



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



**Projecto de Obras de Arte Correntes Pré-Fabricadas,
Passagem Superior de 2 vãos**

JOÃO CARLOS SANTIAGO MIRA

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil

Orientador:

Eng.º Carlos Amaro Fernandes Azevedo Ferraz

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais: Eng.º Carlos Amaro Fernandes Azevedo Ferraz

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Novembro de 2014





Dedicatória

Dedico este trabalho aos meus pais e avós,

Por todo o apoio dado,

E pela importância que têm na minha vida





Agradecimentos

Ao longo da realização deste projecto tive a oportunidade de contar com o apoio de diversas pessoas que, de uma forma directa ou indirecta, contribuíram para a elaboração do mesmo.

O meu agradecimento ao Eng.º Carlos Ferraz, Director Geral da empresa *Edgar Cardoso – Engenharia e Laboratório de Estruturas* e meu orientador por me ter permitido efectuar este projecto.

À Eng.^a Maria Emília Gonçalves e ao Eng.º André Correia que considero terem sido fundamentais, estando sempre dispostos a ajudar quando necessitava.

Ao meu colega Eduardo Neves, Pedro Almeida, Pedro Caetano e João Martins, por todo o companheirismo e por estarem sempre disponíveis em auxiliar.

À minha família, em especial aos meus pais e avós, por todo o apoio prestado ao longo destes anos como suporte da minha formação académica.





Resumo

Este trabalho tem como objectivo desenvolver um projecto de execução de uma passagem superior pré-fabricada de 2 vãos localizada na auto-estrada do Baixo Alentejo IP8 – Nó de Ronção (IC33) / Nó de Grândola Sul (IP1). Este projecto está dividido em peças escritas (memória descritiva e justificativa e cálculos justificativos) e peças desenhadas.

A passagem superior tem 2 vãos com 27 metros cada um, perfazendo um comprimento total teórico de 54 metros para a obra de arte.

Esta obra de arte é composta por um tabuleiro pré-fabricado, ligado monoliticamente ao pilar central e apoiada nos encontros.

O tabuleiro é constituído por 2 vigas pré-fabricadas (VU130) pré-esforçadas na direcção longitudinal, sobre as quais irá assentar a pré-laje e a laje.

Este tipo de estruturas “pré-fabricadas” em relação às estruturas betonadas “in situ” apresenta vantagens em termos de facilidade e rapidez de construção, mantendo as características funcionais de uma obra de tabuleiro contínuo e integralmente pré-esforçado.

Toda a análise do tabuleiro é feita recorrendo ao programa de cálculo automático SAP 2000, simulando todas as acções que actuam ao longo das diversas fases construtivas da obra de arte.

O dimensionamento respeitou os regulamentos nacionais em vigor, nomeadamente o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), o Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes (RSA) e os Eurocódigos 1, 2 e 8.

Palavras-Chave: Obra de arte, Passagem Superior, Betão Armado, Pré-esforço, Vigas Pré-fabricadas.



Abstract

This work aims to develop an executable project for the application of a prefabricated overpass of 2 bays, located on the freeway Baixo Alentejo – Nó de Roncão (IC33) / Nó de Grândola Sul (IP1). This project is divided into written pieces (descriptive and justification memory and calculations supporting) and drawings.

The overpass has 2 bays with 27 meters each, a total theoretical length of 54 meters to the bridge.

This bridge is composed of a prefabricated board monolithically connected to the central pillar and supported by the meetings.

The deck consists of 2 prefabricated bays (VU130) pre-stressed in the longitudinal direction, on which will rest the pre-slab and the slab.

This type of pre-fabricated structures in relation to concreted structures “in situ” have advantages in terms of ease and speed of construction, maintaining the functional characteristics of a work of continuous and fully pre-endeavored deck.

Analysis of the entire deck is made invoking the automatic calculation program SAP 2000, simulating all loads acting along the various construction phases of the bridge.

The building sizing respected national regulations in force, including REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado), the RSA (Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes) and the Eurocode 1,2 and 8.

Keywords: bridge, overpass, reinforced concrete, prestressing, prefabricated bays



Índice Geral

Nota prévia.....	1
MEMÓRIA DESCRITIVA	3
1. Introdução	5
2. Elementos base dos estudos	6
3. Condicionamentos.....	6
3.1. Relativos ao traçado	6
3.1.1. Rodoviários.....	6
3.1.2. Regulamentares	8
3.1.2.1. Gabarit.....	8
3.1.2.2. Classe da Obra de Arte.....	8
3.2. Condicionamentos geotécnicos	9
3.3. Condicionamentos hidráulicos	11
3.4. Condicionamentos relativos a serviços afectados	11
4. Descrição e justificação da solução estrutural adoptada.....	11
4.1. Solução Estrutural.....	11
4.2. Tabuleiro	12
4.3. Pilar e Fundações	12
4.4. Encontros e Fundações.....	13
4.5. Materiais.....	14
4.5.1. Betões.....	14
4.5.2. Aços	14
5. Acções.....	16
6. Critérios de verificação de segurança	17
6.1. Combinação de acções para a verificação da segurança em relação ao Estados Limites de Utilização	17
6.2. Combinação de acções para a verificação de Segurança aos Estados Limites Últimos.....	18
7. Método de cálculo.....	20
8. Faseamento Construtivo.....	21
9. Medições e resumo geral das medições	25



10. Caderno de encargos	25
11. Peças desenhadas	25
CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	27
CAPÍTULO 1 – Verificação da segurança do tabuleiro	29
1. Considerações gerais.....	29
2. Verificação da segurança do tabuleiro na direcção longitudinal	30
2.1. Características Geométricas da Secção	30
2.2. Características Geométricas da Viga.....	31
2.2.1. Viga Isolada	31
2.2.2. Viga com laje	32
2.3. Acções	33
2.3.1. Peso Próprio	33
Restante cargas permanentes:	33
2.3.2. Sobrecarga de Obra.....	34
2.3.3. Sobrecargas rodoviárias	34
2.3.4. Pré-esforço	35
2.3.5. Variações de temperatura.....	42
2.3.6. Retracção.....	43
2.3.7. Fluência.....	43
3.4. Verificação da segurança em relação aos Estados limites de utilização	44
3.4.1 Considerações gerais.....	44
3.4.3. Estado Limite de Descompressão	52
3.4.4. Estado Limite de Fendilhação.....	54
3.4.5. Verificação da Tensão Máxima de Compressão.....	56
3.5. Verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos	59
3.5.1. Considerações gerais:.....	59
3.5.2. Esforços de Flexão	60
3.5.3. Esforço transverso.....	66
CAPÍTULO 2 – Verificação da segurança do pilar	73
1. Considerações gerais.....	73
2. Quantificação de acções.....	73
2.1. Cargas Permanentes	73
2.2. Sobrecargas rodoviárias	73



2.2.1.	Veículo-Tipo	73
2.2.2.	Sobrecarga linear e uniformemente distribuída	74
2.2.3.	Força de frenagem.....	74
2.3.	Variações de temperatura	75
2.4.	Retracção e Fluência	75
2.5.	Vento	75
2.5.1.	Acção do Vento no Tabuleiro	76
2.5.2.	Acção do Vento sobre os veículos	77
2.5.3.	Acção do Vento nos Pilares	77
2.5.4.	Força Horizontal Transversal.....	78
2.6.	Sismo.....	78
3.	Verificação da segurança em relação ao E.L.U. de Encurvadura	79
3.1.	Considerações gerais	79
3.2.	Classificação da estrutura.....	81
3.3.	Esbelteza dos Pilares	81
4.	Verificação da segurança em relação aos E.L. Últimos de Resistência.....	82
4.1.	Considerações gerais	82
4.2.	Esforço actuante	82
4.2.1.	Esforço de Flexão	85
4.2.2.	Esforço Transverso	85
4.3.	Esforços Resistentes.....	86
4.3.1.	Esforços de Flexão.....	86
4.3.2.	Esforço Transverso	87
CAPÍTULO 3 – Verificação da Segurança das Fundações		91
1.	Considerações gerais.....	91
2.1.	Pré-dimensionamento.....	91
2.2.	Verificação da Segurança em relação ao E.L. de Utilização	95
2.2.1.	Esforços Actuantes.....	95
CAPÍTULO 4 – Verificação da Segurança do Capitel		97
1.	Dimensionamento do capitel.....	97
CAPÍTULO 5 – Pré-lajes.....		99
1.	Dimensionamento das pré-lajes	99



CAPÍTULO 6 – Verificação da Segurança dos Aparelhos de Apoio	103
1. Considerações Gerais.....	103
2. Esforços actuantes.....	104
3. Deslocamento e Rotação do Apoio.....	105
4. Aparelhos de Apoio adoptados	106
CAPÍTULO 7 – Verificação da Segurança das Juntas de Dilatação	107
1. Considerações gerais.....	107
2. Deslocamentos nas Juntas de Dilatação.....	107
CAPÍTULO 8 – Encontros.....	109
1. Considerações Gerais.....	109
2. Acções.....	109
2.1. Acções Actuantes no Encontro	109
2.2. Impulsos de terras.....	110
2.3. Acções transmitidas pelo tabuleiro	111
3. Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos.....	112
3.1. Estado limite último de equilíbrio.....	112
3.2. Estado limite último de deslizamento	113
4. Dimensionamento dos elementos estruturais dos encontros.....	114
Bibliografia	115



Índice de Figuras

Figura 1 – Localização da Passagem Superior 18.01	5
Figura 2 – Fase 1	21
Figura 3 – Fase 2	21
Figura 4 – Fase 3	22
Figura 5 – Fase 4	22
Figura 6 – Fase 5	23
Figura 7 – Fase 6	23
Figura 8 – Fase 7	24
Figura 9 – Fase 8	24
Figura 10 – Secção Transversal	30
Figura 11 – Viga pré-fabricada	31
Figura 12 – Viga pré-fabricada com laje	32
Figura 13 – Veículo tipo	34
Figura 14 – Dimensionamento segundo o REBAPE	97
Figura 15 – Consola real	97
Figura 16 – Pré-laje	99
Figura 17 – Largura de influência na pré-laje	99
Figura 18 – Acções na pré-laje	100
Figura 19 – Diagrama de momentos na pré-laje	100
Figura 20 – Diagrama de esforço transverso na pré-laje	102
Figura 21 – Armadura na pré-laje	102
Figura 22 – Aparelho de apoio “Pot-bearing” unidireccional	103
Figura 23 – Impulsos no encontro	112



Índice de Quadros

Quadro 1 – Características de traçado	7
Quadro 2 – Condições de fundação do encontro 1	9
Quadro 3 – Condições de fundação do pilar central	10
Quadro 4 – Condições de fundação do encontro 2	10
Quadro 5 – Características da viga	31
Quadro 6 – Características da viga com laje.....	32
Quadro 7 – Fase 4	46
Quadro 8 – Fase 6	47
Quadro 9 – Fase 7	48
Quadro 10 – Fase 8	49
Quadro 11 – Fase 100% redistribuir	50
Quadro 12 – Fase 8 30%-70%	51
Quadro 13 – Estado limite de descompressão	53
Quadro 14 – Estado limite de fendilhação (A.V.B. – sobrecarga)	54
Quadro 15 – Estado limite de fendilhação (A.V.B. – temperatura diferencial).....	55
Quadro 16 – E. L. Compressão máxima (A.V.B. sobrecarga).....	57
Quadro 17 – E.L. Compressão máxima (A.V.B. – temperatura diferencial).....	58
Quadro 18 – Esforços actuantes.....	60
Quadro 19 – Armadura longitudinal de flexão	63
Quadro 20- Combinação fundamental vs. Esforço resistente	64
Quadro 21 – Esforço transversal actuante	66
Quadro 22 – Esforço transversal actuante	68
Quadro 23 – Fluxo de corte	69
Quadro 24 – Armadura de esforço transversal	70
Quadro 25 – Esbelteza do pilar	82
Quadro 26 – Esforço actuante no pilar	83
Quadro 27 – Esforço de flexão no pilar	85
Quadro 28 – Esforço transversal no pilar	85
Quadro 29 – Armadura do pilar	87
Quadro 30 – Esforço transversal segundo x	89



Quadro 31 – Esforço transversal segundo y	89
Quadro 32 – Esforços actuante na base da sapata.....	95
Quadro 33 – Armadura na sapata segundo X	96
Quadro 34 – Armadura na sapata segundo Y	96
Quadro 35 – Forças verticais em cada aparelho de apoio.....	104
Quadro 36 – Deslocamento e Rotação do Apoio.....	105
Quadro 37 – Aparelhos de apoio adoptados	106





Nota prévia

O tema do trabalho a desenvolver “Projecto de Obras de Arte Correntes Pré-Fabricadas, Passagem Superior de dois vãos” tem como finalidade obter o grau de Mestre em Engenharia Civil na área de especialização de Estruturas.

Este trabalho consiste na elaboração de um projecto de execução de uma obra de arte, com o objectivo de conhecer e adquirir as práticas utilizadas no desenvolvimento de um projecto deste tipo. Por outro lado pretende-se aprofundar os conhecimentos adquiridos durante o meu percurso académico.

Entende-se como uma obra de arte em engenharia civil, uma construção que tem uma grande importância, conseguindo aliar a complexidade técnica da construção a soluções simples, assim como a um bom planeamento, execução e beleza arquitectónica. Tal conceito de obra de arte engloba construções em vias de comunicação (pontes, viadutos, passagens superiores, passagens inferiores, passagens agrícolas), como estruturas e dispositivos de protecção e desvio de grandes massas de água (diques, barragens).

O caso em estudo refere-se a uma passagem superior de dois 2 vãos com cerca de 54 metros de comprimento teórico com um tabuleiro pré-fabricado monolítico no pilar central e apoiado nos encontros.

Neste projecto serão abordados de forma exaustiva nomeadamente o dimensionamento e comportamento estrutural.

Pretende-se quantificar as acções que simulem as exigências de serviço da estrutura e verificar a segurança de todos os elementos estruturais, para que possam estar aptos para a função a desempenhar em condições normais de segurança e conforto para os utilizadores. O projecto de execução será realizado em conformidade com as disposições da regulamentação nacional e europeia segundo os Eurocódigos.

Em suma, o objectivo é ter uma estrutura que seja funcional, tendo em consideração aspectos estéticos e económicos.





MEMÓRIA DESCRITIVA





1. Introdução

O presente trabalho refere-se ao desenvolvimento de um Projecto de Execução de uma Passagem Superior (P.S.-18.01) de 2 vãos de cerca de 27 m inserida no Lanço A do IP8 – Nó de Roncão (IC33) / Nó de Grândola Sul (IP1).

A passagem superior é constituída por um tabuleiro pré-fabricado, com duas faixas de rodagem, uma em cada sentido. A passagem superior desenvolve-se entre os quilómetros (kms) 1+030,576 e 1+084,578, com um comprimento teórico medido entre os eixos dos encontros de 54 metros.

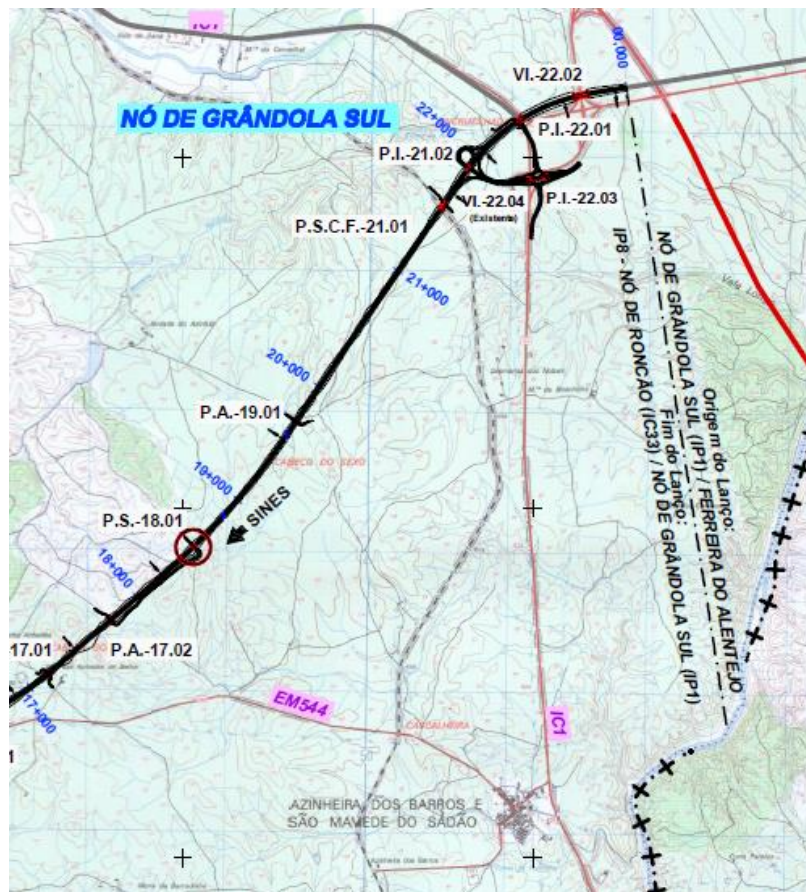


Figura 1 – Localização da Passagem Superior 18.01



2. Elementos base dos estudos

Os elementos base são constituídos por toda a informação específica relativa a parâmetros, condições e características que permitiram a definição detalhada das soluções para os elementos constitutivos da obra de arte.

Foram considerados os seguintes elementos de base do projecto:

- Elementos de traçado;
- Elementos de topografia e cartografia;
- Elementos da prospecção geotécnica e relatório geotécnico.

3. Condicionamentos

3.1. Relativos ao traçado

3.1.1. Rodoviários

No estudo desta obra de arte o principal condicionamento prende-se com o facto de a passagem superior intersectar uma Auto-estrada, sendo portanto necessário a existência de um gabarit mínimo de 5 metros.

Estra obra de arte obedeceu ao traçado rodoviário previsto, quer na direcção longitudinal, directriz e rasante e ainda perfil transversal, acrescidos das dimensões correspondentes a passeios e vigas de bordadura no caso do perfil transversal.

A passagem superior inicia-se aproximadamente ao km 1+030,57 até ao km 1+084,578, desenvolvendo-se em planta em toda a sua extensão em alinhamento recto.

O ponto de intersecção do eixo da via principal com o eixo do restabelecimento tem as seguintes coordenadas: $M = -27421,567$ e $P = -175274,747$.



As características de traçado da via principal e do restabelecimento são as seguintes:

Via Principal			Restabelecimento		
Directriz	Rasante	Sobreelevação (SE)	Directriz	Rasante	Sobreelevação (SE)
Recta	$R_v=3000 \text{ m}$	2,5%	Recta	$i = -2,497\%$	4,0%

Quadro 1 – Características de traçado

Em termos de perfil transversal a via principal, na zona da obra de arte, tem as seguintes características:

Faixa de rodagem (sentido Roncão – Grândola)	$2 \times 3,75 = 7,50 \text{ m}$
Faixa de rodagem (sentido Grândola – Roncão)	$2 \times 3,75 = 7,50 \text{ m}$
Bermas direitas	$2 \times 3,00 = 6,00 \text{ m}$
Bermas esquerdas	$2 \times 1,00 = 2,00 \text{ m}$
Separador central	$= 4,00 \text{ m}$
	TOTAL = 27,00 m

O perfil transversal do restabelecimento tem as seguintes características:

-Tipo V:

Faixa de rodagem.....	$2 \times 2,00 = 4,00 \text{ m}$
Berma exterior	$2 \times 0,50 = 1,00 \text{ m}$
Passeios	$2 \times 0,75 = 1,50 \text{ m}$
Vigas de bordadura.....	$2 \times 0,35 = 0,70 \text{ m}$
TOTAL.....	= 7,20 m



A sobrelevação considerada no caso em estudo é de 4%. Os passadiços têm uma inclinação de 2% para o interior do tabuleiro de forma a permitir o escoamento das águas.

Os elementos de acabamento como os passeios são constituídos por betão simples, nos quais se encontram tubos de PVC com 110 mm de diâmetro e 40 mm, destinados à condução de eventuais cabos da rede eléctrica e telecomunicações. Os passeios são finalizados com uma lajeta de betão pré-fabricada com 3 cm de espessura.

Todas estas dimensões e inclinações estão expressas nos desenhos da secção transversal da obra de arte.

3.1.2. Regulamentares

3.1.2.1. Gabarit

É necessário a existência de um “gabarit” mínimo de 5 metros em toda a extensão da obra de arte, de acordo com a *Norma de Traçado das Estradas de Portugal*.

3.1.2.2. Classe da Obra de Arte

A obra foi considerada da Classe I sendo as acções, suas combinações e restantes condicionamentos regulamentares aplicáveis as estipuladas pelo R.S.A. (Regulamento de Segurança e Acções).



3.2. Condicionamentos geotécnicos

Para a definição das cotas de fundação da obra de arte, teve-se em consideração a prospecção e respectivos relatórios geotécnicos, relativos às 3 sondagens, de modo a efectuar o reconhecimento dos terrenos de fundação de encontros e pilar da obra de arte.

Do referido relatório, salientam-se os seguintes pontos:

Encontro 1 (PS-A 18.01-S1):

De acordo com a prospecção realizada a coluna de apoio poderá ser a seguinte:

- 0m a 1,7m – Formação Filito-Quartzítica, xistos e quartzitos muito alterados, cujos materiais previsivelmente encontram-se decompostos (W5).
- 1,7m a 5m – Formação Filito-Quartzítica, xistos e quartzitos muito alterados, cujos materiais previsivelmente encontram-se com grau de alteração (W4).
- >5m – Formação Filito-Quartzítica, xistos e quartzitos muito alterados, cujos materiais previsivelmente encontram-se com grau de alteração (W3-W4).

Com os dados apresentados as condições de fundação serão:

Tipo de fundação	Cota*	Tensão admissível
Directa	2,0m	≤ 350 kPa

*Referente à cota natural do terreno.

Quadro 2 – Condições de fundação do encontro 1

Pilar central (PS-A 18.01-S2):

De acordo com a prospecção realizada a coluna de apoio poderá ser a seguinte:

- 0m a 3,0m – Formação Filito-Quartzítica, xistos e quartzitos muito alterados, cujos materiais previsivelmente encontram-se decompostos (W5).
- >3,0m – Formação Filito-Quartzítica, xistos e quartzitos muito alterados, cujos materiais previsivelmente encontram-se com grau de alteração (W3-W4).



Com os dados apresentados as condições de fundação serão:

Tipo de fundação	Cota*	Tensão admissível
Directa	17,0m	≤ 400 kPa

*Referente à cota natural do terreno

Quadro 3 – Condições de fundação do pilar central

Encontro 2 (PS-A 18.01-S3):

De acordo com a prospecção realizada a coluna de apoio poderá ser a seguinte:

- 0m a 0,8m – Solo vegetal.
- 0,8m a 8,8m – Formação Filito-Quartzítica, xistos e quartzitos muito alterados, cujos materiais previsivelmente encontram-se com grau de alteração (W4).
- >8,8m – Formação Filito-Quartzítica, xistos e quartzitos muito alterados, cujos materiais previsivelmente encontram-se com grau de alteração (W3-W4).

Com os dados apresentados as condições de fundação serão:

Tipo de fundação	Cota*	Tensão admissível
Directa	10m	≤ 350 kPa

*Referente à cota natural do terreno.

Quadro 4 – Condições de fundação do encontro 2

Salientam-se ainda as considerações finais do mesmo relatório:

As fundações devem projectar-se de maneira que se apoiem num terreno com alguma qualidade, a qual deverá ser verificada durante a execução. Deve existir uma folga entre o bordo externo da fundação e o talude e recomenda-se que esse espaçamento seja pelo menos igual à largura total da fundação. A zona de folga que corresponda a rocha de qualidade igual à base de apoio será, sempre, maior que 2m.



3.3. Condicionamentos hidráulicos

Não foram detectados quaisquer condicionamentos hidráulicos.

3.4. Condicionamentos relativos a serviços afectados

Nos passeios da passagem superior foram contempladas tubagens para futuros serviços afectados, sendo em ambos os passeios 2 tubos de PVC ϕ 110.

4. Descrição e justificação da solução estrutural adoptada

4.1. Solução Estrutural

A solução estrutural desenvolvida para esta obra de arte é de um tabuleiro de dois 2 vãos, contínuo, rigidamente ligado a um pilar central, localizado na zona do separador da via principal e apoiado sobre os encontros. O tabuleiro será parcialmente pré-fabricado e pré-esforçado longitudinalmente.

O pilar central é protegido em ambos os lados por uma guarda rígida materializada com um perfil tipo “New-Jersey”. A geometria em causa permite e facilita eventuais alargamentos, apresentando vantagens em termos de facilidade e rapidez de construção, as quais se maximizam com a opção de pré-fabricação, mantendo as características funcionais de uma obra de tabuleiro contínuo e integralmente pré-esforçado.

Os apoios do tabuleiro sobre os encontros permitem o livre deslocamento segundo a direcção longitudinal do tabuleiro e restringem os deslocamentos na direcção transversal.

De acordo com os condicionamentos geométricos impostos pelo traçado e pela inclinação dos taludes, a distribuição dos dois vãos segundo o eixo da obra de arte é de $27,0 \text{ m} + 27,0 \text{ m} = 54,0 \text{ m}$, o que se afigura neste caso uma situação ideal em termos de funcionamento estrutural.



4.2. Tabuleiro

O tabuleiro é composto por uma secção transversal de 6,80 m, formado por uma viga pré-fabricada do tipo “U” com 1,30m de altura do Grupo Pavicentro. Sobre esta, assentam pré-lajes de espessura 0,08 m reforçadas com nervuras de 0,18 m de largura, a qual será completada por uma camada de compressão betonada “in situ” com espessura mínima de 0,12m.

As vigas pré-fabricadas são pré-tensionadas em estaleiro e o pré-esforço é executado através de cordões aderentes na secção corrente, alguns dos quais são embainhados nas extremidades para eliminar a respectiva aderência, de modo a evitar a existência de tracções nas fibras superiores da secção.

Em fase construtiva, as vigas funcionarão inicialmente como simplesmente apoiadas, sendo que depois da betonagem da camada de compressão o banzo superior será pós-tensionado, no sentido de otimizar a continuidade do tabuleiro.

4.3. Pilar e Fundações

O pilar central apresenta uma secção rectangular de $1,80 \times 0,80 \text{ m}^2$, dispo de capitel de secção variável, com $1,80 \times 1,40 \text{ m}^2$ no topo, que serve como base de assentamento das vigas pré-fabricadas.

O pilar está monoliticamente ligado ao tabuleiro por nó a materializar “in situ”, o qual será pós-esforçado através das armaduras activas que garantem a continuidade do tabuleiro.

O pilar está fundado directamente no substrato rochoso, a cerca de 3,50 m de profundidade abaixo da cota da via através de uma sapata rectangular com as dimensões de 5,50 m x 4,00 m x 1,20 m.



4.4. Encontros e Fundações

Ambos os encontros são constituídos por 3 gigantes de secção 2,00 m x 0,60 m que ligam a viga estribo à sapata de fundação. A fundação é directa através de sapata rectangular com 6,40 m x 4,20 m x 1,00 m em ambos os encontros. Para a contenção de terras, em ambos os extremos do encontro existem consolas laterais.

Os aparelhos de apoio sobre os encontros são unidireccionais permitindo o livre deslocamento segundo a direcção longitudinal e fixos na direcção transversal.



4.5. Materiais

Os materiais utilizados para a construção da passagem superior são os seguintes:

4.5.1. Betões

- Classe de resistência

- Elementos Pré-fabricados:.....C45/55
- Tabuleiro e Pilares.....C30/37
- Fundações e Encontros.....C25/30
- Viga de bordadura.....C20/25
- Regularização de fundaçãoC16/20

- Classe de exposição ambiental (EN 206)

- Em fundações e elementos enterrados..... XC2
- Restantes Elementos..... XC4

4.5.2. Aços

- Armaduras passivas.....A500 NR SD
- Aço para armaduras activas em cordãoClasse Y1860
- Guarda-corpos.....S235



- Recobrimentos mínimos:

- Elementos não enterrados = 40 mm;
- Elementos enterrados = 50 mm;
- Estacas = 70 mm;

- Classe estrutural:

- Classe 4 (vida útil de 50 anos);

- Classe de inspeção:

- Classe 2



5. Acções

As acções consideradas no dimensionamento desta obra de arte foram as estipuladas pelo R.S.A. (Regulamento de Segurança e Acções), para pontes da classe I:

- Acções permanentes
 - Peso próprio;
 - Restante carga permanente;
 - Pré-esforço;
 - Retracção;
 - Fluência.

- Acções variáveis:
 - Sobrecargas rodoviárias:
 - Sobrecarga linear e uniformemente distribuída.
 - Sobrecargas nos passeios;
 - Veículo-Tipo.
 - Sobrecargas de obra;
 - Força de frenagem
 - Variação uniforme e diferencial de temperatura;
 - Acção sísmica (zona A de acordo com Anexo III do RSA);
 - Vento (zona A de acordo com Art.º20 do RSA);
 - Impulsos de terra.



6. Critérios de verificação de segurança

Para a verificação da segurança relativamente aos estados limites últimos e estados limites de utilização teve-se em consideração os critérios de avaliação de segurança mencionados no “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” (REBAPE) como também no RSA. (Regulamento de Segurança e Acções).

6.1. Combinação de acções para a verificação da segurança em relação ao Estados Limites de Utilização

1) Estado Limite de descompressão: Combinação quase permanente

$$S_{qp} = \sum G_i + \sum (\psi_{2,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i ;
- Valores característicos das cargas variáveis Q_j ;
- Variação uniforme e diferencial de temperatura..... $\psi_{2,j}=0,3$;
- Sobrecargas rodoviárias..... $\psi_{2,j}=0,2$;

2) Abertura de Fendas: Combinação frequente

$$S_{fr} = \sum G_i + \psi_{1,j} \times Q_j + \sum (\psi_{2,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i ;
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j ;
- Variação uniforme e diferencial de temperatura $\psi_{2,j} = 0,3$;
- Sobrecargas rodoviárias..... $\psi_{1,j} = 0,4$;



3) Tensão máxima de compressão: Combinação rara

$$S_{rr} = \sum G_i + Q_j + \sum (\psi_{1,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes G_i ;
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j ;
- Variação uniforme e diferencial de temperatura..... $\psi_{1,j} = 0,5$;

6.2. Combinação de acções para a verificação de Segurança aos Estados Limites Últimos

A segurança em relação aos estados limites últimos de resistência é verificada, determinando-se os esforços que resultam das combinações apresentadas e comparando-os com os esforços resistentes nas secções correspondentes.

E) Acção variável base: Sobrecargas Rodoviárias, Vento e Temperatura

$$S_d = \sum \gamma_g \times G_i + \gamma_q \times Q_j + \sum (\gamma_q \times \psi_{0,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j
- Peso próprio + restante carga permanente..... $\gamma_g = 1,00$ ou $1,35$
- Pré-esforço..... $\gamma_g = 1,00$ ou $1,20$
- Retracção e Fluência..... $\gamma_g = 0$ ou $1,50$
- Sobrecargas rodoviárias..... $\gamma_q = 0$ ou $1,50$ / $\psi_{0,j} = 0,60$
- Vento..... $\gamma_q = 0$ ou $1,50$ / $\psi_{0,j} = 0,40$
- Variação uniforme de temperatura..... $\gamma_q = 0$ ou $1,50$ / $\psi_{0,j} = 0,60$



b) Acção variável base: Acção Sísmica

$$S_d = \sum \gamma_g \times G_i + \gamma_q \times S_E + \sum (\gamma_q \times \psi_{2,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j
- Valores característicos da acção sísmica..... S_E
- Peso próprio + restante carga permanente..... $\gamma_g = 1,00$
- Pré-esforço..... $\gamma_g = 1,00$
- Acção sísmica..... $\gamma_q = 1,50$
- Retracção e Fluência..... $\gamma_g = 0$ ou $1,00$
- Variação uniforme de temperatura..... $\gamma_q = 0$ ou $1,00$ / $\psi_{2,j} = 0,30$

c) Acção variável base: Acção de acidente

$$S_d = \sum \gamma_g \times G_i + \gamma_q \times S_{FA} + \sum (\gamma_q \times \psi_{2,j} \times Q_j)$$

Em que:

- Valores característicos das cargas permanentes..... G_i
- Valores característicos das cargas variáveis..... Q_j
- Valores característicos da acção de acidente..... S_{FA}
- Peso próprio + restante carga permanente..... $\gamma_g = 1,00$
- Pré-esforço..... $\gamma_g = 1,00$
- Acção de acidente..... $\gamma_q = 1,50$
- Retracção e Fluência..... $\gamma_g = 0$ ou $1,00$
- Sobrecargas rodoviárias..... $\gamma_q = 0$ ou $1,00$ / $\psi_{2,j} = 0,20$
- Variação uniforme de temperatura..... $\gamma_q = 0$ ou $1,00$ / $\psi_{2,j} = 0,30$



7. Método de cálculo

Para efectuar a análise da estrutura recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP 2000. Neste software foram realizados vários modelos planos da passagem superior, com o objectivo de simular as diversas acções actuantes durante o faseamento construtivo da obra de arte. Através destes modelos são retirados os valores de esforços actuantes (esforço normal, esforço transversal e momento flector). Estes valores são exportados do SAP 2000 para folhas de Excel onde são trabalhados com o intuito de determinar as tensões existentes na obra de arte ao longo das diversas fases construtivas. Estes valores de tensão são bastante importantes porque permitem proceder às várias verificações de segurança estrutural regulamentadas nos documentos em vigor (exemplo: verificação do estado limite de descompressão, estado limite de fendilhação e estado limite de compressão máxima).



8. Faseamento Construtivo

A obra de arte, como referido anteriormente, é constituída por elementos pré-fabricados ao nível do tabuleiro e betonados “in-situ” no caso dos restantes elementos estruturais como o pilar, sapatas e encontros. O faseamento construtivo é composto no total por 8 fases que se enunciam de seguida.

- **Fase 1** – é uma fase em que o terreno se encontra na situação actual, correspondendo apenas a uma preparação de cotas;

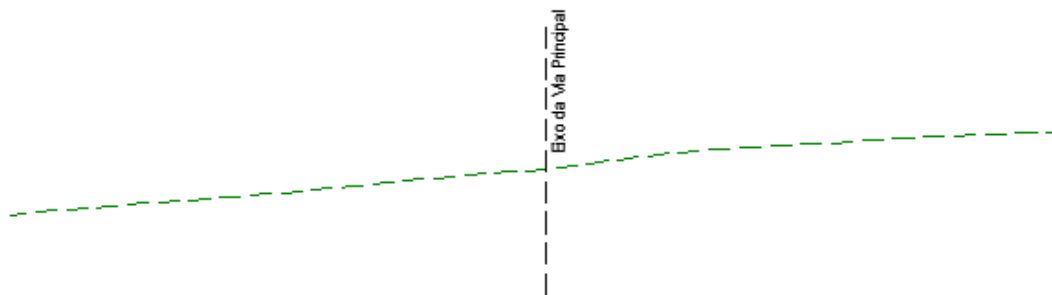


Figura 2 – Fase 1

- **Fase 2** – corresponde a todos os trabalhos de escavação para implantação das fundações da passagem superior, bem como a construção dos encontros e sapata do pilar;

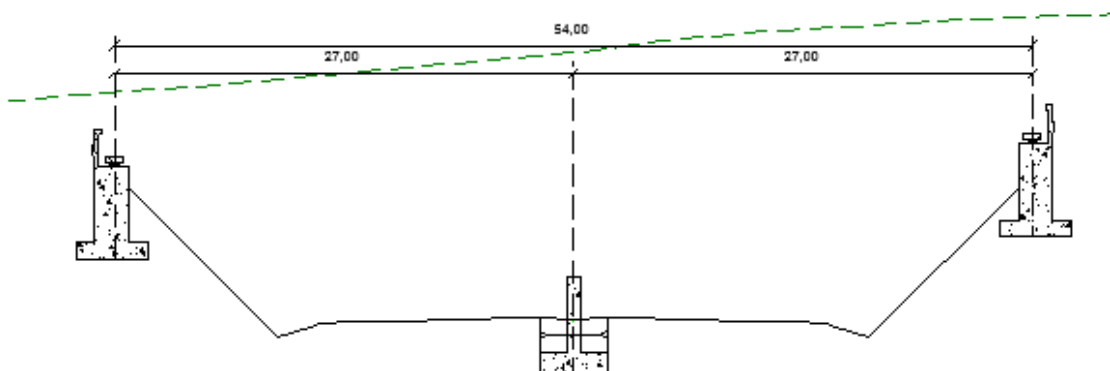


Figura 3 – Fase 2



- **Fase 3** – é relativa á execução/betonagem do pilar da obra de arte até á cota pretendida, como também é construído nesta fase o capitel no pilar onde irão ser apoiadas as vigas pré-fabricadas;

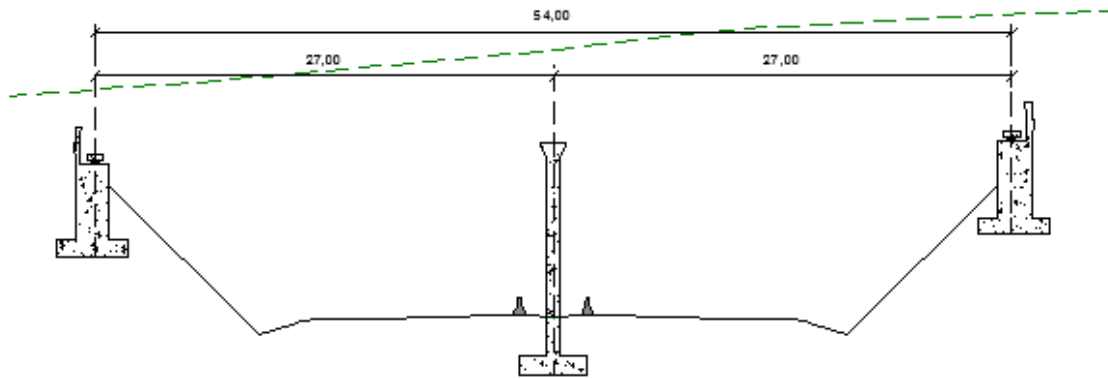


Figura 4 – Fase 3

- **Fase 4** – colocação dos calços de apoio às vigas, de seguida são colocadas as vigas pré-esforçadas sobre os encontros e o pilar, bem como se procede á betonagem do nó de ligação entre o tabuleiro e o pilar;

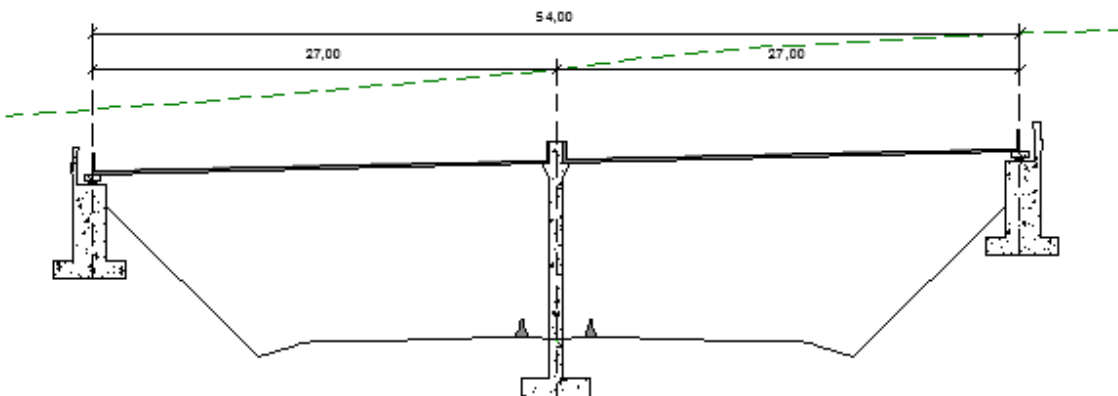


Figura 5 – Fase 4



- **Fase 5** – corresponde á colocação das pré-lajes ao longo das vigas excepto a pré-laje que se segue à ancoragem activa do pré-esforço de continuidade;

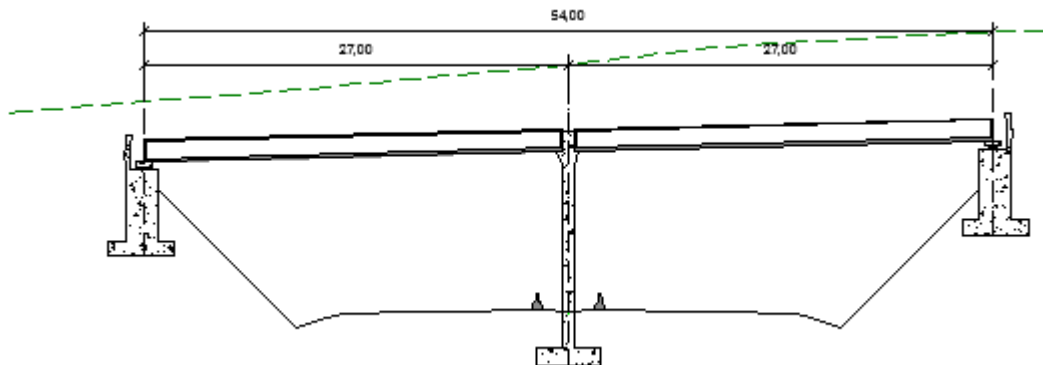


Figura 6 – Fase 5

- **Fase 6** – corresponde á fase de betonagem de um troço junto ao pilar, correspondendo aproximadamente a 1/5 do vão, assim que este betão ganhe a presa suficiente procede-se á aplicação do pré-esforço de continuidade. É realizado também nesta fase a colocação das pré-lajes em falta;

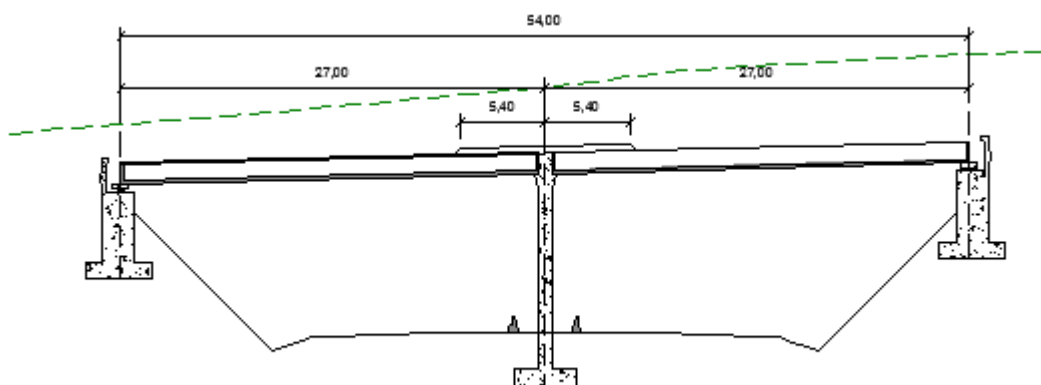


Figura 7 – Fase 6



- **Fase 7** – procede-se á betonagem das restantes zonas do tabuleiro;

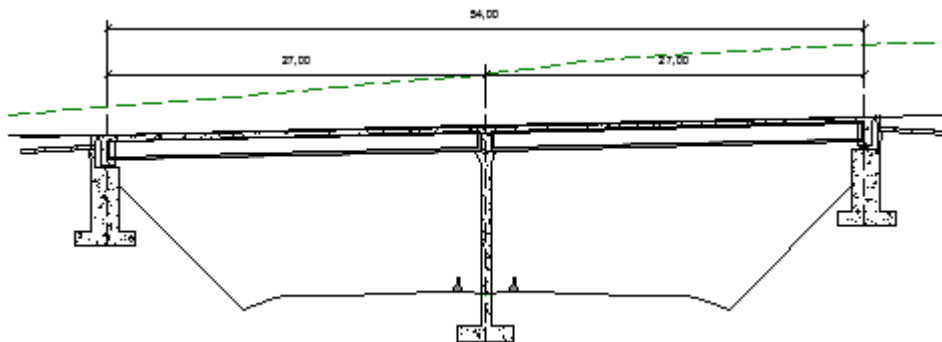


Figura 8 – Fase 7

- **Fase 8** – é a etapa final em que se realiza os acabamentos finais, de forma que a obra de arte fique nas perfeitas condições para receber o tráfego rodoviário.

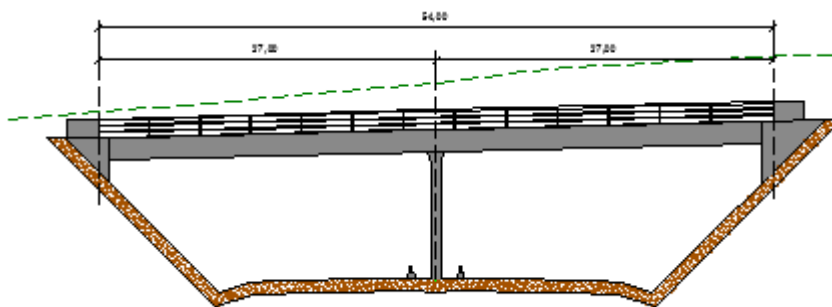


Figura 9 – Fase 8



9. Medições e resumo geral das medições

A partir das peças desenhadas é possível determinar as quantidades de trabalho previstas, desde as fundações até aos acabamentos.

10. Caderno de encargos

O Caderno de Encargos/Condições Técnicas Especiais aplicável á realização do projecto foi fornecido de forma a cumprir todas as necessidades da entidade contratante bem como de algumas condições técnicas especiais.

11. Peças desenhadas

A lista de peças desenhadas que compõem o presente projecto de execução é mencionada seguidamente:

Desenho N.º	Título
1	Esboço corográfico
2	Implantação e geometria de traçado
3	Implantação e localização das sondagens
4	Dimensionamento geral
5	Encontro E1 – Dimensionamento
6	Encontro E2 – Dimensionamento
7	Encontro E1 – Betão Armado
8	Encontro E2 – Betão Armado
9	Pilar e tabuleiro – dimensionamento e betão armado
10	Viga pré-fabricada – Armadura Activa
11	Tabuleiro – Armadura Activa
12	Faseamento Construtivo





CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS





CAPÍTULO 1 – Verificação da segurança do tabuleiro

1. Considerações gerais

Os cálculos que irão ser apresentados referem-se ao projecto de execução de uma Passagem Superior denominada por P.S. 18.01, incluída no lanço A da A26 (IP8) – Nó de Roncão (IC33) – Nó de Grândola Sul (IP1).

A solução estrutural desenvolvida para esta obra de arte é de um tabuleiro de dois vãos, contínuo, rigidamente ligado a um pilar central, o qual está localizado na zona do separador central da via principal e apoiado sobre os encontros. O tabuleiro será parcialmente pré-fabricado e pré-esforçado longitudinalmente.

A secção transversal do tabuleiro é constituída por uma viga pré-fabricada tipo “U” com 1,30 m de altura, sobre a qual assentam pré-lajes, com 6,80 m de comprimento, 0,08 m de espessura, reforçadas por nervuras de 0,18 m de largura e completadas por uma camada e compressão betonada “in situ” com espessura mínima de 0,12 m

As vigas são pré-tensionadas em estaleiro e o pré-esforço é realizado através de cordões aderentes na secção corrente, alguns dos quais são embainhados nas extremidades para eliminar a respectiva aderência, de modo a evitar a existência de tracções nas fibras superiores da secção.

O pilar central apresenta uma secção rectangular de 1,80 x 0,80 m², dispendo de capitel de secção variável com 1,80 x 1,40 m² no topo, que serve como base de assentamento das vigas pré-fabricadas. A fundação é directa através de sapata rectangular com 5,50 m x 4,00 m x 1,20 m.

Ambos os encontros são constituídos por 3 gigantes de secção 2,00 m x 0,60 m.

Os aparelhos de apoio sobre os encontros são do tipo neoprene cintado com camada de teflon, unidireccionais, permitindo o livre deslocamento segundo a direcção longitudinal.



Para a análise do tabuleiro foi utilizado o programa de cálculo automático SAP 2000, tendo sido retirado todos os esforços existentes em cada fase da construção da obra de arte.

2. Verificação da segurança do tabuleiro na direcção longitudinal

2.1. Características Geométricas da Secção

A secção transversal adoptada ao longo da direcção longitudinal tem uma largura total de 7,20 metros sendo constituída por uma plataforma com duas faixas de rodagem de 2 metros cada e duas bermas de 0,50 m. Há ainda a acrescentar os passeios e as vigas de bordadura.

- Faixas de rodagem2 x 2,00 = 4,00 m
- Bermas2 x 0,50 = 1,00 m
- Passeios2 x 0,75 = 1,50 m
- Vigas de bordadura2 x 0,35 = 0,70 m

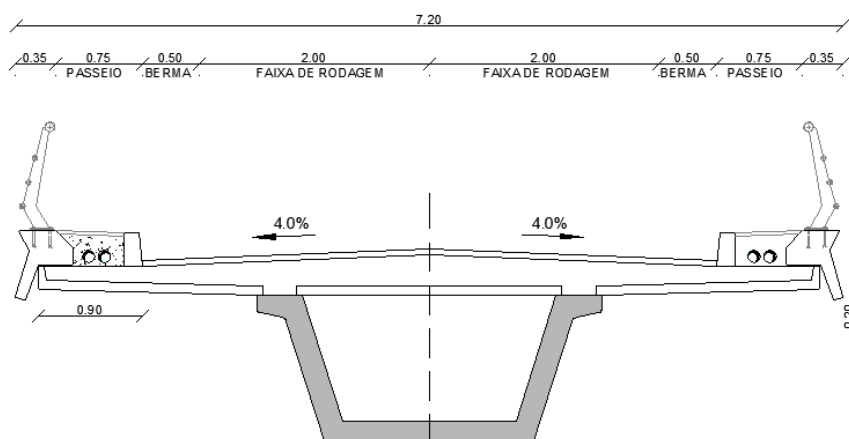


Figura 10 – Secção Transversal



2.2. Características Geométricas da Viga

2.2.1. Viga Isolada

Para a secção transversal foi utilizada uma viga pré-fabricada em forma de U, com uma altura de 1,30 m.

De seguida é indicado algumas dimensões da respectiva viga bem como algumas das suas características (área, inércia, distância do centro de gravidade á face inferior e á face superior, módulo de flexão).

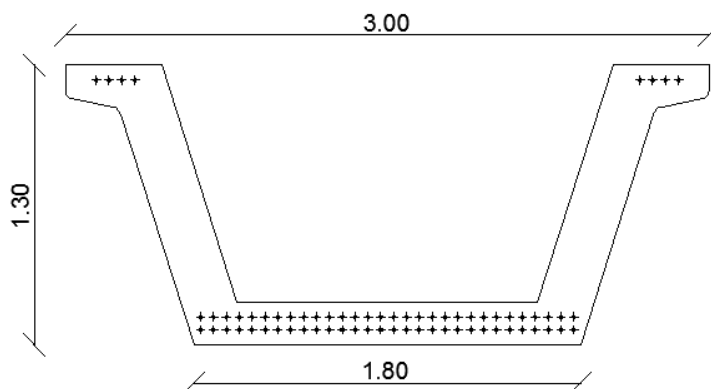


Figura 11 – Viga pré-fabricada

Viga Isolada VU 130	
L (m)	27
A (m ²) =	0,9093
I (m ⁴) =	0,1731
V _{sup} (m)	0,7788
V _{inf} (m)	0,5212
W _{sup} (m)	0,222
W _{inf} (m)	0,7788

Quadro 5 – Características da viga



2.2.2. Viga com laje

A secção transversal da viga é composta pela viga pré-fabricada VU130, por uma pré-laje e por uma camada de betão de regularização.

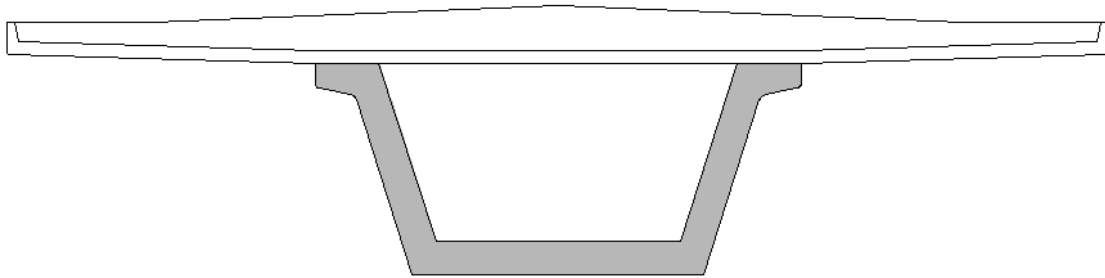


Figura 12 – Viga pré-fabricada com laje

Viga com laje	
L (m)	27
A (m ²) =	2,7643
I (m ⁴) =	0,7143
V _{sup} (m)	0,5043
V _{inf} (m)	1,1457
W _{sup} (m)	1,4164
W _{inf} (m)	0,6235

Quadro 6 – Características da viga com laje



2.3. Acções

2.3.1. Peso Próprio

O peso próprio estrutural é determinado pelo produto das áreas correspondentes de cada elemento pelo peso volúmico do material que se tomou igual a 25 kN/m^3 .

- Peso próprio da viga..... $25 \times 0,9093 = 22,73 \text{ kN/m}$
- Pré-laje $25 \times 0,5584 = 13,96 \text{ kN/m}$
- Laje $25 \times 1,296 = 32,40 \text{ kN/m}$
- Total.....= 69,09 kN/m**

Restante cargas permanentes:

- Lancil..... $25 \times 2 \times 0,0427 = 2,14 \text{ kN/m}$
- Viga de bordadura..... $25 \times 2 \times 0,1454 = 7,27 \text{ kN/m}$
- Enchimento do passeio..... $24 \times 2 \times 0,1066 = 5,12 \text{ kN/m}$
- Tapete betuminoso..... $24 \times 2 \times 0,1251 = 6,00 \text{ kN/m}$
- Guarda corpos $2 \times 1 = 2,00 \text{ kN/m}$
- Total.....= 22,53 kN/m**



2.3.2. Sobrecarga de Obra

A acção da sobrecarga de obra está praticamente presente ao longo de todas as fases e têm o valor de 2 KN/m^2 . Esta acção representa as cargas que estão presentes no tabuleiro ao longo do decorrer da obra como por exemplo equipamentos para a construção da obra.

- Sobrecarga de obra $2 \times 6,80 = 13,60 \text{ kN/m}$

3.3.3. Sobrecargas rodoviárias

3.3.3.1 Veículo Tipo

Foi considerado o veículo tipo para pontes de classe I, tal como se encontra no artigo 41º do R.S.A. (Regulamento de Segurança e Acções):

- Veículo de três rodas afastadas de 1,5 m;
- Distância entre rodas de 2,00 m;
- Superfície de apoio de cada roda $0,20 \times 0,60 \text{ m}$;
- Carga por cada roda de 100 KN;

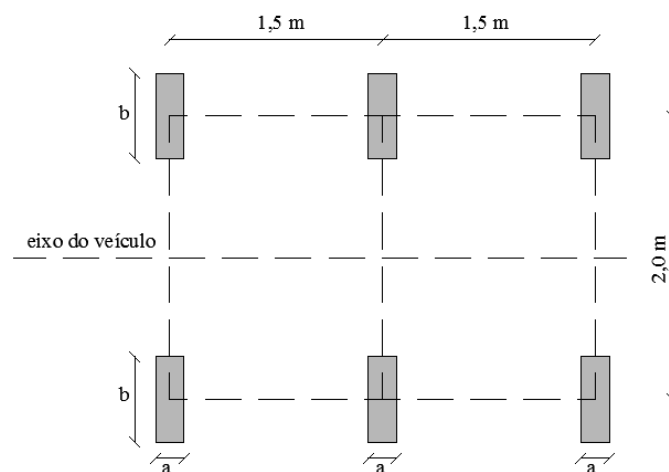


Figura 13 – Veículo tipo



3.3.3.2. Sobrecarga linear e uniformemente distribuída

- Uniformemente distribuída

$$Q_{SCU} = 4 \text{ KN/m}^2 \times 5 \text{ m (largura de influência)} = 20 \text{ KN/m}$$

- Sobrecarga linear

$$Q_{SCL} = 50 \text{ KN/m} \times 5 \text{ m (largura de influência)} = 250 \text{ KN}$$

Equivale a uma carga pontual no centro da secção transversal do tabuleiro

3.3.4. Pré-esforço

3.3.4.1. Traçado dos cordões/cabos

Nos elementos estruturais usados, optou-se por um traçado de pré-esforço tanto na viga como no caso do pré-esforço de continuidade (na zona dos pilares) recto. Desta forma é possível recorrer ao método das cargas equivalentes para quantificar o efeito do pré-esforço na estrutura. Utilizou-se a carga axial P dos cordões, que por serem excêntricos ao eixo dessa peça, produzem “momentos equivalentes”. Esses momentos serão usados no dimensionamento da obra de arte.



3.3.4.2. Viga pré-fabricada

3.3.4.2.1. Pré-dimensionamento do pré-esforço

De forma a efectuar um pré-dimensionamento dos cordões de pré-esforço, utilizou-se a equação de verificação do estado limite de descompressão de forma a fazer uma boa aproximação à quantidade de pré-esforço necessária. Com esta equação é possível determinar uma quantidade pré-esforço para que não ocorram tensões positivas (tracções) nas fibras inferiores da viga pré-fabricada.

$$\sigma_i = \frac{M_{qp}}{I} \times v_i - \frac{P \times e_i}{I} \times v_i - \frac{P}{A} \quad \Leftrightarrow \quad P \geq \frac{|M_{qp}|}{e_i + \frac{I}{A \times v_i}}$$

Este pré-dimensionamento dos cordões de pré-esforço, os quais serão pedidos ao fornecedor das vigas pré-fabricadas (Pavicentro) considera como acções o peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga uniforme e linear, sobrecarga de obra e variações de temperatura, ou seja foi usada a combinação quase permanente, para um ambiente moderadamente agressivo.



3.3.4.2.2. Perdas de pré-esforço

As tensões instaladas nos cabos de pré-esforço variam ao longo do tempo no devido a ocorrerem perdas de tensão nos cordões. Estas perdas dividem-se em dois grupos: perdas instantâneas ($P_{\text{instantâneo}}$) e perdas diferidas (perdas a longo prazo – P_{infinito}).

No caso em estudo, ou seja na utilização de pré-esforço em vigas pré-fabricadas, o fabricante indica que a perda de carga de pré-esforço para a totalidade dos efeitos (perdas instantâneas e perdas diferidas) ronda os 25%, dos quais 5% são resultado das perdas instantâneas e os restantes 20% referentes a perdas diferidas.

O dimensionamento recorrer-se-á destes valores para a quantificação das acções devido ao pré-esforço na viga pré-fabricada.

$$P \rightarrow P_{inst}(5\%) \rightarrow P_{inf}(20\%)$$

Os valores das perdas serão posteriormente calculados de modo a verificar se os valores fornecidos pelo fabricante se aproximam dos valores determinados.

3.3.4.2.3. Quantificação do Pré-Esforço

A quantificação do pré-esforço, sua disposição e esforços transmitidos à estrutura, encontra-se em anexos.

3.3.4.3. Pré-Esforço de Continuidade

O pré-esforço de continuidade existe na estrutura como uma acção idêntica à do pré-esforço da viga pré-fabricada. A sua presença na estrutura garante a continuidade de pré-esforço na estrutura (ainda que não de um modo linear, porque os cordões da viga não estão ligados a estes cordões), mas sim nessa transmissão de acções à estrutura.



3.3.4.3.1. Pré-dimensionamento

Tal como referido em 3.3.4.2.1 para o pré-dimensionamento do pré-esforço da viga pré-fabricada, também para o pré-dimensionamento do pré-esforço de continuidade, foi utilizada a mesma metodologia e o mesmo raciocínio.

3.3.4.3.2. Perdas de pré-esforço

3.3.4.3.2.1. Perdas Instantâneas

Na fase de ancoragem dos cabos sempre ocorre um pequeno escorregamento, ou uma pequena reentrada, daí resultando uma perda de tensão no cabo. Considerando que essa reentrada (δ_r) é equivalente a 6 mm, que a tensão de esticamento no cabo (σ_0) é de 1395 Mpa e que o comprimento do cabo é de 10,8 m, temos:

$$\sigma_0 = \sigma_{0'} - \frac{E_p \times \delta_r}{L} = 1395 - \frac{195 \times 10^3 \times 0,006}{10,8} = 1287 \rightarrow \text{perda de 7,7\%}$$

Por sua vez, também no instante inicial existe uma pequena deformação do betão que se traduz numa perda de carga do pré-esforço. Essa perda (para elementos de betão pré-tensionados) é determinada segundo o Artigo 38.º do REBAP como a seguir se indica:

$$\Delta\sigma_{P0,e}(x) = \frac{E_p}{E_{cm}(t_0)} |\sigma_c(x)|$$

Em que:

- E_p – Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço
- $E_{cm}(t_0)$ – módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do pré-esforço e outras acções permanentes
- $\sigma_c(x)$ – tensão de compressão (negativa) no betão, na secção x .



A tensão de compressão no betão, na secção x , é dada por:

$$\sigma_c = \sigma_{c,P_0} + \sigma_{c,\Delta g} = -8,34 + (-0,69) = -9,03 \text{ MPa}$$

Conseguido através da determinação de:

- $P_{0,\text{cont}} = 14061,6 \text{ KN}$
- $M_{\text{hip}} = 1422,69 \text{ KN}$

$$\sigma_{c,P_0} = -\frac{P_0}{I} e^2 - \frac{P_0}{A} \pm \frac{M_{\text{hip}}}{I} e = -\frac{14061,6}{0,7143} 0,3583^2 - \frac{14061,6}{2,7643} - \frac{1422,69}{0,7143} 0,3583$$

$$\sigma_{c,P_0} = -8,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,\Delta g} = \pm \frac{M_{\Delta g}}{I} e = \frac{-1383,93}{0,7143} \times 0,3583 = -0,69 \text{ MPa}$$

Então:

$$\Delta\sigma_{P_0,e}(x) = \frac{195 \text{ GPa}}{36 \text{ GPa}} |-9,03 \text{ MPa}| = 48,91 \text{ MPa} \rightarrow 3,5\%$$

Deste modo o total de perdas instantâneas é de: $7,7\% + 3,5\% = 11,2\%$.



3.3.4.3.2.2. Perdas diferidas

Retracção

$$\Delta\sigma_{PT,S} = E_p \times |\varepsilon_{CS}| = 195 \times 10^3 \times |-25 \times 10^{-5}| = 48,75 \text{ MPa}$$

- $\Delta\sigma_{PT,S}$ – perda de tensão no aço devida à retracção;
- E_p - módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;
- ε_{CS} – extensão de retracção.

Fluência

O coeficiente de homogeneização $\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195}{36} = 5,42$

Adoptou-se para o coeficiente de fluência ϕ o valor de 2,5

A contabilização das perdas devido à fluência é conseguida através da expressão:

$$\Delta\sigma_{PT,C} = \alpha \times \phi \times |\sigma_c| = 5,42 \times 2,5 \times |-9,03| = 122,36 \text{ MPa}$$

- $\Delta\sigma_{PT,C}$ – perda de tensão devido á fluência;
- α – coeficiente de homogeneização;
- ϕ – coeficiente de fluência;
- σ_c – tensão de compressão no betão ao nível do cabo devida às acções permanentes, incluindo a acção do pré-esforço.



Relaxação dos Cabos

$$\sigma_{P0} = 1395 \text{ MPa} \quad ; \quad \mu = \frac{\sigma_{P0}}{f_{puk}} = \frac{1395}{1860} = 0,75 \quad ; \quad t = 500\,000 \text{ horas} \quad ; \quad \rho = 2,5 \%$$

$$\Delta\sigma_{PT,r} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5} \times \sigma_{P0} = 67,95 \text{ MPa}$$

Deste modo o total de perdas diferidas, tendo em conta a interacção dos três tipos de perdas:

$$\Delta\sigma_{PT,s,c,r} = \frac{\Delta\sigma_{PT,S} + \Delta\sigma_{PT,C} + 0,8\Delta\sigma_{PT,r}}{1 + \alpha \frac{A_P}{A} \times \left(1 + \frac{A}{I} e^2\right) (1 + 0,8\varphi)} = \frac{225,47}{1,0887} = 207,10 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \mathbf{14,8\%}$$



3.3.5. Variações de temperatura

As variações diferenciais de temperatura, foram consideradas para o dimensionamento do tabuleiro, uma vez que se trata de uma acção que gera sobre a estrutura esforços de natureza hiperestática.

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

As variações térmicas consideradas são:

- $VDT = +10\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Aquecimento diurno)
- $VDT = -5\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Arrefecimento nocturno)

Porém, esta acção apenas não foi considerada na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, uma vez que nessa situação a rigidez da estrutural encontra-se severamente afectada devido a fenómenos de fendilhação, e por isso a variação de temperatura não constitui uma acção importante na verificação desse estado limite.



3.3.6. Retracção

“A retracção do betão é o fenómeno de encurtamento lento e gradual que uma peça de betão sofre ao longo do tempo, nas três direcções, mesmo que não esteja sujeito a nenhuma carga nem a variações de temperatura.” (Luciano Jacinto, 2007)

A quantificação da retracção é feita através de um parâmetro, designado por extensão de retracção, $\varepsilon_{CS}(t, t_0)$.

Admitindo uma aderência perfeita entre o aço do pré-esforço e o betão, a extensão sofrida pelo aço é, em cada secção, igual à extensão de retracção, pelo que a perda de tensão no aço devida à retracção, $\Delta\sigma_{pt,s}$, é dada por:

$$\Delta\sigma_{pt,s} = E_p |\varepsilon_{CS}|$$

- E_p = designa o módulo de elasticidade do aço de pré-esforço.
- ε_{CS} = extensão de retracção

3.3.7. Fluência

A fluência é um fenómeno de encurtamento lento e gradual que uma peça de betão sofre ao longo do tempo, quando sujeito a uma tensão constante. A perda de tensão nas armaduras de pré-esforço é igual a:

$$\Delta\sigma_{pt,c} = E_p |\varepsilon_{cc}| = E_p \times \varphi \frac{|\sigma_c|}{E_c} = \alpha\varphi |\sigma_c| \Leftrightarrow \Delta\sigma_{pt,c} = \alpha\varphi |\sigma_c|$$

- $\alpha = E_p/E_c$ (coeficiente de homogeneização)
- σ_c – tensão de compressão no betão ao nível do cabo devido às acções permanentes, incluída a acção do pré-esforço.
- E_p – designa o módulo de elasticidade do aço de pré-esforço.



3.4. Verificação da segurança em relação aos Estados limites de utilização

3.4.1 Considerações gerais

Para a verificação da segurança em relação ao estado limite de utilização considerou-se a existência de um ambiente moderadamente agressivo.

Considerando a localização da Passagem Superior e de acordo com o REBAP, o estudo das secções, far-se-á verificando o estado limite de descompressão para a combinação quase permanente. Posteriormente, será feita a verificação do estado limite de fendilhação para as combinações frequentes de esforços, e a verificação da compressão máxima do betão para a combinação rara.



Para a verificação dos estados limites de utilização foi modelado no programa de cálculo automático SAP 2000 as diversas fases da passagem superior. Através deste modelo de cálculo é retirado o valor dos esforços em cada fase e posteriormente calculado as tensões, as quais serão objecto de estudo e que permitem a verificação do estado limite de descompressão, estado limite de compressão máxima e estado limite de fendilhação. Nas páginas seguintes serão apresentadas as tabelas correspondentes a cada fase e posterior explicação e significado.

As fases modeladas e das quais foram determinados os valores de tensão em cada nó/secção da passagem superior são as seguintes:

- Fase 4;
- Fase 6;
- Fase 7;
- Fase 8;
- Fase 100% redistribuir;
- Fase 8: 30% - 70%.



Fase 4 – corresponde ao instante em que é colocada as duas vigas U pré-fabricadas na passagem superior (fase 4 do faseamento construtivo).

Secção	L (m)	M pp (KN.m)	P = P ₀			P = P _∞			P = P ₀		P = P _∞	
			P _{inst inf} (KN)	P _{inst sup} (KN)	M _{pxeinst} (KN)	P _{inf inf} (KN)	P _{inf,sup} (KN)	M _{pxeinf} (KN)	tensão na viga		tensão na viga	
									σ _{inf} (Mpa)	σ _{sup} (Mpa)	σ _{inf} (Mpa)	σ _{sup} (Mpa)
1	0	0,00	3247,56	1623,78	-216,94	2521,04	1260,52	-168,41	-6,01	-4,38	-4,67	-3,40
2	1,35	393,58	3247,56	1623,78	-216,94	2521,04	1260,52	-168,41	-4,83	-6,15	-3,48	-5,17
3	2,7	745,74	6901,065	1623,78	-1755,79	5357,22	1260,52	-1363,00	-12,42	-4,83	-9,14	-4,50
4	4,05	1056,46	6901,065	1623,78	-1755,79	5357,22	1260,52	-1363,00	-11,48	-6,23	-8,20	-5,90
5	5,4	1325,76	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-19,32	-4,53	-14,11	-4,85
6	6,75	1553,62	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-18,64	-5,56	-13,42	-5,88
7	8,1	1740,06	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-18,07	-6,40	-12,86	-6,72
8	9,45	1885,06	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-17,64	-7,05	-12,42	-7,37
9	10,8	1988,64	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-17,33	-7,52	-12,11	-7,84
10	12,15	2050,78	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-17,14	-7,80	-11,92	-8,12
11	13,5	2071,50	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-17,08	-7,89	-11,86	-8,21
12	14,85	2050,78	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-17,14	-7,80	-11,92	-8,12
13	16,2	1988,64	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-17,33	-7,52	-12,11	-7,84
14	17,55	1885,06	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-17,64	-7,05	-12,42	-7,37
15	18,9	1740,06	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-18,07	-6,40	-12,86	-6,72
16	20,25	1553,62	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-18,64	-5,56	-13,42	-5,88
17	21,6	1325,76	6901,065	1623,78	-1755,79	5357,22	1260,52	-1363,00	-10,67	-7,44	-7,39	-7,11
18	22,95	1056,46	6901,065	1623,78	-1755,79	5357,22	1260,52	-1363,00	-11,48	-6,23	-8,20	-5,90
19	24,3	745,74	3247,56	1623,78	-216,94	2521,04	1260,52	-168,41	-3,77	-7,74	-2,42	-6,76
20	25,65	393,58	3247,56	1623,78	-216,94	2521,04	1260,52	-168,41	-4,83	-6,15	-3,48	-5,17
21	27	0,00	3247,56	1623,78	-216,94	2521,04	1260,52	-168,41	-6,01	-4,38	-4,67	-3,40

Quadro 7 – Fase 4



Fase 6 – corresponde ao instante em que é betonado o troço de laje junto ao pilar (fase 6 do faseamento construtivo), sem que no entanto ainda exista pré-esforço de continuidade pois o betão ainda se encontra fresco.

Secção	L (m)	M qp (KN.m)	P = P ₀			P = P _∞			P = P ₀		P = P _∞	
			P _{inst inf} (KN)	P _{inst sup} (KN)	M _{pxe,inst} (KN)	P _{inf inf} (KN)	P _{inf,sup} (KN)	M _{pxe,inf} (KN)	tensão na viga		tensão na viga	
									σ _{inf} (Mpa)	σ _{sup} (Mpa)	σ _{inf} (Mpa)	σ _{sup} (Mpa)
1	0	0,00	3247,56	1623,78	-216,94	2521,04	1260,52	-168,41	-6,01	-4,38	-4,67	-3,40
2	1,35	706,00	3247,56	1623,78	-216,94	2521,04	1260,52	-168,41	-3,88	-7,56	-2,54	-6,58
3	2,7	1340,17	6901,065	1623,78	-1755,79	5357,22	1260,52	-1363,00	-10,63	-7,51	-7,35	-7,18
4	4,05	1902,51	6901,065	1623,78	-1755,79	5357,22	1260,52	-1363,00	-8,93	-10,04	-5,65	-9,71
5	5,4	2393,02	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-16,11	-9,34	-10,89	-9,66
6	6,75	2811,70	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-14,85	-11,22	-9,63	-11,54
7	8,1	3158,55	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-13,80	-12,78	-8,59	-13,10
8	9,45	3433,57	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-12,97	-14,02	-7,76	-14,34
9	10,8	3636,76	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-12,36	-14,93	-7,15	-15,25
10	12,15	3768,13	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-11,97	-15,52	-6,75	-15,84
11	13,5	3827,66	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-11,79	-15,79	-6,57	-16,11
12	14,85	3815,37	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-11,83	-15,74	-6,61	-16,06
13	16,2	3731,24	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-12,08	-15,36	-6,86	-15,68
14	17,55	3575,29	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-12,55	-14,66	-7,33	-14,98
15	18,9	3347,50	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-13,23	-13,63	-8,02	-13,95
16	20,25	3047,89	10554,57	1623,78	-3294,65	8193,39	1260,52	-2557,60	-14,14	-12,28	-8,92	-12,60
17	21,6	2676,45	6901,065	1623,78	-1755,79	5357,22	1260,52	-1363,00	-6,60	-13,52	-3,32	-13,19
18	22,95	2203,66	6901,065	1623,78	-1755,79	5357,22	1260,52	-1363,00	-8,03	-11,39	-4,75	-11,06
19	24,3	1599,98	3247,56	1623,78	-216,94	2521,04	1260,52	-168,41	-1,19	-11,58	0,15	-10,60
20	25,65	865,43	3247,56	1623,78	-216,94	2521,04	1260,52	-168,41	-3,40	-8,27	-2,06	-7,29
21	27	0,00	3247,56	1623,78	-216,94	2521,04	1260,52	-168,41	-6,01	-4,38	-4,67	-3,40

Quadro 8 – Fase 6



Fase 7 – corresponde ao instante em que é betonado o troço de laje junto ao pilar (fase 6 do faseamento construtivo), no entanto ao contrário da fase anterior (fase 6) o betão já resiste, portanto já existe pré-esforço de continuidade.

Secção	L (m)	Tipo de secção	P=P ₀				P=P ₀			
			Fase 7				Fase 6+7			
			tensão na viga		tensão na laje		tensão na viga		tensão na laje	
			σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)
1	0	viga U	0,00	0,00	0	0	-6,01	-4,38	0,00	0,00
2	1,35	viga U	1,00	-1,49	0	0	-2,89	-9,05	0,00	0,00
3	2,7	viga U	1,81	-2,70	0	0	-8,82	-10,20	0,00	0,00
4	4,05	viga U	2,42	-3,61	0	0	-6,51	-13,65	0,00	0,00
5	5,4	viga U	2,84	-4,24	0	0	-13,27	-13,58	0,00	0,00
6	6,75	viga U	3,07	-4,58	0	0	-11,78	-15,80	0,00	0,00
7	8,1	viga U	3,10	-4,64	0	0	-10,70	-17,42	0,00	0,00
8	9,45	viga U	2,95	-4,40	0	0	-10,03	-18,42	0,00	0,00
9	10,8	viga U	2,60	-3,88	0	0	-9,77	-18,81	0,00	0,00
10	12,15	viga U	2,05	-3,07	0	0	-9,92	-18,59	0,00	0,00
11	13,5	viga U	1,32	-1,97	0	0	-10,47	-17,76	0,00	0,00
12	14,85	viga U	0,39	-0,58	0	0	-11,44	-16,32	0,00	0,00
13	16,2	viga U	-0,73	1,09	0	0	-12,81	-14,26	0,00	0,00
14	17,55	viga U	-2,05	3,06	0	0	-14,59	-11,60	0,00	0,00
15	18,9	viga U	-3,55	5,31	0	0	-16,79	-8,32	0,00	0,00
16	20,25	viga U	-5,25	7,85	0	0	-19,39	-4,44	0,00	0,00
17	21,6	Caixão	-1,11	-5,05	-5,05	-6,10	-7,71	-18,56	-5,05	-6,10
18	22,95	Caixão	-2,17	-4,90	-4,90	-5,64	-10,20	-16,29	-4,90	-5,64
19	24,3	Caixão	-3,24	-4,76	-4,76	-5,17	-4,44	-16,34	-4,76	-5,17
20	25,65	Caixão	-4,32	-4,61	-4,61	-4,69	-7,73	-12,89	-4,61	-4,69
21	27	Caixão	-5,41	-4,47	-4,47	-4,21	-11,42	-8,85	-4,47	-4,21

Quadro 9 – Fase 7



Fase 8 – corresponde ao instante em que a obra já está concluída, incluindo as acções das restantes cargas permanentes e das sobrecargas existentes (fase 8 do faseamento construtivo).

Secção	L (m)	Tipo de secção	M fase(-) (KN.m)	M fase(+) (KN.m)	M fase RCP (KN.m)	Fase 7 + 8 (Combinação Quase Permanente)							
						tensão na viga				tensão na laje			
						$\sigma_{inf min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup max}$ (Mpa)	$\sigma_{inf min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup max}$ (Mpa)
1	0	Caixão	0,00	0,00	0,00	-4,67	-4,67	-3,40	-3,40	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,35	Caixão	-73,61	577,49	301,30	-1,04	-0,83	-8,26	-8,15	-0,13	-0,02	-0,29	-0,20
3	2,7	Caixão	-147,22	1154,84	559,81	-4,61	-4,19	-10,25	-10,02	-0,26	-0,03	-0,56	-0,37
4	4,05	Caixão	-220,83	1575,94	775,55	-1,94	-1,37	-13,85	-13,53	-0,36	-0,04	-0,77	-0,52
5	5,4	Caixão	-294,44	1996,84	948,51	-6,47	-5,73	-14,58	-14,17	-0,45	-0,04	-0,95	-0,63
6	6,75	Caixão	-368,04	2264,66	1078,69	-4,76	-3,91	-16,93	-16,46	-0,51	-0,04	-1,08	-0,71
7	8,1	Caixão	-441,65	2532,23	1166,09	-3,52	-2,57	-18,65	-18,12	-0,56	-0,03	-1,18	-0,76
8	9,45	Caixão	-515,26	2651,95	1210,71	-2,76	-1,75	-19,74	-19,17	-0,59	-0,02	-1,23	-0,78
9	10,8	Caixão	-588,87	2771,37	1212,55	-2,48	-1,40	-20,21	-19,61	-0,61	-0,01	-1,25	-0,77
10	12,15	Caixão	-662,48	2750,28	1171,61	-2,68	-1,58	-20,04	-19,43	-0,60	0,01	-1,22	-0,73
11	13,5	Caixão	-736,09	2728,85	1087,89	-3,35	-2,24	-19,26	-18,63	-0,59	0,03	-1,15	-0,66
12	14,85	Caixão	-809,70	2576,25	961,39	-4,51	-3,42	-17,83	-17,23	-0,55	0,06	-1,04	-0,56
13	16,2	Caixão	-883,31	2423,34	792,12	-6,14	-5,08	-15,79	-15,20	-0,50	0,09	-0,90	-0,43
14	17,55	Caixão	-956,91	2150,63	580,06	-8,24	-7,25	-13,11	-12,56	-0,43	0,13	-0,71	-0,27
15	18,9	Caixão	-1030,52	1877,64	325,22	-10,83	-9,90	-9,82	-9,29	-0,35	0,17	-0,49	-0,08
16	20,25	Caixão	-1104,29	1498,48	27,61	-13,89	-13,06	-5,89	-5,42	-0,25	0,22	-0,23	0,14
17	21,6	Caixão	-1178,06	1119,06	-312,79	-5,37	-4,64	-17,60	-17,19	-4,41	-4,00	-5,05	-4,72
18	22,95	Caixão	-1384,44	781,48	-695,97	-8,52	-7,83	-15,22	-14,84	-4,16	-3,78	-4,27	-3,96
19	24,3	Caixão	-1590,99	443,80	-1121,92	-5,42	-4,77	-14,51	-14,14	-3,91	-3,54	-3,46	-3,17
20	25,65	Caixão	-2012,74	226,11	-1121,92	-8,83	-8,11	-11,06	-10,66	-3,77	-3,37	-2,96	-2,65
21	27	Caixão	-2434,74	8,24	-1590,66	-13,39	-12,60	-6,93	-6,49	-3,53	-3,09	-2,13	-1,79

Quadro 10 – Fase 8



Fase 100 % redistribuir – é uma fase em que é simulado a construção da obra de arte numa só vez, isto é, toda a obra de arte é betonada num único instante, tal como acontece em algumas obras betonadas “in situ”. No caso em estudo, como alguns elementos são pré-fabricados a obra é realizada em várias fases e não apenas em uma só.

Secção	L (m)	Fase CP				Fase SC							
		tensão na viga		tensão na laje		tensão na viga				tensão na laje			
		σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	$\sigma_{inf min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup max}$ (Mpa)	$\sigma_{inf min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup max}$ (Mpa)
1	0	-4,97	-3,18	-3,18	-2,70	-4,97	-4,97	-3,18	-3,18	-3,18	-3,18	-2,70	-2,70
2	1,35	-2,92	-2,03	-2,03	-1,79	-2,94	-2,73	-2,10	-1,98	-2,10	-1,98	-1,88	-1,78
3	2,7	-6,85	-4,68	-4,68	-4,10	-6,89	-6,48	-4,82	-4,59	-4,82	-4,59	-4,26	-4,08
4	4,05	-5,20	-3,76	-3,76	-3,37	-5,27	-4,69	-3,95	-3,63	-3,95	-3,63	-3,60	-3,34
5	5,4	-9,53	-6,64	-6,64	-5,86	-9,63	-8,89	-6,88	-6,47	-6,88	-6,47	-6,14	-5,81
6	6,75	-8,29	-5,94	-5,94	-5,31	-8,40	-7,56	-6,22	-5,74	-6,22	-5,74	-5,63	-5,25
7	8,1	-7,24	-5,36	-5,36	-4,85	-7,38	-6,43	-5,67	-5,13	-5,67	-5,13	-5,21	-4,79
8	9,45	-6,40	-4,89	-4,89	-4,48	-6,57	-5,55	-5,22	-4,65	-5,22	-4,65	-4,85	-4,40
9	10,8	-5,76	-4,53	-4,53	-4,20	-5,95	-4,87	-4,88	-4,27	-4,88	-4,27	-4,59	-4,11
10	12,15	-5,32	-4,28	-4,28	-4,00	-5,54	-4,44	-4,63	-4,02	-4,63	-4,02	-4,39	-3,91
11	13,5	-5,09	-4,15	-4,15	-3,90	-5,32	-4,21	-4,50	-3,88	-4,50	-3,88	-4,28	-3,79
12	14,85	-5,05	-4,13	-4,13	-3,88	-5,31	-4,23	-4,47	-3,87	-4,47	-3,87	-4,25	-3,77
13	16,2	-5,22	-4,23	-4,23	-3,96	-5,51	-4,45	-4,56	-3,96	-4,56	-3,96	-4,30	-3,83
14	17,55	-5,59	-4,43	-4,43	-4,12	-5,90	-4,90	-4,74	-4,18	-4,74	-4,18	-4,42	-3,99
15	18,9	-6,17	-4,75	-4,75	-4,37	-6,50	-5,56	-5,03	-4,51	-5,03	-4,51	-4,64	-4,23
16	20,25	-6,94	-5,19	-5,19	-4,71	-7,29	-6,46	-5,43	-4,96	-5,43	-4,96	-4,93	-4,56
17	21,6	0,17	-2,48	-2,48	-3,20	-0,21	0,52	-2,69	-2,28	-2,69	-2,28	-3,36	-3,03
18	22,95	-1,01	-3,14	-3,14	-3,72	-1,46	-0,76	-3,32	-2,94	-3,32	-2,94	-3,83	-3,52
19	24,3	3,39	-0,23	-0,23	-1,20	2,88	3,53	-0,39	-0,02	-0,39	-0,02	-1,27	-0,98
20	25,65	1,81	-1,11	-1,11	-1,90	1,16	1,88	-1,28	-0,88	-1,28	-0,88	-1,93	-1,62
21	27	0,02	-2,11	-2,11	-2,69	-0,76	0,03	-2,28	-1,84	-2,28	-1,84	-2,69	-2,34

Quadro 11 – Fase 100% redistribuir



Fase 8: 30%-70% - esta fase é um somatório de redistribuição de esforços, em que 30% dos esforços advêm da fase 7 e os restantes 70% da fase 100% redistribuir.

Secção	L (m)	Fase CP				Fase CP + RCP+SC+ΔT (Combinação quase permanente)							
		tensão na viga		tensão na laje		tensão na viga				tensão na laje			
		σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	$\sigma_{inf\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ máx}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ máx}$ (Mpa)
1	0	-4,69	-3,43	-2,05	-1,94	-5,69	-5,69	-4,07	-4,07	-2,69	-2,69	-2,48	-2,48
2	1,35	-2,36	-4,06	-1,24	-1,29	-2,50	-2,36	-4,57	-4,49	-1,74	-1,67	-1,89	-1,83
3	2,7	-6,36	-6,50	-3,09	-2,87	-6,90	-6,62	-7,62	-7,46	-4,21	-4,05	-4,15	-4,03
4	4,05	-4,55	-6,92	-2,43	-2,34	-4,46	-4,05	-7,93	-7,71	-3,45	-3,22	-3,65	-3,47
5	5,4	-9,08	-9,15	-4,44	-4,05	-9,61	-9,07	-10,80	-10,50	-6,09	-5,79	-6,01	-5,77
6	6,75	-7,80	-9,36	-3,94	-3,65	-7,92	-7,26	-10,93	-10,56	-5,51	-5,14	-5,60	-5,32
7	8,1	-6,79	-9,48	-3,53	-3,30	-6,59	-5,82	-10,97	-10,54	-5,02	-4,59	-5,25	-4,91
8	9,45	-6,05	-9,48	-3,19	-3,02	-5,65	-4,76	-10,92	-10,42	-4,62	-4,13	-4,94	-4,55
9	10,8	-5,56	-9,39	-2,93	-2,79	-5,07	-4,07	-10,77	-10,21	-4,32	-3,76	-4,68	-4,24
10	12,15	-5,35	-9,19	-2,76	-2,63	-4,87	-3,77	-10,53	-9,92	-4,10	-3,48	-4,47	-3,99
11	13,5	-5,39	-8,88	-2,66	-2,54	-5,04	-3,84	-10,20	-9,53	-3,97	-3,30	-4,31	-3,78
12	14,85	-5,70	-8,47	-2,63	-2,50	-5,58	-4,29	-9,78	-9,05	-3,94	-3,21	-4,19	-3,62
13	16,2	-6,28	-7,96	-2,69	-2,53	-6,50	-5,11	-9,26	-8,49	-3,99	-3,22	-4,12	-3,51
14	17,55	-7,11	-7,34	-2,83	-2,62	-7,79	-6,32	-8,65	-7,83	-4,14	-3,32	-4,10	-3,45
15	18,9	-8,22	-6,62	-3,05	-2,77	-9,45	-7,89	-7,95	-7,08	-4,38	-3,51	-4,13	-3,44
16	20,25	-9,58	-5,80	-3,34	-2,99	-11,49	-9,85	-7,16	-6,25	-4,71	-3,79	-4,21	-3,49
17	21,6	-1,94	-7,47	-2,73	-3,43	-3,00	-1,29	-8,23	-7,28	-3,49	-2,53	-4,11	-3,36
18	22,95	-3,56	-7,27	-3,14	-3,63	-5,52	-3,72	-8,10	-7,09	-3,96	-2,95	-4,15	-3,36
19	24,3	0,62	-5,07	-1,05	-1,71	-1,19	0,70	-5,23	-4,18	-1,21	-0,15	-1,43	-0,60
20	25,65	-1,52	-4,67	-1,62	-2,03	-3,71	-1,71	-5,03	-3,92	-1,98	-0,86	-1,90	-1,02
21	27	-3,82	-4,14	-2,28	-2,47	-7,17	-5,06	-4,62	-3,44	-2,76	-1,57	-2,17	-1,24

Quadro 12 – Fase 8 30%-70%



3.4.3. Estado Limite de Descompressão

Com base no artigo 69º do REBAP a verificação ao estado limite de descompressão compreende as seguintes condições:

- “Não existirem, nas secções do elemento, tracções ao nível da fibra extrema que ficará traccionada (ou menos comprimida) por efeito dos esforços actuantes, com exclusão do pré-esforço”;
- “A determinação de tensões necessária à verificação desta condição será feita considerando as secções em fase não fendilhada, descontando os vazios correspondentes à eventual existência de armaduras ainda não aderentes e admitindo comportamento elástico perfeito dos materiais”;

A tensão das fibras extremas da secção para o estado limite de descompressão é verificada através da combinação quase permanente de tensões existentes na Fase 8 – 30%-70% .



No quadro 13 apresenta-se a verificação deste estado limite de descompressão:

Secção	L (m)	Estado Limite Descompressão							
		tensão na viga				tensão na laje			
		$\sigma_{\text{inf min}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{inf max}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{sup min}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{sup máx}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{inf min}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{inf max}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{sup min}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{sup máx}}$ (Mpa)
1	0	-5,69	-5,69	-4,07	-4,07	-2,69	-2,69	-2,48	-2,48
2	1,35	-2,50	-2,36	-4,57	-4,49	-1,74	-1,67	-1,89	-1,83
3	2,7	-6,90	-6,62	-7,62	-7,46	-4,21	-4,05	-4,15	-4,03
4	4,05	-4,46	-4,05	-7,93	-7,71	-3,45	-3,22	-3,65	-3,47
5	5,4	-9,61	-9,07	-10,80	-10,50	-6,09	-5,79	-6,01	-5,77
6	6,75	-7,92	-7,26	-10,93	-10,56	-5,51	-5,14	-5,60	-5,32
7	8,1	-6,59	-5,82	-10,97	-10,54	-5,02	-4,59	-5,25	-4,91
8	9,45	-5,65	-4,76	-10,92	-10,42	-4,62	-4,13	-4,94	-4,55
9	10,8	-5,07	-4,07	-10,77	-10,21	-4,32	-3,76	-4,68	-4,24
10	12,15	-4,87	-3,77	-10,53	-9,92	-4,10	-3,48	-4,47	-3,99
11	13,5	-5,04	-3,84	-10,20	-9,53	-3,97	-3,30	-4,31	-3,78
12	14,85	-5,58	-4,29	-9,78	-9,05	-3,94	-3,21	-4,19	-3,62
13	16,2	-6,50	-5,11	-9,26	-8,49	-3,99	-3,22	-4,12	-3,51
14	17,55	-7,79	-6,32	-8,65	-7,83	-4,14	-3,32	-4,10	-3,45
15	18,9	-9,45	-7,89	-7,95	-7,08	-4,38	-3,51	-4,13	-3,44
16	20,25	-11,49	-9,85	-7,16	-6,25	-4,71	-3,79	-4,21	-3,49
17	21,6	-3,00	-1,29	-8,23	-7,28	-3,49	-2,53	-4,11	-3,36
18	22,95	-5,52	-3,72	-8,10	-7,09	-3,96	-2,95	-4,15	-3,36
19	24,3	-1,19	0,70	-5,23	-4,18	-1,21	-0,15	-1,43	-0,60
20	25,65	-3,71	-1,71	-5,03	-3,92	-1,98	-0,86	-1,90	-1,02
21	27	-7,17	-5,06	-4,62	-3,44	-2,76	-1,57	-2,17	-1,24

Quadro 13 – Estado limite de descompressão

Encontra-se satisfeita a verificação ao estado limite de descompressão uma vez que as fibras se encontram comprimidas, como demonstram os resultados do Quadro 13.



3.4.4. Estado Limite de Fendilhação

Para a verificação do estado limite de fendilhação, utiliza-se a combinação frequente de acções indicada anteriormente. É efectuado duas verificações no estado limite de fendilhação, uma tendo em conta a sobrecarga como acção variável base e outra a temperatura diferencial.

Secção	L (m)	E.L. Fendilhação (acção variável base – sobrecarga)							
		tensão na viga				tensão na laje			
		$\sigma_{inf\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ max}$ (Mpa)
1	0	-6,68	-6,68	-4,70	-4,70	-3,32	-3,32	-3,02	-3,02
2	1,35	-3,09	-2,90	-4,99	-4,89	-2,16	-2,06	-2,26	-2,18
3	2,7	-8,28	-7,92	-8,58	-8,38	-5,17	-4,97	-5,00	-4,84
4	4,05	-5,51	-4,99	-8,72	-8,43	-4,24	-3,94	-4,37	-4,14
5	5,4	-11,54	-10,85	-12,18	-11,79	-7,47	-7,09	-7,24	-6,93
6	6,75	-9,60	-8,77	-12,17	-11,71	-6,75	-6,29	-6,73	-6,37
7	8,1	-8,07	-7,10	-12,10	-11,56	-6,16	-5,62	-6,29	-5,87
8	9,45	-6,96	-5,87	-11,96	-11,35	-5,67	-5,06	-5,91	-5,43
9	10,8	-6,26	-5,05	-11,75	-11,07	-5,29	-4,61	-5,60	-5,07
10	12,15	-5,97	-4,66	-11,46	-10,72	-5,03	-4,29	-5,35	-4,77
11	13,5	-6,10	-4,68	-11,10	-10,31	-4,87	-4,08	-5,16	-4,54
12	14,85	-6,64	-5,13	-10,67	-9,83	-4,83	-3,99	-5,04	-4,37
13	16,2	-7,60	-6,00	-10,17	-9,28	-4,91	-4,01	-4,98	-4,28
14	17,55	-8,97	-7,30	-9,60	-8,67	-5,09	-4,15	-4,99	-4,25
15	18,9	-10,75	-9,01	-8,96	-7,99	-5,38	-4,41	-5,06	-4,29
16	20,25	-12,94	-11,14	-8,25	-7,24	-5,79	-4,79	-5,19	-4,40
17	21,6	-3,05	-1,19	-8,77	-7,73	-4,03	-2,99	-4,78	-3,97
18	22,95	-5,81	-3,87	-8,76	-7,68	-4,63	-3,54	-4,92	-4,06
19	24,3	-0,61	1,41	-5,31	-4,18	-1,29	-0,16	-1,68	-0,79
20	25,65	-3,48	-1,33	-5,29	-4,09	-2,23	-1,03	-2,29	-1,34
21	27	-7,32	-5,05	-5,07	-3,81	-3,21	-1,94	-2,71	-1,71

Quadro 14 – Estado limite de fendilhação (A.V.B. – sobrecarga)



E.L. Fendilhação (acção variável base – temperatura diferencial)									
Secção	L (m)	tensão na viga				tensão na laje			
		$\sigma_{inf\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ max}$ (Mpa)
1	0	-5,69	-5,69	-4,07	-4,07	-2,69	-2,69	-2,48	-2,48
2	1,35	-2,52	-2,31	-4,58	-4,47	-1,76	-1,64	-1,90	-1,81
3	2,7	-6,95	-6,54	-7,64	-7,41	-4,23	-4,00	-4,17	-3,99
4	4,05	-4,53	-3,92	-7,97	-7,63	-3,48	-3,14	-3,68	-3,41
5	5,4	-9,70	-8,90	-10,85	-10,40	-6,14	-5,69	-6,05	-5,70
6	6,75	-8,03	-7,04	-10,99	-10,44	-5,57	-5,02	-5,65	-5,22
7	8,1	-6,72	-5,56	-11,04	-10,39	-5,10	-4,44	-5,31	-4,79
8	9,45	-5,80	-4,45	-11,00	-10,25	-4,71	-3,96	-5,01	-4,42
9	10,8	-5,24	-3,72	-10,87	-10,02	-4,41	-3,56	-4,76	-4,09
10	12,15	-5,06	-3,38	-10,64	-9,70	-4,21	-3,27	-4,56	-3,81
11	13,5	-5,25	-3,40	-10,32	-9,29	-4,09	-3,06	-4,40	-3,59
12	14,85	-5,82	-3,81	-9,91	-8,79	-4,07	-2,95	-4,29	-3,41
13	16,2	-6,76	-4,59	-9,41	-8,20	-4,14	-2,93	-4,24	-3,28
14	17,55	-8,07	-5,75	-8,81	-7,52	-4,30	-3,00	-4,22	-3,20
15	18,9	-9,75	-7,29	-8,12	-6,74	-4,55	-3,17	-4,26	-3,18
16	20,25	-11,81	-9,20	-7,34	-5,88	-4,89	-3,43	-4,35	-3,20
17	21,6	-3,35	-0,60	-8,43	-6,89	-3,68	-2,14	-4,27	-3,05
18	22,95	-5,89	-2,98	-8,30	-6,68	-4,17	-2,54	-4,31	-3,03
19	24,3	-1,58	1,48	-5,45	-3,74	-1,43	0,28	-1,60	-0,25
20	25,65	-4,12	-0,88	-5,26	-3,45	-2,21	-0,40	-2,08	-0,66
21	27	-7,61	-4,19	-4,86	-2,95	-3,00	-1,09	-2,36	-0,86

Quadro 15 – Estado limite de fendilhação (A.V.B. – temperatura diferencial)



3.4.5. Verificação da Tensão Máxima de Compressão

A verificação do estado limite da tensão máxima de compressão no betão, é efectuada através da combinação rara de acções.

O valor desta tensão é limitado em geral a f_{cd} , em que f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão definido no artigo 19º do REBAP.

A verificação em causa deve ser feita admitindo um comportamento elástico perfeito dos materiais e considerando a secção fendilhada ou não fendilhada consoante existam ou não tensões de tracção (calculadas em secção não fendilhada) de valor superior ao valor f_{ctm} .

O Quadro 16 e 17 apresentam os resultados da determinação da tensão nas fibras, utilizando a combinação rara de acções. A verificação em relação à tensão máxima de compressão encontra-se satisfeita se, as tensões na secção não forem superiores ao valor de cálculo da tensão de rotura à compressão ($f_{cd} = 30 \text{ Mpa}$).



E.L. Compressão Máxima (acção variável base – sobrecarga)									
Secção	L (m)	tensão na viga				tensão na laje			
		$\sigma_{inf\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ max}$ (Mpa)
1	0	-9,66	-9,66	-6,61	-6,61	-5,23	-5,23	-4,64	-4,64
2	1,35	-4,87	-4,50	-6,26	-6,05	-3,44	-3,23	-3,40	-3,23
3	2,7	-12,46	-11,72	-11,50	-11,08	-8,09	-7,67	-7,58	-7,25
4	4,05	-8,74	-7,68	-11,13	-10,54	-6,64	-6,05	-6,56	-6,09
5	5,4	-17,40	-16,01	-16,35	-15,57	-11,64	-10,87	-10,96	-10,35
6	6,75	-14,75	-13,09	-15,96	-15,04	-10,55	-9,62	-10,15	-9,42
7	8,1	-12,63	-10,70	-15,58	-14,50	-9,63	-8,55	-9,47	-8,62
8	9,45	-11,05	-8,89	-15,17	-13,97	-8,88	-7,68	-8,89	-7,94
9	10,8	-10,00	-7,62	-14,77	-13,44	-8,31	-6,98	-8,43	-7,38
10	12,15	-9,49	-6,93	-14,35	-12,92	-7,92	-6,48	-8,07	-6,94
11	13,5	-9,51	-6,77	-13,93	-12,39	-7,70	-6,17	-7,83	-6,62
12	14,85	-10,07	-7,19	-13,49	-11,88	-7,65	-6,04	-7,69	-6,43
13	16,2	-11,16	-8,15	-13,05	-11,37	-7,78	-6,10	-7,68	-6,35
14	17,55	-12,79	-9,67	-12,60	-10,86	-8,09	-6,35	-7,76	-6,39
15	18,9	-14,95	-11,74	-12,15	-10,35	-8,57	-6,78	-7,97	-6,56
16	20,25	-17,65	-14,37	-11,68	-9,85	-9,23	-7,40	-8,29	-6,85
17	21,6	-3,52	-0,18	-10,58	-8,71	-5,83	-3,96	-6,95	-5,48
18	22,95	-7,06	-3,59	-10,96	-9,02	-6,83	-4,89	-7,38	-5,85
19	24,3	0,72	4,31	-5,76	-3,76	-1,74	0,26	-2,62	-1,04
20	25,65	-3,19	0,62	-6,29	-4,15	-3,23	-1,10	-3,63	-1,95
21	27	-8,21	-4,17	-6,68	-4,42	-4,82	-2,56	-4,51	-2,73

Quadro 16 – E. L. Compressão máxima (A.V.B. sobrecarga)



		E.L. Compressão Máxima (acção variável base – temperatura diferencial)							
		tensão na viga				tensão na laje			
Secção	L (m)	$\sigma_{inf\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{inf\ max}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ min}$ (Mpa)	$\sigma_{sup\ max}$ (Mpa)
1	0	-7,18	-7,18	-5,02	-5,02	-3,64	-3,64	-3,29	-3,29
2	1,35	-3,46	-3,03	-5,24	-5,00	-2,42	-2,18	-2,48	-2,29
3	2,7	-9,12	-8,26	-9,15	-8,67	-5,74	-5,26	-5,50	-5,12
4	4,05	-6,27	-5,00	-9,25	-8,54	-4,76	-4,05	-4,83	-4,27
5	5,4	-12,80	-11,13	-13,03	-12,10	-8,33	-7,39	-7,98	-7,25
6	6,75	-10,82	-8,77	-13,01	-11,86	-7,59	-6,44	-7,46	-6,56
7	8,1	-9,27	-6,83	-12,93	-11,57	-6,98	-5,62	-7,01	-5,94
8	9,45	-8,15	-5,36	-12,78	-11,22	-6,49	-4,93	-6,63	-5,40
9	10,8	-7,46	-4,32	-12,57	-10,82	-6,12	-4,36	-6,33	-4,94
10	12,15	-7,21	-3,73	-12,30	-10,36	-5,87	-3,93	-6,09	-4,56
11	13,5	-7,39	-3,58	-11,98	-9,85	-5,75	-3,62	-5,93	-4,25
12	14,85	-8,01	-3,88	-11,59	-9,28	-5,75	-3,44	-5,83	-4,01
13	16,2	-9,06	-4,62	-11,14	-8,66	-5,87	-3,39	-5,81	-3,86
14	17,55	-10,55	-5,81	-10,63	-7,98	-6,11	-3,47	-5,86	-3,78
15	18,9	-12,46	-7,43	-10,06	-7,25	-6,48	-3,67	-5,99	-3,78
16	20,25	-14,81	-9,51	-9,43	-6,46	-6,97	-4,01	-6,19	-3,85
17	21,6	-4,28	1,30	-9,72	-6,60	-4,97	-1,85	-5,65	-3,20
18	22,95	-7,25	-1,36	-9,82	-6,52	-5,68	-2,39	-5,87	-3,28
19	24,3	-1,69	4,50	-6,12	-2,65	-2,09	1,37	-2,41	0,31
20	25,65	-4,81	1,75	-6,22	-2,56	-3,17	0,50	-3,12	-0,23
21	27	-8,92	-2,01	-6,15	-2,29	-4,29	-0,43	-3,65	-0,60

Quadro 17 – E.L. Compressão máxima (A.V.B. – temperatura diferencial)

Pode-se concluir que apesar de existirem pequenas tracções ao nível da fibra inferior quando obtemos o máximo valor de momentos resultante da combinação rara de acções, ainda assim a estes resultados então dentro dos limites anteriormente referidos. Deste modo, está garantida a verificação da tensão máxima de compressão.



3.5. Verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos

3.5.1. Considerações gerais:

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

Com:

S_d – Valor de cálculo do esforço actuante

R_d – Valor de cálculo do esforço resistente

Para a verificação da segurança optou-se pela criação de secções espaçadas de 1,35m entre si. Nesta verificação têm-se especial atenção a zona dos apoios (onde se verificam os maiores momentos negativos), o meio-vão (onde existem os maiores momentos positivos), e nas secções de transição de pré-esforço.

A passagem superior é composta por elementos pré-fabricados e elementos betonados *in-situ*, deste modo o processo construtivo dá-se em várias fases. Devido a esta necessidade e à existência de betões de idades diferentes na estrutura, é correcto fazer-se uma redistribuição de esforços. O cálculo dos momentos com a redistribuição devida à fluência pode ser feito simplificada pela seguinte expressão:

$$M_{total} = (1 - \Delta) \cdot \sum M_{fases} + \Delta \cdot M_{fase \text{ única}} \Leftrightarrow M_{total} = \sum M_{fases} + (M_{fase \text{ única}} + M_{fases}) \cdot \Delta$$

$$\Delta = \frac{\varphi}{1 + \rho \cdot \varphi} = \frac{2,5}{1 + 1 \cdot 2,5} = 0,714 \rightarrow 70\% \quad \varphi = \text{coeficiente de fluência}$$

$$\rho = \text{factor de relaxação}$$

Deste modo:

$$M_{total} = 30\% \cdot \sum M_{fases} + 70\% \cdot M_{fase \text{ única}}$$



3.5.2. Esforços de Flexão

3.5.2.1. Esforços Actuantes

De forma igual ao efectuado para os estados limites de utilização, aqui também se apresentam os esforços que chegam à estrutura por intermédio das várias acções a que a obra de arte está sujeita. O quadro 18 apresenta os valores para um dos vãos:

Nó	L (m)	PP – Final – T ∞	PE Cont T ∞	PE Viga – T ∞	RCP – T ∞	RET+FLU	RET DIF	Envolvente SC	
		M (KN.m)	M (KN.m)	M (KN.m)	M (KN.m)	M (KN.m)	M (KN.m)	M (KN.m)	
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	468,47	0	0,00
2	1,35	945,03	-95,20	347,64	301,30	0	433,66	577,49	-73,61
3	2,70	1762,64	-190,39	695,28	559,81	0	398,85	1154,89	-147,22
4	4,05	2452,82	-285,59	1042,92	775,55	0	364,03	1575,94	-220,83
5	5,40	3015,57	-380,79	1390,56	948,51	0	329,22	1996,84	-294,44
6	6,75	3450,89	-475,98	1738,20	1078,69	0	294,41	2264,66	-368,04
7	8,10	3758,79	-571,18	2085,84	1166,09	0	259,60	2532,23	-441,65
8	9,45	3939,26	-666,38	2433,48	1210,71	0	224,79	2651,95	-515,26
9	10,80	3992,30	-761,57	2781,12	1212,55	0	189,97	2771,37	-588,87
10	12,15	3917,91	-856,77	3128,77	1171,61	0	155,16	2750,28	-662,48
11	13,50	3716,10	-951,97	3476,41	1087,89	0	120,35	2728,85	-736,09
12	14,85	3386,86	-1047,16	3824,05	961,39	0	85,54	2576,25	-809,70
13	16,20	2930,19	-1142,36	4171,69	792,12	0	50,73	2423,34	-883,31
14	17,55	2346,10	-1237,56	4519,33	580,06	0	15,91	2150,63	-956,91
15	18,90	1634,58	-1332,75	4866,97	325,22	0	-18,90	1877,64	-1030,52
16	20,25	795,63	-1427,95	5214,61	27,61	0	-53,71	1498,48	-1104,29
17	21,60	-170,75	-1523,15	5562,25	-312,79	0	-88,52	1110,06	-1178,06
18	22,95	-1264,56	-1618,34	5909,89	-695,97	0	-123,33	781,48	-1384,44
19	24,30	-2485,79	-1713,54	6257,53	-1121,92	0	-158,15	443,80	-1590,99
20	25,65	-3834,45	-1808,74	6605,18	-1121,92	0	-192,96	226,11	-2012,74
21	27,00	-5310,53	-1903,93	6952,82	-1590,66	0	-158,15	8,24	-2434,74

Quadro 18 – Esforços actuantes



Para a verificação dos estados limites últimos não é considerada a acção da temperatura, uma vez que a estrutura encontra-se de tal forma fendilhada que ocorre também uma drástica redução da sua rigidez. Como a acção da temperatura depende do produto EI – e este é agora reduzido, então a influência desta acção torna-se desprezável.

A combinação fundamental de acções baseia-se na seguinte expressão:

$$S_d = 1,35/1,00 \times (PP) + 1,5/1,0 \times (RCP) + 1,2/1,0 \times (\text{Pré esforço}) + 1,5/0 \times ((RET + FLU) + RET DIF) + 1,5 \times (\text{Envolvente SC's Rodoviárias})$$

- PP – Peso Próprio
- RCP – Restante Carga Permanente
- RET – Retracção
- FLU – Fluência
- RET DIF – Retracção Diferencial;



3.5.2.2. Esforços Resistentes

Os momentos resistentes das secções em estudo serão determinados com base nas hipóteses de deformação a seguir descritas, correspondentes às prescrições do REBAP:

- As secções mantêm-se planas após a deformação;
- As armaduras sofrem as mesmas variações de deformação que o betão adjacente;
- O betão não resiste á tracção;
- Comportamento do betão traduzido pelo diagrama parábola-rectângulo com a extensão máxima de encurtamento de 3,5‰ e constância de tensão a partir de 2,0‰;
- A extensão máxima de armadura passiva é de 10‰. O seu encurtamento máximo será limitado a 3,5‰;
- A parcela isostática de pré-esforço é a tomada para a verificação da capacidade resistente da secção. A parcela hiperstática é considerada como esforço actuante.



A armadura longitudinal de flexão que constitui cada viga pré-fabricada do tabuleiro, está sintetizada no Quadro 19 que a seguir se apresenta:

Nó	L (m)	Armadura Longitudinal N.º varões	Armadura de P.E. Viga (cordões c/ 1,5 cm ²)		Armadura de Pré-Esforço de Continuidade (cordões c/ 1,4 cm ²)
			Superior	Inferior	Superior
1	0	8Ø12 +16Ø16	8	8	0
2	1,35	8Ø12 +16Ø16	8	8	0
3	2,7	8Ø12 +16Ø16	8	17	0
4	4,05	8Ø12 +16Ø16	8	17	0
5	5,4	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
6	6,75	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
7	8,1	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
8	9,45	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
9	10,8	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
10	12,15	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
11	13,5	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
12	14,85	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
13	16,2	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
14	17,55	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
15	18,9	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
16	20,25	8Ø12 +16Ø16	8	26	0
17	21,6	8Ø12 +16Ø16	8	17	6 cabos c/ 12 cordões
18	22,95	8Ø12 +16Ø16	8	17	6 cabos c/ 12 cordões
19	24,3	8Ø12 +16Ø16	8	8	6 cabos c/ 12 cordões
20	25,65	8Ø12 +16Ø16	8	8	6 cabos c/ 12 cordões
21	27	8Ø12 +16Ø16	8	8	6 cabos c/ 12 cordões

Quadro 19 – Armadura longitudinal de flexão

Para a determinação do esforço resistente, não é contabilizado as armaduras passivas da laje de regularização. Esta medida foi tomada no sentido de simplificação dos cálculos, como também uma vez constitui uma forma de dimensionamento pelo lado da segurança.

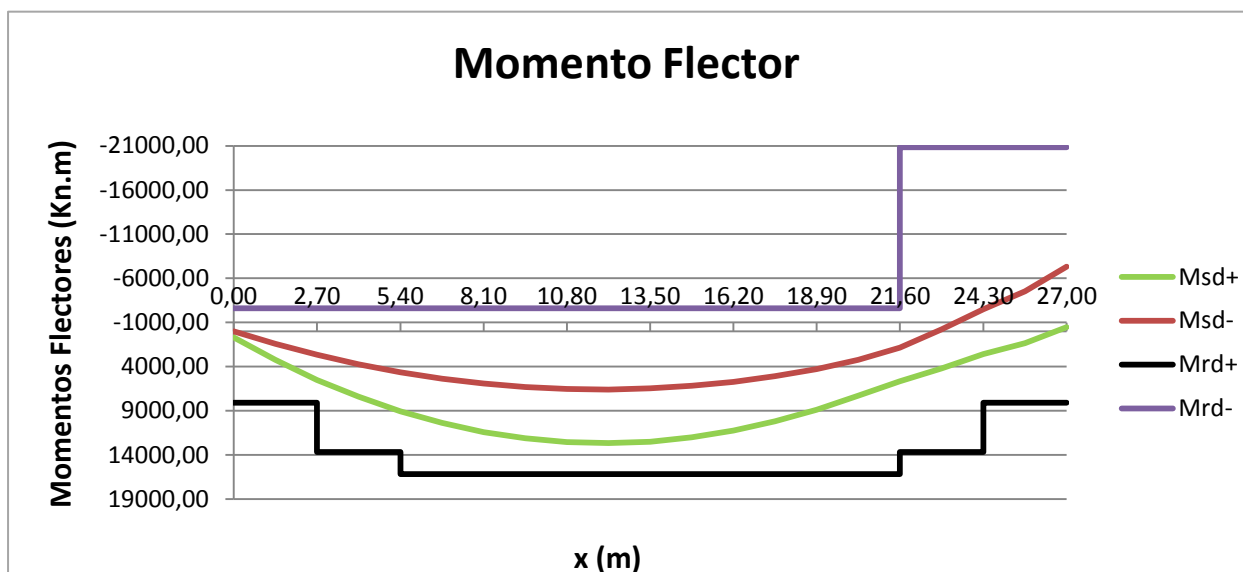
O método de cálculo do esforço resistente faz-se pelo tradicional equilíbrio de forças de tracção e compressão, na secção a considerar.

O resultado da combinação fundamental de acções é comparado com o esforço resistente, para cada secção. Esses valores figuram no quadro 20.



	Combinação Fundamental		Esforços Resistentes	
	M _{Ed} (Máx +) (KN.m)	M _{Ed} (Máx -) (KN.m)	M _{Rd+} (KN.m)	M _{Rd-} (KN.m)
0	702,71	0,00	8085	-2618
1,35	3219,95	1413,49	8085	-2618
2,7	5500,86	2656,77	13682	-2618
4,05	7404,95	3729,84	13682	-2618
5,4	9072,66	4632,71	16181	-2618
6,75	10366,41	5365,37	16181	-2618
8,1	11423,73	5927,82	16181	-2618
9,45	12111,81	6320,07	16181	-2618
10,8	12563,40	6542,10	16181	-2618
12,15	12652,35	6593,94	16181	-2618
13,5	12504,79	6475,56	16181	-2618
14,85	12002,98	6186,98	16181	-2618
16,2	11264,70	5728,19	16181	-2618
17,55	10182,40	5099,20	16181	-2618
18,9	8891,99	4271,65	16181	-2618
20,25	7293,72	3249,88	16181	-2618
21,6	5675,16	1841,74	13682	-20841
22,95	4216,34	-214,21	13682	-20841
24,3	2587,22	-2506,51	8085	-20841
25,65	1364,61	-4525,60	8085	-20841
27	-454,33	-7315,60	8085	-20841

Quadro 20- Combinação fundamental vs. Esforço resistente





Desta forma está verificado o estado limite último de resistência à flexão uma vez que para cada secção o valor de cálculo dos momentos actuantes é sempre inferior ao valor de cálculo dos momentos resistentes. Por outro lado os diagramas de momentos flectores encontram-se dentro da envolvente do diagrama de momentos resistentes.



3.5.3. Esforço transverso

3.5.3.1. Esforço Actuante

Nó	L (m)	PP Final	PE Cont	PE viga	RCP	RET+FLU	RET DIF	Envolvente SC	
		V (KN)	V (KN)	V (KN)	V (KN)	V (KN)	V (KN)	V (KN)	
1	0,00	747,22	0	0	239,03	0	-25,787	-54,525	486,02
2	1,35	652,83	0	0	207,34	0	-25,787	-60,464	445,08
3	2,70	558,44	0	0	175,65	0	-25,787	-66,406	404,10
4	4,05	464,05	0	0	143,96	0	-25,787	-86,936	366,70
5	5,40	369,66	0	0	112,27	0	-25,787	-107,445	329,27
6	6,75	275,27	0	0	80,59	0	-25,787	-130,89	295,55
7	8,10	180,88	0	0	48,90	0	-25,787	-154,314	261,81
8	9,45	86,49	0	0	17,21	0	-25,787	-180,377	231,86
9	10,80	-7,90	0	0	-14,48	0	-25,787	-206,42	201,90
10	12,15	-102,30	0	0	-46,17	0	-25,787	-234,764	175,77
11	13,50	-196,69	0	0	-77,86	0	-25,787	-263,09	149,62
12	14,85	-291,08	0	0	-109,55	0	-25,787	-293,335	127,31
13	16,20	-385,47	0	0	-141,24	0	-25,787	-323,564	104,99
14	17,55	-479,86	0	0	-172,92	0	-25,787	-355,29	86,47
15	18,90	-574,25	0	0	-204,61	0	-25,787	-387,001	67,94
16	20,25	-668,64	0	0	-236,30	0	-25,787	-419,747	53,13
17	21,60	-763,03	0	0	-267,99	0	-25,787	-452,477	38,31
18	22,95	-857,42	0	0	-299,68	0	-25,787	-485,738	27,09
19	24,30	-951,81	0	0	-331,37	0	-25,787	-518,986	15,86
20	25,65	-1046,20	0	0	-331,37	0	-25,787	-552,216	8,07
21	27,00	-1140,59	0	0	-363,06	0	-25,787	-585,435	0,28

Quadro 21 – Esforço transverso actuante

A acção da temperatura não é contabilizada na análise, pelas mesmas razões que já foram mencionadas aquando da verificação dos estados limites últimos.

A combinação fundamental de acções baseia-se na seguinte expressão:

$$S_d = 1,35/1,0 \times (PP) + 1,5/1,0 \times (RCP) + 1,2/1,0 \times (PEViga + PECont) + 1,5/0 \times ((RET + FLU) + RETDif) + 1,5 \times (Envolvente SC's Rodoviárias)$$



3.5.3.2. Esforço Resistente

Para o cálculo do esforço resistente têm-se em consideração as seguintes fórmulas:

- Betão C45/55 $\rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 30 \text{ MPa} \rightarrow 30 \times 10^3 \text{ KPa}$

O factor v que pretende simular a redução da resistência do betão para ter em conta o facto de se tratar de betão com fissuras de esforço transversal, é dado pela expressão:

- $v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{45}{250}\right) = 0,492$

Assumiu-se a influência de eventuais esforços normais de compressão (representada pelo factor α) igual a 1,00.

Adoptou-se uma inclinação das bielas, θ , igual a 30° , que os estribos fazem um ângulo de 90° com o eixo da viga, e por isso a segurança ao estado limite de esforço transversal é satisfeita quando se verificam simultaneamente as seguintes condições:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{sd}}{(0,9 \times d) \times f_{syd} \times \cot \theta} \quad \text{Segurança pelas armaduras}$$

$$V_{sd} \leq \frac{\alpha \times v \times f_{cd} \times b_w \times (0,9 \times d)}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{Segurança pelo betão}$$



No limite $V_{Sd} = V_{Rd}$

- Determinação do $V_{Rd,máx}$ ($b_w=0,20$ m ; $d=1,25$ m)

$$V_{Rd} = \frac{\alpha \times v \times f_{cd} \times b_w \times (0,9 \times d)}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{1 \times 0,492 \times 30 \times 10^3 \times 0,20 \times (0,9 \times 1,25)}{\cot(30) + \tan(30)}$$

$$V_{Rd,máx} = 1438,04 \text{ KPa}$$

O quadro 22 apresenta os valores de esforço transversal actuante que resultam da combinação fundamental.

L	V_{Ed} (Máx +) [KN]	V_{Ed} (Máx -) [KN]
0	2096,31	865,78
1,35	1859,95	730,79
2,7	1623,52	595,80
4,05	1392,45	438,93
5,4	1161,36	282,08
6,75	935,82	120,84
8,1	710,25	-40,38
9,45	490,36	-205,55
10,8	280,46	-380,70
12,15	115,19	-598,18
13,5	-50,11	-815,63
14,85	-209,65	-1035,96
16,2	-369,22	-1256,26
17,55	-523,07	-1478,81
18,9	-676,95	-1701,34
20,25	-825,24	-1925,42
21,6	-973,55	-2149,47
22,95	-1116,46	-2374,32
24,3	-1259,38	-2599,16
25,65	-1365,46	-2776,43
27	-1503,23	-3001,22

Quadro 22 – Esforço transversal actuante



3.5.3.3. Fluxo de corte

Derivado à acção de esforço transverso, ocorre na estrutura um fluxo de corte, sendo a armadura necessária,

$\neq 0$ (momentos torções significativos)

$$v_{sd} = \frac{1}{2} \left(\frac{V_{sd}}{z} + \frac{M_{sd}}{z^2} i \right) + \frac{\widehat{T}_{sd}}{2A_0} \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{v_{sd}}{f_{syd} \times \cot \theta}$$

= 0 (porque a peça é linear e a inclinação i , não existe)

Tsd	Tsd/2A ₀	Fluxo de corte - V _{sd} (por alma)		Máx F. Corte
0,00	0,00	762,30	314,83	762,30
300,00	52,89	729,24	318,63	729,24
400,00	70,52	660,89	287,18	660,89
500,00	88,15	594,50	247,76	594,50
600,00	105,78	528,09	208,36	528,09
600,00	105,78	446,08	149,72	446,08
600,00	105,78	364,05	91,10	364,05
600,00	105,78	284,10	31,04	284,10
600,00	105,78	207,77	32,65	207,77
600,00	105,78	147,67	111,74	147,67
600,00	105,78	87,56	190,81	190,81
600,00	105,78	29,54	270,93	270,93
600,00	105,78	28,48	351,04	351,04
600,00	105,78	84,43	431,97	431,97
600,00	105,78	140,38	512,88	512,88
600,00	105,78	194,31	594,37	594,37
600,00	105,78	248,24	675,84	675,84
600,00	105,78	300,20	757,61	757,61
600,00	105,78	352,17	839,36	839,36
600,00	105,78	390,75	903,83	903,83
600,00	105,78	440,85	985,57	985,57

Quadro 23 – Fluxo de corte



Secção	L (m)	As de Esforço Transverso					As Adoptado
		As de cálculo			Com 2 ramos		
1	0,00	0,001012	10,12	cm ² /m	5,06	cm ² /m	Φ 16 // 0,20 m
2	1,35	0,000968	9,68	cm ² /m	4,84	cm ² /m	Φ 16 // 0,20 m
3	2,70	0,000877	8,77	cm ² /m	4,39	cm ² /m	Φ 16 // 0,20 m
4	4,05	0,000789	7,89	cm ² /m	3,95	cm ² /m	Φ 12 // 0,20 m
5	5,40	0,000701	7,01	cm ² /m	3,50	cm ² /m	Φ 12 // 0,20 m
6	6,75	0,000592	5,92	cm ² /m	2,96	cm ² /m	Φ 12 // 0,20 m
7	8,10	0,000483	4,83	cm ² /m	2,42	cm ² /m	Φ 12 // 0,20 m
8	9,45	0,000377	3,77	cm ² /m	1,89	cm ² /m	Φ 10 // 0,20 m
9	10,80	0,000276	2,76	cm ² /m	1,38	cm ² /m	Φ 10 // 0,20 m
10	12,15	0,000196	1,96	cm ² /m	0,98	cm ² /m	Φ 10 // 0,20 m
11	13,50	0,000253	2,53	cm ² /m	1,27	cm ² /m	Φ 10 // 0,20 m
12	14,85	0,000360	3,60	cm ² /m	1,80	cm ² /m	Φ 10 // 0,20 m
13	16,20	0,000466	4,66	cm ² /m	2,33	cm ² /m	Φ 10 // 0,20 m
14	17,55	0,000573	5,73	cm ² /m	2,87	cm ² /m	Φ 10 // 0,20 m
15	18,90	0,000681	6,81	cm ² /m	3,40	cm ² /m	Φ 12 // 0,20 m
16	20,25	0,000789	7,89	cm ² /m	3,94	cm ² /m	Φ 12 // 0,20 m
17	21,60	0,000897	8,97	cm ² /m	4,49	cm ² /m	Φ 12 // 0,20 m
18	22,95	0,001006	10,06	cm ² /m	5,03	cm ² /m	Φ 12 // 0,20 m
19	24,30	0,001114	11,14	cm ² /m	5,57	cm ² /m	Φ 16 // 0,20 m
20	25,65	0,001200	12,00	cm ² /m	6,00	cm ² /m	Φ 16 // 0,20 m
21	27,00	0,001308	13,08	cm ² /m	6,54	cm ² /m	Φ 16 // 0,20 m

Quadro 24 – Armadura de esforço transverso



A verificação ao esforço transversal está assim desta forma garantida. Este tipo de esforço pode provocar na estrutura, rotura sem aviso prévio. A quantidade de armadura de esforço transversal adoptada excede o necessário, actuando pelo lado segurança – garantindo que esta se encontra devidamente resistente à acção do esforço transversal





CAPÍTULO 2 – Verificação da segurança do pilar

1. Considerações gerais

A obra de arte em estudo é formada por um pilar em betão armado, com uma secção rectangular de 0,80 x 1,80 m a qual é monoliticamente ligada ao tabuleiro.

Para o cálculo dos esforços nos pilares, recorreu-se ao modelo tridimensional de elementos de barra, referido anteriormente, que simula a totalidade da estrutura.

Além das acções já referidas no dimensionamento do tabuleiro (peso próprio, restante carga permanente, pré-esforço, sobrecargas regulamentares e temperaturas), o modelo foi submetido ao cálculo dinâmico para a acção do sismo e ao cálculo estático para as acções do vento, frenagem, retracção e fluência.

2. Quantificação de acções

2.1. Cargas Permanentes

As cargas permanentes, nomeadamente, o peso próprio, restantes cargas permanentes e pré-esforço são as determinadas para o tabuleiro.

2.2. Sobrecargas rodoviárias

2.2.1. Veículo-Tipo

Foi considerado o veículo tipo de classe I tal como se encontra definido no RSA, artigo 41.º, conforme já se evidenciou anteriormente.



2.2.2. Sobrecarga linear e uniformemente distribuída

- Uniformemente Distribuída

$$Q_{SCU} = 4 \text{ KN/m}^2 \times 5 \text{ m (largura de influência)} = 20 \text{ KN/m}$$

- Sobrecarga linear

$$Q_{SCL} = 50 \text{ KN/m} \times 5 \text{ m (largura de influência)} = 250 \text{ KN}$$

Equivale a uma carga pontual no centro da secção transversal do tabuleiro

2.2.3. Força de frenagem

Para se ter em conta os efeitos resultantes das variações de velocidade dos veículos, segundo o artigo 43.º do RSA, “devem considerar-se forças longitudinais, actuando ao nível do pavimento, paralelamente ao eixo do viaduto e associadas às sobrecargas uniformemente distribuídas. Estas forças longitudinais devem ser consideradas linear e uniformemente distribuídas segundo a largura da zona carregada. O seu valor corresponde ao valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída é igual a 30 KN/m para pontes da classe I”.

$$F_{frenagem} = 30 \text{ KN/m} \times 5 \text{ m (largura de influência)} = 150 \text{ KN/m}$$



2.3. Variações de temperatura

As variações de temperatura consideradas para o dimensionamento do pilar são as anteriormente referidas para a verificação do tabuleiro.

2.4. Retracção e Fluência

Os efeitos da retracção foram contabilizados no modelo tridimensional, assimilando-os a uma diminuição lenta e uniforme de temperatura de 15°C, segundo o artigo 32º do REBAP.

Relativamente à fluência foram contabilizados os seus efeitos para o dimensionamento das armaduras, assimilando-os a uma diminuição lenta uniforme de temperatura de 30°C.

2.5. Vento

Considerou-se a actuação desta acção, tal como se prescreve no capítulo V e no anexo I do RSA. Para efeitos da quantificação da acção do vento, a obra de arte localiza-se na Zona A, e para contabilizar a variação desta acção com a altura acima do solo, considerou-se uma rugosidade aerodinâmica do solo do tipo II (zona rural ou periferia da zona urbana).

Os valores característicos da pressão dinâmica do vento w_k , são os indicados no artigo 24º do RSA, que para o presente caso, onde a altura média da obra acima do solo é aproximadamente igual a 15,00 metros, toma o valor de $w_k=1,04 \text{ KN/m}^2$.



A pressão do vento é determinada através da seguinte expressão:

$$p_w = \delta_f \times w_k \times d$$

Em que:

- p_w = Pressão do vento sobre a estrutura;
- δ_f = Coeficiente de força;
- w_k = Valor característico da pressão dinâmica.

2.5.1. Acção do Vento no Tabuleiro

De acordo com o quadro I-XIII do Anexo I do RSA, calculou-se o coeficiente de força para o tabuleiro:

- d = Altura da área exposta=1,65 m;
- a = Largura da área exposta =6,80 m;
- h = comprimento da ponte= 54m.

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \frac{d}{a} = \frac{1,65}{6,80} = 0,24 < 0,25 \\ \bullet \frac{h}{d} = \frac{54}{1,65} = 32,73 = \infty \end{array} \right\} \delta_f = 1,20$$

A pressão média no tabuleiro é igual a:

$$p_w = 1,20 \times 1,04 \times 1,65 = 2,06 \text{ KN/m}$$



2.5.2. Acção do Vento sobre os veículos

Com base no artigo 45º do RSA, a “acção do vento directamente exercida sobre os veículos e por esta transmitida à ponte deverá ser determinada de acordo com o especificado no capítulo V e considerando que a superfície actuada pelo vento é uma banda rectangular continua com altura de 2,5 m acima do nível do pavimento.”

O coeficiente de força a considerar para os veículos que circulam nas pontes é de 1,5, segundo o ponto 3.8. do Anexo I do RSA.

A pressão média sobre os veículos é igual a:

$$p_w = 1,50 \times 1,04 \times 2,5 = 3,90 \text{KN/m}$$

2.5.3. Acção do Vento nos Pilares

De acordo com o Quadro I-XIII do anexo I do RSA, calculou-se o coeficiente de força para os pilares:

- $d = 0,80 \text{ m}$
- $a = 1,80 \text{ m}$
- $w_k = 1,04 \text{ KN/m}^2$
- $H = \text{altura média da obra acima do solo} \approx 12,00 \text{ m}$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \frac{d}{a} = \frac{0,80}{1,80} = 0,44 \approx 0,5 \\ \bullet \frac{h}{d} = \frac{12}{0,80} = 15 \end{array} \right\} \delta_f = 1,25$$



A pressão média nos pilares é igual a:

$$p_w = 1,25 \times 1,04 \times 0,80 = 1,04 \text{ KN/m}$$

2.5.4. Força Horizontal Transversal

A força horizontal transversal por metro de superestrutura resulta da soma das pressões dinâmicas determinadas anteriormente:

- $F_{\text{Tabuleiro}} = p_w(\text{tabuleiro}) + p_w(\text{veículos}) = 2,06 + 3,90 = 5,96 \text{ KN/m}$;
- $F_{\text{Pilares}} = p_w(\text{Pilares}) = 1,04 \text{ KN/m}$.

2.6. Sismo

Como já foi referido anteriormente, os esforços resultantes da acção sísmica foram obtidos através de uma análise dinâmica da mesma na estrutura.

Esta análise foi apoiada nos espectros de resposta do RSA, tendo-se considerado o seguinte:

- Coeficiente de amortecimento de 5%;
- Terreno do tipo II;
- Coeficiente de sismicidade $\alpha = 1$ (zona A);
- Coeficiente de comportamento $\eta = 2$ (estruturas de ductilidade normal)



3. Verificação da segurança em relação ao E.L.U. de Encurvadura

3.1. Considerações gerais

Os pilares são elementos estruturais verticais que têm como principal função transmitir os esforços provenientes do tabuleiro aos elementos de fundação.

Estes elementos estão sujeitos a um fenómeno denominado encurvadura, uma vez que a solicitação predominante é o esforço axial.

Assim sendo, tendo em conta o artigo 61.1 do REBAP, a segurança relativamente à encurvadura, pode em geral ser reduzida à verificação de estados limites últimos de resistência por flexão com compressão em certas secções do pilar.

Desta forma o valor de cálculo do momento flector actuante, M_{sd} , é acrescido do momento definido pela expressão:

$$N_{sd} \times (e_a + e_2 + e_c)$$

Em que:

- N_{sd} - Valor de cálculo do esforço normal actuante;
- e_a - Excentricidade acidental;
- e_2 - Excentricidade de 2ª ordem;
- e_c - Excentricidade de fluência.



De acordo com o artigo 61.1 e 61.4 do mesmo regulamento, a verificação da segurança à encurvadura pode ser dispensada, considerando apenas os efeitos de primeira ordem, nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

- Condição 1:

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3,5 \times h \text{ para } \lambda \leq 70$$

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3,5 \times h \times \frac{\lambda}{70} \text{ para } \lambda > 70$$

- Condição 2:

$$\lambda \leq 35 \text{ para Estruturas de Nós Móveis}$$

$$\lambda \leq 50 - 15 \times \frac{M_{sd,b}}{M_{sd,a}} \text{ para Estruturas de Nós fixos}$$

Em que:

- h – altura da secção;
- $M_{sd,b}, M_{sd,a}$ – valores de cálculo dos momentos actuantes nas extremidades do pilar;



3.2. Classificação da estrutura

A presente obra de arte foi classificada, artigo 58º do REBAP, como estrutura de nós móveis, visto que os nós quando sob o efeito dos valores de cálculo das acções, sofrem deslocamentos horizontais de valor não desprezável.

$$h_{total} \times \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq \eta$$

Sendo:

- h_{total} – Altura total da estrutura acima das fundações;
- $\sum N$ – Soma dos esforços normais ao nível da fundação;
- $\sum EI$ – Soma dos factores de rigidez de flexão, em base não fendilhada de todos os elementos verticais de contraentamento na direcção considerada.

3.3. Esbelteza dos Pilares

Para se determinar a esbelteza dos pilares, seguiu-se o regulamento no artigo 59.1 do REBAP:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad \text{com} \quad l_0 = \eta \times l \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Em que:

- λ - Esbelteza;
- l_0 - comprimento efectivo de encurvadura na direcção considerada ($l_0=L_{pilar}$);
- η - factor associado às condições de ligação das extremidades do elemento;
- i - raio de giração da secção transversal do pilar na direcção considerada, supondo-a apenas constituída apenas por betão;
- I - momento de inércia da secção transversal do pilar na direcção considerada ;
- A - Área da secção transversal do pilar;
- b – largura do pilar;
- h – altura da secção transversal do pilar.



	$I \text{ (m}^4\text{)}$	Área (m ²)	$i \text{ (m)}$	$l_0 \text{ (m)}$	λ
Direcção X	0,389	1,44	0,520	13	25,01851
Direcção Y	0,077		0,231		56,29165

Quadro 25 - Esbelteza do pilar

Fica dispensada a verificação do estado limite último de encurvadura na direcção x uma vez que a esbelteza é inferior a 35, verificando assim as condições estabelecidas pelo REBAP. Segundo a direcção y seria necessário verificar efectuar a verificação ao estado limite último de encurvadura.

4. Verificação da segurança em relação aos E.L. Últimos de Resistência

4.1. Considerações gerais

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

Em que:

- S_d - Valor de cálculo do esforço actuante;
- R_d - Valor de cálculo do esforço resistente;

4.2. Esforço actuante

Apresenta-se de seguida o quadro, onde consta o resumo dos esforços obtidos através do modelo de cálculo automático, para o pilar devido a todas as acções actuante



		Topo do Pilar					Base do Pilar				
		$M_2 = M_x$ (KN.m)	$M_3 = M_y$ (KN.m)	$V_2 = V_x$ (KN)	$V_3 = V_y$ (KN)	N (KN)	$M_2 = M_x$ (KN.m)	$M_3 = M_y$ (KN.m)	$V_2 = V_x$ (KN)	$V_3 = V_y$ (KN)	N (KN)
PP		0,00	0,00	0,00	0,00	-2323,89	0,00	0,00	0,00	0,00	-2773,89
RCP		0,00	0,00	0,00	0,00	-789,72	0,00	0,00	0,00	0,00	-789,72
PE		0,00	0,00	0,00	0,00	415,29	0,00	0,00	0,00	0,00	415,29
SCU+SCL	Máximo	831,23	106,21	0,00	0,00	0,00	831,23	106,21	0,00	0,00	0,00
	Mínimo	-831,23	-106,21	0,00	0,00	-920,83	-831,23	-106,21	0,00	0,00	-920,83
VT	Máximo	1500,00	105,07	0,00	0,00	0,00	1500,00	105,07	0,00	0,00	0,00
	Mínimo	-1500,00	-105,07	0,00	0,00	-595,43	-1500,00	-105,07	0,00	0,00	-595,43
Vento (±)		0,00	0,00	0,00	321,84	0,00	4104,25	0,00	0,00	334,84	0,00
VDT(+10°)		0,00	0,00	0,00	0,00	200,77	0,00	0,00	0,00	0,00	200,77
VDT(-5°)		0,00	0,00	0,00	0,00	-100,39	0,00	0,00	0,00	0,00	-100,39
VUT (+-15°)		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Retracção + Fluência		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Retracção diferencial		0,00	0,00	0,00	0,00	-51,58	0,00	0,00	0,00	0,00	-51,58
Frenagem (±)		0,00	-905,16	150,00	0,00	0,00	0,00	969,84	150,00	0,00	0,00
Sismo Longitudinal		0,00	2519,01	417,92	0,00	0,00	0,00	2705,00	417,92	0,00	0,00
Sismo Transversal		0,00	0,00	0,00	450,09	0,00	5626,06	0,00	0,00	450,09	0,00

Quadro 26 – Esforço actuante no pilar

É de salientar que os momentos de cálculo resultantes da acção sísmica, foram divididos pelo factor de comportamento: $\eta = 2$



Com base no quadro 26, pode concluir-se que a acção mais desfavorável é a Acção Sísmica. Deste modo, foram feitas várias combinações de esforços tendo em conta essa situação mais desfavorável.

A. Combinação Fundamental: Acção Variável Base – Sismo Longitudinal (RSA)

$$S_d = 1,0 \times (PP + RCP + PE) + 1,0/0,0 \times (Retr\ diferencial) + 1,5 \times (Sismo\ longitudinal + (0,3 \times Sismo\ transversal))$$

B. Combinação Fundamental: Acção Variável Base – Sismo Transversal (RSA)

$$S_d = 1,0 \times (PP + RCP + PE) + 1,0/0,0 \times (Retr\ diferencial) + 1,5 \times (Sismo\ Transversal + (0,3 \times Sismo\ Longitudinal))$$

C. Combinação Fundamental: Acção Variável Base – Sobrecargas Rodoviárias

- $S_d = 1,35/1,00 \times (PP + RCP) + 1,2/1,0 \times (PE) + 1,5/0,0 \times (Retr\ diferencial) + 1,5 \times (SCL + SCU + Frenagem) + 1,5 \times (0,4 \times Vento)$



4.2.1. Esforço de Flexão

Apresenta-se no quadro 27 os momentos actuantes mais desfavoráveis à estrutura provenientes das combinações de acções anteriormente descritas.

	Topo			Base		
	$M_2=M_x$ (KN.m)	$M_3=M_y$ (KN.m)	N (KN)	$M_2=M_x$ (KN.m)	$M_3=M_y$ (KN.m)	N (KN)
M máx (+)	0,00	3778,51	-2749,91	2531,73	4057,49	-3199,91
M min (-)	0,00	-3778,51		-2531,73	-4057,49	

Quadro 27 – Esforço de flexão no pilar

4.2.2. Esforço Transverso

No quadro 28 são apresentados os esforços transversos actuantes mais desfavoráveis à estrutura provenientes das combinações de acções anteriormente descritas.

	Topo		Base	
	$V_2 = V_x$ (KN)	$V_3 = V_y$ (KN)	$V_2 = V_x$ (KN)	$V_3 = V_y$ (KN)
Pilares	188,06	149,99	188,06	149,99

Quadro 28 – Esforço transverso no pilar



4.3. Esforços Resistentes

4.3.1. Esforços de Flexão

O cálculo dos momentos resistentes foi efectuado através do Ábaco 32 de Flexão Composta para secções rectangulares, “*Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão – REBAP 83*”, de J’D.Arga Lima, Vitor Monteiro e Mary Mun, de onde tem-se:

- Esforço Normal Reduzido:

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{b \times h \times f_{cd}}$$

- Momento Resistente Reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \times h^2 \times f_{cd}}$$

- Armadura Resistente:

$$A_s = \frac{\varpi \times b \times h \times f_{cd}}{f_{syd}} \quad \text{"}\varpi\text{" representa a percentagem mecânica de armadura}$$

A armadura máxima e mínima prevista, de acordo com o artigo 121º do REBAP é igual a:

$$- A_{s,min} = 0,6\% \times \text{Área do Pilar} = \frac{0,6}{100} \times (0,8 \times 1,80) \times 10000 = 86,04 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s,máx} = 4\% \times \text{Área do Pilar} = \frac{4}{100} \times (0,8 \times 1,80) \times 10000 = 576 \text{ cm}^2$$



A determinação da armadura para a flexão composta é conseguida através das expressões anteriormente referidas, sendo os valores definidos no quadro 29.

	A.V.B.	Secção	M _{sd} (KN.m)	N _{sd} (KN)	v	μ	w	A _s	Número Varões	As	ρ
Pilar segundo y	Sismo Longitudinal	Base	4057,49	3199,91	0,111	0,18	0,27	178,85	23,00	184,92	1,28
Pilar segundo x			2531,73		0,111	0,05	0,04	26,496	6,00	48,24	0,34

Quadro 29 – Armadura do pilar

Deste modo ir-se-á adoptar uma armadura longitudinal de: 23 varões de Ø 32mm segundo y e 6 varões de Ø32 mm segundo x.

4.3.2. Esforço Transverso

Para o cálculo do esforço transverso resistente aplicam-se as seguintes fórmulas:

De acordo com o artigo 53.2 do REBAP o valor V_{cd} é determinado do seguinte modo:

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d$$

Com:

- τ_1 – Tensão dado pelo Quadro VI do REBAP e que depende da classe do betão
- b_w – Largura da alma da secção
- d – Altura útil da secção

Para o cálculo da armadura de esforço transverso, no artigo 53.3 do REBAP vem:

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} \times (1 + \cotg \alpha) \times \sin \alpha$$

Como se considera que o ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e eixo do pilar é de 90°, então a expressão de cálculo da armadura fica:



$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{0,9 \times d \times f_{syd}}$$

Em que:

- A_{sw} - Área da secção da armadura de esforço transverso
- s - Espaçamento das armaduras de esforço transverso
- V_{wd} - Resistência das armaduras de esforço transverso (artigo 53.1 REBAP) onde se considera que no limite $V_{Rd} = V_{Sd}$
- d - Altura útil da Secção
- f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso

A armadura mínima de esforço transverso prevista, de acordo com o artigo 94.2 do REBAP é igual a:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \sin \alpha} \quad \text{com} \quad \rho_w = 0,08 \text{ para armadura de aço A500}$$

De onde resulta:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0,08}{100} \times b_w = \frac{0,08}{100} \times 1,80 \times 10000 = 14,4 \text{ cm}^2/m$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0,08}{100} \times b_w = \frac{0,08}{100} \times 0,80 \times 10000 = 6,4 \text{ cm}^2/m$$



Através da metodologia de cálculo apresentada anteriormente, segue-se o quadro de resultados para o dimensionamento da armadura de esforço transverso:

	Pilar
A.V.B.	Sismo Longitudinal
Secção	Base
b (m)	1,80
d (m)	0,8
V _{sd,x} (KN)	626,88
N _{sd} (KN)	3199,91
τ_1 (B35) (KPa)	850
V _{cd} (KN)	1224
V _{wd} (KN)	-597,12
A _{sw/s min} (cm ² /m)	14,4

Quadro 30 – Esforço transversal segundo x

	Pilar
A.V.B.	Sismo Longitudinal
Secção	Base
b (m)	0,80
d (m)	1,8
V _{sd,y} (KN)	202,54
N _{sd} (KN)	3199,91
τ_1 (B35) (KPa)	850
V _{cd} (KN)	1224
V _{wd} (KN)	-1021,46
A _{sw/s min} (cm ² /m)	6,4

Quadro 31 – Esforço transversal segundo y

De acordo com os valores obtidos, a armadura considerada para resistir ao esforço transversal é a armadura mínima ($A_{sw/s min}$).





CAPÍTULO 3 – Verificação da Segurança das Fundações

1. Considerações gerais

Segundo o relatório geológico e geotécnico realizado no local de implantação da obra, verifica-se que no local de implantação do pilar, o terreno possui capacidade resistente suficiente para se adoptarem fundações directas.

2. Sapatas

Tensão admissível do solo:

A tensão admissível (σ_{adm}) do solo de fundação, de acordo com o relatório geotécnico é de $\sigma_{adm} = 400$ KPa.

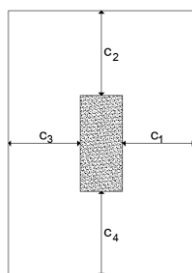
2.1. Pré-dimensionamento

➤ Área da sapata

$$A_{sap} \geq \frac{N \times 1,25}{\sigma_{adm}}$$

➤ Altura da sapata

$$H \geq \frac{\text{máx}(c_1; c_2; c_3; c_4)}{2}$$





➤ **Esforços na base da sapata**

$$N_b = N + 25 \times (A \times H)$$

$$M_{xxb} = |M_x| + |V_y| \times H$$

$$M_{yyb} = |M_y| + |V_x| \times H$$

➤ **Excentricidade**

$$e_x = \frac{M_{yyb}}{N_b}$$

$$e_y = \frac{M_{xxb}}{N_b}$$

$$a' = A - 2 \times e_x$$

$$b' = B - 2 \times e_y$$

➤ **Tensão no solo**

$$\sigma_{\text{solo}} = \frac{N_b}{a' \times b'}$$

➤ **Armadura segundo X**

$$e = \frac{M_y}{N}$$

$$\frac{e}{a_0}$$

e/a_0	0	0,25	0,5	1	1,5
k	0,25	0,20	0,15	0,1	0,05



$$\text{Se } e_x = \frac{M_{yyb}}{N_b} > \frac{A}{4}$$

- $Ft_{sdX} = N_{bsd} \times (e_x - a_0 \times (0,5 - k))/d$
- $A_{sx}(cm^2/m) = \frac{Ft_{sdX}}{f_{syd} \times b}$

$$\text{Se } e_x = \frac{M_{yyb}}{N_b} \leq \frac{A}{4}$$

- $R_{1x} = \frac{A}{2} \times b' \times \sigma_{solo}$
- $Ft_{sdX} = R_{1x} \times (a/4 - a_0 \times (0,5 - k))/d$
- $A_{sx}(cm^2/m) = \frac{Ft_{sdX} \times 1,5}{f_{syd} \times b}$

➤ **Armadura segundo Y**

$$e = \frac{|M_x|}{|N|}$$
$$\frac{e}{b_0}$$

e/a ₀	0	0,25	0,5	1	1,5
k	0,25	0,20	0,15	0,1	0,05



$$\text{Se } e_y = \frac{M_{xxb}}{N_b} > \frac{B}{4}$$

- $Ft_{sdy} = N_{bsd} \times \frac{e_y - b_0 \times (0,5 - k)}{d}$
- $A_{sy} (cm^2/m) = \frac{Ft_{sdy}}{f_{syd} \times a}$

$$\text{Se } e_y = \frac{M_{xxb}}{N_b} \leq \frac{B}{4}$$

- $R_{1y} = \frac{B}{2} \times a \times \sigma_{solo}$
- $Ft_{sdy} = R_{1y} \times (b/4 - b_0 \times (0,5 - k))/d$
- $A_{sy} (cm^2/m) = \frac{Ft_{sdy}}{f_{syd} \times a}$



2.2. Verificação da Segurança em relação ao E.L. de Utilização

2.2.1. Esforços Actuantes

Para garantir a segurança das sapatas foi dimensionada a sua armadura tendo em conta a combinação rara de acções que chegam a este elemento. No anexo respeitante ao dimensionamento das sapatas, pode ver-se que foram estudadas várias combinações de acções com a finalidade de isolar aquela em que a acção variável base fosse a mais desfavorável.

O caso mais desfavorável é a combinação de acções em que o sismo longitudinal assume o papel de acção variável base, tendo a combinação a seguinte configuração:

$$1 \times (PP + RCP + PE) + 1 \times (Ret + Flu) + 1 \times (SL + 0,3 \times ST) + \\ + 0,3 \times (VDT + VUT)$$

Os esforços que daí resultam, resumem-se no quadro 32 abaixo, para a disposição da figura:

	Base				
	$M_2=M_x$ (KN.m)	$M_3=M_y$ (KN.m)	$V_2=V_x$ (KN)	$V_3=V_y$ (KN)	N (KN)
M máx (+)	1687,82	2705,00	417,92	135,03	-3230,02
M min (-)	1687,82	2705,00	417,92	135,03	

Quadro 32 – Esforços actuante na base da sapata



➤ **Segundo a Direcção X**

O quadro 33 apresenta os resultados que determinam a quantificação a armadura necessária dispor segundo a direcção considerada:

e (m) =	0,84
e/a0 =	1,047
k =	0,095
R_{1x} (KN) =	4549,40
Ft_{sdx} (KN) =	2848,66
A_{sx} (cm²/m) =	18,58

Quadro 33 – Armadura na sapata segundo X

Por segurança, a concretização da armadura far-se-á por excesso, sendo constituída por:

Ø 16 // 0,10 – o que perfaz um total de $A_x/m = 20,11 \text{ cm}^2/\text{m}$.

➤ **Segundo a Direcção Y**

e (m) =	0,12
e/b0 =	0,06
k =	0,237
R1 (KN) =	1471,07
Ft_{sdY} (KN) =	1228,32
A_{sy} (cm²/m) =	18,02

Quadro 34 – Armadura na sapata segundo Y

Adopta-se uma armadura de: Ø 20 // 0,15 – o que perfaz um total de $A_y/m = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$.



CAPÍTULO 4 – Verificação da Segurança do Capitel

1. Dimensionamento do capitel

O dimensionamento do capitel é feito de acordo com capítulo H – consolas curtas (artigo 135.º, artigo 136.º e artigo 137.º) do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAPE).

De acordo com o artigo 135.º deste regulamento o capitel tem que obedecer ao seguinte:

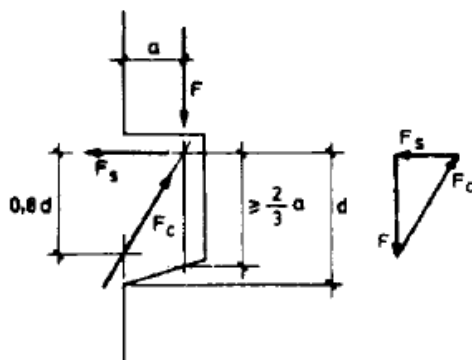


Figura 14 – Dimensionamento segundo o REBAPE

Desta forma adoptou-se para o capitel as seguintes dimensões:

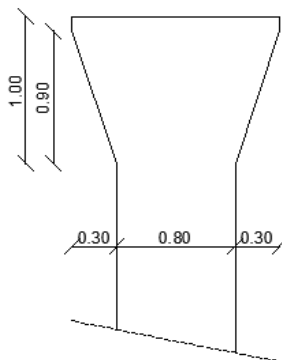


Figura 15 – Consola real



Para o cálculo da armadura que constitui o capitel toma-se em consideração o artigo 136.º do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes que indica as seguintes fórmulas para o cálculo da armadura.

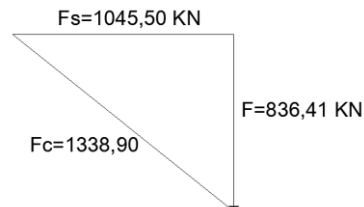
$$F_{csd} \leq \frac{1}{2} \times \tau_2 \times b \times d$$

- F_{csd} – força de compressão na biela de betão;
- b – largura da consola.

$$A_s = \frac{F_{ssd}}{f_{syd}}$$

- F_{ssd} – força no tirante correspondente ao valor de cálculo, F_{sd} , da força aplicada;
- f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade;

De acordo com o **artigo 136.2** – “ No caso de consolas em que $d > 2a$ deve aplicar-se o estipulado em 136.1 a uma consola fictícia com $d=2a$, situada na parte inferior da consola real. Junto à face superior da consola deve prever-se uma armadura igual à que constitui o tirante da consola fictícia”.



$$F_{csd} \leq \frac{1}{2} \times \tau_2 \times b \times d \Leftrightarrow$$

$$1338,90 \leq \frac{1}{2} \times 6000 \times 1,8 \times 0,30 \Leftrightarrow 1338,90 \leq 1620$$

$$A_s = \frac{F_{ssd}}{f_{syd}} \Leftrightarrow$$

$$A_s = \frac{1045,50}{434,78} = 2,41 \text{ cm}^2$$



CAPÍTULO 5 – Pré-lajes

1. Dimensionamento das pré-lajes

As pré-lajes adoptadas para a maioria quase todo o comprimento longitudinal da obra de arte tem uma largura de 2,40 m e um comprimento de 6,80 m.

Materiais da pré-laje:

- ✓ Betão C45/55; $f_{ck} = 45$ MPa; $f_{cd} = (45/1,5) = 30$ MPa;
- ✓ Aço A500 NR; $f_{syk} = 500$ MPa; $f_{syd} = (500/1,15) = 434,78$ MPa;

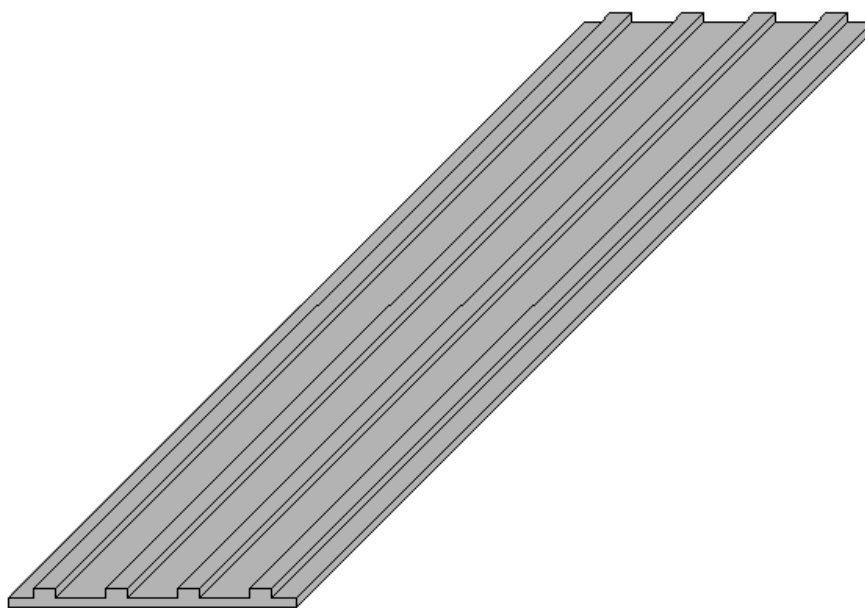


Figura 16 - Pré-laje

Para proceder ao dimensionamento das pré-lajes adoptou-se uma largura de influência de 0,60 m de forma a simplificar o respectivo dimensionamento.

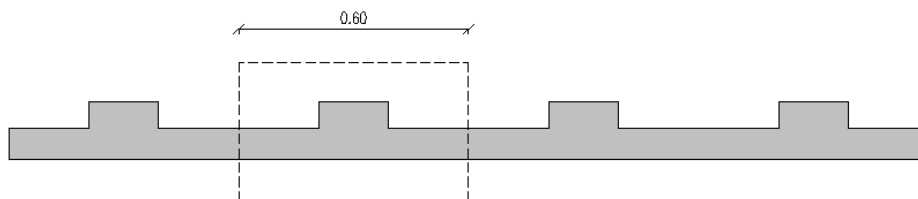


Figura 17 - Largura de influência na pré-laje



Acções:

- ✓ Peso próprio da pré-laje laje;
- ✓ Betão Fresco;
- ✓ Sobrecarga de obra (2 KN/m²).

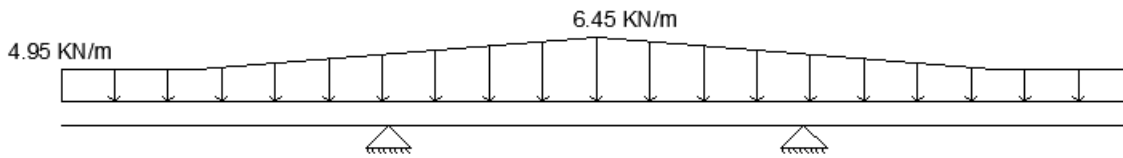


Figura 18 - Acções na pré-laje

Diagrama de momentos:

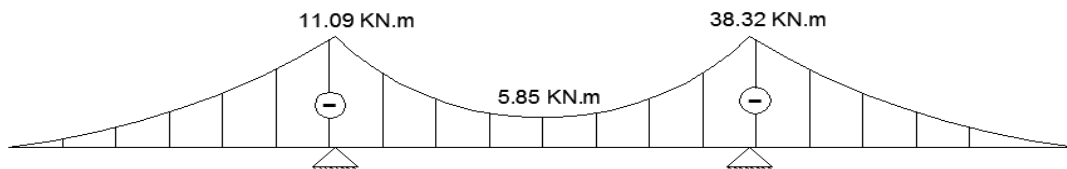


Figura 19 - Diagrama de momentos na pré-laje

- ✓ $M_{sd}(\text{máx}) = - 5.85 \text{ KN.m}$;
- ✓ $M_{sd}(\text{min}) = - 11,09 \text{ KN.m}$;

Cálculo da armadura:

- ✓ $d = 0,15 - 0,04 = 0,11 \text{ m}$;
- ✓ $b = 0,18 \text{ m}$

Para $M_{sd} = -11,09 \text{ KN.m}$:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{d^2 \times b \times f_{cd}} = \frac{11,09}{0,11^2 \times 0,18 \times 30 \times 10^3} = 0,170$$

$$w = \mu \times (\mu + 1) = 0,170 \times (0,170 + 1) = 0,199$$

$$A_s = \frac{(w \times 100 \times d \times 100 \times b) \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{(0,199 \times 100 \times 0,11 \times 100 \times 0,18) \times 30}{434,78} =$$

$$A_s = 2,72 \text{ cm}^2 \text{ (2 } \varnothing 16 \text{ mm } = 4,02 \text{ cm}^2)$$



Para $M_{sd} = -5,85 \text{ KN.m}$:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{d^2 \times b \times f_{cd}} = \frac{5,85}{0,11^2 \times 0,18 \times 30 \times 10^3} = 0,090$$

$$w = \mu \times (\mu + 1) = 0,090 \times (0,090 + 1) = 0,098$$

$$A_s = \frac{(w \times 100 \times d \times 100 \times b) \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{(0,120 \times 100 \times 0,10 \times 100 \times 0,18) \times 30}{434,78} =$$

$$A_s = 1,33 \text{ cm}^2 \text{ (2 } \emptyset 10 \text{ mm} = 1,57 \text{ cm}^2)$$

Armadura Mínima:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,26 \times f_{ctm} \times d \times b \times 10000}{f_{syk}}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,26 \times 3,8 \times (0,11 \times 10^2) \times (0,18 \times 10^2)}{500} = 0,39 \text{ cm}^2$$



Diagrama de esforço transverso:

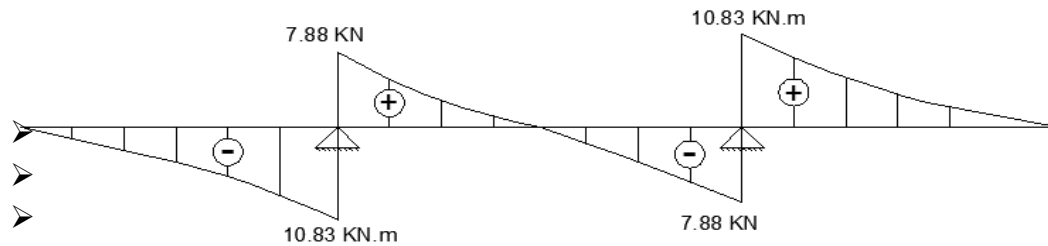


Figura 20 - Diagrama de esforço transverso na pré-laje

- $V_{sd} = 10,83 \text{ KN}$
- ✓ $d = 0,15 - 0,04 = 0,11 \text{ m}$
- ✓ $z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,11 = 0,099 \text{ m}$
- ✓ $\theta = 30^\circ$
- ✓ $v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{45}{250}\right) = 0,492$
- ✓ $b = 0,18 \text{ m}$

$$A_{sw/s} = \frac{V_{sd}}{z \times \left(\frac{f_{syd}}{10}\right) \times \left(\frac{1}{\tan \theta}\right)} = \frac{10,83}{0,099 \times \left(\frac{434,78}{10}\right) \times \left(\frac{1}{\tan(30)}\right)} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Desta forma adoptou-se a seguinte armadura: Ø8//0,20 (2,51 cm²/m)

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{(0,08 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times 1000)}{f_{syk}} = \frac{(0,08 \times \sqrt{45} \times 0,18 \times 1000)}{500} \Leftrightarrow$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,193 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pormenorização da armadura:

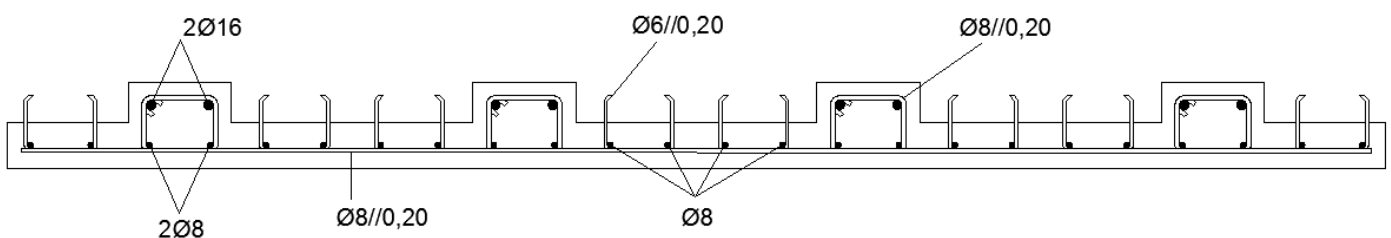


Figura 21 - Armadura na pré-laje



CAPÍTULO 6 – Verificação da Segurança dos Aparelhos de Apoio

1. Considerações Gerais

Os aparelhos de apoio utilizados nesta obra de arte são do tipo *pot-bearing*. Estes são unidireccionais, uma vez que permitem apenas que exista livre deslocamento segundo a direcção longitudinal. Cada encontro possui 2 aparelhos de apoio, sendo no total 4 aparelhos de apoio na obra de arte.

Constituição de um aparelho de apoio do tipo “*Pot bearing*” uni-direccional:

- 1 - Chapa superior em aço;
- 2 - Pistão em aço;
- 3 - Panela em aço;
- 4 - Barra guia em aço;
- 5 - Varão de ancoragem em aço;
- 6 - Parafusos de fixação da barra guia em aço;
- 7- Parafusos de fixação em aço;
- 8- Chapa de deslizamento em aço inox;
- 9 - Barra em bronze;
- 10 - P.T.F.E. Puro;
- 11- Disco elastómetro;
- 12 - Anel de selagem;
- 13 - Vedante em borracha microcelular.

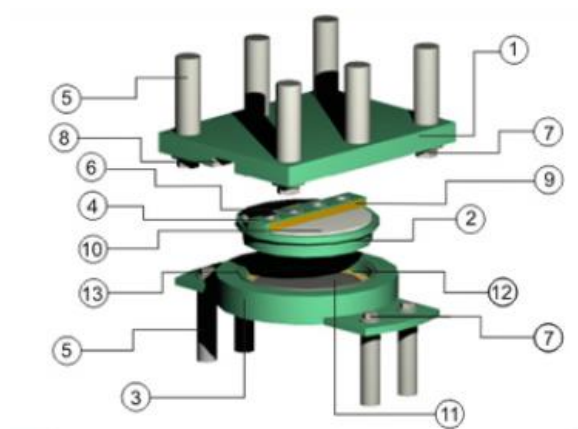


Figura 22 – Aparelho de apoio “*Pot-bearing*” unidireccional



2. Esforços actuantes

No seguinte quadro apresentam-se as reacções verticais que são provocadas pelas cargas do tabuleiro em cada aparelho de apoio e que servem de base ao seu dimensionamento:

Acções por Aparelho	F (KN)
PP	93,30
RCP	30,42
PE	103,82
Retracção Diferencial	-12,90
Vento (\pm)	0,00
VDT (+10°C)	50,19
VDT (-5°C)	-25,10
VUT (\pm 15°C)	0,00
Frenagem (+-)	-8,38
SCU+SCL (máx)	243,01
SCU+SCL (min)	-27,27
VT (máx)	279,12
VT (min)	-27,00
Sismo Long. (\pm)	51,72
Sismo Transv. (\pm)	0,00

Quadro 35 – Forças verticais em cada aparelho de apoio

De acordo com os esforços do Quadro, cada aparelho de apoio terá que suportar na condição mais desfavorável:

- $$N_{Sd,máx} = F_{PP} + F_{RCP} + F_{PE} + F_{Vento} + F_{VDT(10^{\circ}C)} + F_{Frenagem} + F_{VT} + F_{SL} + 0,3 \times F_{ST} = 616,95 \text{ KN}$$
- $$N_{Sd,min} = F_{PP} + F_{RCP} + F_{PE} + F_{Vento} + F_{Ret.Dif.} + F_{VDT(-5^{\circ}C)} + F_{Frenagem} + F_{SCU+SCL} + F_{SL} + 0,3 \times F_{ST} = 102,18 \text{ KN}$$



Considerou-se que as forças horizontais (longitudinal e transversal) por aparelho de apoio são:

- $F_{HLong} = 5\% \times N_{Sd,máx} = 0,05 \times 616,95 = 30,85 \text{ KN}$
- $F_{HTrans} = (16\% \times \sum CP) + (F_{ST} + 0,3F_{SL}) = 0,16 \times 214,64 + (0 + 0,3 \times 51,72) = 49,86 \text{ KN}$

3. Deslocamento e Rotação do Apoio

Apresentam-se em seguida os deslocamentos e rotações resultantes, nas secções dos apoios:

Acções por Aparelho	δ (mm)	θ (rad)
PP	0,0000	0,00116
RCP	0,0000	0,00039
PE	0,0000	-0,00167
Retracção Diferencial	0,4150	0,00013
Vento (\pm)	0,0000	0,00000
VDT (+10°C)	0,0000	-0,00049
VDT (-5°C)	0,0000	0,00025
VUT ($\pm 15^\circ\text{C}$)	-4,7390	0,00000
Frenagem (\pm)	10,7660	-0,00008
SCU+SCL (máx)	3,2740	0,00083
SCU+SCL (min)	-3,2740	-0,00025
VT (máx)	3,2390	0,00084
VT (min)	-3,2390	-0,00025
Sismo Long. (\pm)	60,2250	0,00046
Sismo Transv. (\pm)	0,0000	0,00000

Quadro 36 – Deslocamento e Rotação do Apoio

Através do quadro calculam-se os deslocamentos máximos e a rotação resultante das acções que chegam a cada aparelho, aplicando sempre a situação mais desfavorável. Para a acção sísmica é aplicado um coeficiente de segurança de 1,5 como medida preventiva.



- $\delta_{m\acute{a}x}^{(+)} = \delta_{Ret.Dif.} + \delta_{VUT\ 15^{\circ}C}^{(+)} + \delta_{Frenagem}^{(+)} + \delta_{SCU+SCL}^{(+)} + 1,5 \times (\delta_{SL}^{(+)} + 0,3 \times \delta_{ST}^{(+)}) = 109,53\ mm$
- $\delta_{m\acute{a}x}^{(-)} = \delta_{VUT\ 15^{\circ}C}^{(-)} + \delta_{SCU+SCL}^{(-)} + 1,5 \times (\delta_{SL}^{(-)} + 0,3 \times \delta_{ST}^{(-)}) = -98,35\ mm$

Desta forma o deslocamento máximo é: $\delta_{m\acute{a}x} = \pm 109,53\ mm$

Através do mesmo raciocínio, a rotação máxima a suportar pelos aparelhos de apoio nos encontros é:

- $\theta_{m\acute{a}x} = 0,00164\ rad.$

4. Aparelhos de Apoio adoptados

A escolha dos aparelhos de apoio a meter na obra, bem como as suas características, deve ter em conta os esforços a que estes estão sujeitos e que se resumem no quadro seguidamente enunciado:

	Fv,máx [KN]	Fv,min [KN]	FH.T. [KN]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [mm]	$\theta_{m\acute{a}x}$ [rad]
Aparelho de Apoio	650	150	100	± 120	0,005

Quadro 37 – Aparelhos de apoio adoptados



CAPÍTULO 7 – Verificação da Segurança das Juntas de Dilatação

1. Considerações gerais

As juntas de dilatação encontram-se junto aos encontros e tem como objectivo absorver os deslocamentos provocados pelas variações de temperatura no tabuleiro, efeitos diferidos e outros deslocamentos a que a estrutura está sujeita.

2. Deslocamentos nas Juntas de Dilatação

O cálculo dos deslocamentos que ocorrem nas juntas de dilatação pode ser feito com base no quadro 26, sendo novamente usado o factor de segurança de 1,5 como medida preventiva.

- $$\delta_{m\acute{a}x}^{(+)} = \delta_{Ret.Dif.} + \delta_{VUT\ 15^{\circ}C}^{(+)} + \delta_{Frenagem}^{(+)} + \delta_{SCU+SCL}^{(+)} + 1,5 \times (\delta_{SL}^{(+)} + 0,3 \times \delta_{ST}^{(+)}) = 109,53\ mm$$
- $$\delta_{m\acute{a}x}^{(-)} = \delta_{VUT\ 15^{\circ}C}^{(-)} + \delta_{SCU+SCL}^{(-)} + 1,5 \times (\delta_{SL}^{(-)} + 0,3 \times \delta_{ST}^{(-)}) = -98,35\ mm$$

Desta forma o deslocamento máximo das juntas de dilatação na situação mais desfavorável é de $\delta_{m\acute{a}x} = \pm 109,53\ mm$





CAPÍTULO 8 – Encontros

1. Considerações Gerais

Os encontros desta obra de arte, os quais tem a designação de E1 e E2, são considerados encontros do tipo perdido. Para o cálculo da verificação da segurança ao estado limite último de deslizamento e de equilíbrio considerou-se as características do aterro no tardo dos encontros as que resultam do relatório geotécnico, sendo os parâmetros considerados para o terreno os seguintes:

- $\phi = 32^\circ$;
- $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

Considerou-se o coeficiente de atrito μ entre a sapata e o terreno de fundação o valor de 0,5.

2. Acções

2.1. Acções Actuantes no Encontro

As acções actuantes na massa do encontro incluem o peso deste (elementos de betão armado e terras sobre a sapata) e ainda a acção sísmica, dada por forças estáticas actuantes em correspondência com as massas. Essas serão calculadas através de um coeficiente sísmico, para o qual se adoptou o mesmo valor determinado no dimensionamento dos pilares:

$$\beta = 0,14 \times \alpha = 0,14 \times 1,00 = 0,14 \quad (\text{Zona Sísmica A} \rightarrow \alpha = 1,00)$$



2.2. Impulsos de terras

Os impulsos de terras provocados no encontro são calculados através dos coeficientes de impulsos:

- Impulso provocado pelo peso próprio das terras;
- Impulso provocado pela acção sísmica;
- Impulso provocado por uma sobrecarga de 10 KN/m² actuante ao nível do terrapleno.

- **Coefficiente de Impulso Activo (Teoria de Coulomb)**

Para o cálculo do coeficiente de impulso activo segundo a teoria de Coulomb utilizou-se a seguinte fórmula:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\delta + \alpha) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \alpha) \times \cos(\alpha - i)}} \right]^2}$$

i = inclinação do terreno;

α = ângulo da superfície de corte da cunha activa do terreno;

δ = ângulo de atrito na interface estrutura de suporte/solo;

ϕ = ângulo de resistência ao corte do solo.

- Coeficiente de impulso activo sísmico (Método de Mononobe-Okabe)

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \varphi - \theta)}{\cos \theta \times \cos^2 \varphi \times \cos(\delta + \varphi + \theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \varphi + \theta) \times \cos(\varphi - i)}} \right]^2}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm K_v}\right)$$



Em que k_h e k_v representam a aceleração sísmica horizontal e vertical, respectivamente.

Para o coeficiente sísmico calculado anteriormente ($\beta=0.14$) o método de Mononobe-Okabe fornece o seguinte coeficiente de impulso sísmico:

$$K_s = K_{as} - K_a$$

2.3. Acções transmitidas pelo tabuleiro

Forças verticais por aparelho de apoio:

$$F_V = \frac{\sum(CP + RCP)}{n.^\circ \text{ de aparelhos de apoio}} = \frac{747,22 + 239,03}{2} = 493,13 \text{ KN}$$

Forças horizontais:

Para as forças horizontais foram adoptados os valores determinados no Capítulo 5 – Aparelhos de Apoio.

- $F_{HLong} = 5\% \times N_{sd,máx} = 0,05 \times 616,95 = 30,85 \text{ KN}$
- $F_{HTrans} = (16\% \times \sum CP) + (F_{ST} + 0,3F_{SL}) = 0,16 \times 214,64 + (0 + 0,3 \times 51,72) = 49,86 \text{ KN}$



3. Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos

A verificação da segurança dos encontros em relação aos estados limites últimos compreende a verificação ao estado limite último de equilíbrio e a verificação ao estado limite último de deslizamento.

3.1. Estado limite último de equilíbrio

Para a verificação do estado limite último de equilíbrio é necessário satisfazer a seguinte condição:

$$M_{stb} \geq M_{dst}$$

Em que:

M_{stb} – Momento estabilizante;

M_{dst} – Momento instabilizante.

Para o cálculo determina-se os momentos em relação ao ponto P do encontro. As acções a ter em conta são: o peso próprio do muro (W), as forças de existentes no aparelho de apoio (F_V e F_H), o impulso provocado pelas terras (CP), o impulso provocado pela existência de uma sobrecarga de obra no terrapleno (SC) e o impulso provocado pela acção sísmica (E).

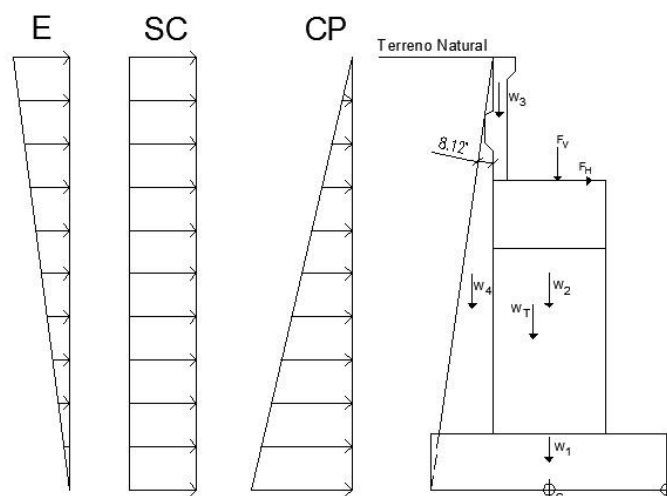


Figura 23 - Impulsos no encontro



Efectuando os cálculos (em anexo) verifica-se que está garantindo a verificação ao estado limite último de equilíbrio.

3.2. Estado limite último de deslizamento

Para a verificação do estado limite último de deslizamento é necessário satisfazer a seguinte condição:

$$H_{rd} \geq H_{sd}$$

Em que:

H_{rd} – Forças horizontas resistentes;

H_{sd} – Forças horizontais instabilizantes.

Efectuando os cálculos (em anexo) verifica-se que está garantindo a verificação ao estado limite último de equilíbrio.



4. Dimensionamento dos elementos estruturais dos encontros

No dimensionamento dos elementos estruturais dos encontros, de forma a simplificar os cálculos, optou-se por considerar que os dois encontros da passagem superior em estudo (encontro E1 e encontro E2) possuem as mesmas dimensões.

Os vários elementos estruturais que constituem os encontros desta obra de arte são: espelho, viga estribo, gigantes e sapata do encontro.

Para efectuar o dimensionamento de cada elemento têm-se em conta os impulsos provocados pelo terreno adjacente, pela sobrecarga existente no terrapleno, bem como pelos esforços existentes nos aparelhos de apoio, os quais advêm das forças existentes no tabuleiro da passagem superior.

O dimensionamento de cada elemento do encontro encontra-se em anexo.



Bibliografia

- [1] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.E.E.P);
- [2] Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.P.A.B.E.);
- [3] Eurocódigo 2 (E.C.2);
- [4] Norma de traçado, Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias.

