



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Departamento de Engenharia Civil



**Estágio no âmbito do Projecto de Execução de um
Viaduto de ligação entre a E.M. 575 e a E.M. 533-1
situado no Pinhal Novo**

TELMO FILIPE PEREIRA ZEGRE
Bacharel em Engenharia Civil

Relatório de Estágio para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil na Área de Especialização em Estruturas

(Documento Definitivo)

Orientador:

Eng^o Carlos Amaro Fernandes A. Ferraz, Equiparado a Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado, Prof. Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Doutor Filipe Manuel V. P. Almeida Vasques, Equiparado a Prof. Adjunto (ISEL)

Eng^o Carlos Amaro Fernandes A. Ferraz, Equiparado a Prof. Adjunto (ISEL)

Dezembro de 2010

Dedicatória

*Dedico este trabalho aos meus Pais, Avós e Dulce,
Por tudo o que significam na minha vida,
E pela importância que tiveram na realização do mesmo*

Agradecimentos

A realização deste trabalho final de mestrado não foi de todo uma tarefa fácil. A sua concretização apenas foi possível com o apoio e contribuição de um grupo de pessoas, a quem desejo expressar os meus profundos e sinceros agradecimentos.

Em primeiro lugar, a todos os elementos da empresa *Professor Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas*, que me acolheram durante o período de estágio.

Ao Eng.^o Carlos Ferraz, director geral da empresa e meu orientador de estágio, pela oportunidade que me concedeu e especialmente pelo apoio e ensinamentos que me transmitiu ao longo deste trajecto.

À Eng.^a Maria Emília, que considero ter sido fundamental no desenvolvimento do trabalho, pela disponibilidade e ensinamentos transmitidos.

Não me poderia esquecer de referir as minhas colegas de trabalho, Andreia e Elsa, que desde sempre demonstraram uma grande amizade, entreajuda e disponibilidade.

Uma última palavra de agradecimento dirigida à minha família e namorada. Sempre estiveram a meu lado, nos bons e maus momentos, sacrificando-se em alguns deles para que hoje consiga aqui estar, prestes a concluir a minha formação.

Tudo o que sou, e tudo o que alcancei, a vocês o devo!

Resumo

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

Durante este período, foi realizado um projecto de execução de um viaduto situado no Pinhal Novo. Este possui um comprimento total de 233,0 metros, suporta duas vias de trânsito em sentidos opostos e é constituído por 7 vãos com a seguinte distribuição:

20,0 m – 30,0 m – 35,0 m – 58,0 m – 40,0 m – 30,0 m – 20,0 m

Além de compreender um vão central de 58,0 metros, existe ainda a particularidade de o viaduto atravessar um complexo feixe de linhas férreas e a sua directriz ser completamente curva.

O tabuleiro é composto por betão armado, pré-esforçado na direcção longitudinal, encontra-se apoiado sobre os encontros e rigidamente ligado a 6 pilares de secção circular. A secção transversal do tabuleiro é constituída por uma nervura de secção trapezoidal, com 12 metros de largura, espessura variável e vazada no 2º, 4º e 6º vão.

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 o Eurocódigo 1, 2 e 8.

Palavras-Chave: Betão armado, Pré-esforço, Obra de Arte, Viaduto, Ponte.

Abstract

This report aims to describe the work that has been developed during a traineeship at *Professor Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas*, from February 2009 to May 2010.

During this period, it was conducted a project for the implementation of a bridge in Pinhal Novo. This bridge has 233,0 meters of length, supports one traffic lane in two opposite directions and is composed by 7 spans with the following distribution:

20,0 m – 30,0 m – 35,0 m – 58,0 m – 40,0 m – 30,0 m – 20,0 m

Besides of containing a 58,0 meters central span, this overpass have the peculiarity of crossing a complex group of railways and has a completely curve directrix.

The frame is made of reinforced concrete, prestressed in the longitudinal direction, is holded by the abutments and rigidly connected to 6 piers with circular cross section. The frame's transversal cross section is composed by a rib with trapezoidal section, with 12 meters wide, variable thickness and leaked in the 2nd, 4th and 6th span.

The design has observed the present national regulations, namely the Reinforced and Pre-Stressed Concrete Structures Regulation (REBAP), the Bridges and Buildings Security Measures Regulation (RSA) as well as the Eurocode 1, 2 and 8.

Keywords: Bridge; overpass; work of art; reinforced concrete; prestress;

ÍNDICE GERAL

Introdução	1
MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	3
1. Introdução	5
2. Elementos Base do Estudo	6
2.1. Condicionamentos Ferroviários	6
2.2. Condicionamentos Rodoviários	8
2.2.1. Via Férrea	8
2.2.2. Planta e Perfil Longitudinal	9
2.2.3. Perfis Transversais	9
2.3. Condicionamentos Regulamentares	10
2.3.1. “Gabarit”	10
2.3.2. Classe de Sobrecarga	10
2.4. Condicionamentos Geotécnicos	10
3. Solução Estrutural	11
3.1. Tabuleiro	11
3.2. Pilares	13
3.3. Encontros	13
3.4. Materiais	14
4. Acções	14
5. Critérios de Verificação da Segurança	15
5.1. Verificação da segurança em relação ao E.L.Utilização	16
5.2. Verificação da segurança em relação ao E.L.Último	17
6. Processos de Cálculo	19
7. Processo Construtivo	19
8. Peças Desenhadas	20

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	21
CAPÍTULO 1 – Verificação da Segurança do Tabuleiro	23
1. Considerações Gerais	23
2. Verificação da segurança do tabuleiro na Direcção Transversal	24
2.1. Consola	24
2.1.1. Acções	24
2.1.1.1. Carga Permanente	25
2.1.1.2. Restante Carga Permanente	25
2.1.1.3. Sobrecargas Rodoviárias	27
2.1.2. Armadura de Flexão	28
2.1.2.1. Esforço Actuante	28
2.1.2.2. Esforço Resistente	29
2.1.3. Armadura de Esforço Transverso	30
2.1.3.1. Esforço Actuante	30
2.1.3.2. Esforço Resistente	31
2.1.4. Verificação da Segurança em Relação ao E.L.Último	32
2.1.4.1. Esforço de Flexão	32
2.1.5. Verificação da Segurança em Relação ao E.L.Utilização	33
2.1.5.1. Estado Limite de Largura de Fendas	33
3. Verificação da segurança do tabuleiro na Direcção Longitudinal	35
3.1. Características Geométricas das Secções	35
3.1.1. Tabuleiro	35
3.1.2. Pilares	36
3.1.3. Estacas dos Pilares	36
3.2. Acções	37
3.2.1. Peso Próprio	37
3.2.2. Restante Carga Permanente	37
3.2.3. Sobrecargas Rodoviárias	38

3.2.3.1.	Veículo - Tipo	38
3.2.3.2.	Sobrecarga Uniforme e Linearmente Distribuída	38
3.2.4.	Pré-Esforço	39
3.2.4.1.	Traçado dos Cabos	39
3.2.4.2.	Pré-Dimensionamento do Pré-Esforço	39
3.2.4.3.	Perdas de Pré-Esforço	40
3.2.4.3.1.	Perdas por Atrito	40
3.2.4.3.2.	Perdas por Reentrada das Cunhas	42
3.2.4.3.3.	Perdas por Deformação do Betão	44
3.2.4.3.4.	Retracção	44
3.2.4.3.5.	Fluência	47
3.2.4.3.6.	Relaxação das Armaduras	51
3.2.4.4.	Cargas Equivalentes	55
3.2.5.	Variações de Temperatura	58
3.3.	Verificação da segurança em relação ao E.L.Utilização	59
3.3.1.	Considerações Gerais	59
3.3.2.	Esforço Actuante	59
3.3.3.	Estado Limite de Descompressão	60
3.3.4.	Estado Limite de Largura de Fendas	62
3.3.5.	Verificação da Tensão Máxima de Compressão	66
3.4.	Verificação da segurança em relação ao E.L.Último	68
3.4.1.	Considerações Gerais	68
3.4.2.	Esforço de Flexão	69
3.4.2.1.	Esforço Actuante	69
3.4.2.2.	Esforço Resistente	70
3.4.3.	Esforço de Torção associado a Esforço Transverso	72
3.4.3.1.	Esforço Actuante	75
3.4.3.2.	Esforço Resistente	77

CAPÍTULO 2 – Verificação da Segurança dos Pilares	81
1. Considerações Gerais	81
2. Acções	81
2.1. Cargas Permanentes	81
2.2. Sobrecargas Rodoviárias	81
2.2.1. Veículo - Tipo	81
2.2.2. Sobrecarga Uniforme e Linearmente Distribuída	82
2.2.3. Força de Frenagem	82
2.2.4. Força Centrífuga	83
2.3. Variações de Temperatura	84
2.4. Retracção e Fluência	84
2.5. Vento	84
2.5.1. Acção do Vento no Tabuleiro	85
2.5.2. Acção do Vento sobre os Veículos	86
2.5.3. Acção do Vento nos Pilares	86
2.5.4. Força Horizontal Transversal	87
2.6. Sismo	87
2.7. Forças correspondentes ao Choque de um Comboio	88
3. Verificação da segurança em relação ao E.L.U. de Encurvadura	88
3.1. Considerações Gerais	88
3.2. Classificação da Estrutura	90
3.3. Esbelteza dos Pilares	90
4. Verificação da segurança em relação ao E.L.Último	91
4.1. Considerações Gerais	91
4.2. Esforço Actuante	91
4.2.1. Esforço de Flexão	99
4.2.2. Esforço Transverso	99
4.3. Esforço Resistente	100
4.3.1. Esforço de Flexão	100

4.3.2.	Esforço Transverso	101
CAPÍTULO 3 – Verificação da Segurança das Fundações		105
1.	Considerações Gerais	105
2.	Maciço de Encabeçamento	105
2.1.	Verificação da segurança em relação ao E.L.Último	107
2.1.1.	Esforço Actuante	107
2.1.2.	Esforço Resistente	109
3.	Estacas	110
3.1.	Distribuição dos Esforços	110
3.2.	Verificação da segurança em relação ao E.L.Utilização	111
3.3.	Verificação da segurança em relação ao E.L.Último	113
3.3.1.	Esforço Actuante	113
3.3.2.	Esforço Resistente	115
3.3.2.1.	Esforço de Flexão	115
3.3.2.2.	Esforço Transverso	116
CAPÍTULO 4 – Verificação da Segurança dos Aparelhos de Apoio		119
1.	Considerações Gerais	119
2.	Esforço Actuante	119
3.	Deslocamentos	120
4.	Aparelhos de Apoio a Adoptar	121
CAPÍTULO 5 – Verificação da Segurança das Juntas de Dilatação		123
1.	Considerações Gerais	123
2.	Deslocamentos	123

Conclusão	125
Referências Bibliográficas	127
Anexos	129

ÍNDICE DE FIGURAS

Memória Descritiva e Justificativa

Figura 1.1	Planta de Implantação	7
-------------------	-----------------------	---

Cálculos Justificativos

Capítulo 1

Figura 1.1	Carga Permanente	25
Figura 1.2	Restante Carga Permanente	25
Figura 1.3	Sobrecargas Rodoviárias	27
Figura 1.4	Secção Transversal sobre o Pilar P3	35
Figura 1.5	Gráfico esquemático para calcular a perda por Relaxação	52

Capítulo 3

Figura 3.1	Maciço de Encabeçamento de Estacas	105
-------------------	------------------------------------	-----

ÍNDICE DE QUADROS

Memória Descritiva e Justificativa

Quadro 1.1	Distâncias da face dos Pilares ao eixo da Via Férrea	7
-------------------	--	---

Cálculos Justificativos

Capítulo 1

Quadro 1.1	Momentos Flectores - 1	28
Quadro 1.2	Armaduras - Consola	30
Quadro 1.3	Esforços Transversos - 1	30
Quadro 1.4	Verificação do Estado Limite Último de Resistência - 1	32
Quadro 1.5	Verificação do Estado Limite de Abertura de Fendas - 1	33
Quadro 1.6	Perdas de Pré-Esforço	54
Quadro 1.7	Pré-Esforço Total	55
Quadro 1.8	Cargas Equivalentes – Cabos de Continuidade	57
Quadro 1.9	Cargas Equivalentes – Cabos de Reforço	57
Quadro 1.10	Momentos Flectores - 2	59
Quadro 1.11	Combinações de Momentos Flectores	60
Quadro 1.12	Verificação do Estado Limite de Descompressão	61
Quadro 1.13	Verificação do Estado Limite de Abertura de Fendas - 2	65
Quadro 1.14	Verificação da Tensão Máxima de Compressão	67
Quadro 1.15	Momentos Flectores - 3	69
Quadro 1.16	Verificação do Estado Limite Último de Resistência - 2	71
Quadro 1.17	Esforços Transversos - 2	75
Quadro 1.18	Momentos Torsões	76

Quadro 1.19	Dimensionamento-Esforço Transverso e Momento Torsor-1	77
Quadro 1.20	Dimensionamento-Esforço Transverso e Momento Torsor-2	78
 Capítulo 2		
Quadro 2.1	Esbelteza dos Pilares	91
Quadro 2.2	Pilar P1	92
Quadro 2.3	Pilar P2	93
Quadro 2.4	Pilar P3	94
Quadro 2.5	Pilar P4	95
Quadro 2.6	Pilar P5	96
Quadro 2.7	Pilar P6	97
Quadro 2.8	Estado Limite Último - Combinações de Acções - 1	99
Quadro 2.9	Estado Limite Último - Combinações de Acções - 2	99
Quadro 2.10	Dimensionamento - Flexão Composta - 1	101
Quadro 2.11	Armaduras - Pilares	101
Quadro 2.12	Dimensionamento - Esforço Transverso -1	104
 Capítulo 3		
Quadro 3.1	Estacas - Esforço Axial Máximo	111
Quadro 3.2	Estacas - Tensão de Compressão Máxima	112
Quadro 3.3	Estado Limite Último - Combinações de Acções - 3	114
Quadro 3.4	Decomposição de Esforços	114
Quadro 3.5	Dimensionamento - Flexão Composta - 2	116
Quadro 3.6	Armaduras - Estacas	116
Quadro 3.7	Dimensionamento - Esforço Transverso -2	117

Capítulo 4

Quadro 4.1	Carga Vertical	119
Quadro 4.2	Carga Horizontal Transversal	119
Quadro 4.3	Deslocamentos	120
Quadro 4.4	Aparelhos de Apoio – Características	121



Introdução

O presente relatório descreve o trabalho desenvolvido ao longo de um estágio, realizado na empresa *Professor Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas*, durante o período de Fevereiro de 2009 a Maio de 2010.

Este trabalho consiste na elaboração de um projecto de execução de um viaduto de ligação entre a E.M. 575 e a E.M. 533 – 1 situado no Pinhal Novo.

Com base nos condicionalismos presentes e nos elementos previamente fornecidos, pretende-se realizar estudos sobre os aspectos de concepção da infra-estrutura e dos métodos construtivos a aplicar, dimensionando desta forma os pilares, encontros, fundações e a superestrutura do viaduto.

A análise do seu comportamento estrutural será realizada recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000 através de modelos tridimensionais.

Todos os elementos estruturais que compõem a obra de arte serão alvo de verificações de segurança, de acordo com a actual regulamentação nacional (REBAP e RSA) e Eurocódigos Estruturais.

Deste modo numa primeira fase do trabalho, são abordadas questões que estão na base das escolhas tomadas para a realização do presente viaduto. A memória descritiva e justificativa comporta assim um conjunto de factores, que são determinantes, para a escolha das soluções adoptadas.

A segunda fase é constituída pelos cálculos justificativos. Aqui são apresentados 5 capítulos, onde são fundamentados os resultados que permitiram dimensionar toda a estrutura.

A terceira fase compreende as peças desenhadas do projecto de execução.



MEMÓRIA DESCRITIVA E **JUSTIFICATIVA**



1. Introdução

A presente memória refere-se ao Projecto de Execução de um viaduto inserido no Pinhal Novo com o objectivo de:

- Estabelecer a ligação entre a E.M. 575 e a E.M. 533 – 1;
- Obter o desnivelamento total da via férrea, assim como a sua electrificação;
- Eliminar uma passagem de nível na Rua Eça de Queiroz de forma a manter a ligação entre as zonas norte e sul do Pinhal Novo.

Esta obra de arte possui um comprimento total de 233,00 metros, é constituída por 7 vãos e suporta uma faixa de rodagem com dois sentidos unidireccionais. O tabuleiro é constituído por betão armado, pré-esforçado na direcção longitudinal, encontra-se apoiado sobre os dois encontros e rigidamente ligado sobre os pilares. Trata-se de um viaduto rodoviário que atravessa superiormente a Linha do Alentejo, ao Km ~15+992, a Linha do Sul, ao Km ~37+396, várias linhas secundárias decorrentes da proximidade à E.P. do Pinhal Novo e também a Rua Egas Moniz.



2. Elementos Base do Estudo

Os Elementos Base do Estudo são naturalmente constituídos pelos parâmetros, condições e características que levaram à definição e acerto das soluções quanto aos elementos constitutivos da obra de arte.

Assim, seguidamente, abordam-se as questões que se prendem com os aspectos ferroviários, rodoviários, geológicos e regulamentares.

2.1. Condicionamentos Ferroviários

Relativamente aos condicionamentos ferroviários adoptaram-se os constantes previstos na norma da REFER, IT.OAP.P033.01 de Set.2003, “*Condicionamentos para Projectos de Passagens Superiores Rodoviárias, ao Caminho de Ferro*”, que se anexa, e que devem ser tidos em conta com vista à elaboração do projecto.

A zona ferroviária atravessada pelo presente viaduto apresenta um feixe de linhas bastante complexo. Deste modo apresenta-se de seguida a *figura 1.1* onde simplifadamente se indica o desenvolvimento do viaduto, localização de pilares e encontros, linhas férreas atravessadas, distâncias da face dos pilares ao eixo da via férrea mais próxima e ainda as ruas atravessadas.

A sua estrutura foi implantada, segundo as normas da REFER, de forma a garantir uma altura livre de 7,50 metros acima da mesa de rolamento da via férrea no 4º e 5º vão.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

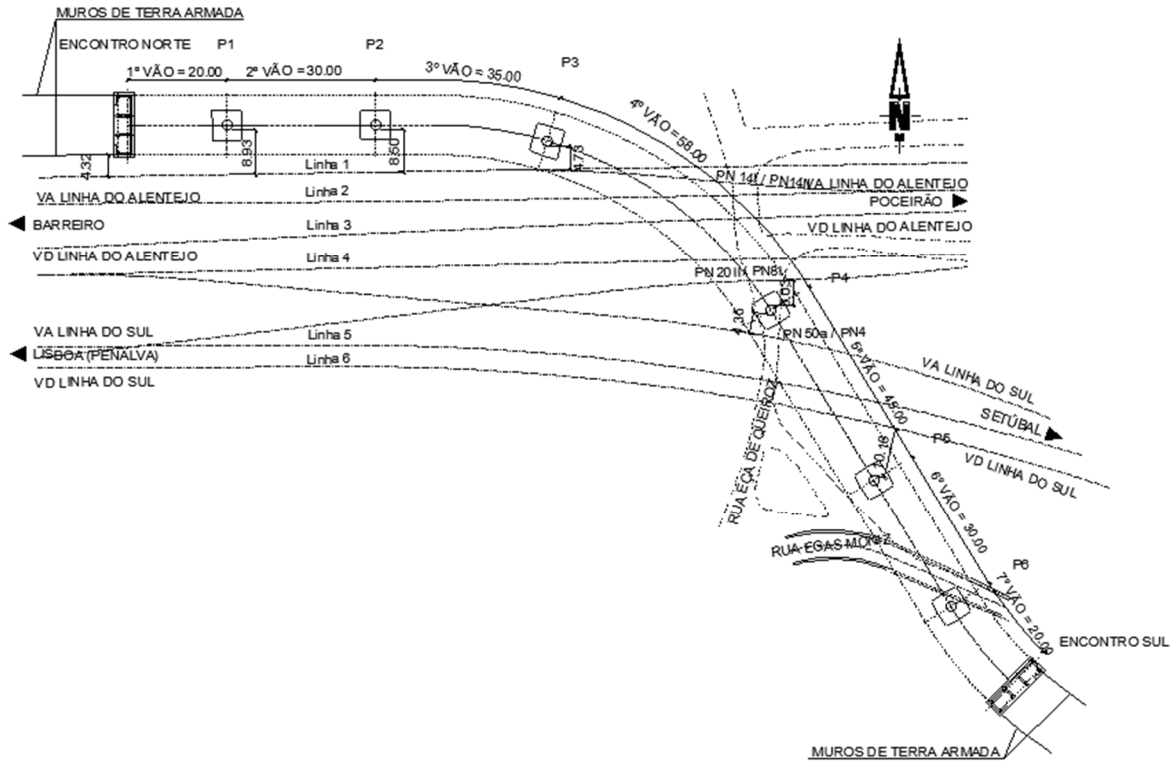


Figura 1.1 – Planta de Implantação

As distâncias da face dos pilares ao eixo da via mais próxima são as que se indicam no Quadro 1.1.

QUADRO 1.1

Distâncias da face dos Pilares ao eixo da Via Férrea

PILAR	VIA FÉRREA MAIS PROXIMA	DISTÂNCIAS (m)
P1	LINHA 1	8,93
P2	LINHA 1	8,50
P3	LINHA 1	4,73
P4	LINHA PN20II/PN8I	5,03
	LINHA PN50a/PN4	4,35
P5	LINHA 6 - VD LINHA DO SUL	10,16



De acordo com o que se encontra disposto no ponto 7.2 do documento IT.OAP.003.01 de Set.2003 da REFER “os pilares localizados junto à via férrea deverão estar localizados a uma distância superior a 5,00 metros do eixo da via mais próxima”. Desta forma podemos concluir que os pilares P3 e P4 não respeitam essa distância mínima, o que torna necessário serem dimensionados para as acções acidentais regulamentares correspondentes ao choque de um comboio.

2.2. Condicionamentos Rodoviários

No estudo desta obra de arte respeitaram-se os condicionamentos do traçado rodoviário no que se refere aos perfis transversais e longitudinal do restabelecimento.

A obra acompanha assim em perfil longitudinal, directriz, rasante e ainda em perfil transversal os elementos definidos no traçado, acrescidos das dimensões correspondentes a passeios e bordaduras no caso do perfil transversal.

2.2.1. Via Férrea

Características da via férrea para definição do 4º e 5º vão do tabuleiro da Obra de Arte:

- Distâncias do eixo da via mais próxima à face dos pilares:
 - a) Linha 1 – à face do pilar 3.....= 4,73 m
 - b) Linha PN20II/PN8I(norte) e Linha PN50a/PN4(sul) à face do pilar P4 =5,03/4,35m
 - c) Linha 6 Via Descendente – Linha do sul à face do pilar P5.....=10,16 m



2.2.2. Planta e Perfil Longitudinal

Em planta o início do viaduto, Km 0+203,422, coincide com um alinhamento recto. Inflecte ao Km 0+265,457, com uma curva direita de raio 80 metros no atravessamento desnivelado do Caminho de Ferro, após a qual surge ao Km 0+347,560 um novo alinhamento recto. O traçado inflecte por fim ao Km 0+416,077, para a esquerda com um raio de 80 metros, sendo o fim do viaduto ao Km 0+436,422.

O perfil longitudinal do restabelecimento contém dois traneis a 6 e 8%, antes e após o desnivelamento do Caminho de Ferro, sendo concordados por uma curva convexa de raio 800 metros.

2.2.3. Perfis Transversais

Características do perfil transversal do restabelecimento para a definição da secção transversal do tabuleiro:

- Faixa de rodagem.....= 6,00 m
 - Bermas.....2 x 1,00 = 2,00 m
 - Passeios.....2 x 2,00 = 4,00 m
 - Bordaduras2 x 0,25 = 0,50 m
- 12,50 m

A sobrelevação adoptada está indicada no diagrama de curvas nos desenhos de traçado, sendo de 2,5% para o presente caso. Os passadiços são inclinados a 2% para o interior do tabuleiro de modo a permitir o escoamento das águas pluviais, evitando assim a concentração das mesmas, o que seria perigoso para a circulação e conservação da obra. O seu enchimento é feito através de agregados leves, sendo revestidos por lajetas de betão pré-fabricadas com 0,05 metros de espessura. Incorporados em cada passadiço estão previstos seis tubos de PVC, dos quais 3 com 110 mm de diâmetro e os restantes com 40 mm de diâmetro, que se destinam à eventual passagem de cabos.



2.3. Condicionamentos Regulamentares

2.3.1. “Gabarit”

Além do “gabarit” da via férrea já referido nos condicionamentos ferroviários (Vãos 4 e 5), foi tido em conta o atravessamento inferior rodoviário – Ruas Egas Moniz – que ocorre no 6º vão, onde se garantiu um “gabarit” mínimo em altura de 5 metros.

2.3.2. Classe de Sobrecarga

A obra de arte foi considerada da classe I sendo as acções, suas combinações e demais condicionantes regulamentares aplicáveis, as estipuladas pelo RSA.

2.4. Condicionamentos Geotécnicos

Com o objectivo de obter informações sobre as condições de fundação do viaduto, foi executada uma prospecção geotécnica no local, constituída por 6 sondagens mecânicas com furação a trado, acompanhadas por ensaios S.P.T.. O relatório desta campanha de prospecção é apresentado em anexo.

De realçar o facto de as sondagens não coincidirem com os pontos de apoio, que se justifica por alterações na implantação do viaduto, após a execução do plano de prospecção.

Da observação dos resultados obtidos pode-se constatar que o viaduto se irá desenvolver numa zona situada em terrenos aplanados, pertencentes à bacia do Rio Tejo. Em termos geológicos o local é constituído à superfície por um pequeno depósito de aterro (espessura entre 0,30 e 2,0 metros), nomeadamente solos arenosos com restos vegetais e detritos de vazadouro. Subjacentemente foi identificado um complexo detrítico, estratigraficamente atribuído ao Pliocénico, constituído por areias finas a médias, por vezes com intercalações de níveis argilo - arenosos e siltosos.



Através dos ensaios S.P.T. realizados verifica-se que a partir de profundidades da ordem de 24,0 metros as areias se apresentam compactas, registando-se o ensaio de “nega” às profundidades de 25,5 metros para S₁, S₂ e S₃, e de 24,0 metros para S₄, S₅ e S₆.

Face a este enquadramento optou-se por fundações indirectas para todos os pilares e ambos os encontros, através de estacas moldadas no local, garantindo sempre um encastramento de 3Ø no nível do complexo detrítico.

3. Solução Estrutural

Trata-se de uma obra urbana localizada no centro do Pinhal Novo que exhibe um certo grau de complexidade face aos diversos condicionalismos em presença.

Além de estabelecer a ligação entre a E.M. 575 a Norte e a E.M. 533-1 a Sul, de forma a satisfazer os gabarits adequados à via férrea em reformulação, esta obra de arte tem como condicionante adicional o atravessamento da Rua Eça de Queiroz, que será desactivado dado deixar de existir a passagem de nível a que dá acesso, e a Rua Doutor Egas Moniz, cujo eixo viário neste local será reformulado de modo a facilitar a circulação rodoviária.

3.1. Tabuleiro

A solução estrutural adoptada é a de um tabuleiro em betão armado, pré-esforçado na direcção longitudinal, com sete vãos contínuos, 20 m – 30 m – 35 m – 58 m – 40 m – 30 m – 20 m, perfazendo o total de 233,00 m, estando rigidamente ligado aos pilares e apoiado sobre os encontros, podendo estes deslocarem-se livremente apenas segundo a direcção longitudinal.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

A extensão do viaduto foi estabelecida tendo em conta condicionamentos ferroviários e rodoviários e ainda considerações de ordem estética de modo a obter uma maior transparência.

A secção transversal do tabuleiro é formada por uma nervura de secção trapezoidal, que se prolonga transversalmente em consolas, a um e outro lado. A largura da nervura é de 12 m e a sua altura é variável, efectuando-se essa variação através de 5 trechos rectos em metade dos vãos extremos e em 10 trechos rectos nos restantes vãos, de forma a assemelhar-se o mais possível a uma variação parabólica.

A altura da nervura é de 1,00 metro no 1º e 7º vãos até metade do vão, variando até 1,80 metros nos pilares P1 e P6. No 2º e 6º vão a nervura apresenta uma espessura de 1,20 metros variando para 2,00 de altura na zona dos pilares P2 e P5. No 3º e 5º vão a nervura apresenta uma espessura de 1,30 metros variando para 2,50 de altura na zona dos pilares P3 e P4. Finalmente no vão central tem-se uma nervura com 1,80 metros de altura aumentando para 2,50 na zona dos pilares.

O 2º, 4º e 6º vão são vazados, sendo estes constituídos por quatro diâmetros de 0,70 metros no caso do 2º e 6º vão (30,0 metros) e por três diâmetros de 1,00 metro no 4º vão (58,0 metros). De referir que os vazamentos foram efectuados nos vãos pares, aligeirando desta forma o vão central e os adjacentes aos encontros, com o objectivo de contrariar o possível fenómeno de levantamento dos restantes vãos.

Os perfis transversais completam-se através de consolas a um e outro lado, igualmente de inércia variável, variando a sua espessura de 0,40 metros nas nascenças até 0,15 metros nos bordos exteriores.



3.2. Pilares

Os pilares são formados por elementos verticais cilíndricos, $\varnothing = 2,00$ m, monoliticamente ligados ao tabuleiro e aos maciços de encabeçamentos de estacas.

Os maciços de fundação dos pilares possuem dimensões em planta de 6,00 m por 6,00 m com 2,00 m de espessura, assentando cada um deles em 4 estacas moldadas no local com $\varnothing = 1,20$ m.

3.3. Encontros

Os encontros Norte e Sul (aparentes) são formados por muros de avenida e de testa, suportados por gigantes com disposição e dimensões adequadas à largura e altura do encontro.

Os maciços de fundação assentam, à semelhança dos pilares, em estacas moldadas no local com $\varnothing = 0,80$ m.

Na continuação dos muros de avenida de um e outro lado existirão muros de terra armada com extensões aproximadas de 81,00 e 73,00 metros no início e fim da obra respectivamente, de modo a limitar a largura de ocupação dos aterros nos terrenos envolventes.

Esta solução de muros de terra armada foi adoptada, por se tratar no conjunto de uma extensão muito apreciável de paredes de contenção, daí resultando grande economia.

Os aparelhos de apoio sobre os encontros são do tipo *pot-bearing*, sendo ambos unidireccionais, permitindo apenas o livre deslocamento segundo a direcção longitudinal. O número de aparelhos é de 2 por nervura, resultando um total de 4 unidades na obra de arte.



3.4. Materiais

Os principais materiais a utilizar na construção das várias peças constituintes da obra de arte são:

- **Betão**
 - Tabuleiro e Pilares:.....C35/45 (B40)
 - Restantes Elementos Estruturais:.....C25/30 (B30)
 - Regularização de Fundações e sob lajes de transição:.....C16/20 (B20)
 - Classe de exposição ambiental (EN206)
 - Tabuleiro, Pilares e Encontros.....XC4
 - Fundações.....XC2

- **Aço**
 - Armaduras ordinárias:.....A500NR
 - Aço de Pré-Esforço:.....A 1710 / 1860

4. Acções

As acções consideradas no dimensionamento foram as estipuladas pelo RSA (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes), para pontes da classe I:

- Acções Permanentes:
 - Peso próprio do tabuleiro;
 - Restante carga permanente;
 - Pré-Esforço;
 - Retracção;
 - Fluência.



- Acções Variáveis:
 - Sobrecargas Rodoviárias:
 - Sobrecarga uniforme e linearmente distribuída;
 - Força de Frenagem;
 - Força Centrífuga;
 - Sobrecargas nos Passeios;
 - Veículo - tipo;
 - Variação uniforme e diferencial de temperatura;
 - Acção Sísmica (zona A);
 - Vento.

- Acções de Acidente:
 - Choque de um comboio.

5. Critérios de Verificação da Segurança

Nas verificações de segurança efectuadas, teve-se como base o recomendado no RSA (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes) e no REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado).

Em relação aos estados limites, foram efectuadas as seguintes verificações de segurança:



5.1. Verificação da segurança em relação ao E.L.Utilização

Para todos os elementos pré-esforçados verificou-se a segurança em relação ao estado limite de descompressão, abertura de fendas, e tensão máxima de compressão para as combinações de acções quase permanentes, frequentes e raras, respectivamente. O ambiente considerado foi o moderadamente agressivo.

1) 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..... $\psi_{1j} = 0,5$;

5.2. Verificação da segurança em relação ao E.L.Último

A segurança de todos os elementos estruturais foi verificada para os estados limites últimos de resistência, de acordo com as seguintes combinações:

1) A.V.B.: 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..... $\gamma_g = 1,0$ ou $1,35$;
- Pré-esforço..... $\gamma_g = 1,0$ ou $1,2$;
- Retracção e Fluência..... $\gamma_g = 0$ ou $1,5$;
- Sobrecargas rodoviárias..... $\gamma_q = 0$ ou $1,5$ / $\psi_{0j} = 0,6$;
- Vento..... $\gamma_q = 0$ ou $1,5$ / $\psi_{0j} = 0,4$;
- Variação uniforme de temperatura..... $\gamma_q = 0$ ou $1,5$ / $\psi_{0j} = 0,6$;

**2) A.V.B.: 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..... $\gamma_g = 1,0$;
- Pré-esforço..... $\gamma_g = 1,0$;
- Acção sísmica..... $\gamma_q = 1,5$;
- Retracção e Fluência..... $\gamma_g = 0$ ou $1,0$;
- Variação uniforme de temperatura..... $\gamma_q = 0$ ou $1,0$ / $\psi_{2,j} = 0,3$;

3) A.V.B.: 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..... $\gamma_g = 1,0$;
- Pré-esforço..... $\gamma_g = 1,0$;
- Acção de acidente..... $\gamma_q = 1,5$;
- Retracção e Fluência..... $\gamma_g = 0$ ou $1,0$;
- Sobrecargas rodoviárias..... $\gamma_q = 0$ ou $1,0$ / $\psi_{2,j} = 0,2$;
- Variação uniforme de temperatura..... $\gamma_q = 0$ ou $1,0$ / $\psi_{2,j} = 0,3$;



6. Métodos de Cálculo

Através do programa de cálculo automático SAP2000 foi possível criar modelos tridimensionais, que permitiram assim determinar os valores característicos dos esforços dos elementos estruturais que compõem a obra de arte.

Os efeitos da acção sísmica foram determinados através de uma análise dinâmica, tendo-se recorrido aos espectros de resposta do RSA.

7. Processo Construtivo

O processo construtivo adoptado, será o de um tabuleiro betonado “in situ” construído tramo a tramo, a partir de cimbres ao solo.

A primeira fase, de acordo com o que se referiu, corresponderá ao vão compreendido entre o pilar P3 e P4 adicionados de 1/5 dos vãos contíguos a cada lado.

A segunda fase prosseguirá com a construção de outros dois trechos seguintes, um de cada lado da primeira fase prolongando-se o tabuleiro até aos pilares seguintes adicionados de quinto dos vãos seguintes, no caso, à esquerda do pilar P2 e à direita do pilar P5.

A terceira fase prosseguirá com a construção de outros dois trechos seguintes, um de cada lado da segunda fase prolongando-se o tabuleiro até aos pilares seguintes adicionados de quinto de vão seguinte, no caso, à esquerda do pilar P1 e à direita do pilar P6.

De referir que o faseamento obriga a que se mantenha o cimbra até à terceira fase, pois sem os vãos da segunda fase o tabuleiro ficaria instável e colapsaria.

A quarta fase concluirá o tabuleiro e corresponde aos trechos do 1º e 7º vãos.



O processo de execução das fundações é o usual em viadutos de betão armado, pelo que não lhes é feita referência especial.

8. Peças Desenhadas

Apresenta-se a lista de desenhos que compõem o presente Projecto de Execução, devidamente numerados e identificados.

DESENHO Nº	TÍTULO
1.....	Esboço Corográfico
2.....	Geometria do Traçado
3.....	Implantação e Localização das Sondagens
4.....	Conjunto
5.....	Dimensionamento Geral
6.....	Dimensionamento - Pilares e Tabuleiro
7.....	Dimensionamento - Tabuleiro
8.....	Tabuleiro - Betão Armado I
9.....	Tabuleiro - Betão Armado II
10.....	Tabuleiro - Betão Armado III - I
11.....	Tabuleiro - Betão Armado III - II
12.....	Pilares P1 e P6 - Betão Armado
13.....	Pilares P2, P3, P4 e P5 - Betão Armado
14.....	Tabuleiro - Traçado de Pré-Esforço I
15.....	Tabuleiro - Traçado de Pré-Esforço II
16.....	Pormenores I
17.....	Pormenores II



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

PROJECTO DE EXECUÇÃO

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS



CAPÍTULO 1 – Verificação da Segurança do Tabuleiro

1. Considerações Gerais

Os cálculos apresentados referem-se ao Projecto de Execução do Viaduto de ligação entre a E.M. 575 e a E.M. 533-1.

A solução estrutural desenvolvida para esta obra de arte consiste num tabuleiro em betão armado, pré-esforçado na direcção longitudinal, de sete vãos, contínuo, rigidamente ligado aos pilares e apoiado sobre os encontros.

A distribuição dos sete vãos é a seguinte:

$$20,0 \text{ m} + 30,0 \text{ m} + 35,0 \text{ m} + 58,0 \text{ m} + 40,0 \text{ m} + 30,0 \text{ m} + 20,0 \text{ m} = 233,0 \text{ m}$$

A secção transversal do tabuleiro é constituída por uma nervura de secção trapezoidal, com 12 m de largura, espessura variável e vazada no 2º, 4º e 6º vão.

A estrutura foi modelada tridimensionalmente através do programa de cálculo automático SAP2000, sendo todos os seus elementos estruturais simulados com elementos barra.

Os esforços obtidos para o tabuleiro, pilares e fundações foram retirados do programa de cálculo automático SAP2000. As verificações para os mesmos foram realizadas por via analítica, com recurso a programas de cálculo automático da autoria do Eng.º Manuel Vasques, utilizando-se modelos tridimensionais.



2. Verificação da Segurança do Tabuleiro na Direcção Transversal

2.1. Consola

De acordo com o que se disse anteriormente, as consolas são constituídas por lajes de inércia variável, ligadas a um e outro lado dos bordos exteriores da nervura. A espessura varia entre 0,15 e 0,40 metros sendo o seu vão de 3,00 metros.

O cálculo de esforços foi efectuado em cálculo automático através de um modelo de elementos finitos.

2.1.1. Acções

Para maior facilidade de representação e percepção dos três grupos de acções, carga permanente, restante carga permanente e sobrecargas regulamentares, fizeram-se corresponder três figuras.

O vão teórico considerado para a consola é igual a:

$$L_{consola} = 3,00 + \frac{0,40}{2} = 3,20 \text{ m}$$



2.1.1.1. Carga Permanente



Figura 1.1 – Carga Permanente

1 - Peso Próprio:

$$Q_{P.P} = -\left(\frac{25 \times (0,40 - 0,15) \times 3,2}{2}\right) - (25 \times 0,15 \times 3,2) = -22,00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

2.1.1.2. Restante Carga Permanente

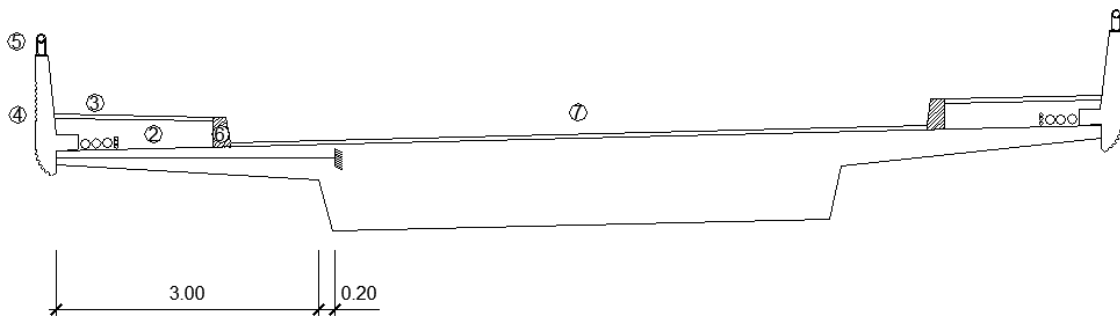


Figura 1.2 – Restante Carga Permanente

2 - Passeio:

$$A_{PASSEIO} = 0,566 \text{ m}^2$$

$$Q_{PASSEIO} = -(24 \times 0,566) = -13,584 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$



3 - Camada de Desgaste:

$$A_{C.D} = 0,091 \text{ m}^2$$

$$Q_{C.D} = -(25 \times 0,091) = -2,275 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

4 - Bordadura:

$$A_{BORDADURA} = 0,319 \text{ m}^2$$

$$Q_{BORDADURA} = -(25 \times 0,319) = -7,975 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

5 - Guarda Corpos:

$$Q_{G.C} = -1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

6 - Lancil:

$$A_{LANCIL} = 0,062 \text{ m}^2$$

$$Q_{LANCIL} = -(25 \times 0,062) = -1,55 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

7 - Betuminoso:

$$A_{BETUMINOSO} = 1,2 \times 0,05 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$Q_{BETUMINOSO} = -(24 \times 0,06) = -1,44 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$



2.1.1.3. Sobrecargas Rodoviárias

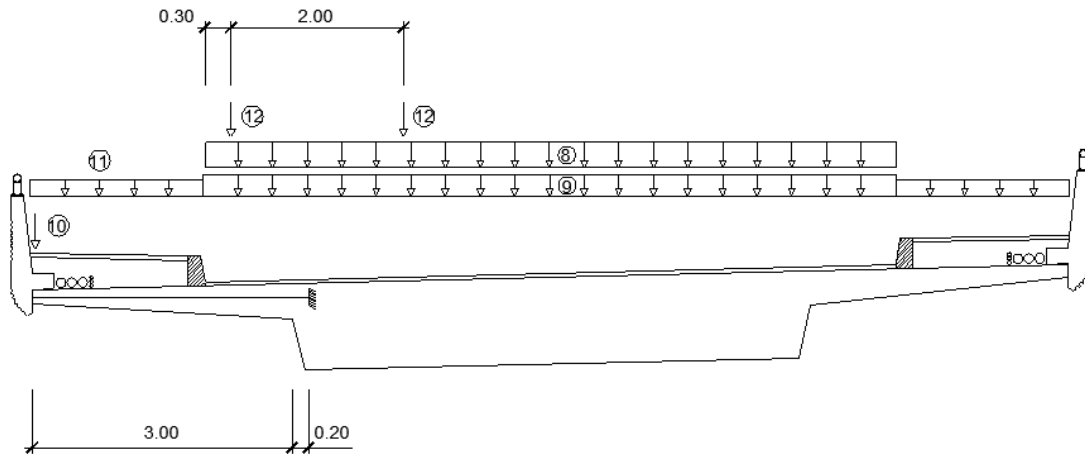


Figura 1.3 – Sobrecargas Rodoviárias

- | | |
|---|--|
| 8 - Sobrecarga Linearmente Distribuída..... | = 50,00 kNm^{-1} |
| 9 - Sobrecarga Uniformemente Distribuída..... | = 4,00 kNm^{-2} |
| 10 - Carga Concentrada no Passeio..... | = 20,00 $kN \cdot m$ |
| 11 - Carga Uniformemente Distribuída sobre o Passeio..... | = 3,00 kNm^{-2} |
| 12 - Veículo - Tipo | |
| – Veículo de três eixos afastados de 1,5 m; | |
| – Distância entre rodas de 2,00 m; | |
| – Superfície de apoio de cada roda = 0,20 x 0,60 m ² ; | |
| – Carga por eixo de 200 kN; | |
| – Eixo da roda do veículo afastada do lancil 0,30 m. | |



2.1.2. Armadura de Flexão

2.1.2.1. Esforço Actuante

Indicam-se no *Quadro 1.1* os esforços considerados no dimensionamento, relativos às acções mencionadas anteriormente.

QUADRO 1.1

Momentos Flectores - 1

Acção		Msd (kN.m.m ⁻¹)
Permanentes	Peso Próprio	-30,69
Restante Carga	Bordadura	-58,04
	Camada de Desgaste	
	Guarda Corpos	
	Passeio	
	Lancil	
Permanente	Betuminoso	-0,86
Sobrecargas	SC Passeio = 3kN/m ²	-13,20
	SC Passeio = 20kN.m	-13,53
	Veículo-Tipo = 200kN Eixo	-58,28
	SCU = 4 kN/m ²	-2,88
	SCL = 50 kN/m	-21,10
Regulament.	SCU + SCL	-23,98



2.1.2.2. Esforço Resistente

Tendo em conta os esforços obtidos anteriormente para a secção de encastramento, procede-se ao cálculo da armadura necessária para resistir a esforços de flexão.

- Combinação Fundamental – Acção Variável Base – Veículo - Tipo

$$M_{Sd} = 1,35M_{PP} + 1,35M_{RCP} + 1,5M_{VT} + 1,5 \times 0,6 \times M_{SC\ PASSEIO}$$

$$M_{Sd} = 1,35 \times (-30,69) + 1,35 \times (-58,90) + 1,5 \times (-58,28) + 1,5 \times 0,6 \times (-13,53)$$

$$M_{Sd} = -220,55 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$$

A armadura de flexão foi calculada com base nas Tabelas de Flexão Simples, “Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão – REBAP 83”, de J’D.Arga Lima, Vitor Monteiro e Mary Mun:

- *Recobrimento* = 4 cm
- $d = \text{Altura Útil} = 0,4 - 0,04 - \frac{0,016}{2} = 0,352 \text{ m} \Rightarrow \text{Admitindo Estribos de } \phi 16$
- $\frac{M_{Rd}}{b \times d^2} = \frac{220,55}{1 \times 0,352^2} = 1780,01 \text{ kN} = 1,78 \text{ MPa} \Rightarrow \rho = 0,431$
- $A_{S_{Superior}} = \frac{b \times d \times \rho}{100} = \frac{1 \times 0,352 \times 0,431}{100} = 0,001517 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1} = 15,17 \text{ cm}^{-2} \cdot \text{m}^{-1}$
- $A_{S_{Inferior}} = \frac{A_{S_{Superior}}}{2} = \frac{15,17}{2} = 7,59 \text{ cm}^{-2} \cdot \text{m}^{-1}$

A armadura mínima prevista, de acordo com o artigo 104º do REBAP é igual a:

- $A_{S_{\min}} = \frac{0,12 \times b \times d}{100} \times 10000 = \frac{0,12 \times 1 \times 0,352}{100} \times 10000 = 4,22 \text{ cm}^{-2} \cdot \text{m}^{-1}$



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Apresenta-se o *Quadro 1.2*, onde resumidamente se demonstra a quantidade de armadura superior e inferior necessária e a que foi adoptada.

QUADRO 1.2

Armaduras - Consola

Flexão Simples		Armadura adoptada			
As _{Sup.} (cm ² m ⁻¹)	As _{Inf.} (cm ² m ⁻¹)	As _{Sup.} (cm ² m ⁻¹)	As _{Inf.} (cm ² m ⁻¹)	As _{Sup.} (cm ² m ⁻¹)	As _{Inf.} (cm ² m ⁻¹)
15,17	7,59	20,11	ø16 //0,10	11,31	ø12 //0,10

2.1.3. Armadura de Esforço Transverso**2.1.3.1. Esforço Actuante**

Constam no *Quadro 1.3* os esforços considerados no dimensionamento, relativos às acções mencionadas anteriormente.

QUADRO 1.3

Esforços Transversos - 1

Acção		Vsd (kN.m ⁻¹)
Permanentes	Peso Próprio	21,63
Restante Carga	Bordadura	26,38
	Camada de Desgaste	
	Guarda Corpos	
	Passeio	
	Lancil	
Permanente	Betuminoso	1,32
Sobrecargas	SC Passeio = 3kN/m ²	6,00
	SC Passeio = 20kN.m	6,73
	Veiculo-Tipo = 200kN Eixo	71,97
	SCU = 4 kN/m ²	4,40
	SCL = 50 kN/m	65,03
Regulament.	SCU + SCL	69,43



2.1.3.2. Esforço Resistente

Com base nos esforços obtidos anteriormente para a secção de encastramento, procede-se seguidamente ao cálculo da armadura necessária para resistir a esforços de corte.

- Combinação Fundamental – Acção Variável Base – Veículo - Tipo

$$V_{Sd} = 1,35M_{PP} + 1,35M_{RCP} + 1,5M_{VT} + 1,5 \times 0,6 \times M_{SC\ PASSEIO}$$

$$V_{Sd} = 1,35 \times (21,63) + 1,35 \times (27,70) + 1,5 \times (71,97) + 1,5 \times 0,6 \times (6,73)$$

$$V_{Sd} = 180,61 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

Segundo o artigo 53.2 do REBAP, para o cálculo da armadura de esforço transversal é fundamental a determinação do termo V_{cd} :

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

Em que:

- τ_1 - Tensão cujo valor é dado no Quadro VI do REBAP;
- b_w - Largura da alma da secção;
- d - Altura útil da secção.

De acordo com o artigo o artigo 53.2, alínea b) do REBAP, no caso de lajes sem armadura de esforço transversal é necessário multiplicar os valores de V_{cd} pelo factor:

- $0,6 \times (1,6 - d)$

$$d = \text{Altura Útil} = 0,4 - 0,04 - \frac{0,012}{2} = 0,354 \text{ m}$$



Então:

- $V_{cd} = 0,9 \times 1000 \times 1 \times 0,354 \times 0,6 \times (1,6 - 0,354)$

$$V_{cd} = 238,19 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

Como V_{cd} é superior a V_{sd} a segurança da consola ao esforço transversal está assegurada pelo betão, não sendo necessária armadura transversal adicional.

2.1.4. Verificação da Segurança em relação ao E.L.Último

2.1.4.1. Esforço de Flexão

O momento resistente foi calculado recorrendo ao programa de cálculo automático da autoria do Eng.º Manuel Vasques. Programa este que consiste na modelação tridimensional de um elemento, cujas medidas, materiais e esforços actuantes são introduzidos pelo utilizador. Através do mesmo, consegue-se obter os momentos resistentes, de fendilhação, de descompressão e ainda a tensão máxima de compressão a que o elemento está sujeito.

Assim sendo mostra-se no *Quadro 1.4* os esforços obtidos.

QUADRO 1.4

Verificação do Estado Limite Último de Resistência - 1

Secção	Momentos Actuantes (kN.m)	Momentos Resistentes (kN.m)	
	M_{sd}	M_{min}	$M_{máx}$
Consola	-220,55	-286,20	166,80

Como M_{Rd} é superior a M_{sd} está verificada a segurança ao E.L.Último.



2.1.5. Verificação da Segurança em relação aos E.L. Utilização

2.1.5.1. Estado Limite de Largura de Fendas

Segundo o artigo 68.2 do REBAP, no caso de armaduras ordinárias, o estado limite a considerar é o de largura de fendas, estando a largura de fendas limitada ao valor de 0,2 mm, para combinações frequentes de esforços, de acordo com o Quadro VIII do capítulo IX do REBAP. O ambiente moderadamente agressivo foi o considerado para esta obra de arte.

- Combinação frequente de esforços – Acção Variável Base – Veículo - Tipo

$$M_{Freq.} = M_{PP} + M_{RCP} + 0,4M_{VT} + 0,2 \times M_{SC\ PASSEIO}$$

$$M_{Freq.} = (-30,69) + (-58,90) + 0,4 \times (-58,28) + 0,2 \times (-13,53)$$

$$M_{Freq.} = -115,61 \text{ kN.m.m}^{-1}$$

Evidencia-se no *Quadro 1.5* o valor dos momentos de fendilhação.

QUADRO 1.5

Verificação do Estado Limite de Abertura de Fendas - 1

Secção	Momento Actuante (kN.m)	Momentos Fendilhação (kN.m)	
	$M_{Frequente}$	M_{min}	M_{max}
Consola	-115,61	-90,30	88,60



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Como é possível verificar, o momento da combinação é superior ao momento de fendilhação, o que torna necessário, de acordo com o artigo 70.1 do REBAP, o cálculo do valor característico da largura de fendas (W_k). Valor esse que foi retirado do mesmo programa de cálculo:

- Valor médio da largura de fendas (W_m) = 0,068 mm;
- Valor característico de largura de fendas (W_k) = 0,115 mm;
- Distância média entre fendas (S_m) = 10,99 cm.

Desta forma pode-se considerar satisfeita a segurança ao E.L. Utilização pelo que W_k é inferior a 0,2 mm.



3. Verificação da Segurança do Tabuleiro na Direcção Longitudinal

Seguidamente apresentam-se os elementos de cálculo, nomeadamente, as características das secções, as acções e a descritização do pórtico. Na sequência evidencia-se através de quadros de resumo, os valores significativos dos esforços de flexão, torção e transverso, e respectivas verificações em função das combinações de acções mais gravosas, consoante os casos.

3.1. Características Geométricas das Secções

3.1.1. Tabuleiro

Devido ao grande número de secções a caracterizar, as características geométricas apenas se apresentam em anexo.

No entanto tem-se na figura seguinte um exemplo de um corte transversal do tabuleiro, neste caso a secção de apoio do pilar P3, para que se consiga ter uma noção da geometria da mesma.

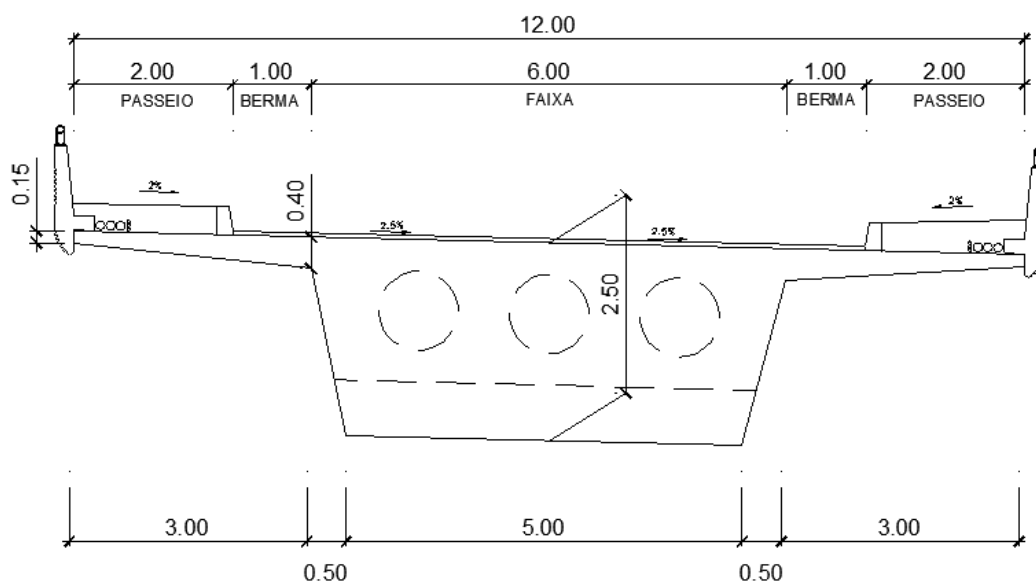


Figura 1.4 – Secção Transversal sobre o pilar P3



3.1.2. Pilares

A. Alturas de cálculo:

- $H_{P1} = 45,485 - 35,665 - 0,810 - 2,00/2 = 8,01 \text{ m} \approx 8,00 \text{ m}$
- $H_{P2} = 47,285 - 35,773 - 0,897 - 2,00/2 = 9,615 \text{ m} \approx 9,63 \text{ m}$
- $H_{P3} = 49,238 - 35,589 - 1,125 - 2,00/2 = 11,524 \text{ m} \approx 11,55 \text{ m}$
- $H_{P4} = 49,874 - 34,266 - 1,125 - 2,00/2 = 13,483 \text{ m} \approx 13,51 \text{ m}$
- $H_{P5} = 47,867 - 33,400 - 0,897 - 2,00/2 = 12,57 \text{ m} \approx 12,57 \text{ m}$
- $H_{P6} = 45,497 - 33,400 - 0,810 - 2,00/2 = 10,287 \text{ m} \approx 10,32 \text{ m}$

B. Secções:

Todos os pilares são de secção circular com 2 metros de diâmetro.

- $A = \pi \times d^2 / 4 = 3,1416 \text{ m}^2$
- $I_x = 0,8 \times \pi \times d^4 / 32 = 1,2566 \text{ m}^4$
- $I_y = I_z = \pi \times d^4 / 64 = 0,7854 \text{ m}^4$

3.1.3. Estacas dos Pilares

A. Alturas de cálculo:

- $H_{EP1} = 35,665 - 9,90 + 2,00/2 = 26,765 \text{ m} \approx 26,80 \text{ m}$
- $H_{EP2} = 35,773 - 9,90 + 2,00/2 = 26,873 \text{ m} \approx 26,90 \text{ m}$
- $H_{EP3} = 35,589 - 9,90 + 2,00/2 = 26,689 \text{ m} \approx 26,70 \text{ m}$
- $H_{EP4} = 34,266 - 9,90 + 2,00/2 = 25,366 \text{ m} \approx 25,40 \text{ m}$
- $H_{EP5} = 33,400 - 9,90 + 2,00/2 = 24,500 \text{ m} \approx 24,50 \text{ m}$
- $H_{EP6} = 33,400 - 9,90 + 2,00/2 = 24,500 \text{ m} \approx 24,50 \text{ m}$



B. Secções:

Todas as estacas são de secção circular com 1,2 metros de diâmetro.

- $A = \pi \times d^2 / 4 = 1,1310 \text{ m}^2$
- $I_x = 0,8 \times \pi \times d^4 / 32 = 0,1629 \text{ m}^4$
- $I_y = I_z = \pi \times d^4 / 64 = 0,1018 \text{ m}^4$

3.2. Acções

As acções que seguidamente se apresentam ou caracterizam referem-se ao tabuleiro.

3.2.1. Peso Próprio

Dado o grande número de secções a caracterizar refere-se apenas que o seu peso próprio foi o obtido pelo produto das áreas correspondentes a cada uma, pela densidade do betão que se tomou igual a 25 kNm^{-3} .

3.2.2. Restante Carga Permanente

- Passeio..... = $(24 \times 0,566) \times 2 = 27,16 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
 - Camada de Desgaste..... = $(25 \times 0,091) \times 2 = 4,55 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
 - Bordadura..... = $(25 \times 0,319) \times 2 = 15,95 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
 - Guarda Corpos..... = $1 \times 2 = 2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
 - Lancil..... = $(25 \times 0,062) \times 2 = 3,10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
 - Betuminoso..... = $(24 \times 0,4) = 9,60 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
-
- $\approx 62,37 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$



3.2.3. Sobrecargas Rodoviárias

3.2.3.1. Veículo - Tipo

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

3.2.3.2. Sobrecarga Uniforme e Linearmente Distribuída

- Uniformemente Distribuída

É importante de referir que, ao contrário da consola, esta sobrecarga foi tomada ao longo de toda a secção transversal, incluindo assim a sobrecarga do passeio. Foi um critério tomado para facilitar o processo de cálculo, estando sempre do lado da segurança da estrutura.

$$Q_{SCU} = (4 \times 12) = 48,0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

- Linearmente Distribuída

$$Q_{SCL} = (50 \times 8) = 400,0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$



3.2.4. Pré - Esforço

O cálculo do pré-esforço para esta obra de arte foi feito recorrendo ao método das cargas equivalentes. Como tal, foi seguido um processo de cálculo que se descreve resumidamente:

3.2.4.1. Traçado dos Cabos

A directriz do traçado é constituída por trechos parabólicos e foi estabelecida com base nos diagramas das cargas permanentes, procurando-se que os momentos isostáticos do pré-esforço tenham andamento semelhante aos momentos devido às cargas permanentes. Os cabos são definidos apenas pelos seus pontos notáveis, isto é, os pontos que definem o início e o fim do traçado, nomeadamente, vértices de parábolas e pontos de inflexão. O pré-esforço que actua nas nervuras é constituído por cabos equivalentes contínuos e de reforço, com a configuração constante no desenho de pré-esforço.

3.2.4.2. Pré-Dimensionamento do Pré-Esforço

Para este pré-dimensionamento teve-se em conta o peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga uniforme e linear e variações de temperatura. A combinação de acção considerada foi a quase permanente, para um ambiente moderadamente agressivo. De referir que o cálculo foi efectuado para as secções de apoio e de vão.

$$\sigma_s = \frac{M_{qp}}{I} \times v_s - \frac{P \times e}{I} \times v_s - \frac{P}{A} \Leftrightarrow P = \frac{|M_{qp}|}{(e \times v_s) + \left(\frac{I}{A}\right)} \times v_s$$



3.2.4.3. Perdas de Pré-Esforço

As forças instaladas nas armaduras de pré-esforço são variáveis no tempo devido a eventuais perdas de tensão nos cabos. Estas dividem-se em dois grupos: perdas instantâneas e perdas diferidas.

As primeiras são as que ocorrem durante a aplicação do pré-esforço e são de três tipos:

- Perdas por atrito;
- Perdas por reentrada das cunhas;
- Perdas por deformação instantânea do betão.

As segundas correspondem aos efeitos diferidos e são igualmente de três tipos:

- Perdas por retracção do betão;
- Perdas por fluência;
- Perdas por relaxação das armaduras.

Todas estas perdas foram determinadas recorrendo a uma folha de cálculo, de acordo com as fases construtivas da obra, com o intuito de conhecer a sua influência à medida a que a mesma vai evoluindo.

3.2.4.3.1. Perdas por Atrito

As perdas de tensão por atrito resultam do contacto entre os cordões aquando do esticamento do cabo de pré-esforço, originando uma perda e uma consequente diminuição da força ao longo do cabo.



Esta perda foi determinada através da aplicação da fórmula de Euler:

$$\sigma_{(x)} = \sigma_0 \times e^{-mx} \quad \text{com} \quad m = \mu \times (2a + k)$$

Em que:

- σ_0 - Tensão de pré-esforço na origem;
- x - Distância da secção considerada à extremidade da armadura em que é aplicado o pré-esforço;
- m - Factor de atrito do troço parabólico;
- μ - Coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a bainha ($\mu = 0,2$);
- k - Desvio angular parasita por unidade de comprimento ($K = 0,001$);
- a - Parâmetro da parábola que deverá ter sempre valor positivo.

A perda final devido ao atrito é então dada por:

$$\Delta\sigma_{p0,fr} = \sigma_0 - \sigma_{(x)}$$



3.2.4.3.2. Perdas por Reentrada das Cunhas

As perdas por reentrada das cunhas derivam do relaxamento do macaco hidráulico após se exercer a pressão necessária no cabo de pré-esforço.

Segundo Carla Marchão e Júlio Appleton em “*Módulo 1 – Pré-Esforço*”, Estruturas de Betão II, é necessário determinar o comprimento de reentrada das cunhas, denominado Alcance:

$$w = \sqrt{\frac{\Delta L \times E_p}{p}} \quad \text{com} \quad p = \frac{\sigma_i - \sigma_f}{L}$$

Em que:

- w - Alcance (m);
- ΔL - Comprimento de reentrada das cunhas ($\Delta L = 0,005$ mm);
- E_p - Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço ($E_p = 200$ GPa);
- σ_i e σ_f - Tensão de pré-esforço provenientes das perdas por atrito no troço de parábola em estudo;
- L - Comprimento do troço de parábola em estudo;

Se o alcance se situar fora do primeiro troço de parábola é necessário proceder ao cálculo de iterações de modo a poder otimizar o alcance em questão e a respectiva perda.

O valor da tensão de pré-esforço perdida ao longo do alcance determinado é dado por:

$$\Delta\sigma = 2 \times p \times w$$

$$\sigma_f = \sigma_i - \Delta\sigma$$



Para o caso em que o alcance atinge a ancoragem passiva, segundo Luciano Jacinto, em “*Betão Estrutural III*”, Folhas da Disciplina, a tensão inicial na ancoragem activa é dada por:

$$\sigma_0 = \sigma_{0'} - \sigma_{0'} \times m \times L - \frac{E_p \times \delta_r}{L}$$

Em que:

- σ_0 - Tensão inicial na ancoragem activa;
- $\sigma_{0'}$ - Tensão de pré-esforço na origem;
- m - Factor de atrito do troço parabólico;
- L - Comprimento do troço de parábola em estudo;
- E_p - Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço ($E_p = 200\text{GPa}$);
- δ_r - Comprimento de reentrada das cunhas ($\Delta L = 0,005 \text{ mm}$).



3.2.4.3.3. Perdas por Deformação do Betão

A perda de tensão devido à deformação instantânea do betão é dada pela expressão do artigo 38.º do REBAP:

$$\Delta\sigma_{p0,e}(x) = -\frac{1}{2} \times \frac{n-1}{n} \times \frac{E_p}{E_{c,j}} \times \sigma_c(x) \quad \text{com} \quad \sigma_c(x) = \frac{M_{cp} \times e}{I} - \frac{P \times e^2}{I} - \frac{P}{A}$$

Em que:

- E_p - Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço;
- $E_{c,j}$ - Módulo de elasticidade do betão aquando a aplicação do pré-esforço;
- σ_c - Tensão de compressão no betão, na secção x , ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço;
- n - Número de cabos de pré-esforço.

3.2.4.3.4. Retracção

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

A sua quantificação é feita através de um parâmetro, designado por extensão de retracção. De acordo com o artigo 42.º do REBAP o cálculo da perda por retracção é dado por:

$$\Delta\sigma_{pt,s} = \varepsilon_{cs}(t_1, t_0) \times E_p$$

Em que:

- $\varepsilon_{cs}(t_1, t_0)$ - Extensão devida à retracção;
- E_p - Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço ($E_p = 200\text{GPa}$).



A extensão devido à retracção, que se verifica sempre entre as idades t_1 e t_0 do betão, pode ser determinada segundo o Anexo I do REBAP:

$$\varepsilon_{cs}(t_1, t_0) = \varepsilon_{cs0} \times [\beta_s(t_1) - \beta_s(t_0)]$$

Em que:

- ε_{cs0} - Valor de referência, que depende das condições higrométricas do ambiente, da consistência do betão fresco e da espessura fictícia do elemento;
- $\beta_s(t_1) - \beta_s(t_0)$ - Valores particulares da função, que exprime a variação do valor da retracção com a idade do betão, e que depende da espessura fictícia do elemento.

Seguidamente determinam-se os parâmetros de retracção, tomando como exemplo as secções de apoio correspondentes à 1ª fase, de acordo com o processo construtivo.

Com base no ponto 2.2 do Anexo I do REBAP o valor de referência da retracção é dado pelo produto:

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_{cs1} \times \eta$$

Para se obter o parâmetro η é necessário determinar a espessura fictícia, h_0 :

$$h_0 = \lambda \times \frac{2 \times A_c}{u}$$

Em que:

- A_c = Área da secção transversal de cada apoio – $A_{c, P3} = A_{c, P4} = 1,545 \times 10^4 \text{ cm}^2$;
- u = Parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente – $u_{P3} = u_{P4} = 27,513 \times 10^2 \text{ cm}$;



PROJECTO DE EXECUÇÃO

- λ – Coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente – Humidade relativa média (70%) = 1,5.

A espessura fictícia, h_0 , toma então o valor de:

$$h_0 = 1,5 \times \frac{2 \times 1,545 \times 10^4}{27,513 \times 10^2} = 168,45 \text{ cm}$$

Por último recorre-se ao Quadro I – I e Quadro I – II do presente capítulo:

- Humidade relativa do ambiente – Média (70%) $\rightarrow \varepsilon_{cs1} = -320 \times 10^{-6}$
- Espessura fictícia $\geq 160 \rightarrow \eta = 0,70$

$$\varepsilon_{cs0} = 320 \times 10^{-6} \times 0,70 = 224 \times 10^{-6}$$

De acordo com o ponto 2.3 do Anexo I do REBAP o valor da função β_s é dado através do gráfico da figura I – 1:

- $h_0 \geq 160$
 - $t_0 = 14$ e $t_1 = \infty$
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \bullet \\ \bullet \end{matrix}} \right\} \beta_s(\infty) - \beta_s(14) = 0,9$$

O valor da extensão de retracção é dado por:

$$\varepsilon_{cs}(\infty, 14) = 224 \times 10^{-6} \times 0,9 = 201,6 \times 10^{-6}$$

As perdas de tensão devidas à retracção para os apoios P_3 e P_4 são:

$$\Delta\sigma_{pt,s} = 201,6 \times 10^{-6} \times 200 \times 10^6 = 40320 \text{ kN} = 40,32 \text{ MPa}$$



3.2.4.3.5. 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, segundo Luciano Jacinto, 2007.

De acordo com o artigo 42.º do REBAP o cálculo da perda por fluência é dado por:

$$\Delta\sigma_{pt,c} = \alpha \times \varphi_c(t, t_0) \times \sigma_c$$

Em que:

- α - Coeficiente de Homogeneidade ($\alpha = 6$);
- $\varphi_c(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência na idade t correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 ;
- σ_c - Tensão no betão na secção x , calculada ao nível da armadura de pré-esforço, devidas às acções permanentes e ao pré-esforço inicial.

Seguidamente determinam-se os parâmetros de fluência, tomando como exemplo as secções de apoio correspondentes à 1ª fase, tal como para a retracção.

Com base no ponto 3.4 do Anexo I do REBAP o coeficiente de fluência é dado pela seguinte expressão:

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



PROJECTO DE EXECUÇÃO

O primeiro termo traduz o efeito de deformação que se processa nos primeiros dias após a aplicação da carga:

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

Em que:

- f_{c,t_0} , f_{c,t_∞} - Tensão de rotura por compressão do betão na idade do carregamento e a tempo infinito.

Com base na tabela dos coeficientes de endurecimento do artigo 15º do REBAP vem que:

$$\left(\frac{f_{c,t14}}{f_{c,t_\infty}} \right) = \frac{0,85}{1,45} = 0,586 \Rightarrow \beta_a(14) = 0,8 \times (1 - 0,586) = 0,331$$

O segundo termo traduz o efeito de deformação elástica diferida:

- $\varphi_d =$ Coeficiente de elasticidade diferida = 0,4
 - $\beta_d(t - t_0) = \beta_d(\infty) = 1$ (Fig. I – 3, Anexo 1 do REBAP)
- } $\varphi_d \times \beta_d(t - t_0) = 0,4$

O terceiro termo traduz a deformação plástica diferida:

$$\varphi_f \times [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

Em que:

- φ_f - Coeficiente de plasticidade diferida:

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \times \varphi_{f2}$$



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Os valores de φ_{f1} e φ_{f2} constam no Quadro I – III e no Quadro I – IV do Anexo I do REBAP:

- Humidade relativa do ambiente – Média (70%) $\rightarrow \varphi_{f1} = 2,0$;
- Espessura fictícia $\geq 160 \rightarrow \varphi_{f2} = 1,12$.

$$\varphi_f = 2,0 \times 1,12 = 2,24$$

➤ $\beta_f(t)$ - Função representada na Figura I – 4 no Anexo 1 do REBAP:

- Espessura fictícia ≥ 160
 - $\beta_f(\infty) - \beta_f(14)$
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Espessura fictícia } \geq 160 \\ \beta_f(\infty) - \beta_f(14) \end{array} \right\} \beta_f(\infty) - \beta_f(14) = 1 - 0,24 = 0,76$$

$$\varphi_f \times [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] = 2,24 \times 0,76 = 1,69$$

O coeficiente de fluência é então igual a:

$$\varphi_c(t, t_0) = 0,331 + 0,4 + 1,69 = 2,42$$



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Por último calcula-se a tensão de compressão no betão, nas secções de apoio do Pilar 3 e Pilar 4, ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço:

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

$$\sigma_{c P3}(x) = \frac{-(-74776,10 - 17356,56) \times 0,95}{8,34} - \frac{89642,70 \times 0,95^2}{8,34} \times \frac{89642,70}{15,45} = -4,96 MPa$$

$$\sigma_{c P4}(x) = \frac{-(-79974,40 - 18658,75) \times 0,95}{8,34} - \frac{94915,80 \times 0,95^2}{8,34} \times \frac{94915,80}{15,45} = -5,13 MPa$$

As perdas de tensão devidas à fluência para os apoios P₃ e P₄ são:

$$\Delta\sigma_{pt,c P3} = 6 \times 2,42 \times 4,96 = 72,18 MPa$$

$$\Delta\sigma_{pt,c P4} = 6 \times 2,42 \times 5,13 = 74,64 MPa$$



3.2.4.3.6. Relaxação das Armaduras

“A relaxação consiste na diminuição lenta e gradual da tensão no aço quando este é submetido a uma extensão constante.” (Luciano Jacinto, 2007)

De acordo com o artigo 28º do REBAP o cálculo da perda por relaxação é dado por:

$$\frac{\Delta\sigma_{pt\ 1,r}}{\Delta\sigma_{pt\ 2,r}} = \left(\frac{t_1}{t_2}\right)^\beta \Leftrightarrow \Delta\sigma_{pt\ 2,r} = \Delta\sigma_{pt\ 1,r} \times \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^\beta$$

Em que:

- $\Delta\sigma_{pt\ 1,r}$ - Perda de Tensão ao fim de tempo t_1 ;
- $\Delta\sigma_{pt\ 2,r}$ - Perda de tensão ao fim de tempo t_2 ;
- β - Expoente cujo valor depende do tipo de aço e da tensão inicial e pode ser considerado igual a 0,20.

Com base no mesmo artigo, para valores de tensão inicial inferiores a 0,8 da tensão de rotura, poder-se-á estimar a relaxação de modo simplificado, admitindo que esta tem uma variação linear e que se anula para uma tensão inicial igual a 0,5 da tensão de rotura.

A perda por relaxação que visa nos catálogos de pré-esforço é de 2,5% da sua tensão inicial.

Assim sendo temos que:

- $\sigma_{p0} = 0,75 \times f_{puk} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$;
- $\Delta\sigma_{pt\ 1,r} = 2,5\% \times \sigma_{p0} = 0,025 \times 1395 = 34,88 \text{ Mpa}$;



PROJECTO DE EXECUÇÃO

- $\sigma_{po\ anula} = 0,5 \times \sigma_{Rotura} = 0,5 \times 1860 = 930\ MPa$;
- $\sigma_{p0,\ FINAL} = \sigma_{p0,\ COM\ PERDAS\ INSTANTANÆAS}$

Através do gráfico da *figura 1.5*, calcula-se então a perda por relaxação para uma tensão final já contabilizando as perdas instantâneas.

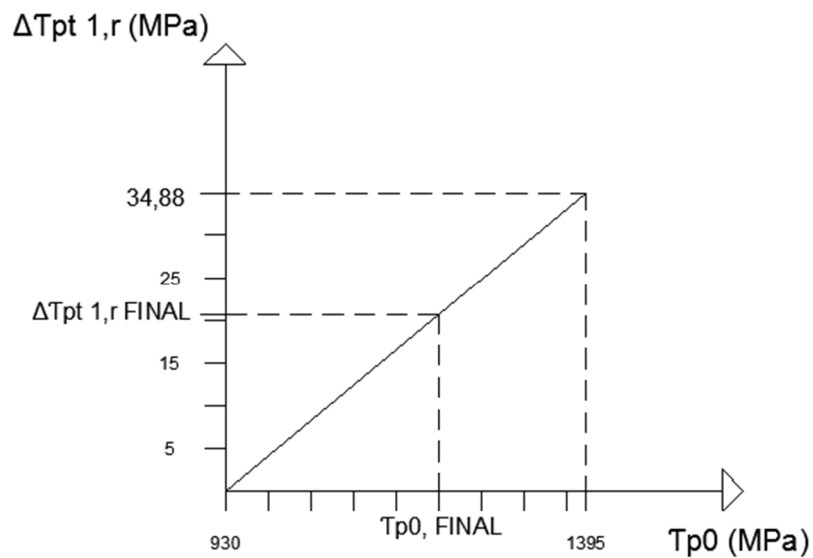


Figura 1.5 – Gráfico esquemático para calcular a perda por Relaxação

$$\Delta\sigma_{pt\ 1,r\ FINAL} = 34,88 \times \left(\frac{\sigma_{p0,\ FINAL} - 930}{1395 - 930} \right)$$

$$\Delta\sigma_{pt\ 2,r} = \Delta\sigma_{pt\ 1,r\ FINAL} \times \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^\beta = \Delta\sigma_{pt\ 1,r\ FINAL} \times \left(\frac{10^5}{1000} \right)^{0,2} = \Delta\sigma_{pt\ 1,r\ FINAL} \times 100^{0,2}$$



De acordo com o artigo 42º do REBAP, indica-se a expressão que permite calcular a perda, devido aos efeitos diferidos:

$$\Delta\sigma_{pt,S+C+R} = \frac{\Delta\sigma_{pt,S} + \Delta\sigma_{pt,C} + \Delta\sigma_{pt2,R}}{1 + \frac{\alpha \times \left(1 + \frac{\varphi_c(t,t_0)}{2}\right) \times \Delta\sigma_{c,P0(x)}}{\sigma_{P0, COM PERDAS INSTANTÂNEAS}}}$$

Em que:

- $\Delta\sigma_{pt,S}$ - Perdas de tensão devido à retracção;
- $\Delta\sigma_{pt,C}$ - Perdas de tensão devido à fluência;
- $\Delta\sigma_{pt2,R}$ - Perdas de tensão devido à relaxação;
- $\varphi_c(t,t_0)$ - Coeficiente de fluência na idade t correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 ;
- $\Delta\sigma_{c,P0(x)}$ - Tensão no betão na secção x, calculada ao nível da armadura de pré-esforço, devido ao pré-esforço inicial;
- $\sigma_{P0, COM PERDAS INSTANTÂNEAS}$ - Tensão na armadura de pré-esforço devida ao pré-esforço inicial;
- α - Coeficiente de Homogeneidade ($\alpha =6$).



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Para que se perceba a influência que as perdas instantâneas e diferidas têm no viaduto, apresenta-se no *Quadro 1.6*, os valores das mesmas, correspondentes a cada fase de construção.

QUADRO 1.6

Perdas de Pré-Esforço (Mpa)

	Atrito	R. Cunhas	Def. Instânt.	Retracção	Fluência	Relaxação	$\Delta\sigma_{pl. S+C+R}$	Δ Tensão Final	Valor da Perda
E _{Norte} - 1	-	112,65	5,05	42,91	35,18	66,43	141,10	258,80	18,55%
E _{Norte} - P ₁ - 3	36,44	78,68	8,28	42,91	57,70	64,40	153,51	276,90	19,85%
P ₁ - 10	27,49	118,39	7,98	41,24	45,54	58,66	134,37	288,22	20,66%
P ₁ - P ₂ - 15	92,65	-	7,63	43,14	53,49	68,76	153,42	253,70	18,19%
P ₂ - 20	31,26	94,24	7,59	40,90	43,08	62,57	136,58	269,67	19,33%
P ₂ - P ₃ - 24	110,68	-	7,63	42,16	52,38	65,36	150,14	268,45	19,24%
P ₃ - 30	36,22	68,81	13,94	40,32	72,18	65,24	153,19	272,16	19,51%
P ₃ - P ₄ - 35	87,82	-	15,72	42,39	90,05	68,14	169,11	272,65	19,55%
P ₄ - 40	34,16	60,91	14,47	40,32	74,64	67,01	155,75	265,28	19,02%
P ₄ - P ₅ - 47	101,98	-	11,49	42,16	70,94	66,27	163,48	276,96	19,85%
P ₅ - 50	31,26	88,27	10,41	40,90	57,42	63,17	148,01	277,95	19,92%
P ₅ - P ₆ - 56	92,65	-	8,88	43,14	62,24	68,52	161,31	262,83	18,84%
P ₆ - 60	27,49	115,86	6,27	41,24	36,53	59,46	128,03	277,64	19,90%
P ₆ - E _{Sul} - 68	36,44	78,68	7,90	42,91	55,05	64,47	151,11	274,13	19,65%
E _{Sul} - 70	-	112,65	5,05	42,91	35,18	66,43	141,10	258,80	18,55%

Procurando estar do lado da segurança da estrutura e de acordo com os resultados obtidos, foi considerada uma perda total de pré-esforço de 22%.



3.2.4.4. Cargas Equivalentes ao Pré-Esforço

O pré-esforço final a ser aplicado na estrutura será então aquele que foi determinado no pré-dimensionamento, aplicando sobre esse as perdas instantâneas e diferidas.

De salientar que se adoptou cabos de 27 cordões (com bainhas de 120 mm de diâmetro) para o vão central, e de 22 cordões (com bainhas de 110 mm de diâmetro) para os restantes vãos. Cada cordão possui 15 mm de diâmetro, perfazendo uma área de 1,4 cm².

Apresenta-se de seguida no *Quadro 1.7*, o pré-esforço a ser considerado para esta obra de arte.

QUADRO 1.7
Pré-Esforço Total

Secção - Barra	Momento Comb. Quase Permanente (kN.m)	P00 _{MÍN.} (kN.m)	P0 _{MÍN.} (kN.m)	Número de Cabos	Ap (cm ²)	P0 _{FINAL} (kN.m)	P00 _{FINAL} (kN.m)
E _{Norte} - 1	0,00	0,00	0,00	4,00	123,20	17186,40	14087,21
E _{Norte} - P ₁ - 3	6475,93	12602,26	15374,75	4,00	123,20	17186,40	14087,21
P ₁ - 10	27214,22	28628,79	34927,13	8,00	246,40	34372,80	28174,43
P ₁ - P ₂ - 15	9840,89	14121,79	17228,58	4,00	123,20	17186,40	14087,21
P ₂ - 20	31601,10	28425,36	34678,94	8,00	246,40	34372,80	28174,43
P ₂ - P ₃ - 24	10774,04	14181,72	17301,70	4,00	123,20	17186,40	14087,21
P ₃ - 30	102036,52	71614,58	87369,79	17,00	642,60	89642,70	73477,62
P ₃ - P ₄ - 35	46351,61	40271,86	49131,67	10,00	378,00	52731,00	43222,13
P ₄ - 40	110504,42	77557,80	94620,51	18,00	680,40	94915,80	77799,84
P ₄ - P ₅ - 47	16575,35	21817,91	26617,85	6,00	184,80	25779,60	21130,82
P ₅ - 50	38833,63	34931,06	42615,90	10,00	308,00	42966,00	35218,03
P ₅ - P ₆ - 56	8932,62	12818,41	15638,47	4,00	123,20	17186,40	14087,21
P ₆ - 60	24592,83	25871,14	31562,79	7,00	215,60	30076,20	24652,62
P ₆ - E _{Sul} - 68	6869,75	13368,64	16309,74	4,00	123,20	17186,40	14087,21
E _{Sul} - 70	0,00	0,00	0,00	4,00	123,20	17186,40	14087,21



PROJECTO DE EXECUÇÃO

A introdução do pré-esforço no modelo de cálculo automático foi feito através do método das cargas equivalentes, de modo a ser possível determinar os esforços que o pré-esforço provoca na estrutura.

Mostram-se as expressões que compõem o referido método:

$$P_{eq.} = \frac{2 \times f \times P}{L^2}$$

$$P_{vertical} = \frac{2 \times f \times P}{L}$$

$$M_p = P \times e_{ancoragem}$$

Em que:

- $P_{eq.}$ - Carga equivalente;
- f - Flecha da parábola;
- L - Comprimento da parábola;
- P - Pré-esforço final útil;
- $P_{vertical}$ - Força vertical de Pré-esforço verificada na ancoragem;
- M_p - Momento resultante do pré-esforço na ancoragem;
- $e_{ancoragem}$ - Excentricidade do cabo de pré-esforço em relação ao centro de gravidade da secção.

Posto isto, indicam-se nos *Quadros 1.8 e 1.9* as cargas equivalentes ao pré-esforço a serem introduzidas no modelo tridimensional.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 1.8

Cargas Equivalentes - Cabos de Continuidade

		L (m)	Flecha (m)	Número de Cabos	P ₀₀ (kN)	Carga Eq. (kN)
E _{Norte} -P1	0 - meio vão	6,00	0,38	4,00	14087,21	296,61
	meio vão - 1/5 vão	10,00	0,48			134,96
	1/5 vão - L	4,00	0,19			336,33
P1-P2	0-1/5 vão	6,00	0,32	4,00	14087,21	252,00
	1/5 vão - meio vão	9,00	0,55			190,61
	meio vão - 1/5 vão	9,00	0,55			190,61
	1/5 vão - L	6,00	0,32			252,00
P2-P3	0-1/5 vão	7,00	0,49	4,00	14087,21	278,87
	1/5 vão - meio vão	7,00	0,52		14087,21	296,69
	meio vão - 1/5 vão	14,00	0,72		14087,21	103,07
	1/5 vão - L	7,00	0,27		17288,85	189,82
P3-P4	0-1/5 vão	11,60	0,47	10,00	43222,13	303,87
	1/5 vão - meio vão	17,40	0,97			276,10
	meio vão - 1/5 vão	17,40	0,97			276,10
	1/5 vão - L	11,60	0,47			303,87
P4-P5	0-1/5 vão	8,00	0,26	6,00	25933,28	209,90
	1/5 vão - meio vão	16,00	0,73		21130,82	120,02
	meio vão - 1/5 vão	8,00	0,52		21130,82	340,73
	1/5 vão - L	8,00	0,49		21130,82	320,26
P5-P6	0-1/5 vão	6,00	0,32	4,00	14087,21	252,00
	1/5 vão - meio vão	9,00	0,55			190,61
	meio vão - 1/5 vão	9,00	0,55			190,61
	1/5 vão - L	6,00	0,32			252,00
P6-E _{sul}	L-1/10 vão	4,00	0,19	4,00	14087,21	336,33
	1/10 vão - meio vão	10,00	0,48			134,96
	meio vão - 0	6,00	0,38			296,61

QUADRO 1.9

Cargas Equivalentes - Cabos de Reforço

		L (m)	Flecha (m)	Número de Cabos	P _{reforço} (kN)	P _v (kN)	e _{ancor.} (m)	M _p (kN.m)	Carga Eq. (kN)
P1	1/5 vão - L	4,00	0,19	2,00	14087,21	1345,33	0,26	3592,24	336,33
	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0-1/5 vão	6,00	0,32	2,00	14087,21	1512,03	0,17	2324,39	252,00
P2	1/5 vão - L	6,00	0,32	4,00	14087,21	1512,03	0,20	2859,70	252,00
	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0-1/5 vão	7,00	0,29	4,00	14087,21	1147,10	0,26	3704,94	163,87
P3	1/5 vão - L	7,00	0,59	12,00	56188,77	9407,61	0,04	2135,17	1343,94
	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0-1/5 vão	11,60	0,47	6,00	30255,49	2467,39	0,28	8441,28	212,71
P4	1/5 vão - L	11,60	0,47	6,00	34577,70	2819,87	0,28	9647,18	243,09
	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0-1/5 vão	8,00	0,57	10,00	51866,56	7352,08	0,05	2800,79	919,01
P5	1/5 vão - L	8,00	0,29	2,00	14087,21	1003,71	0,26	3676,76	125,46
	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0-1/5 vão	6,00	0,32	2,00	21130,82	2268,04	0,20	4289,56	378,01
P6	1/5 vão - L	6,00	0,32	2,00	10565,41	1134,02	0,17	1743,29	189,00
	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0-1/5 vão	4,00	0,19	2,00	10565,41	1009,00	0,26	2694,18	252,25



3.2.5. Variações de Temperatura

Consideraram-se para esta obra de arte dois tipos de variações de temperatura: uniformes e diferenciais.

De acordo com o artigo 17º do RSA, as primeiras processam-se com lentidão e são referentes às variações anuais da temperatura ambiente. Os seus efeitos foram introduzidos no modelo de cálculo através de uma variação uniforme de temperatura de $\pm 15^\circ \text{C}$.

As segundas correspondem às variações rápidas da temperatura ambiente, características da evolução diária, originando gradientes térmicos na estrutura:

- $\text{VDT} = T_s - T_i = +10^\circ \text{C}$ (Aquecimento Diurno);
- $\text{VDT} = T_s - T_i = -5^\circ \text{C}$ (Arrefecimento Nocturno).



3.3. Verificação da segurança em relação ao E.L. de Utilização

3.3.1. Considerações Gerais

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

Tendo em conta o local em que se insere o viaduto e de acordo com o REBAP, o estudo das secções, far-se-á verificando o estado limite de descompressão para as combinações quase permanentes, seguindo-se a verificação do estado limite de abertura de fendas, o qual será definido por uma abertura máxima de fendas de 0,1 mm, para as combinações frequentes de esforços.

3.3.2. Esforço Actuante

Os esforços que constam no quadro seguinte foram retirados directamente do programa de cálculo automático SAP2000.

QUADRO 1.10
Momentos Flectores - 2

Secção - Barra	M _{P.P.} (kN.m)	M _{R.C.P.} (kN.m)	M _{SOB. (+)} (kN.m)	M _{SOB. (-)} (kN.m)	VUT (±) (kN.m)	VDT _(+10°C) (kN.m)	VDT _(-5°C) (kN.m)	M _{P.I.o} (kN.m)	M _{P.H.o} (kN.m)	M _{P.I.oo} (kN.m)	M _{P.H.oo} (kN.m)
E _{Norte} - 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E _{Norte} - P ₁ - 3	3410,38	1162,93	2697,48	-623,19	292,39	729,77	-364,88	-6513,65	1288,90	-5339,05	1056,47
P ₁ - 10	-16308,85	-5185,64	1368,94	-6549,82	-1519,67	2828,67	-1414,35	22173,89	-4306,07	18175,32	-3529,56
P ₁ - P ₂ - 15	5219,26	1743,50	3666,02	-1119,15	276,59	2507,42	-1221,59	-8646,76	1597,87	-7087,51	1309,73
P ₂ - 20	-18384,57	-5360,16	3668,66	-7939,75	-868,51	2611,76	-1305,87	25160,89	-6851,65	20623,68	-5616,11
P ₂ - P ₃ - 24	5273,66	1241,86	4154,39	-1898,79	550,53	3311,64	-1655,82	-9727,50	3216,59	-7973,36	2636,55
P ₃ - 30	-74776,10	-17356,56	2630,90	-18837,24	-1904,63	5246,58	-2623,29	84712,35	-5829,20	69436,35	-4778,03
P ₃ - P ₄ - 35	34426,79	8451,25	11289,93	-2056,54	988,56	5891,61	-2945,80	-43885,42	-1035,13	-35971,66	-848,46
P ₄ - 40	-79974,40	-18658,75	2343,17	-19133,21	-633,94	5912,94	-2956,47	89695,43	-8500,36	73520,85	-6967,51
P ₄ - P ₅ - 47	8293,80	2076,53	5028,43	-1896,19	241,19	3471,59	-1735,79	-14591,25	4984,31	-11960,04	4085,50
P ₅ - 50	-22118,37	-6119,32	4195,11	-10211,65	-1795,99	2609,98	-1304,99	31451,11	-9300,45	25779,60	-7623,32
P ₅ - P ₆ - 56	4420,90	1543,67	3854,92	-1498,65	244,67	2511,21	-1255,61	-8646,76	1671,77	-7087,51	1370,31
P ₆ - 60	-15005,12	-4854,24	1780,57	-6552,13	-2284,91	2919,54	-1459,77	19402,16	-2805,56	15903,41	-2299,64
P ₆ - E _{Sul} - 68	3608,98	1206,12	2792,53	-670,77	417,44	713,79	-356,89	-6513,65	1411,26	-5339,05	1156,77
E _{Sul} - 70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



PROJECTO DE EXECUÇÃO

A partir do *Quadro 1.10* foram calculadas as diferentes combinações de esforços de flexão, nomeadamente as combinações raras, frequentes e quase permanentes (cujas expressões se encontram na memória descritiva e justificativa), que se encontram no *Quadro 1.11*.

QUADRO 1.11

Combinções de Momentos Flectores

Secção - Barra	Raras (kN.m)		Frequentes (kN.m)		Quase Permanentes (kN.m)	
	M _{min}	M _{máx}	M _{min}	M _{máx}	M _{min}	M _{máx}
E _{Norte} - 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E _{Norte} - P ₁ - 3	4677,96	8838,34	5183,33	7015,42	5307,96	6475,93
P ₁ - 10	-33040,88	-21480,94	-28524,19	-23171,97	-27214,22	-23445,76
P ₁ - P ₂ - 15	6404,25	13330,51	7375,37	10574,10	7599,20	9840,89
P ₂ - 20	-38387,78	-23952,05	-33189,05	-26849,30	-31601,10	-27583,03
P ₂ - P ₃ - 24	5782,55	14869,99	7363,09	11604,92	7742,85	10774,04
P ₃ - 30	-118011,89	-90704,19	-105803,97	-93712,97	-102036,52	-94239,15
P ₃ - P ₄ - 35	38005,86	56759,59	40026,65	48609,60	40437,96	46351,61
P ₄ - 40	-126529,07	-99984,05	-114331,06	-102699,32	-110504,42	-103167,96
P ₄ - P ₅ - 47	11571,15	21340,65	13104,26	17581,04	13483,50	16575,35
P ₅ - 50	-47623,15	-29462,92	-40875,96	-32861,18	-38833,63	-33700,20
P ₅ - P ₆ - 56	5086,09	12567,74	6285,33	9703,61	6585,06	8932,62
P ₆ - 60	-30583,47	-17776,20	-25903,25	-19885,43	-24592,83	-20241,55
P ₆ - E _{Sul} - 68	4913,94	9330,02	5471,27	7428,25	5605,42	6869,75
E _{Sul} - 70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

3.3.3. 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;
- Para ter em conta a contribuição de armaduras aderentes, o valor do coeficiente de homogeneização $\alpha = E_s / E_c$ será igual a 5,72.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Os momentos de descompressão foram calculados com o auxílio do programa de cálculo automático, da autoria do Eng.º Manuel Vasques, que efectua também a análise elástica de tensões para a secção homogénea. A armadura passiva e activa considerada é a existente na secção.

No *Quadro 1.12* constam os valores dos momentos de descompressão e da combinação quase permanente para as secções de apoio e vão.

QUADRO 1.12

Verificação do Estado Limite de Descompressão (kN.m)

Secção - Barra	Momento descompressão máximo (Fib. Inf.)	Momento combinação Quase Permanente máximo	Momento descompressão mínimo (Fib. Sup.)	Momento combinação Quase Permanente mínimo
E _{Norte} - 1	1909,90	0,00	-2356,20	0,00
E _{Norte} - P ₁ - 3	7449,30	6475,93	2997,70	5307,96
P ₁ - 10	-10331,10	-23445,76	-28557,50	-27214,22
P ₁ - P ₂ - 15	10033,00	9840,89	3582,10	7599,20
P ₂ - 20	-11915,40	-27583,03	-32333,60	-31601,10
P ₂ - P ₃ - 24	10986,20	10774,04	4576,90	7742,85
P ₃ - 30	-40931,20	-94239,15	-111210,40	-102036,52
P ₃ - P ₄ - 35	52801,90	46351,61	18198,10	40437,96
P ₄ - 40	-43388,40	-103167,96	-118125,20	-110504,42
P ₄ - P ₅ - 47	16661,70	16575,35	6897,90	13483,50
P ₅ - 50	-14929,10	-33700,20	-40670,50	-38833,63
P ₅ - P ₆ - 56	10033,00	8932,62	3582,10	6585,06
P ₆ - 60	-9028,70	-20241,55	-24905,30	-24592,83
P ₆ - E _{Sul} - 68	7449,30	6869,75	2997,70	5605,42
E _{Sul} - 70	1909,90	0,00	-2356,20	0,00

Está verificado o estado limite de descompressão visto que os momentos resultantes da combinação quase permanente são sempre inferiores, em valor absoluto, aos momentos de descompressão, não provocando deste modo tracções na secção.



3.3.4. Estado Limite de Largura de Fendas

De acordo com o artigo 70º do REBAP, a verificação da segurança em relação ao estado limite de largura de fendas, considera-se satisfeita se o valor característico da largura de fendas, ao nível das armaduras mais traccionadas, não exceder o valor de 0,1 mm.

A determinação desse valor característico (w_k) será efectuada pelas seguintes expressões:

$$w_k = 1,7 \times w_m$$

$$w_m = S_{rm} \times \varepsilon_{sm}$$

Em que:

- w_m - Valor médio da largura das fendas;
- S_{rm} - Distância média entre fendas;
- ε_{sm} - Extensão média da armadura.

A distância média entre fendas é dada por:

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

Em que:

- c - Recobrimento da armadura;
- s - Espaçamento dos varões da armadura; s será considerado igual a 15ϕ quando o espaçamento exceder o limite;
- ϕ - Diâmetro dos varões da armadura;
- ρ_r - Relação $A_s/A_{c,r}$, em que A_s é a área da secção da armadura (excluindo as armaduras pós-tensionadas) e $A_{c,r}$ é a área da secção de betão traccionado envolvente da armadura, e é definida pelo somatório das áreas de influência de



PROJECTO DE EXECUÇÃO

cada varão de armadura, onde cada uma das quais deve estar contida num rectângulo centrado no varão e com lado igual, no máximo, a 15ϕ e limitada pelo contorno da secção, não devendo sobrepor-se às áreas de influência de varões contíguos (ver Fig.5 do artigo 70º do REBAP). Contudo, as áreas de influência devem situar-se na zona traccionada da secção.

- η_1 - Coeficiente dependente das características de aderência dos varões que será tomado igual a 0,4 para varões de alta aderência e 0,8 para varões de aderência normal;
- η_2 - Coeficiente dependente da distribuição de tensões de tracção na secção, dado por:

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

Sendo ε_1 e ε_2 respectivamente as extensões aos níveis inferior e superior da área do betão envolvente da armadura, calculadas em secção fendilhada.

A expressão que permite determinar a extensão média das armaduras traccionadas é:

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

Em que:

- σ_s - Tensão de tracção na armadura (ou variação de tensão no caso de armaduras de pré-esforço), correspondente ao esforço resultante da combinação de acções em causa; esta tensão deve ser determinada em secção fendilhada;
- E_s - Módulo de elasticidade do aço;
- σ_{sr} - Tensão de tracção na armadura (ou variação de tensão no caso de armaduras de pré-esforço), calculada em secção fendilhada correspondente ao esforço que provoca o início da fendilhação; este esforço é o que, em secção não fendilhada, conduz a uma tensão de tracção máxima no betão de valor σ_s , definido no artigo 16º do REBAP;



PROJECTO DE EXECUÇÃO

- β_1 - Coeficiente dependente das características de aderência dos varões da armadura, que deve ser igual à unidade para varões de alta aderência e a 0,5 para varões de aderência normal;
- β_2 - Coeficiente dependente da permanência ou da repetição das acções que será tomado igual a 1,0 no caso das combinações raras de acções.

No caso de armaduras pré-esforçadas, as variações de tensão σ_s e σ_{sr} serão calculadas a partir do estado correspondente ao anulamento das tensões de compressão induzidas pelo pré-esforço no betão envolvente da armadura.

O valor da extensão média das armaduras não pode em caso algum, ser considerado inferior a $0,4 \sigma_s / E_s$.

Os momentos de fendilhação foram calculados do mesmo modo que os momentos de descompressão, ou seja, recorrendo ao mesmo programa de cálculo automático.

Encontra-se no *Quadro 1.13* os momentos de fendilhação e da combinação frequente de esforços.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 1.13

Verificação do Estado Limite de Abertura de Fendas (kN.m) - 2

Secção - Barra	Momento fendilhação máximo (Fib. Inf.)	Momento combinação frequente máximo	Momento fendilhação mínimo (Fib. Sup.)	Momento combinação frequente mínimo
E _{Norte} - 1	5171,80	0,00	-6191,50	0,00
E _{Norte} - P ₁ - 3	10789,40	7015,42	-874,20	5183,33
P ₁ - 10	131,80	-23171,97	-41639,50	-28524,19
P ₁ - P ₂ - 15	14664,90	10574,10	-1983,90	7375,37
P ₂ - 20	870,30	-26849,30	-48294,70	-33189,05
P ₂ - P ₃ - 24	16926,70	11604,92	-2487,50	7363,09
P ₃ - 30	-21323,60	-93712,97	-136149,70	-105803,97
P ₃ - P ₄ - 35	63344,90	48609,60	5482,30	40026,65
P ₄ - 40	-23757,80	-102699,32	-143144,30	-114331,06
P ₄ - P ₅ - 47	22666,30	17581,04	-198,00	13104,26
P ₅ - 50	-2114,20	-32861,18	-56730,80	-40875,96
P ₅ - P ₆ - 56	14664,90	9703,61	-1983,90	6285,33
P ₆ - 60	1421,90	-19885,43	-37944,70	-25903,25
P ₆ - E _{Sul} - 68	10789,40	7428,25	-874,20	5471,27
E _{Sul} - 70	5171,80	0,00	-6191,50	0,00

Está verificado o estado limite de largura de fendas visto que, os momentos resultantes da combinação frequente são sempre inferiores, em valor absoluto, aos momentos de fendilhação.



3.3.5. Verificação da Tensão Máxima de Compressão

A verificação da segurança em relação aos estados limites de fendilhação deve ser complementada por uma verificação da tensão máxima de compressão no betão, efectuada para as combinações raras 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. No caso porém, de o betão não ter atingido a idade de 28 dias, o valor limite da tensão deve ser:

$$0,85 f_{ck,j} / \gamma_c,$$

Em que:

- $f_{ck,j}$ - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, referido em provetes cilíndricos, determinado para a idade j em consideração;
- γ_c – Coeficiente de segurança definido no artigo 19º cujo valor é 1,5.

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 tração (calculadas em secção não fendilhada) de valor superior ao valor f_{ctm} , definido no artigo 16º do REBAP.

As tensões máximas de compressão foram calculadas recorrendo uma vez mais ao programa de cálculo automático, que foi utilizado anteriormente.

No *Quadro 1.14* apresentam-se as tensões provocadas pelos momentos das combinações raras.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 1.14

Verificação da Tensão Máxima de Compressão (kN.m)

Secção - Barra	Momento combinação rara máximo (kN.m)	Tensão fibra superior (Mpa)	Tensão fibra inferior (Mpa)	Momento combinação rara mínima (kN.m)	Tensão fibra superior (Mpa)	Tensão fibra inferior (Mpa)
E _{Norte} - 1	0,00	-1,9	-1,8	0,00	-1,9	-1,8
E _{Norte} - P ₁ - 3	8838,34	-4,7	1,3	4677,96	-1,3	-2,6
P ₁ - 10	-21480,94	-1,7	-3,3	-33040,88	1,1	-6,7
P ₁ - P ₂ - 15	13330,51	-5,4	2,2	6404,25	-1,6	-2,4
P ₂ - 20	-23952,05	-1,6	-2,9	-38387,78	1,2	-6,4
P ₂ - P ₃ - 24	14869,99	-4,5	2,0	5782,55	-0,5	-2,7
P ₃ - 30	-90704,19	-2,5	-7,9	-118011,89	0,8	-12,2
P ₃ - P ₄ - 35	56759,59	-9,4	1,2	38005,86	-4,8	-4,4
P ₄ - 40	-99984,05	-2,2	-8,9	-126529,07	1,0	-13,1
P ₄ - P ₅ - 47	21340,65	-6,3	2,4	11571,15	-2,0	-2,6
P ₅ - 50	-29462,92	-2,2	-3,5	-47623,15	1,3	-7,9
P ₅ - P ₆ - 56	12567,74	-5,0	1,7	5086,09	-0,9	-3,3
P ₆ - 60	-17776,20	-1,7	-2,6	-30583,47	1,3	-6,4
P ₆ - E _{Sul} - 68	9330,02	-5,1	1,7	4913,94	-1,5	-2,4
E _{Sul} - 70	0,00	-1,9	-1,8	0,00	-1,9	-1,8

Está verificada a tensão máxima de compressão, dado que o momento resultante da combinação rara de esforços, não provoca tensões na secção superiores nem ao valor de cálculo da tensão de rotura à compressão ($f_{cd} = 19,8$ Mpa), nem ao valor de cálculo da tensão de tracção máxima ($f_{ctm} = 3,1$ Mpa) no betão.



3.4. Verificação da segurança em relação ao E.L.Último

3.4.1. Considerações Gerais

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

$$S_d \leq R_d$$

Em que:

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

O valor de cálculo dos momentos resistentes foi também obtido em cálculo automático, no programa da autoria do Eng.º Manuel Vasques, que determina os momentos resistentes máximo e mínimo e as respectivas extensões.

A verificação da segurança foi efectuada em relação às secções mais condicionantes do tabuleiro, nos apoios, onde se verificam os maiores momentos negativos, e nos vãos, onde actuam os maiores momentos positivos.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

3.4.2. Esforço de Flexão

3.4.2.1. Esforço Actuante

Os esforços que constam no quadro seguinte foram retirados directamente do programa de cálculo automático SAP2000.

QUADRO 1.15

Momentos Flectores - 3

Secção - Barra	M _{P.P.} (kN.m)	M _{R.C.P.} (kN.m)	M _{SOB. (+)} (kN.m)	M _{SOB. (-)} (kN.m)	VUT (±) (kN.m)	M _{P.I.o} (kN.m)	M _{P.H.o} (kN.m)	M _{P.I.oo} (kN.m)	M _{P.H.oo} (kN.m)
E _{Norte} - P ₁ - 3	3410,38	1162,93	2697,48	-623,19	292,39	-6513,65	1288,90	-5339,05	1056,47
P ₁ - 10	-16308,85	-5185,64	1368,94	-6549,82	-1519,67	22173,89	-4306,07	18175,32	-3529,56
P ₁ - P ₂ - 15	5219,26	1743,50	3666,02	-1119,15	276,59	-8646,76	1597,87	-7087,51	1309,73
P ₂ - 20	-18384,57	-5360,16	3668,66	-7939,75	-868,51	25160,89	-6851,65	20623,68	-5616,11
P ₂ - P ₃ - 24	4926,42	1221,54	4154,39	-1898,79	550,53	-9727,50	3216,59	-7973,36	2636,55
P ₃ - 30	-74776,10	-17356,56	2630,90	-18837,24	-1904,63	84712,35	-5829,20	69436,35	-4778,03
P ₃ - P ₄ - 35	34426,79	8451,25	11289,93	-2056,54	988,56	-43885,42	-1035,13	-35971,66	-848,46
P ₄ - 40	-79974,40	-18658,75	2343,17	-19133,21	-633,94	89695,43	-8500,36	73520,85	-6967,51
P ₄ - P ₅ - 47	8293,80	2076,53	5028,43	-1896,19	241,19	-14591,25	4984,31	-11960,04	4085,50
P ₅ - 50	-22118,37	-6119,32	4195,11	-10211,65	-1795,99	31451,11	-9300,45	25779,60	-7623,32
P ₅ - P ₆ - 56	4420,90	1543,67	3854,92	-1498,65	244,67	-8646,76	1671,77	-7087,51	1370,31
P ₆ - 60	-15005,12	-4854,24	1780,57	-6552,13	-2284,91	19402,16	-2805,56	15903,41	-2299,64
P ₆ - E _{Sul} - 68	3608,98	1206,12	2792,53	-670,77	417,44	-6513,65	1411,26	-5339,05	1156,77
E _{Sul} - 70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

As combinações fundamentais dos esforços actuantes baseiam-se nas seguintes expressões:

$$S_d = 1,35 \times S_G + 1,20 \times S_p + 1,50 \times S_Q$$

$$S_d = 1,35 \times S_G + 1,00 \times S_p + 1,50 \times S_Q$$

$$S_d = 1,00 \times S_G + 1,20 \times S_p + 1,50 \times S_Q$$

$$S_d = 1,00 \times S_G + 1,00 \times S_p + 1,50 \times S_Q$$



Sendo:

- S_d – O esforço de cálculo da combinação;
- S_G – O esforço resultante das acções permanentes tomadas com os seus valores característicos (excluindo o pré-esforço);
- S_P – O esforço resultante do pré-esforço (parcela hiperstática) tomado com o seu valor característico;
- S_Q – O esforço resultante da acção resultante da acção variável de base tomada com o seu valor característico.

3.4.2.2. Esforço Resistente

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 permanecem planas após a deformação;
- As armaduras sofrem as mesmas variações de deformação que o betão adjacente;
- Não é considerada a resistência do betão à 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.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Os diagramas considerados para as relações tensões-extensões para o betão, para as armaduras ordinárias e de pré-esforço são os indicados nos artigos 20º, 25º e 29º do REBAP.

A armadura longitudinal de flexão nos apoios será composta por uma camada superior com 57 varões de Ø 20, e uma camada inferior com 26 varões de Ø 20. A armadura longitudinal de flexão nos vãos será composta por uma camada superior com 28 varões de Ø 20, nos vãos de 20 metros, e 30 varões de Ø 20 nos restantes vãos. A camada inferior é composta por 51 varões de Ø 20.

Expõem-se no *Quadro 1.16* os momentos actuantes provenientes das combinações de acções e os momentos resistentes retirados do programa de cálculo automático.

QUADRO 1.16

Verificação do Estado Limite Último de Resistência - 2

Secção - Barra	Momentos Actuantes (kN.m)		Momentos Resistentes (kN.m)	
	M _{min}	M _{máx}	M _{min}	M _{máx}
E _{Norte} - 1	0,00	0,00	-6829,00	8488,40
E _{Norte} - P ₁ - 3	4431,85	11751,11	1645,80	16472,90
P ₁ - 10	-44445,47	-21602,94	-52335,50	-12144,70
P ₁ - P ₂ - 15	6344,83	16719,36	2353,60	20903,60
P ₂ - 20	-51486,00	-23076,19	-59119,60	-13998,40
P ₂ - P ₃ - 24	5440,85	18190,67	2794,20	23636,80
P ₃ - 30	-160082,76	-91250,18	-164030,90	-60899,50
P ₃ - P ₄ - 35	38055,06	74691,80	28476,70	78744,80
P ₄ - 40	-170786,12	-101515,35	-172213,70	-64979,20
P ₄ - P ₅ - 47	11394,48	26662,27	6724,90	31231,30
P ₅ - 50	-64202,73	-27951,95	-70055,30	-19163,50
P ₅ - P ₆ - 56	4866,70	15699,12	2353,60	20903,60
P ₆ - 60	-41454,31	-17431,72	-47491,50	-9882,00
P ₆ - E _{Sul} - 68	4590,02	12453,00	1645,80	16472,90
E _{Sul} - 70	0,00	0,00	-6829,00	8488,40

Está verificado o estado limite último de resistência à flexão dado que para cada secção, o valor de cálculo dos momentos actuantes é sempre inferior ao valor de cálculo dos momentos resistentes.



3.4.3. Esforço de Torção associado a Esforço Transverso

Segundo o artigo 56.2 do REBAP, nas “secções sujeitas a torção circular associada a esforço transverso, a determinação dos valores de cálculo do esforço transverso e do momento tissor resistentes deve ser feita independentemente para cada um dos esforços pelas regras indicadas nos artigos 53º e 55º, considerando separadamente as armaduras transversais de torção e de esforço transverso, e atendendo ao exposto nas alíneas seguintes”:

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

- No caso de $\tau_V + \tau_T \leq 900 \text{ kN.m}^{-2}$

$$V_{cd} = \tau_1 \times \left(\frac{\tau_V}{\tau_V + \tau_T} \right) \times b_w \times d$$

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

- No caso de $\tau_V + \tau_T > 900 \text{ kN.m}^{-2}$

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

$$T_{cd} = 0$$

- Nestas expressões, $\tau_V = \frac{V_{sd}}{b_w \times d}$ e $\tau_T = \frac{T_{sd}}{2 \times h_{ef} \times A_{ef}}$, sendo V_{sd} e T_{sd} respectivamente, os valores de cálculo do esforço transverso e momento tissor actuantes.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

- De notar que segundo a alínea d) do artigo 53.2 do REBAP, em elementos sujeitos a pré-esforço, os valores de V_{cd} podem ser obtidos multiplicando os valores determinados anteriormente pelo termo correctivo que pretende simular o efeito favorável do pré-esforço ao atrasar a fissuração que é dado por:

$$\left(1 + \frac{M_0}{M_{sd}}\right)$$

Em que M_{sd} é o valor de cálculo do momento actuante e M_0 é o momento de descompressão.

O valor deste factor não deve ser tomado superior a 2.

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

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

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

Em que:

- V_{sd} e T_{sd} - Valores de cálculo do esforço transversal e momento torsor actuantes;
- b_w - Largura da alma da secção;
- d - Altura útil da secção;
- A_{ef} - Área limitada pela linha média da secção oca eficaz, contida na secção real;
- h_{ef} - Espessura da parede da secção oca eficaz, contida na secção real;
- τ_1 - Valor de tensão (Quadro VI do REBAP);
- τ_2 - Valor de tensão (Quadro VII do REBAP);



PROJECTO DE EXECUÇÃO

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

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

Em que:

- A_{sw} – Área da secção da armadura de esforço transverso;
- s – Espaçamento das armaduras de esforço transverso;
- $V_{wd} = V_{sd} - V_{cd}$;
- 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:

$$As_{min} = \frac{0,08 \times b_w}{100}$$

O cálculo da armadura de torção é efectuado com base no artigo 55º do REBAP:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_{td}}{2 \times A_{ef} \times f_{syd}} \quad \text{e} \quad \frac{A_{sl}}{u_{ef}} = \frac{T_{ld}}{2 \times A_{ef} \times f_{syd}}$$

Em que:

- A_{st} – Área da secção da cinta que constitui a armadura transversal de torção;
- s – Espaçamento desta armadura;
- $T_{td} = T_{sd} - T_{cd}$;
- A_{ef} – Área da secção oca eficaz;
- A_{sl} – Área total das secções dos varões que constituem a armadura longitudinal de torção;
- u_{ef} – Perímetro da linha média da secção oca eficaz;
- $T_{ld} = T_{sd}$;



PROJECTO DE EXECUÇÃO

- f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso.

A verificação da segurança foi efectuada em relação às secções mais condicionantes do tabuleiro.

3.4.3.1. Esforço Actuante

Os esforços transversos e momentos torsores que se apresentam nos quadros seguintes foram retirados directamente do programa de cálculo automático SAP2000.

De referir que os valores são referentes às cargas aplicadas excentricamente ao eixo da nervura, pelo facto de serem predominantes relativamente às cargas aplicadas ao eixo. Nesse sentido não constam os valores dos esforços actuantes da sobrecarga uniforme e linear, visto serem acções que apenas provocam torção quando aplicadas em metade da secção transversal, gerando à partida esforços inferiores aos do veículo - tipo excêntrico.

QUADRO 1.17

Esforços Transversos - 2

Secção - Barra	V _{P.P.} (kN)	V _{R.C.P.} (kN)	V _{P.E. 00} (kN)	V _{V.T. (+)} (kN)	V _{V.T. (-)} (kN)
E _{Norte} - 1	-1122,27	-381,54	1594,33	40,89	-530,42
E _{Norte} - P ₁ - 5	-16,46	-6,71	-185,34	209,12	-265,15
P ₁ - 10	-3286,06	-928,79	209,32	70,89	-583,67
P ₁ - P ₂ - 15	49,84	5,82	5,78	1882,77	-341,78
P ₂ - 20	-3420,19	-824,97	-248,54	90,56	-585,42
P ₂ - P ₃ - 25	1197,20	268,75	-733,97	276,67	-251,02
P ₃ - 30	-8407,87	-1784,14	1297,51	56,17	-601,26
P ₃ - P ₄ - 32	-4233,91	-1060,93	7288,15	62,20	-507,49
P ₃ - P ₄ - 37	2905,66	747,18	-3183,42	432,36	-130,24
P ₄ - 40	8600,80	1832,21	-1260,89	596,84	-52,11
P ₄ - P ₅ - 45	-1058,44	-241,66	808,50	253,64	-284,86
P ₅ - 50	4206,18	1007,93	164,64	590,75	-78,11
P ₅ - P ₆ - 55	-199,24	-42,17	-46,52	1937,63	-464,27
P ₆ - 60	3135,15	892,08	-250,01	527,16	-83,26
P ₆ - E _{Sul} - 64	-1058,62	-359,71	1011,91	79,57	-446,29
E _{Sul} - 70	1156,46	389,24	-1577,04	528,52	-41,32



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 1.18

Momentos Torsores

Secção - Barra	T _{P.P.} (kN.m)	T _{R.C.P.} (kN.m)	T _{P.E. 00} (kN.m)	T _{V.T. (+)} (kN.m)	T _{V.T. (-)} (kN.m)
E _{Norte} - 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E _{Norte} - P ₁ - 5	0,00	0,00	0,00	1620,00	0,00
P ₁ - 10	0,00	0,00	0,00	1620,00	0,00
P ₁ - P ₂ - 15	12,04	8,46	-78,11	717,74	-698,06
P ₂ - 20	353,13	86,48	-306,20	1354,33	-222,14
P ₂ - P ₃ - 25	671,03	168,58	-670,32	904,58	-562,65
P ₃ - 30	-2844,31	-630,92	1437,42	530,89	-1497,67
P ₃ - P ₄ - 32	-5277,47	-1265,54	5372,69	409,97	-1574,17
P ₃ - P ₄ - 37	4170,96	1011,73	-4502,79	1124,24	-522,04
P ₄ - 40	-1469,00	-11,50	96,92	175,39	-1452,53
P ₄ - P ₅ - 45	-183,06	-51,73	273,96	605,41	-860,54
P ₅ - 50	43,55	3,94	25,75	1391,57	-198,16
P ₅ - P ₆ - 55	43,53	3,94	25,78	717,38	-711,48
P ₆ - 60	-43,19	-13,81	32,00	28,93	-1548,75
P ₆ - E _{Sul} - 64	392,07	130,02	-443,34	1774,51	-52,93
E _{Sul} - 70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



PROJECTO DE EXECUÇÃO

3.4.3.2. Esforço Resistente

Com base no *Quadro 1.17* e *1.18* calcularam-se as combinações de esforços, assim como a armadura de esforço transverso e torção, de acordo com as fórmulas referidas anteriormente. Apresenta-se de seguida o *Quadro 1.19* e *1.20*, que são uma compilação desses valores, índices e parâmetros.

De realçar que as combinações fundamentais dos esforços actuantes, são baseadas nas expressões já indicadas no ponto 3.4.2.1. para os esforços de flexão.

QUADRO 1.19

Dimensionamento - Esforço Transverso e Momento Torsor - 1

Secção - Barra	E _{Norte} - 1	E _{Norte} - P ₁ - 5	P ₁ - 10	P ₁ - P ₂ - 15	P ₂ - 20	P ₂ - P ₃ - 25	P ₃ - 30	P ₃ - P ₄ - 32
V _{sd} (kN)	-1231,44	-651,41	-6356,23	2906,23	-6907,34	1660,07	-13363,59	-621,12
T _{sd} (kN.m)	0,00	2430,00	2430,00	1026,18	2318,77	1820,02	-5500,65	-5821,63
b _w (m)	5,75	5,75	5,37	3,14	5,27	5,57	5,00	2,72
d (m)	0,93	0,93	1,73	1,13	1,93	1,23	2,43	2,00
A _{ef} (m ²)	4,85	4,85	9,22	4,43	10,26	6,51	12,75	8,23
h _{ef} (m)	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
u _{ef} (m)	13,30	13,30	14,57	13,62	14,88	13,77	15,65	14,97
τ V (kN/m ²)	229,30	121,29	682,62	816,18	677,71	241,52	1098,08	114,12
τ T (kN/m ²)	0,00	1897,06	998,76	877,43	856,40	1058,50	1634,05	2679,75
τ V + τ T (kN/m ²)	229,30	2018,36	1681,37	1693,62	1534,11	1300,02	2732,13	2793,86
τ 1 (kN/m ²)	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00
M ₀ (kN.m)	0,00	7459,40	-28606,00	10047,10	-32385,40	10459,80	-111503,60	-54989,90
M _{sd} (kN.m)	0,00	11751,11	-29831,92	16719,36	-32510,07	15992,47	-124452,21	-17105,83
1 + M ₀ / M _{sd}	1,00	1,63	1,96	1,60	2,00	1,66	1,90	2,00
V _{cd} (kN)	4833,45	7901,64	16416,46	5130,46	18310,75	10268,83	20766,40	9797,16
T _{cd} (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A _{sw} / s (cm ² /m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
(A _{sw} / s) min (cm ² /m)	46,00	46,00	42,96	25,12	42,16	44,56	40,00	21,73
A _{st} /s (cm ² /m)	0,00	5,76	3,03	2,66	2,60	3,21	4,96	8,13
A _s Long. (cm ²)	0,00	76,57	44,14	36,25	38,66	44,21	77,60	121,71
A _s Trans./ s (cm ² /m)	46,00	51,76	45,99	27,78	44,76	47,77	44,96	29,86
V _{Rd} (kN)	37593,50	2259,21	26462,67	12011,95	31517,61	8938,66	34238,95	1556,21
T _{Rd} (kN)	0,00	8427,65	10116,73	4241,35	10580,34	9799,95	14093,24	14586,05



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 1.20

Dimensionamento - Esforço Transverso e Momento Torsor - 2

Secção - Barra	P ₃ - P ₄ - 37	P ₄ - 40	P ₄ - P ₅ - 45	P ₅ - 50	P ₅ - P ₆ - 55	P ₆ - 60	P ₆ - E _{Sul} - 64	E _{Sul} - 70
V _{sd} (kN)	2396,45	13718,93	-1373,93	8122,74	-1078,13	5977,49	-1572,27	1302,44
T _{sd} (kN.m)	4180,20	-4080,55	-1333,82	2182,37	1171,09	-2368,08	2923,25	0,00
b _w (m)	2,74	5,00	5,57	5,27	3,14	5,37	5,73	5,75
d (m)	1,85	2,43	1,23	1,93	1,13	1,73	0,97	0,93
A _{ef} (m ²)	7,46	12,75	6,51	10,26	4,43	9,22	5,08	4,85
h _{ef} (m)	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
u _{ef} (m)	14,73	15,65	13,77	14,88	13,62	14,57	13,36	13,30
τ V (kN/m ²)	471,06	1127,27	199,89	796,96	302,78	641,94	281,72	242,52
τ T (kN/m ²)	2121,96	1212,19	775,73	806,02	1001,34	973,31	2180,99	0,00
τ V + τ T (kN/m ²)	2593,02	2339,46	975,62	1602,98	1304,12	1615,25	2462,71	242,52
τ 1 (kN/m ²)	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00
M ₀ (kN.m)	30623,30	-118453,00	15865,30	-40747,60	10047,10	-24943,80	4898,80	0,00
M _{sd} (kN.m)	35513,32	-137430,46	25428,43	-39359,81	16719,36	-24842,43	6324,62	0,00
1 + M ₀ / M _{sd}	1,86	1,86	1,62	2,00	1,60	2,00	1,77	1,00
V _{cd} (kN)	8526,82	20393,53	10045,64	18345,92	5130,46	16795,04	8913,47	4833,45
T _{cd} (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A _{sw} / s (cm ² /m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
(A _{sw} / s) min (cm ² /m)	21,95	40,00	44,56	42,16	25,12	42,96	45,84	46,00
A _{st} /s (cm ² /m)	6,44	3,68	2,35	2,45	3,04	2,95	6,62	0,00
A _s Long. (cm ²)	94,87	57,57	32,40	36,39	41,37	43,02	88,45	0,00
A _s Trans. / s (cm ² /m)	28,39	43,68	46,91	44,61	28,16	45,91	52,46	46,00
V _{Rd} (kN)	6469,35	41048,94	9857,79	35470,97	5786,97	25904,67	4469,02	37593,50
T _{Rd} (kN)	11284,67	12209,57	9570,02	9530,12	6285,93	10262,53	8309,02	0,00

Como se pode observar, o esforço transverso e momento torsor resistentes são maiores que o esforço transverso e momento torsor actuantes, pelo que se encontra garantida a segurança.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Analisando os valores obtidos nos quadros anteriores, a armadura considerada para resistir ao esforço transversal e ao momento torsor é constituída por:

- Direcção Transversal: $\emptyset 16 // 0,20$ (2 ramos) + $\emptyset 12 // 0,20$ (6 ramos), o que perfaz um total de $A_{st}/s = 54 \text{ cm}^2/m$;
- Direcção Longitudinal: Para se determinar a armadura necessária a ser colocada nas paredes da nervura, tomou-se como exemplo o caso mais desfavorável (secção P3 – P4 - 32).

$$A_{sl} = 121,71 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sl}}{u_{ef}} = \frac{121,71}{14,97} = 8,13 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{sl \text{ Face Lateral}} = 8,13 \times 1,92 = 15,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl \text{ Face Lateral}} = 15,62 - 3,14 = 12,48 \text{ cm}^2$$

Assim sendo adoptou-se 8 $\emptyset 16$ que perfaz um total de $A_{sl} = 16,08 \text{ cm}^2$.



CAPÍTULO 2 – Verificação da Segurança dos Pilares

1. Considerações Gerais

A presente obra de arte compreende 6 pilares em betão armado, formados por elementos verticais cilíndricos de diâmetro igual a 2,00 metros. Encontram-se centrados com o eixo da nervura e estão monoliticamente ligados ao tabuleiro e aos maciços de encabeçamento de estacas.

Para o cálculo dos esforços nos pilares, recorreu-se ao modelo tridimensional de elementos 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, fluência e forças correspondentes ao choque de um comboio.

2. Acções

2.1. Cargas Permanentes

As cargas permanentes, nomeadamente, o peso próprio, restante carga permanentes e pré-esforço são as determinadas na verificação do tabuleiro.

2.2. Sobrecargas rodoviárias

2.2.1. Veículo - Tipo

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



2.2.2. Sobrecarga Uniforme e Linearmente Distribuída

- Uniformemente Distribuída

$$Q_{SCU} = (4 \times 12) = 48,0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

- Linearmente Distribuída

$$Q_{SCL} = (50 \times 8) = 400,0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

2.2.3. Força de Frenagem

Para se ter em conta os efeitos resultantes das variações de velocidade dos veículos, segundo o artigo 43º 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 correspondente ao valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída é igual a $30 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ para pontes de classe I”.

$$F_{Frenagem} = (30 \times 8) = 240,0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$



2.2.4. Força Centrífuga

Com base no artigo 42º do RSA, “nas pontes em curva, para ter em conta a força centrífuga, devem considerar-se forças horizontais actuando em direcção normal ao eixo da ponte, aplicadas ao nível do pavimento e em correspondência com as sobrecargas uniformemente distribuídas multiplicadas por um coeficiente de redução β . Estas forças centrífugas devem ser obtidas multiplicando os valores das sobrecargas a elas associadas (afectadas do coeficiente β) por um coeficiente α dado pela expressão”:

$$\alpha = \frac{v^2}{127 \times r} \quad \beta = \frac{5000}{v^2 + 5000}$$

Em que:

- v - Velocidade máxima de projecto para a curva em causa (Km/h);
- r - Raio de curvatura (m).

Assim sendo temos que:

- $v = 50 \text{ Km/h}$
 - $r = 80 \text{ m}$
- $$\left. \begin{array}{l} v = 50 \text{ Km/h} \\ r = 80 \text{ m} \end{array} \right\} \alpha = \frac{50^2}{127 \times 80} = 0,246$$
- $\beta = \frac{5000}{50^2 + 5000} = 0,667$
 - $F_c = SCU \times \alpha \times \beta = 4 \times 0,246 \times 0,667 = 0,656 \text{ kN.m}^{-2}$

Derivado à força centrífuga apresentar um valor reduzido, em comparação com as outras acções, não foi considerada no processo de cálculo para o dimensionamento dos pilares.



2.3. Variações de Temperatura

As variações de temperatura consideradas para o dimensionamento dos pilares 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 32° 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 24° 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 = 2,5 m;
- $a =$ Largura da área exposta = 12,00 m;
- $h =$ Comprimento da ponte = 233,00 m.

- $\left. \begin{array}{l} \frac{d}{a} = \frac{2,5}{12} = 0,21 < 0,25 \\ \frac{h}{d} = \frac{233}{2,5} = 93,2 = \infty \end{array} \right\} \delta_f = 1,20$

A pressão média no tabuleiro é igual a:

$$p_w = 1,20 \times 1,04 \times 2,5 = 3,12 \text{ kN.m}^{-1}$$



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 estes 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 contínua 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:

$$p_w = 1,50 \times 1,04 \times 2,5 = 3,90 \text{ kN.m}^{-1}$$

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:

- $d = \text{Diâmetro do pilar} = 2,0 \text{ m};$
 - $w_K = 1,04 \text{ kN.m}^{-2}.$
 - $h = \text{Altura média da obra acima do solo} \approx 15,00 \text{ m}.$
 - $d \times \sqrt{w} = 2,0 \times \sqrt{1,04} = 2,04 \geq 0,15$
 - $\frac{h}{d} = \frac{15}{2,0} = 7,5$
- } $\delta_f = 0,5$

A pressão média nos pilares é igual a:

$$p_w = 0,5 \times 1,04 \times 2,0 = 1,04 \text{ kN.m}^{-1}$$



2.5.4. Força horizontal transversal

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

- $F_{\text{Tabuleiro}} = p_w(\text{Tabuleiro}) + p_w(\text{Veículos}) = 3,12 + 3,90 = 7,02 \text{ kN.m}^{-1}$;
- $F_{\text{Pilares}} = p_w(\text{Pilares}) = 1,04 \text{ kN.m}^{-1}$.

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).



2.7. Forças correspondentes ao Choque de um Comboio

Pelo facto de os pilares P3 e P4 não se encontrarem a uma distância mínima de 5,00 metros do eixo da via férrea mais próxima (4,73 m e 4,35 m, respectivamente), torna necessário que estes sejam dimensionados para acções acidentais regulamentares correspondentes ao choque de uma comboio.

Segundo o Eurocódigo 1, Parte 1-7, Secção 4.5, devem ser aplicadas forças estáticas, Q_1 e Q_2 , a 1,80 metros acima do plano de rolamento. A sua aplicação deverá ser considerada de forma não simultânea.

- Q_1 - Força paralela à via férrea de valor igual a 2000 kN;
- Q_2 - Força perpendicular à via férrea de valor igual a 750 kN.

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 accidental;
- e_2 - Excentricidade de 2ª ordem;
- e_c - Excentricidade de fluência.

De acordo ainda 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

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

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

- Condição 2

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

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



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.

3.3. Esbelteza dos Pilares

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

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad \text{com} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad I = \frac{\pi \times d^4}{64}$$

Em que:

- λ - Esbelteza;
- l_0 - Comprimento efectivo de encurvadura na direcção considerada ($l_0 = L_{\text{Pilar}}$);
- i - Raio de giração da secção transversal do pilar na direcção considerada, supondo-a constituída apenas por betão;
- I - Momento de inércia da secção transversal do pilar na direcção considerada;
- A - Área da secção transversal do pilar;
- d - Diâmetro do pilar.



O cálculo da esbelteza dos pilares vem definido no *Quadro 2.1*.

QUADRO 2.1

Esbelteza dos Pilares

	h (m)	d (m)	A(m ²)	I (m ⁴)	i (m)	l ₀ (m)	λ
Pilar 1	8,00	2,00	3,14	0,79	0,50	8,00	16,00
Pilar 2	9,63	2,00	3,14	0,79	0,50	9,63	19,26
Pilar 3	11,55	2,00	3,14	0,79	0,50	11,55	23,10
Pilar 4	13,51	2,00	3,14	0,79	0,50	13,51	27,02
Pilar 5	12,57	2,00	3,14	0,79	0,50	12,57	25,14
Pilar 6	10,32	2,00	3,14	0,79	0,50	10,32	20,64

Como se pode observar, fica dispensada a verificação do estado limite último de encurvadura, uma vez que a esbelteza é sempre inferior a 35, verificando assim uma das condições estabelecidas pelo REBAP.

4. Verificação da segurança em relação ao E.L.Último

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 os *Quadros 2.2 a 2.7*, onde consta o resumo dos esforços obtidos através do modelo de cálculo automático, para os pilares P1 a P6 devido a todas as acções actuantes.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 2.2

Pilar P1 (h = 8,00 m)

	Topo - Barra 71 - N.º 66						Base - Barra 71 - N.º 72					
	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)	N (kN)	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)	
P.P	485,21	454,03	126,79	-82,49	-6318,33	-6318,33	-174,67	1468,35	126,79	-82,49	-6946,65	
RCP	239,49	227,59	2,89	-44,99	-1796,19	-1796,19	-120,49	250,73	2,89	-44,99	-1796,19	
P.E	-348,13	-419,14	-15,76	93,89	398,95	398,95	403,07	-545,21	-15,76	93,89	398,95	
SCU	1647,34	1453,69	261,09	243,41	127,59	127,59	544,08	855,62	261,09	243,41	127,59	
SCL	734,81	646,33	73,69	104,84	49,01	49,01	187,21	29,06	73,69	104,84	49,01	
SCU + SCL	2382,15	2100,02	334,78	348,25	176,6	176,6	731,29	884,68	334,78	348,25	176,6	
SCU	-1403,15	-1233,13	-163,01	-283,43	-1509,93	-1509,93	-620,17	149,62	-163,01	-283,43	-1509,93	
SCL	-651,49	-560,42	-97,76	-124,84	-400	-400	-263,93	-135,74	-97,76	-124,84	-400	
SCU + SCL	-2054,64	-1793,55	-260,77	-408,27	-1909,93	-1909,93	-884,10	13,88	-260,77	-408,27	-1909,93	
V.T	1090,69	959,55	108,33	154,14	73,19	73,19	272,23	205,19	108,33	154,14	73,19	
V.T	-957,89	-823,99	-147,64	-185,39	-601,67	-601,67	-402,83	-281,05	-147,64	-185,39	-601,67	
Vento (±)	-476,42	-574,72	114,61	192,01	18,53	18,53	1092,87	342,15	114,61	200,32	18,53	
VDT (+10°)	-180,3	391,29	107,91	96,01	143,04	143,04	587,76	472,01	107,91	96,01	143,04	
VDT (-5°)	90,15	195,65	-53,96	-48,01	-71,52	-71,52	-293,88	-236,01	-53,96	-48,01	-71,52	
VUT (±15°)	-1871,43	-1649,29	816,22	300,45	34,15	34,15	532,15	4880,45	816,22	300,45	34,15	
Retracção	-1871,43	-1649,29	816,22	300,45	34,15	34,15	532,15	4880,45	816,22	300,45	34,15	
Fluência	-3742,86	-3298,59	1632,44	600,89	68,29	68,29	1064,31	9760,91	1632,44	600,89	68,29	
Frenagem (±)	-227,32	-244,42	82,33	59,97	8,28	8,28	252,39	414,22	82,33	59,97	8,28	
Sismo Longitudinal (±)	3307,53	3613,83	1410,48	877,82	165,05	165,05	4535,97	8147,32	1410,48	877,82	165,05	
Sismo Transversal (±)	3176,51	3649,75	1269,35	910,13	129,66	129,66	4297,09	6643,49	1269,35	910,13	129,66	



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 2.3

Pilar P2 (h = 9,63 m)

	Topo - Barra 72 - Nó 67						Base - Barra 72 - Nó 73					
	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)	N (kN)	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)	N (kN)
P.P	3053,19	-2299,03	475,59	466,31	-6945,15	-6945,15	1437,41	2280,99	475,59	466,31	-7701,49	-7701,49
RCP	-927,07	-732,52	140,22	137,65	-1763,92	-1763,92	398,53	617,8	140,22	137,65	-1763,92	-1763,92
P.E	2118,62	1606,94	-327,65	-278,29	-50,78	-50,78	-561,32	-1548,34	-327,65	-278,29	-50,78	-50,78
SCU	2761,66	2344,73	501,54	540,08	439,89	439,89	1725,86	1921,31	501,54	540,08	439,89	439,89
SCL	789,76	654,13	103,73	119,09	87,22	87,22	398,81	342,66	103,73	119,09	87,22	87,22
SCU + SCL	3551,42	2998,86	605,27	659,17	527,11	527,11	2124,67	2263,97	605,27	659,17	527,11	527,11
SCU	-3461,09	-2903,51	-393,62	-434,14	-1797,41	-1797,41	-1419,15	-1445,85	-393,62	-434,14	-1797,41	-1797,41
SCL	-756,41	-666,47	-102,35	-115,35	-400	-400	-320,92	-331,46	-102,35	-115,35	-400	-400
SCU + SCL	-4217,50	-3569,98	-495,97	-549,49	-2197,41	-2197,41	-1740,07	-1777,31	-495,97	-549,49	-2197,41	-2197,41
V.T	1172,02	975,14	155,99	177,31	130,085	130,085	597,61	509,59	155,99	177,31	130,085	130,085
V.T	-1133,83	-996,91	-152,56	-171,49	-596,09	-596,09	-484,49	-500,14	-152,56	-171,49	-596,09	-596,09
Vento (±)	-659,82	-482,38	29,48	209,57	-0,37	-0,37	1406,58	-198,54	29,48	209,57	-0,37	-0,37
VDT (+10°)	15,14	-651,57	71,88	80,36	-70,89	-70,89	789,01	40,61	71,88	80,36	-70,89	-70,89
VDT (-5°)	-7,57	325,78	-35,94	-40,18	35,45	35,45	-394,51	-20,31	-35,94	-40,18	35,45	35,45
VUT (±15°)	-212,38	88,91	199,57	-161,65	-164,61	-164,61	-1769,05	2010,72	199,57	-161,65	-164,61	-164,61
Retracção	-212,38	88,91	199,57	-161,65	-164,61	-164,61	-1769,05	2010,72	199,57	-161,65	-164,61	-164,61
Fluência	-424,75	177,80	399,13	-323,29	-329,22	-329,22	-3538,09	4021,44	399,13	-323,29	-329,22	-329,22
Frenagem (±)	-254,03	-211,71	42,85	59,67	-4,70	-4,70	320,61	200,91	42,85	59,67	-4,70	-4,70
Sismo Longitudinal (±)	4189,73	3781,66	1110,32	902,53	183,46	183,46	7382,03	7973,75	1110,32	902,53	183,46	183,46
Sismo Transversal (±)	4529,45	4294,82	861,47	1084,27	229,82	229,82	6076,95	4246,92	861,47	1084,27	229,82	229,82



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 2.4

Pilar P3 (h = 11,55 m)

	Topo - Barra 73 - Nó 68						Base - Barra 73 - Nó 74					
	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)		M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)	
P.P	5287,13	15952,78	-2006,03	-624,22	-14654,23		-1922,62	-7216,81	-2006,03	-624,22	-15561,36	
RCP	1211,02	3716,27	-466,37	-146,41	-3144,21		-480,03	-1670,34	-466,37	-146,41	-3144,21	
P.E	-2660,29	-11631,13	1452,56	345,95	1787,19		1335,4	5145,97	1452,56	345,95	1787,19	
SCU	2938,98	5389,19	292,11	253,84	224,29		973,81	1042,08	292,11	253,84	224,29	
SCL	610,29	1176,69	89,96	78,46	50,28		274,97	323,29	89,96	78,46	50,28	
SCU + SCL	3549,27	6565,88	382,07	332,30	274,57		1248,78	1365,37	382,07	332,30	274,57	
SCU	-1958,04	-2331,84	-651,05	-366,52	-2644,08		-1198,29	-2604,97	-651,05	-366,52	-2644,08	
SCL	-631,35	-715,71	-147,21	-73,98	-400		-244,21	-523,56	-147,21	-73,98	-400	
SCU + SCL	-2589,39	-3047,55	-798,26	-440,50	-3044,08		-1442,5	-3128,53	-798,26	-440,50	-3044,08	
V.T	913,79	1757,18	133,51	118,61	74,79		425,64	480,61	133,51	118,61	74,79	
V.T	-946,89	-1061,72	-220,04	-111,21	-610,69		-373,05	-785,81	-220,04	-111,21	-610,69	
Vento (±)	-145,34	-71,43	-25,63	94,27	-36,97		1012,89	-367,49	-25,63	106,29	-36,97	
VDT (+10°)	1620,51	-1924,47	212,95	-139,41	36,93		10,33	535,21	212,95	-139,41	36,93	
VDT (-5°)	-810,26	962,24	-106,48	69,71	-18,47		-5,17	-267,61	-106,48	69,71	-18,47	
VUT (±15°)	1182,95	36,43	132,68	-466,03	93,62		-4199,71	1568,86	132,68	-466,03	93,62	
Retração	1182,95	36,43	132,68	-466,03	93,62		-4199,71	1568,86	132,68	-466,03	93,62	
Fluência	2365,91	72,86	265,36	-932,06	187,26		-8399,41	3137,73	265,36	-932,06	187,26	
Frenagem (±)	-110,27	-179,61	32,79	21,32	-4,17		135,88	199,17	32,79	21,32	-4,17	
Sismo Longitudinal (±)	2711,26	4628,37	1051,47	771,47	218,29		6541,46	7641,78	1051,47	771,47	218,29	
Sismo Transversal (±)	1614,14	1788,82	230,68	537,32	576,52		5081,56	1361,97	230,68	537,32	576,52	
Choque de um comboio - Q1 (±)	333,08	272,03	-50,82	-287,31	-2,13		4614,61	-314,90	-50,82	1712,69	-2,13	
Choque de um comboio - Q2	-99,06	-241,45	128,75	18,78	-2,66		117,83	-1604,38	-621,25	18,78	-2,66	



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 2.5

Pilar P4 (h = 13,51 m)

	Topo - Barra 74 - N.º 69						Base - Barra 74 - N.º 75					
	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)		M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)	
P.P	-81,85	-13039,21	1421,51	100,52	-15412,64		1276,15	6165,43	1421,51	100,52	-16473,71	
RCP	-55,25	-3012,5	329,25	24,82	-3321,24		280,01	1435,67	329,25	24,82	-3321,24	
P.E	622,28	10412,34	-1144,05	-102,97	1830,32		-768,85	-5043,75	-1144,05	-102,97	1830,32	
SCU	-1104,83	3130,42	-344,37	106,25	170,43		63,41	2707,19	-344,37	106,25	170,43	
SCL	-362,23	941,22	-100,95	31,22	36,99	(Máximo +)	16,77	555,28	-100,95	31,22	36,99	
SCU + SCL	-1467,06	4071,64	-445,32	137,47	207,42		80,18	3262,47	-445,32	137,47	207,42	
SCU	1079,32	-5590,34	597,77	-87,15	-2726,46		-115,07	2626,97	597,77	-87,15	-2726,46	
SCL	230,22	-1215,63	121,97	-18,66	-400	(Máximo -)	2,26	508,89	121,97	-18,66	-400	
SCU + SCL	1309,54	-6805,97	719,74	-105,81	-3126,46		-112,81	3135,86	719,74	-105,81	-3126,46	
V.T	373,37	1402,83	195,67	46,79	55,89	(Máximo +)	110,83	832,02	195,67	46,79	55,89	
V.T	-539,39	-1814,22	-150,64	-27,51	-602,84	(Máximo -)	-143,83	-634,29	-150,64	-27,51	-602,84	
Vento (±)	-315,43	709,21	-104,74	133,77	-26,47		1586,74	-705,85	-104,74	147,82	-26,47	
VDT (+10°)	1750,39	1398,81	-173,17	-145,98	66,41		-221,82	-940,72	-173,17	-145,98	66,41	
VDT (-5°)	-875,19	-699,41	86,59	72,99	-33,21		110,91	470,36	86,59	72,99	-33,21	
VUT (±15°)	564,92	77,23	-26,51	-287,85	7,81		-3323,99	-280,82	-26,51	-287,85	7,81	
Retracção	564,92	77,23	-26,51	-287,85	7,81		-3323,99	-280,82	-26,51	-287,85	7,81	
Fluência	1129,84	154,46	-53,01	-575,71	15,62		-6647,98	-561,63	-53,01	-575,71	15,62	
Frenagem (±)	57,16	-257,12	40,13	-16,08	3,13		-169,24	281,63	40,13	-16,08	3,13	
Sismo Longitudinal (±)	763,88	6079,41	932,15	221,35	229,77		2281,09	6520,69	932,15	221,35	229,77	
Sismo Transversal (±)	2572,01	3614,81	526,72	982,55	509,06		10761,44	3616,04	526,72	982,55	509,06	
Choque de um comboio - O1 (±)	176,84	92,92	-14,82	-191,25	-3,61		5193,03	-107,35	-14,82	1808,75	-3,61	
Choque de um comboio - O2	6,83	-288,92	107,51	-2,25	-0,79		-37,23	1686,42	642,49	2,25	-0,79	



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 2.6

Pilar P5 (h = 12,57 m)

	Topo - Barra 75 - Nó 70						Base - Barra 75 - Nó 76					
	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)		M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)	
P.P	-112,14	-615,85	48,91	70,75	-7881,92		777,18	-1,08	48,91	70,75	-8869,17	
RCP	-71,04	74,48	-12,92	20,18	-1983,54		182,67	-87,91	-12,92	20,18	-1983,54	
P.E	427,57	-907,49	111,11	-67,44	-7,77		-420,11	489,06	111,11	-67,44	-7,77	
SCU	-728,69	3893,19	-477,12	130,97	393,37	(Máximo +)	917,65	-2104,21	-477,12	130,97	393,37	
SCL	-165,62	894,03	-108,67	23,95	75,77		135,41	-472,03	-108,67	23,95	75,77	
SCU + SCL	-894,31	4787,22	-585,79	154,92	469,14		1053,06	-2576,24	-585,79	154,92	469,14	
SCU	-738,97	3912,39	467,18	-115,44	-1919,91	(Máximo -)	-777,06	2036,57	467,18	-115,44	-1919,91	
SCL	-169,34	910,81	120,52	-27,37	-400		-167,89	506,51	120,52	-27,37	-400	
SCU + SCL	-908,31	-4844,24	587,70	-142,81	-2319,91		-944,95	2543,08	587,70	-142,81	-2319,91	
V.T	283,65	1360,29	150,84	35,62	113,03	(Máximo +)	206,69	770,75	150,84	35,62	113,03	
V.T	-252,46	-1588,56	-188,01	-41,14	-599,23	(Máximo -)	-253,4	-702,01	-188,01	-41,14	-599,23	
Vento (±)	-419,03	1146,12	-164,53	182,99	-16,63		1963,36	-922,07	-164,53	196,07	-16,63	
VDT (+10°)	98,79	535,21	-90,02	26,26	-81,05		428,88	-596,29	-90,02	26,26	-81,05	
VDT (-5°)	-49,38	-267,61	45,01	-13,13	40,53		-214,44	298,15	45,01	-13,13	40,53	
VUT (±15°)	-412,59	1593,92	-294,06	-69,83	-155,74		-1290,34	-2102,53	-294,06	-69,83	-155,74	
Retração	-412,59	1593,92	-294,06	-69,83	-155,74		-1290,34	-2102,53	-294,06	-69,83	-155,74	
Fluência	-825,19	3187,84	-588,12	-139,66	-311,48		-2580,68	-4202,85	-588,12	-139,66	-311,48	
Frenagem (±)	66,51	-348,49	56,53	-17,61	7,16		-154,86	362,13	56,53	-17,61	7,16	
Sismo Longitudinal (±)	911,72	6300,83	1092,66	383,09	251,14		4315,37	7460,31	1092,66	383,09	251,14	
Sismo Transversal (±)	2592,75	7853,69	1117,77	1114,79	218,03		11429,35	6221,72	1117,77	1114,79	218,03	



PROJECTO DE EXECUÇÃO

QUADRO 2.7

Pilar P6 (h = 10,32 m)

	Topo - Barra 76 - Nó 71						Base - Barra 76 - Nó 77					
	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)		M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)	
P.P	311,25	85,89	-66,68	-5,49	-6134,24		254,57	-602,31	-66,68	-5,49	-6944,77	
RCP	116,52	-118,78	6,95	-8,37	-1751,99		30,16	-47,02	6,95	-8,37	-1751,99	
P.E	-340,06	617,46	-76,21	37,62	456,72		48,17	-169,06	-76,21	37,62	456,72	
SCU	-435,42	1891,83	-253,57	62,04	173,69	(Máximo +)	199,48	-947,87	-253,57	62,04	173,69	
SCL	-187,28	779,14	-95,49	22,17	60,41		41,48	-206,39	-95,49	22,17	60,41	
SCU + SCL	-622,70	2670,97	-349,06	84,21	234,1		240,96	-1154,26	-349,06	84,21	234,1	
SCU	648,48	-1990,24	261,15	-67,36	-1522,03		-189,21	793,36	261,15	-67,36	-1522,03	
SCL	248,55	-874,84	113,88	-30,33	-400	(Máximo -)	-64,49	300,43	113,88	-30,33	-400	
SCU + SCL	897,03	-2865,08	375,03	-97,69	-1922,03		-253,7	1093,79	375,03	-97,69	-1922,03	
V.T	368,79	1147,81	169,14	32,84	90,61	(Máximo +)	67,49	465,06	169,14	32,84	90,61	
V.T	-277,71	-1298,67	-140,68	-45,02	-600,99	(Máximo -)	-97,59	-304,01	-140,68	-45,02	-600,99	
Vento (±)	-41,31	1112,56	-232,45	132,26	36,19		1378,97	-1286,29	-232,45	142,99	36,19	
VDT (+10°)	-285,64	518,14	-129,57	65,96	146,38		395,08	-818,98	-129,57	65,96	146,38	
VDT (-5°)	142,82	-259,07	64,78	-32,98	-73,19		-197,54	409,49	64,78	-32,98	-73,19	
VUT (±15°)	-726,65	3590,83	-827,91	49,39	66,34		-216,92	-4953,11	-827,91	49,39	66,34	
Retracção	-726,65	3590,83	-827,91	49,39	66,34		-216,92	-4953,11	-827,91	49,39	66,34	
Fluência	-1453,31	7181,65	-1655,80	98,79	132,68		-433,85	-9906,21	-1655,80	98,79	132,68	
Frenagem (±)	40,53	-376,82	84,04	-13,07	-9,27		-94,37	490,51	84,04	-13,07	-9,27	
Sismo Longitudinal (±)	1051,51	6637,01	1545,85	249,72	179,01		3119,99	9319,63	1545,85	249,72	179,01	
Sismo Transversal (±)	242,49	6583,56	1427,21	686,36	186,52		7101,68	8149,33	1427,21	686,36	186,52	



Com base nas tabelas anteriores foram efectuadas várias combinações de esforços. Indicam-se a seguir aquelas são as mais desfavoráveis:

A. Combinação – Acção Variável Base – Sismo Transversal

- $$S_d = 1,0 \times (P.P + R.C.P + P.E) + 1,0 / 0,0 \times (\text{Retracção} + \text{Fluência}) + 1,5 \times (\text{Sismo T.} + (0,3 \times \text{Sismo L.})) + (0,3 \times \text{Temperatura})$$

B. Combinação – Acção Variável Base – Sismo Longitudinal

- $$S_d = 1,0 \times (P.P + R.C.P + P.E) + 1,0 / 0,0 \times (\text{Retracção} + \text{Fluência}) + 1,5 \times (\text{Sismo L.} + (0,3 \times \text{Sismo T.})) + (0,3 \times \text{Temperatura})$$

C. Combinação – Acção Variável Base – SCU+SCL

- $$S_d = 1,35 / 1,0 \times (P.P + R.C.P) + 1,2 / 1,0 \times (P.E) + 1,5 / 0,0 \times (\text{Retracção} + \text{Fluência}) + 1,5 \times (\text{SCU} + \text{SCL} + \text{FRENAGEM}) + (1,5 \times 0,6 \times \text{Temperatura}) + (1,5 \times 0,4 \times \text{VENTO})$$

De salientar que a combinação da componente horizontal e transversal resultante do efeito da acção sísmica sobre a estrutura, é a prescrita no Eurocódigo 8.



PROJECTO DE EXECUÇÃO

4.2.1. Esforço de Flexão

Expõe-se no *Quadro 2.8* os momentos actuantes provenientes das combinações de acções anteriormente descritas.

QUADRO 2.8

Estado Limite Último - Combinações de Acções - 1

	Topo			Base		
	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	N (kN)	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	N (kN)
P1 - A.V.Base = Sismo L.	-12189,87	-12243,32	-8031,74	10601,66	32489,92	-8660,06
P2 - A.V.Base = Sismo L.	12631,30	-9056,44	-9681,67	-18370,91	21857,57	-10438,01
P3 - A.V.Base = Sismo L.	12534,86	15905,66	-16626,21	-27025,18	-16287,39	-17533,34
P4 - A.V.Base = Sismo T.	6551,18	-13820,49	-17772,89	-27350,51	10999,97	-18833,96
P5 - A.V.Base = Sismo T.	-5416,57	18426,98	-10827,23	-22804,32	-19225,79	-11814,48
P6 - A.V.Base = Sismo T.	-3147,16	25296,29	-7809,75	12454,49	-33581,47	-8620,28

4.2.2. Esforço Transverso

Indica-se no *Quadro 2.9* o esforço transverso actuante proveniente das combinações de acções anteriormente descritas.

QUADRO 2.9

Estado Limite Último - Combinações de Acções - 2

	Topo		Base	
	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)
P1 - A.V.Base = Sismo L.	5494,37	2684,17	5494,37	2684,17
P2 - A.V.Base = Sismo L.	2999,87	2215,88	2999,87	2215,88
P3 - A.V.Base = SCU + SCL	-3266,55	-3960,25	-3266,55	-3967,47
P4 - A.V.Base = Sismo T.	1824,21	-2500,98	1824,21	-2500,98
P5 - A.V.Base = Sismo T.	-2991,65	-2051,52	-2991,65	-2051,52
P6 - A.V.Base = Sismo T.	-5704,47	1328,67	-5704,47	1328,67



4.3. Esforço Resistente

4.3.1. Esforço de Flexão

O cálculo dos momentos resistentes foi efectuado através do Ábaco 41 de Flexão Composta para secções circulares, “*Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão – REBAP 83*”, de J’D.Arga Lima, Vitor Monteiro e Mary Mun:

- $$v = \frac{N_{sd}}{\pi \times r^2 \times f_{cd}}$$
- $$\mu = \frac{M_{sd}}{2 \times \pi \times r^3 \times f_{cd}}$$
- $$A_s = \frac{\omega \times \pi \times r^2 \times f_{cd}}{f_{syd}}$$

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

- $$A_{s_{\min}} = 0,6\% \times \text{Área do Pilar} = \frac{0,6}{100} \times \pi \times 1^2 \times 10000 = 188,50 \text{ cm}^2$$
- $$A_{s_{\max}} = 4\% \times \text{Área do Pilar} = \frac{4}{100} \times \pi \times r^2 \times 10000 = 1256,64 \text{ cm}^2$$

O cálculo da armadura longitudinal de flexão, de acordo com as expressões referidas anteriormente, vem definido no *Quadro 2.10*.

**QUADRO 2.10**

Dimensionamento - Flexão Composta -1

	A. V. Base	Secção	Msd (kN.m)	Nsd (kN)	ν	μ	ω	As (cm ²)
Pilar 1	Sismo L.	Base	34175,87	-8660,06	0,118	0,233	0,72	1211,57
Pilar 2	Sismo L.	Base	28552,47	-10438,01	0,143	0,195	0,55	925,51
Pilar 3	Sismo L.	Base	31553,75	-17533,34	0,240	0,216	0,58	975,99
Pilar 4	Sismo T.	Base	29479,65	-18833,96	0,257	0,201	0,55	925,51
Pilar 5	Sismo T.	Base	29827,30	-11814,48	0,161	0,204	0,55	925,51
Pilar 6	Sismo T.	Base	35816,61	-8620,28	0,118	0,245	0,74	1245,23

Face aos resultados obtidos, optou-se por armar dois grupos de pilares diferentes, sendo o primeiro composto pelos pilares P1 e P6, e o segundo pelos restantes pilares.

Apresenta-se o *Quadro 2.11*, onde resumidamente se demonstra a quantidade de armadura necessária e a que foi adoptada.

QUADRO 2.11

Armaduras - Pilares

	F. Composta	Armadura Adoptada				
	As (cm ²)	Ø Varão (mm)	Núm. Varões	Núm. Camadas	Varões/ Camada	As Adopt (cm ²)
P1 - P6	1245,23	32	156,00	2,00	78	1254,63
P2 - P3 - P4 - P5	975,99	32 + 25	152,00	2,00	76	984,39

4.3.2. Esforço Transverso

Para o cálculo do esforço transverso resistente, substituiu-se a secção circular de $\varnothing = 2,00$, por uma secção rectangular equivalente:

- $b_{equiv.} = 0,90 \times \phi_{pilar} = 0,90 \times 2,00 = 1,80 \text{ m}^2$
- $d_{equiv.} = 0,45 \times \phi_{pilar} + 0,64 \times \left(d - \frac{\phi_{pilar}}{2} \right) = 0,45 \times 2,00 + 0,64 \times (1,9 - 1) = 1,476 \text{ m}$



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Segundo a alínea d) do artigo 53.2 do REBAP, no caso de elementos sujeitos a flexão composta com compressão, os valores de V_{cd} podem ser multiplicados pelo factor:

$$1 + \frac{M_0}{M_{sd}}$$

Em que:

- M_{sd} - Valor de cálculo do momento actuante;
- M_0 - Momento que aplicado à secção, anularia a tensão de compressão resultante do esforço normal actuante de cálculo. O valor desse factor não deve ser superior a 2.

A expressão que permite determinar M_0 é a seguinte:

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \quad \sigma = \frac{N}{A} \\ \bullet \quad \sigma = \frac{M}{W} \\ \bullet \quad W = \frac{b \times h^3}{12} \times \frac{2}{h} \end{array} \right\} M_0 = N_{sd} \times \frac{h}{6}$$

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

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



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

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

Em que:

- A_{sw} – Área da secção da armadura de esforço transverso;
- s – Espaçamento das armaduras de esforço transverso;
- $V_{wd} = V_{sd} - V_{cd}$;
- 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:

- $A_{s_{min}} = \frac{0,08 \times b_w}{100} = \frac{0,08 \times 1,8}{100} \times 10000 = 14,4 \text{ cm}^2$

Consta no *Quadro 2.12* o cálculo da armadura transversal de acordo com as expressões anteriormente referidas.

**QUADRO 2.12**

Dimensionamento - Esforço Transverso - 1

	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Pilar 6
A.V. Base	Sismo L.	Sismo L.	SCU+SCL	Sismo T.	Sismo T.	Sismo T.
Secção	Base	Base	Base	Base	Base	Base
V_{sd} (kN)	6114,98	3729,53	5139,17	3095,58	3627,50	5693,30
b_{equiv.} (m)	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
d_{equiv.} (m)	1,476	1,476	1,476	1,476	1,476	1,476
M_{sd} (kN.m)	34175,87	28552,47	30679,84	29479,65	29827,30	33117,42
N_{sd} (kN)	8660,06	10438,01	28144,14	18833,96	11814,48	13143,30
M₀ (kN.m)	2130,37	2567,75	6923,46	4633,15	2906,36	3233,25
M₀ / M_{sd}	0,06	0,09	0,23	0,16	0,10	0,10
1 + M₀ / M_{sd}	1,06	1,09	1,23	1,16	1,10	1,10
τ 1 (kN/m²)	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00	900,00
V_{cd} (kN)	2540,17	2606,16	2930,72	2766,92	2624,11	2624,56
V_{wd} (kN)	3574,80	1123,37	2208,45	328,66	1003,39	3068,73
A_{sw} / s (cm²/m)	61,86	19,44	38,22	5,69	17,36	53,11
(A_{sw} / s)_{min} (cm²/m)	14,40	14,40	14,40	14,40	14,40	14,40

De acordo com os valores obtidos, a armadura considerada para resistir ao esforço transverso é constituída por:

- Grupo 1 (P1 e P6): Ø16 //0,15 (3 cintas), o que perfaz um total de $A_{sw}/s = 80,40 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- Grupo 2 (P2, P3, P4 e P5): Ø12 //0,15 (3 cintas), o que perfaz um total de $A_{sw}/s = 45,24 \text{ cm}^2/\text{m}$;



CAPÍTULO 3 – Verificação da Segurança das Fundações

1. Considerações Gerais

Segundo a prospecção geotécnica realizada no local da implantação da obra, verificou-se que nas zonas dos pilares as camadas superficiais de terreno não possuem capacidade resistente suficiente para se adoptarem fundações directas.

Assim sendo as fundações dos pilares serão do tipo indirecto através de um conjunto de 4 estacas moldadas “in situ” de diâmetro 1,20 metros e betão da classe C25/30.

As estacas estão localizadas nos vértices de um quadrado de 3,60 m de lado e ligam aos pilares através de um maciço de encabeçamento, que se encontra centrado com os fustes e possui as dimensões em planta de 6,00 m por 6,00 m com 2,00 m de espessura.

2. Maciço de Encabeçamento das Estacas

O maciço de encabeçamento foi calculado de acordo com o método das bielas, segundo António Sousa Gorgulho em “*Betão Estrutural II*”.

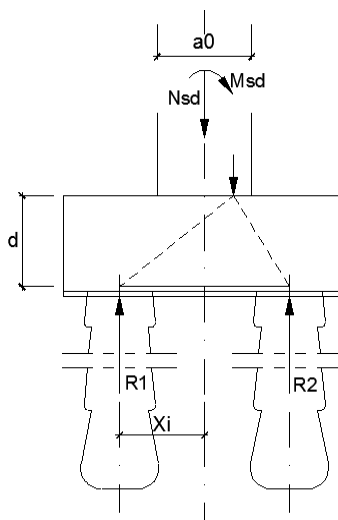


Figura 3.1 – Maciço de Encabeçamento de Estacas



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Nos casos em que para além de um esforço axial, o pilar transmite um momento (*Figura 1.5*), a expressão simplificada, admitindo hipóteses semelhantes às adoptadas para as sapatas, é a seguinte:

$$F_{sd} = \sum_i R_i \times \left[\frac{x_i - a_0 \times (1/2 - k)}{d} \right]$$

Em que:

- $\sum_i R_i$ - Somatório i é estendido às estacas de um dos lados do pilar (R_1 e R_2);
- x_i - Distância entre o eixo das estacas e o eixo do pilar;
- a_0 - Largura do pilar;
- k - Coeficiente que quantifica o posicionamento, na secção do pilar, da resultante das compressões que equilibram a força R_i .

No quadro que se segue dão-se valores que podem ser adoptados correctamente para o valor de k (que depende da posição da linha neutra na secção do pilar), em função da relação entre a excentricidade de carga ($e_{sd} = M_{sd} / N_{sd}$) e a altura da secção (h) do pilar.

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

A área de armadura necessária será dada por:

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



2.1 Verificação da segurança em relação ao E.L.Último

2.1.1. Esforço Actuante

Foram tomados os esforços mais desfavoráveis na base de cada pilar e foi determinada a armadura respectiva para cada maciço de encabeçamento. Devido ao facto de as armaduras serem muito idênticas, considerou-se assim que todos os pilares terão um maciço de encabeçamento igual, sendo este composto pela armadura correspondente ao caso mais desfavorável.

A. Combinação – Acção Variável Base – SCU+SCL – Base do Pilar P3

$$\begin{aligned} \text{➤ } S_d &= 1,35/1,0 \times (P.P + R.C.P) + 1,2/1,0 \times (P.E) + 1,5/0,0 \times (\text{Retracção} + \text{Fluência}) + \\ &+ 1,5 \times (SCU + SCL + FRENAGEM) + (1,5 \times 0,6 \times \text{Temperatura}) + \\ &+ (1,5 \times 0,4 \times \text{VENTO}) \end{aligned}$$

- $N_{sd} = -28144,14 \text{ kN}$
- $M_{sd,y} = -13475,70 \text{ kN.m}$
- $M_{sd,z} = -27561,90 \text{ kN.m}$
- $V_{sd,y} = -3266,55 \text{ kN}$
- $V_{sd,z} = -3967,47 \text{ kN}$

O eixo das estacas faz um ângulo de 17° com o eixo da obra de arte, pelo que é necessário decompor os esforços no novo sistema de eixos:

- $N = N_{sd} = -28144,14 \text{ kN}$



PROJECTO DE EXECUÇÃO

- $M_y = -M_{sd,y} \times \cos 17 - M_{sd,z} \times \text{sen } 17 = -20945,19 \text{ kN.m}$
- $M_x = M_{sd,y} \times \text{sen } 17 - M_{sd,z} \times \cos 17 = -22417,66 \text{ kN.m}$
- $V_y = -V_{sd,y} \times \cos 17 - V_{sd,z} \times \text{sen } 17 = -4283,79 \text{ kN}$
- $V_x = -V_{sd,z} \times \cos 17 + V_{sd,y} \times \text{sen } 17 = -2839,04 \text{ kN}$

O peso do maciço de encabeçamento é dado por:

- $N_{MACIÇO} = 6,00 \times 6,00 \times 2,00 \times 25,0 = 1800,0 \text{ kN}$

O esforço axial máximo das estacas é dado pela seguinte expressão:

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times e_i}{\sum e_i^2}$$

Em que:

- N - Esforço normal no centro do maciço, acrescido do seu peso;
- n - Número de estacas por maciço (4 estacas);
- M - Momento flector no centro do maciço, acrescido do esforço transversal multiplicado pela altura do maciço;
- e - Excentricidade de cada estaca em relação ao eixo do maciço.

Calcula-se por fim as reacções nas estacas:

$$R_1 = \frac{-28144,14 - 1800,0}{4} + \frac{(-22417,66 + (-4283,79 \times 2)) \times 1,8}{4 \times 1,8^2} = -11789,50 \text{ kN}$$

$$R_2 = \frac{-28144,14 - 1800,0}{4} - \frac{(-22417,66 + (-4283,79 \times 2)) \times 1,8}{4 \times 1,8^2} = -3182,53 \text{ kN}$$



2.1.2. Esforço Resistente

Procede-se agora ao dimensionamento da armadura inferior do maciço de encabeçamento através do método das bielas:

$$F_{sd} = R_1 \times \left[\frac{x_i - a_0 \times (1/2 - k)}{d} \right]$$

Sendo:

- $R_1 = 11789,50 \text{ kN}$;
- $x_i = 1,80 \text{ m}$;
- $a_0 = 2,00 \text{ m}$;
- $e_{sd} = (-22417,66 + (-4283,79 \times 2)) / -28144,14 = 1,10 \text{ m}$
- $h = 2,00 \text{ m}$;
- $k = 0,145$
- $d = 1,85 \text{ m}$;

$$F_{sd} = 11789,50 \times \left[\frac{1,80 - 2,00 \times (1/2 - 0,145)}{1,85} \right] = 6946,27 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_{syd}} = \frac{6946,27}{435 \times 10^3} \times 10000 = 159,68 \text{ cm}^2$$

Adoptou-se assim 20Ø32, perfazendo uma área total de 160,80 cm².



3. Estacas

3.1 Distribuição dos Esforços

Com o objectivo de se obter a distribuição dos esforços provenientes da base dos pilares para os elementos de fundação, criou-se um novo modelo de cálculo. Este consiste num pórtico tridimensional que permite distribuir os esforços transversais e longitudinais para as quatro estacas.

Neste modelo simulou-se a rigidez do terreno através de molas de rigidez variável, que se calcularam segundo a 4ª edição da publicação “*Foundation Analysis and Design*” de Joseph E. Bowles, da MacGraw-Hill Book Company, onde a rigidez das molas é determinada pelas seguintes expressões:

$$K_s = \frac{K'_s}{B} \times A_{inf}.$$

$$K'_s = \frac{22,4 \times E_s \times (1 - \mu)}{(1 + \mu) \times (3 - 4\mu) \times \left[2 \times \ln \left(2 \times \frac{L}{B} \right) - 0,443 \right]}$$

Em que:

- E_s - Módulo de elasticidade do terreno, que foi considerado de acordo com o relatório geotécnico e com o Quadro 5 - 5 da mesma publicação;
- μ - Coeficiente de Poisson estimado de acordo com Quadro 2 - 8 da mesma publicação ($\mu = 0,3$);
- B - Diâmetro da estaca (B = 1,20 m);
- L - Comprimento da estaca:

	E.P.1	E.P.2	E.P.3	E.P.4	E.P.5	E.P.6
L (m)	26,80	26,90	26,70	25,40	24,50	24,50



De referir que os valores do módulo de elasticidade do terreno e os valores da rigidez das molas, apenas se mostram em anexo, por terem sido determinados de metro a metro, o que tornava a sua enumeração bastante extensa.

3.2 Verificação da segurança em relação ao E.L. de Utilização

Através dos esforços provenientes do modelo de cálculo tridimensional, verificou-se a segurança relativamente à tensão de ponta, onde foi considerada a combinação frequente de acções.

A. Combinação – Acção Variável Base – SCU+SCL – Base do Pilar

$$\begin{aligned} S_d = & (P.P + R.C.P + P.E) + 1,0/0,0 \times (\text{Retracção} + \text{Fluência}) + \\ & + 0,4 \times (\text{SCU} + \text{SCL} + \text{FRENAGEM}) + 0,3 \times (\text{Temperatura}) \end{aligned}$$

Mostra-se no *Quadro 3.1* o esforço axial para as estacas mais esforçadas de cada pilar, resultante da aplicação dos esforços de flexão e de corte na base dos pilares.

QUADRO 3.1

Estacas - Esforço Axial Máximo (kN)

	E.P. 1	E.P. 2	E.P. 3	E.P. 4	E.P. 5	E.P. 6
	Barra 108	Barra 240	Barra 350	Barra 462	Barra 570	Barra 678
Maciço	-450,00	-450,00	-450,00	-450,00	-450,00	-450,00
P.P Estaca	-757,75	-760,58	-754,92	-718,17	-692,72	-692,72
Nsd	-2285,73	-2740,24	-4542,83	-4807,21	-3004,54	-2263,61
M_{sd,X}	-302,36	-688,33	-1655,85	-1147,87	-494,07	-1983,34
M_{sd,Y}	-2228,80	-1123,16	-1241,91	-808,95	-1106,69	-1096,56
V_{sd,Y}	-1170,36	-527,31	-860,59	-153,90	-355,66	-572,25
V_{sd,X}	-447,64	-199,10	-721,01	-608,18	-356,26	-1150,60
Total	-7642,64	-6488,72	-10227,11	-8694,28	-6459,94	-8209,08



PROJECTO DE EXECUÇÃO

A tensão máxima de compressão que se verifica em cada estaca é dada por:

$$\sigma_{Comp,M\acute{a}x.} = \frac{N_{M\acute{A}X}}{A_{ESTACA}}$$

Posto isto, indica-se no *Quadro 3.2* as respectivas tensões máximas de compressão.

QUADRO 3.2

Estacas - Tensão de Compressão Máxima

	E.P. 1	E.P. 2	E.P. 3	E.P. 4	E.P. 5	E.P. 6
	Barra 108	Barra 240	Barra 350	Barra 462	Barra 570	Barra 678
N_{MÁX.} (kN)	-7642,64	-6488,72	-10227,11	-8694,28	-6459,94	-8209,08
A_{ESTACA} (m)	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13
$\sigma_{Comp,M\acute{a}x.}$ (Mpa)	6,76	5,74	9,04	7,69	5,71	7,26

A tensão máxima de serviço das estacas (C25/30) é dada por:

$$\sigma_{Comp,M\acute{a}x.} = \frac{0,85 \times f_{cd}}{1,5} = \frac{0,85 \times 16,7}{1,5} = 9,5 \text{ MPa}$$

Está verificada a segurança em relação ao estado limite de utilização no que respeita à compressão máxima das estacas, visto que a tensão máxima actuante é sempre inferior à tensão máxima de serviço.



3.3 Verificação da segurança em relação ao E.L.Último

3.3.1. Esforço Actuante

A partir dos esforços na base dos pilares constantes dos *Quadros 2.2 a 2.7*, foram efectuadas várias combinações de esforços, tendo-se chegado à conclusão que as combinações mais desfavoráveis para o dimensionamento das estacas são as seguintes:

A. Combinação – Acção Variável Base – Sismo Transversal

- $$S_d = 1,0 \times (P.P + R.C.P + P.E) + 1,0/0,0 \times (\text{Retracção} + \text{Fluência}) + 1,5 \times (\text{Sismo } T. + (0,3 \times \text{Sismo } L.)) + (0,3 \times \text{Temperatura})$$

B. Combinação – Acção Variável Base – Sismo Longitudinal

- $$S_d = 1,0 \times (P.P + R.C.P + P.E) + 1,0/0,0 \times (\text{Retracção} + \text{Fluência}) + 1,5 \times (\text{Sismo } L. + (0,3 \times \text{Sismo } T.)) + (0,3 \times \text{Temperatura})$$



PROJECTO DE EXECUÇÃO

No *Quadro 3.3* encontram-se os momentos flectores e esforço transversal actuantes provenientes das combinações de acções anteriormente descritas.

QUADRO 3.3

Estado Limite Último - Combinações de Acções - 3

	Base				
	M2 = Mz (kN.m)	M3 = My (kN.m)	V2 = Vy (kN)	V3 = Vz (kN)	N (kN)
P1 - A.V.Base = Sismo L.	10601,66	32489,92	5494,37	2684,17	-8660,06
P2 - A.V.Base = Sismo L.	-18370,91	21857,57	2999,87	2215,88	-10438,01
P3 - A.V.Base = Sismo L.	-27025,18	-16287,39	-2740,66	-3361,58	-17533,34
P4 - A.V.Base = Sismo T.	-27350,51	10999,97	1824,21	-2500,98	-18833,96
P5 - A.V.Base = Sismo T.	-22804,32	-19225,79	-2991,65	-2051,52	-11814,48
P6 - A.V.Base = Sismo T.	12454,49	-33581,47	-5704,47	1328,67	-8620,28

À semelhança do que foi feito para o maciço, também aqui é necessário decompor os esforços anteriores nas direcções das estacas. Como tal, tem-se o *Quadro 3.4* onde é possível verificar o ângulo que o eixo das mesmas faz com a obra de arte, e os esforços resultantes dessa decomposição, que serão posteriormente introduzidos no modelo de cálculo e distribuídos pelos elementos de fundação.

QUADRO 3.4

Decomposição de Esforços

	Base					
	α	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Vy (kN)	Vx (kN)	N (kN)
P1 - A.V.Base = Sismo L.	0°	10601,66	32489,92	5494,37	2684,17	-8660,06
P2 - A.V.Base = Sismo L.	0°	-18370,91	21857,57	2999,87	2215,88	-10438,01
P3 - A.V.Base = Sismo L.	17°	-21082,34	-23477,17	-3603,74	-2839,04	-17533,34
P4 - A.V.Base = Sismo T.	57°	-24121,51	-16947,05	-1103,96	-2892,04	-18833,96
P5 - A.V.Base = Sismo T.	59°	4734,62	-29449,13	-3299,31	1507,73	-11814,48
P6 - A.V.Base = Sismo T.	59°	35199,50	-6620,15	-1799,12	5574,01	-8620,28



3.3.2. Esforço Resistente

3.3.2.1. Esforço de Flexão

O cálculo dos momentos resistentes foi efectuado através do Ábaco 41 de Flexão Composta para secções circulares, “*Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão – REBAP 83*”, de J’D.Arga Lima, Vitor Monteiro e Mary Mun:

- $$v = \frac{N_{sd}}{\pi \times r^2 \times f_{cd}}$$
- $$\mu = \frac{M_{sd}}{2 \times \pi \times r^3 \times f_{cd}}$$
- $$A_s = \frac{\omega \times \pi \times r^2 \times f_{cd}}{f_{syd}}$$

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

- $$A_{s_{\min}} = 0,6\% \times \text{Área da Estaca} = \frac{0,6}{100} \times \pi \times 0,6^2 \times 10000 = 67,86 \text{ cm}^2$$
- $$A_{s_{\max}} = 4,0\% \times \text{Área da Estaca} = \frac{4,0}{100} \times \pi \times 0,6^2 \times 10000 = 452,39 \text{ cm}^2$$

O cálculo da armadura longitudinal de flexão para as estacas mais esforçadas vem definido no *Quadro 3.5*.

**QUADRO 3.5**

Dimensionamento - Flexão Composta -2

	A.V. Base	Secção	Msd (kN.m)	Nsd (kN)	v	μ	ω	As (cm ²)
E.P.1 - Barra 161	Sismo L.	Topo	3389,38	5921,89	-0,310	0,150	0,72	312,62
E.P.2 - Barra 323	Sismo L.	Topo	2802,63	2306,43	-0,120	0,124	0,45	195,39
E.P.3 - Barra 461	Sismo L.	Topo	2569,85	3328,32	-0,180	0,113	0,50	217,09
E.P.4 - Barra 569	Sismo T.	Topo	1834,60	1811,77	-0,100	0,081	0,40	173,68
E.P.5 - Barra 673	Sismo T.	Topo	2208,52	3021,58	-0,160	0,097	0,45	195,39
E.P.6 - Barra 789	Sismo T.	Topo	3515,59	5703,63	-0,300	0,155	0,72	312,62

Face aos resultados obtidos, optou-se por armar dois grupos de estacas diferentes, sendo o primeiro grupo composto pelas estacas do pilar P1 e P6, e o segundo pelas restantes estacas.

Apresenta-se o *Quadro 3.6*, onde resumidamente se demonstra a quantidade de armadura necessária e a que foi adoptada.

QUADRO 3.6

Armaduras - Estacas

	F. Composta	Armadura Adoptada			
	As (cm ²)	Ø Varão (mm)	Núm. Varões	Núm. Camadas	As Adopt (cm ²)
E.P.1 - E.P.6	312,62	32	40,00	1,00	321,60
E.P.2 - E.P.3 - E.P.4 - E.P.5	217,09	32	28,00	1,00	225,12

3.3.2.2. Esforço Transverso

Para o cálculo do esforço transverso resistente, substituiu-se a secção circular de $\varnothing = 1,20$, por uma secção rectangular equivalente:

- $b_{equiv.} = 0,90 \times \phi_{estaca}$
- $d_{equiv.} = 0,45 \times \phi_{estaca} + 0,64 \times \left(d - \frac{\phi_{estaca}}{2} \right)$



PROJECTO DE EXECUÇÃO

As restantes expressões que permitem determinar o esforço transversal resistente, são as que constam no capítulo 3, ponto 4.3.2.

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

$$\bullet \quad A_{s_{\min}} = \frac{0,08 \times b_w}{100} = \frac{0,08 \times 1,08}{100} \times 10000 = 8,64 \text{ cm}^2$$

Apresenta-se no Quadro 3.7 o cálculo da armadura transversal.

QUADRO 3.7

Dimensionamento - Esforço Transverso - 2

	E.P.1	E.P.2	E.P.3	E.P.4	E.P.5	E.P.6
A.V. Base	Sismo L.	Sismo L.	Sismo L.	Sismo T.	Sismo T.	Sismo T.
Secção	Topo	Topo	Topo	Topo	Topo	Topo
V_{sd} (kN)	1400,15	857,64	1009,00	699,32	803,71	1350,04
b_{equiv.} (m)	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08
d_{equiv.} (m)	0,860	0,860	0,860	0,860	0,860	0,860
M_{sd} (kN.m)	3389,38	2802,63	2569,85	1834,60	2208,52	3515,59
N_{sd} (kN)	5921,89	2306,43	3328,32	1811,77	3021,58	5703,63
M₀ (kN.m)	848,80	330,59	477,06	259,69	433,09	817,52
M₀ / M_{sd}	0,25	0,12	0,19	0,14	0,20	0,23
1 + M₀ / M_{sd}	1,25	1,12	1,19	1,14	1,20	1,23
τ 1 (kN/m²)	750,00	750,00	750,00	750,00	750,00	750,00
V_{cd} (kN)	871,05	778,77	825,91	795,20	833,20	858,59
V_{wd} (kN)	529,10	96,87	183,09	-95,88	-29,49	491,45
A_{sw} / s (cm²/m)	15,71	2,88	5,44	-	-	14,60
(A_{sw} / s)_{min} (cm²/m)	8,64	8,64	8,64	8,64	8,64	8,64

De acordo com os valores obtidos, a armadura considerada para todas as estacas, de modo a resistir ao esforço transversal é constituída por:

- Ø12 //0,20 (2 cintas), o que perfaz um total de $A_{sw}/s = 22,60 \text{ cm}^2/\text{m}$;

**CAPÍTULO 4 – Verificação da Segurança dos Aparelhos de Apoio****1. Considerações Gerais**

Os aparelhos de apoio previstos sobre os encontros são do tipo *pot bearing*, sendo ambos unidireccionais, permitindo apenas o livre deslocamento segundo a direcção longitudinal. O número de aparelhos é de 2 por nervura, resultando de um total de 4 unidades na obra de arte.

2. Esforço Actuante

No *Quadro 4.1* e *4.2* constam as reacções verticais e horizontais que serviram de base para o dimensionamento dos aparelhos de apoio.

QUADRO 4.1

Carga Vertical (kN)

Acção	Encontro Norte	Encontro Sul
PP	1120,31	1154,42
RCP	380,93	388,59
PE	185,35	202,65
SCU	368,07	380,22
SCL	400,00	400,00
VT (+)	528,00	528,35
VT (-)	-42,52	-45,81
Vento (±)	12,20	13,52
VDT (Vão)	121,63	119,18
VDT (Apoio)	-60,81	-59,59
VUT (±)	48,73	69,70
Frenagem (±)	5,48	6,48
Sismo L. (±)	135,54	158,45
Sismo T. (±)	35,09	37,04
Retracção	-48,73	-69,70
Fluência	-97,46	-139,39

QUADRO 4.2

Carga Horizontal Transversal (kN)

Acção	Encontro Norte	Encontro Sul
PP	52,38	3,47
RCP	10,78	-1,06
PE	-18,60	1,02
SCU	-15,47	8,20
SCL	0,00	0,00
VT (+)	13,85	5,35
VT (-)	-17,87	-9,27
Vento (±)	164,61	184,58
VDT (Vão)	22,95	17,39
VDT (Apoio)	-11,47	-8,7
VUT (±)	351,52	110,97
Frenagem (±)	17,65	44,42
Sismo L. (±)	-23,23	-124,08
Sismo T. (±)	-291,51	-469,39
Retracção	351,52	-110,97
Fluência	703,05	-221,94



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Com base nos esforços acima mencionados, considerou-se a situação mais condicionante:

- $N_{sd,Máx.} = 2916,72 \text{ kN} = 1458,36 \text{ kN} / \text{Aparelho de Apoio}$
- $N_{sd,Mín.} = 1212,24 \text{ kN} = 606,12 \text{ kN} / \text{Aparelho de Apoio}$
- $F_{horizontal} = 1819,84 \text{ kN} = 909,92 \text{ kN} / \text{Aparelho de Apoio}$

3. Deslocamentos

Os deslocamentos longitudinais nos encontros foram retirados através do modelo de cálculo tridimensional, e são os seguintes:

QUADRO 4.3

Deslocamentos (m)

Acção	Encontro Norte	Encontro Sul
PP	0,0014	-0,0008
RCP	0,0003	-0,0001
PE	-0,0004	0,0002
SCU	-0,0006	0,0005
SCL	0,0000	0,0000
VT (+)	0,0005	0,0003
VT (-)	-0,0006	-0,0004
Vento (\pm)	0,0009	-0,0011
VDT (Vão)	0,0014	-0,0016
VDT (Apoio)	-0,0008	0,0008
VUT (\pm)	-0,0108	0,0118
Frenagem (\pm)	-0,0004	0,0005
Sismo L. (\pm)	0,0126	0,0168
Sismo T. (\pm)	0,00366	0,0045
Retracção	0,0108	-0,0118
Fluência	0,0214	-0,0236



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Tendo em conta os deslocamentos acima referidos, calcula-se o deslocamento máximo a absorver pelos aparelhos de apoio:

$$\delta_{m\acute{a}x.} = \delta_{PP} + \delta_{RCP} + \delta_{PE} + \delta_{RET} + \delta_{FL.} + \delta_{Sismo} + \delta_{Temperatura} + \delta_{Sobrecarga}$$

$$\delta_{m\acute{a}x.}^{(+)} = 0,2 + (16,8 + 4,5) + (0,8 + 11,8) + (0,5 + 0,5) = 35,10 \text{ mm}$$

$$\delta_{m\acute{a}x.}^{(-)} = 0,8 + 0,1 + 23,6 + 11,8 + (16,8 + 4,5) + (1,6 + 11,8) + (0,5 + 0,4) = 71,90 \text{ mm}$$

$$\delta_{total} = 144 \text{ mm} = \pm 72 \text{ mm}$$

A rotação máxima a suportar pelos aparelhos de apoio nos encontros é:

$$\theta_{m\acute{a}x.} = 0,00541 \text{ rad}$$

4. Aparelhos de Apoio a Adoptar

As características dos aparelhos de apoio a implementar nesta obra de arte estão resumidas no quadro seguinte:

QUADRO 4.4

Aparelhos de Apoio - Características

	F _{V.Máx.} (kN)	F _{V.Min.} (kN)	F _{H.T.} (kN)	δ _{Máx.} (mm)	θ _{Máx.} (rad)
Encontros	1500,00	650,00	950,00	±72	0,00541



CAPÍTULO 5 – Verificação da Segurança das Juntas de Dilatação

1. Considerações Gerais

As juntas de dilatação encontram-se localizadas junto aos encontros e tem como objectivo absorver os movimentos provenientes das variações de temperatura, efeitos diferidos e outros deslocamentos a que a estrutura está sujeita.

2. Deslocamentos

De acordo com os deslocamentos referidos no capítulo 4, calcula-se a máxima dilatação e o máximo encurtamento a absorver pelas juntas de dilatação:

$$\delta_{m\acute{a}x.} = \delta_{PP} + \delta_{RCP} + \delta_{PE} + \delta_{RET} + \delta_{FL.} + \delta_{Sismo} + \delta_{Temperatura} + \delta_{Sobrecarga}$$

$$\delta_{m\acute{a}x.}^{(+)} = 0,2 + (16,8 + 4,5) + (0,8 + 11,8) + (0,5 + 0,5) = 35,10 \text{ mm}$$

$$\delta_{m\acute{a}x.}^{(-)} = 0,8 + 0,1 + 23,6 + 11,8 + (16,8 + 4,5) + (1,6 + 11,8) + (0,5) = 71,90 \text{ mm}$$

$$\delta_{total} = 144 \text{ mm} = \pm 72 \text{ mm}$$

Conclui-se que a amplitude dos deslocamentos a suportar pelas juntas é de 144 mm.



Conclusão

A elaboração deste trabalho consistiu no desenvolvimento de um projecto de execução de um viaduto de ligação entre a E.M. 575 e a E.M. 533 – 1 situado no Pinhal Novo.

Trata-se de uma obra de arte construída tramo a tramo, constituída por 7 vãos e que suporta duas vias de trânsito em sentidos opostos. O tabuleiro é composto por betão armado, pré-esforçado na direcção longitudinal, encontra-se apoiado sobre os encontros e rigidamente ligado a 6 pilares de secção circular. As fundações serão do tipo indirecto por estacas moldadas no terreno.

O dimensionamento de todos os seus elementos estruturais foi efectuado com base em modelos de cálculo concebidos através do programa de cálculo automático SAP2000, que permitiu obter os esforços mais condicionantes para todas as acções a que a estrutura irá estar sujeita. Desta forma foi realizada uma análise dinâmica e estática, consoante as acções em causa, de modo a ser possível verificar o comportamento estrutural do viaduto. As verificações de segurança foram realizadas sempre de acordo com a actual regulamentação nacional (REBAP e RSA) e Eurocódigos Estruturais.

De um modo geral poder-se-á afirmar que foram cumpridos os objectivos previamente estabelecidos no início do estágio, não deixando de referir que ficou por desenvolver o capítulo referente aos encontros, faltando assim o seu dimensionamento e os respectivos desenhos.

A realização do estágio numa empresa com a dimensão da *Professor Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas*, permitiu abordar a realidade do mundo da Engenharia Civil, em especial das Estruturas.

Os ensinamentos transmitidos por diversas pessoas com quem colaborei durante este período, bem como os conhecimentos adquiridos, permitiram ampliar substancialmente os níveis de conhecimento. Foi importante aplicar as metodologias e processos de cálculo, que havia estudado ao longo do percurso académico.



Referências bibliográficas

- I. SÁ, Abel Francisco Gaspar Soeiro e (2006). *“Betão Estrutural I”*, Folhas da cadeira de Betão Estrutural I, ISEL.
- II. GORGULHO, António Sousa (2006). *“Betão Estrutural II”*, Folhas da cadeira de Betão Estrutural II, ISEL.
- III. JACINTO, Luciano (2007). *“Betão Estrutural III”*, Folhas da cadeira de Betão Estrutural III, ISEL.
- IV. JACINTO, Luciano (2008). *“Apontamentos de Pontes e Viadutos”*, Folhas da cadeira de Pontes e Viadutos, ISEL.
- V. PEREIRA, Carlos dos Santos (2005). *“Estruturas de Suportes e Fundações II”*, IST.
- VI. MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio (2009). *“Módulo 2 - Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos de Elementos com Esforço Axial Desprezável”*, Estruturas de Betão I, IST.
- VII. MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio (2009). *“Módulo 3 - Verificação do Comportamento em Serviço (Estados Limites de Utilização – SLS)”*, Estruturas de Betão I, IST.
- VIII. MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio (2009). *“Módulo 5 - Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos de Elementos com Esforço Axial não Desprezável”*, Estruturas de Betão I, IST.
- IX. MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio (2008). *“Módulo 1 - Pré-Esforço”*, Estruturas de Betão II, IST.



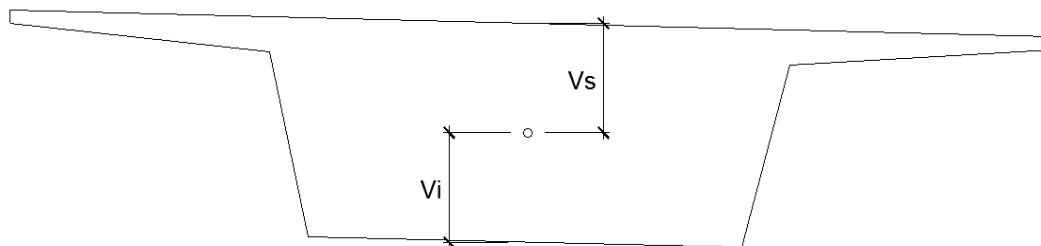
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- X. MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio; Camara, José (2008). “*Módulo 3 - Fundações de Edifícios*”, Estruturas de Betão II, IST.
- XI. BOWLES, Joseph E. (1997). “*Foundation Analysis and Design (Fourth edition)*”. McGraw-Hill.
- XII. LIMA, J’Darga e; MONTEIRO, Vitor; MUN, Mary (2004). “*Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão (REBAP - 83)*”, LNEC.
- XIII. Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP).
- XIV. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).
- XV. EN 1990 - Eurocódigo 0: Bases para Projecto Estrutural.
- XVI. EN 1991 - 1 - 1 Eurocódigo 1: Acções em Estruturas – Parte 1.1: Acções Gerais – Pesos Volúmicos, Peso Próprio, Sobrecargas em Edifícios.
- XVII. EN 1991 - 1 - 7 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions
- XVIII. EN 1990 - Eurocódigo 0: Bases para Projecto Estrutural.
- XIX. EN 1992 - 1 - 1 Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão - Parte 1.1: Regras Gerais e Regras para Edifícios.
- XX. EN 1998 - 1 Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas em Zonas Sísmicas - Parte 1: Regras Gerais, Acção Sísmica e Regras para Edifícios.



Anexos

1. Propriedades Geométricas do Tabuleiro



Secção Apoio ($E_{\text{Norte}} = E_{\text{Sul}}$)	Área (m ²)	7,36
	vi (m)	0,544
	vs (m)	0,456
	Inercia XX (m ⁴)	0,540
	Inercia YY (m ⁴)	47,688

Secção Vão ($E_{\text{Norte}} - P_1$)	Área (m ²)	7,36
	vi (m)	0,544
	vs (m)	0,456
	Inercia XX (m ⁴)	0,540
	Inercia YY (m ⁴)	47,688

Secção Apoio (P_1)	Área (m ²)	11,81
	vi (m)	0,990
	vs (m)	0,810
	Inercia XX (m ⁴)	3,222
	Inercia YY (m ⁴)	59,157

Secção Vão ($P_1 - P_2$)	Área (m ²)	8,50
	vi (m)	0,668
	vs (m)	0,432
	Inercia XX (m ⁴)	0,901
	Inercia YY (m ⁴)	47,710

Secção Apoio (P ₂)	Área (m ²)	12,96
	vi (m)	1,103
	vs (m)	0,897
	Inercia XX (m ⁴)	4,624
	Inercia YY (m ⁴)	61,948

Secção Vão (P ₂ - P ₃)	Área (m ²)	9,24
	vi (m)	0,731
	vs (m)	0,600
	Inercia XX (m ⁴)	1,308
	Inercia YY (m ⁴)	52,720

Secção Apoio (P ₃)	Área (m ²)	15,60
	vi (m)	1,375
	vs (m)	1,125
	Inercia XX (m ⁴)	8,928
	Inercia YY (m ⁴)	2,085

Secção Vão (P ₃ - P ₄)	Área (m ²)	11,81
	vi (m)	1,012
	vs (m)	0,788
	Inercia XX (m ⁴)	3,050
	Inercia YY (m ⁴)	54,740

Secção Apoio (P ₄)	Área (m ²)	15,60
	vi (m)	1,375
	vs (m)	1,125
	Inercia XX (m ⁴)	8,928
	Inercia YY (m ⁴)	2,085

Secção Vão (P ₄ - P ₅)	Área (m ²)	9,24
	vi (m)	0,731
	vs (m)	0,600
	Inercia XX (m ⁴)	1,308
	Inercia YY (m ⁴)	52,720

Secção Apoio (P₅)	Área (m²)	12,96
	vi (m)	1,103
	vs (m)	0,897
	Inercia XX (m⁴)	4,624
	Inercia YY (m⁴)	61,948

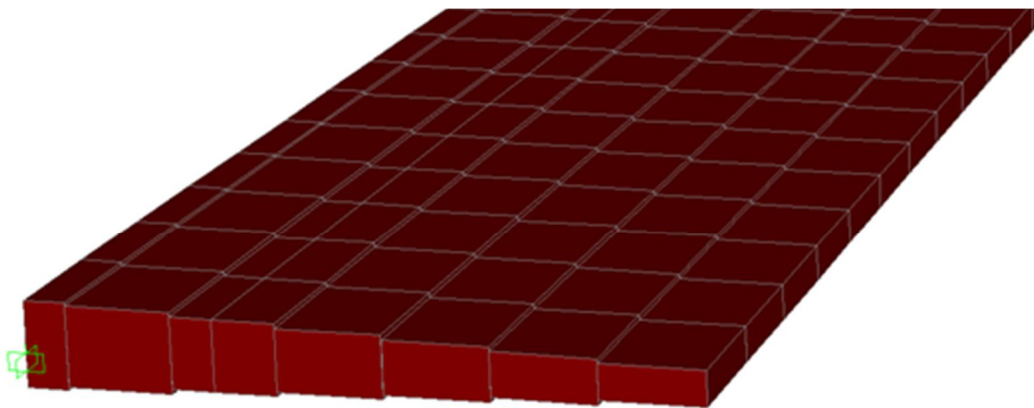
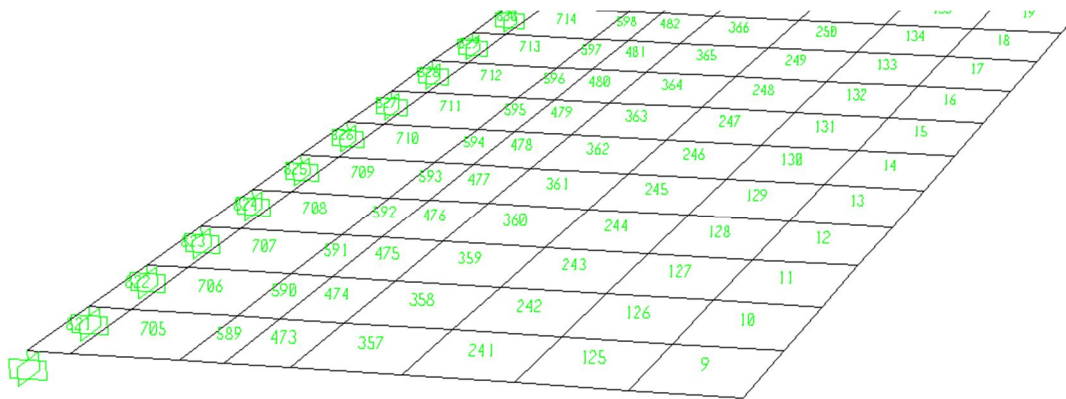
Secção Vão (P₅ - P₆)	Área (m²)	8,50
	vi (m)	0,668
	vs (m)	0,532
	Inercia XX (m⁴)	0,901
	Inercia YY (m⁴)	47,710

Secção Apoio (P₆)	Área (m²)	11,81
	vi (m)	0,990
	vs (m)	0,810
	Inercia XX (m⁴)	3,222
	Inercia YY (m⁴)	59,157

Secção Vão (P₆ - Esul)	Área (m²)	7,36
	vi (m)	0,544
	vs (m)	0,456
	Inercia XX (m⁴)	0,540
	Inercia YY (m⁴)	47,688

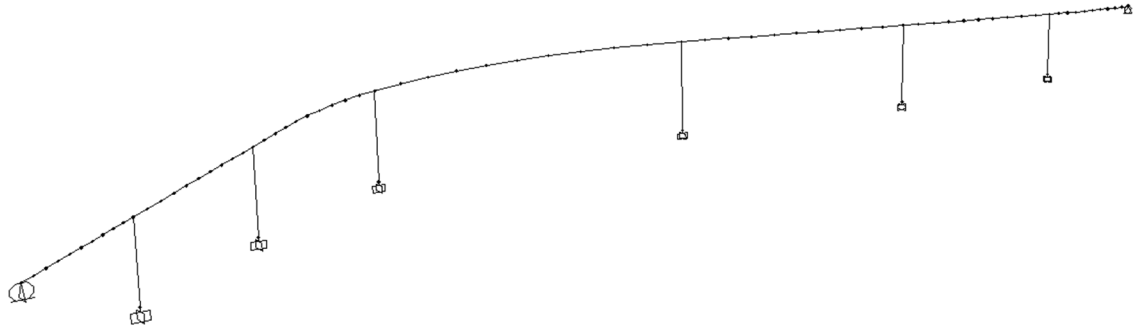
2. Modelo de Cálculo da Consola

2.1. Modelo de Elementos Finitos



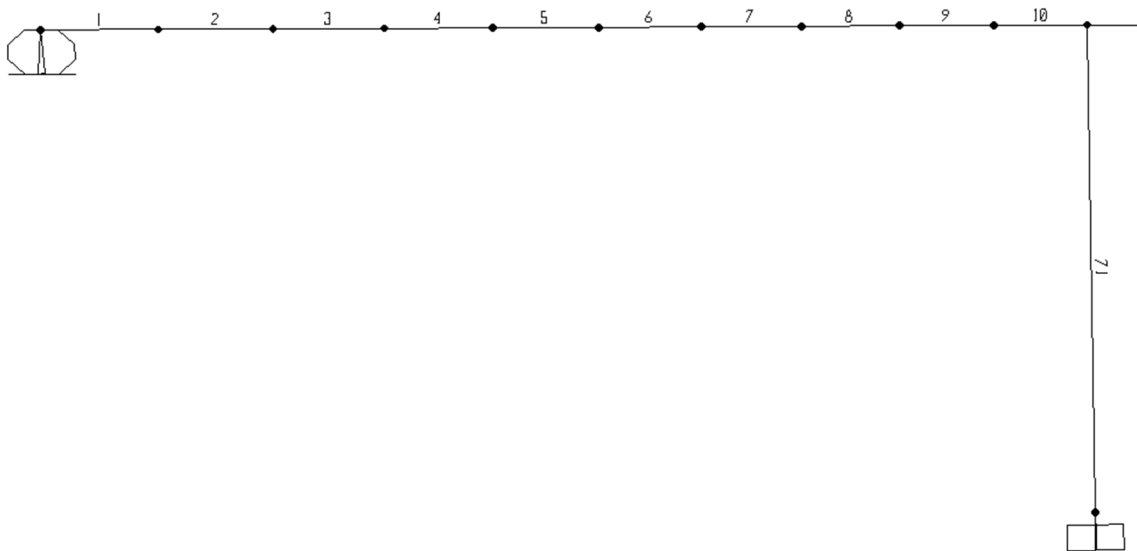
3. Modelo de Cálculo do Tabuleiro

3.1. Pórtico Tridimensional

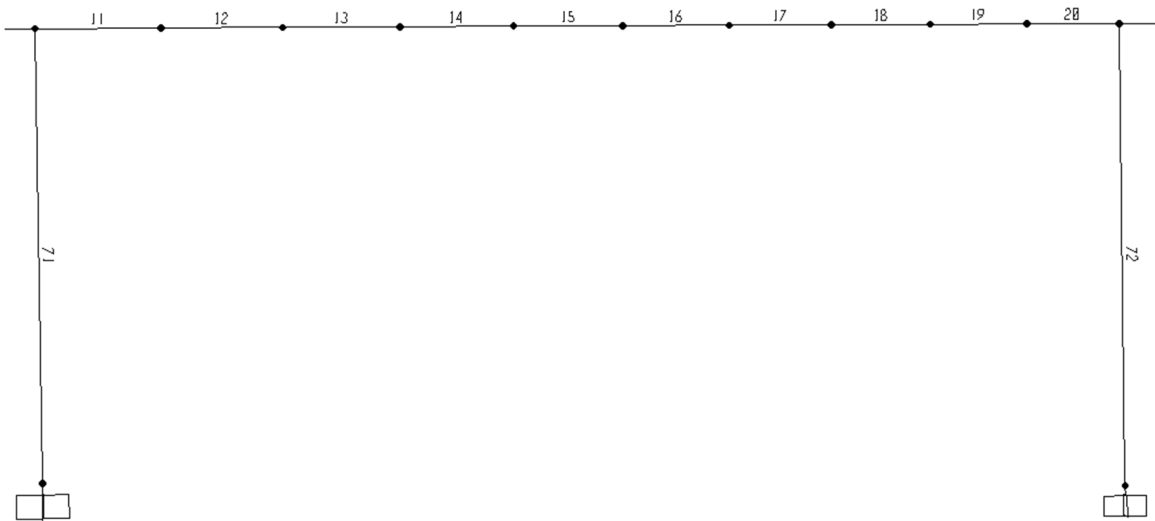


3.2. Numeração das Barras

3.2.1. Encontro Norte – Pilar P1



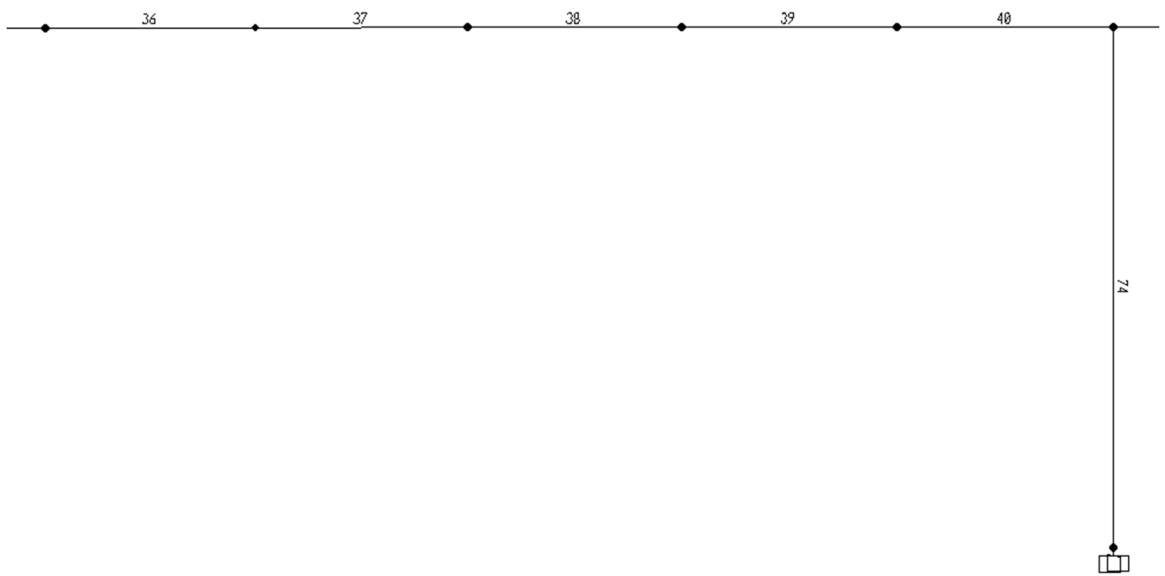
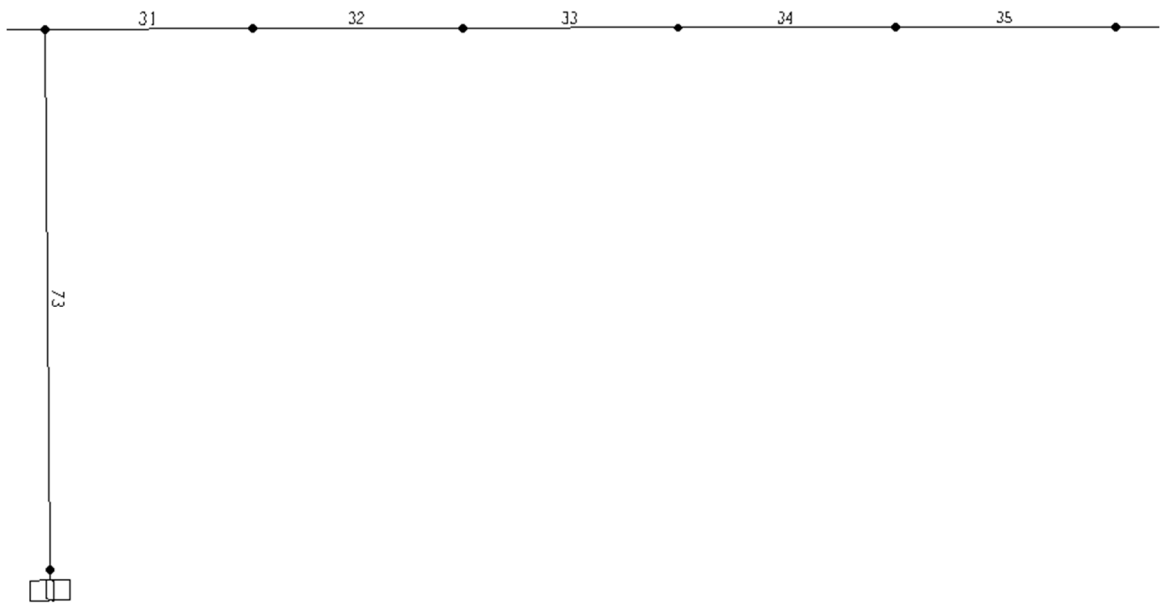
3.2.2. Pilar P1 – Pilar P2



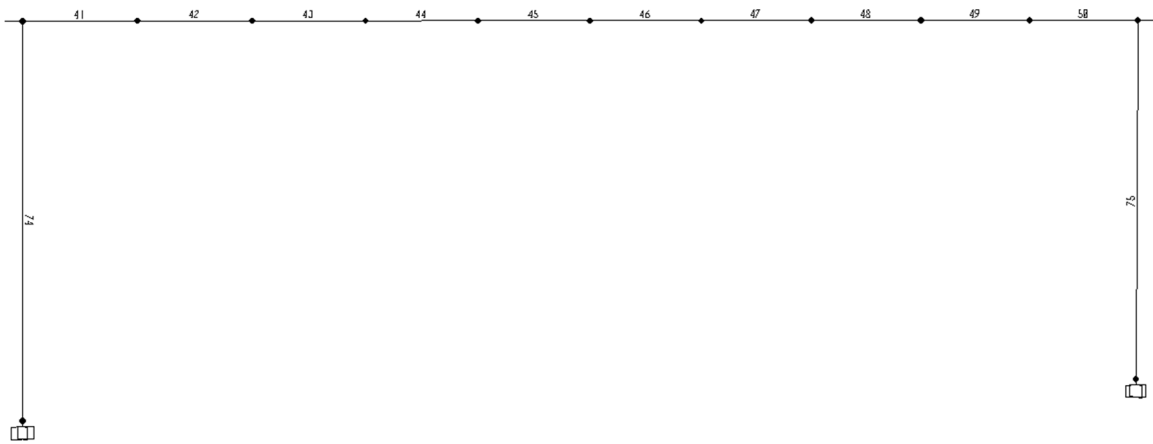
3.2.3. Pilar P2 – Pilar P3



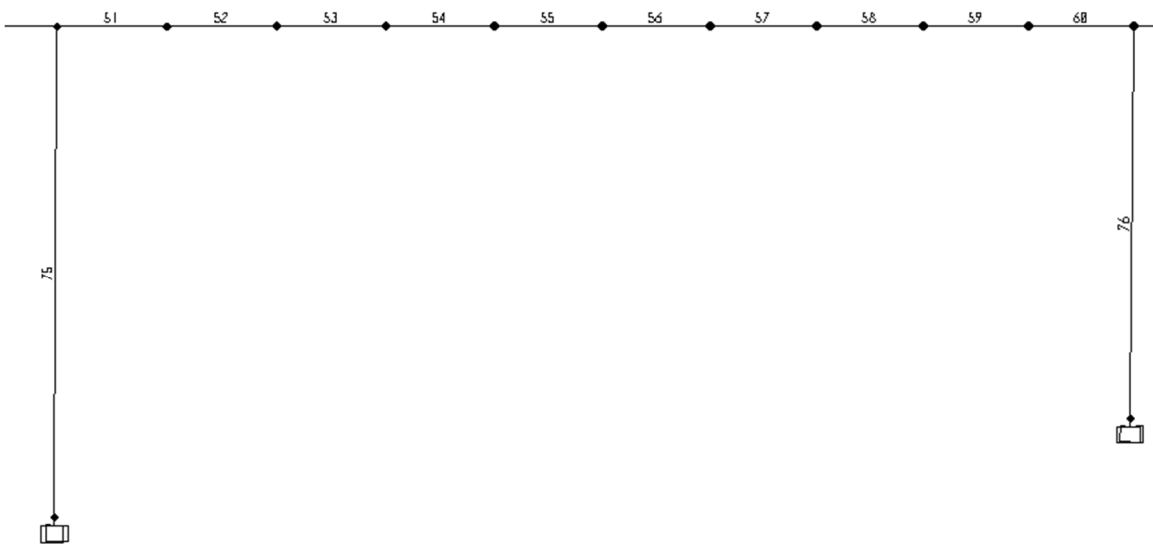
3.2.4. Pilar P3 – Pilar P4



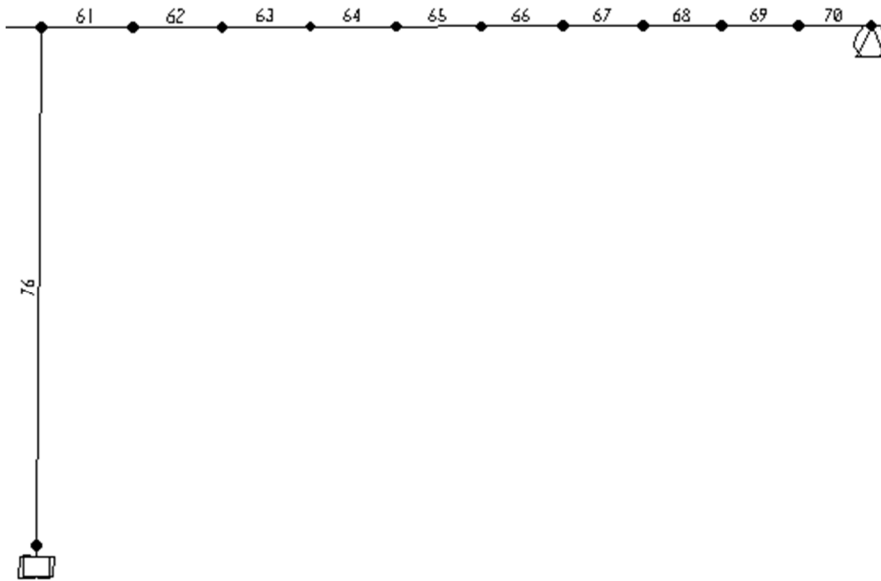
3.2.5. Pilar P4 – Pilar P5



3.2.6. Pilar P5 – Pilar P6

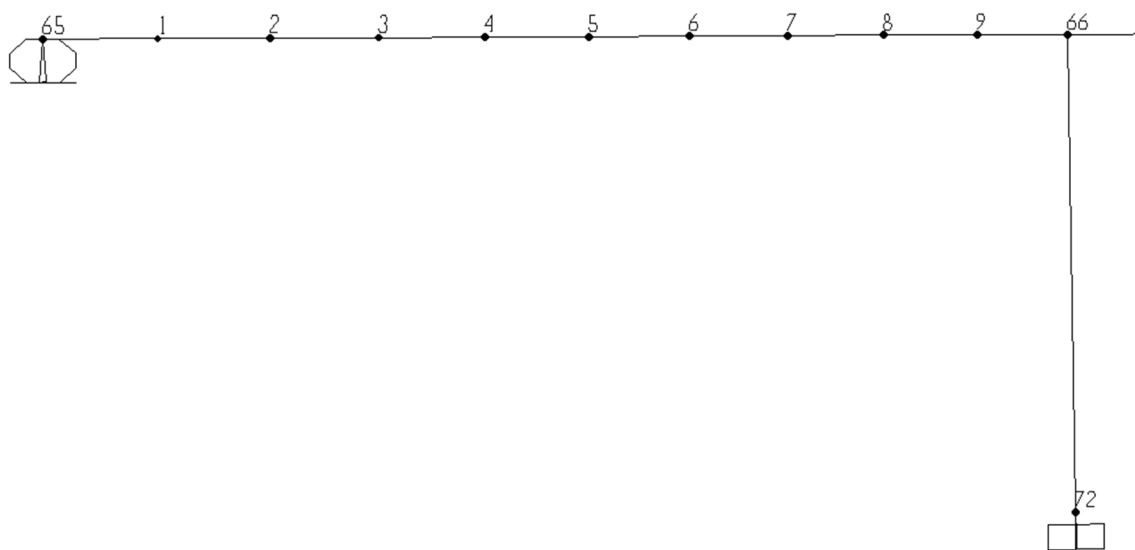


3.2.7. Pilar P6 – Encontro Sul

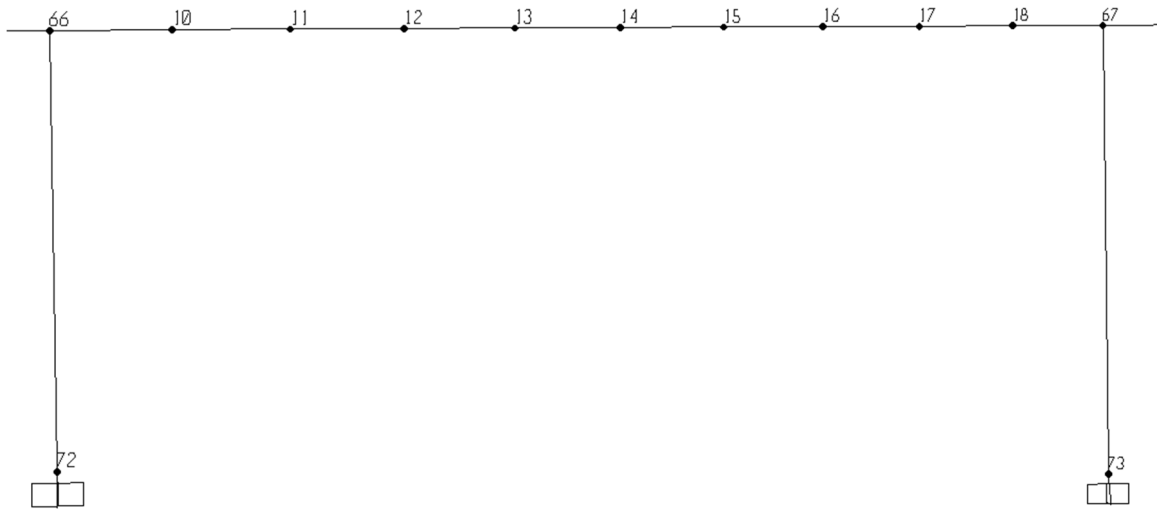


3.3. Numeração dos Nós

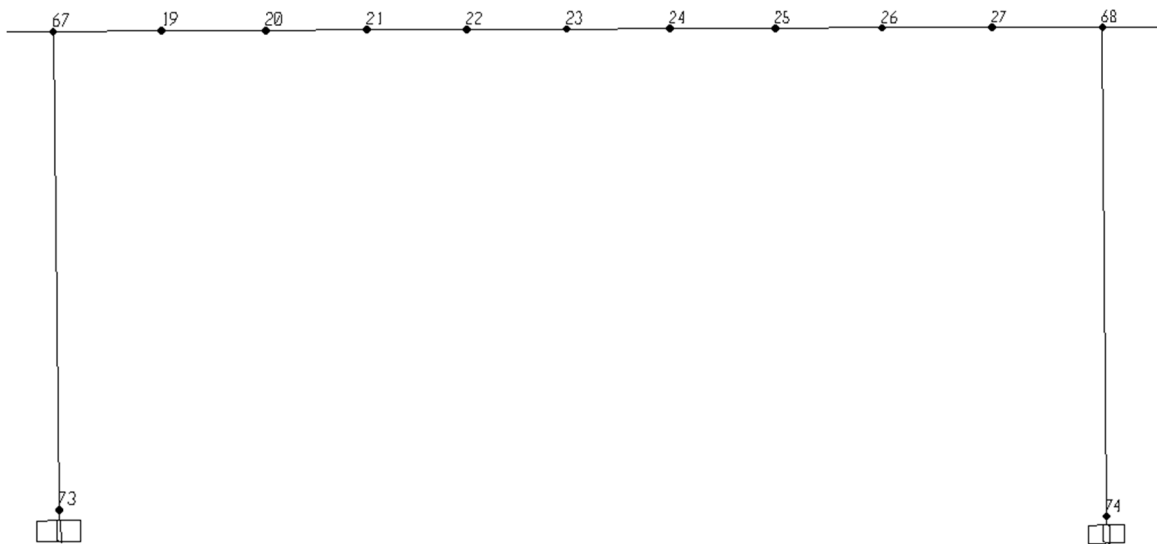
3.3.1. Encontro Norte – Pilar P1



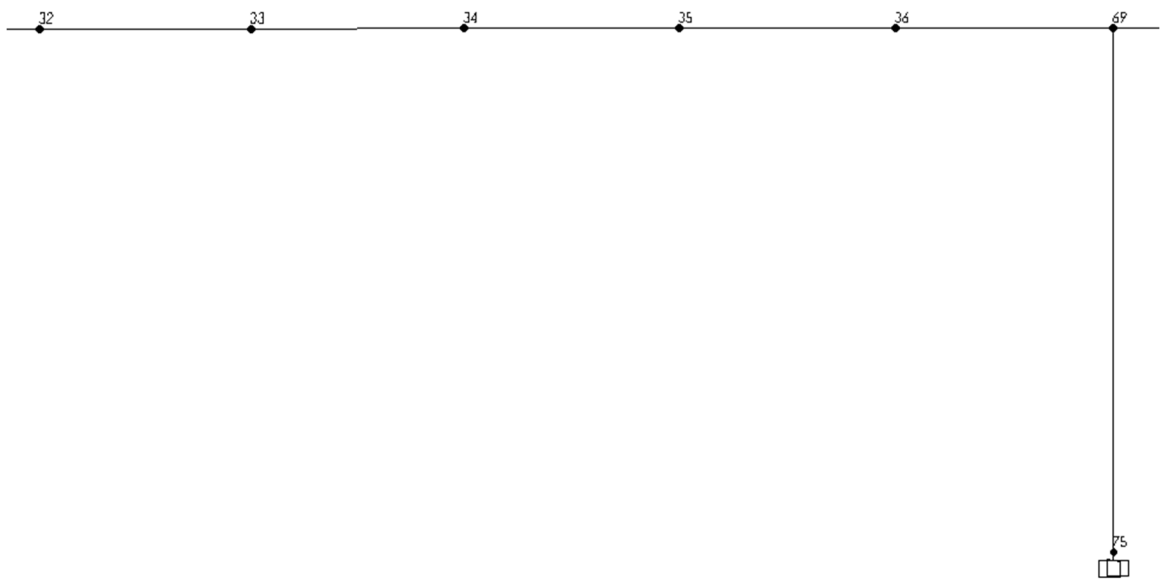
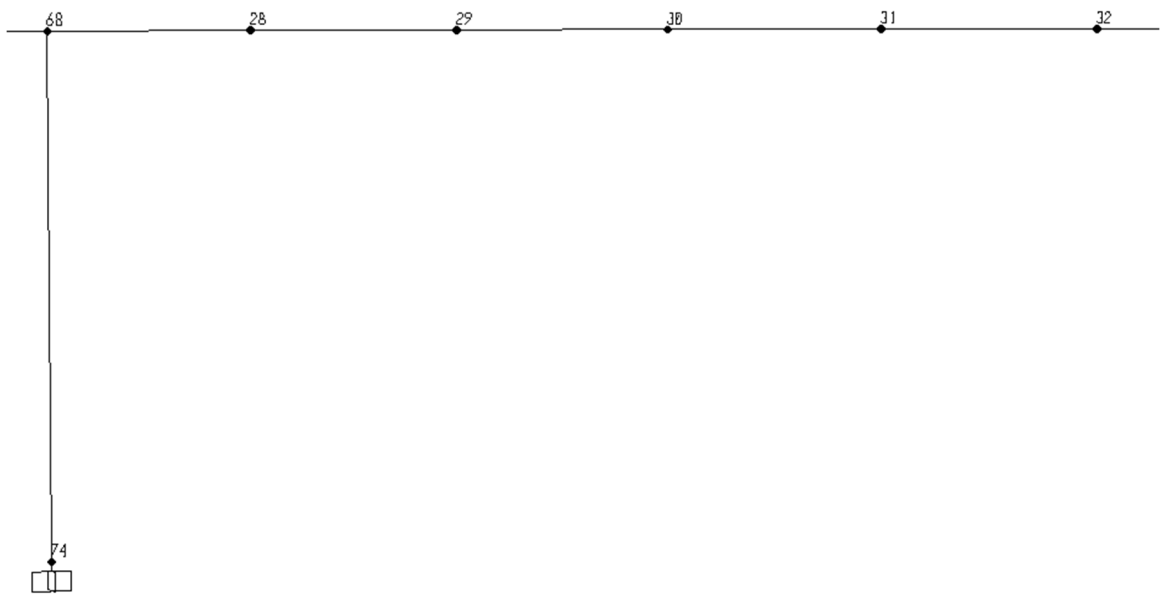
3.3.2. Pilar P1 – Pilar P2



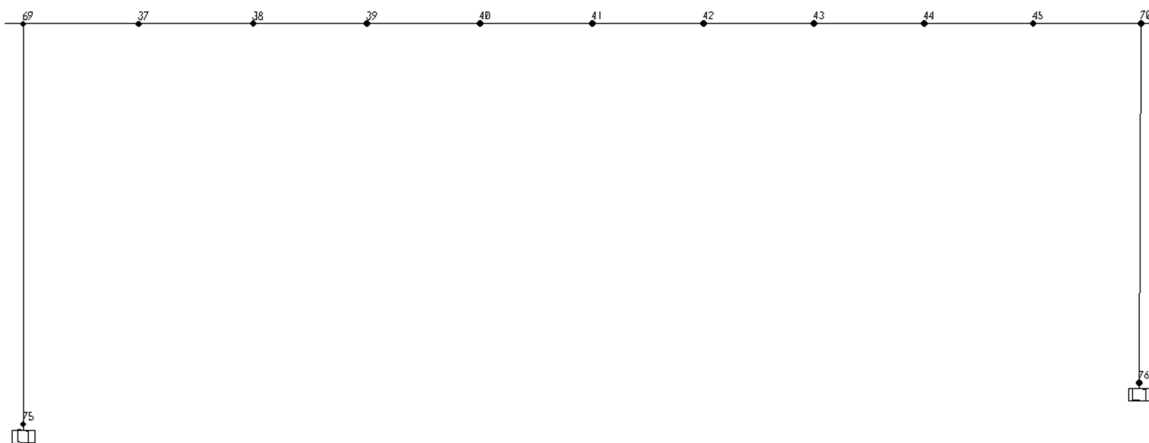
3.3.3. Pilar P2 – Pilar P3



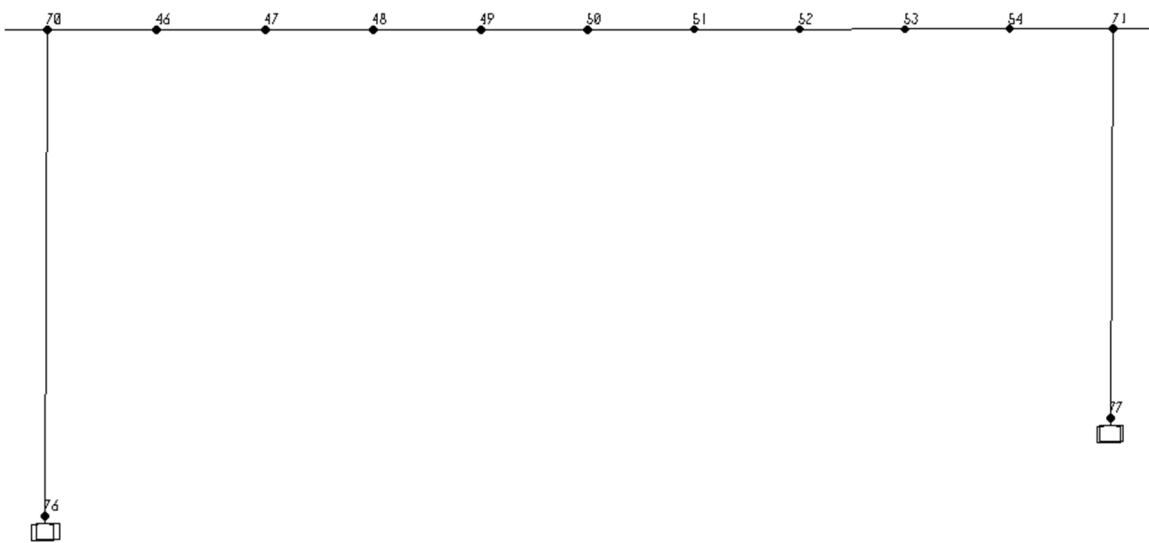
3.3.4. Pilar P3 – Pilar P4



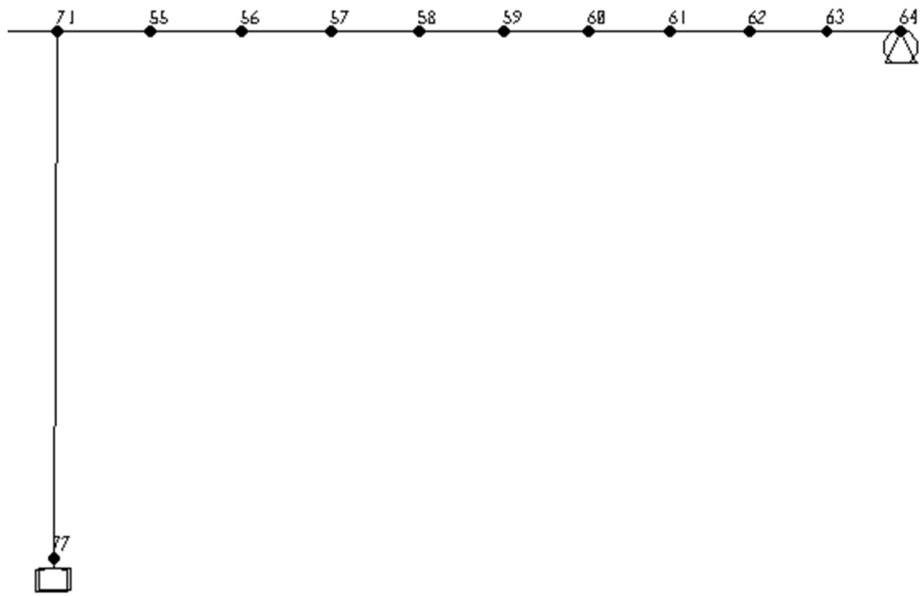
3.3.5. Pilar P4 – Pilar P5



3.3.6. Pilar P5 – Pilar P6

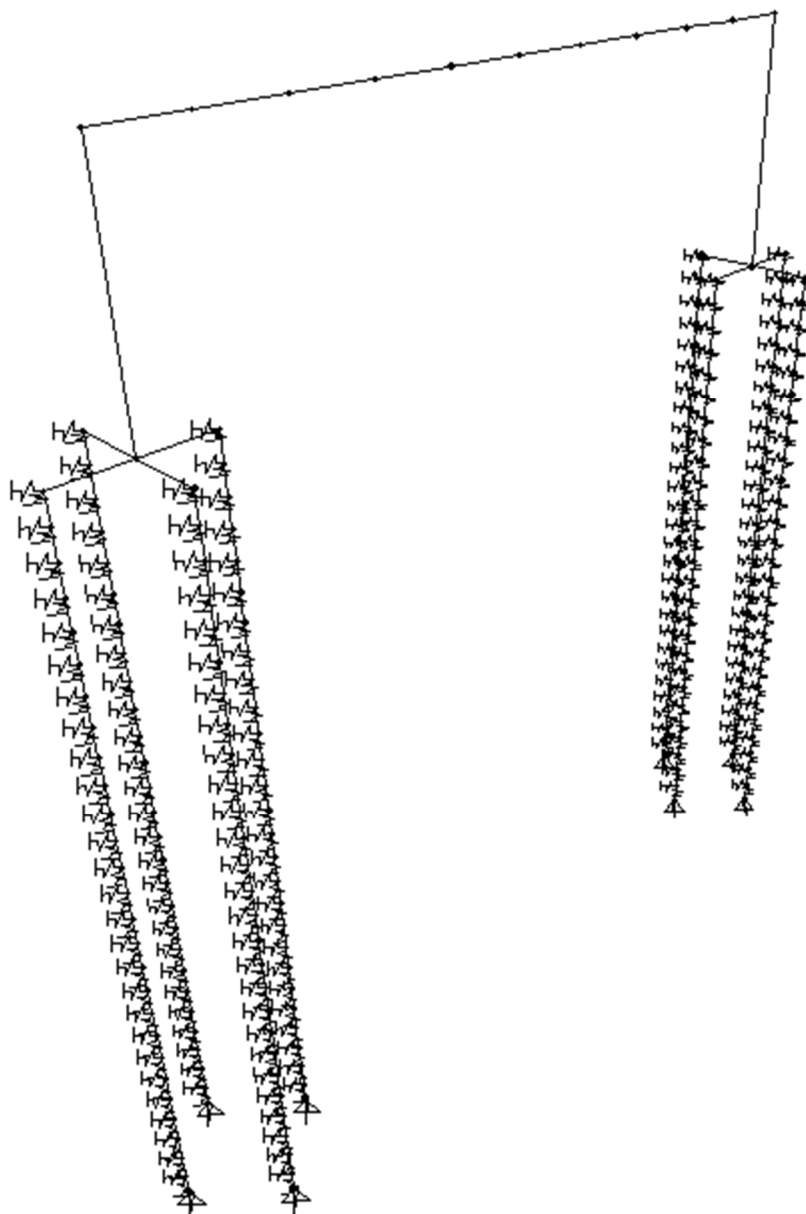


3.3.7. Pilar P6 – Encontro Sul



4. Modelo de Cálculo das Fundações

4.1. Pórtico Tridimensional



4.2. Módulos de Elasticidade do Terreno e Rigidez das Molas

ESTACA 1				
Profund.	N	Es (kNm⁻²)	K's	Ks
0	18	7200	6743	3371
1	20	7800	7304	7304
2	23	8700	8147	8147
3	28	10200	9552	9552
4	28	10200	9552	9552
5	28	10200	9552	9552
6	28	10200	9552	9552
7	24	9000	8428	8428
8	19	7500	7024	7024
9	19	7500	7024	7024
10	14	6000	5619	5619
11	9	4500	4214	4214
12	20	7800	7304	7304
13	26	9600	8990	8990
14	32	11400	10676	10676
15	34	12000	11238	11238
16	41	14100	13204	13204
17	48	16200	15171	15171
18	47	15900	14890	14890
19	45	15300	14328	14328
20	42	14400	13485	13485
21	50	16800	15733	15733
22	55	18300	17137	17137
23	60	19800	18542	18542
24	60	19800	18542	18542
25	60	19800	18542	18542
26	60	19800	18542	18542
26,8	60	19800	18542	9271

ESTACA 2 E ESTACA 3				
Profund.	N	Es (kNm⁻²)	K's	Ks
0	11	5100	4776	2388
1	11	5100	4776	4776
2	10	4800	4495	4495
3	37	12900	12080	12080
4	24	9000	8428	8428
5	11	5100	4776	4776
6	20	7800	7304	7304
7	25	9300	8709	8709
8	29	10500	9833	9833
9	39	13500	12642	12642
10	26	9600	8990	8990
11	12	5400	5057	5057
12	13	5700	5338	5338
13	16	6600	6181	6181
14	19	7500	7024	7024
15	33	11700	10957	10957
16	27	9900	9271	9271
17	20	7800	7304	7304
18	28	10200	9552	9552
19	31	11100	10395	10395
20	34	12000	11238	11238
21	47	15900	14890	14890
22	55	18300	17137	17137
23	60	19800	18542	18542
24	60	19800	18542	18542
25	60	19800	18542	18542
26	60	19800	18542	18542
26,9	60	19800	18542	9271

ESTACA 4				
Profund.	N	Es (kNm⁻²)	K's	Ks
0	13	5700	5338	2669
1	12	5400	5057	5057
2	11	5100	4776	4776
3	10	4800	4495	4495
4	10	4800	4495	4495
5	10	4800	4495	4495
6	15	6300	5900	5900
7	16	6600	6181	6181
8	17	6900	6462	6462
9	23	8700	8147	8147
10	22	8400	7866	7866
11	20	7800	7304	7304
12	34	12000	11238	11238
13	24	9000	8428	8428
14	14	6000	5619	5619
15	38	13200	12361	12361
16	49	16500	15452	15452
17	60	19800	18542	18542
18	22	8400	7866	7866
19	27	9900	9271	9271
20	31	11100	10395	10395
21	60	19800	18542	18542
22	60	19800	18542	18542
23	60	19800	18542	18542
24	60	19800	18542	18542
25	60	19800	18542	18542
25,4	60	19800	18542	9271
26	-	-	-	-

ESTACA 5				
Profund.	N	Es (kNm⁻²)	K's	Ks
0	18	7200	6743	3371
1	14	6000	5619	5619
2	9	4500	4214	4214
3	8	4200	3933	3933
4	13	5700	5338	5338
5	19	7500	7024	7024
6	15	6300	5900	5900
7	17	6900	6462	6462
8	18	7200	6743	6743
9	22	8400	7866	7866
10	21	8100	7585	7585
11	20	7800	7304	7304
12	37	12900	12080	12080
13	40	13800	12923	12923
14	42	14400	13485	13485
15	43	14700	13766	13766
16	49	16500	15452	15452
17	54	18000	16856	16856
18	32	11400	10676	10676
19	34	12000	11238	11238
20	35	12300	11519	11519
21	59	19500	18261	18261
22	60	19800	18542	18542
23	60	19800	18542	18542
24	60	19800	18542	18542
24,5	60	19800	18542	9271
25	-	-	-	-
26	-	-	-	-

ESTACA 6				
Profund.	N	Es (kNm⁻²)	K's	Ks
0	15	6300	5900	2950
1	19	7500	7024	7024
2	23	8700	8147	8147
3	11	5100	4776	4776
4	22	8400	7866	7866
5	32	11400	10676	10676
6	29	10500	9833	9833
7	30	10800	10114	10114
8	30	10800	10114	10114
9	40	13800	12923	12923
10	35	12300	11519	11519
11	30	10800	10114	10114
12	43	14700	13766	13766
13	39	13500	12642	12642
14	34	12000	11238	11238
15	43	14700	13766	13766
16	42	14400	13485	13485
17	40	13800	12923	12923
18	60	19800	18542	18542
19	49	16500	15452	15452
20	38	13200	12361	12361
21	60	19800	18542	18542
22	60	19800	18542	18542
23	60	19800	18542	18542
24	60	19800	18542	18542
24,5	60	19800	18542	9271
25	-	-	-	-
26	-	-	-	-