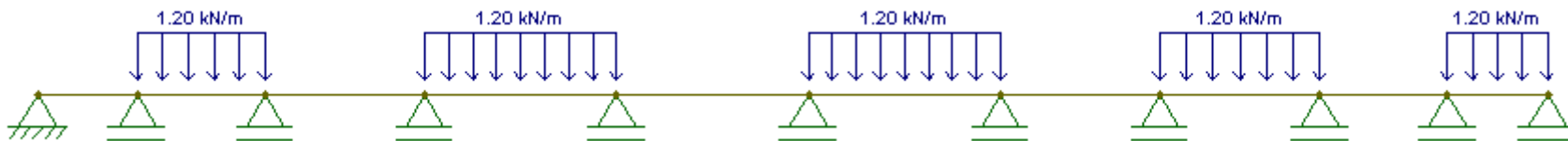


Fig A3. 34- Aplicação das cargas distribuídas em perfil longitudinal relativas à sobrecarga no parapeito para momentos positivos

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

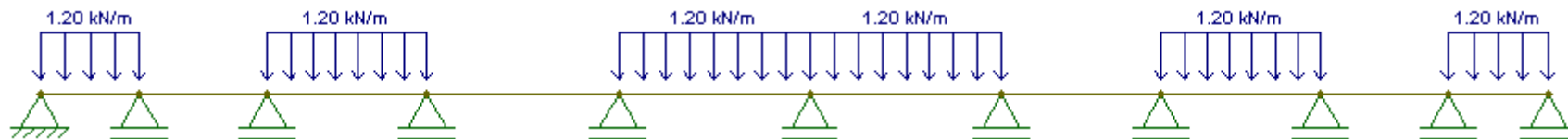


Fig A3. 35 - Aplicação das cargas distribuídas em perfil longitudinal relativas à sobrecarga no parapeito para momentos negativos

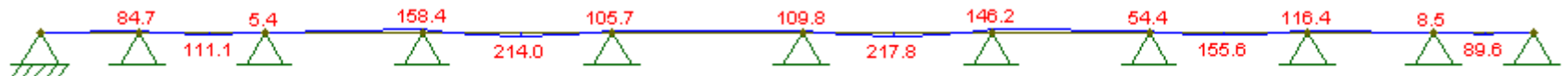


Fig A3. 36- Diagrama de momentos devido à aplicação da carga distribuída, para a secção de momentos positivos, em perfil longitudinal relativa à sobrecarga no parapeito



Fig A3. 37- Diagrama de momentos devido à aplicação da carga distribuída, para a secção de momentos negativos, em perfil longitudinal relativa à sobrecarga no parapeito

Tabela A3. 3– Tabela de cálculo da acção do vento na direcção z

$F_{w,z}$ (kN/m)	12,92
q_b (Pa)	330,63
ρ (kg/m ³)	1,25
$v_b = v_{b,0}$ (m/s)	23,00
C	3,01
$C_e(z)$	3,34
$q_p(z)$ (Pa)	1104,52
$I_v(z)$	0,15
σ_v	4,37
k_r	0,19
z_0 (m)	0,05
z (m)	42,14
k_l	1,00
$v_m(z)$ (m/s)	29,44
$c_r(z)$	1,28
$c_0(z)$	1,00
$c_{f,x}$	0,90
$A_{ref,x}$ (m ²)	13,00

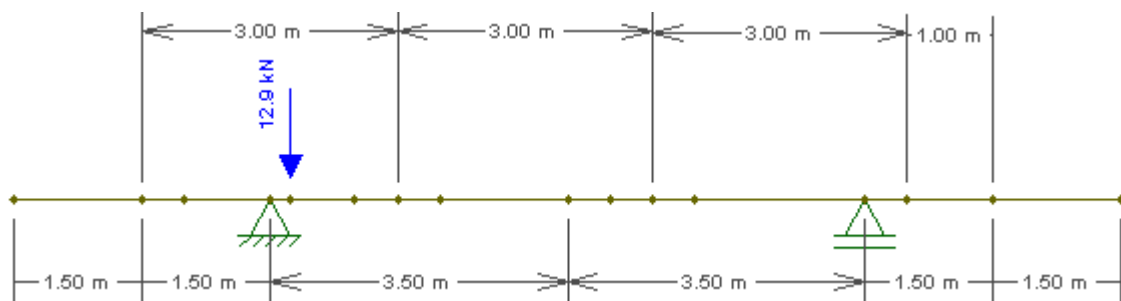


Fig A3. 38– Aplicação da acção do vento na direcção z

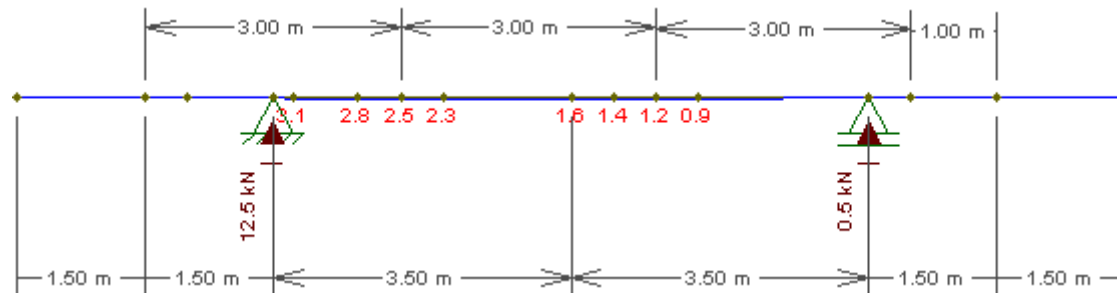


Fig A3. 39- Diagrama de momentos devido à aplicação da carga concentrada em perfil transversal relativa à acção do vento e reacções nas vigas

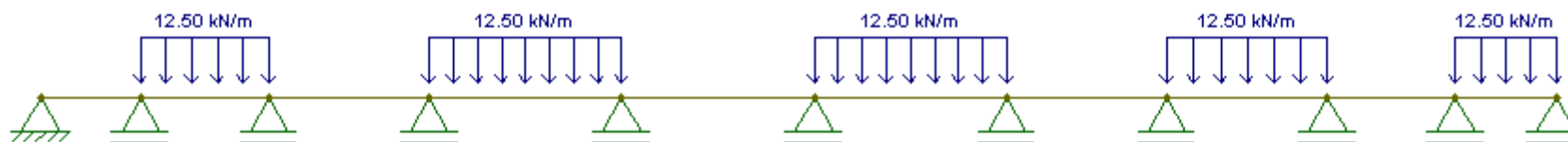


Fig A3. 40- Aplicação das cargas distribuídas em perfil longitudinal relativas ao vento a actuar verticalmente para momentos positivos

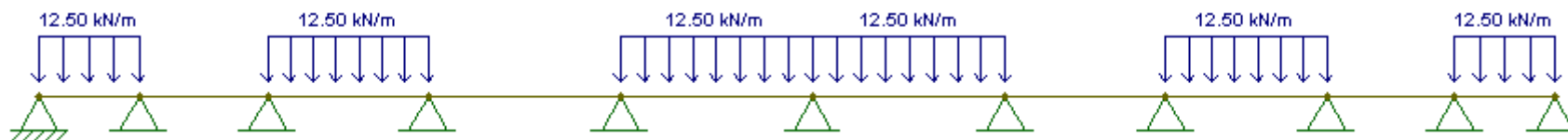


Fig A3. 41- Aplicação das cargas distribuídas em perfil longitudinal relativas ao vento a actuar verticalmente para momentos negativos

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

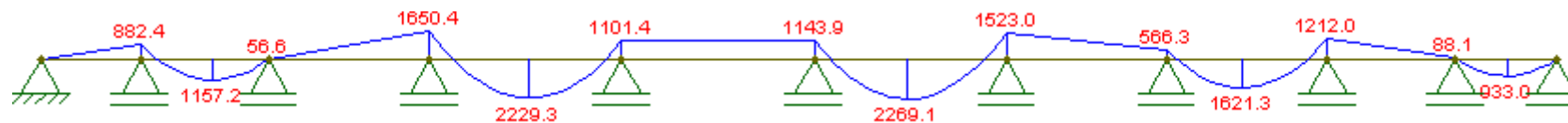


Fig A3. 42 - Diagrama de momentos devido à aplicação da carga distribuída, para a secção de momentos positivos, em perfil longitudinal relativa à acção do vento em z



Fig A3. 43- Diagrama de momentos devido à aplicação da carga distribuída, para a secção de momentos negativos, em perfil longitudinal relativa à acção do vento em z

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 2 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

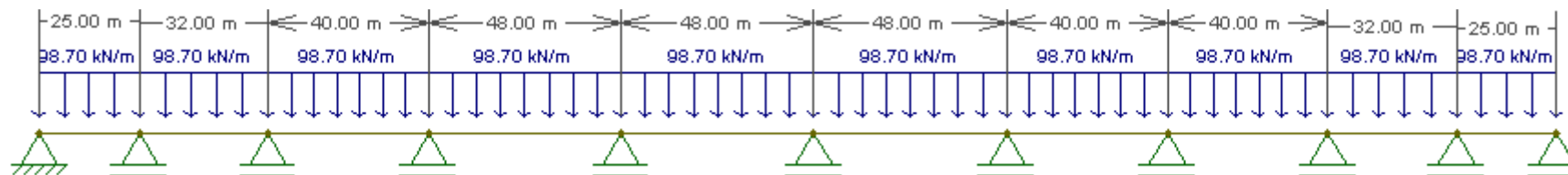


Fig A3. 44– Modelo de aplicação das cargas permanentes, em perfil longitudinal

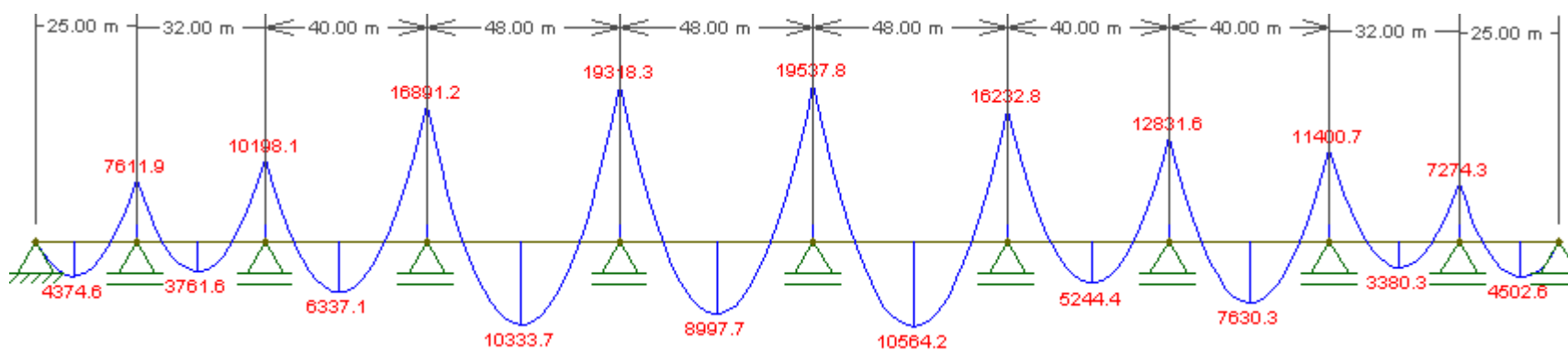


Fig A3. 45– Diagrama de momentos devido à aplicação das cargas permanentes em perfil longitudinal

Tabela A3. 4– Cálculo da fluência

$\varphi(t, t_0)$	2,04								
	φ_0	2,04							
		φ_{RH}	1,41						
			RH (%)	60,00					
			h_0 (mm)	404,029					
				A_c (mm ²)	7000000,00				
				u (mm)	34646,00				
			α_1	0,87					
			α_2	0,96					
				f_{cm} (MPa)	43,00				
		$\beta(f_{cm})$	2,56						
		$\beta(t_0)$	0,56						
			$t_{0, corrigido}$ (dias)	13,12					
				$t_{0,T}$ (dias)	8,02				
					$T(\Delta t_i)$ (°C)	23,00			
					Δt_i (dias)	7,00			
					α	1,00			
	$\beta_c(t, t_0)$	1,00							
			T (dias)	∞					
			t_0 (dias)	7,00					
			β_H	808,04					
				α_3	0,90				
$E_{c,eff}$ (GPa)	11,20								
	E_{cm} (GPa)	34,00							

Tabela A3. 5– Cálculo do traçado do pré-esforço

Designação	x (m)	Posição do eixo em x (m)	y (x)	a	y'' (x)	q (x)	R	y' (x) = α																																																																																																																																																																																																								
Parábola 1	0,000	10,000	1,597	0,016	0,032	31,938	31,310	0,319																																																																																																																																																																																																								
	10,000		0,000						Parábola 2	10,000	10,000	0,000	0,013	0,026	25,734	38,859		21,000	1,557	Parábola 3	21,000	25,000	0,566	0,035	0,071	70,769	14,130		25,000	0,000	Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,035	0,069	69,111	14,470		28,840	0,510	Parábola 5	28,840	41,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820		53,160	1,614	Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000
Parábola 2	10,000	10,000	0,000	0,013	0,026	25,734	38,859																																																																																																																																																																																																									
	21,000		1,557						Parábola 3	21,000	25,000	0,566	0,035	0,071	70,769	14,130		25,000	0,000	Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,035	0,069	69,111	14,470		28,840	0,510	Parábola 5	28,840	41,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820		53,160	1,614	Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783					
Parábola 3	21,000	25,000	0,566	0,035	0,071	70,769	14,130																																																																																																																																																																																																									
	25,000		0,000						Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,035	0,069	69,111	14,470		28,840	0,510	Parábola 5	28,840	41,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820		53,160	1,614	Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																
Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,035	0,069	69,111	14,470																																																																																																																																																																																																									
	28,840		0,510						Parábola 5	28,840	41,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820		53,160	1,614	Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																											
Parábola 5	28,840	41,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820																																																																																																																																																																																																									
	41,000		0,000						Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820		53,160	1,614	Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																						
Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820																																																																																																																																																																																																									
	53,160		1,614						Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																	
Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470																																																																																																																																																																																																									
	57,000		0,000						Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																												
Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609																																																																																																																																																																																																									
	61,800		0,510						Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																							
Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594																																																																																																																																																																																																									
	77,000		0,000						Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																		
Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594																																																																																																																																																																																																									
	92,200		1,614						Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																													
Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609																																																																																																																																																																																																									
	97,000		0,000						Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																								
Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																									
	100,500		0,310						Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																			
Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870																																																																																																																																																																																																									
	121,000		0,000						Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																														
Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870																																																																																																																																																																																																									
	141,500		1,813						Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																									
Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																									
	145,000		0,000						Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																				
Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																									
	148,500		0,310						Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																															
Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870																																																																																																																																																																																																									
	169,000		0,000						Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																										
Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870																																																																																																																																																																																																									
	189,500		1,813						Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																					
Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																									
	193,000		0,000						Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																
Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																									

	196,500		0,310				
Parábola 9	196,500	217,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870
	217,000		0,000				
Parábola 9	217,000	217,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870
	237,500		1,813				
Parábola 8	237,500	241,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783
	241,000		0,000				
Parábola 6	241,000	241,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609
	245,800		0,510				
Parábola 7	245,800	261,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594
	261,000		0,000				
Parábola 7	261,000	261,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594
	276,200		1,614				
Parábola 6	276,200	281,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609
	281,000		0,000				
Parábola 6	281,000	281,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609
	285,800		0,510				
Parábola 7	285,800	301,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594
	301,000		0,000				
Parábola 7	301,000	301,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594
	316,200		1,614				
Parábola 6	316,200	321,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609
	321,000		0,000				
Parábola 4	321,000	321,000	0,000	0,035	0,069	69,111	14,470
	324,840		0,510				
Parábola 5	324,840	337,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820
	337,000		0,000				
Parábola 5	337,000	337,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820
	349,160		1,614				
Parábola 4	349,160	353,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470
	353,000		0,000				
Parábola 3	353,000	353,000	0,566	0,035	0,071	70,769	14,130
	357,000		0,000				
Parábola 2	357,000	368,000	0,000	0,013	0,026	25,734	38,859
	368,000		1,557				
Parábola 1	368,000	368,000	1,597	0,016	0,032	31,938	31,310
	378,000		0,000				

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 2 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

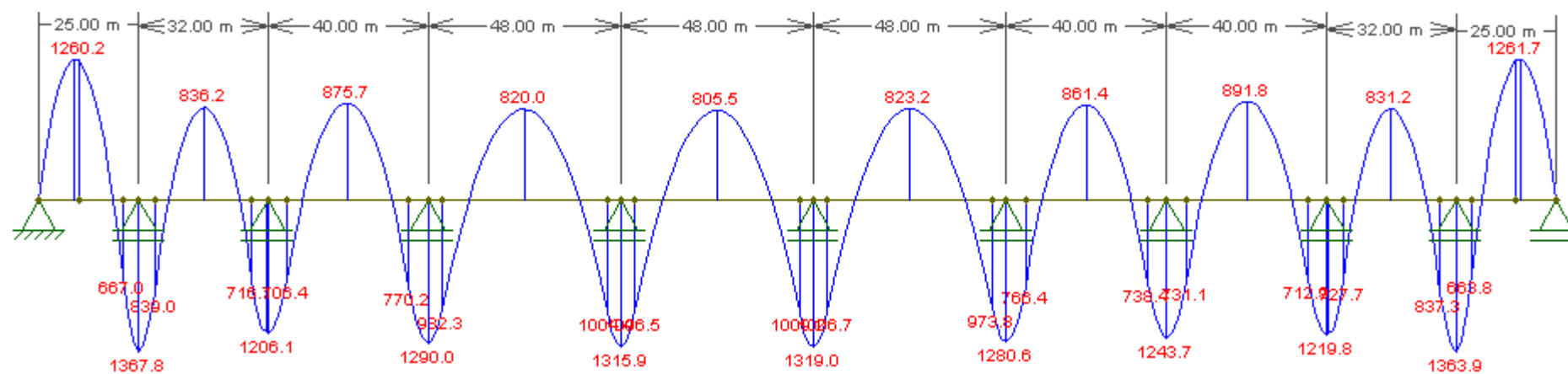


Fig A3. 46 – Diagrama de esforço devido às acções equivalentes do pré-esforço

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 3 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

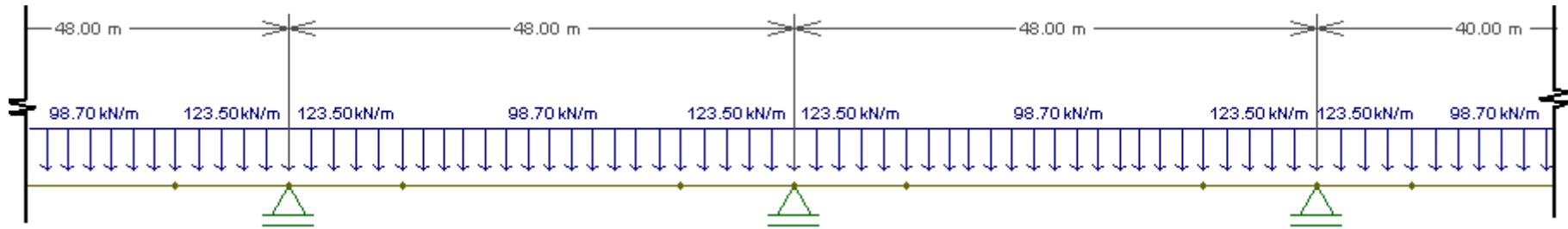


Fig A3. 47– Aplicação das cargas permanentes no troço do perfil longitudinal

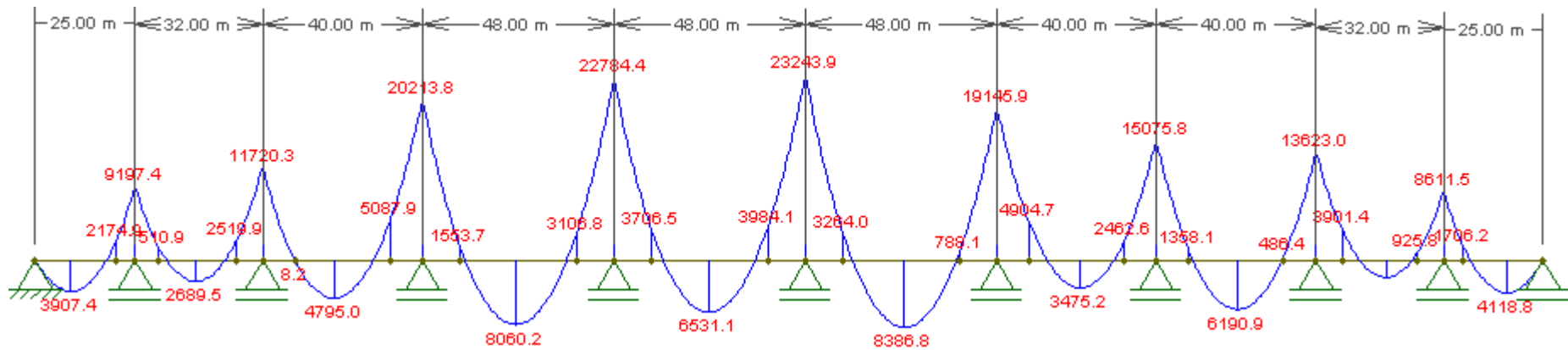


Fig A3. 48 - Diagrama de momentos devido às cargas permanentes para t = 0

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 3 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

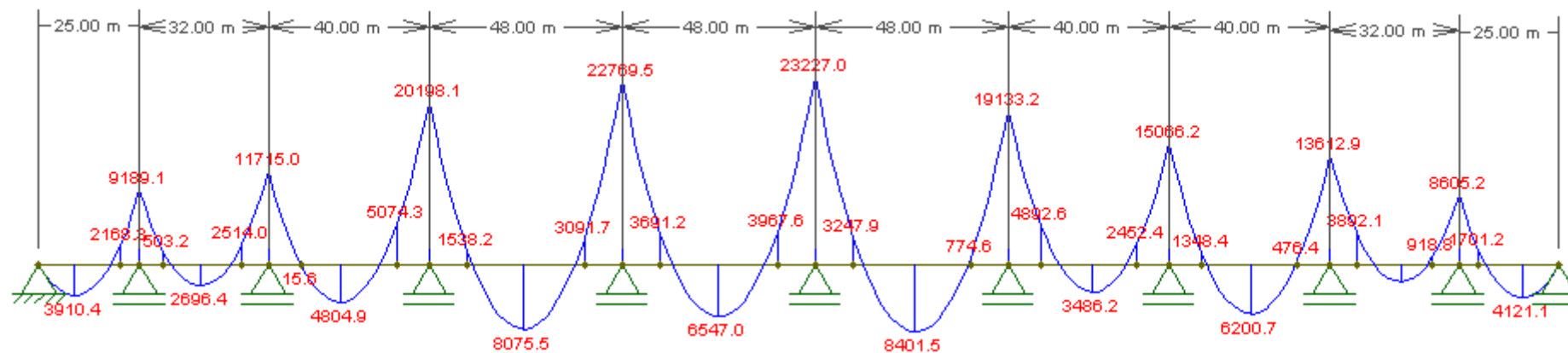


Fig A3. 49– Diagrama de momentos devido às cargas permanentes para $t = \infty$

Tabela A3. 6– Cálculo da fluência para momentos positivos

$\varphi(t, t_0)$	2,04
φ_0	2,04
φ_{RH}	1,41
RH (%)	60,00
h_0 (mm)	404,029
A_c (mm ²)	3499500,00
u (mm)	17323,00
α_1	0,87
α_2	0,96
f_{cm} (MPa)	43,00
$\beta(f_{cm})$	2,56
$\beta(t_0)$	0,56
$t_{0, corrigido}$ (dias)	13,12
$t_{0, T}$ (dias)	8,02
$T(\Delta t_i)$ (°C)	23,00
Δt_i (dias)	7,00
α	1,00
$\beta_c(t, t_0)$	1,00
T (dias)	∞
t_0 (dias)	7,00
β_H	833,23
α_3	0,90
$E_{c, eff}$ (GPa)	11,20
E_{cm} (GPa)	34,00

Tabela A3. 7– Cálculo da fluência para momentos negativos

$\varphi(t, t_0)$	2,05
φ_0	2,05
φ_{RH}	1,42
RH (%)	60,00
h_0 (mm)	375,33
A_c (mm ²)	4489500,00
u (mm)	23923,00
α_1	0,87
α_2	0,96
f_{cm} (MPa)	43,00
$\beta(f_{cm})$	2,56
$\beta(t_0)$	0,56
$t_{0, corrigido}$ (dias)	13,12
$t_{0, T}$ (dias)	8,02
$T(\Delta t_i)$ (°C)	23,00
Δt_i (dias)	7,00
α	1,00
$\beta_c(t, t_0)$	1,00
T (dias)	∞
t_0 (dias)	7,00
β_H	790,06
α_3	0,90
$E_{c, eff}$ (GPa)	11,14
E_{cm} (GPa)	34,00

Tabela A3. 8– Cálculo das acções equivalentes de pré-esforço

Designação	x (m)	Posição do eixo em x (m)	y (x)	a	y'' (x)	q (x)	R	y' (x) = α																																																																																																																																																																																																								
Parábola 1	0,000	10,000	1,597	0,016	0,032	31,938	31,310	0,319																																																																																																																																																																																																								
	10,000		0,000						Parábola 2	10,000	10,000	0,000	0,013	0,026	25,734	38,859		21,000	1,557	Parábola 3	21,000	25,000	0,566	0,035	0,071	70,769	14,130		25,000	0,000	Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,035	0,069	69,111	14,470		28,840	0,510	Parábola 5	28,840	41,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820		53,160	1,614	Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000
Parábola 2	10,000	10,000	0,000	0,013	0,026	25,734	38,859																																																																																																																																																																																																									
	21,000		1,557						Parábola 3	21,000	25,000	0,566	0,035	0,071	70,769	14,130		25,000	0,000	Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,035	0,069	69,111	14,470		28,840	0,510	Parábola 5	28,840	41,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820		53,160	1,614	Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783					
Parábola 3	21,000	25,000	0,566	0,035	0,071	70,769	14,130																																																																																																																																																																																																									
	25,000		0,000						Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,035	0,069	69,111	14,470		28,840	0,510	Parábola 5	28,840	41,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820		53,160	1,614	Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																
Parábola 4	25,000	25,000	0,000	0,035	0,069	69,111	14,470																																																																																																																																																																																																									
	28,840		0,510						Parábola 5	28,840	41,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820		41,000	0,000	Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820		53,160	1,614	Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																											
Parábola 5	28,840	41,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820																																																																																																																																																																																																									
	41,000		0,000						Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820		53,160	1,614	Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																						
Parábola 5	41,000	41,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820																																																																																																																																																																																																									
	53,160		1,614						Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470		57,000	0,000	Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																	
Parábola 4	53,160	57,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470																																																																																																																																																																																																									
	57,000		0,000						Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609		61,800	0,510	Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																												
Parábola 6	57,000	57,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609																																																																																																																																																																																																									
	61,800		0,510						Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594		77,000	0,000	Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																							
Parábola 7	61,800	77,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594																																																																																																																																																																																																									
	77,000		0,000						Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594		92,200	1,614	Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																		
Parábola 7	77,000	77,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594																																																																																																																																																																																																									
	92,200		1,614						Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609		97,000	0,000	Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																													
Parábola 6	92,200	97,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609																																																																																																																																																																																																									
	97,000		0,000						Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		100,500	0,310	Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																								
Parábola 8	97,000	97,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																									
	100,500		0,310						Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		121,000	0,000	Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																			
Parábola 9	100,500	121,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870																																																																																																																																																																																																									
	121,000		0,000						Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		141,500	1,813	Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																														
Parábola 9	121,000	121,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870																																																																																																																																																																																																									
	141,500		1,813						Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		145,000	0,000	Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																									
Parábola 8	141,500	145,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																									
	145,000		0,000						Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783		148,500	0,310	Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																				
Parábola 8	145,000	145,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																									
	148,500		0,310						Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870		169,000	0,000	Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																															
Parábola 9	148,500	169,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870																																																																																																																																																																																																									
	169,000		0,000						Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870		189,500	1,813	Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																										
Parábola 9	169,000	169,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870																																																																																																																																																																																																									
	189,500		1,813						Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783		193,000	0,000	Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																					
Parábola 8	189,500	193,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																									
	193,000		0,000						Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																
Parábola 8	193,000	193,000	0,000	0,025	0,051	50,549	19,783																																																																																																																																																																																																									

	196,500		0,310				
Parábola 9	196,500	217,000	1,813	0,004	0,009	8,630	115,870
	217,000		0,000				
Parábola 9	217,000	217,000	0,000	0,004	0,009	8,630	115,870
	237,500		1,813				
Parábola 8	237,500	241,000	0,310	0,025	0,051	50,549	19,783
	241,000		0,000				
Parábola 6	241,000	241,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609
	245,800		0,510				
Parábola 7	245,800	261,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594
	261,000		0,000				
Parábola 7	261,000	261,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594
	276,200		1,614				
Parábola 6	276,200	281,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609
	281,000		0,000				
Parábola 6	281,000	281,000	0,000	0,022	0,044	44,231	22,609
	285,800		0,510				
Parábola 7	285,800	301,000	1,614	0,007	0,014	13,968	71,594
	301,000		0,000				
Parábola 7	301,000	301,000	0,000	0,007	0,014	13,968	71,594
	316,200		1,614				
Parábola 6	316,200	321,000	0,510	0,022	0,044	44,231	22,609
	321,000		0,000				
Parábola 4	321,000	321,000	0,000	0,035	0,069	69,111	14,470
	324,840		0,510				
Parábola 5	324,840	337,000	1,614	0,011	0,022	21,824	45,820
	337,000		0,000				
Parábola 5	337,000	337,000	0,000	0,011	0,022	21,824	45,820
	349,160		1,614				
Parábola 4	349,160	353,000	0,510	0,035	0,069	69,111	14,470
	353,000		0,000				
Parábola 3	353,000	353,000	0,566	0,035	0,071	70,769	14,130
	357,000		0,000				
Parábola 2	357,000	368,000	0,000	0,013	0,026	25,734	38,859
	368,000		1,557				
Parábola 1	368,000	368,000	1,597	0,016	0,032	32,938	31,31
	378,000		0,000				

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 3 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

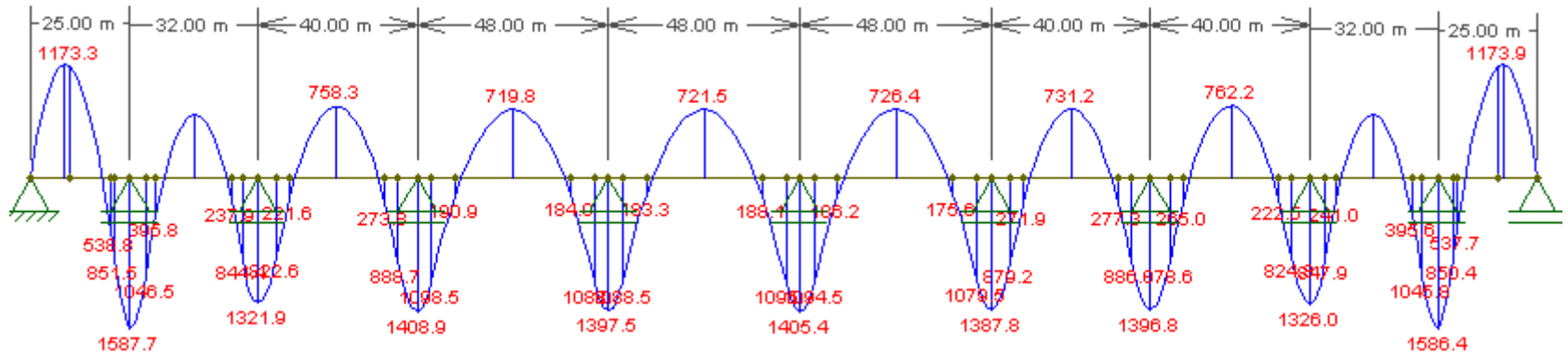


Fig A3. 50– Diagrama de momentos devido à aplicação das cargas equivalentes do pré-esforço com efeitos de fluência ($t = \infty$)

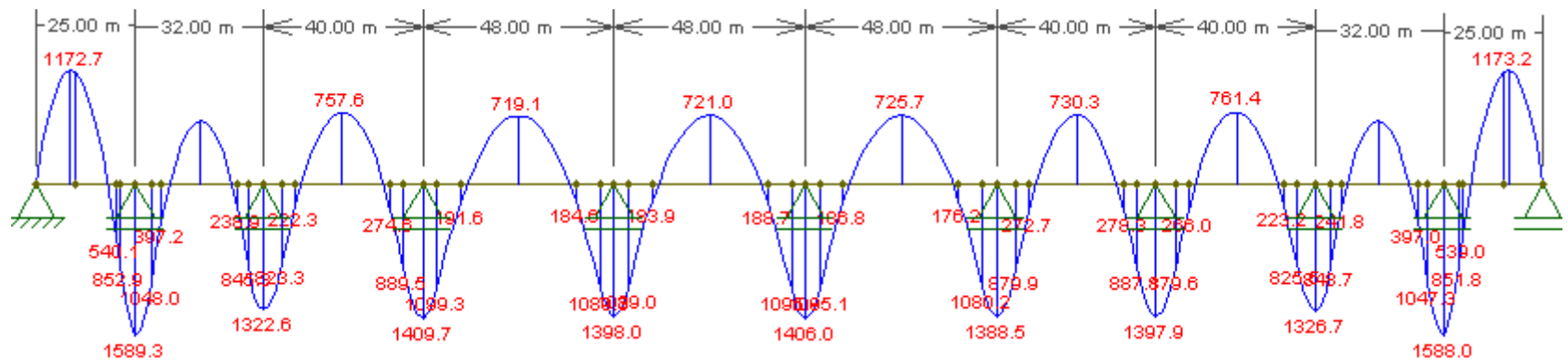


Fig A3. 51 - Diagrama de momentos devido à aplicação das cargas equivalentes do pré-esforço sem efeitos de fluência ($t = 0$)

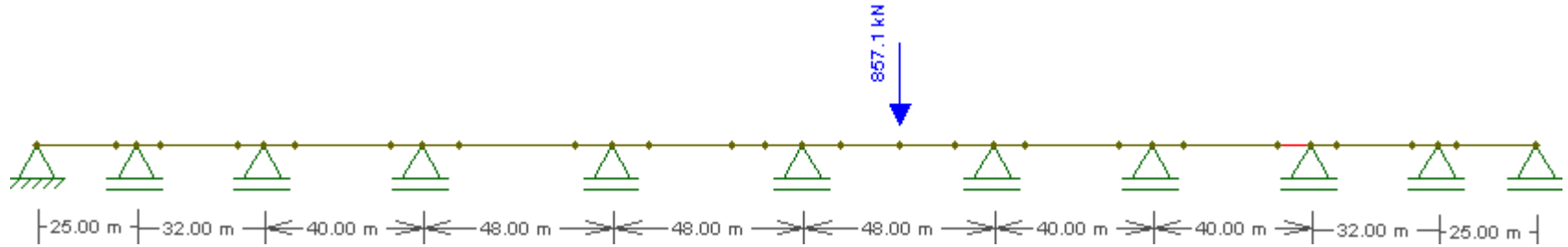


Fig A3. 52 – Aplicação da carga concentrada referente ao LM1 para a maximização dos momentos positivos

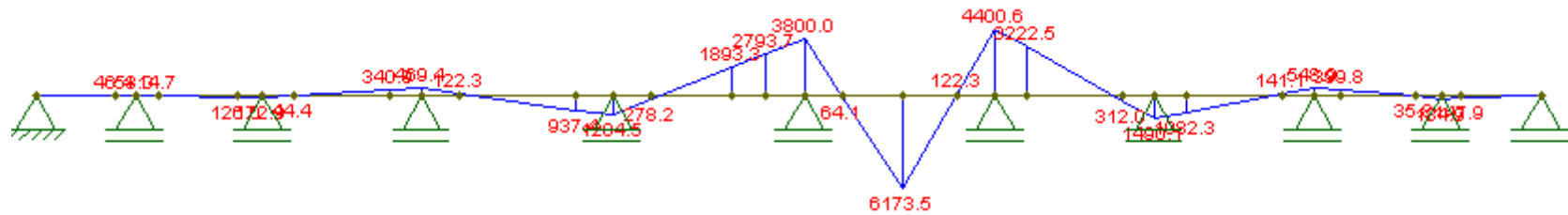


Fig A3. 53 – Diagrama de momentos devido à carga concentrada relativa ao LM1 para momentos positivos

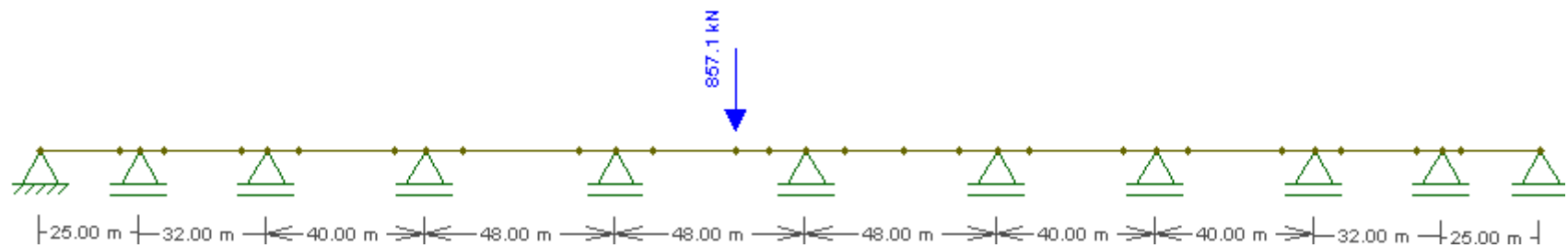


Fig A3. 54 - Aplicação da carga concentrada referente ao LM1 para a maximização dos momentos negativos

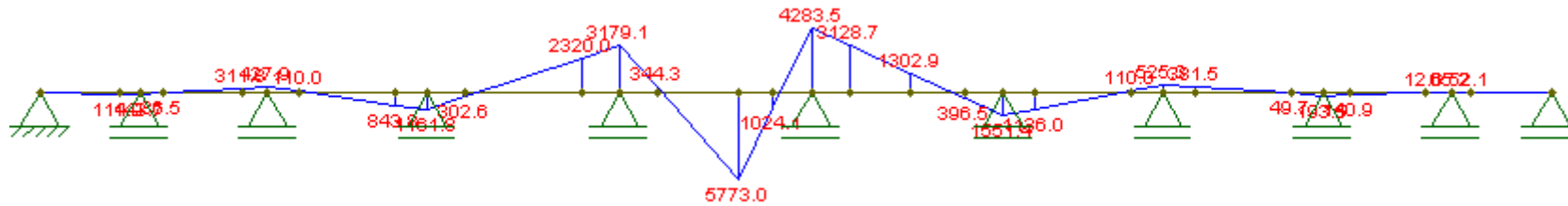


Fig A3. 55 - Diagrama de momentos devido à carga concentrada relativa ao LM1 para momentos negativos

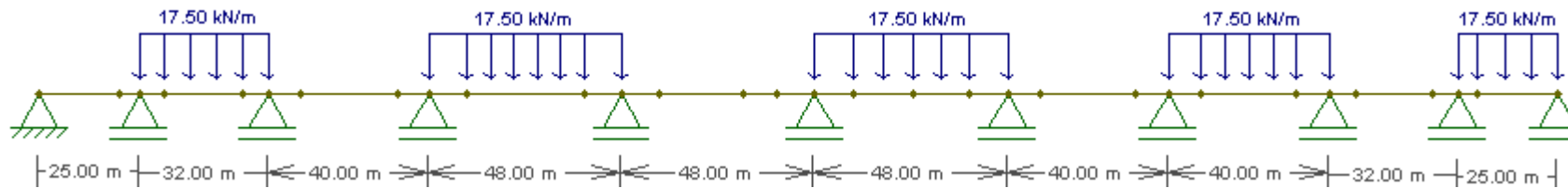


Fig A3. 56 - Aplicação da carga distribuída referente ao LM1 para a maximização dos momentos positivos

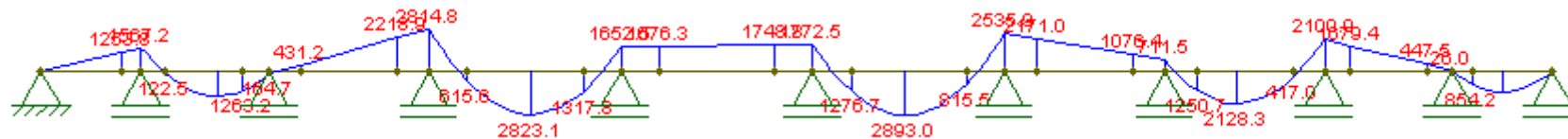


Fig A3. 57 - Diagrama de momentos devido à carga distribuída relativa ao LM1 para momentos positivos

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 3 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

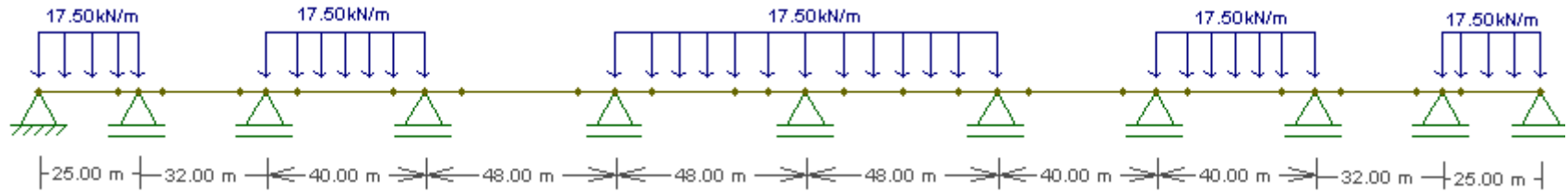


Fig A3. 58 – Aplicação da carga distribuída referente ao LM1 para a maximização dos momentos negativos



Fig A3. 59 - Diagrama de momentos devido à carga distribuída relativa ao LM1 para momentos negativos

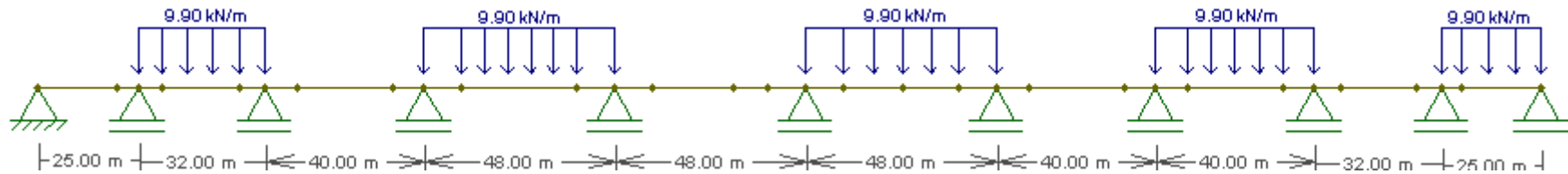


Fig A3. 60 - Aplicação da carga distribuída referente à sobrecarga no passeio para a maximização dos momentos positivos



Fig A3. 61 - Diagrama de momentos referente à sobrecarga no passeio para a maximização dos momentos positivos

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 3 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

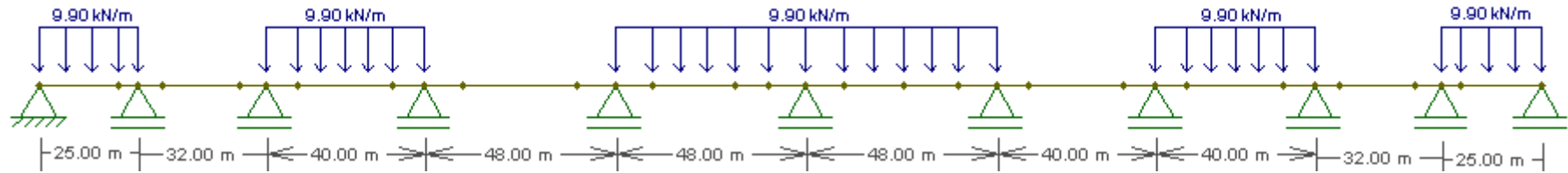


Fig A3. 62 - Aplicação da carga distribuída referente à sobrecarga no passeio para a maximização dos momentos negativos

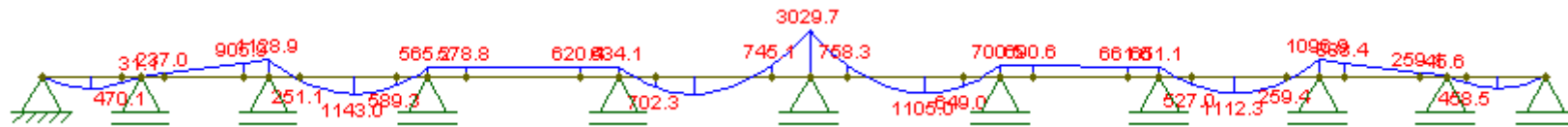


Fig A3. 63 - Diagrama de momentos referente à sobrecarga no passeio para a maximização dos momentos negativos

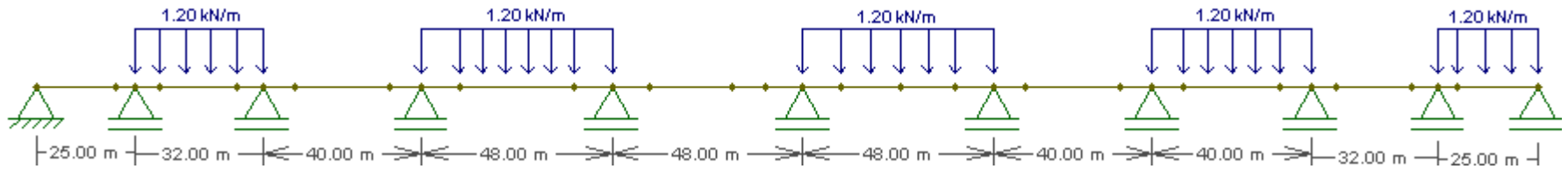


Fig A3. 64 - Aplicação da carga distribuída referente à sobrecarga no parapeito para a maximização dos momentos positivos

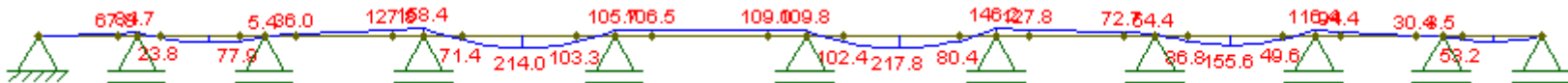


Fig A3. 65 - Diagrama de momentos referente à sobrecarga no parapeito para a maximização dos momentos positivos

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 3 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

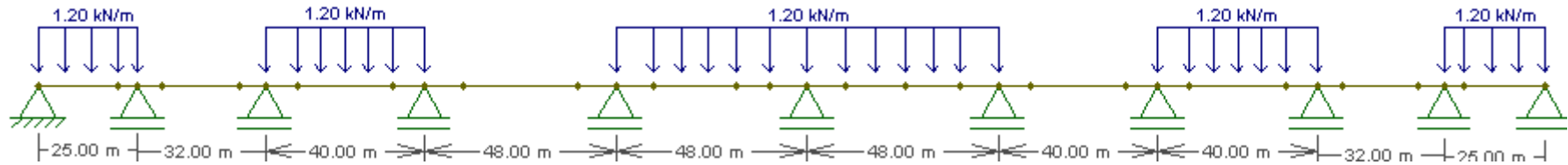


Fig A3. 66 - Aplicação da carga distribuída referente à sobrecarga no parapeito para a maximização dos momentos negativos

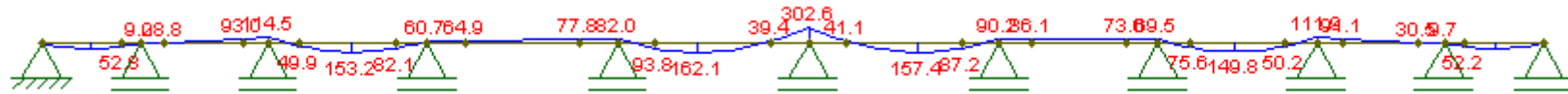


Fig A3. 67 - Diagrama de momentos referente à sobrecarga no parapeito para a maximização dos momentos negativos

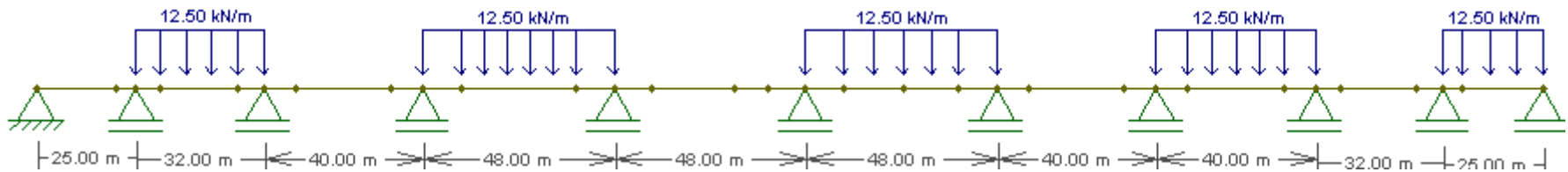


Fig A3. 68 - Aplicação da carga distribuída referente à ao vento na direcção z para a maximização dos momentos positivos

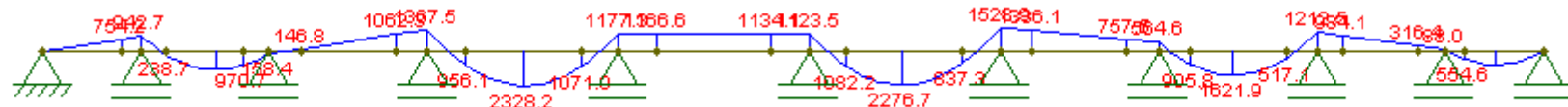


Fig A3. 69 - Diagrama de momentos referente ao vento na direcção z para a maximização dos momentos positivos

CÁLCULO DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS DA VIGA: SOL. 3 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

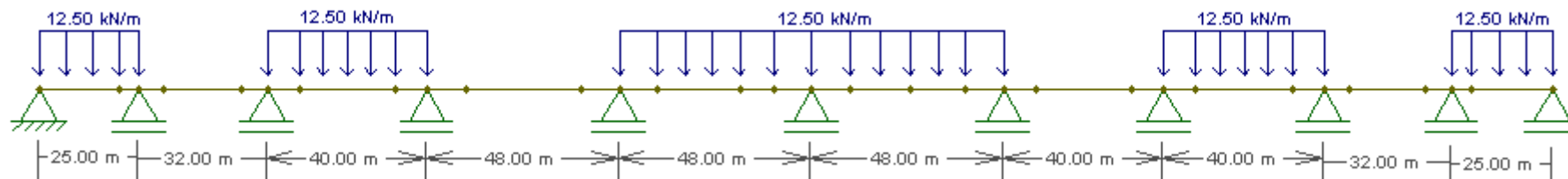


Fig A3. 70 - Aplicação da carga distribuída referente à ao vento na direcção z para a maximização dos momentos negativos



Fig A3. 71 - Diagrama de momentos referente ao vento na direcção z para a maximização dos momentos negativos

A4

**CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVER-
SO LONGITUDINAL DA VIGA**

CÁLCULO DO TRANSVERSO LONGITUDINAL DA VIGA: SOL. 1 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

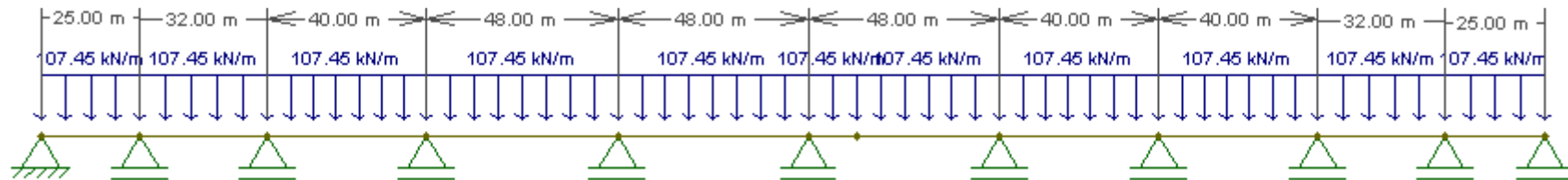


Fig. A4. 1– Aplicação das cargas permanentes

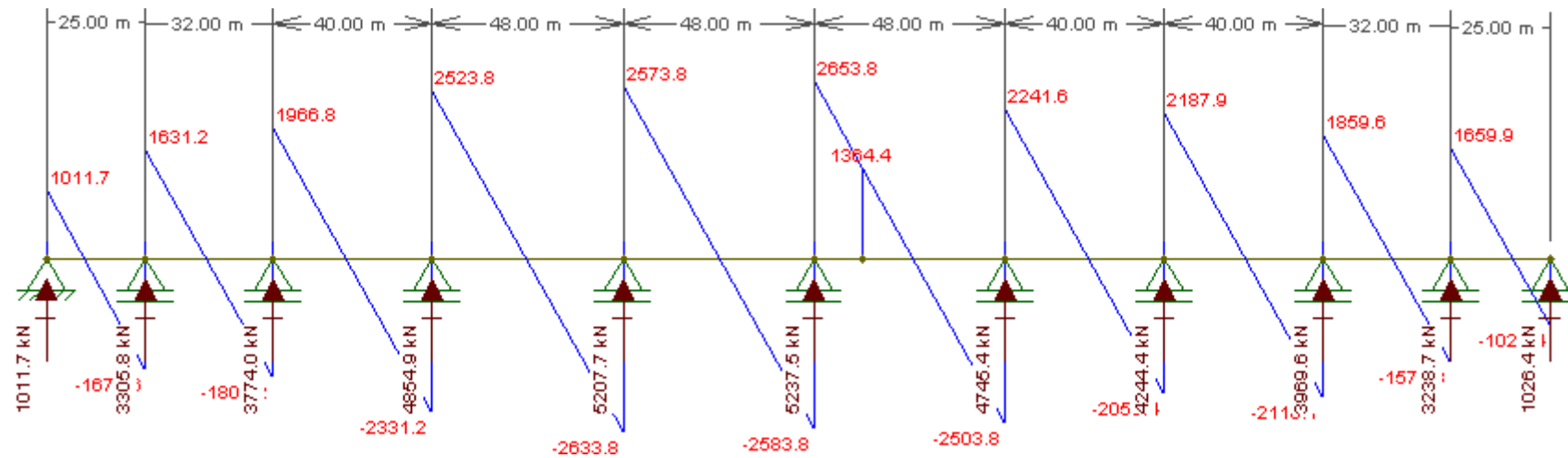


Fig. A4. 2– Diagrama de momentos devido às acções permanentes

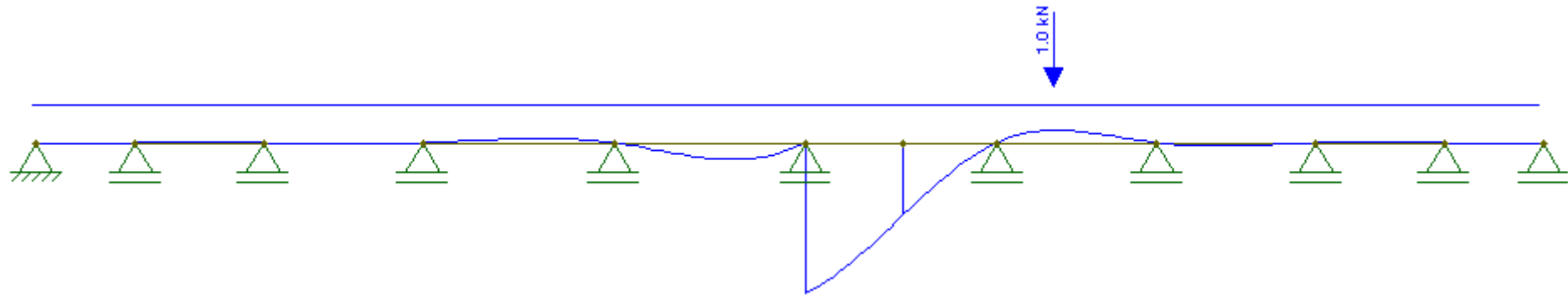


Fig. A4. 3— Linha de influência para a seção com esforço transverso mais desfavorável

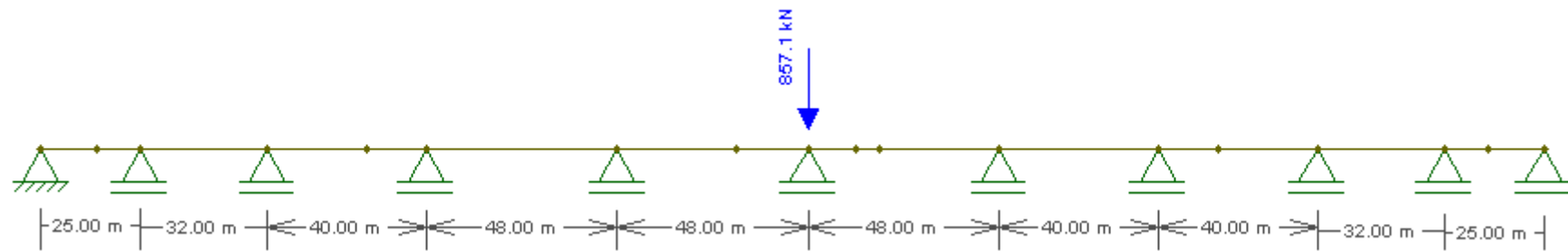


Fig. A4. 4— Aplicação da carga concentrada em perfil longitudinal relativa ao LM1 para o esforço transverso

CÁLCULO DO TRANSVERSO LONGITUDINAL DA VIGA: SOL. 1 E 3- MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

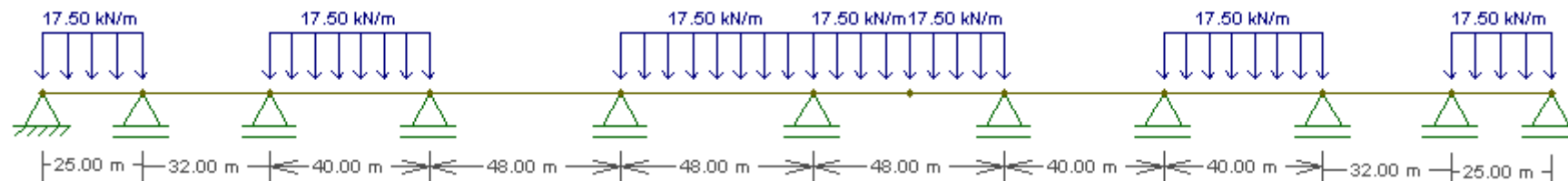


Fig. A4. 5- Aplicação da carga distribuída em perfil longitudinal relativa ao LM1 para o esforço transverso

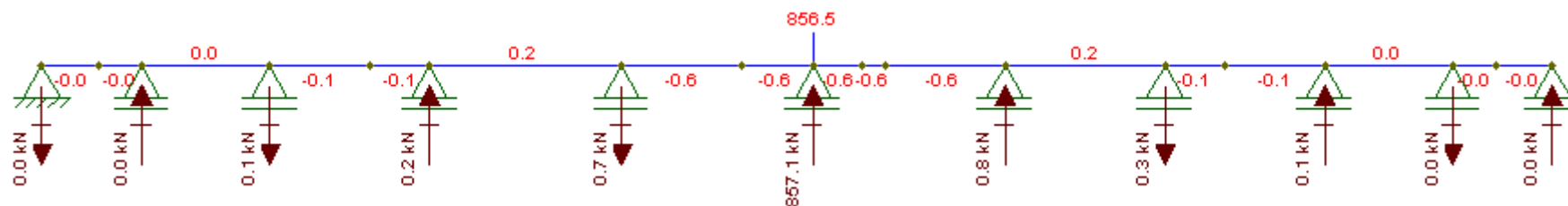


Fig. A4. 6- Diagrama de esforço transverso devido à aplicação da carga concentrada, em perfil longitudinal relativa ao LM1

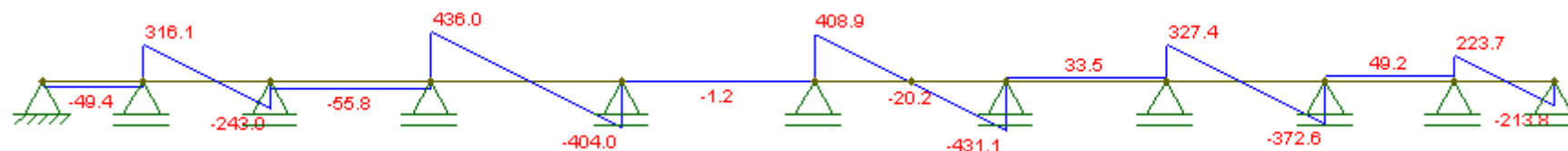


Fig. A4. 7- Diagrama de esforço transverso devido à aplicação da carga distribuída, em perfil longitudinal relativa ao LM1

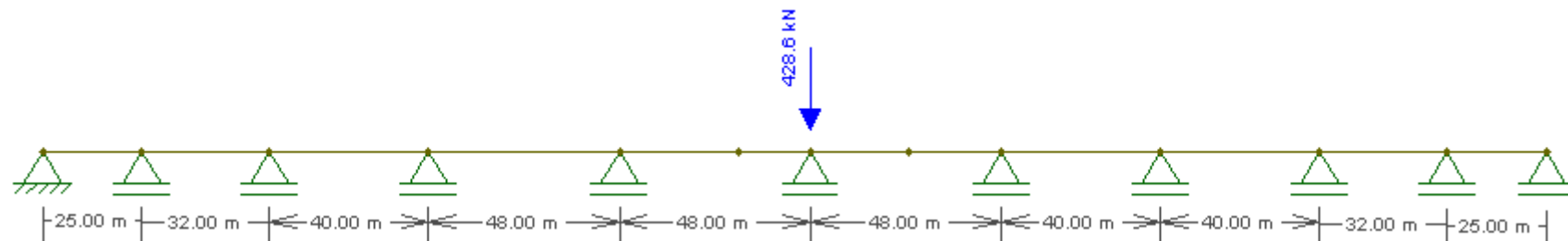


Fig. A4. 8- Aplicação da carga concentrada em perfil longitudinal relativa ao LM2

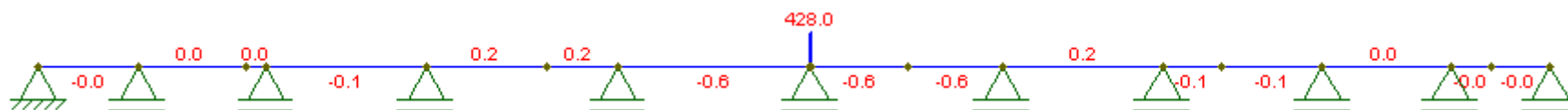


Fig. A4. 9- Diagrama de esforço transverso devido à aplicação da carga concentrada, em perfil longitudinal relativa ao LM2

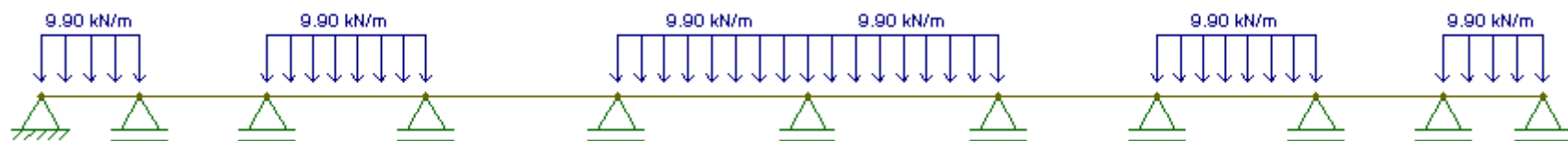


Fig. A4. 10- Aplicação da carga distribuída, em perfil longitudinal, relativa à sobrecarga no passeio



Fig. A4. 11- Diagrama de esforço transverso devido à aplicação da carga distribuída, em perfil longitudinal, relativa à sobrecarga no passeio

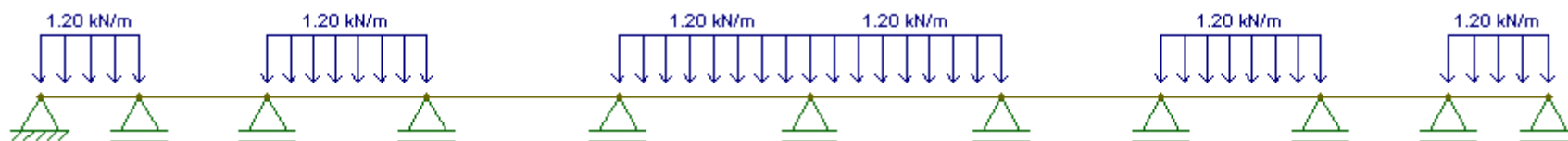


Fig. A4. 12- Aplicação das cargas distribuídas em perfil longitudinal relativas à sobrecarga no parapeito

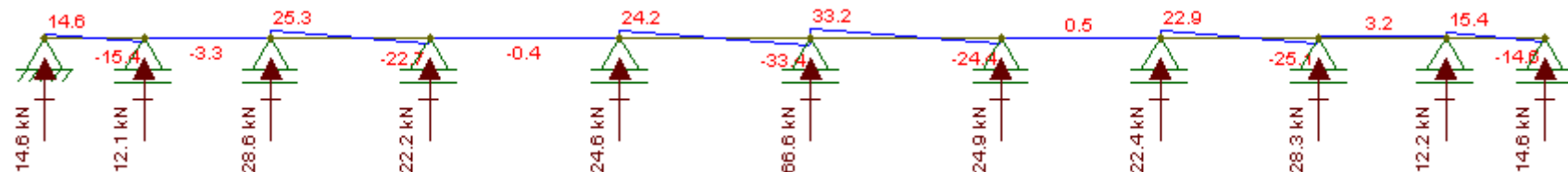


Fig. A4. 13- Diagrama de esforço transverso devido à aplicação da carga distribuída, em perfil longitudinal, relativa à sobrecarga no parapeito

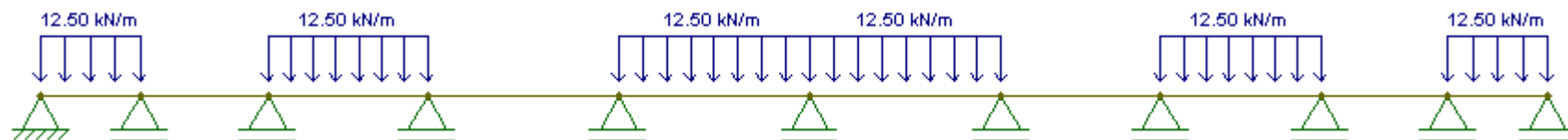


Fig. A4. 14- Aplicação das cargas distribuídas em perfil longitudinal relativas ao vento a actuar verticalmente para momentos negativos

CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO LONGITUDINAL DA VIGA: SOL. 1 E 3 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS

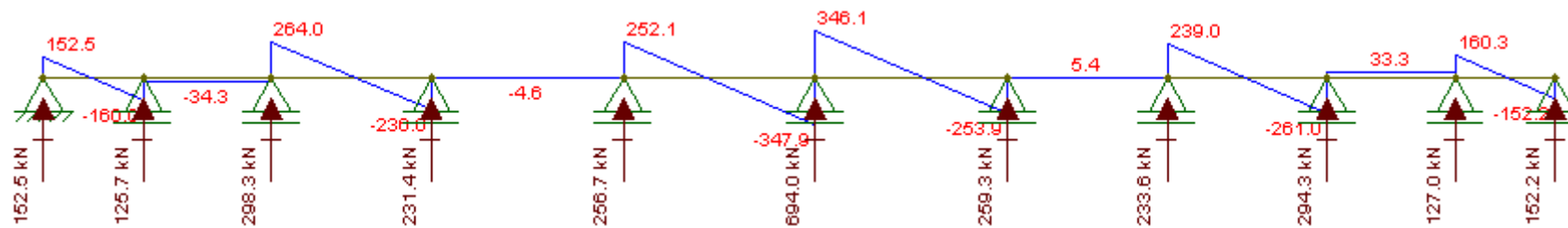


Fig. A4. 15- Diagrama de esforço transversal devido à aplicação da carga distribuída, em perfil longitudinal, relativa à acção do vento em z

CÁLCULO DO TRANSVERSO LONGITUDINAL DA VIGA: SOL. 3 – MODELO DE APLICAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

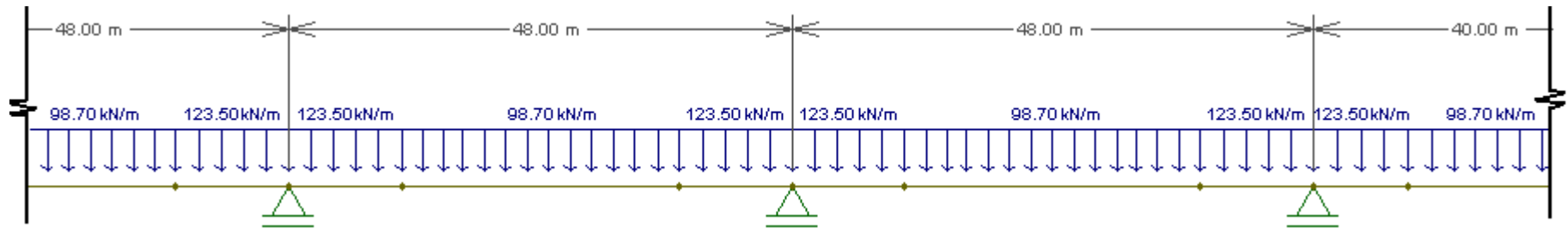


Fig. A4. 16 – Aplicação das cargas permanentes

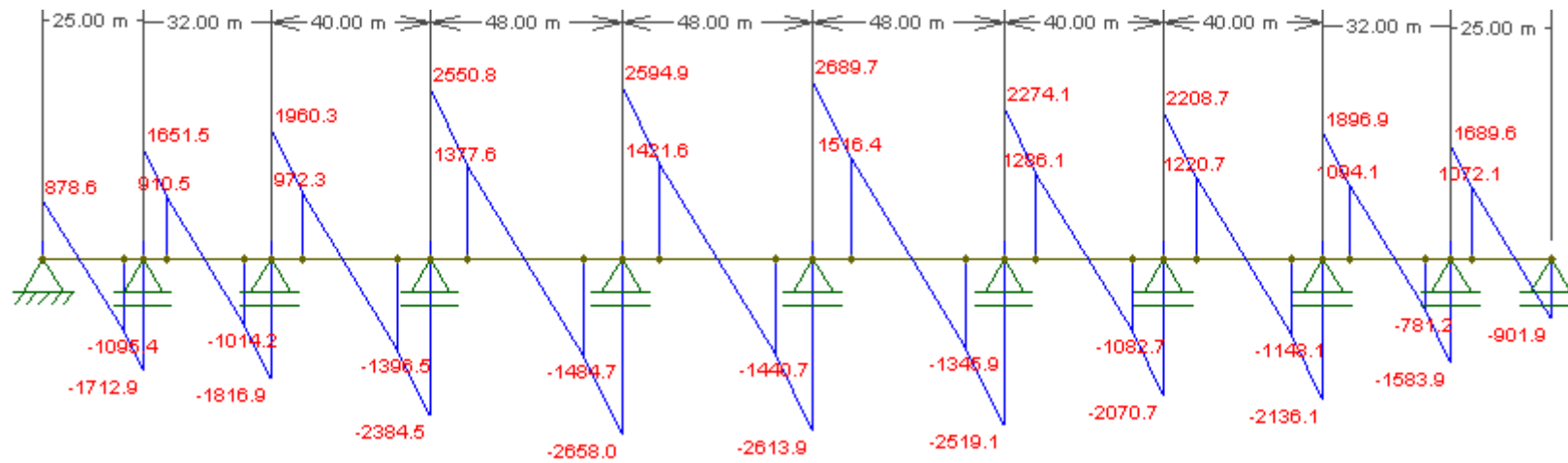


Fig. A4. 17 – Diagrama de esforço transverso devido às cargas permanentes

A5

**CÁLCULO DOS MOMENTOS NA LAJE
NA SECÇÃO TRANSVERSAL**

CÁLCULO DOS MOMENTOS NA LAJE NA SECÇÃO TRANSVERSAL

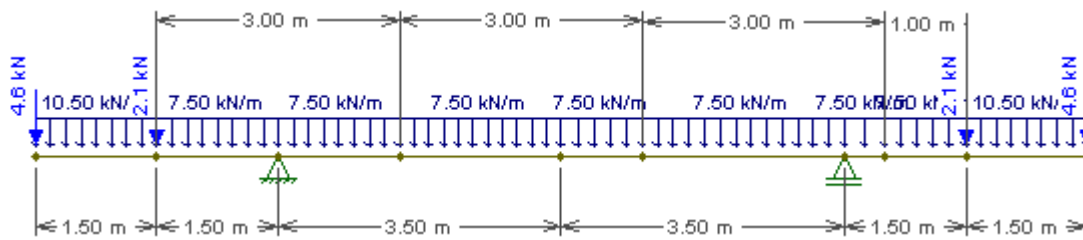


Fig. A5. 1 - Aplicação das cargas permanentes na secção transversal

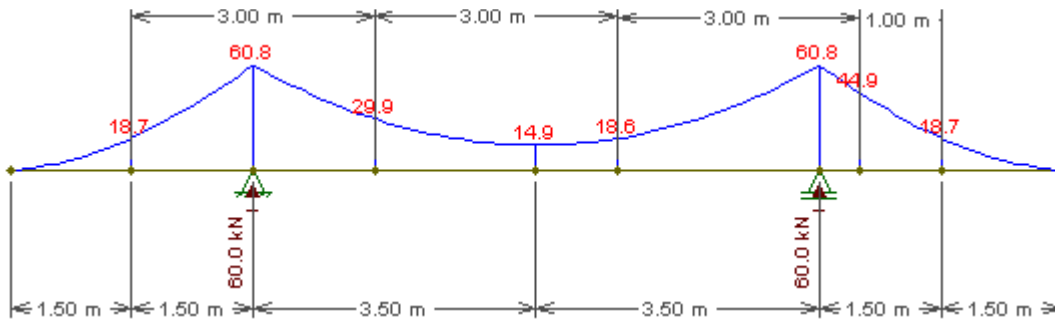


Fig. A5. 2- Diagrama de momentos devido às cargas permanentes

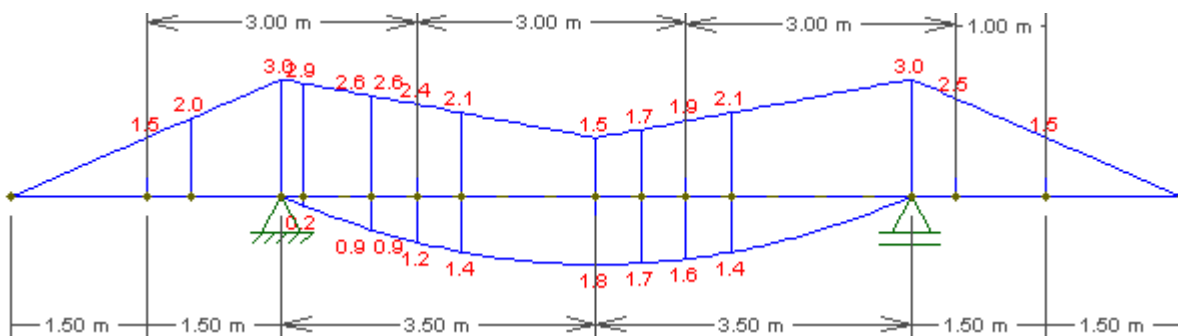


Fig. A5. 3- Envolvente dos momentos para a secção transversal

CÁLCULO DOS MOMENTOS POSITIVOS NA LAJE NA SECÇÃO TRANSVERSAL

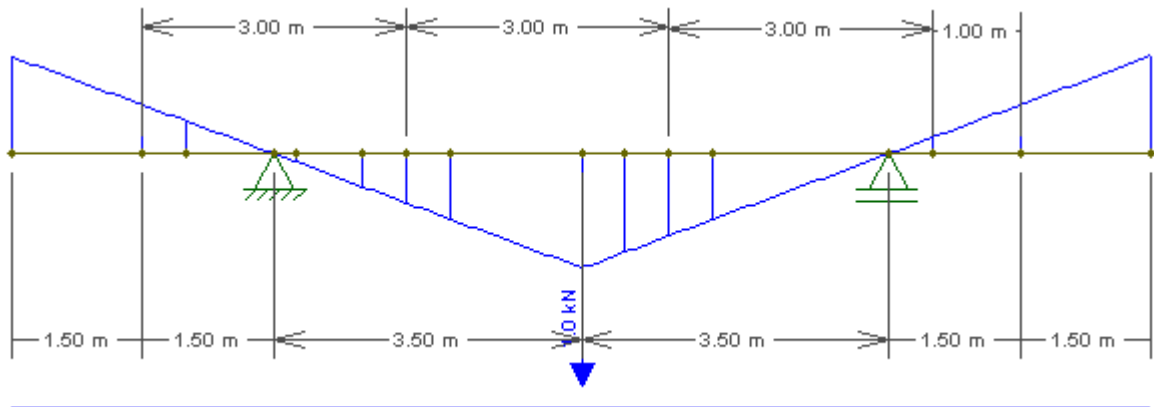


Fig. A5. 4- Linha de influência para a seção a meio vão

Tabela A5. 1 – Cálculo da fluência para momentos positivos

$\varphi(t, t_0)$	2,06								
	φ_0	2,06							
		φ_{RH}	1,43						
			RH (%)	60,00					
			h_0 (mm)	363,18					
				A_c (mm ²)	8680000,00				
				u (mm)	47800,00				
				α_1	0,87				
				α_2	0,96				
				f_{cm} (MPa)	43,00				
			$\beta(f_{cm})$	2,56					
			$\beta(t_0)$	0,56					
				$t_{0, corrigido}$ (dias)	13,12				
				$t_{0, T}$ (dias)	8,02				
					$T(\Delta t_i)$ (°C)	23,00			
					Δt_i (dias)	7,00			
					α	1,00			
		$\beta_c(t, t_0)$	1,00						
			T (dias)	∞					
			t_0 (dias)	7,00					
			β_H	771,79					
				α_3	0,90				
$E_{c, eff}$ (GPa)	11,11								
	E_{cm} (GPa)	34,00							

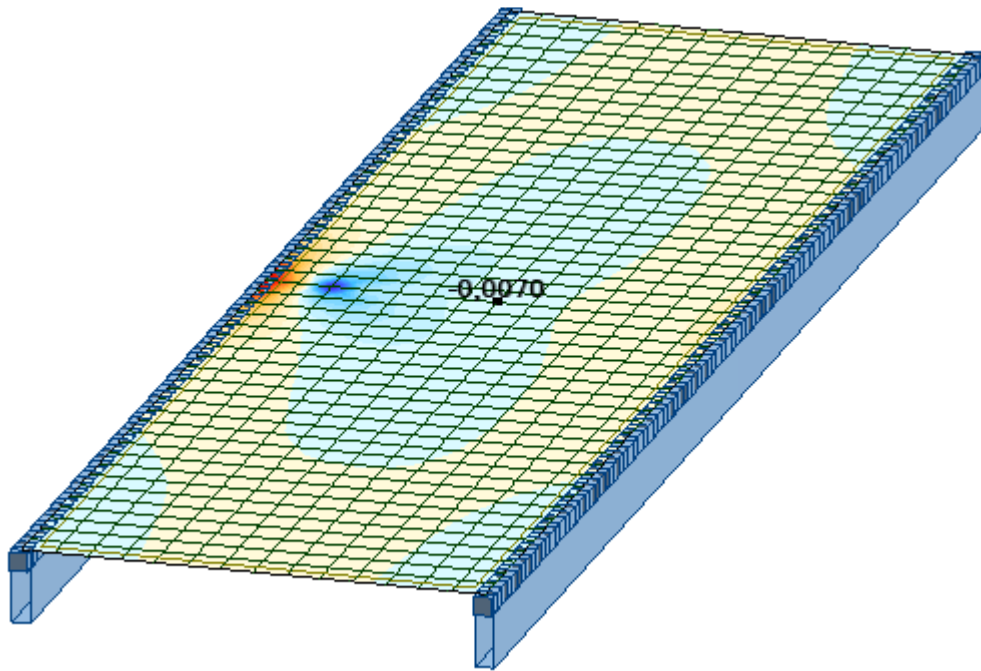


Fig. A5. 5- Aplicação da carga concentrada na secção transversal, distanciada de 1m na viga esquerda, para a secção a meio vão, relativas ao LM1

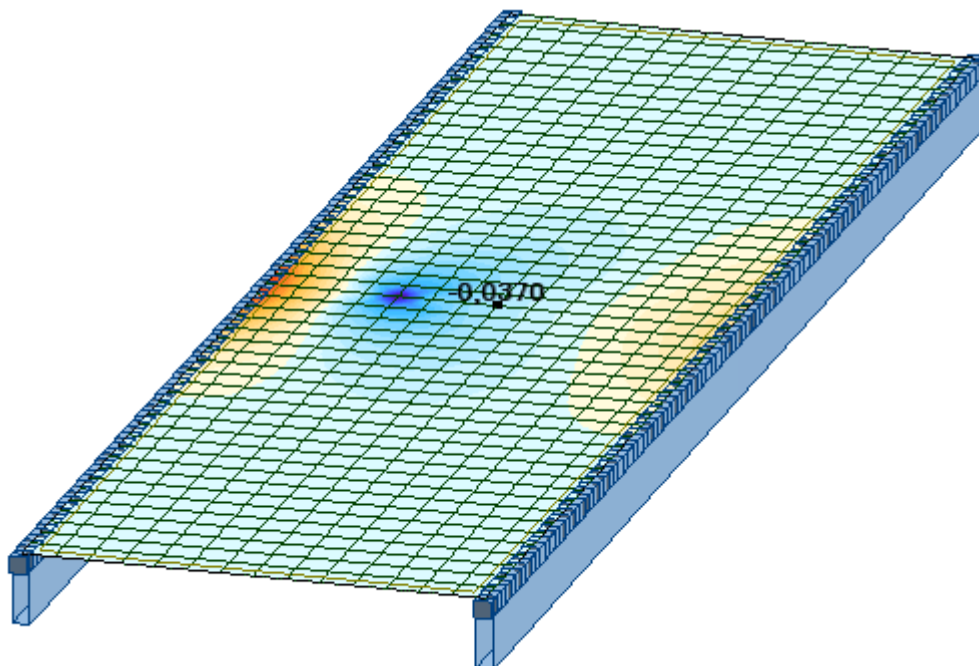


Fig. A5. 6 - Aplicação da carga concentrada na secção transversal, distanciada de 2m na viga esquerda, para a secção a meio vão, relativas ao LM1

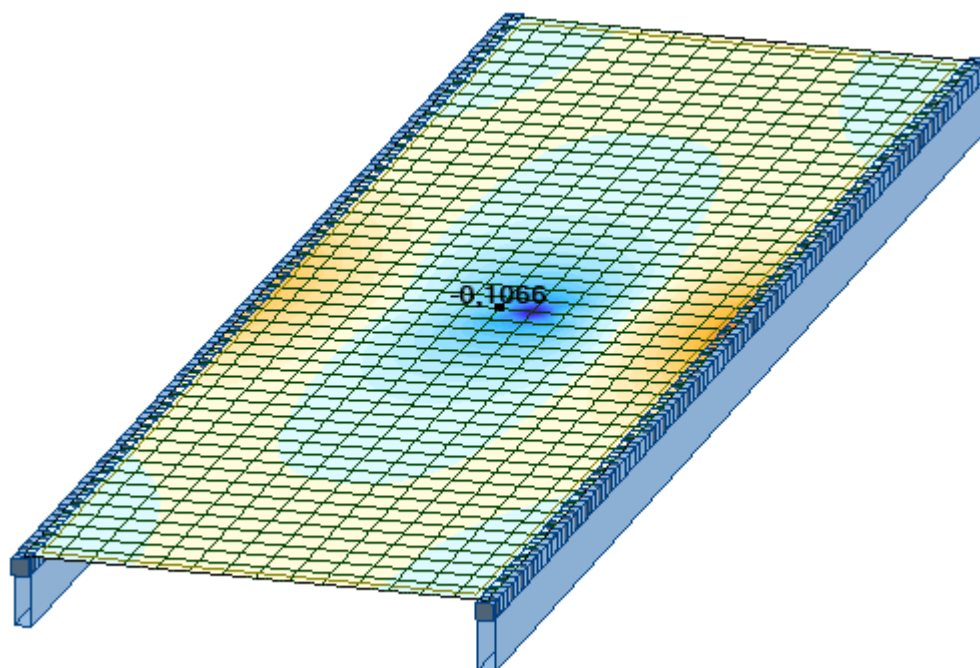


Fig. A5. 7 - Aplicação da carga concentrada na secção transversal, distanciada de 4m na viga esquerda, para a secção a meio vão, relativas ao LM1

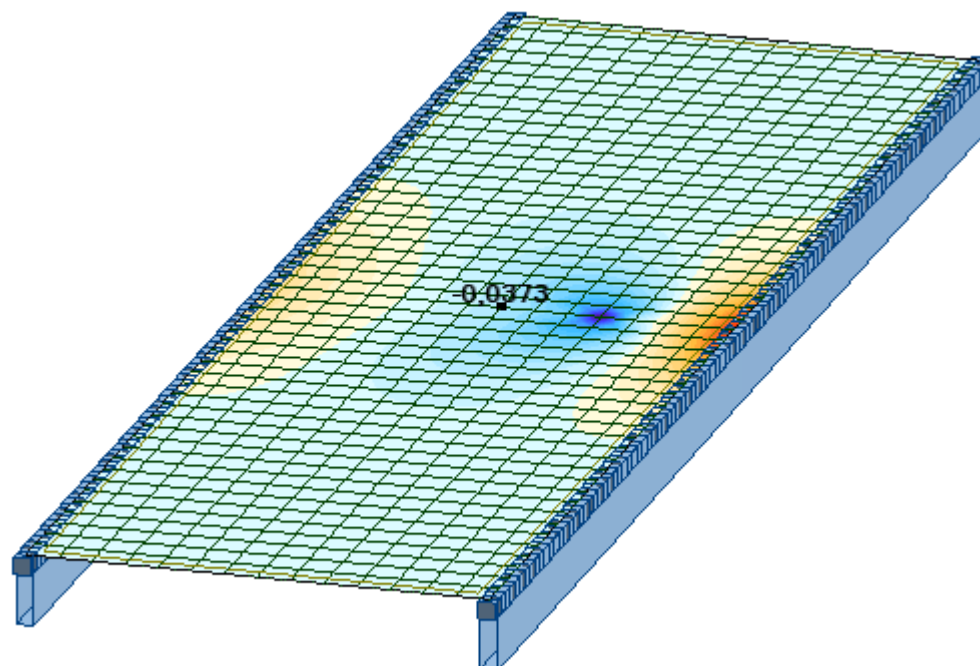


Fig. A5. 8 - Aplicação da carga concentrada na secção transversal, distanciada de 5m na viga esquerda, para a secção a meio vão, relativas ao LM1

CÁLCULO DOS MOMENTOS POSITIVOS NA LAJE NA SECÇÃO TRANSVERSAL

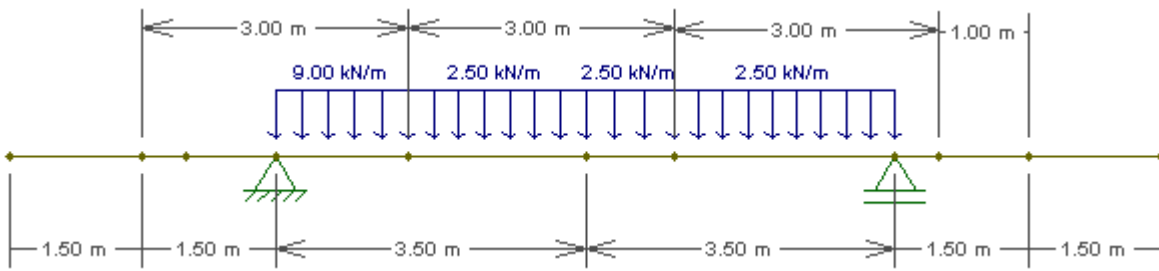


Fig. A5. 9 - Aplicação das cargas distribuídas na secção transversal, para a secção a meio vão, relativas ao LM1

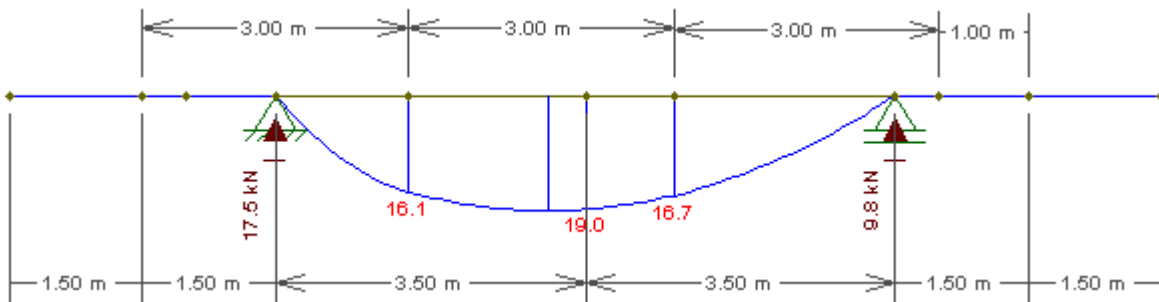


Fig. A5. 10 - Momentos da secção transversal devido às cargas distribuídas do LM1

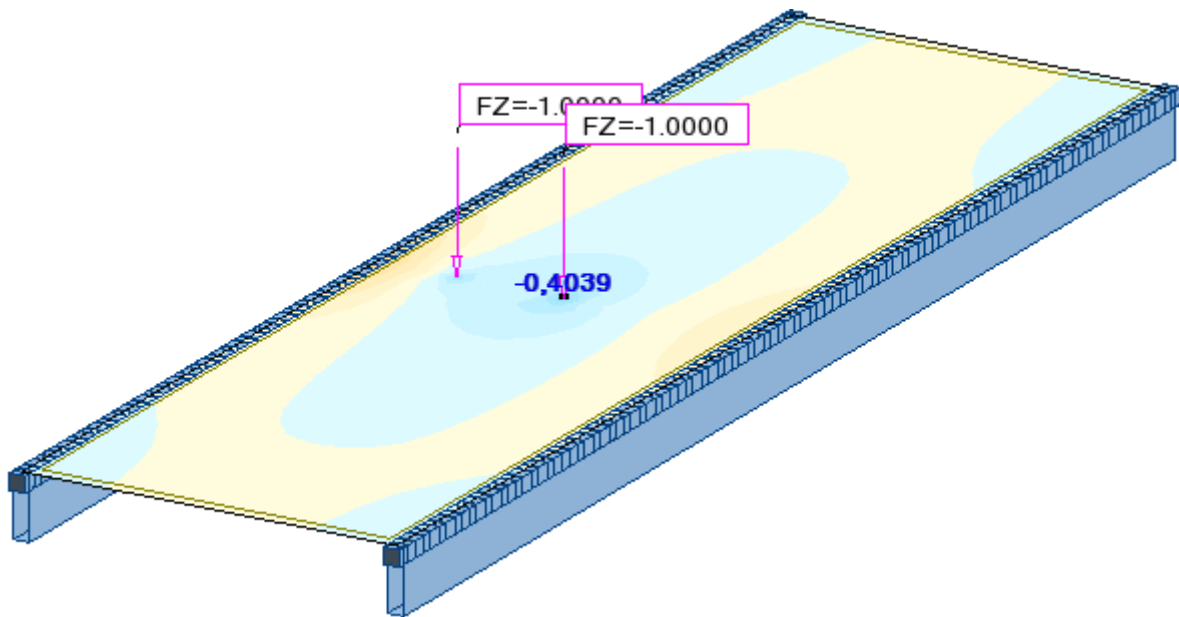


Fig. A5. 11 - Aplicação das cargas concentradas na secção transversal, para o estudo da secção a meio vão, relativas ao LM2

CÁLCULO DOS MOMENTOS POSITIVOS NA LAJE NA SECÇÃO TRANSVERSAL

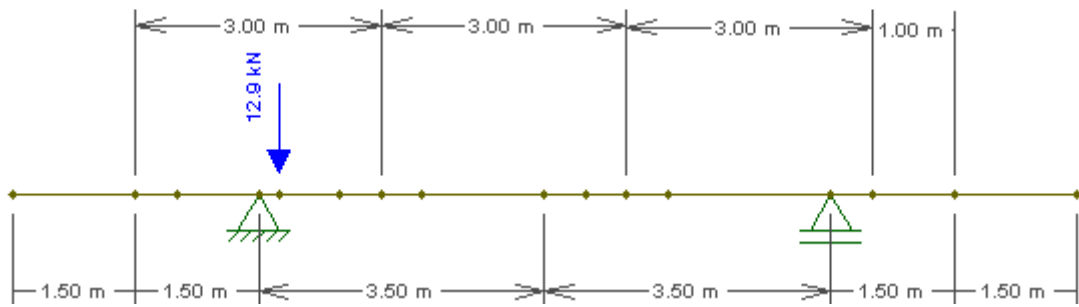


Fig. A5. 12– Aplicação da acção do vento na direcção z, para a secção transversal

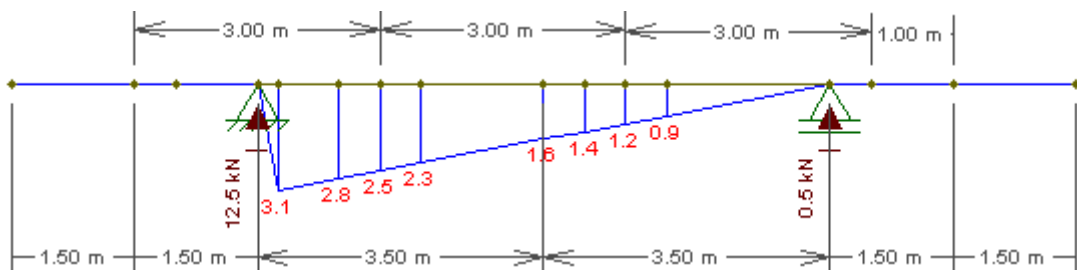


Fig. A5. 13 – Diagrama de momentos devido à aplicação da acção do vento na direcção z, para a secção transversal

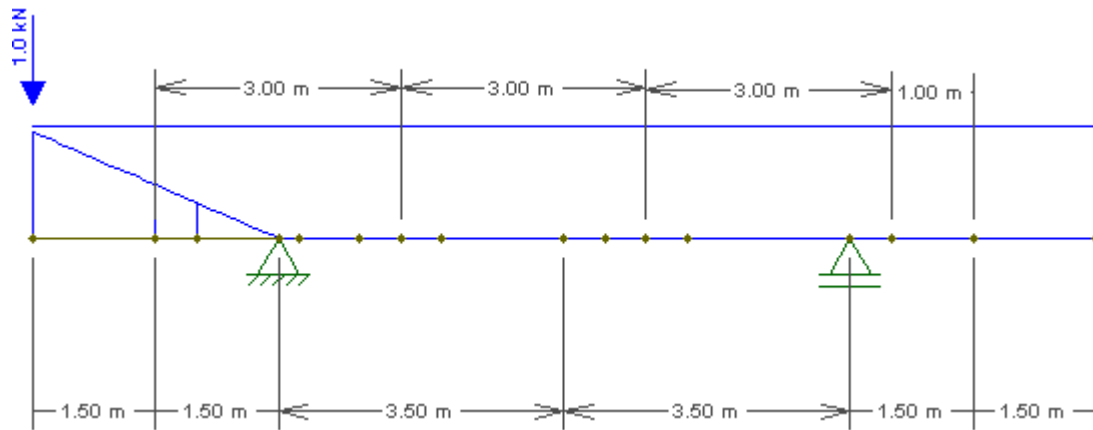


Fig. A5. 14- Linha de influência para a seção junto ao apoio

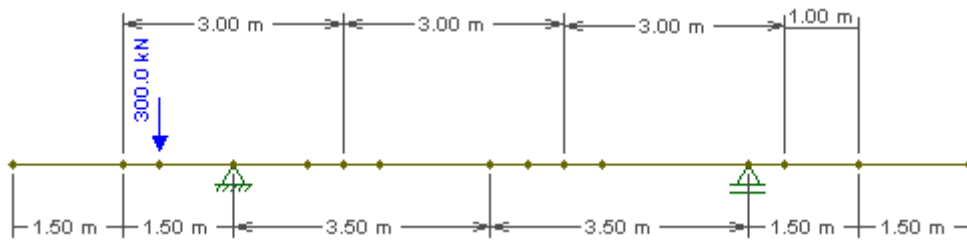


Fig. A5. 15- Aplicação da carga concentrada na seção transversal, para a seção junto ao apoio, relativa ao LM1

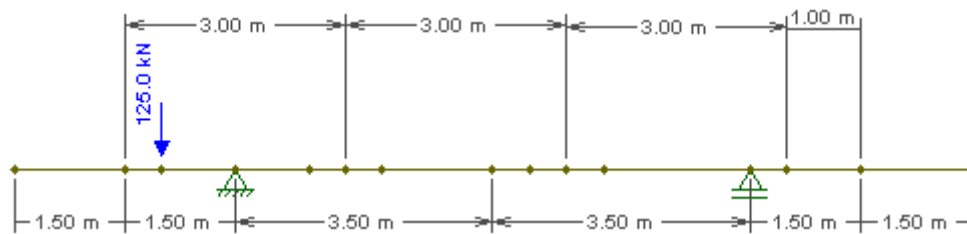


Fig. A5. 16- Aplicação da carga concentrada na seção transversal, tendo em conta uma área de dispersão de 1m, para a seção junto ao apoio, relativa ao LM1

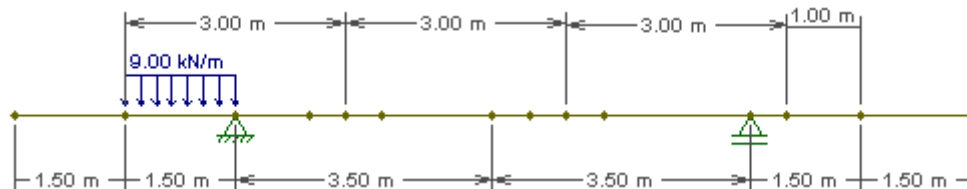


Fig. A5. 17 - Aplicação da carga distribuída na seção transversal, para a seção junto ao apoio, relativa ao LM1

CÁLCULO DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE NA SECÇÃO TRANSVERSAL

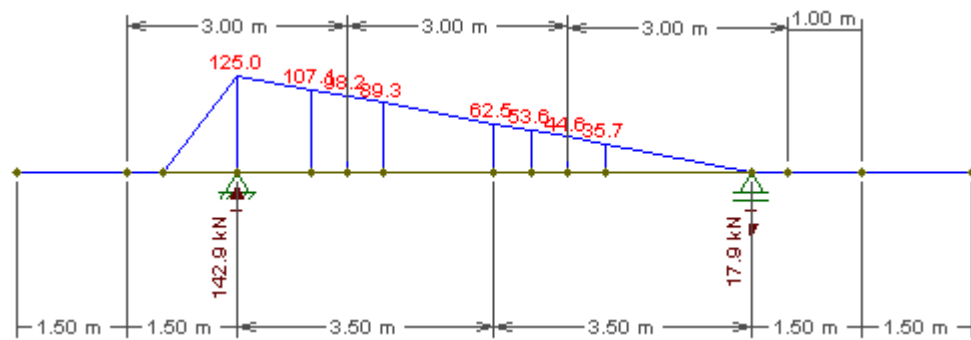


Fig. A5. 18 - Diagrama de momentos devido à sobrecarga exercida pela carga concentrada relativa ao LM1

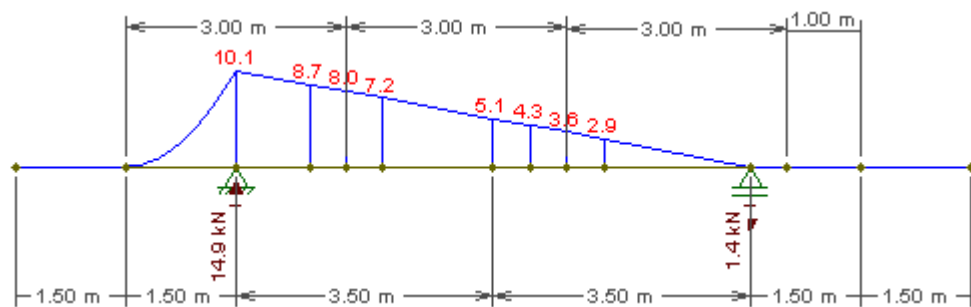


Fig. A5. 19- Diagrama de momentos devido à sobrecarga exercida pela carga distribuída relativa ao LM1

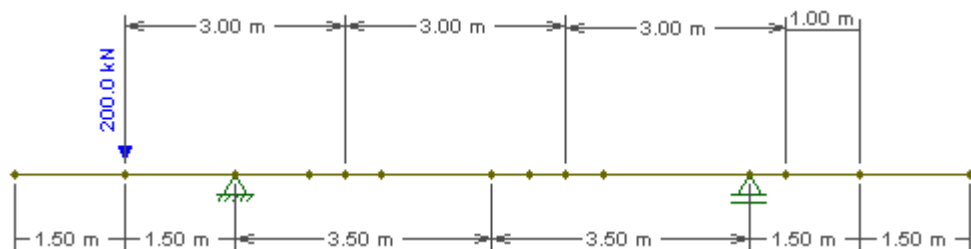


Fig. A5. 20- Aplicação da carga concentrada na secção transversal, para a secção junto ao apoio, relativa ao LM2

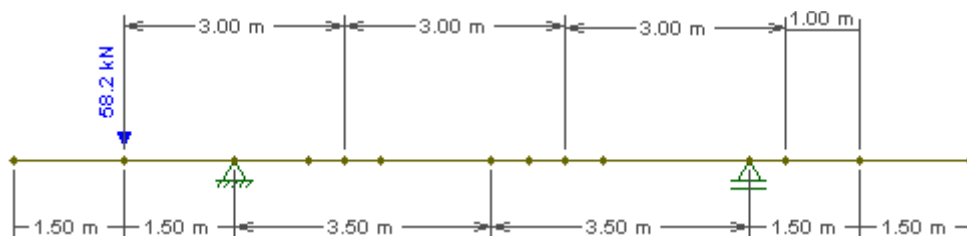


Fig. A5. 21- Aplicação da carga concentrada na secção transversal, tendo em conta uma área de dispersão de 1m, para a secção junto ao apoio, relativa ao LM2

CÁLCULO DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE NA SECÇÃO TRANSVERSAL

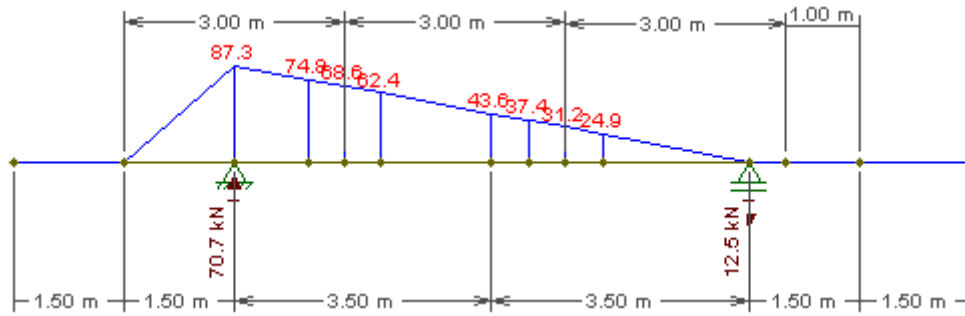


Fig. A5. 22- Diagrama de momentos devido à sobrecarga exercida pela carga concentrada relativa ao LM2

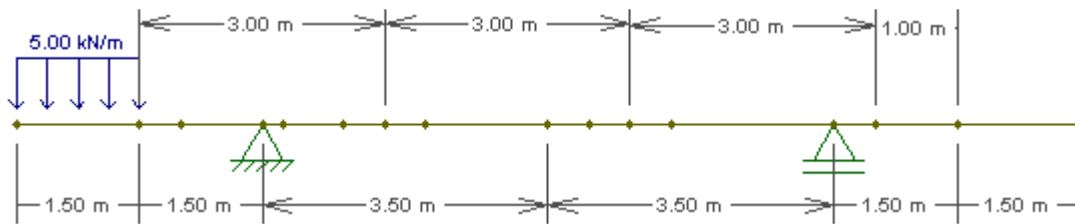


Fig. A5. 23- Aplicação da sobrecarga exercida no passeio

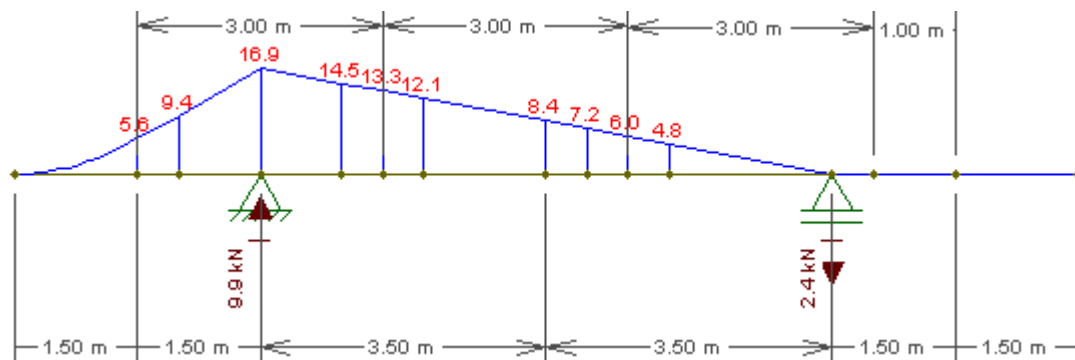


Fig. A5. 24- Diagrama de momentos devido à sobrecarga exercida no passeio

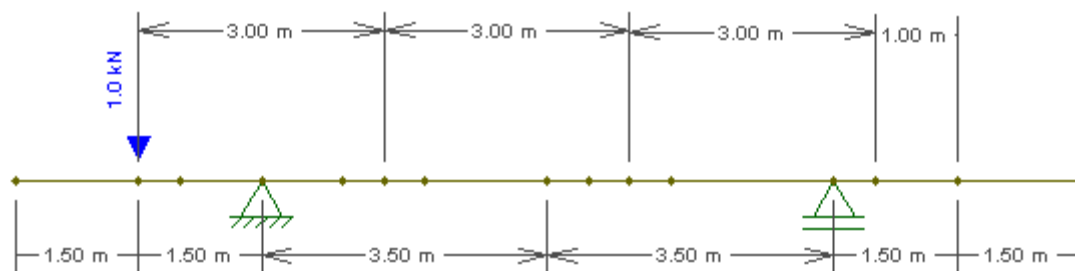


Fig. A5. 25 - Aplicação da sobrecarga exercida no parapeito

CÁLCULO DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE NA SECÇÃO TRANSVERSAL

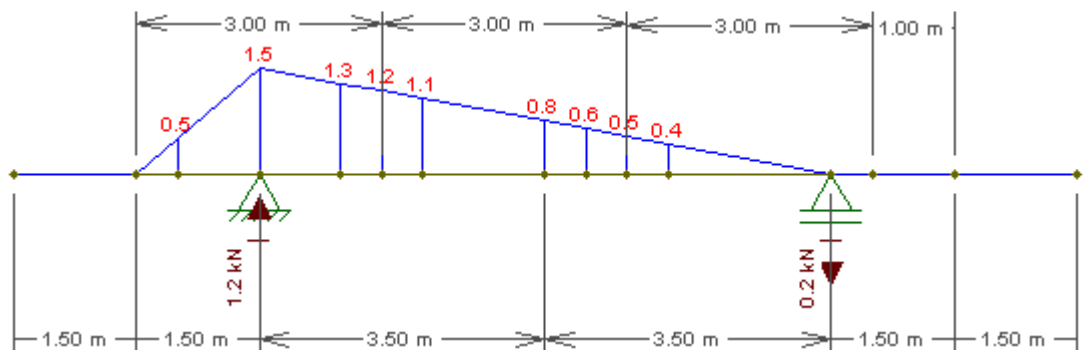


Fig. A5. 26- Diagrama de momentos devido à sobrecarga exercida no parapeito

CÁLCULO DOS MOMENTOS NA LAJE NA SECÇÃO TRANSVERSAL - DIMENSIONAMENTO

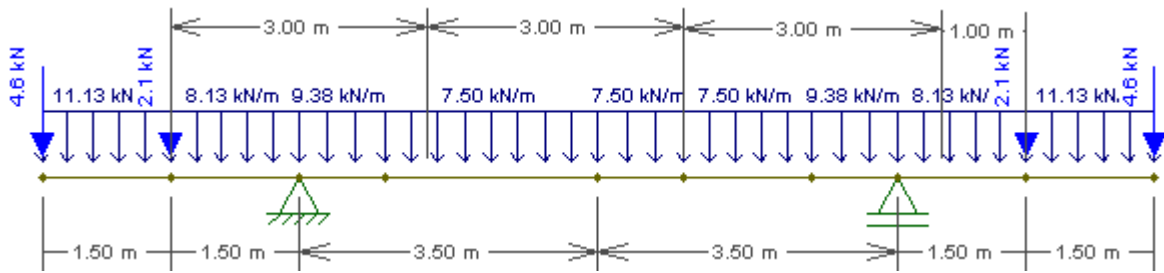


Fig. A5. 27 – Aplicação das cargas permanentes, em perfil transversal

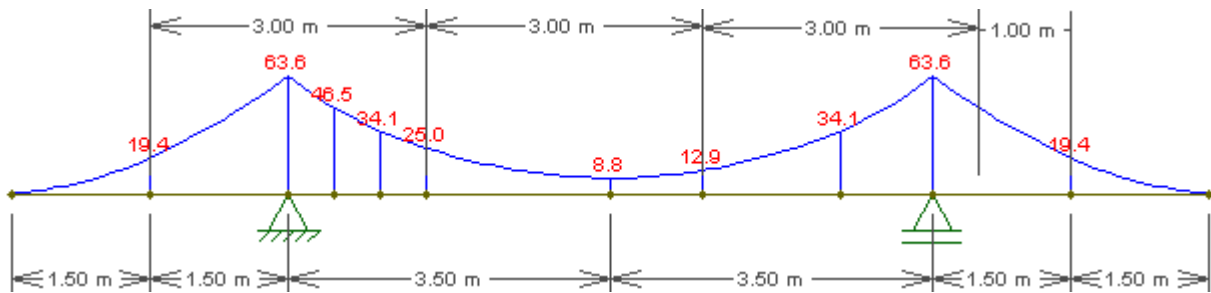


Fig. A5. 28 – Diagrama de momentos devido às cargas permanentes, em perfil transversal

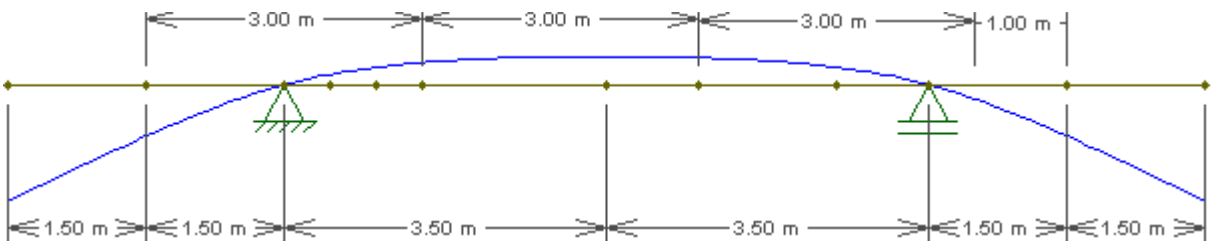


Fig. A5. 29 – Flecha devido às cargas permanentes

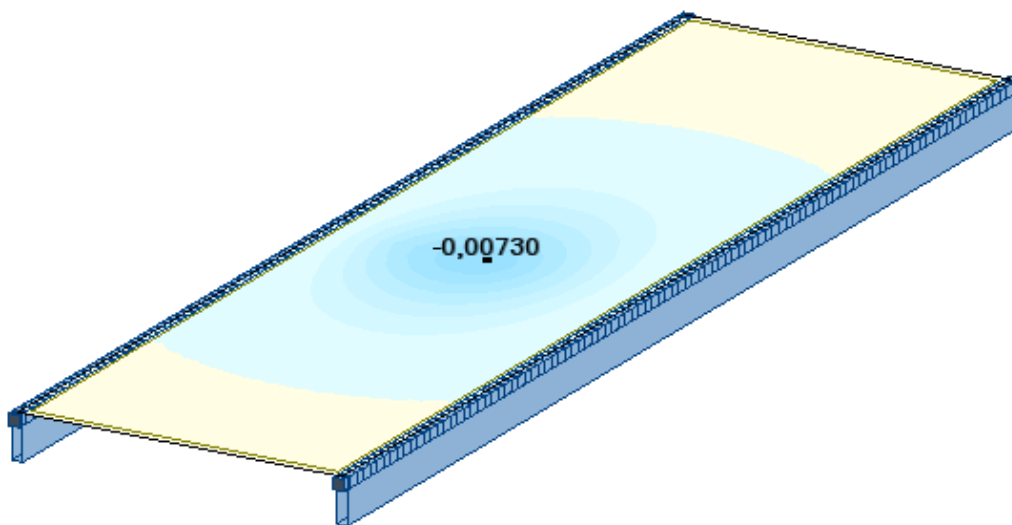


Fig. A5. 30 – Valor da flecha, em mm, devido à carga unitária do LM2, para a secção de meio vão

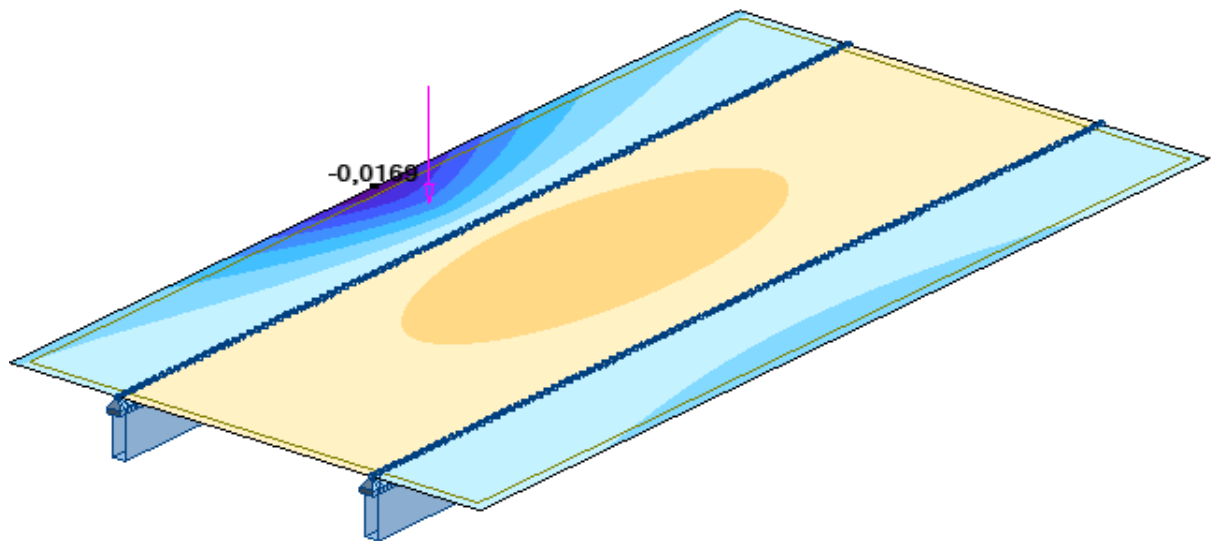


Fig. A5. 31 – Cálculo da flecha, em mm, devido à carga unitária do LM2, para a secção de extremidade

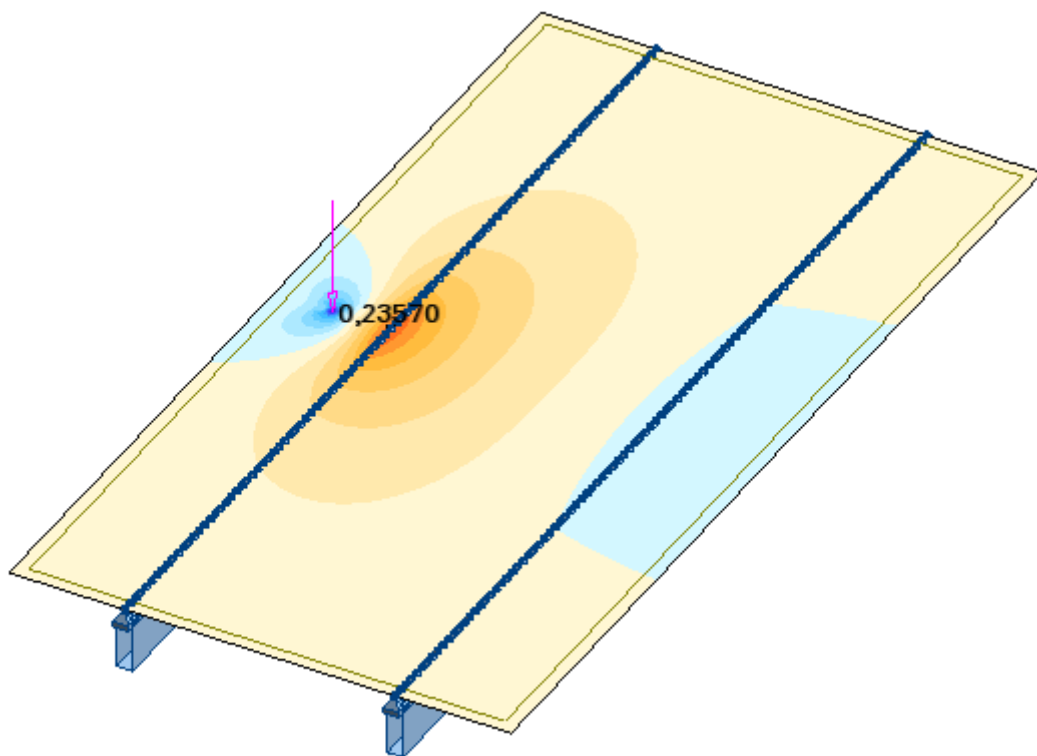


Fig. A5. 32 – Momento na secção junto ao apoio, relativo à carga unitária do LM2, para o estudo da flecha na extremidade da consola

A6

**CÁLCULO DO ESFORÇO TRANS-
VERSO NA LAJE NA SECÇÃO
TRANSVERSAL**

CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA LAJE NA SECÇÃO TRANSVERSAL

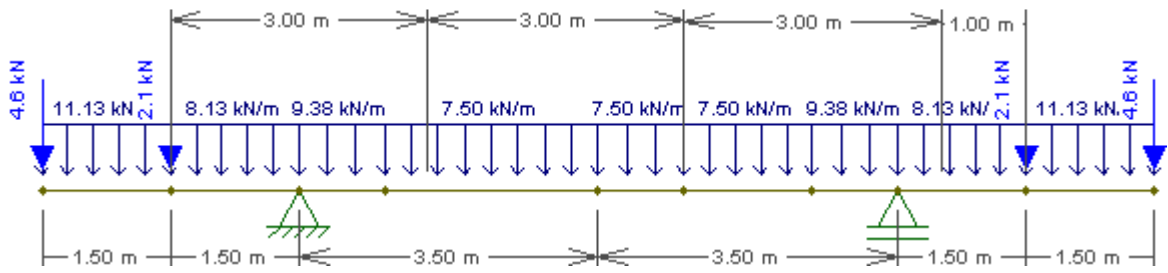


Fig. A6. 1– Aplicação das cargas permanentes na secção transversal

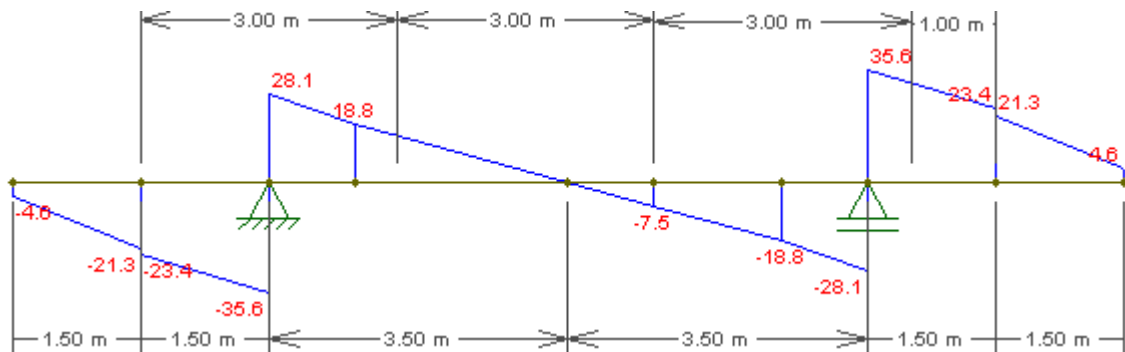


Fig. A6. 2– Diagrama de esforço transverso devido às cargas permanentes

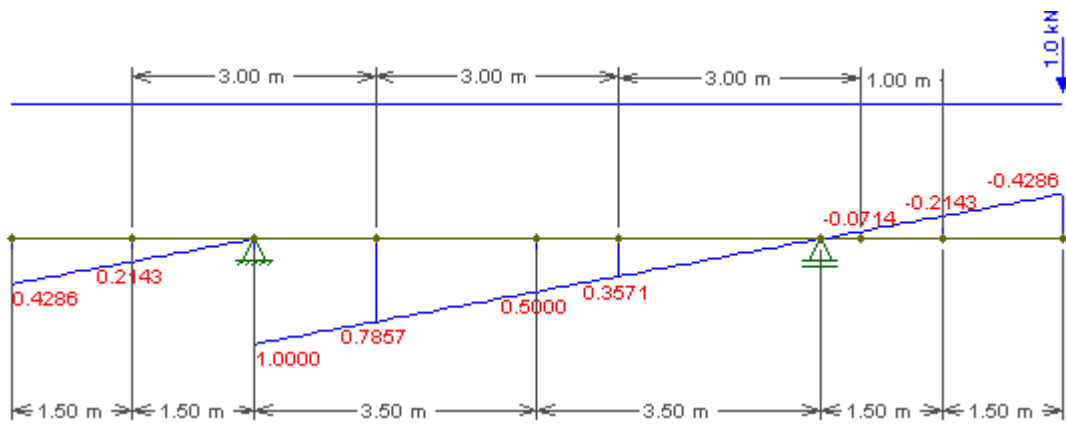


Fig. A6. 3– Linha de influência para a secção junto ao apoio esquerdo

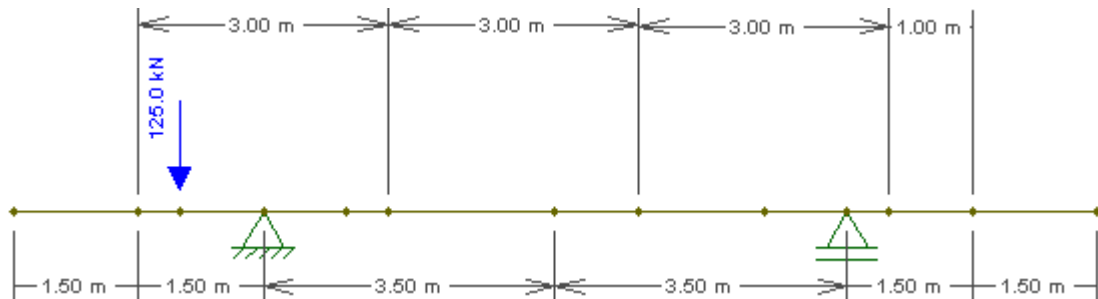


Fig. A6. 4- Aplicação da carga concentrada na secção transversal, no tramo em consola, tendo em conta uma área de dispersão de 1m, para a secção junto ao apoio, relativa ao LM1

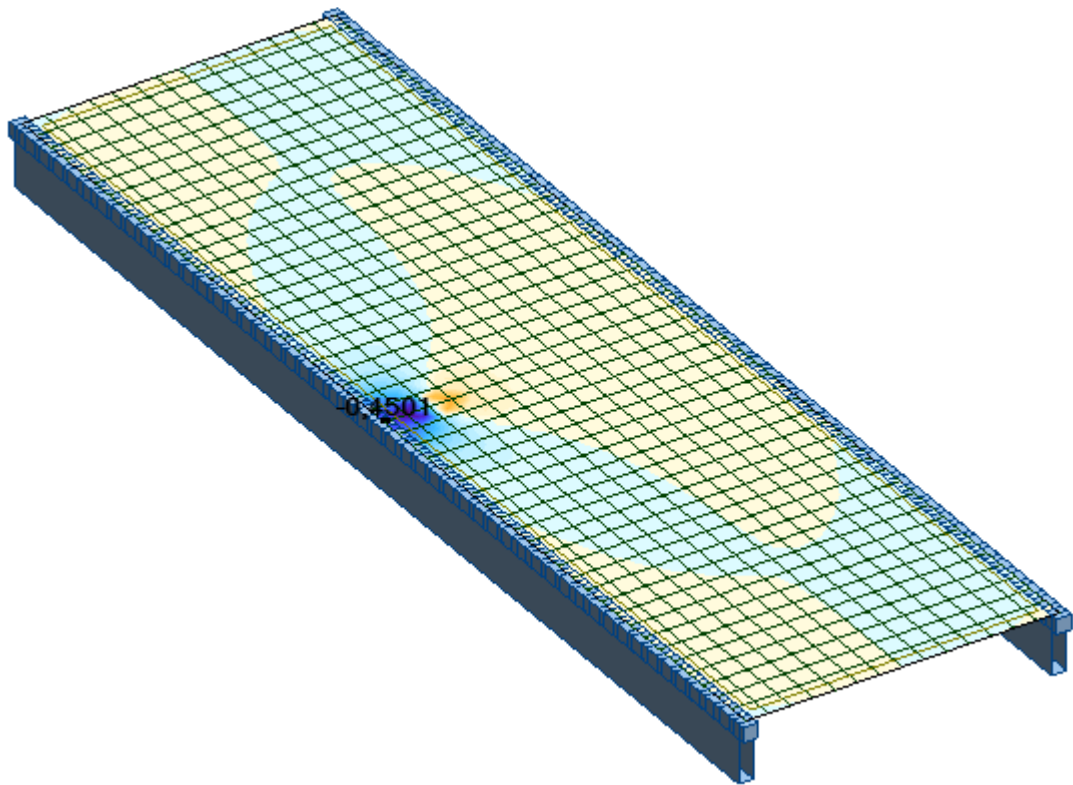


Fig. A6. 5 – Aplicação da carga concentrada na secção transversal, distanciada de 1m na viga esquerda, relativas ao LM1

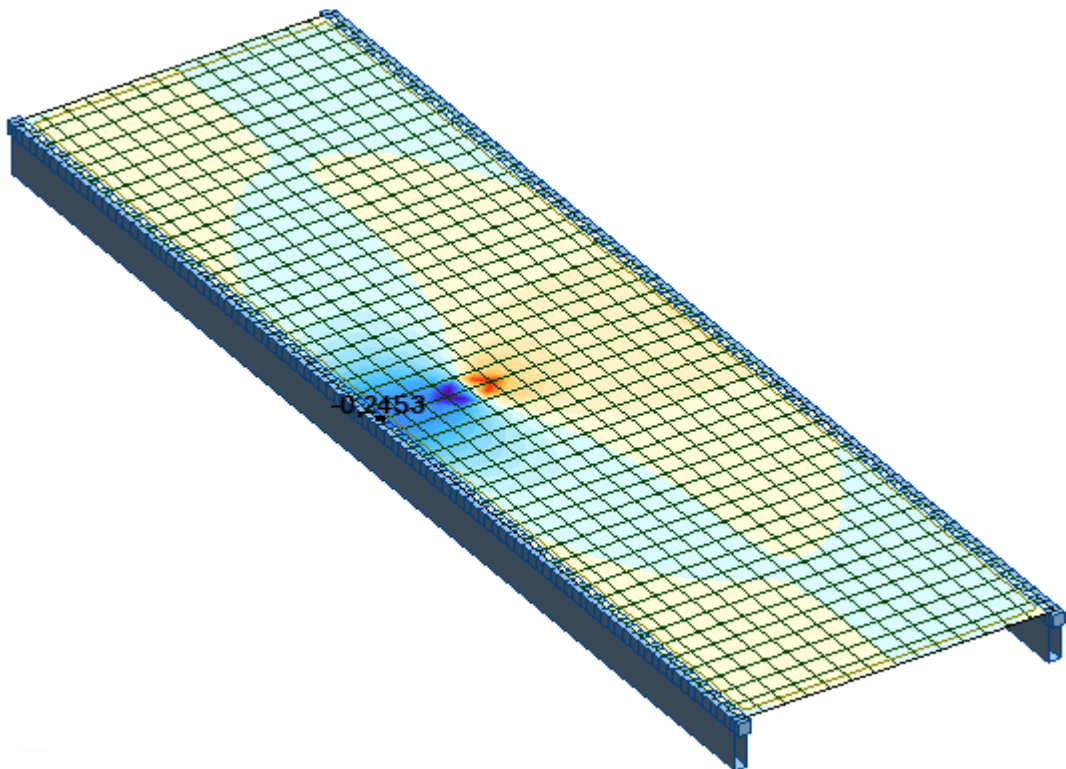


Fig. A6. 6 - Aplicação da carga concentrada na secção transversal, distanciada de 2m na viga esquerda, relativas ao LM1

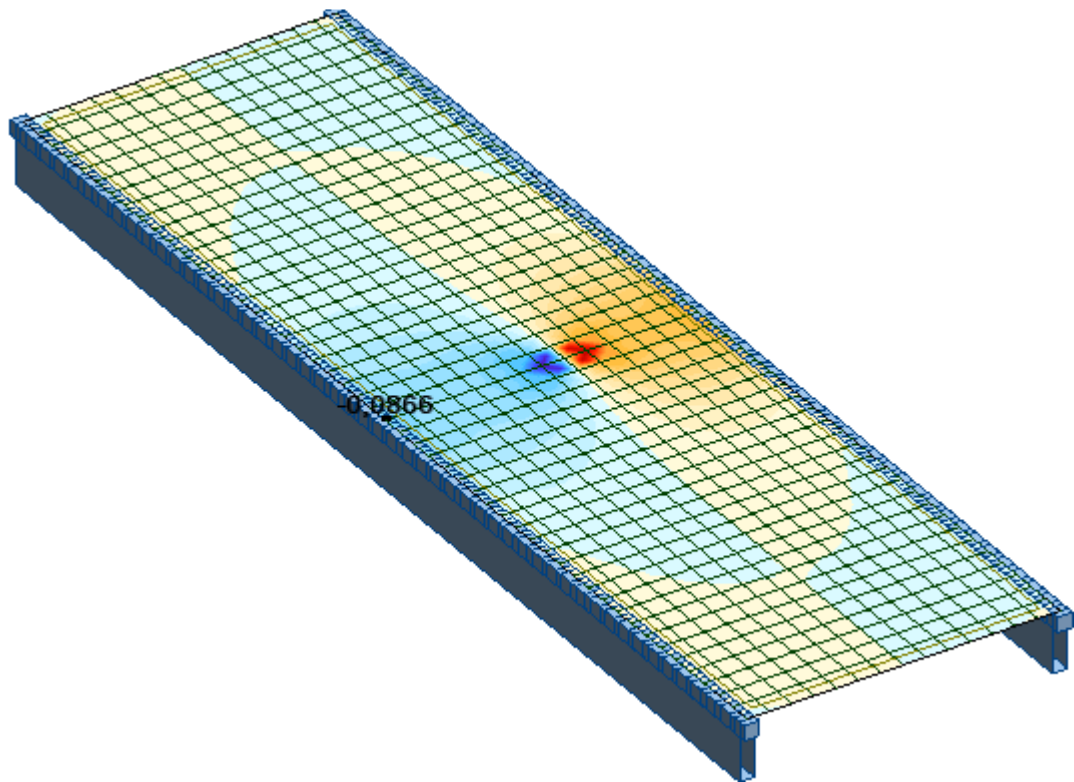


Fig. A6. 7- Aplicação da carga concentrada na secção transversal, distanciada de 4m na viga esquerda, relativas ao LM1

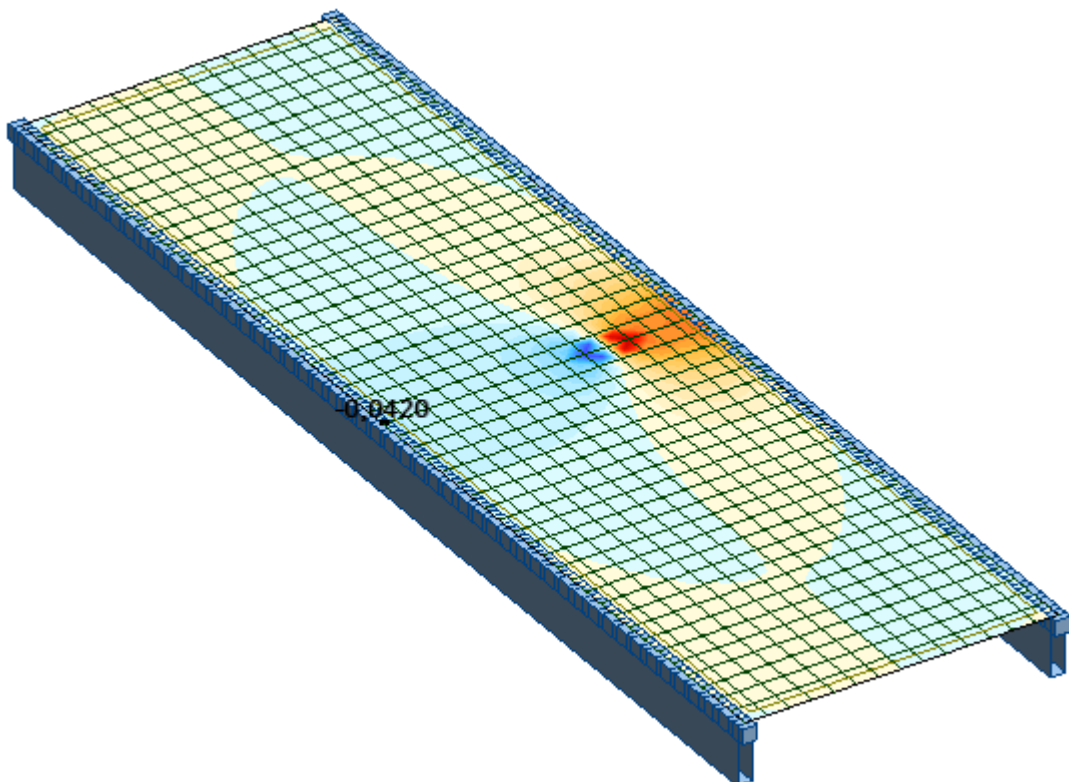


Fig. A6. 8- Aplicação da carga concentrada na secção transversal, distanciada de 5m na viga esquerda, relativas ao LM1

CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA LAJE NA SECÇÃO TRANSVERSAL

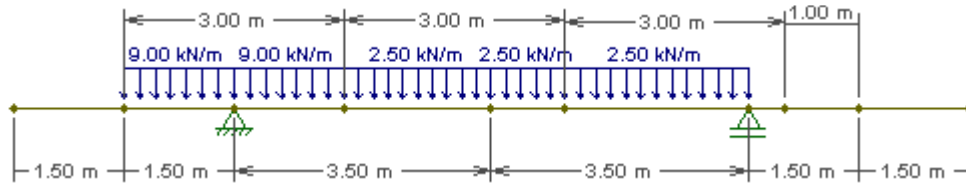


Fig. A6. 9- Aplicação da carga distribuída na seção transversal, para a seção junto ao apoio, relativa ao LM1

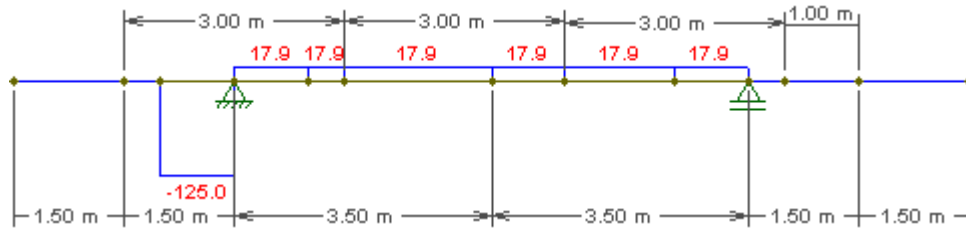


Fig. A6. 10– Diagrama de esforço transverso devido à carga concentrada, em consola, na seção transversal, relativa ao LM1

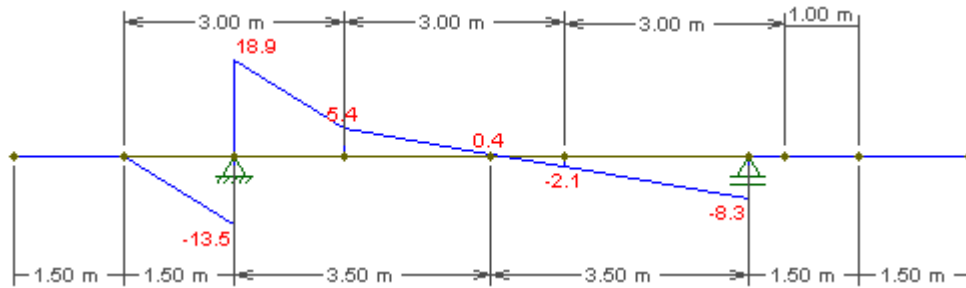


Fig. A6. 11– Diagrama de esforço transverso devido à carga distribuída, em seção transversal, relativa ao LM1

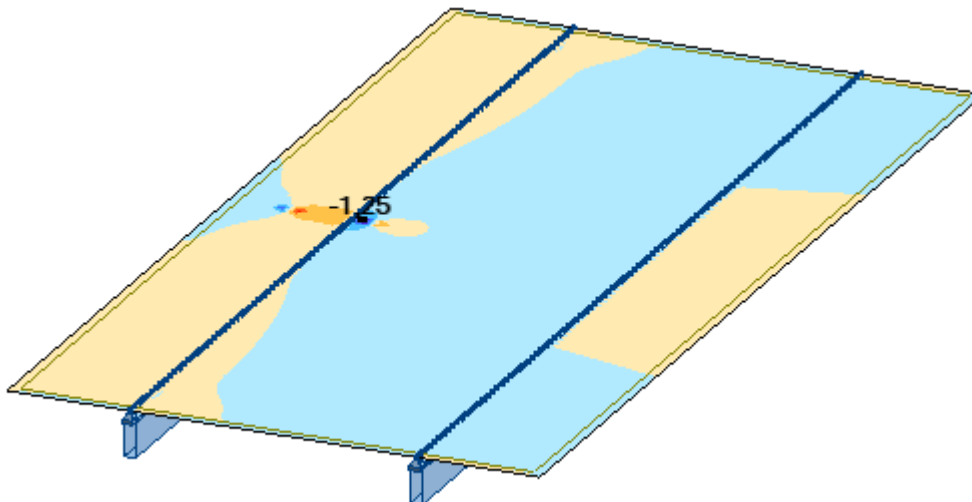


Fig. A6. 12- Aplicação das cargas concentradas na seção transversal, para a seção à direita do apoio, relativas ao LM2

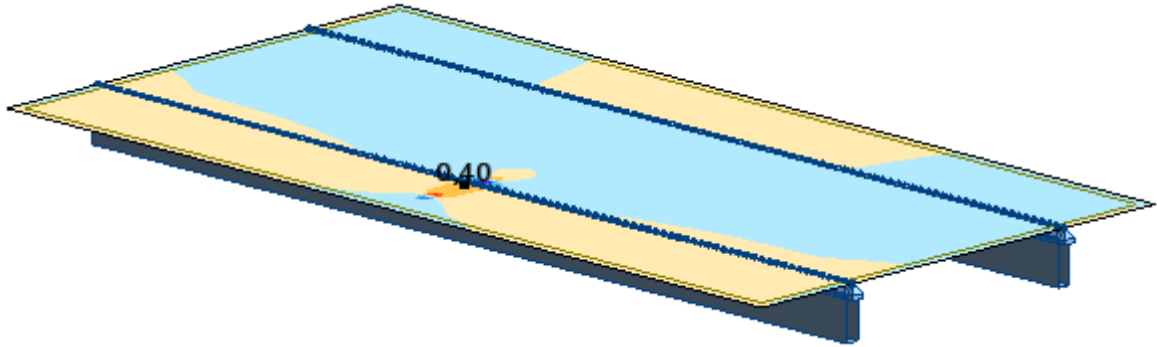


Fig. A6. 13 – Aplicação das cargas concentradas na secção transversal, para a secção à esquerda do apoio, relativas ao LM2

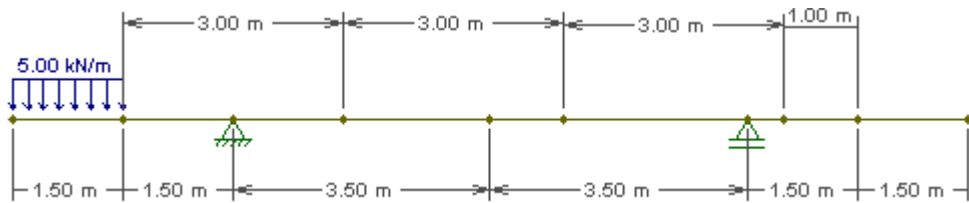


Fig. A6. 14– Aplicação da sobrecarga exercida no passeio

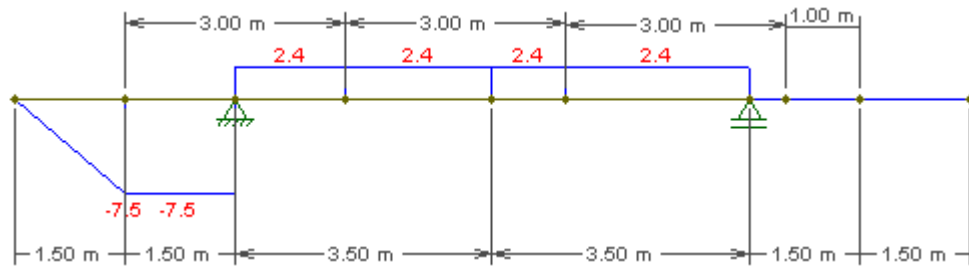


Fig. A6. 15– Diagrama de esforço transversal devido à sobrecarga exercida no passeio

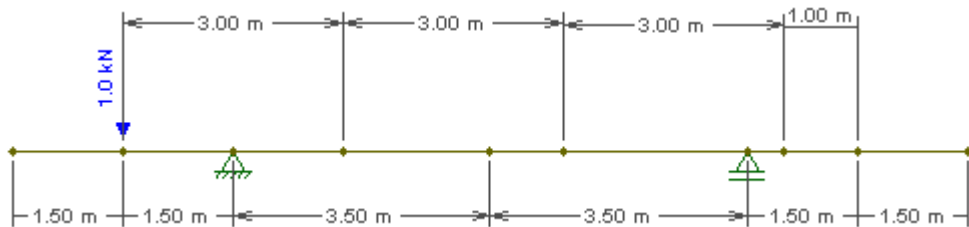


Fig. A6. 16- Aplicação da sobrecarga exercida no parapeito

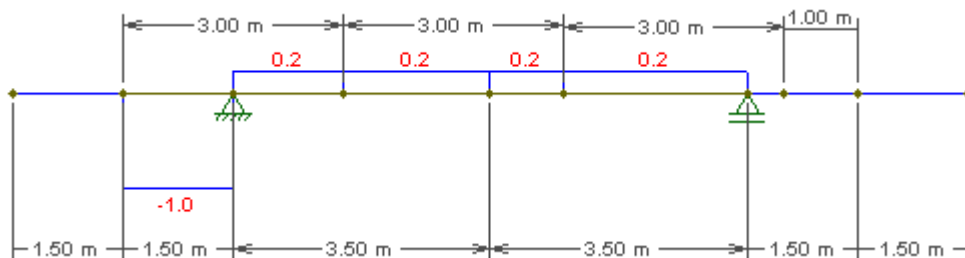


Fig. A6. 17 - Diagrama de esforço transverso devido à sobrecarga exercida no parapeito

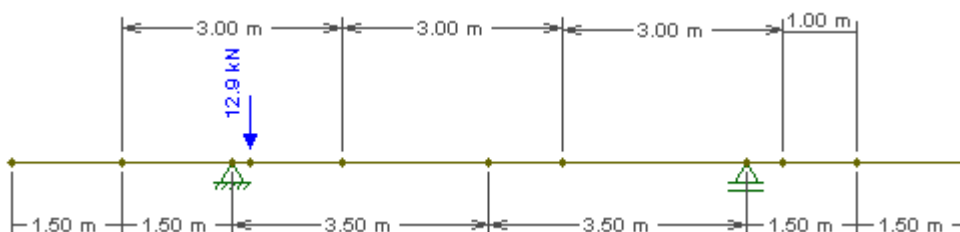


Fig. A6. 18- Aplicação da sobrecarga exercida pelo vento

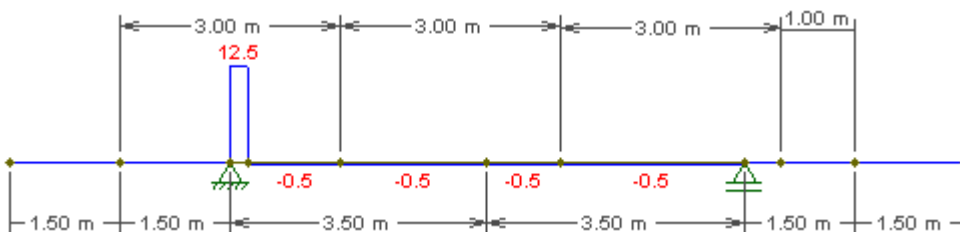


Fig. A6. 19 - Diagrama de esforço transverso devido à sobrecarga exercida pelo vento

A7

**COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA
ESTADO LIMITE ÚLTIMO**

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS POSITIVOS NA LAJE

Tabela A7. 1- Combinações de acções para estado limite último – Momentos positivos

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$
1	1	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$
1	0,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$
-14,9	0	80,78	1,6	0

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	favorável
Acção de base:	LM2	desfavorável
Acção acompanhante 2:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN.m/m)	96,553
-------------	--------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$
1	1	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$
1	0,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$
-14,9	0	80,78	-1,6	0

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	favorável
Acção de base:	LM2	desfavorável
Acção acompanhante 2:	Vento	favorável
Acção acompanhante 3:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN.m/m)	91,753
-------------	--------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE

Tabela A7. 2 - Combinações de acções para estado limite último – Momentos negativos

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,4	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
60,8	0	125	10,1	16,9	0	1,5

Acções permanentes:	Acções directas	desfavorável
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	266,31
---------	--------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
60,8	0	10,1	125	16,9	0	1,5

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	232,30
---------	--------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
60,8	0	16,9	125	10,1	0	1,5

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	237,81
---------	--------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
60,8	0	0	125	10,1	16,9	1,5

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	224,12
---------	--------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	1

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
60,8	0	1,5	125	10,1	16,9	0

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Parapeito	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Vento	desfavorável

Ed (kN)	225,47
---------	--------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
60,8	0	0	125	10,1	16,9	1,5

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	favorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	224,12
---------	--------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE - DIMENSIONAMENTO

Tabela A7. 3 - Combinações de acções para estado limite último – Momentos negativos na laje

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,4	0,4	1	0,4

Acções permanentes:	Acções directas	
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
63,6	0	125	10,1	16,9	0	1,5

Ed (kN)	270,09
---------	--------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA LAJE

Tabela A7. 4- Combinações de acções para estado limite último – Esforço transversal na laje para a secção à esquerda do apoio

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,4	0,4	1	0,4

Esforço transversal à esquerda do apoio

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
35,6	0,00	125	13,5	7,5	0	1

Acções permanentes:	Acções directas	
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	228,75
---------	--------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Esforço transversal à esquerda do apoio

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
35,6	0	13,5	125	7,5	0	1

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	197,4975
---------	----------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA LAJE

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Esforço transversal à esquerda do apoio

Secção mais desfavorável $x=3m$

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
35,6	0	7,5	125	13,5	0	1

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	192,6375
---------	----------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	0,4

Esforço transversal à esquerda do apoio

Secção mais desfavorável $x=3m$

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
35,6	0	0	125	13,5	7,5	1

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	186,5625
---------	----------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA LAJE

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	1

Esforço transversal à esquerda do apoio

Secção mais desfavorável $x=3m$

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
35,6	0	1	125	13,5	7,5	0

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Parapeito	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Vento	desfavorável

Ed (kN)	187,4625
---------	----------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Esforço transversal à esquerda do apoio

Secção mais desfavorável $x=3m$

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
35,6	0	0	125	13,5	7,5	1

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	favorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	186,5625
---------	----------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA LAJE

Tabela A7. 5 - Combinações de acções para estado limite último – Esforço transverso na laje para a secção à direita do apoio

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$
1,35	1	1,35	1,5	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$
0,4	0,4	1

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	LM2	desfavorável
Acção acompanhante 2:	Parapeito	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável

Esforço transverso à esquerda do apoio

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$
28,1	0	250	0,2	2,4	12,5

Ed (kN)	395,601
---------	---------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$
1,35	1	1,35	1,5	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$
1	0,4	0,4

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	LM2	favorável
Acção acompanhante 2:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Parapeito	desfavorável

Esforço transverso à esquerda do apoio

Secção mais desfavorável x=3m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$
28,1	0	250	-12,5	2,4	0,2

Ed (kN)	358,101
---------	---------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 1

Tabela A7. 6– Combinações de acções para estado limite último - Momentos

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,4	0,4	1	0,4

Acções permanentes:	Acções directas	desfavorável
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
21269,9	-9521,02	3515,7	4412,2	2496,1	3151,6	302,6

Ed (kN)	32578,9857
---------	------------

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
11500,9	-8925,701	6905,6	3165,1	1797,1	2269,1	217,8

Ed (kN)	22136,9925
---------	------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 1

$\gamma_{G,j}$	γ_P	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável $x=193m$

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
21269,9	-9521,016	4412,2	3515,7	2496,1	3151,6	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável $x=217,52m$

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
11500,9	-8925,701	3165,1	6905,6	1797,1	2269,1	217,8

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	34966,31895
---------	-------------

Ed (kN)	22370,0835
---------	------------

$\gamma_{G,i}$	γ_P	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável $x=193m$

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
21269,9	-9521,016	2496,1	3515,7	4412,2	3151,6	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável $x=217,52m$

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
11500,9	-8925,701	1797,1	6905,6	3165,1	2269,1	217,8

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	33414,27795
---------	-------------

Ed (kN)	21262,0035
---------	------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 1

$\gamma_{G,j}$	γ_P	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
21269,9	-9521,016	3151,6	3515,7	4412,2	2496,1	302,6

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	31392,43695
---------	-------------

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
11500,9	-8925,701	2269,1	6905,6	3165,1	1797,1	217,8

Ed (kN)	19806,3525
---------	------------

$\gamma_{G,i}$	γ_P	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	1

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
21269,9	-9521,016	302,6	3515,7	4412,2	2496,1	3151,6

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	Parapeito	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Vento	desfavorável

Ed (kN)	31664,77695
---------	-------------

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
11500,9	-8925,701	217,8	6905,6	3165,1	1797,1	2269,1

Ed (kN)	20002,3725
---------	------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 1

$\gamma G, j$	γp	$\gamma Q, 1$	$\gamma Q, 2$	$\gamma Q, 3$	$\gamma Q, 4$	$\gamma Q, 5$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi 0, 2$	$\psi 0, 3$	$\psi 0, 4$	$\psi 0, 5$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk, j	P	$Qk, 1$	$Qk, 2$	$Qk, 3$	$Qk, 4$	$Qk, 5$
21269,9	-	-3151,6	3515,7	4412,2	2496,1	302,6
	9521,016					

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk, j	P	$Qk, 1$	$Qk, 2$	$Qk, 3$	$Qk, 4$	$Qk, 5$
11500,9	-	-2269,1	6905,6	3165,1	1797,1	217,8
	8925,701					

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	favorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	21937,63695
---------	-------------

Ed (kN)	14454,7035
---------	------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA PARA A SOL. 1

Tabela A7. 7- Combinações de acções para estado limite último – Esforço transverso na viga

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,4	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0,00	857,1	408,9	274,1	346,1	33,2

Acções permanentes:	Acções directas	desfavorável
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	5647,605
---------	----------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0	408,9	857,1	274,1	346,1	33,2

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	5689,54275
---------	------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA PARA A SOL. 1

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0	274,1	857,1	408,9	346,1	33,2

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	5580,35475
---------	------------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0	346,1	857,1	408,9	274,1	33,2

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	5358,33375
---------	------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA PARA A SOL. 1

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	1

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0	33,2	857,1	408,9	274,1	346,1

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Parapeito	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Vento	desfavorável

Ed (kN)	5388,21375
---------	------------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0	-346,1	857,1	408,9	274,1	33,2

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	favorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	4320,03375
---------	------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 2

Tabela A7. 8- Combinações de acções para estado limite último – Momentos flectores na viga

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,4	0,4	1	0,4

Acções permanentes:	Acções directas	desfavorável
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
19537,8	-8914,14	3515,7	4412,2	2496,1	3151,6	302,6

Ed (kN)	30847,52206
---------	-------------

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
10564,2	-9533,327	6905,6	3165,1	1797,1	2269,1	217,8

Ed (kN)	20264,82051
---------	-------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 2

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
19537,8	-8914,14	4412,2	3515,7	2496,1	3151,6	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
10564,2	-9533,327	3165,1	6905,6	1797,1	2269,1	217,8

$\gamma_{G,i}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
19537,8	-8914,145	2496,1	7340,2	4412,2	3151,6	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
10564,2	-9533,327	1797,1	7504	3165,1	2269,1	217,8

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	33234,85531
---------	-------------

Ed (kN)	20497,91151
---------	-------------

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	35555,12056
---------	-------------

Ed (kN)	19995,71151
---------	-------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 2

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
19537,8	-8914,145	3151,6	7340,2	4412,2	2496,1	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
10564,2	-9533,327	2269,1	7504	3165,1	1797,1	217,8

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	33533,27956
---------	-------------

Ed (kN)	18540,06051
---------	-------------

$\gamma_{G,i}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	1

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
19537,8	-8914,145	302,6	7340,2	4412,2	2496,1	3151,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
10564,2	-9533,327	217,8	7504	3165,1	1797,1	2269,1

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	Parapeito	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Vento	desfavorável

Ed (kN)	33805,61956
---------	-------------

Ed (kN)	18736,08051
---------	-------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 2

$\gamma_{G,j}$	γ_P	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
19537,8	-8914,145	-3151,6	7340,2	4412,2	2496,1	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
10564,2	-9533,327	-2269,1	7504	3165,1	1797,1	217,8

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	favorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	24078,47956
---------	-------------

Ed (kN)	13188,41151
---------	-------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 3

Tabela A7. 9 - Combinações de acções para estado limite último – Momentos flectores na viga

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,4	0,4	1	0,4

Acções permanentes:	Acções directas	desfavorável
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
23243,9	-10854,57	4283,5	5354,6	3029,7	3177,4	302,6

Ed (kN)	35759,78
---------	----------

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
8386,8	-7253,71	6173,5	2893	1636,6	2276,7	217,8

Ed (kN)	18414,25
---------	----------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 3

$\gamma G, j$	γp	$\gamma Q, 1$	$\gamma Q, 2$	$\gamma Q, 3$	$\gamma Q, 4$	$\gamma Q, 5$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi 0, 2$	$\psi 0, 3$	$\psi 0, 4$	$\psi 0, 5$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk, j	P	$Qk, 1$	$Qk, 2$	$Qk, 3$	$Qk, 4$	$Qk, 5$
23243,9	-10854,57	5354,6	7340,2	3029,7	3177,4	302,6

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	41769,05
---------	----------

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk, j	P	$Qk, 1$	$Qk, 2$	$Qk, 3$	$Qk, 4$	$Qk, 5$
8386,8	-7253,71	2893	7504	1636,6	2276,7	217,8

Ed (kN)	20001,31
---------	----------

$\gamma G, i$	γp	$\gamma Q, 1$	$\gamma Q, 2$	$\gamma Q, 3$	$\gamma Q, 4$	$\gamma Q, 5$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi 0, 2$	$\psi 0, 3$	$\psi 0, 4$	$\psi 0, 5$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk, j	P	$Qk, 1$	$Qk, 2$	$Qk, 3$	$Qk, 4$	$Qk, 5$
23243,9	-10854,57	3029,7	7340,2	5354,6	3177,4	302,6

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	39863,07
---------	----------

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk, j	P	$Qk, 1$	$Qk, 2$	$Qk, 3$	$Qk, 4$	$Qk, 5$
8386,8	-7253,71	1636,6	7504	2893	2276,7	217,8

Ed (kN)	19003,47
---------	----------

COMBINAÇÕES DE ACCÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 3

$\gamma G, j$	γp	$\gamma Q, 1$	$\gamma Q, 2$	$\gamma Q, 3$	$\gamma Q, 4$	$\gamma Q, 5$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi 0, 2$	$\psi 0, 3$	$\psi 0, 4$	$\psi 0, 5$
0,75	0,4	0,4	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk, j	P	$Qk, 1$	$Qk, 2$	$Qk, 3$	$Qk, 4$	$Qk, 5$
23243,9	-10854,57	3177,4	7340,2	5354,6	3029,7	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk, j	P	$Qk, 1$	$Qk, 2$	$Qk, 3$	$Qk, 4$	$Qk, 5$
8386,8	-7253,71	2276,7	7504	2893	1636,6	217,8

Accões permanentes:	Accões directas + parapeitos	
Acção de base:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	37409,01
---------	----------

Ed (kN)	17677,83
---------	----------

$\gamma G, i$	γp	$\gamma Q, 1$	$\gamma Q, 2$	$\gamma Q, 3$	$\gamma Q, 4$	$\gamma Q, 5$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi 0, 2$	$\psi 0, 3$	$\psi 0, 4$	$\psi 0, 5$
0,75	0,4	0,4	1

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk, j	P	$Qk, 1$	$Qk, 2$	$Qk, 3$	$Qk, 4$	$Qk, 5$
23243,9	-10854,57	302,6	7340,2	5354,6	3029,7	3177,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk, j	P	$Qk, 1$	$Qk, 2$	$Qk, 3$	$Qk, 4$	$Qk, 5$
8386,8	-7253,71	217,8	7504	2893	1636,6	2276,7

Accões permanentes:	Accões directas + parapeitos	
Acção de base:	Parapeito	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Vento	desfavorável

Ed (kN)	37681,35
---------	----------

Ed (kN)	17873,85
---------	----------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 3

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
23227	-10854,57	-3177,4	7340,2	5354,6	3029,7	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
8386,8	-7253,71	-2276,7	7504	2893	1636,6	217,8

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	favorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	27876,81
---------	----------

Ed (kN)	12173,37
---------	----------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA PARA A SOL. 3

Tabela A7. 10 - Combinações de acções para estado limite último – Esforço transversal na viga

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,4	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0,00	857,1	408,9	274,1	346,1	33,2

Acções permanentes:	Acções directas	desfavorável
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	5647,61
---------	---------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0	408,9	857,1	274,1	346,1	33,2

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	5689,54
---------	---------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA PARA A SOL. 3

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0	274,1	857,1	408,9	346,1	33,2

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	5580,35
---------	---------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0	346,1	857,1	408,9	274,1	33,2

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	5358,33
---------	---------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA VIGA PARA A SOL. 3

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	1

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0	33,2	857,1	408,9	274,1	346,1

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Parapeito	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Vento	desfavorável

Ed (kN)	5388,21
---------	---------

$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	$\gamma_{Q,4}$	$\gamma_{Q,5}$
1,35	1	1,5	1,35	1,35	1,35	1,5

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
2653,8	0	-346,1	857,1	408,9	274,1	33,2

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	favorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	4320,03
---------	---------

A8

**COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA
ESTADO LIMITE DE SERVIÇO**

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS POSITIVOS NA LAJE - DIMENSIONAMENTO

Tabela A8. 1 - Combinações de acções características para estado limite de serviço – Momentos flectores positivos na laje

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$
1	0,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$
-8,8	0	80,78	1,6	0

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	favorável
Acção de base:	LM2	desfavorável
Acção acompanhante 2:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	73,58
---------	-------

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$
1	0,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$
-8,8	0	80,78	-1,6	0

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	favorável
Acção de base:	LM2	desfavorável
Acção acompanhante 2:	Vento	favorável
Acção acompanhante 3:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	70,38
---------	-------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS POSITIVOS NA LAJE - DIMENSIONAMENTO

Tabela A8. 2 – Combinações de acções frequentes para estado limite de serviço – Momentos flectores positivos na laje

$\psi_{1,1}$	$\psi_{2,2}$	$\psi_{2,3}$
0,75	0	0

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3
-8,8	0	80,78	1,6	0

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	favorável
Acção de base:	LM2	desfavorável
Acção acompanhante 2:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	51,785
---------	--------

$\psi_{1,1}$	$\psi_{2,2}$	$\psi_{2,3}$
0,75	0	0

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3
-8,8	0	80,78	-1,6	0

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	favorável
Acção de base:	LM2	desfavorável
Acção acompanhante 2:	Vento	favorável
Acção acompanhante 3:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	51,785
---------	--------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS POSITIVOS NA LAJE - DIMENSIONAMENTO

Tabela A8. 3– Combinações de acções quase-permanentes para estado limite de serviço – Momentos flectores positivos na laje

$\psi_{2,1}$	$\psi_{2,2}$	$\psi_{2,3}$	$\psi_{2,4}$	$\psi_{2,5}$
0	0	0	0	0

Momentos positivos

Secção mais desfavorável $x=6,5m$

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,1}$	$Q_{k,2}$	$Q_{k,3}$	$Q_{k,4}$	$Q_{k,5}$
-8,8	0	-	-	-	-	-

Acções permanentes:	Acções directas	desfavorável
Acção de base:	Qualquer	desfavorável
Acção acompanhante 2:	Qualquer	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Qualquer	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Qualquer	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Qualquer	desfavorável
Ed (kN)	-8,8	

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE - DIMENSIONAMENTO

Tabela A8. 4 - Combinações de acções frequentes para estado limite de serviço – Momentos flectores negativos na laje

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,4	0,4	1	0,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
63,6	0	125	10,1	16,9	0	1,5

Acções permanentes:	Acções directas	
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	200
---------	-----

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
63,6	0	10,1	125	16,9	0	1,5

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	174,81
---------	--------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE - DIMENSIONAMENTO

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
63,6	0	16,9	10,1	125	0	1,5

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	138,675
---------	---------

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	0,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
63,6	0	0	10,1	125	16,9	1,5

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	
Acção acompanhante 5:	Parapeito	

Ed (kN)	128,535
---------	---------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS NA LAJE - DIMENSIONAMENTO

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	1

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

G_{k,j}	P	Q_{k,1}	Q_{k,2}	Q_{k,3}	Q_{k,4}	Q_{k,5}
63,6	0	1,5	10,1	125	16,9	0

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Parapeito	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Vento	desfavorável
Ed (kN)	129,435	

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=6,5m

G_{k,j}	P	Q_{k,1}	Q_{k,2}	Q_{k,3}	Q_{k,4}	Q_{k,5}
63,6	0	0	10,1	125	16,9	1,5

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	favorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável
Ed (kN)	138,675	

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 3

Tabela A8. 5 - Combinações de acções características para estado limite de serviço – Momentos flectores na viga

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,4	0,4	1	0,4

Momentos negativos						
Secção mais desfavorável		x=193m				
Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
23243,9	-10854,57	4283,5	5354,6	3029,7	3177,4	302,6

Momentos positivos						
Secção mais desfavorável		x=217,52m				
Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
8386,8	-7253,71	6173,5	2893	1636,6	2276,7	217,8

Acções permanentes:		Acções directas		
Acção de base:		TS		desfavorável
Acção acompanhante 2:		UDL		desfavorável
Acção acompanhante 3:		Passeio		desfavorável
Acção acompanhante 4:		Vento		desfavorável
Acção acompanhante 5:		Parapeito		desfavorável
Ed (kN)		23324,98692		

Ed (kN)		11482,24716
---------	--	-------------

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos						
Secção mais desfavorável		x=193m				
Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
23243,9	-10854,57	5354,6	4283,5	2496,1	3177,4	302,6

Momentos positivos						
Secção mais desfavorável		x=217,52m				
Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
8386,8	-7253,713	2893	6173,5	1797,1	2276,7	217,8

Acções permanentes:		Acções directas + parapeitos		
Acção de base:		UDL		desfavorável
Acção acompanhante 2:		TS		desfavorável
Acção acompanhante 3:		Passeio		desfavorável
Acção acompanhante 4:		Vento		desfavorável
Acção acompanhante 5:		Parapeito		desfavorável
Ed (kN)		25253,43192		

Ed (kN)		11738,87216
---------	--	-------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 3

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
23243,9	-10854,57	2496,1	4283,5	5354,6	3177,4	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
8386,8	-7253,713	1797,1	6173,5	2893	2276,7	217,8

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	23538,33192
---------	-------------

Ed (kN)	11081,33216
---------	-------------

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
23243,9	-10854,57	3177,4	4283,5	5354,6	7891,6	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
8386,8	-7253,713	2276,7	6173,5	2893	5681,7	217,8

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	24198,87192
---------	-------------

Ed (kN)	11556,91216
---------	-------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 3

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	0,4	1

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
23100,9	-10854,57	302,6	4283,5	5354,6	7891,6	3177,4

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
8386,8	-7253,713	217,8	6173,5	2893	5681,7	2276,7

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Parapeito	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Vento	desfavorável

Ed (kN)	24237,43192
---------	-------------

Ed (kN)	11687,59216
---------	-------------

$\psi_{0,2}$	$\psi_{0,3}$	$\psi_{0,4}$	$\psi_{0,5}$
0,75	0,4	1	0,4

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
23100,9	-10854,57	-3177,4	4283,5	5354,6	7891,6	302,6

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
8386,8	-7253,713	-2276,7	6173,5	2893	5681,7	217,8

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	desfavorável
Acção de base:	Vento	favorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	22436,03192
---------	-------------

Ed (kN)	10412,53216
---------	-------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 3

Tabela A8. 6 - Combinações de acções quase-permanentes para estado limite de serviço – Momentos flectores na viga

$\psi_{2,1}$	$\psi_{2,2}$	$\psi_{2,3}$	$\psi_{2,4}$	$\psi_{2,5}$
0	0	0	0	0

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
23243,9	-10854,57	7340,2	8068,1	2496,1	7891,6	201,7

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
8386,8	-7253,71	7504	5808,8	1797,1	5681,7	145,2

Acções permanentes:	Acções directas	
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	12389,32692
---------	-------------

Ed (kN)	1133,08716
---------	------------

COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NA VIGA PARA A SOL. 3

Tabela A8. 7 - Combinações de acções frequentes para estado limite de serviço – Momentos flectores na viga

$\psi_{1,1}$	$\psi_{2,2}$	$\psi_{2,3}$	$\psi_{2,4}$	$\psi_{2,5}$
0,75	0	0	0	0

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
23243,9	-10854,57	4283,5				

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
8386,8	-7253,71	6173,5				

Acções permanentes:	Acções directas	
Acção de base:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 2:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	15601,95192
---------	-------------

Ed (kN)	5763,21216
---------	------------

$\psi_{1,1}$	$\psi_{2,2}$	$\psi_{2,3}$	$\psi_{2,4}$	$\psi_{2,5}$
0,4	0	0	0	0

Momentos negativos

Secção mais desfavorável x=193m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
23100,9	-10854,6	8068,1	7340,2	2496,1	7891,6	201,7

Momentos positivos

Secção mais desfavorável x=217,52m

Gk,j	P	Qk,1	Qk,2	Qk,3	Qk,4	Qk,5
12490,9	-7253,71	5808,8	7504	1797,1	5681,7	145,2

Acções permanentes:	Acções directas + parapeitos	
Acção de base:	UDL	desfavorável
Acção acompanhante 2:	TS	desfavorável
Acção acompanhante 3:	Passeio	desfavorável
Acção acompanhante 4:	Vento	desfavorável
Acção acompanhante 5:	Parapeito	desfavorável

Ed (kN)	15473,56692
---------	-------------

Ed (kN)	7560,70716
---------	------------

A9

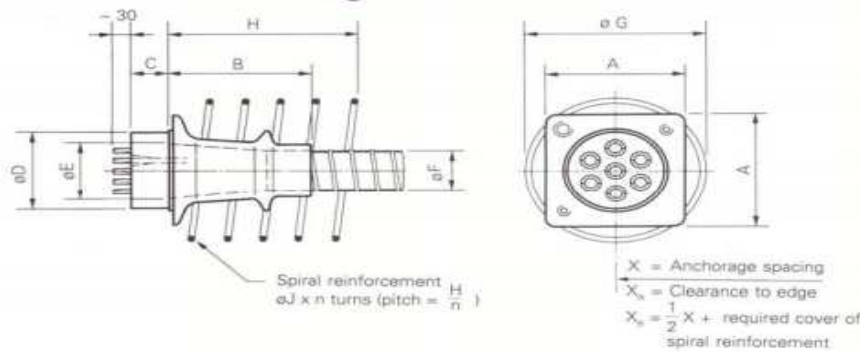
**TABELAS AUXILIARES PARA O
CÁLCULO DA ESTRUTURA**

Tabela A9. 1 – Tabela de ancoragens para pré-esforço

MULTISTRAND SYSTEM



Stressing Anchorage VSL Type EC



	Tendon unit	A	B	C	eD	eE	eF ¹⁾ internal/ external	eG	H	eJ	n	X ²⁾
Strand type 13 mm (0.5")	5-3	120	130	50	90	50	40/45	130	150	10	3	155
	5-4	135	125	50	95	55	45/50	160	150	10	3	180
	5-7	165	155	55	110	74	55/60	205	200	12	4	235
	5-12	215	215	60	150	104	65/72	285	250	14	5	305
	5-19	270	285	75	180	135	80/87	365	300	16	6	385
	5-22	290	335	85	190	150	85/92	395	360	18	6	415
	5-31	340	365	95	230	172	100/107	470	400	18	8	490
	5-37	370	360	105	240	188	120/127	510	420	20	7	535
5-55	430	400	130	290	230	140/150	620	540	22	9	655	
Strand type 15 mm (0.6")	6-3	135	125	50	95	55	45/50	160	150	10	3	185
	6-4	150	155	55	110	65	50/55	190	200	12	4	210
	6-7	190	170	60	135	84	60/67	260	250	14	5	280
	6-12	250	245	75	170	118	80/87	345	300	16	6	365
	6-19	310	305	95	200	150	95/102	440	350	18	7	460
	6-22	340	365	100	220	172	110/117	470	400	18	8	495
	6-31	390	350	120	260	192	130/137	560	480	20	8	590
	6-37	430	450	135	280	215	140/150	610	540	22	9	640
6-55	520	530	160	340	255	170/180	740	630	26	9	790	

Dimensions in mm

- Standard diameter for corrugated steel duct. For polyethylene ducts PT-PLUS[®] see page 6.
 - Anchorage spacings are in accordance with test requirements of CEB/FIP (Recommendations for acceptance and application of post-tensioning systems; March 1981). Modifications to these values may be possible.
- Dimensions are valid for:
Nominal concrete strength at 28 days: 35 MPa (cube), 28 MPa (cylinder).

Subject to modification

Maximum prestressing force may be applied when concrete reaches 80 % of its nominal strength.
Max. prestressing force is 75 % of min. tendon breaking load (temporary overstressing to 80 %).
Dimensions for other concrete strengths on request.

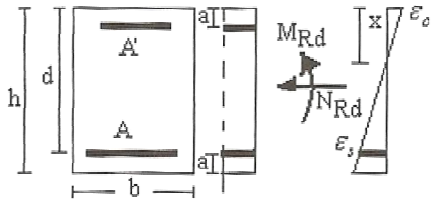
Yield strength of spiral reinforcement: ≥ 420 MPa.
Spirals may be replaced by suitable orthogonal reinforcement.

Tabela A9. 2 - Tabela para verificação da linha do eixo neutro para momentos positivos na laje

TABELA 3 S500
FLEXÃO COMPOSTA

Secções rectangulares duplamente armadas

C12-C50 S500



$$\alpha = \frac{x}{h}; A_s = A + A'; A = A'; \frac{a}{h} = 0.10$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{bh^2 f_{cd}}; \nu = \frac{N_{Rd}}{bh f_{cd}}; \bar{\omega} = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15; f_{cd} = f_{ck} / 1.5$$

μ	$\nu = 0.0$		$\nu = 0.1$		$\nu = 0.2$		$\nu = 0.3$		$\nu = 0.4$		$\nu = 0.5$	
	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,005	0,027	0,010	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,010	0,039	0,021	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,015	0,048	0,032	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,020	0,056	0,043	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,025	0,062	0,054	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,030	0,069	0,066	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,035	0,074	0,078	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,040	0,079	0,090	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,045	0,083	0,102	0,124	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,050	0,087	0,114	0,129	0,013	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,055	0,091	0,126	0,133	0,025	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,060	0,094	0,138	0,137	0,038	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,065	0,097	0,151	0,140	0,050	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,070	0,100	0,163	0,144	0,063	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,075	0,103	0,176	0,146	0,076	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,080	0,106	0,188	0,149	0,089	0,247	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,085	0,108	0,201	0,152	0,101	0,247	0,014	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,090	0,111	0,213	0,154	0,114	0,248	0,027	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,095	0,113	0,225	0,156	0,127	0,248	0,039	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,100	0,115	0,238	0,158	0,139	0,248	0,052	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,105	0,118	0,250	0,160	0,152	0,249	0,064	0,370	0,003	0,000	0,000	0,000	0,000
0,110	0,120	0,263	0,162	0,164	0,249	0,077	0,370	0,016	0,000	0,000	0,000	0,000
0,115	0,122	0,275	0,164	0,177	0,249	0,089	0,370	0,028	0,000	0,000	0,000	0,000
0,120	0,123	0,288	0,166	0,190	0,249	0,102	0,370	0,041	0,494	0,006	0,000	0,000
0,125	0,125	0,300	0,167	0,202	0,250	0,115	0,370	0,053	0,494	0,018	0,616	0,010
0,130	0,127	0,313	0,169	0,215	0,250	0,127	0,370	0,066	0,494	0,031	0,614	0,024
0,135	0,129	0,325	0,170	0,227	0,250	0,140	0,370	0,078	0,494	0,043	0,612	0,038
0,140	0,130	0,338	0,172	0,240	0,250	0,152	0,370	0,091	0,494	0,056	0,610	0,052
0,145	0,132	0,350	0,173	0,253	0,250	0,165	0,370	0,103	0,494	0,068	0,608	0,066
0,150	0,134	0,363	0,175	0,266	0,251	0,177	0,370	0,116	0,494	0,081	0,607	0,080
0,155	0,135	0,376	0,176	0,278	0,251	0,190	0,370	0,128	0,494	0,093	0,605	0,093
0,160	0,136	0,388	0,177	0,291	0,251	0,202	0,370	0,141	0,494	0,106	0,604	0,107
0,165	0,138	0,401	0,178	0,303	0,251	0,215	0,370	0,153	0,494	0,118	0,602	0,121
0,170	0,139	0,413	0,179	0,316	0,251	0,227	0,370	0,166	0,494	0,131	0,601	0,134
0,175	0,141	0,426	0,181	0,328	0,252	0,240	0,370	0,178	0,494	0,143	0,600	0,148
0,180	0,142	0,438	0,182	0,341	0,252	0,252	0,370	0,191	0,494	0,156	0,599	0,161
0,185	0,143	0,451	0,183	0,354	0,252	0,265	0,370	0,203	0,494	0,168	0,598	0,175
0,190	0,144	0,463	0,184	0,366	0,252	0,278	0,370	0,216	0,494	0,181	0,597	0,188
0,195	0,146	0,476	0,185	0,379	0,252	0,290	0,370	0,228	0,494	0,193	0,596	0,201
0,200	0,147	0,488	0,186	0,391	0,252	0,303	0,370	0,241	0,494	0,206	0,595	0,215
0,205	0,148	0,501	0,187	0,404	0,252	0,315	0,370	0,253	0,494	0,218	0,594	0,228
0,210	0,149	0,514	0,188	0,417	0,253	0,328	0,370	0,266	0,494	0,231	0,593	0,241
0,215	0,150	0,526	0,188	0,429	0,253	0,340	0,370	0,278	0,494	0,243	0,592	0,254
0,220	0,151	0,539	0,189	0,442	0,253	0,352	0,370	0,291	0,494	0,256	0,591	0,267
0,225	0,152	0,551	0,190	0,454	0,253	0,365	0,370	0,303	0,494	0,268	0,591	0,280
0,230	0,153	0,564	0,191	0,467	0,253	0,378	0,370	0,316	0,494	0,281	0,590	0,293
0,235	0,154	0,576	0,192	0,480	0,253	0,390	0,370	0,328	0,494	0,293	0,589	0,307
0,240	0,155	0,589	0,192	0,493	0,253	0,403	0,370	0,341	0,494	0,306	0,588	0,320
0,245	0,156	0,602	0,193	0,505	0,253	0,415	0,370	0,353	0,494	0,318	0,588	0,333

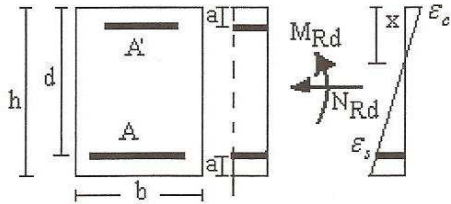
Tabela A9. 3 - Tabela para verificação da linha do eixo neutro para momentos negativos na viga

TABELA 3_S500 (cont.)

FLEXÃO COMPOSTA

Secções rectangulares duplamente armadas

C12-C50 S500



$$\alpha = \frac{x}{h}; A_s = A + A'; A = A'; \frac{a}{h} = 0.10$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{bh^2 f_{cd}}; \nu = \frac{N_{Rd}}{bh f_{cd}}; \bar{\omega} = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15; f_{cd} = f_{ck} / 1.5$$

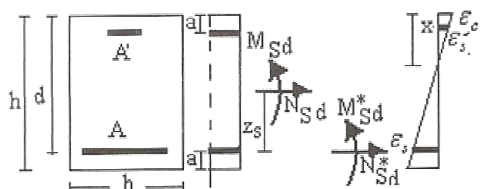
μ	$\nu = 0.0$		$\nu = 0.1$		$\nu = 0.2$		$\nu = 0.3$		$\nu = 0.4$		$\nu = 0.5$	
	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$
0,250	0,157	0,614	0,194	0,517	0,254	0,428	0,370	0,366	0,494	0,331	0,587	0,346
0,255	0,158	0,627	0,195	0,530	0,254	0,440	0,370	0,378	0,494	0,343	0,587	0,359
0,260	0,159	0,639	0,195	0,542	0,254	0,453	0,370	0,391	0,494	0,356	0,586	0,372
0,265	0,160	0,652	0,196	0,555	0,254	0,465	0,370	0,403	0,494	0,368	0,586	0,385
0,270	0,161	0,664	0,197	0,568	0,254	0,478	0,370	0,416	0,494	0,381	0,585	0,397
0,275	0,162	0,677	0,197	0,581	0,254	0,491	0,370	0,428	0,494	0,393	0,584	0,410
0,280	0,162	0,689	0,198	0,593	0,254	0,503	0,370	0,441	0,494	0,406	0,584	0,424
0,285	0,163	0,702	0,199	0,606	0,254	0,516	0,370	0,453	0,494	0,418	0,584	0,436
0,290	0,164	0,715	0,199	0,618	0,254	0,528	0,370	0,466	0,494	0,431	0,583	0,449
0,295	0,165	0,727	0,200	0,631	0,255	0,541	0,370	0,478	0,494	0,443	0,583	0,462
0,300	0,166	0,740	0,200	0,643	0,255	0,553	0,370	0,491	0,494	0,456	0,582	0,475
0,305	0,166	0,752	0,201	0,656	0,255	0,565	0,370	0,503	0,494	0,468	0,582	0,488
0,310	0,167	0,765	0,202	0,668	0,255	0,578	0,370	0,516	0,494	0,481	0,581	0,501
0,315	0,168	0,777	0,202	0,681	0,255	0,590	0,370	0,528	0,494	0,493	0,581	0,513
0,320	0,168	0,790	0,203	0,693	0,255	0,603	0,370	0,541	0,494	0,506	0,581	0,526
0,325	0,169	0,802	0,203	0,706	0,255	0,616	0,370	0,553	0,494	0,518	0,580	0,539
0,330	0,170	0,815	0,204	0,719	0,255	0,628	0,370	0,566	0,494	0,531	0,580	0,552
0,335	0,171	0,827	0,204	0,731	0,255	0,641	0,370	0,578	0,494	0,543	0,579	0,565
0,340	0,171	0,840	0,205	0,744	0,255	0,653	0,370	0,591	0,494	0,556	0,579	0,578
0,345	0,172	0,853	0,205	0,756	0,255	0,666	0,370	0,603	0,494	0,568	0,579	0,590
0,350	0,173	0,865	0,206	0,769	0,255	0,678	0,370	0,616	0,494	0,581	0,578	0,603
0,355	0,173	0,878	0,206	0,782	0,256	0,691	0,370	0,628	0,494	0,593	0,578	0,616
0,360	0,174	0,890	0,207	0,794	0,256	0,703	0,370	0,641	0,494	0,606	0,578	0,629
0,365	0,174	0,903	0,207	0,807	0,256	0,716	0,370	0,653	0,494	0,618	0,578	0,641
0,370	0,175	0,915	0,207	0,819	0,256	0,728	0,370	0,666	0,494	0,631	0,577	0,654
0,375	0,176	0,928	0,208	0,832	0,256	0,741	0,370	0,678	0,494	0,643	0,577	0,667
0,380	0,176	0,941	0,208	0,844	0,256	0,753	0,370	0,691	0,494	0,656	0,577	0,680
0,385	0,177	0,953	0,209	0,857	0,256	0,766	0,370	0,703	0,494	0,668	0,576	0,692
0,390	0,177	0,966	0,209	0,869	0,256	0,779	0,370	0,716	0,494	0,681	0,576	0,705
0,395	0,178	0,978	0,210	0,882	0,256	0,791	0,370	0,728	0,494	0,693	0,576	0,718
0,400	0,179	0,991	0,210	0,895	0,256	0,803	0,370	0,741	0,494	0,706	0,576	0,730
0,410	0,180	1,016	0,211	0,920	0,256	0,828	0,370	0,766	0,494	0,731	0,575	0,756
0,420	0,181	1,041	0,212	0,945	0,256	0,854	0,370	0,791	0,494	0,756	0,575	0,781
0,430	0,182	1,066	0,212	0,970	0,257	0,879	0,370	0,816	0,494	0,781	0,574	0,807
0,440	0,183	1,091	0,213	0,995	0,257	0,904	0,370	0,841	0,494	0,806	0,574	0,832
0,450	0,184	1,116	0,214	1,020	0,257	0,929	0,370	0,866	0,494	0,831	0,574	0,857
0,460	0,185	1,141	0,214	1,046	0,257	0,954	0,370	0,891	0,494	0,856	0,573	0,883
0,470	0,186	1,167	0,215	1,070	0,257	0,979	0,370	0,916	0,494	0,881	0,573	0,908
0,480	0,186	1,192	0,216	1,096	0,257	1,003	0,370	0,941	0,494	0,906	0,572	0,933
0,490	0,187	1,217	0,216	1,120	0,257	1,029	0,370	0,966	0,494	0,931	0,572	0,959
0,500	0,188	1,242	0,217	1,146	0,257	1,053	0,370	0,991	0,494	0,956	0,572	0,984
0,510	0,189	1,267	0,218	1,171	0,257	1,079	0,370	1,016	0,494	0,981	0,571	1,009
0,520	0,190	1,292	0,218	1,196	0,257	1,103	0,370	1,041	0,494	1,006	0,571	1,034
0,530	0,191	1,317	0,219	1,221	0,258	1,129	0,370	1,066	0,494	1,031	0,571	1,059
0,540	0,191	1,342	0,219	1,246	0,258	1,153	0,370	1,091	0,494	1,056	0,571	1,085
0,550	0,192	1,367	0,220	1,271	0,258	1,179	0,370	1,116	0,494	1,081	0,570	1,110
0,560	0,193	1,392	0,220	1,296	0,258	1,204	0,370	1,141	0,494	1,106	0,570	1,135
0,570	0,194	1,417	0,221	1,321	0,258	1,229	0,370	1,166	0,494	1,131	0,570	1,161
0,580	0,194	1,443	0,221	1,346	0,258	1,254	0,370	1,191	0,494	1,156	0,570	1,186
0,590	0,195	1,467	0,222	1,371	0,258	1,279	0,370	1,216	0,494	1,181	0,569	1,211

Tabela A9. 5 – Âbaco para a verificação em estado limite de serviço para a secção de momentos positivos na laje

ÂBACO S2

Flexão composta secção rectangular duplamente armada

$A'/A = 0.2$ $a/d = 0.1$

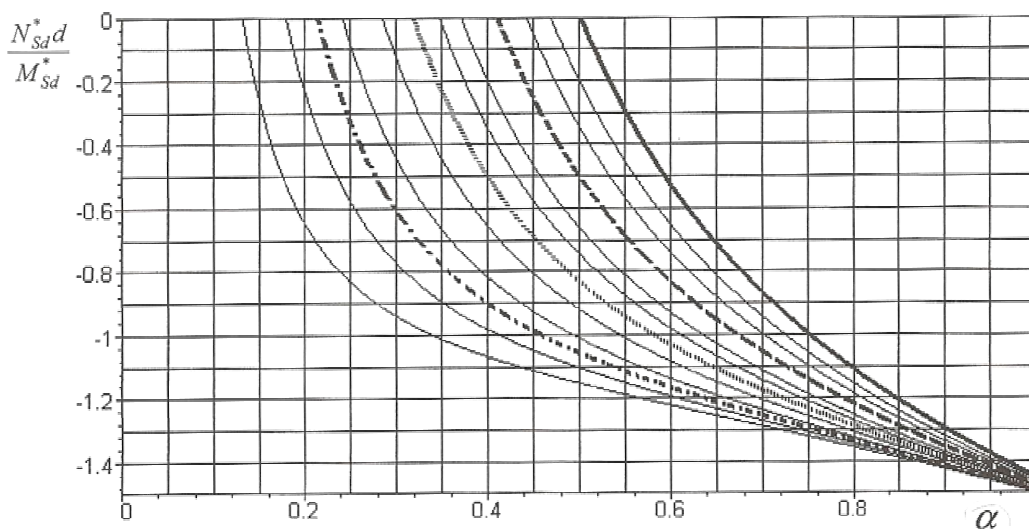


$$M_{Sd}^* = M_{Sd} - N_{Sd} z_s \quad \alpha_e \rho = \frac{E_s}{E_c} \frac{A}{bd}$$

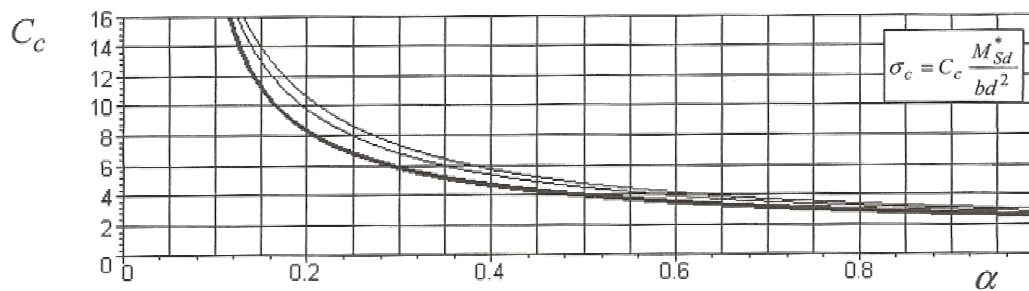
$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad \beta = \frac{A'}{A} \quad \alpha = \frac{x}{d}$$

$$\delta = \frac{a}{d} \quad \rho = \frac{A}{bd}$$

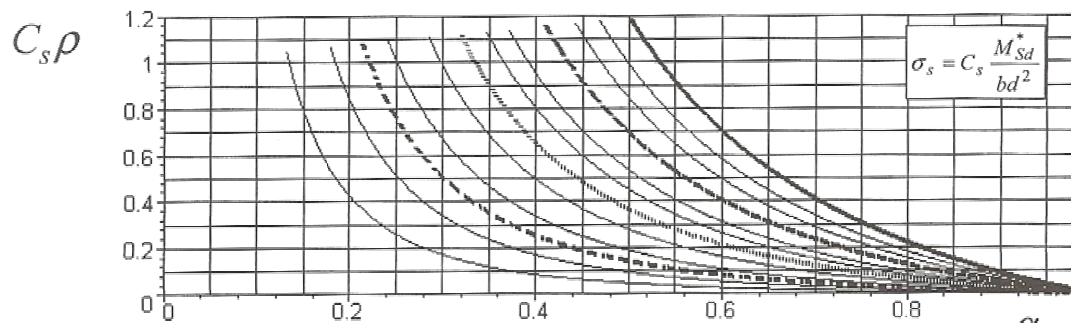
$\alpha_e \rho =$ 0.01 0.02 0.03 0.04 0.06 0.08 0.10 0.12 0.16 0.20 0.24 0.30



$\alpha_e \rho =$ 0.30 0.10 0.01



$\alpha_e \rho =$ 0.01 0.02 0.03 0.04 0.06 0.08 0.10 0.12 0.16 0.20 0.24 0.30

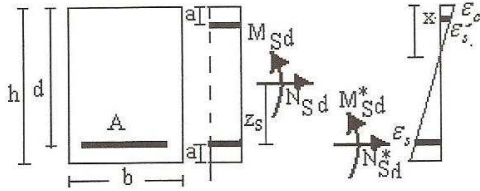


TABELAS AUXILIARES PARA O CÁLCULO DA ESTRUTURA

Tabela A9. 6 - Âbaco para a verificação em estado limite de serviço para a secção de momentos negativos na laje

ÂBACO S1

Flexão composta secção rectangular simplesmente armada
 $a/d=0.1$



$$M_{Sd}^* = M_{Sd} - N_{Sd} z_s \quad \alpha_e \rho = \frac{E_s}{E_c} \frac{A}{bd}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad \beta = \frac{A'}{A} \quad \alpha = \frac{x}{d}$$

$$\delta = \frac{a}{d} \quad \rho = \frac{A}{bd}$$

$\alpha_e \rho =$ 0.01 0.02 0.03 0.04 0.06 0.08 0.10 0.12 0.16 0.20 0.24 0.30

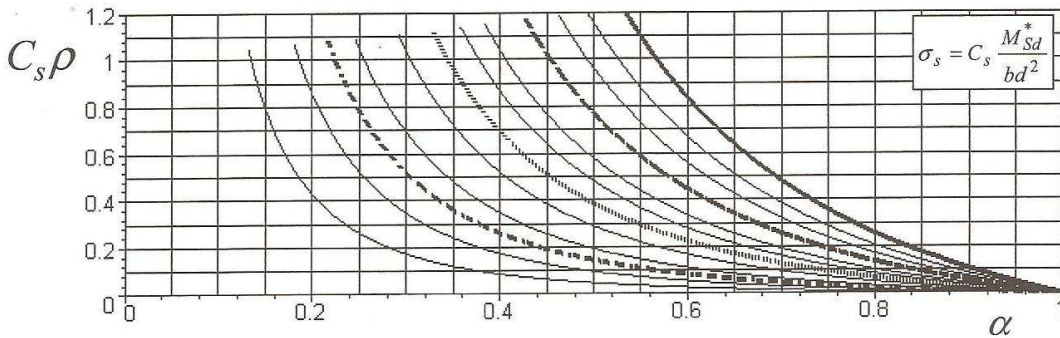
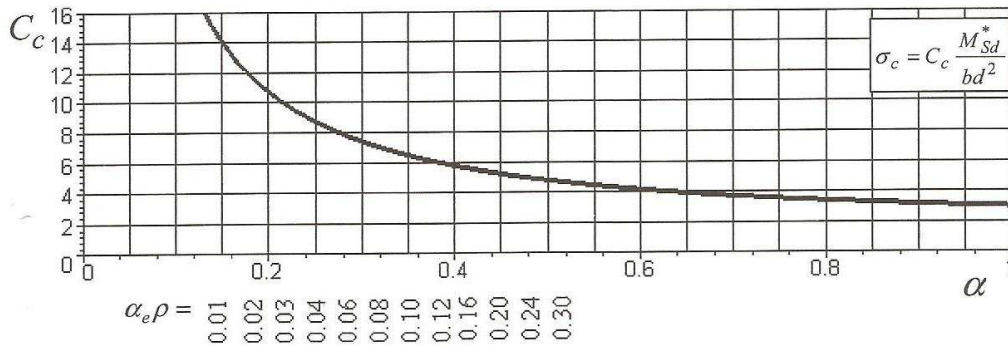
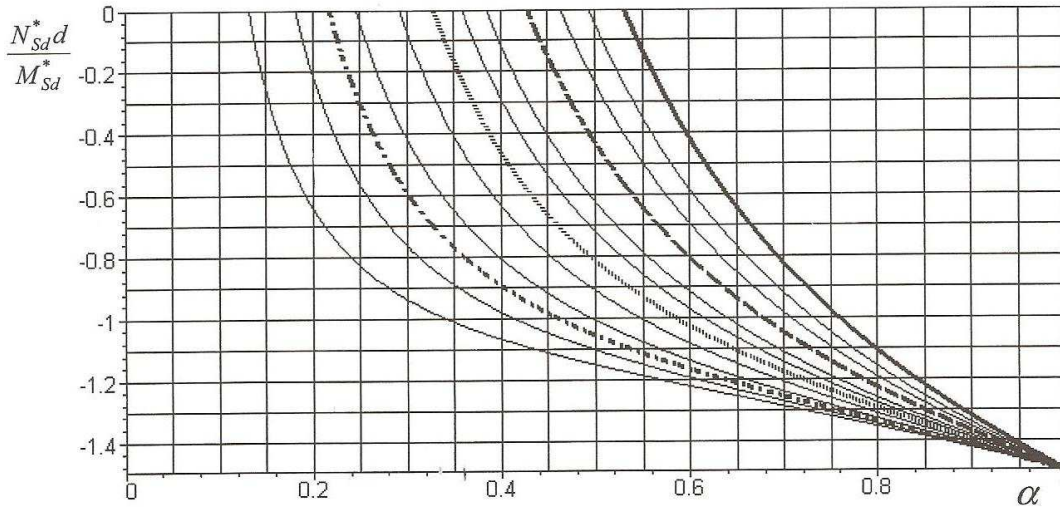


Tabela A9. 7 – Tabela para o controlo da fendilhação sem cálculo directo: diâmetro máximo dos varões

Quadro 7.2N – Diâmetros máximos dos varões ϕ_s^* para controlo da fendilhação¹

Tensão no aço ² [MPa]	Diâmetros máximos dos varões [mm]		
	$w_L = 0,4 \text{ mm}$	$w_L = 0,3 \text{ mm}$	$w_L = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

NOTAS: 1. Os valores indicados no quadro baseiam-se nas seguintes hipóteses:

$$c = 25 \text{ mm}; f_{\sigma, \text{eff}} = 2,9 \text{ MPa}; h_{\text{eff}} = 0,5 h; (h-d) = 0,1h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_3 = 0,4; k = 1,0; k_4 = 0,4 \text{ e } k_5 = 1,0$$

2. Para as combinações de acções apropriadas:

Tabela A9. 8 - Tabela para o controlo da fendilhação sem cálculo directo: espaçamento máximo entre varões

Quadro 7.3N – Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação¹

Tensão no aço ² [MPa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$w_L = 0,4 \text{ mm}$	$w_L = 0,3 \text{ mm}$	$w_L = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabela A9. 9 – Ábaco para o cálculo de k_{s1}

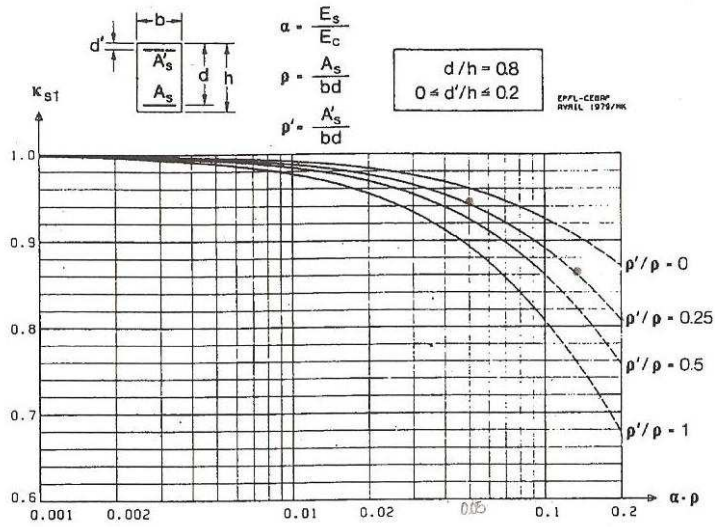


Tabela A9. 10 - Ábaco para o cálculo de k_{s2}

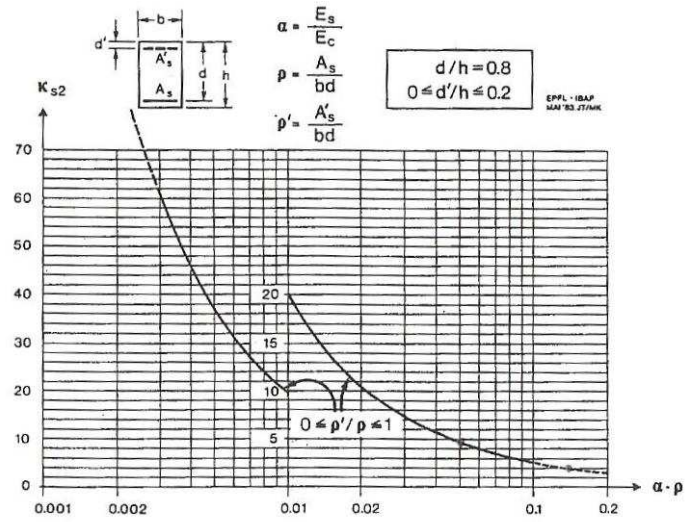


Tabela A9. 11 - Ábaco para o cálculo de $k_{\phi 1}$

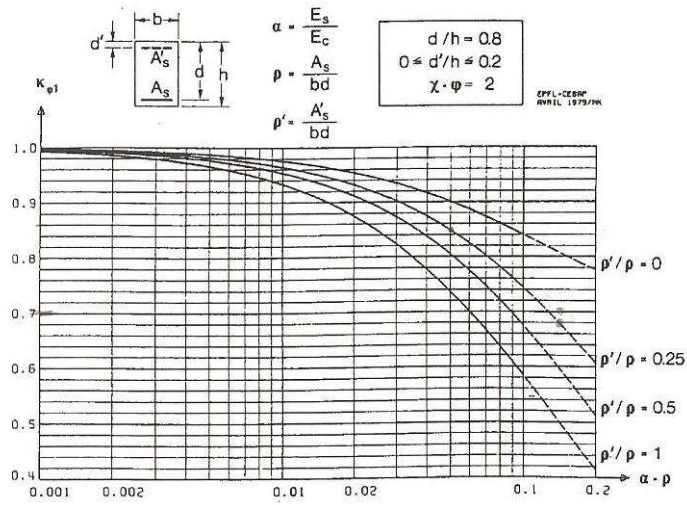


Tabela A10. 12 - Ábaco para o cálculo de $k_{\phi 2}$

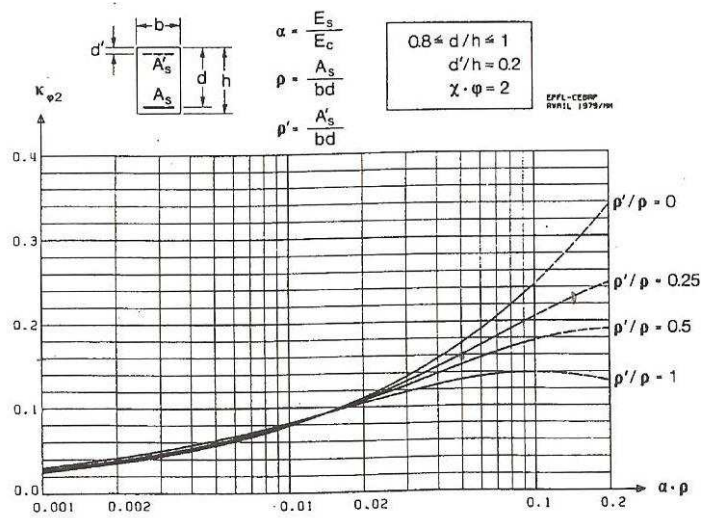
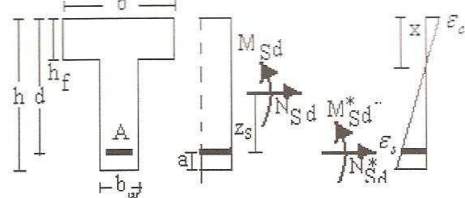


Tabela A9. 13 - Ábaco para a verificação em estado limite de serviço na viga

ÁBACO S16

Flexão composta seção em T simplesmente armada

$b/b_w=8$ $h_f/d=0.14$

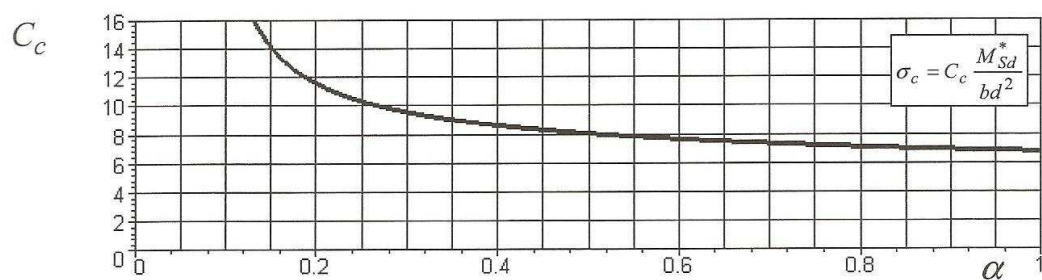
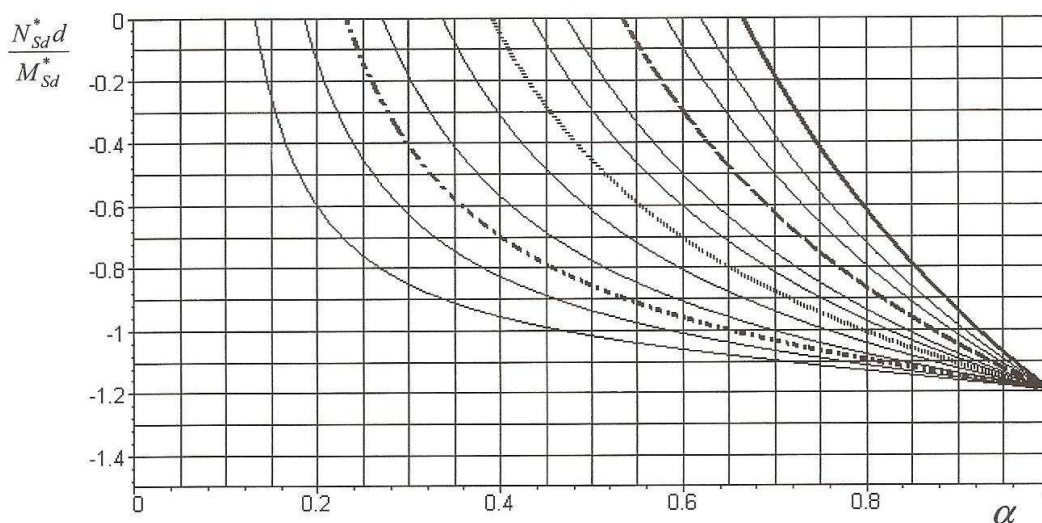


$$M_{Sd}^* = M_{Sd} - N_{Sd} z_s$$

$$\alpha_e \rho = \frac{E_s}{E_c} \frac{A}{bd} \quad \alpha = \frac{x}{d} \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\delta = \frac{a}{d} \quad \rho = \frac{A}{bd}$$

$\alpha_e \rho =$ 0.01 0.02 0.03 0.04 0.06 0.08 0.10 0.12 0.16 0.20 0.24 0.30



$\alpha_e \rho =$ 0.01 0.02 0.03 0.04 0.06 0.08 0.10 0.12 0.16 0.20 0.24 0.30

