

DIMENSIONAMENTO DE AUDITÓRIO DE GRANDES DIMENSÕES INSERIDO EM EDIFÍCIO COMERCIAL UTILIZANDO BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO

ANDRÉ SAMUEL DA CUNHA GONÇALVES

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

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

Coorientador: Professor Doutor Matthias Pahn (TU Kaiserslautern)

SETEMBRO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

Despreza as entradas largas, segue os carreiros

Pitágoras

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar a minha gratidão ao meu orientador, Professor António Abel Ribeiro Henriques, por me ter acompanhado na elaboração da dissertação, mostrando sempre interesse em ajudar.

Agradeço ao Professor Matthias Pahn por ter aceitado colaborar na dissertação como coorientador e por ter convidado o Sr. Florian Hanz a quem eu expresse igualmente a minha gratidão, pela disponibilidade em ajudar e pela sua contribuição no projeto, durante a minha estadia na Alemanha.

A todos os meus colegas de estudo, pois foram eles que me motivaram nas semanas em que as dificuldades e sacrifícios se tornaram rotina.

Por fim, quero agradecer aos meus pais, pela confiança e apoio que me depositaram, sem nunca terem deixado que acreditar nas minhas decisões.

RESUMO

No presente trabalho aborda-se a conceção inicial e o dimensionamento estrutural de um auditório de grandes dimensões com particularidades especiais na sua cobertura. O auditório terá uma capacidade para cerca de 1400 lugares distribuídos em três níveis inserido num edifício com vários pisos enterrados e 3 pisos situados acima da cobertura para lojas comerciais. Os pilares dos pisos superiores descarregam em paredes resistentes no contorno do edifício e nas oito vigas da cobertura. Tendo em conta as elevadas cargas transmitidas pelos pilares e considerando que os vãos das vigas são superiores a 30m, adotou-se uma solução de betão armado pré-esforçado para estes elementos estruturais. Será igualmente dedicada especial atenção aos pilares do auditório que suportam as vigas pré-esforçadas fazendo um estudo através do auxílio do software Autodesk Robot Structural Analysis (Robot).

O estudo do auditório será desenvolvido em várias etapas, desde a conceção até à fase final de dimensionamento, incluindo a fase de pré-dimensionamento não só do auditório mas também do edifício acima da cobertura, e a análise estrutural com recurso a ferramentas de cálculo automático.

Atendendo às tipologias semelhantes das diferentes vigas da cobertura, apresenta-se o estudo detalhado de duas vigas pré-esforçadas, uma simplesmente apoiada e outra com um apoio intermédio (hiperestática). A viga simplesmente apoiada que foi estudada é aquela que se encontra mais solicitada e, por isso, todas as restantes vigas isostáticas poderão ser dimensionadas através dos mesmos procedimentos.

O dimensionamento terá como base o Eurocódigo 1 e o Eurocódigo 2. Parte dos cálculos serão feitos pelo método dos elementos finitos, usando o programa de cálculo Robot.

PALAVRAS-CHAVE:

BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO; DIMENSIONAMENTO; CALCULO AUTOMÁTICO; PROJETO DE ESTRUTURAS.

ABSTRACT

This dissertation presents the initial conception and the structural design of a large auditorium with special focus in its roof. The auditorium will have a capacity of about 1400 seats spread over three levels located between several underground floors and a commercial building with 3 floors over the roof. The columns of the top floors are supported by resistant walls in the building perimeter and by eight beams at the roof level. Taking into account the high loads transmitted by the columns and considering that the beams spans are longer than 30m, a prestressed reinforced concrete solution was adopted for these structural elements. Special attention will be also dedicated to the columns at the auditorium that support the prestressed beams, presenting the analysis with the software Autodesk Robot Structural Analysis (Robot).

The study of the auditorium will be developed in several stages, from the conception to the final stages of design, including the pre-design stage for the auditorium and also for the building above the roof and structural analysis using the automatic calculation tools.

Considering the similar typologies for the different beams, it is presented the detailed study of two prestressed beams, one simply supported and the other with one middle support (hyperstatic). The studied simply supported beam is the most loaded, and all the other isostatic beams can be designed by the same procedures.

The design will be based on Eurocode 1 and Eurocode 2. Part of the calculations will be done by the finite element method using the software Robot.

KEYWORDS:

PRESTRESSED CONCRETE; DESIGN; AUTOMATIC CALCULATION; STRUCTURAL PROJECT.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	V
RESUMO	VII
ABSTRACT	IX
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO E BASES DO TRABALHO.....	1
1.2. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO	3
1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS	6
2. Materiais e Ações	9
2.1. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS.....	9
2.2. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES.....	10
2.2.1. AÇÕES PERMANENTES	10
2.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS	11
2.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	11
3. Modelação da Estrutura	13
3.1. GEOMETRIA.....	13
3.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	15
3.2.1. VIGAS E PILARES	15
3.2.2. LAJES, ARQUIBANCADAS E PAREDES	16
3.3. AÇÕES.....	18
4. Pré-dimensionamento do Edifício Comercial	19
4.1. LAJES.....	19
4.2. VIGAS	21
4.3. PILARES.....	23
4.4. REAÇÕES NOS APOIOS	24
5. Vigas Pré-esforçadas	27

5.1. CONCEITOS GERAIS.....	27
5.2. EFEITO DO PRÉ-ESFORÇO E CARGAS EQUIVALENTES	28
5.3. TRAÇADO DO PRÉ-ESFORÇO.....	30
5.3.1. PARA A VIGA B7	31
5.3.2. PARA A VIGA B8:	31
5.3.3. CARGAS EQUIVALENTES DE PRÉ-ESFORÇO RESULTANTES.....	39
5.4. SECÇÃO TRANSVERSAL	42
5.4.1. PARA A VIGA B7	42
5.4.2. PARA A VIGA B8.....	43
5.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO.....	43
5.5.1. PARA A VIGA B7:	44
5.5.2. PARA A VIGA B8:	46
5.5.3. PARA AS RESTANTES VIGAS	48
5.6. PERDAS INSTANTÂNEAS DO PRÉ-ESFORÇO	48
5.6.1. PERDAS POR ATRITO E REENTRADA DAS CUNHAS.....	49
5.6.1.1. Para a Viga B7.....	51
5.6.1.2. PARA A VIGA B8	53
5.6.2. PERDAS DEVIDAS À DEFORMAÇÃO DO BETÃO.....	54
5.6.2.1. PARA A VIGA B7	55
5.6.2.2. PARA A VIGA B8	57
5.6.3. PERDAS INSTANTÂNEAS TOTAIS A CONSIDERAR.....	60
5.6.3.1. Para a Viga B7.....	60
5.6.3.2. Para a Viga B8.....	60
5.7. PERDAS DIFERIDAS DO PRÉ-ESFORÇO	61
5.7.1. PERDAS POR RETRAÇÃO DO BETÃO	61
5.7.2. PERDAS POR FLUÊNCIA DO BETÃO	61
5.7.3. PERDAS POR RELAXAÇÃO DAS ARMADURAS	62
5.7.3.1. Para a Viga B7.....	63
5.7.3.2. PARA A VIGA B8	63
5.7.4. PERDAS DIFERIDAS TOTAIS A CONSIDERAR.....	64
5.7.4.1. Para a Viga B7.....	65
5.7.4.2. PARA A VIGA B8	66
5.8. PERDAS TOTAIS FINAIS DE PRÉ-ESFORÇO	67

5.8.1. PARA A VIGA B7	67
5.8.2. PARA A VIGA B8	67
5.9. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO	68
5.9.1. PARA A VIGA B7	68
5.9.2. PARA A VIGA B8	72
5.10. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO.....	76
5.11. CÁLCULO DA ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO.	76
5.11.1. MODELO DE ESCORAS E TIRANTES PARA A SECÇÃO TRANSVERSAL	77
5.11.2. CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL AO LONGO DA VIGA	78
5.12. DESENHOS DAS ARMADURAS	81
 6. Pilares do Auditório.....	 85
6.1. ESTUDO DE UM PILAR EXEMPLIFICATIVO	85
6.1.1. INFLUÊNCIA DAS ARQUIBANCADAS.....	86
6.2. DIMENSIONAMENTO DO PILAR P7D	88
 7. Conclusões	 91
 Bibliografia.....	 93
 Anexos	 95
 Anexo A: Ação da neve	 96
 Anexo B: Propriedades dos sistemas de pré-esforço VSL	 97
 Anexo C: Perdas por reentrada das cunhas	 99
 Anexo D: Tabelas das perdas por atrito e reentrada das cunhas.....	 101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura1.1: Auditório em fase construtiva (Morujão <i>et al.</i> , 2012).....	1
Figura1.2: Distribuição das vigas pré-esforçadas em planta (Morujão <i>et al.</i> , 2012)	2
Figura1.3: Corte global na maior dimensão do edifício (Morujão <i>et al.</i> , 2012)	2
Figura1.4: Esquema do modo em que os esforços são transmitidos entre os pilares do edifício comercial e as vigas pré-esforçadas (Morujão <i>et al.</i> , 2012).....	3
Figura1.5: Esquema em planta do posicionamento dos elementos estruturais considerada	4
Figura1.6: Auditório com as arquibancadas (www.lemoniteur.fr).....	4
Figura1.7: Auditório em fase de construção (www.sudouest.fr).....	5
Figura1.8: Esquema estrutural em que as arquibancadas são inseridas na estrutura global	5
Figura1.9: Modelo simplificado de cálculo dos pilares.....	5
Figura 3.1: Planta estrutural do primeiro modelo, nível inferior (linhas exteriores a vermelho não pertencem ao modelo)	14
Figura 3.2: Planta estrutural do primeiro modelo, restantes níveis	14
Figura 3.3: Vigas pertencentes ao segundo modelo (linhas exteriores a vermelho não pertencem ao modelo)	14
Figura 3.4: Terceiro modelo em planta com as duas arquibancadas	15
Figura 3.5: Exemplo de elementos de barra solicitados por ações (linear e pontuais excêntricas respetivamente)	15
Figura 3.6: Interface de introdução de dados do software Robot para vigas e pilares respetivamente	16
Figura 3.7: Exemplo do mapa de esforços de uma laje na direção em que foi armado.....	16
Figura 3.8: Interface de introdução de dados do software Robot para lajes aligeiradas.	17
Figura 3.9: Arquibancadas e pilares do auditório	17
Figura 4.1: Corte transversal da laje de 6.1m de vão	20
Figura 4.2: Corte transversal das restantes lajes	21
Figura 4.3: Representação esquemática dos esforços nos dois casos de estudo.....	22
Figura 4.4: Área de influência dos esforços encaminhados para o pilar em estudo	24
Figura 4.5: Modelo estrutural do edifício comercial retirado do software Robot, com as reações nos apoios, com destaque dos pórticos que descarregam nas vigas pré-esforçadas B7 (esquerda) e B8 (direita)	25

Figura 4.6: Reações nos apoios que vão descarregar na viga pré esforçada B7 para a combinação de ações frequentes e ELU respetivamente	25
Figura 4.7: Reações nos apoios que vão descarregar na viga pré esforçada B8 para a combinação de ações frequentes e ELU respetivamente	26
Figura 5.1: Ação do pré-esforço sobre o betão	27
Figura 5.2: Ancoragem de pré-esforço por pós-tesão (Figueiras, 1993)	28
Figura 5.3: Ação (concentrada e distribuída) do cabo sobre o betão (Felix, 2009)	28
Figura 5.4: Ação equivalente provocada por um cabo retilíneo com excentricidade variável (C. Felix, 2009)	29
Figura 5.5: Traçado de um cabo com parábola de 2º grau (Felix, 2009)	29
Figura 5.6: Sistema simplificado de forças atuantes sobre o betão resultante de cabo curvo (Felix, 2009)	30
Figura 5.7: Traçado de pré-esforço curvo com a representação das cargas equivalentes e perdas de tensão por atrito (Felix, 2009).....	30
Figura 5.8: Concordâncias entre alinhamentos retos com representação da degradação de carga a 60º (viga B7)	31
Figura 5.9: Traçado dos cabos de pré-esforço para a viga B8	32
Figura 5.10: concordância com raio mínimo para uma degradação de carga a 45º	32
Figura 5.11: Traçados do pré-esforço próximos do apoio esquerdo da viga.....	33
Figura 5.12: Concordância do traçado intermédio e segmento de reta.....	34
Figura 5.13: Traçados do pré-esforço à esquerda do apoio central.....	35
Figura 5.14: Traçados do pré-esforço à direita do apoio central da viga	36
Figura 5.15: Traçados do pré-esforço próximos do apoio esquerdo da viga.....	38
Figura 5.16: Viga B7 com as cargas equivalentes aplicadas (Robot)	40
Figura 5.17: Momentos resultantes das cargas equivalentes na viga B7 para um pré-esforço atuante de 8000kN	40
Figura 5.18: Momentos resultantes das ações permanentes atuantes na viga B7 (em kN)	41
Figura 5.19: Viga B8 com as cargas equivalentes aplicadas (Robot)	41
Figura 5.20: Momentos resultantes das cargas equivalentes na viga B8 para um pré-esforço atuante de 6000kN	41
Figura 5.21: Momentos resultantes das ações permanentes atuantes na viga B8 (em kN)	41
Figura 5.22: Características da secção transversal inicial (AutoCAD)	42
Figura 5.23: Características da secção transversal da viga B7 (AutoCAD)	42

Figura 5.24: Características da secção transversal da viga B8 (AutoCAD).....	43
Figura 5.25: Diagrama de momentos atuantes na viga B7 para a combinação de ações frequentes (em kN).....	44
Figura 5.26: Diagrama de momentos atuantes na viga B8 para a combinação de ações frequentes (em kN).....	46
Figura 5.27: secção transversal no apoio intermédio para a solução definitiva.....	48
Figura 5.28: Perdas num sistema de pós-tensão (Figueiras, 1997).....	49
Figura 5.29: Perdas de tensão devido ao atrito (linha superior) e à reentrada das cunhas (linha inferior)	50
Figura 5.30: Gráfico de perdas de pré-esforço por atrito e reentrada nas cunhas para a viga B7 (abcissas em metros; ordenadas em kN).....	52
Figura 5.31: Gráfico de perdas de pré-esforço por atrito e reentrada nas cunhas para a viga B8 (abcissas em metros; ordenadas em kN).....	54
Figura 5.32: Plano que interceta os pilares que descarregam na viga B7	55
Figura 5.33: Cargas permanentes do edifício comercial a descarregar na viga B7	55
Figura 5.34: Diagrama momentos resultantes das cargas permanentes na viga B7	55
Figura 5.35: Plano que interceta os pilares que descarregam na viga B8	57
Figura 5.36: Cargas permanentes do edifício comercial a descarregar na viga B8.....	57
Figura 5.37: Diagrama momentos resultantes das cargas permanentes na viga B8.....	57
Figura 5.38: Características da secção transversal a 7,4m do apoio esquerdo	59
Figura 5.39: Quadro retirado do EC2 ponto 3.1.4 (4) (adaptado)	62
Figura 5.40: Esforços a ser aplicados na viga B7 para a combinação quase permanente	65
Figura 5.41: Momentos resultantes na viga B7 para a combinação quase permanente (retirado do software Ftool).....	65
Figura 5.42: Esforços a ser aplicados na viga B8 para a combinação quase permanente	66
Figura 5.43: Momentos resultantes na viga B8 para a combinação quase permanente (retirado do Robot).....	66
Figura 5.44: Edifício comercial com destaque para os pilares que descarregam na viga B7	69
Figura 5.45: Reações nos pilares que descarregam na viga B7.....	69
Figura 5.46: Momento máximo na viga B7 para ELU	69
Figura 5.47: Esquema de todas as forças equivalentes que estão a atuar a meio vão na viga B7.....	70
Figura 5.48: Edifício comercial com destaque para os pilares que descarregam na viga B8	72

Figura 5.49: Reações nos pilares que descarregam na viga B8.....	72
Figura 5.50: Momento máximo na viga B8 para ELU.....	72
Figura 5.51: Esquema de todas as forças equivalentes que estão a atuar do apoio intermédio da viga B8.....	73
Figura 5.52: Esquema de todas as forças equivalentes que estão a atuar a 7,4m do apoio direito da viga B8	75
Figura 5.53: Modelo de escoras e tirantes considerado	77
Figura 5.54: Apoio amortecedor	77
Figura 5.55: Zona onde vão ser colocadas as armaduras.....	78
Figura 5.56: Diagrama de esforço transverso da viga B7 para ELU com pré-esforço a tempo infinito	79
Figura 5.57: Diagrama de esforço transverso da viga B7 para ELU com pré-esforço a tempo infinito	80
Figura 5.58: Corte 1-1 da viga B7.....	81
Figura 5.59: Corte 1-1 da viga B8.....	82
Figura 5.60: Armaduras das vigas pré-esforçadas (corte em alçado).....	83
Figura 6.1: Reações nos apoios das vigas B7 e B8 para a combinação ELU.....	85
Figura 6.2: Pilar (P7d) em destaque	86
Figura 6.3: Reações no pilar P7d ao deslocamento aplicado de 1m em diferentes sentidos	86
Figura 6.4: Esforços transversos no pilar P7d	87
Figura 6.5: Reações e esforços transversos no pilar P7d ao deslocamento aplicado de 1m	87
Figura 6.6: Esforços de cálculo considerados.....	89
Figura 6.7: Esforço a atuar no pilar	89
Figura 6.8: Armaduras propostas pelo Robot	90

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1: Propriedades do betão C30/37	9
Quadro 2.2: Propriedades do aço A 500 NR SD	10
Quadro 2.3: Propriedades do aço de pré-esforço	10
Quadro 5.1: Valores para a determinação das cargas equivalentes para a viga B7	39
Quadro 5.2: Valores para a determinação das cargas equivalentes para a viga B8 cabo inferior	39
Quadro 5.3: Valores para a determinação das cargas equivalentes para a viga B8 cabo intermédio ..	40
Quadro 5.4: Valores para a determinação das cargas equivalentes para a viga B8 cabo superior	40
Quadro 5.5: Somatório das perdas calculadas nas tabelas Excel para a viga B7 (em MN)	52
Quadro 5.6: Média das perdas calculadas nas tabelas Excel para a viga B8 (em MN)	53
Quadro 5.7: Valores (com as perdas totais) a considerar em cada carga equivalente de pré-esforço ..	79
Quadro 6.1: Esforços considerados para as várias combinações	88
Quadro 6.2: Número de varões considerados	90

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

φ	Coeficiente de fluência
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga
φ_c	Coeficiente de fluência do betão
ε_c	Extensão do betão à compressão
σ_c	Tensão de compressão no betão
ρ_{cm}	Percentagem geométrica média da armadura de compressão
ε_p	Extensão de cedência do pré-esforço
Δ_L	Representa a deslocamento total do cabo
ε_P	Extensão do pré-esforço
ε_s	Extensão na armadura
ρ_{tm}	Percentagem geométrica média da armadura de compressão
ε_u	Extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço correspondente à tensão máxima
ε_{yd}	Extensão de cedência da armadura
A_c	Área da secção de betão
A_P	Área da secção transversal da armadura de pré-esforço
$A_{s\cdot eff}$	Armadura principal real
$A_{s\cdot inf}$	Armadura de flexão colocada na face inferior da viga.
$A_{s\cdot sup}$	Armadura de flexão colocada na face superior da viga.
A_{sw}	Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
C_P	Ação das cargas permanentes
E_{cd}	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão:
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_P	Módulo de elasticidade do pré-esforço
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado

F_c	Força de compressão gerada no betão
f_{cd}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	Resistência de cálculo do betão à tração
f_{pk}	Resistência à tração da armadura de pré-esforço
$F_{s.inf}$	Força gerada pelo equilíbrio de forças na armadura inferior
$F_{s.sup}$	Força gerada pelo equilíbrio de forças na armadura superior
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras
I	Inércia da secção
k	Desvio angular parasita nas armaduras de pré-esforço ($k=0,005$)
l	Comprimento do vão
M	Momento
M_{ed}	Momento fletor de cálculo
M_{freq}	Momento fletor para a combinação de ações frequentes
M_p	Momento provocado pela ação de pré-esforço
M_{sd}	Momento atuante de cálculo
N	Esforço axial
N_{ed}	Esforço axial de cálculo
p	Perda de atrito por metro de comprimento
P	Esforço resultante da ação do pré-esforço.
$P_{m,t}$	Pré-esforço após perdas imediatas e perdas diferidas
P_{m0}	Pré-esforço após perdas imediatas
P_{max}	Pré-esforço inicial
pp	Peso próprio
$Q_{k,1}$	Esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico.
$Q_{k,i}$	Esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.
s	Espaçamento entre estribos
sc	Sobrecarga
V_{sd}	Esforço transversal atuante

W_k	Abertura de fendas do elemento
W_{max}	Abertura máxima de fendas máxima permitida de acordo com o quadro 7.1N do EC2

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E BASES DO TRABALHO

Face à complexidade que muitas obras de engenharia civil apresentam nomeadamente na sua geometria e conceção estrutural, o presente trabalho tem como objetivo descrever as várias fases inerentes ao projeto de estruturas de um auditório de grandes dimensões com uma cobertura de grande complexidade visto ser composta por vigas pré-esforçadas nas quais descarregam os pilares pertencentes a lojas comerciais. Ao longo do trabalho vai ser dada especial atenção as referidas vigas e aos pilares que as suportam. No projeto original *Auditorium Bordeaux*, em que esta dissertação se baseia, o edifício acima da cobertura é um edifício de habitação, no entanto na presente dissertação será considerado um edifício comercial.



Figura1.1: Auditório em fase construtiva (Morujão *et al.*, 2012)

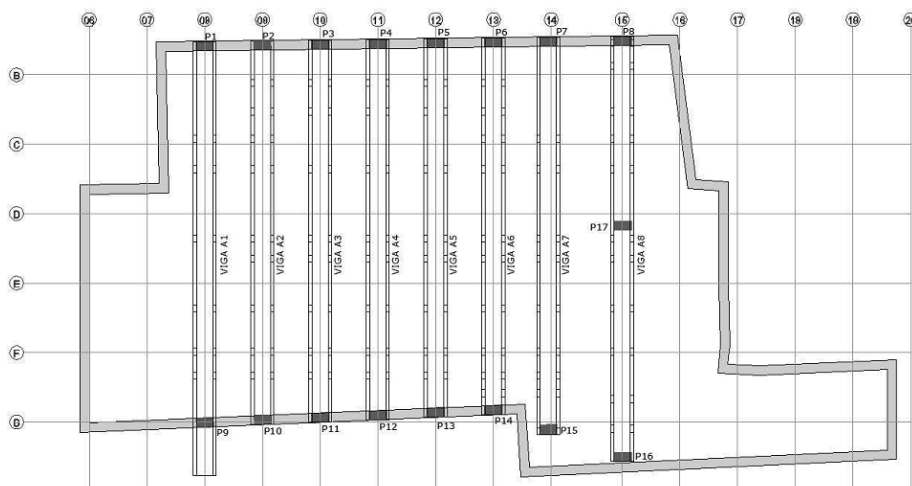


Figura 1.2: Distribuição das vigas pré-esforçadas em planta (Morujão *et al.*, 2012)

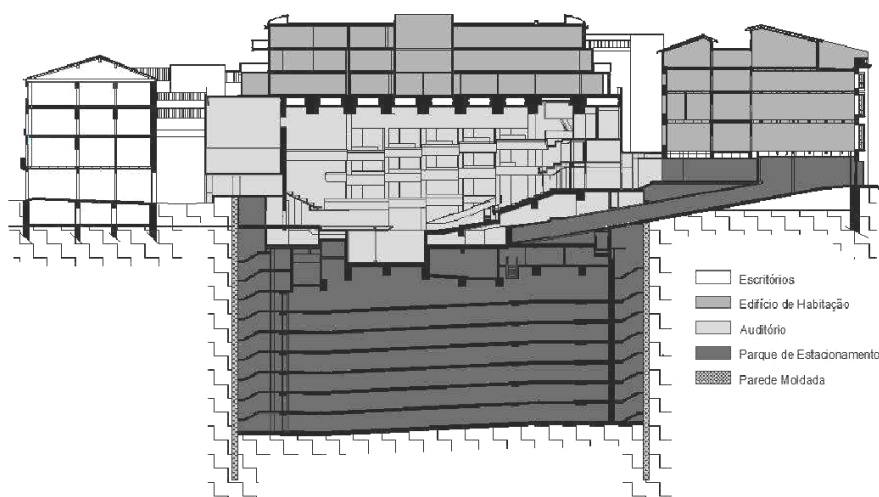


Figura 1.3: Corte global na maior dimensão do edifício (Morujão *et al.*, 2012)

O modo como os pilares do edifício comercial descarregam nas vigas pré-esforçadas está definido no artigo, sendo descarregados em quatro apoios *Gerb* (Figura 1.4), especialmente colocados para reduzir as vibrações entre o auditório e o edifício. Entre os apoios *Gerb* e os pilares será colocado uma peça pré-fabricada, em que o seu dimensionamento não está inserido no âmbito desta dissertação, no entanto será considerado que os esforços dos pilares serão divididos por quatro, todos com o mesmo valor.

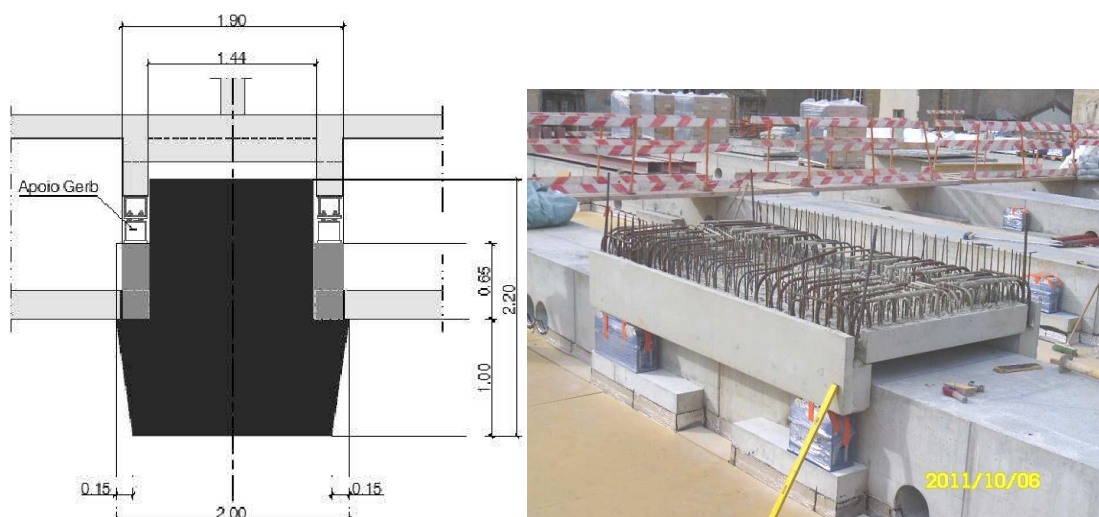


Figura 1.4: Esquema do modo como os esforços são transmitidos entre os pilares do edifício comercial e as vigas pré-esforçadas (Morujão *et al.*, 2012)

1.2. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO

O objetivo do trabalho é estudar uma estrutura similar ao Auditorium Bordeaux, quer isto dizer que as dimensões e a própria geometria das peças estruturais não correspondem necessariamente às verificadas no Auditorium Bordeaux.

1ª etapa:

Tendo como base o artigo apresentado por Morujão *et al.* (2012), numa primeira fase retirou-se a informação disponibilizada nesse trabalho, nomeadamente aquela que se refere às dimensões do edifício, assim como a posição aproximada dos pilares que vão suportar as vigas pré-esforçadas.

O vão das vigas pré-esforçadas consideradas no projeto foram determinados através da Figura 1.3 colocando-a no software AutoCAD e adaptando-a à escala, já que no artigo são referidos algumas das dimensões dos elementos estruturais.

Foram identificadas duas paredes periféricas, uma com 80cm de espessura situada no auditório, mais precisamente entre o nível primeira arquibancada e o nível inferior do auditório, a segunda parede terá uma espessura de 40cm e servirá de contenção de terras e ao mesmo tempo de contraventamento aos pilares do auditório.

Por falta de mais informação, o posicionamento dos pilares do auditório foi feito por forma a que, a distância entre eles fosse constante, o que não é verificado no projeto real.

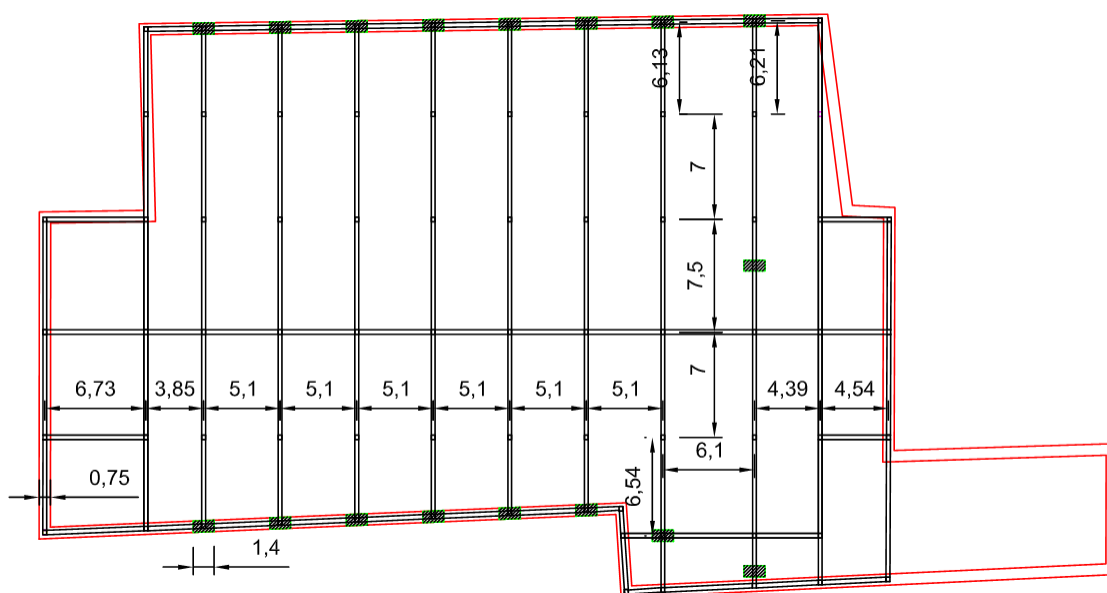


Figura1.5: Esquema em planta do posicionamento dos elementos estruturais considerada

A caracterização em planta do edifício comercial acima do auditório vai também ser diferente da planta real, já que no projeto original este edifício é de habitação. Ora, isto vai implicar que se alterem as distâncias entre pilares já que para edifícios comerciais é corrente os vão das vigas serem mais extensos.

Considerando que o projeto de arquitetura não condiciona o projeto estruturas do edifício comercial, a posição dos pilares vai ser definida de forma a que a distribuição das cargas sobre as vigas pré-esforçadas seja a menos gravosa possível, mantendo contudo dimensões razoáveis para um edifício comercial. Foi considerado que o edifício comercial terá três pisos mais cobertura, num total de 12m, com um pé direito de 4m em cada piso.

Para o dimensionamento dos pilares foi necessário analisar pormenorizadamente a geometria das arquibancadas através de fotografias disponibilizadas na internet.

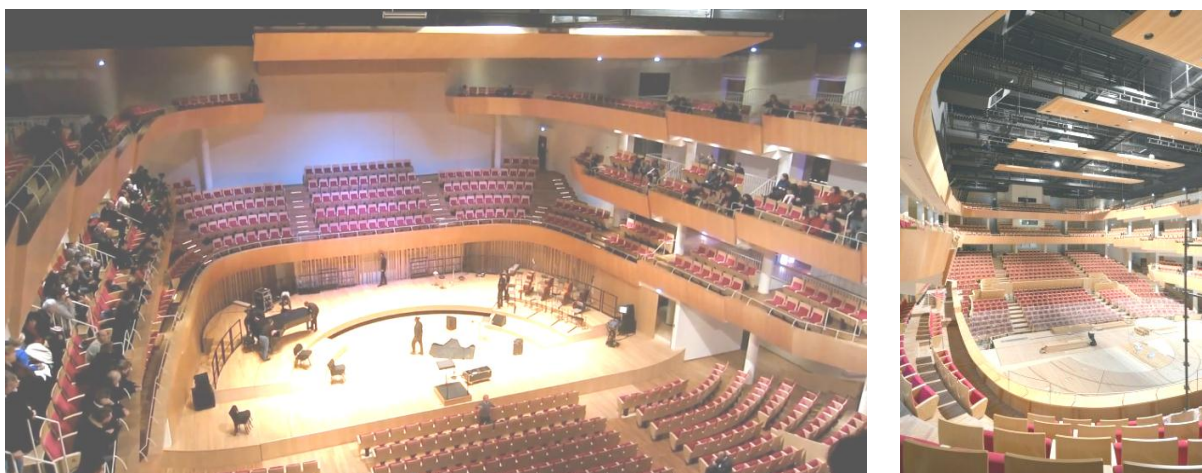


Figura1.6: Auditório com as arquibancadas (www.lemoniteur.fr)



Figura1.7: Auditório em fase de construção (www.sudouest.fr)

As arquibancadas vão provocar um efeito de contraventamento nos pilares do auditório, funcionando como um diafragma, no qual será necessário calcular a rigidez das duas arquibancadas superiores.

A arquibancada inferior encontra-se ao nível da parede moldada de 80cm, parede essa que servirá de suporte aos pilares do auditório, que se consideram simplesmente apoiados.

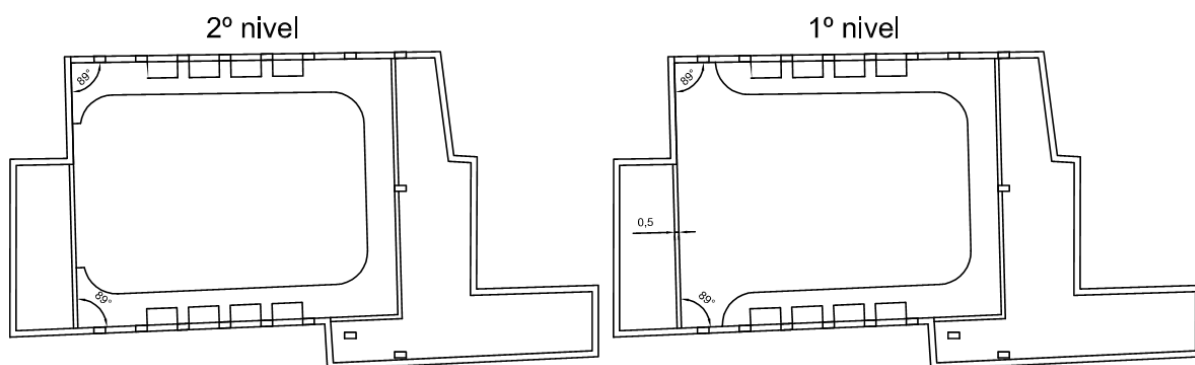


Figura1.8: Esquema estrutural em que as arquibancadas são inseridas na estrutura global

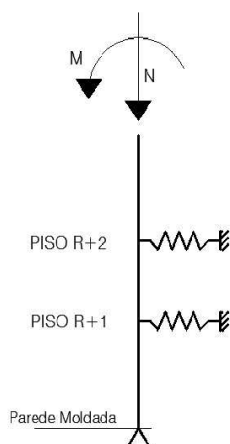


Figura1.9: Modelo simplificado de cálculo dos pilares

1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

No sentido de facilitar a leitura e a compreensão da presente dissertação, esta foi organizada em 9 capítulos.

O primeiro capítulo destina-se à *Introdução* contendo o enquadramento e objetivos da dissertação, onde é feita referência ao projeto do *Auditorium Bordeaux* apresentado por Morujão *et al.* (2012), artigo este que servirá de base para o presente trabalho. É explicado o funcionamento e as particularidades dos vários elementos estruturais. É também feita referência a todas as considerações adotadas no projeto.

O segundo capítulo, *Materiais e Ações*, são definidos todos os materiais usados no projeto e suas propriedades, assim como o tipo de ações e combinações a considerar no dimensionamento do edifício comercial e auditório.

No terceiro capítulo, *Modelação da Estrutura*, são definidos todos os elementos estruturais em planta e alçado que posteriormente vão ser pré-dimensionados, pretende-se também expor noções gerais sobre o funcionamento de um software de cálculo através do método dos elementos finitos, e a forma com poderão ser consideradas as ações atuantes.

No quarto capítulo, *Pré-dimensionamento do Edifício Comercial*, são estudadas as ações atuantes no edifício comercial e assim podendo determinar as dimensões de todos os elementos estruturais que possam contribuir para o carregamento das vigas pré-esforçadas da cobertura do auditório. Primeiramente serão estudadas as lajes, para que seja possível determinar os esforços das vigas que estão a descarregar nos pilares. Depois de determinados os esforços a atuar nos pilares do edifício comercial, são calculadas as reações nos apoios dos pilares para os estados limite previstos no Eurocódigos 2 (EC2) para que seja possível dimensionar as vigas pré-esforçadas.

O quinto capítulo *Vigas Pré-esforçadas*, é o capítulo mais longo tendo sido dividido em dez subcapítulos. É feita uma introdução aos vários tipos de pré-esforço, e o efeito que ele provoca nas peças em que é inserido. É apresentado o traçado teórico do pré-esforço, e suas cargas equivalentes. A secção transversal será também ela estudada, já que esta estará condicionada à colocação dos apoios *Gerb*. O dimensionamento do pré-esforço será realizado apenas para as duas últimas vigas (B7 e B8), pois uma é simplesmente apoiada (B7) e a outra (B8) tem um apoio intermédio, o que a torna hiperestática, fazendo assim com que o traçado de pré-esforço seja diferente. As restantes vigas não vão ser referidas neste capítulo pois são similares à viga B7, apesar de não serem tão solicitadas. Será feito o cálculo das perdas instantâneas de pré-esforço nas duas vigas e as perdas de pré-esforço diferidas, na secção a meio vão para a viga B7, e para a viga B8 será no apoio intermédio e a 7,4 metros do apoio esquerdo. Ainda no quinto capítulo será feita a verificação aos estados limites últimos para as duas vigas. É feito o cálculo das armaduras de esforço transversal para a secção transversal onde as cargas excêntricas vindas dos pilares do edifício comercial descarregam sobre as vigas, sendo utilizado para esse efeito um modelo de escoras e tirantes. O cálculo das armaduras de esforço transversal também será feito ao longo do comprimento da viga.

No sexto capítulo *Pilares do Auditório*, é construído um modelo estrutural do auditório com as arquibancadas através do software Autodesk Robot Structural Analysis (Robot). Serão aplicados deslocamentos nesse modelo para que, através dos esforços resultantes, se possa determinar a rigidez de cada arquibancada que serviram de contraventamento para o cálculo dos pilares do auditório. Será dimensionado um pilar tendo em conta os efeitos de segunda ordem.

No sétimo capítulo são descritas as *Conclusões* onde se resumem os pontos mais importantes abordados neste trabalho. São referidos os principais aspetos desenvolvidos durante a elaboração da dissertação e que contribuíram para uma maior sensibilização no dimensionamento de uma estrutura com características especiais.

2

Materiais e Ações

2.1. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS

Os materiais a usar no projeto foram escolhidos tendo em consideração a durabilidade, a sua classe de exposição ambiental e o seu comportamento face a possíveis ações sísmicas.

Através do EC2 quadro 4.1 e tendo em consideração a classe de exposição ambiental em Bordéus, foi definido que, o edifício comercial terá uma classe de exposição XC2, as vigas pré-esforçadas e os pilares do auditório corresponderá uma classe XC1.

Na Especificação E 464 do Laboratório Nacional de Engenharia Civil de 2007 (LNEC E464) que integra o Anexo Nacional da norma portuguesa NP206 de 2007, é possível retirar a classe de resistência mínima do betão.

Betão

Para o edifício comercial vai ser usado betão C30/37. Esta classe será usada em todos os elementos estruturais.

Para a estrutura do auditório será usado igualmente betão C30/37, no entanto poderá ser necessário usar outra classe superior, visto que as vigas pré-esforçadas e os pilares vão estar submetidos a grandes esforços.

No quadro 3.1 do EC2 é exposto as características de resistência e de deformação do betão, tendo sido retirado para um betão C30/37:

Quadro 2.1: Propriedades do betão C30/37

f_{ck}	30MPa
f_{ctm}	2,9MPa
E_{cm}	33GPa
ϵ_{cu1}	3,5‰

Aço Corrente

O aço a ser utilizado no projeto seja para o edifício comercial, como para a própria estrutura do auditório, será A 500 NR SD. Este aço é de alta ductilidade (Classe C), conseguindo assim um bom comportamento em possíveis zonas de plastificação das armaduras.

Através da tabela C.1 e ponto 3.2.7(4) do EC2, é possível retirar as seguintes características:

Quadro 2.2: Propriedades do aço A 500 NR SD

f_{yd}	435MPa
E_s	200GPa
ϵ_{yd}	2,175‰

Aço de Pré-esforço

O pré-esforço e todos os elementos a ele dependentes, foram usados tendo como referência as características técnicas dos materiais da empresa VSL (no anexo B).

Será usado um aço de pré-esforço com as seguintes características:

Quadro 2.3: Propriedades do aço de pré-esforço

f_{pk}	1860MPa
$f_{p0,1k}$	1680MPa
E_p	195GPa

2.2. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

As ações exercidas no edifício foram divididas em ações permanentes e ações variáveis. As ações acidentais não foram consideradas.

2.2.1. AÇÕES PERMANENTES

Ações permanentes consideradas na presente dissertação são devidas essencialmente ao peso próprio dos elementos estruturais, fixando o peso volúmico do betão de 25kN/m³.

Para o edifício comercial foi ainda considerado:

Paredes divisórias com um peso de 2.5kN/m^2 multiplicado por o pé-direito, considerando uma área de ocupação de 30% da área bruta em planta;

Paredes exteriores de 3kN/m^2 multiplicado por o pé-direito;

Revestimentos (interior: $1,5\text{kN/m}^2$; cobertura acessível: $1,5\text{kN/m}^2$).

2.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS

A ação variável sobrecarga é definida através das Tabelas 6.1 e 6.2 do EC1, tendo sido considerada a categoria D1, correspondendo a uma sobrecarga de 5kN/m^2 , que será aplicada em todos os pisos do edifício comercial

A ação variável vento não será considerada porque a sua influência para a determinação dos esforços verticais no edifício comercial não é relevante. Como o auditório está rodeado de edifícios, não será necessário considerar esta ação.

A ação variável neve não será igualmente considerada, pois o que se pretende é uma aproximação das forças atuantes nas vigas pré-esforçadas e a ação variável neve toma valores desprezáveis (ver anexo A).

A ação sísmica em geral não tem uma significativa contribuição para a avaliação dos esforços verticais da base dos pilares do edifício comercial, logo não será considerada. Para o dimensionamento dos elementos de contraventamento a considerar no auditório, esta ação é muito importante, no entanto, está previsto à partida um muro de 40cm em todo o perímetro do auditório, criando assim um efeito de contraventamento muito eficaz.

Assim sendo, será apenas considerada a ação variável base sobrecarga.

2.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações de ações foram definidas de acordo com os pontos 6.4 e 6.5 do EC0.

Para Estados Limites Últimos:

Combinação Fundamental:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.1)$$

Para Estados Limites de Serviço:

Combinação Característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.2)$$

Combinação Frequente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.3)$$

Combinação Quase permanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.4)$$

Em que:

E_d	Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;
γ_G	Coefficiente parcial relativo às ações permanentes, G;
G_k	Valor característico de uma ação permanente;
γ_p	Coefficiente parcial relativo à ação do pré-esforço, P;
P	Valor do pré-esforço atuante a tempo infinito;
γ_Q	Coefficiente parcial relativo às ações variáveis, Q;
Q_k	Valor característico de uma ação variável;
$\psi_{0;1;2}$	Coefficientes de combinação para as ações variáveis;

Através dos quadros A1.1 e A1.2 (B) do EC0 foi possível retirar os seguintes valores respetivamente: $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,7$; $\psi_2 = 0,6$ e $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,50$; $\gamma_p = 1,0$.

3

Modelação da Estrutura

3.1. GEOMETRIA

A modelação da estrutura foi efetuada com o programa de cálculo Robot. Este programa permite calcular os esforços e deslocamentos a que a estrutura está sujeita quando são aplicadas determinadas ações.

Para o presente projeto foram criados três modelos:

O primeiro modelo simula a estrutura do edifício comercial, no qual se tentou simplificar nas dimensões e geometria dos elementos, já que o interesse do seu estudo seria apenas a determinação dos esforços na base dos pilares que descarregavam nas vigas pré-esforçadas situadas na cobertura do auditório. A estrutura tem quatro níveis espaçados de um pé direito de 4m, sendo a planta do nível inferior diferente dos restantes (ver Figuras 3.1 e 3.2).

O segundo modelo simula as oito vigas pré-esforçadas, tendo sido várias vezes atualizado, já que o dimensionamento procurou ser o mais otimizado possível, acabando a secção transversal das vigas assim como as cargas equivalentes de pré-esforço por sofrer bastantes alterações ao longo do estudo.

O terceiro modelo simula a estrutura do auditório com as arquibancadas em destaque, pois a influência destes elementos estruturais no contraventamento dos pilares obriga a uma avaliação mais cuidada da sua rigidez.

Seguem-se algumas imagens representativas dos modelos em planta atrás referidos:



Figura 3.1: Planta estrutural do primeiro modelo, nível inferior (linhas exteriores a vermelho não pertencem ao modelo)

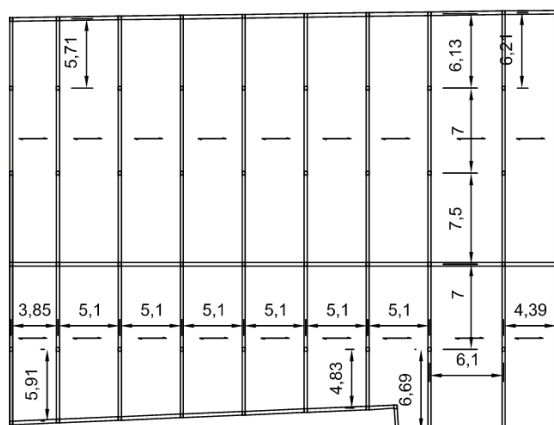


Figura 3.2: Planta estrutural do primeiro modelo, restantes níveis

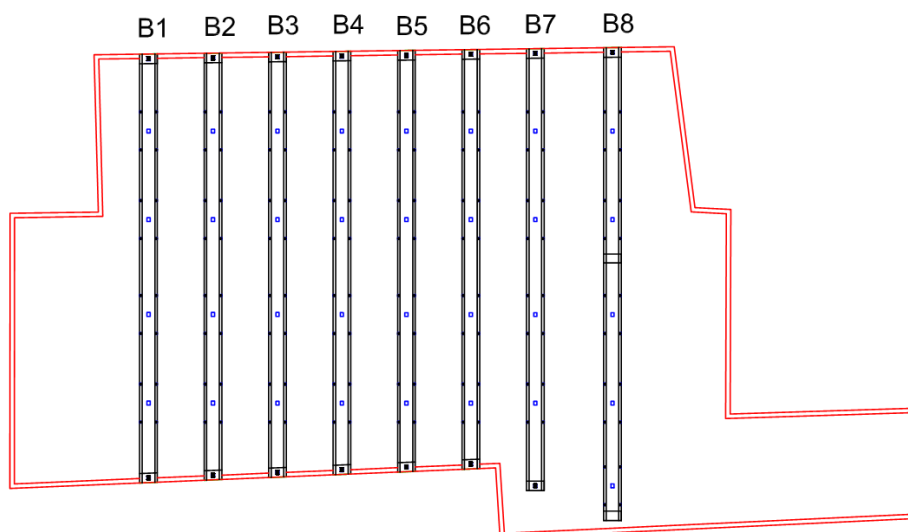


Figura 3.3: Vigas pertencentes ao segundo modelo (linhas exteriores a vermelho não pertencem ao modelo)

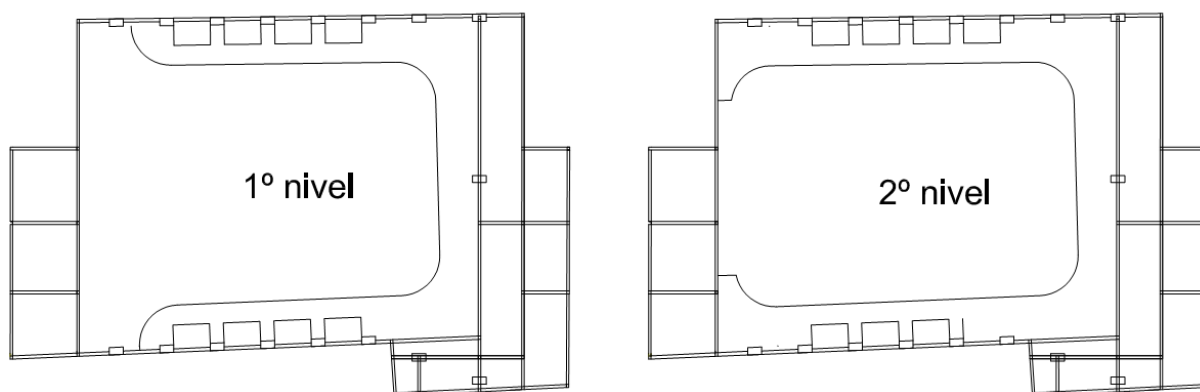


Figura 3.4: Terceiro modelo em planta com as duas arquibancadas

3.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Na modelação estrutural foi necessário introduzir vários tipos de elementos estruturais que a seguir se apresentam.

3.2.1. VIGAS E PILARES

Para os pilares e vigas foram usados elementos de barra com dois nós nas extremidades, sendo que cada um dos nós pode deslocar-se segundo 6 graus de liberdade, três de translação e três de rotação. Nos modelos elaborados foi considerada continuidade em todos os elementos, exceto nos apoios entre as vigas pré-esforçadas e os pilares do auditório. Para os pilares do edifício comercial, foram colocados apoios fixos nas duas direções mas com rotações livres.

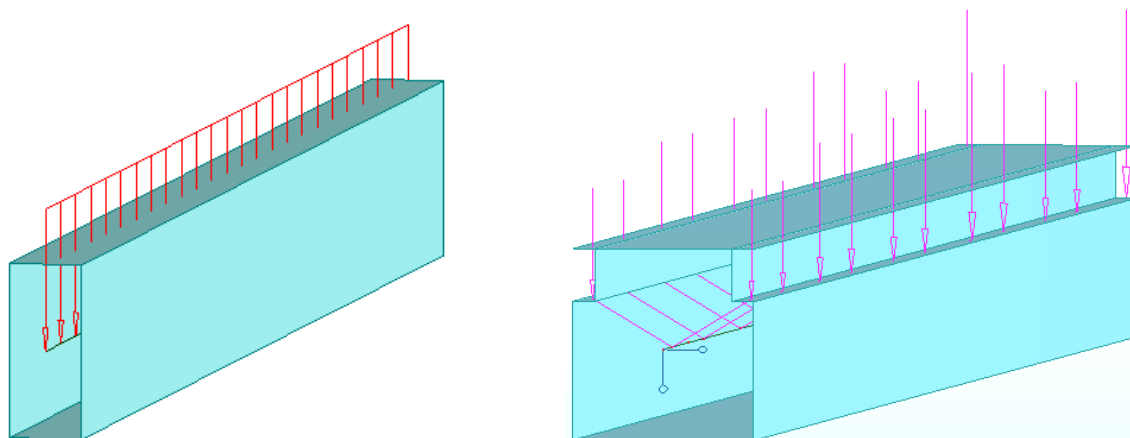


Figura 3.5: Exemplo de elementos de barra solicitados por ações (linear e pontuais excêntricas respetivamente)

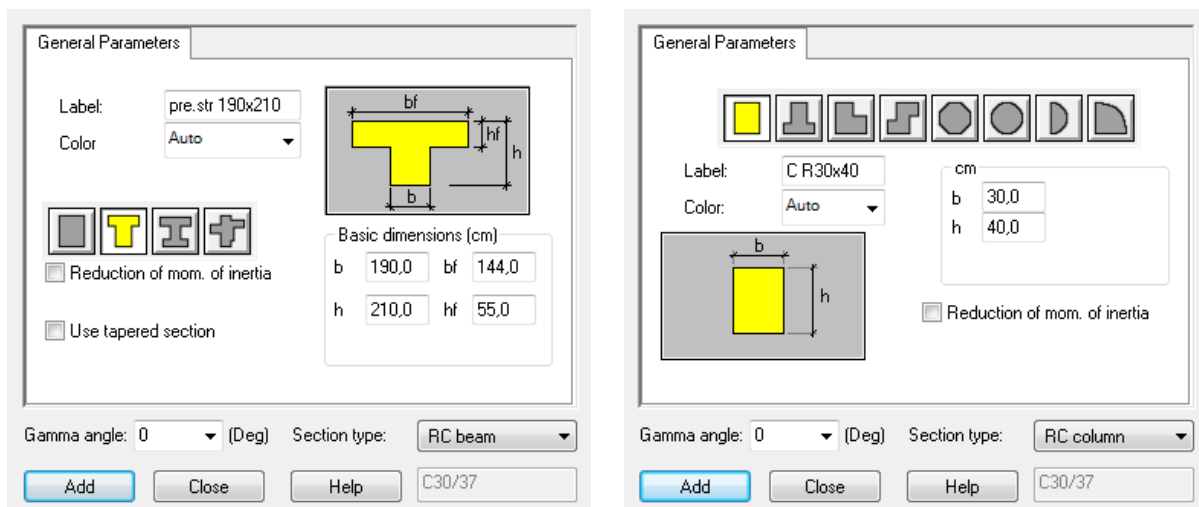


Figura 3.6: Interface de introdução de dados do software Robot para vigas e pilares respetivamente

3.2.2. LAJES, ARQUIBANCADAS E PAREDES

A introdução no software Robot das lajes, arquibancadas e paredes foi realizada através de elementos finitos de casca. Cada elemento de casca é formado por pelo menos 3 nós, tendo cada nó 6 graus de liberdade. A malha de elementos finitos foi definida automaticamente pelo software.

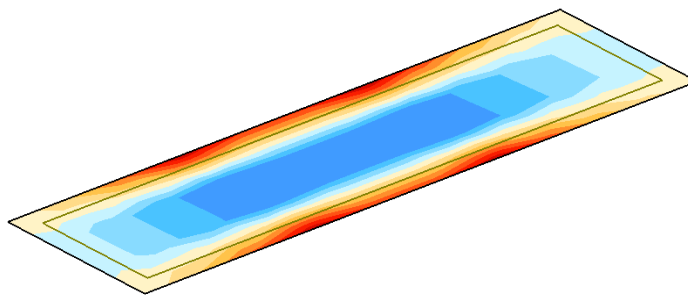


Figura 3.7: Exemplo do mapa de esforços de uma laje na direção em que foi armado.

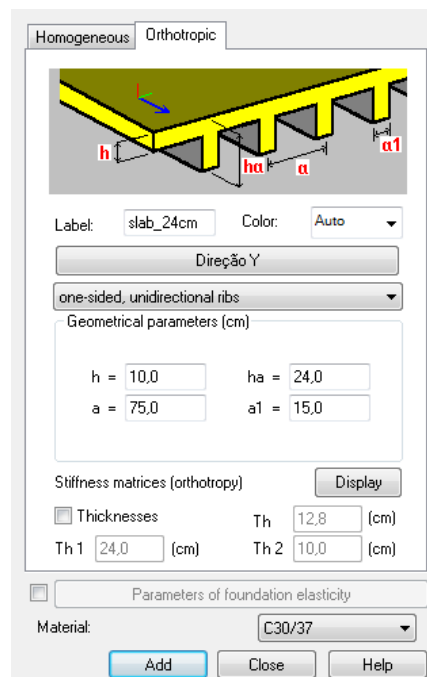


Figura 3.8: Interface de introdução de dados do software Robot para lajes aligeiradas.

Os elementos estruturais mais complexo foram as arquibancadas.

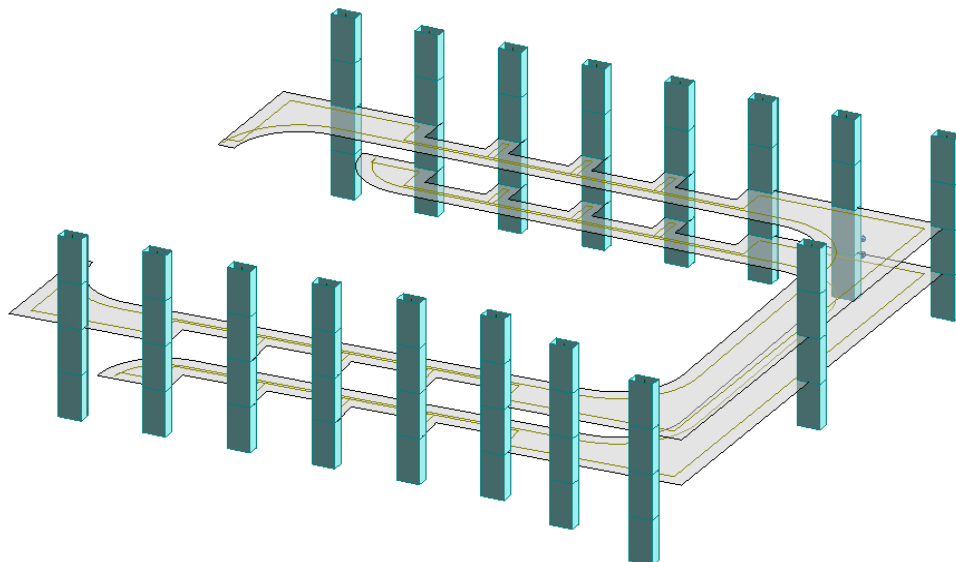


Figura 3.9: Arquibancadas e pilares do auditório

3.3. AÇÕES

Foram consideradas quatro tipos de ações a aplicar nos elementos estruturais:

- Ações pontuais: foram aplicadas nas vigas pré-esforçadas, correspondendo as reações nos apoios dos pilares do edifício comercial. Foram também aplicadas nos topos dos pilares do auditório representando os esforços nos apoios nas vigas pré-esforçadas.

No sentido de simplificar a construção do modelo no “Robot”, foram aplicadas duas ações pontuais horizontais extremidades das vigas pré-esforçadas, considerado que em toda a sua extensão, o esforço axial resultante da aplicação do pré-esforço será constante e de igual valor ao pré-esforço aplicado.

- Ações lineares: aplicadas nas vigas do edifício comercial que sobre elas tinham a descarregar paredes exteriores.

As cargas equivalentes do pré-esforço também foram aplicadas nas vigas pré-esforçadas como sendo ações lineares.

- Ações de área: foram aplicadas nas lajes, correspondendo à ação da subcarga; revestimentos e paredes divisórias.
- Ações de volume: estas ações foram consideradas em todos os elementos estruturais e correspondem ao peso próprio de cada elemento. Na prática, estas ações são automaticamente convertidas em ações lineares se os elementos estruturais forem barras, ou ações de área se os elementos estruturais forem lajes.

4

Pré-dimensionamento do Edifício Comercial

4.1. LAJES

Nesta fase, foi necessário optar pelo modo de funcionamento das lajes do edifício comercial: ou se optava por lajes a descarregar sobre as vigas numa direção ou em duas direções. Para justificar a melhor alternativa, foram feitos cálculos simplificados de forma a ter uma estimativa dos esforços máximos nas vigas para cada uma das soluções e assim prever as dimensões que seriam precisas para as vigas em cada uma dessas duas hipóteses.

Para determinar a espessura das lajes, optou-se por estudar as de maior vão e atribuir a mesma espessura para as similares. Apesar de a laje de maior vão ter 6,73m, esta não vai descarregar diretamente nas vigas pré-esforçadas isso leva a que as suas dimensões não sejam relevantes para este trabalho, com efeito, as lajes a serem estudadas serão de 6,1m de vão e a de 5,1m de vão.

Através das expressões 7.16.a e 7.16.b do EC2 ponto 7.4.2, é possível obter uma estimativa da espessura das lajes através de critérios de flexa máxima em estados limites de serviço.

$$\frac{l}{d} = K \times \left[11 + 1,5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \times \sqrt{f_{ck}} \times \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{se } \rho \leq \rho_0 \quad (4.1)$$

$$\frac{l}{d} = K \times \left[11 + 1,5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \times \sqrt{f_{ck}} \times \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{se } \rho > \rho_0 \quad (4.2)$$

Sendo:

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{30} = 5,48 \times 10^{-3} = 0,55\% \quad (4.3)$$

De forma a baixar os esforços nos pilares devidos ao peso-próprio das lajes, optou-se por uma solução de aligeiramento em todas as lajes. Assim sendo, o EC2 refere “no caso de secções em T com uma relação entre a largura do banzo e a largura da alma superiores a 3, os valores l/d , deverão ser multiplicados por 0,8”.

Sendo a laje de “betão levemente solicitado”, e estando a laje nas condições “vão interior de uma laje armada numa ou em duas direções”, em que $\rho \leq \rho_0$,

Através do quadro 7.4N do EC2, que indica os valores a ser considerados nos vários casos, é possível retirar o valor de k e ρ .

Ficando:

$$\frac{l}{d} = 1,5 \times \left[11 + 1,5 \times \sqrt{30} \times \frac{0,55}{0,5} + 3,2 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{0,55}{0,5} - 1 \right)^{3/2} \right] \times 0,8$$

$$\frac{l}{d} = 24,71$$

Para a laje com o vão de 6,1m:

$$\frac{6,1}{d} = 24,71 \Leftrightarrow d = 0,247m$$

Sendo razoável considerar um recobrimento de 3cm, a espessura das lajes será:

$$h \geq 0,277 \approx 0,28m$$

Para as lajes com o vão de 5,1m:

$$\frac{5,1}{d} = 24,71 \Leftrightarrow d = 0,206m$$

$$h \geq 0,236 \approx 0,24m$$

Solução Considerada:

Tendo em consideração todas as condicionantes e boas práticas relativamente as dimensões mínimas exigidas a uma solução de aligeiramento, a solução para cada laje será:

Para a laje com vão de 6,1m :

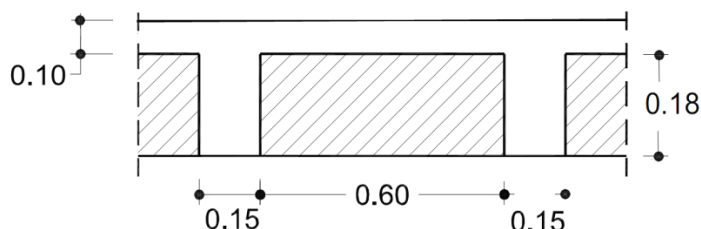


Figura 4.1: Corte transversal da laje de 6.1m de vão

Para as restantes lajes:

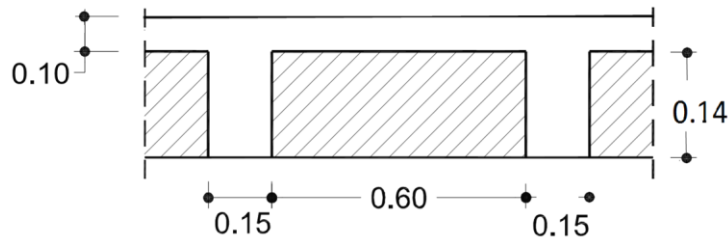


Figura 4.2: Corte transversal das restantes lajes

Peso Próprio das lajes:

O cálculo do peso próprio das lajes foi feito por m^2 , não considerando para o cálculo zonas de maciçamento, o peso dos blocos não foi considerado.

Para a laje com vão de 6,1m:

$$\frac{(0,28 \times 0,75 \times 1 - 0,18 \times 0,60 \times 1) \times 25}{0,75 \times 1} = 3,4 \text{ kN/m}^2$$

Para as restantes lajes:

$$\frac{(0,24 \times 0,75 \times 1 - 0,14 \times 0,60 \times 1) \times 25}{0,75 \times 1} = 3,2 \text{ kN/m}^2$$

4.2. VIGAS

Para o pré-dimensionamento das vigas será necessário determinar os esforços por ela suportados, esses esforços são aplicados nas lajes estando estas apoiadas nas vigas. Assim, as ações diretas e indiretas a considerar são:

- Peso próprio (25 kN/m^3);
- Paredes divisorias (considerando um peso de $2,5 \text{ kN/m}^2$ multiplicado por um pé-direito de 4m, considerando uma areia de ocupação de 30% da área bruta em planta (RSA): $(2,5 \times 4 \times 0,3 = 3 \text{ kN/m}^2)$;
- Paredes exteriores (considerando: $3 \text{ kN/m}^2 \times 4 \text{ m} = 12 \text{ kN/m}$);
- Revestimentos (interior: $1,5 \text{ kN/m}^2$; cobertura acessível: $1,5 \text{ kN/m}^2$);
- Ação variável Sobrecarga (zona comercial categoria D1 (EC1-6.3.1.2): 5 kN/m^2);

A carga a atuar nas lajes para o estado limite último será:

Laje com vão de 6.1m:

$$P_{ED} = 1,35 \times (3,4 + 3 + 1,5) + 1,5 \times 5 = 18,17 \text{ kN/m}^2$$

Restantes lajes:

$$P_{ED} = 1,35 \times (3,2 + 3 + 1,5) + 1,5 \times 5 = 17,90 \text{ kN/m}^2$$

O pré-dimensionamento das vigas foi realizado com base na carga distribuída da laje, da área de influência da viga, e do seu peso próprio, por simplificação a largura (b) e altura (h) da viga são aproximadamente: $b = 0,4h$ e $h \approx d$.

O dimensionamento terá como base o facto económico em que, será usada a equação com um momento fletor reduzido de dimensionamento de valor $\mu = 0,25$.

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,25 \quad (4.4)$$

Os momentos mais significativos são os negativos.

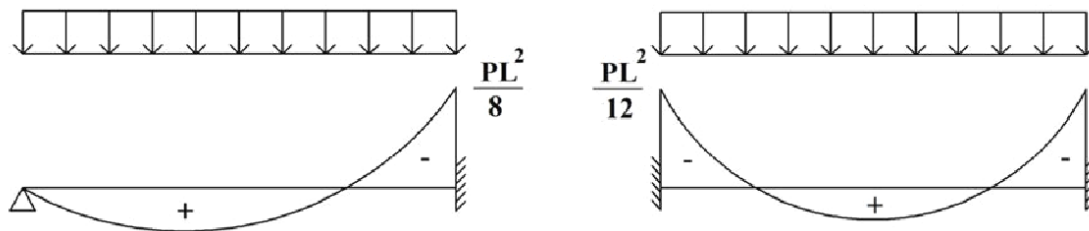


Figura 4.3: Representação esquemática dos esforços nos dois casos de estudo

Para a viga V7, (entre as lajes de vão 6,1 e 5,1m):

$$P = P_{ED} \times \frac{6,1}{2} + P_{ED} \times \frac{5,1}{2} + 1,35 \times P.P.viga \quad ()$$

$$P = 18,17 \times \frac{6,1}{2} + 17,90 \times \frac{5,1}{2} + 1,35 \times 25 \times 0,4 d \times d = 101,06 + 13,5 d^2 \text{ kN/m}$$

Para o vão central da viga V7:

$$\frac{\frac{PL^2}{12}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,25 \quad (4.5)$$

$$\frac{\frac{(101,06 + 13,5d^2) \times 7,5^2}{12}}{0,4d \times d^2 \times \frac{30000}{1,5}} = 0,25$$

$$d = 0,63m$$

Para o vão de extremidade da viga V7:

$$\frac{\frac{PL^2}{8}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,25 \quad (4.6)$$

$$\frac{\frac{(101,06 + 13,5d^2) \times 6,13^2}{8}}{0,4d \times d^2 \times \frac{30000}{1,5}} = 0,25$$

$$d = 0,63m$$

Sendo que:

$$b \approx 0,4d \approx 0,25m$$

Como esta viga é a mais gravosa, simplifadamente será considerado uma altura fixa para todas as vigas de $h = 0,6m$.

Contudo é importante referir que, se o objetivo do trabalho fosse o pré-dimensionamento do edifício comercial, as dimensões de cada elemento estrutural deveriam ter sido estimadas individualmente e não atribuindo dimensões fixas para todos os elementos estruturais.

4.3. PILARES

Será adotado uma dimensão tipo para todos os pilares, para isso será estudada numa área de influência A_{inf} de um pilar condicionante:

$$A_{inf} = 7,25 \times 5,6 = 40,6m^2$$

Por simplificação, a laje de cobertura será igual às restantes no entanto não será solicitada pela sobrecarga e pelas paredes divisórias.

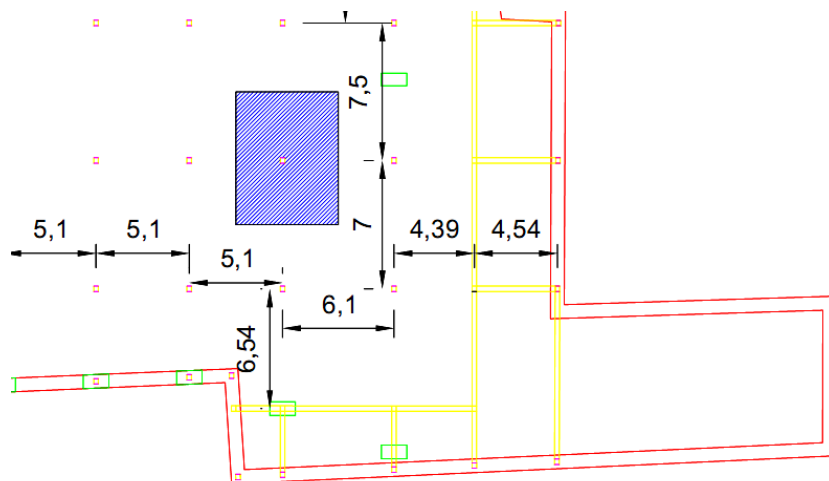


Figura 4.4: Área de influência dos esforços encaminhados para o pilar em estudo

O esforço axial aplicado será:

$$N_{ED} = (101,06 + 1,35 \times 25 \times 0,25 b_{viga} \times 0,60 h_{viga}) \times \left(\frac{7}{2} + \frac{7,5}{2} \right) \times 4 - (1,35 \times 3 + 1,5 \times 5) \times 40,6$$

$$N_{ED} = 2608,6 \text{ kN}$$

Não entrando em consideração com possíveis momentos fletores e considerando 1% de área de armadura na área de betão, em cedência os pilares cumprem a seguinte expressão:

$$N_{ED} = A_c \times f_{cd} + 0,01 A_c \times f_{yd} \quad (4.7)$$

$$2608,6 = A_c \times \frac{30000}{1,5} + 0,01 A_c \times \frac{500000}{1,15}$$

$$A_c = 0,107 \text{ m}^2$$

Fixando um dos lados a 0,30m, obtemos as seguintes dimensões $(0,30 \times 0,40) = 0,12 \text{ m}^2$

4.4. REAÇÕES NOS APOIOS

Entrando com o peso próprio do pilar, a reação provocada pelos esforços atrás calculados para o estado limite ultimo será:

$$R_{ED} = 2608,6 + 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 4 \times 3 = 2644,6 \text{ kN}$$

Ao verificar os Resultados obtidos através do Software Robot para o mesmo apoio vem:

$$R_{64} = 2647,18 \text{ kN}$$

Visto os resultados serem muito próximos, é seguro considerar como válidos os resultados retirados do robot.

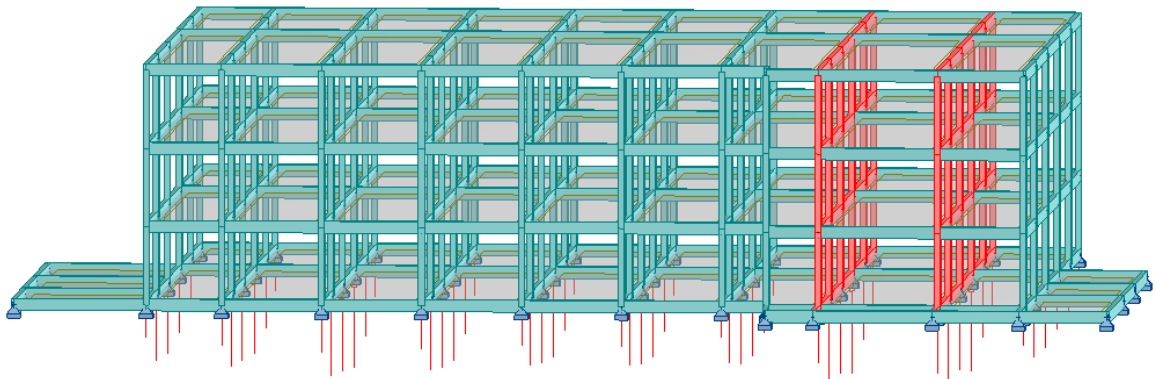


Figura 4.5: Modelo estrutural do edifício comercial retirado do software Robot, com as reações nos apoios, com destaque dos pórticos que descarregam nas vigas pré-esforçadas B7 (esquerda) e B8 (direita)

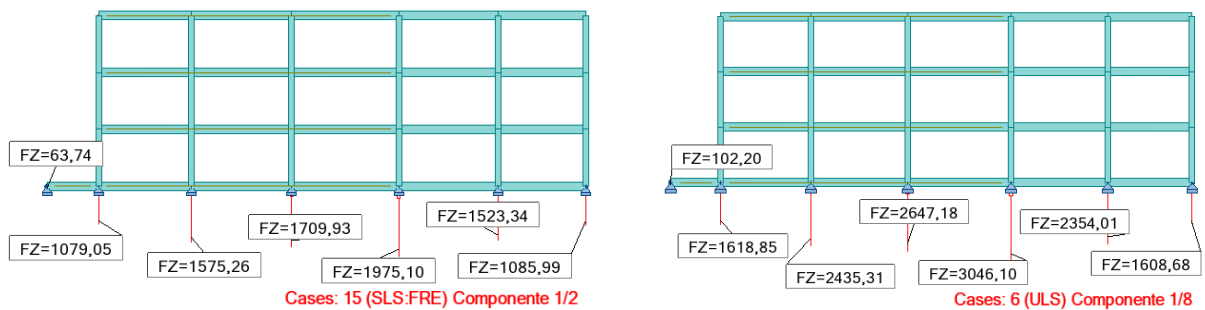


Figura 4.6: Reações nos apoios que vão descarregar na viga pré esforçada B7 para a combinação de ações frequentes e ELU respetivamente

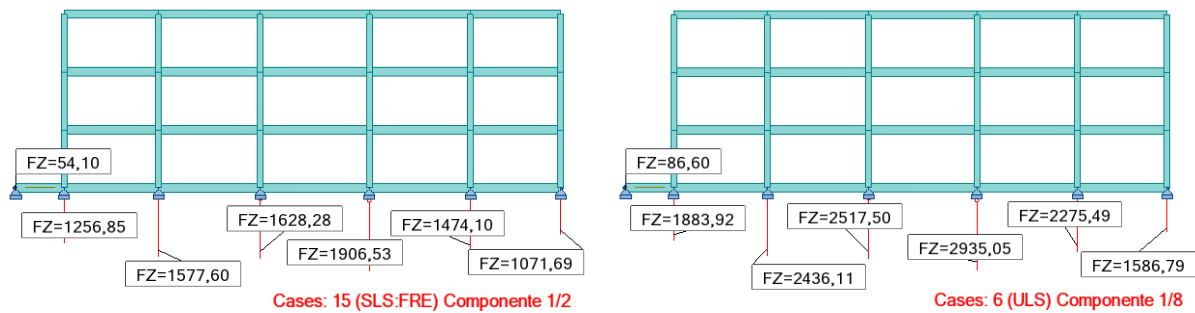


Figura 4.7: Reações nos apoios que vão descarregar na viga pré esforçada B8 para a combinação de ações frequentes e ELU respetivamente

Os valores atrás apresentados vão posteriormente ser dividido por quatro e aplicados nas correspondentes vigas pré-esforçadas. No entanto, no estudo das vigas ao longo da sua extensão, haverá sobreposição de forças iguais (nos apoios GERB), sendo nestes casos os valores apenas divididos por dois.

5

Vigas Pré-esforçadas

5.1. CONCEITOS GERAIS.

O betão é um material com um excelente desempenho quando sujeito a esforços de compressão, no entanto o seu comportamento a esforços de tração é diferente, revelado uma baixa resistência.

A aplicação do pré-esforço consiste em induzir uma pré-compressão no betão, melhorando depois o seu desempenho quando sujeito a esforços de tração, transformando o betão num material elástico (Figueiras, 1993).



Figura 5.1: Ação do pré-esforço sobre o betão

Existem fundamentalmente duas técnicas de pré-esforço aplicadas ao betão:

- Pré-tensão: os varões ou cordões são tensionados antes da colocação do betão, sendo a transferência do esforço para o betão feita por aderência, depois de o próprio adquirir a resistência necessária.
- Pós-tensão: as armaduras são tensionadas após o betão ter adquirido a resistência necessária, sendo em geral uma técnica de pré-esforço utilizada na construção "in situ". Esta técnica pode ser aplicada com cabos aderentes ou não aderentes.

Para o presente projeto será usada a técnica de pós-tensão aplicada a cabos de pré-esforço aderentes. Neste processo o pré-esforço é aplicado por cabos munidos de ancoragens nas suas extremidades e colocado em bainhas de modo a ficarem livres durante a betonagem. Depois do betão adquirir a

resistência necessária, os cabos são tensionados por meio de macacos que fazem apoio sobre o betão sendo em seguida os cabos ancorados nas extremidades. A ligação entre o betão e os cabos de aço é realizada através da injeção de uma calda de cimento na bainhas.

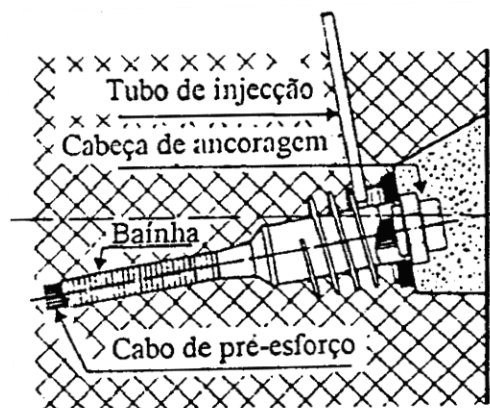


Figura 5.2: Ancoragem de pré-esforço por pós-tesão (Figueiras, 1993)

5.2. EFEITO DO PRÉ-ESFORÇO E CARGAS EQUIVALENTES

O efeito induzido pelo cabo de pré-esforço assume grande importância no projeto de um elemento estrutural em betão pré-esforçado.

Um cabo de pré-esforço determina num dado elemento estrutural um conjunto de cargas distribuídas ou concentradas. Desvios do cabo entre troços retos sucessivos têm por consequência uma força de desvio que se traduz numa força concentrada aplicada ao betão. Cabos com traçado curvo, integram um conjunto de forças de desvio, induzindo no betão uma carga distribuída (Felix, 2009).

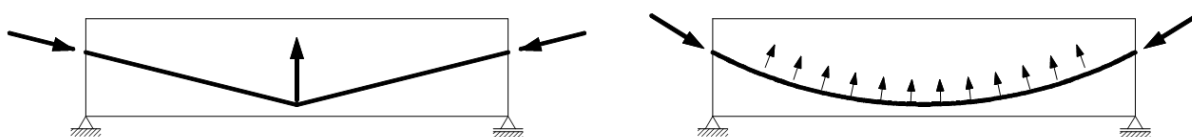


Figura 5.3: Ação (concentrada e distribuída) do cabo sobre o betão (Felix, 2009)

Em geral, a solução mais conveniente para o traçado do cabo e o valor do pré-esforço aplicado deverá ser tal que gere um conjunto de cargas com uma distribuição diretamente oposta à das restantes ações com carácter permanente aplicadas.

Na figura 5.4 estão representadas as cargas equivalentes simplificadas de um cabo constituído por segmentos retilíneos.

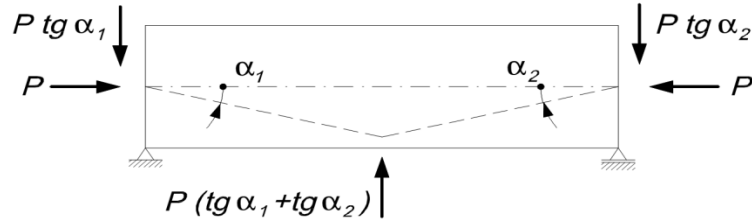


Figura 5.4: Ação equivalente provocada por um cabo retilíneo com excentricidade variável (C. Felix, 2009)

Por razões de ordem prática a mudança de direção de um cabo não se faz num ponto mas sim ao longo de uma certa extensão de cabo. O desenvolvimento necessário para ocorrer a mudança de direção dependerá do raio de curvatura admissível para o cabo e dos ângulos de desvio em causa.

As cargas equivalentes para um cabo curvo envolvem um conjunto de expressões mais complexas. Nos casos mais habituais de cabos não retilíneos, o traçado é dado por uma parábola do 2º grau:

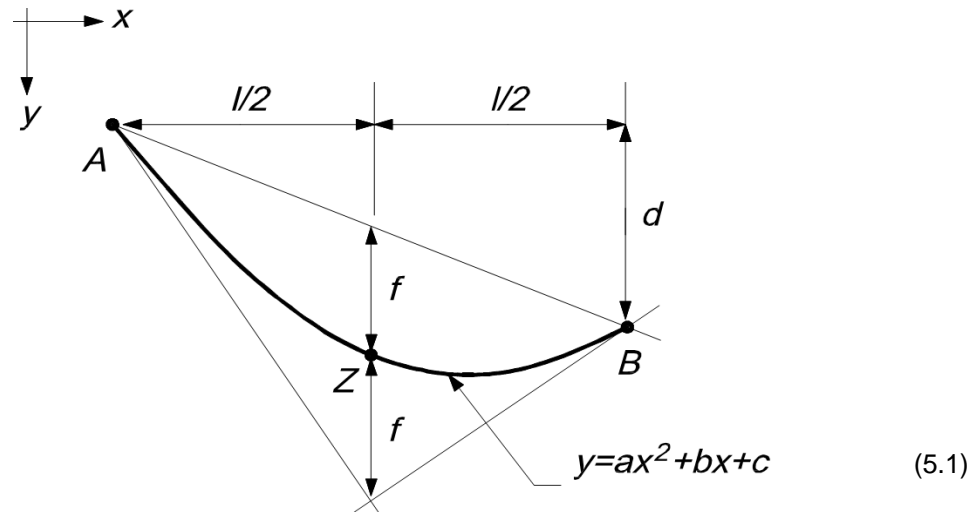


Figura 5.5: Traçado de um cabo com parábola de 2º grau (Felix, 2009)

Neste caso a curvatura aproximada será:

$$\frac{1}{r(x)} \cong y'' = 2a \quad (5.2)$$

Procedendo a várias simplificações é possível chegar à seguinte expressão aproximada:

$$\frac{1}{r(x)} \cong y'' = -\frac{8f}{l^2} \quad (5.3)$$

A carga equivalente aproximada para um cabo curvo será:

$$q = P \times \frac{8f}{l^2} \quad (5.4)$$

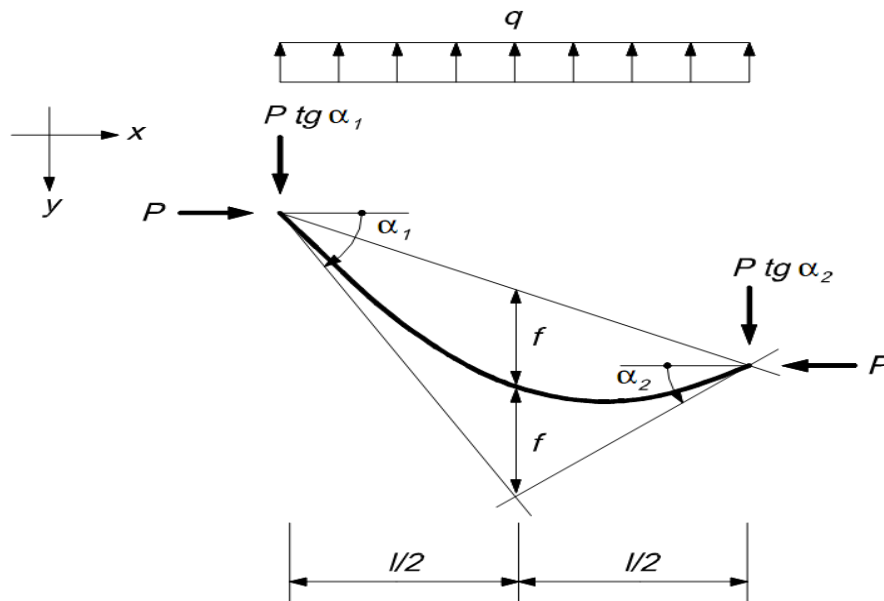


Figura 5.6: Sistema simplificado de forças atuantes sobre o betão resultante de cabo curvo (Felix, 2009)

Importa referir que a força de pré-esforço varia ao longo dos cabos devido a perdas de tensão, que se dividem em perdas instantâneas (devido à deformação elástica do betão, à reentrada das cunhas nos dispositivos de ancoragem e ao atrito que se desenvolve ao longo da bainha), e varia no tempo, devido às perdas diferidas como resultado da retração e da fluência do betão e da relaxação dos aços.

As perdas de pré esforço serão estudadas detalhadamente mais à frente.

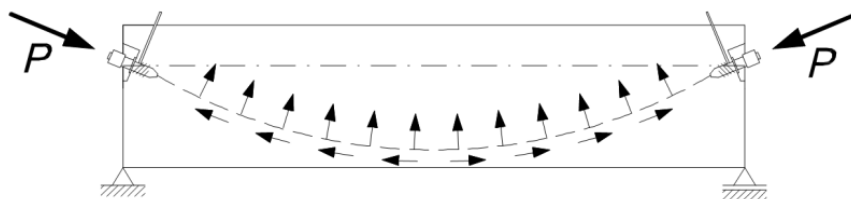


Figura 5.7: Traçado de pré-esforço curvo com a representação das cargas equivalentes e perdas de tensão por atrito (Felix, 2009)

5.3. TRAÇADO DO PRÉ-ESFORÇO

Os traçados de pré-esforço que em seguida serão apresentados foram definidos para as secções transversais determinadas no ponto 5.4.

5.3.1. PARA A VIGA B7

A solução adotada no presente projeto teve em consideração o que atrás foi referido. Sendo as cargas atuantes provocadas essencialmente pelos pilares do edifício comercial que descarregam nas vigas pré-esforçadas através de cargas concentradas, procurou-se definir um traçado com desvios entre troços retos, de forma a provocar uma carga de pré-esforço equivalente concentrada e de sentido contrário.

Na prática esta solução, como foi atrás referido, acaba por usar um traçado curvo localizado, já que existem fenómenos de atrito entre os cordões e a bainha que impedem a transmissão uniforme da tensão de pré-esforço em toda a extensão do cabo.

Com efeito, a extensão considerada para o traçado curvo entre alinhamentos retos foi definida pela distância horizontal entre a degradação de carga proveniente dos pilares do edifício comercial, a 60° , até intercepar o traçado teórico de pré-esforço.

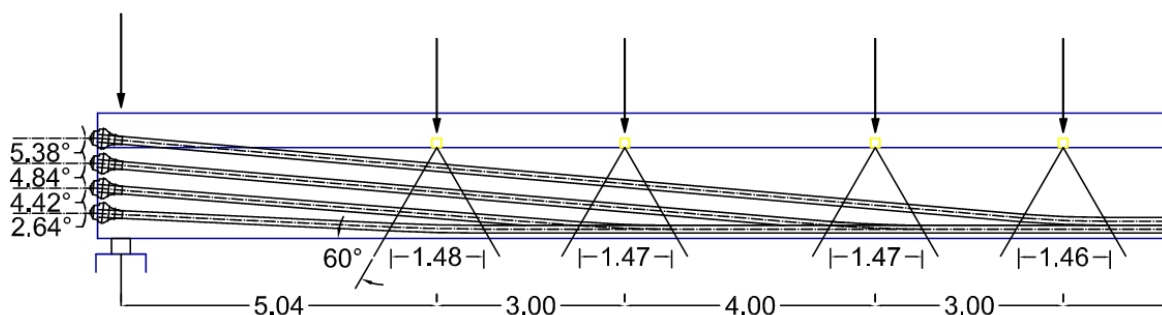


Figura 5.8: Concordâncias entre alinhamentos retos com representação da degradação de carga a 60° (viga B7)

Esta consideração (degradação de cargas a 60°) vai fazer com que os esforços transversos provocados pelas cargas equivalentes sejam mais eficazmente anulados pelas cargas concentradas.

Cada extensão (em curva) atrás definida, corresponde a um determinado raio, raio esse que se verificou ser maior que o raio mínimo exigido pelo fornecedor do pré-esforço (10m).

Como é possível ver na figura 5.8 foram definidos 4 traçados distintos contendo um total de 8 cabos de pré-esforço (dois em cada traçado). Desta forma foi possível que cada cabo provocasse uma carga equivalente concentrada em cada esforço proveniente dos pilares do edifício comercial. Excetuando os pilares extremos, que não têm influência no dimensionamentos do pré-esforço das vigas, a reação no apoio dos restantes 4 pilares será dividida em 4 forças concentradas, provocando 16 esforços concentrados.

As ancoragens estão afastadas entre si de 40cm, estando a sua resultante coincidente com o centro de massa da secção, isto significa que não vai existir momentos nos apoios.

5.3.2. PARA A VIGA B8:

O traçado da viga 8 difere das restantes já que se trata de uma viga hiperestática.

Como no tramo mais condicionante descarregam 3 pilares o que equivale a 12 forças concentradas, inicialmente foi adotado um total de 6 cabos de pré-esforço, que mais tarde se veio revelar excessivo.

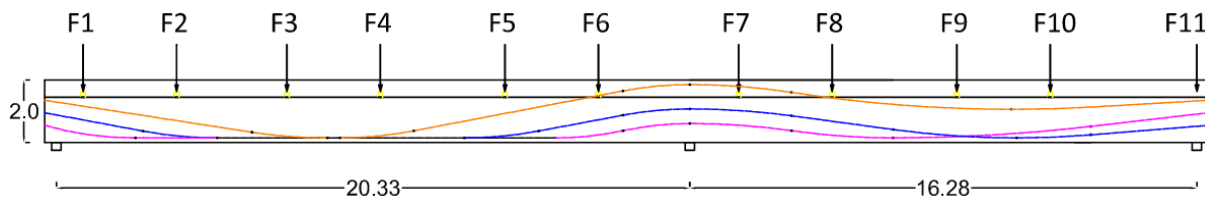


Figura 5.9: Traçado dos cabos de pré-esforço para a viga B8

Ao contrário das restantes vigas pré-esforçadas, as distâncias entre forças concentradas (pilares e reações das vigas) na viga B8 são mais curtas, isto significa que, se quisermos tirar o máximo rendimento das possíveis excentricidades do pré-esforço, as inclinações dos traçados a adotar vão ser mais acentuadas e as concordâncias mais extensas. Por essa razão em muitas situações, deixou de ser possível adotar uma extensão das concordâncias equivalente a um encaminhamento de forças a 60° entre a força provocada pelos pilares do edifício superior e as concordâncias do traçado do pré-esforço. Com efeito, foi necessário determinar o parâmetro “a” para o raio mínimo admitido pelo fabricante ($r = 10m$):

$$\frac{1}{r} = y'' = 2a \quad (5.5)$$

$$\frac{1}{10} = 2a \Leftrightarrow a = 0.05$$

Para um encaminhamento de forças a 45° :

$$y(x) = ax^2 \quad (5.6)$$

$$y = 0,05 \times (2,6 - y)^2 = 0,271 \text{ m} \Rightarrow x = 2,33 \text{ m}$$

$$y' = 2 \times a \times x = \tan \alpha \quad (5.7)$$

$$\alpha = 13,11^\circ$$

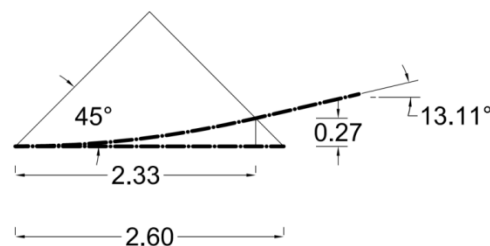


Figura 5.10: concordância com raio mínimo para uma degradação de carga a 45°

Para um encaminhamento de forças a 60°:

$$y(x) = ax^2 \Leftrightarrow y = 0,05 \times \left(1,5 - \frac{y}{1,732}\right)^2 = 0,104 \text{ m} \Rightarrow x = 1,44 \text{ m}$$

$$y' = 2 \times a \times x = \tan \alpha \Leftrightarrow \alpha = 8,19^\circ$$

Na zona das ancoragens foi adotada a mesma distância entre ancoragens usada para as restantes vigas pré-esforçadas (40cm), mas apenas usando 6 cabos de pré-esforço, que no seu conjunto tem o seu centro de forças coincidente com o centro de rigidez da viga.

No traçado em que a curva de concordância é negativa (próximo do apoio central), as forças de desvio são dirigidas para baixo, pois desta forma o efeito sobre o elemento estrutural em termos de agravamento dos esforços transversos e de flexão são mais reduzidos, além de que parte destas forças serão transmitidas diretamente para os apoios. Assim sendo, é mais vantajoso optar curvas de concordância no apoio intermédio com raio próximo do mínimo.

Apoio Esquerdo:

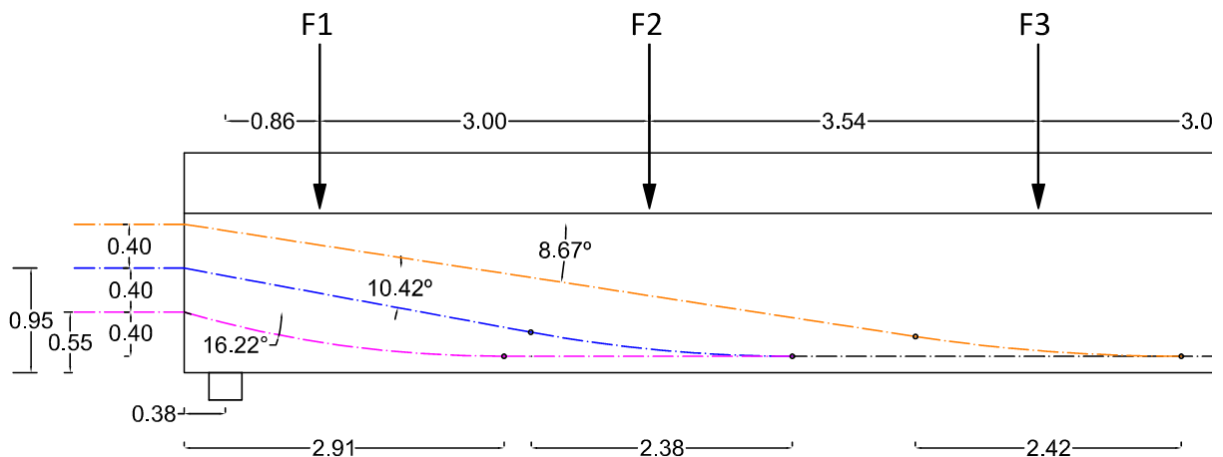


Figura 5.11: Traçados do pré-esforço próximos do apoio esquerdo da viga

Parábola do traçado inferior:

Apesar de a força F1 na figura 5.11 ser encaminhada diretamente para o apoio da viga, a solução para a concordância do traçado inferior tentará que se localize o mais próximo dessa força.

Esta concordância excede o desenvolvimento máximo em y para a situação de “um encaminhamento de forças a 45°” $0,424 \text{ m} > 0,271 \text{ m}$, assim sendo será usado um “a” correspondente ao raio mínimo.

$$y(x) = ax^2 \Leftrightarrow 0,424 = 0,05 \times x^2 \Leftrightarrow x = 2,91 \text{ m}$$

$$y' = 2 \times a \times x = \tan \alpha \Leftrightarrow \alpha = 16,22^\circ$$

Parábola do traçado intermédio:

Tendo como critério uma degradação da carga a 60° , a segunda concordância não permite tal inclinação, com efeito, foi adotada uma concordância segundo o critério de degradação de carga a 45° .

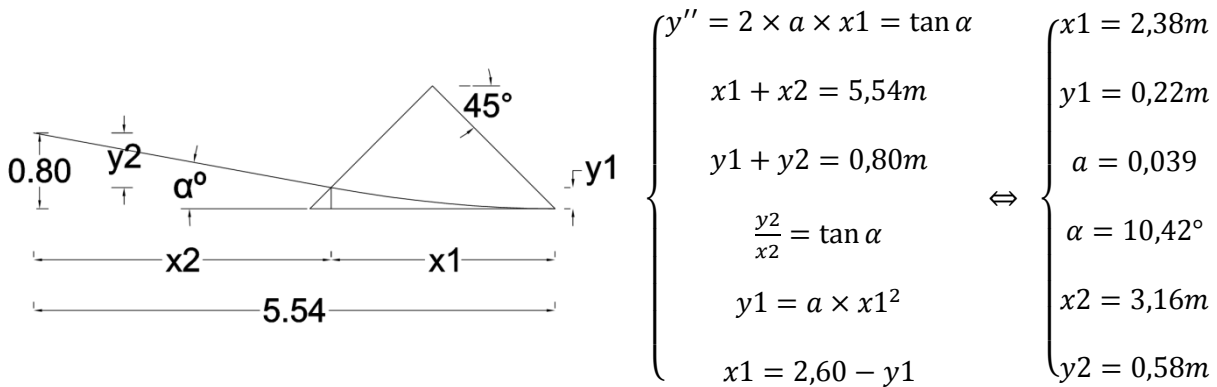


Figura 5.12: Concordância do traçado intermédio e segmento de reta

Outro método para determinar os parâmetros atrás apresentados será considerar à partida a inclinação do segmento de reta quando este passa pelo ponto médio da distância $x1$ representado na figura 5.12, e assim todos parâmetros poderão ser definidos no AutoCAD (exceto “a”). Os resultados obtidos usando este método mais simples revelaram-se idênticos aos resultados atrás apresentados. Assim sendo, sempre que possível, as restantes concordâncias serão definidas por este método simplificado.

Parábola do traçado superior:

A solução para esta concordância será idêntica à anterior, logo:

$$\left\{ \begin{array}{l} x1 = 2,42m \\ y1 = 0,18m \\ a = 0,032 \\ \alpha = 8,66^\circ \end{array} \right.$$

Apoio Central lado esquerdo:

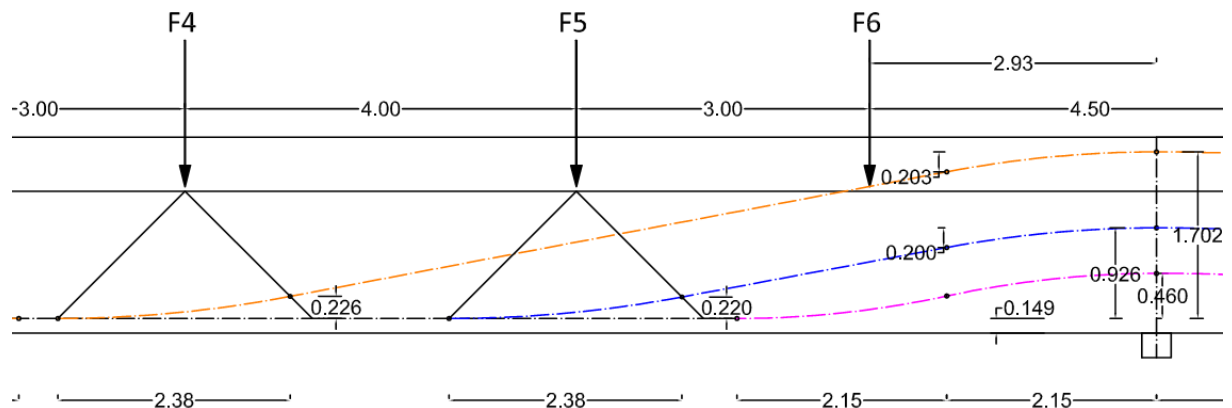


Figura 5.13: Traçados do pré-esforço à esquerda do apoio central

Parábolas do traçado inferior:

Estas parábolas foram as que se revelaram mais condicionantes em todo o estudo do traçado de pré-esforço, pois a definição destas vai influenciar todas as outras na zona do apoio intermédio.

Para tirar um melhor proveito da hiperestaticidade do traçado do pré-esforço, foi utilizado o raio mínimo das parábolas que corresponde a um $a=0,05$. Para que seja possível a primeira parábola (concavidade positiva) intersestar a degradação da carga a 45° da força F6, a parábola terá que começar a uma distância próxima de 4,30m do apoio central. Assim sendo, a solução mais eficiente para que seja possível levar o traçado do cabo o mais elevado possível, será a colocação de duas parábolas iguais (invertidas entre si), em que cada uma terá uma extensão de 2,15m.

$$\text{Parábola positiva e negativa} \begin{cases} x = 2,15m \\ y = 0,23m \\ a = 0,05 \\ \alpha = 12,11^\circ \end{cases}$$

Parábolas do traçado intermédio:

No sentido uma melhor análise de esforços e simplicidade de execução do projeto, optou-se por limitar a extensão da segunda parábola (concavidade negativa) à mesma usada no cabo inferior. As dimensões das parábolas foram retiradas graficamente através do software AutoCAD, tendo sido feitas várias tentativas no sentido de colocar o traçado o mais elevado possível na zona do apoio intermédio.

$$\text{Parábola positiva} \begin{cases} x = 2,38m \\ y = 0,23m \\ a = 0,04 \\ \alpha = 10,50^\circ \end{cases} ; \quad \text{Parábola negativa} \begin{cases} x = 2,15m \\ y = 0,20m \\ a = 0,04 \\ \alpha = 10,50^\circ \end{cases}$$

Parábolas do traçado superior:

Estas parábolas são idênticas às calculadas para o traçado intermédio, mas para este caso foi possível levar o traçado até ao limite superior permitido pelo recobrimento mínimo, passando a 15cm da superfície superior (8cm recobrimento mínimo).

$$\begin{array}{l} \text{Parábola positiva} \left\{ \begin{array}{l} x = 2,38m \\ y = 0,23m \\ a = 0,04 \\ \alpha = 10,73^\circ \end{array} \right. ; \quad \text{Parábola negativa} \left\{ \begin{array}{l} x = 2,15m \\ y = 0,20m \\ a = 0,04 \\ \alpha = 10,73^\circ \end{array} \right.$$

Apoio Central lado direito:

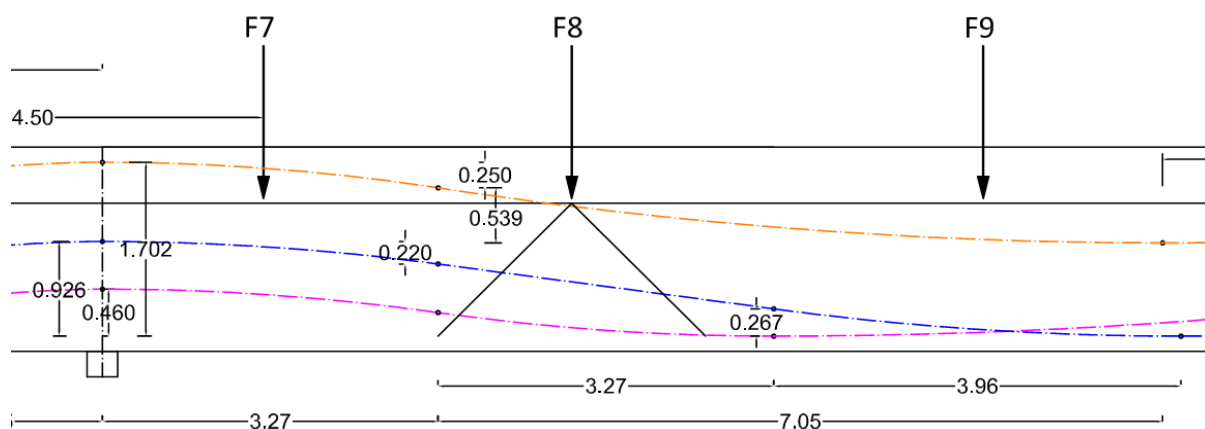


Figura 5.14: Traçados do pré-esforço à direita do apoio central da viga

Apesar de ser no lado direito que se encontra o pilar mais próximo do apoio central, a força F7 acaba por descarregar diretamente no apoio, porque o ângulo entre estes é próximo dos 45°, e por esta razão esta zona não foi a mais condicionante.

A definição do traçado do segundo tramo da viga foi feita por várias tentativas até ser conseguido um traçado em que as suas cargas equivalentes provocassem um diagrama de momentos o mais próximo possível do diagrama provocado pelas ações permanentes (invertido). Concluiu-se que não seria possível otimizar a solução. Procurou-se então prolongar a extensão das concordâncias, fazendo com que os raios aumentassem e por outro lado, as perdas por atrito diminuíssem. Para que fosse possível diminuir as cargas equivalentes positivas (sentido ascendente) neste vão, optou-se por não levar o traçado do cabo superior até a extremidade inferior da viga e assim podendo também diminuir consideravelmente as perdas por atrito neste traçado, pois é precisamente este que mais perdas vai sofrer no primeiro vão.

Como é possível verificar nas figuras 5.9 e 5.14, os traçados deixaram de provocar cargas equivalentes concentradas, passando a ser distribuídas. Esta foi a melhor solução encontrada para o facto de neste vão, apenas estarem a ser aplicadas 3 forças (F8; F9; F10, a F7 descarrega diretamente no apoio), quando no primeiro vão estavam aplicadas 5 forças (uma delas vai diretamente para o apoio).

Parábolas do traçado inferior:

No sentido de evitar um prolongamento excessivo do elevado esforço transversal na zona do apoio central, foi limitada a extensão da concordância com a concavidades negativa a uma distância de 3,27m, que traduz a distância entre o apoio central e a força exercida pelo segundo pilar mais próximo (degradação de carga a 45°). Optou-se por colocar uma concordância positiva igual (invertida) à negativa.

$$\text{Parábola positiva e negativa} \begin{cases} x = 3,27m \\ y = 0,23m \\ a = 0,02 \\ \alpha = 8,01^\circ \end{cases}$$

Parábolas do traçado intermédio:

A justificação para este traçado prende-se essencialmente com o que já foi referido atrás. Para uma melhor uniformidade na distribuição das cargas equivalentes, a segunda parábola (concavidade positiva) começa no ponto onde acaba a parábola positiva do traçado inferior. A parábola negativa é semelhante à parábola do traçado inferior.

$$\text{Parábola positiva} \begin{cases} x = 3,96m \\ y = 0,27m \\ a = 0,02 \\ \alpha = 7,67^\circ \end{cases} ; \quad \text{Parábola negativa} \begin{cases} x = 3,27m \\ y = 0,22m \\ a = 0,02 \\ \alpha = 7,67^\circ \end{cases}$$

Parábolas do traçado superior:

A parábola negativa é semelhante as usadas nos outros traçados. A parábola positiva é a mais longa usada no projeto.

$$\text{Parábola positiva} \begin{cases} x = 7,05m \\ y = 0,54m \\ a = 0,01 \\ \alpha = 8,69^\circ \end{cases} ; \quad \text{Parábola negativa} \begin{cases} x = 3,27m \\ y = 0,25m \\ a = 0,02 \\ \alpha = 8,69^\circ \end{cases}$$

Apoio Direito

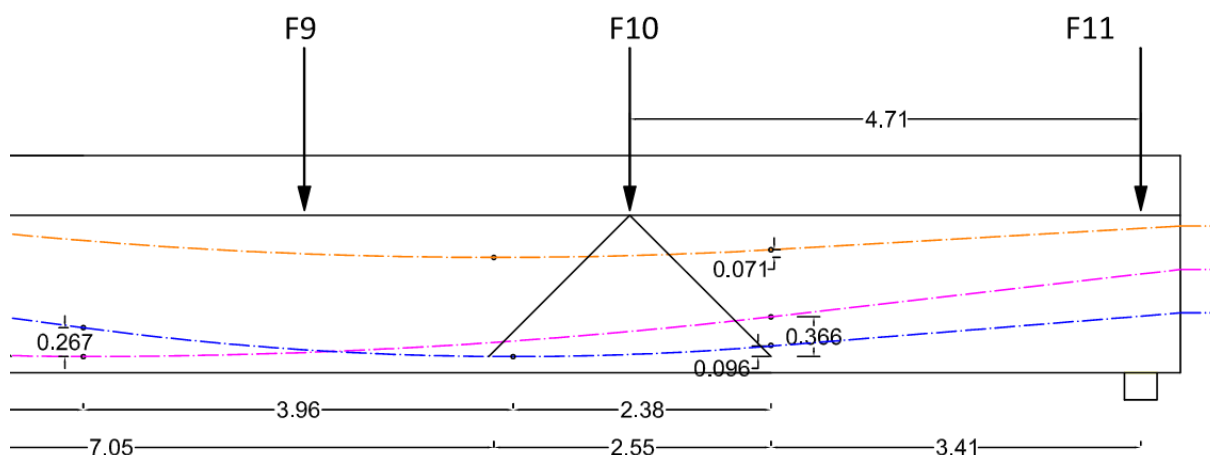


Figura 5.15: Traçados do pré-esforço próximos do apoio esquerdo da viga

Nesta zona dá-se uma inversão de posições entre o traçado intermédio e o inferior, desta forma foi possível reduzir as perdas de atrito do traçado intermédio e aumentar ligeiramente as do traçado inferior, resultando em perdas equilibradas entre os 3 traçados, assim como uma resultante de cargas equivalentes mais uniforme e continua.

Pela análise da figura 5.15 é possível reparar que as ultimas parábolas de cada traçado, terminam no ponto em que a influência da degradação da última carga (F10) também termina.

Parábola do traçado inferior:

Como já foi referido, irá terminar na ancoragem intermédia.

$$\text{Parábola positiva} \begin{cases} x = 6,34m \\ y = 0,37m \\ a = 0,01 \\ \alpha = 6,59^\circ \end{cases}$$

Parábola do traçado intermédio:

$$\text{Parábola positiva} \begin{cases} x = 2,38m \\ y = 0,10m \\ a = 0,02 \\ \alpha = 4,61^\circ \end{cases}$$

Parábola do traçado superior:

$$\text{Parábola positiva} \begin{cases} x = 2,38m \\ y = 0,07m \\ a = 0,01 \\ \alpha = 3,41^\circ \end{cases}$$

5.3.3. CARGAS EQUIVALENTES DE PRÉ-ESFORÇO RESULTANTES

Completando o que foi referido no início do capítulo, a carga equivalente “ q ” pode também ser obtida multiplicando a força de pré-esforço aplicada “ P ” pela segunda derivada da função da parábola.

$$q = P \times y''$$

Para o caso das vigas em estudo, será necessário multiplicar por dois, porque em cada traçado de pré-esforço existem dois cabos. Os valores a considerar para um pré-esforço atuante em cada cabo de 1000kN estão resumidos nos seguintes quadros:

Quadro 5.1: Valores para a determinação das cargas equivalentes para a viga B7

	$y(x)$	x	a	y''	$2.y''$	q (kN/m)
viga B7	0.034	1.483	0.015	0.030919	0.061838	61.84
	0.056	1.47	0.026	0.05183	0.103661	103.66
	0.061	1.467	0.028	0.056689	0.113378	113.38
	0.067	1.464	0.031	0.062521	0.125041	125.04
P 1000 kN por cabo	0.069	1.466	0.032	0.064211	0.128423	128.42
	0.063	1.466	0.029	0.058628	0.117255	117.26
	0.059	1.469	0.027	0.054681	0.109362	109.36
	0.037	1.481	0.017	0.033738	0.067476	67.48

Quadro 5.2: Valores para a determinação das cargas equivalentes para a viga B8 cabo inferior

	$y(x)$	x	a	y''	$2.y''$	q (kN/m)
Cabo inferior	viga B8	0.42	2.91	0.050	0.1	200.00
		0.23	2.15	0.050	0.1	200.00
	P 1000 kN por cabo	-0.23	2.15	-0.050	-0.1	-200.00
		-0.23	3.27	-0.022	-0.04302	-86.04
		0.23	3.27	0.022	0.043019	86.04
		0.37	6.34	0.009	0.018211	36.42

Quadro 5.3: Valores para a determinação das cargas equivalentes para a viga B8 cabo intermédio

		$y(x)$	x	a	y''	$2.y''$	q (kN/m)
Cabo intermédio	viga B8	0.22	2.38	0.039	0.077678	0.155356	155.36
		0.23	2.38	0.041	0.081209	0.162418	162.42
	P 1000 kN por cabo	-0.20	2.15	-0.043	-0.08653	-0.17307	-173.07
		-0.22	3.27	-0.021	-0.04115	-0.0823	-82.30
		0.27	3.96	0.017	0.034053	0.068105	68.11
		0.10	2.38	0.017	0.034055	0.06811	68.11

Quadro 5.4: Valores para a determinação das cargas equivalentes para a viga B8 cabo superior

		$y(x)$	x	a	y''	$2.y''$	q (kN/m)
Cabo superior	viga B8	0.18	2.42	0.032	0.063098	0.126195	126.20
		0.23	2.38	0.041	0.081209	0.162418	162.42
	P 1000 kN por cabo	-0.20	2.15	-0.044	-0.08783	-0.17566	-175.66
		-0.25	3.27	-0.023	-0.04676	-0.09352	-93.52
		0.54	7.05	0.011	0.02177	0.043539	43.54
		0.07	2.38	0.012	0.024991	0.049982	49.98

As cargas equivalentes foram introduzidas no Robot tendo especial atenção ao seu posicionamentos na viga.

Viga B7:



Figura 5.16: Viga B7 com as cargas equivalentes aplicadas (Robot)

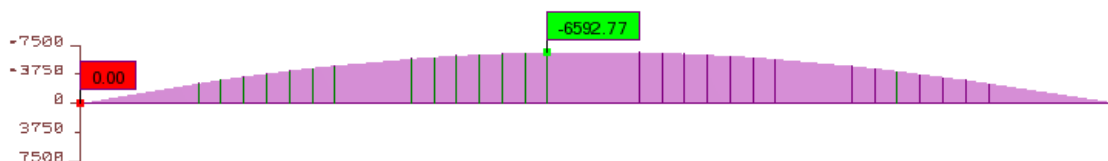


Figura 5.17: Momentos resultantes das cargas equivalentes na viga B7 para um pré-esforço atuante de 8000kN

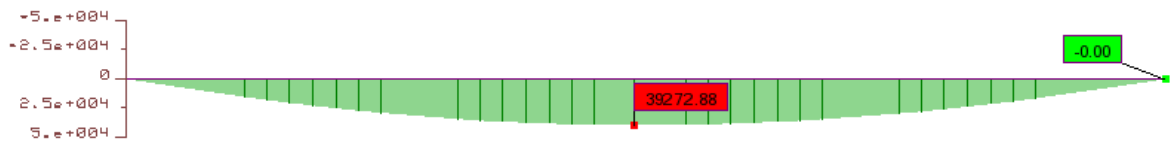


Figura 5.18: Momentos resultantes das ações permanentes atuantes na viga B7 (em kN.m)

Viga B8:

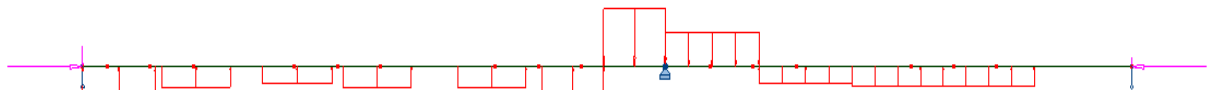


Figura 5.19: Viga B8 com as cargas equivalentes aplicadas (Robot)

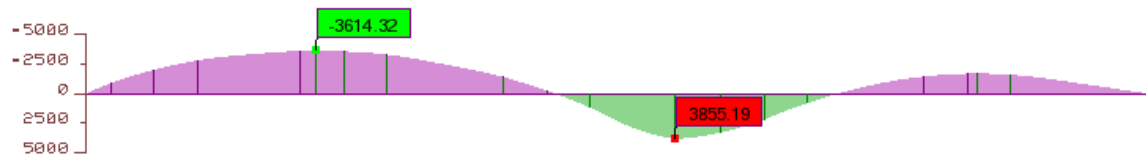


Figura 5.20: Momentos resultantes das cargas equivalentes na viga B8 para um pré-esforço atuante de 6000kN

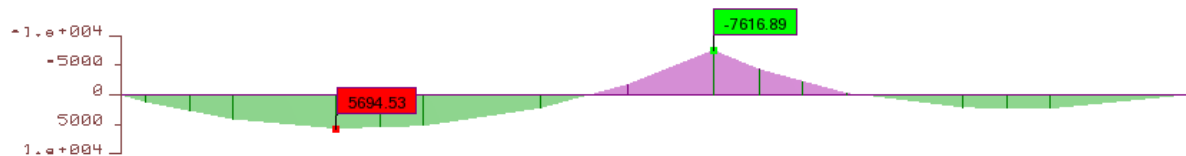


Figura 5.21: Momentos resultantes das ações permanentes atuantes na viga B8 (em kN.m)

Como é possível verificar, através da comparação entre as figuras 5.20 e 5.21, o diagrama de momentos resultantes das cargas equivalentes, é em geral o inverso do diagrama de momentos resultantes das ações permanentes atuantes na viga B8.

5.4. SECÇÃO TRANSVERSAL

Numa primeira fase foi adotada uma secção transversal (2m×2m) com dois encurtamentos de secção na parte superior para que fosse possível a colocação dos quatro aparelhos que suportam cada pilar superior.

Esta secção transversal revelou-se incompatível para a viga B7 (a mais condicionante), já que, optando por um traçado dos cabos de pré-esforço que passe a 15cm da extremidade inferior da secção transversal o espaçamento mínimo entre os cabos não seria cumprido (4.4.1.2 do EC2).

Colocando dois cabos sobrepostos a outros dois, faria com que fosse necessário colocar mais de 31 cordões, o que levaria a um aumento significativo do diâmetro dos cabos e surgia uma maior dificuldade em cumprir os recobrimentos mínimos (8.10.1.3 nota do parágrafo (3) do EC2), assim como o espaçamento mínimo entre os cabos atrás referido.

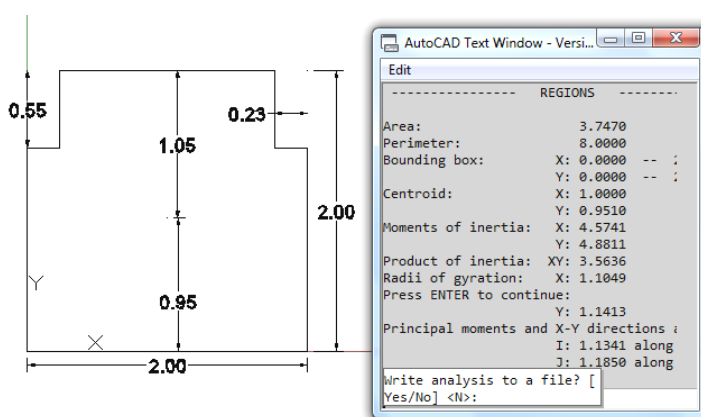


Figura 5.22: Características da secção transversal inicial (AutoCAD)

5.4.1. PARA A VIGA B7

A secção transversal da viga 7 será:

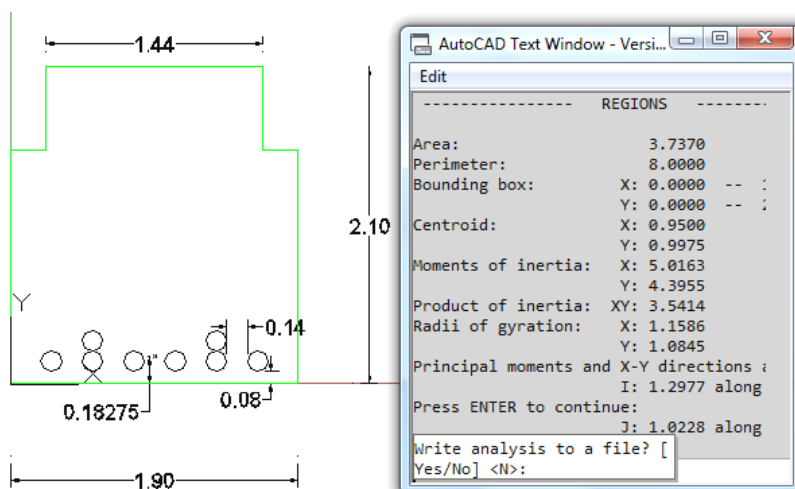


Figura 5.23: Características da secção transversal da viga B7 (AutoCAD)

5.4.2. PARA A VIGA B8

A secção transversal da viga 8 será:

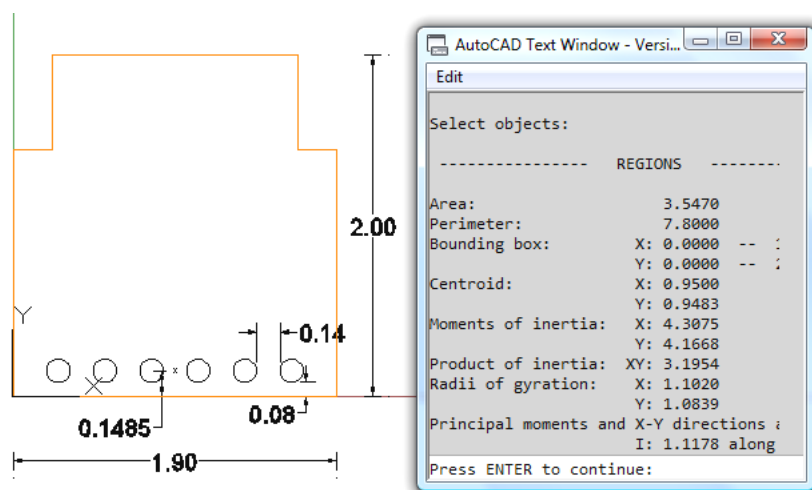


Figura 5.24: Características da secção transversal da viga B8 (AutoCAD)

5.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço a aplicar será tencionado em várias fases.

A primeira fase será após a betonagem da viga pré-esforçada sendo aplicado 50% da força de pré-esforço dada pelo projeto.

A segunda fase será após a execução da estrutura do edifício comercial até à laje do segundo nível, inclusive, sendo aplicado 12.5% da força de pré-esforço dada pelo projeto, partindo da seguinte sequência: da viga B1 à viga B8. Fechado este ciclo, o processo é repetido partindo da seguinte sequência: da viga B8 à viga B1.

A terceira fase será após a execução da estrutura do edifício comercial até à laje da cobertura, inclusive, sendo aplicado 12.5% da força de pré-esforço dada pelo projeto, partindo da seguinte sequência: da viga B1 à viga B8. Fechado este ciclo, o processo é repetido partindo da seguinte sequência: da viga B8 à viga B1.

Este procedimento visou a limitação das deformadas diferenciais entre vigas, tanto nas deflexões positivas como nas deflexões negativas.

De acordo com o que está definido no Quadro 7.1N do EC 2, considerando uma classe de exposição XC2, XC3 ou XC4, para elementos de betão pré-esforçado com armadura aderente, é necessário controlar a abertura máxima de fendas ou, em alternativa, a tensão máxima de tração, ambas para a

combinação de ações frequente na face mais tracionada. Com efeito, a força a tempo infinito de pré-esforço a aplicar para que não seja excedida na secção a tensão máxima de tração será:

$$f_{ctm} \geq -\frac{P}{A_c} - \frac{M_p}{I_c} \times y + \frac{M_{freq}}{I_c} \times y \quad (5.8)$$

Em que:

f_{ctm}	Resistência de calculo do betão à tração;
P	Força de pré-esforço;
A_c	Área de secção transversal;
e_p	Excentricidade do trançado do pré-esforço relativamente ao centro de rigidez;
I_c	Inercia da secção na direção do momento atuante;
y	Distância do centro de massa à face inferior da secção;
M_{freq}	Momento atuante na combinação frequente.

5.5.1. PARA A VIGA B7:

Através do Robot, o diagrama de momentos atuantes para a combinação de ações frequentes vem:

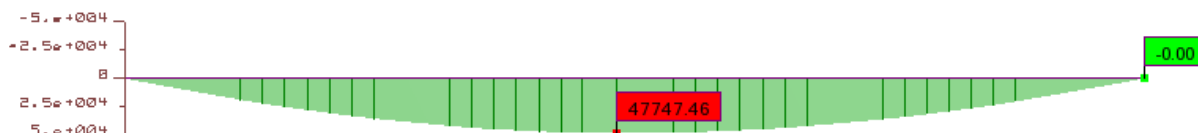


Figura 5.25: Diagrama de momentos atuantes na viga B7 para a combinação de ações frequentes (em kN.m)

Usando a expressão 5.8 fica:

$$2,9 \times 10^3 \geq -\frac{P}{3,737} - \frac{P \times (0,9975 - 0,183)}{1,2977} \times 0,9975 + \frac{47747,46}{1,2977} \times 0,9975$$

$$P \geq 37823,55 \text{ KN}$$

$$P = \frac{37823,55}{8} = 4727,94 \text{ kN}$$

Nesta fase é possível verificar que o betão vai estar sujeito a elevadas tenções. Como solução, poder-se-ia redimensionar a secção no entanto isso levaria a um agravamentos dos esforços atuantes devido

(5.9)

ao peso próprio, em alternativa, o aumento da classe de betão, sendo esta a solução que efetivamente foi considerada (ver ponto 5.9.1).

Admitindo 10% de perdas imediatas e 15% de perdas diferidas obtemos uma força de pré-esforço máximo de:

$$P_{m,t} = 4727,94\text{kN} \rightarrow P_{m0} = \frac{4727,94}{0,85} \rightarrow P_{\max} = \frac{5562,29}{0,9} = 6180,32\text{kN}$$

Em que:

$P_{m,t}$	Pré-esforço após perdas (imediatas e diferidas);
P_{m0}	Pré-esforço após perdas imediatas;
P_{\max}	Pré-esforço inicial.

A força máxima a aplicar num cabo de pré-esforço está limitada pela seguinte condição do EC2:

$$P_{\max} = A_p \times \sigma_{p,\max} \quad (5.10)$$

$$\sigma_{p,\max} = \min(k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0,1k}) \quad (5.11)$$

Em que:

A_p	Área da armadura de pré-esforço na secção;
$\sigma_{p,\max}$	Tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço;
f_{pk}	Resistência à tração da armadura de pré-esforço;
$f_{p0,1k}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade;
k_1 e k_2	Coefficientes de valores 0,8 e 0,9 respetivamente.

Tendo em consideração o que atrás foi descrito, vem:

$$\sigma_{p,\max} = \min(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1680) = 1488\text{MPa}$$

$$P_{\max} = A_p \times \sigma_{p,\max} \Rightarrow 6180,32 \leq A_p \times 1488 \times 10^3 \Leftrightarrow A_p \geq 41,53\text{cm}^2$$

Usando cordões 0,6''N com 1,4 cm² de área, vem:

$$n^{\circ}\text{cordões} = \frac{41,53}{1,4} = 29,67 \rightarrow 30 \text{ cordões} \rightarrow A_p = 42\text{cm}^2$$

Podendo ser aplicada uma carga de:

$$P_{\max} = 42 \times 10^{-4} \times 1488 \times 10^3 = 6249,6\text{kN}$$

5.5.2. PARA A VIGA B8:

A inclinação média das ancoragens do lado direito será:

$$\frac{(16,22 + 10,42 + 8,67)}{3} = 11,77^\circ$$

A inclinação média das ancoragens do lado esquerdo será:

$$\frac{(3,31 + 6,59 + 4,63)}{3} = 4,84^\circ$$

As forças verticais resultantes da aplicação do pré-esforço nas extremidades da viga (extremidade direita e esquerda, respetivamente) vão ser:

$$6 \times P \cdot \tan 11,77^\circ = 6 \times 0,208 \cdot P = 1,2519 \cdot P$$

$$6 \times P \cdot \tan 4,84^\circ = 6 \times 0,085 \cdot P = 0,5081 \cdot P$$

No entanto nesta fase, estas inclinações vão ser desprezadas na determinação das forças horizontais, para que seja possível verificar as tensões instaladas nas vigas através do Robot. Será assim considerado que em toda a extensão das vigas pré-esforçadas, o esforço axial resultante da aplicação do pré-esforço será constante e de igual valor ao pré-esforço aplicado.

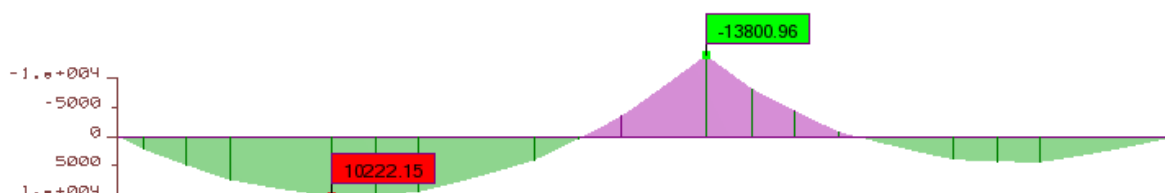


Figura 5.26: Diagrama de momentos atuantes na viga B8 para a combinação de ações frequentes (em kN.m)

Pela análise do diagrama é possível identificar a secção mais condicionante para o dimensionamento. Assim sendo, o pré-dimensionamento será feito na secção do apoio central, para um momento provocado pela combinação de ações frequentes de 13800,96 kN.m.

A localização da resultante das forças provocadas pelos cabos de pré-esforço no apoio intermédio é a seguinte:

$$\frac{0,460 + 0,926 + 1,702}{3} + 0,149 = 1,178m$$

Esta força resultante provoca uma excentricidade acima do centro de massa de:

$$1,178 - 0,948 = 0,23m$$

Usando o diagrama dos momentos resultantes da aplicação do pré-esforço, retiramos o valor no apoio intermédio de 3855,19kN, convertendo para MN fica: 3,85519MN.

De modo idêntico ao realizado para a viga B7, o dimensionamento da armadura de pré-esforço será:

$$2,9 \times 10^3 \leq -\frac{6 \times P}{3,547} - \frac{P \times 3,85519}{1,1178} \times (2 - 0,9483) + \frac{13800,96}{1,1178} \times (2 - 0,9483)$$
$$P \geq 1896,08kN$$

Admitindo 10% de perdas imediatas e 15% de perdas diferidas obtemos uma força de pré-esforço máximo de:

$$P_{m,t} = 1896,08kN \rightarrow P_{m0} = \frac{1896,08}{0,85} \rightarrow P_{max} = \frac{2230,68}{0,9} = 2478,54kN$$

A força máxima a aplicar num cabo de pré-esforço está limitada pela seguinte condição do EC2:

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1680) = 1488MPa$$

$$P_{max} = A_P \times \sigma_{p,max} \Rightarrow 2478,54 \leq A_P \times 1488 \times 10^3 \Leftrightarrow A_P \geq 16,66cm^2$$

Usando cordões 0,6''N com 1,4 cm² de área, vem:

$$n^{\circ}cordões = \frac{16,66}{1,4} = 11,9 \rightarrow 12 \text{ cordões}$$

Face a este resultado e sabendo que no custo associado aos cabos pré-esforçados, as ancoragens representam uma parcela muito significativa. Para uma viga, não se justifica a realização de vários cabos com poucos cordões. Assim, entre outras razões, o custo associado às possíveis soluções justifica a redução do número de cabos para metade, passando assim para três.

Esta nova solução não vai alterar o traçado considerado até ao momento.

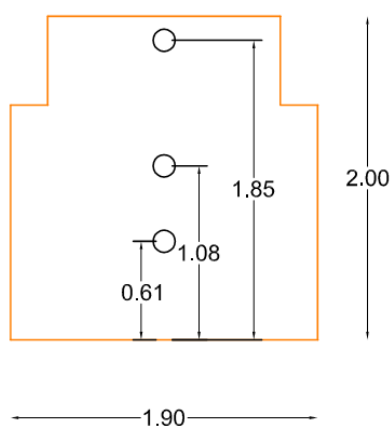


Figura 5.27: secção transversal no apoio intermédio para a solução definitiva.

Assim sendo, o número de cordões a usar em cada um dos três cabos será:

$$n^{\circ}\text{cordões} = \frac{33,34}{1,4} = 23,81 \rightarrow 24 \text{ cordões} \rightarrow A_p = 33,6\text{cm}^2$$

Podendo ser aplicada uma carga de:

$$P_{\max} = 33,6 \times 10^{-4} \times 1488 \times 10^3 = 4999,6 \text{ kN}$$

5.5.3. PARA AS RESTANTES VIGAS

As restantes vigas (B1; B2; B3; B4; B5; B6) são pré-dimensionadas de forma similar a viga B7 tendo todas a mesma secção transversal variando apenas no número de cordões por consequente variação do momento fletor atuante para a combinação de ações frequentes, sendo garantido que até esta fase, todas cumprem os requisitos mencionados no pré-dimensionamento da viga B7, porque é esta a mais condicionante.

5.6. PERDAS INSTANTÂNEAS DO PRÉ-ESFORÇO

As forças instaladas nas armaduras de pré-esforço variam ao longo das armaduras e variam também com o tempo (Figueiras, 1997). Devido ao tempo em que ocorrem, perdas podem ser divididas em dois grupos.

Perdas instantâneas:

- Perdas devido ao atrito nas zonas de mudança de direção de cabos curvos;
- Perdas devido ao atrito entre as armaduras e as bainhas dos cabos;

- Perdas por escorregamento dos dispositivos de amarração;
- Perdas devidas à deformação instantânea do betão.

Perdas diferidas:

- Perdas devido à retração do betão;
- Perdas devido à fluência do betão;
- Perdas devido à relaxação da armadura.

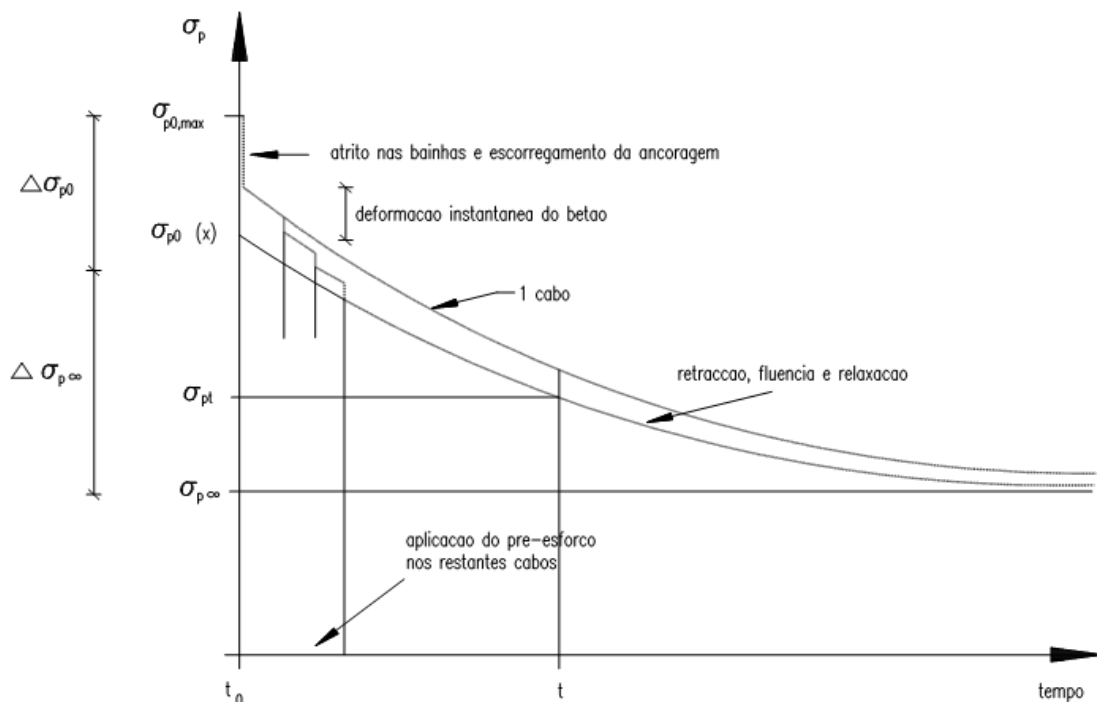


Figura 5.28: Perdas num sistema de pós-tensão (Figueiras, 1997)

Nos pontos 5.10.5. e 5.10.6 do EC2, é feita referência às perdas de pré-esforço instantâneas e diferidas respetivamente. Estes pontos vão servir de base para os cálculos que seguidamente se apresentam.

5.6.1. Perdas por Atrito e Reentrada das Cunhas

Perdas por Atrito

As perdas por atrito são calculadas pela equação (5.45) do EC2 ponto 5.10.5.2:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (5.12)$$

Em que:

$\Delta P_{\mu}(x)$	Perdas de atrito entre o cordão e a bainha de pré-esforço;
P_{\max}	Força na extremidade ativa durante a aplicação do pré-esforço;
μ	Coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a sua bainha;
θ	Somatório dos desvios angulares ao longo do comprimento x (independentemente da sua direção ou do seu sinal);
k	Desvio angular parasita por unidade de comprimento;
x	Distância ao longo da armadura a partir do ponto em que a força de pré-esforço é igual a P_{\max} .

Sendo estes cálculos repetitivos, foi programada uma tabela de cálculo Microsoft Excel para o efeito. Estas tabelas contêm igualmente as perdas por reentradas das cunhas podendo ser consultadas em anexo.

Perdas por Reentrada das Cunhas

As perdas ocorrem devido ao deslocamento dos dispositivos de ancoragem no instante em que estes são ativados. Nesta situação, o atrito vai atuar no sentido contrário, acabando por ser um fenómeno favorável. Para melhor compreensão, será apresentado um exemplo para os cabos superiores da viga B7 para o cálculo da distância de influência por reentrada das cunhas:

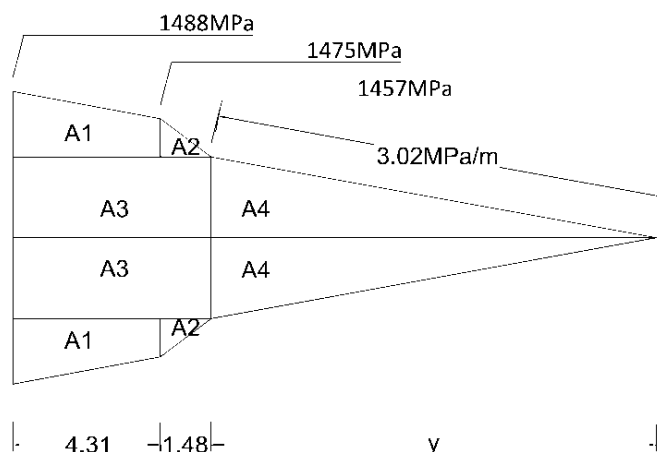


Figura 5.29: Perdas de tensão devido ao atrito (linha superior) e à reentrada das cunhas (linha inferior)

A variação da tensão ao longo y será:

$$\frac{1488 - 1475}{4,31} = 3,02 \text{ KPa/m}$$

A figura 5.29 foi dividida em várias “áreas”:

$$\begin{aligned}A1 &= \left(\frac{1488 + 1475}{2} - 1457 \right) \times 4,31 = 105,6 \\A2 &= \frac{(1475 - 1457)}{2} \times 1,48 = 13,32 \\A3 &= 3,02 \cdot y \times 4,31 = 12,999 \cdot y \\A4 &= \frac{3,02 \cdot y \times y}{2} = 1,508 \cdot y^2\end{aligned}$$

Pela seguinte condição temos que:

$$\Delta s \cdot E_p = 2 \times (\Sigma A_i) \quad (5.13)$$

Em que:

- Δs Escorregamento por reentrada da ancoragem (considerado 2mm);
 ΣA_i Somatório das áreas.

Vem:

$$\begin{aligned}0,005 \times 195000 &= 2 \times (105,6 + 13,32 + 12,999 \cdot y + 1,508 \cdot y^2) \\y &= 11,91m\end{aligned}$$

Sendo o comprimento de influência do escorregamento “a”:

$$a = 4,31 + 1,48 + 11,91 = 17,7m$$

Assim sendo, se os restantes cabos de pré-esforço da viga B7 tiverem um a próximo de 17m, os cabos deverão ser tracionados numa só extremidade, já que a extensão “a” ultrapassa a metade do comprimento da viga (34,17m) e desta forma obtemos tensões mais elevadas, sendo também economicamente mais vantajoso.

No sentido de encontrar resultados mais precisos e de uma forma mais rápida, foi usado o AutoCAD para determinar a extensão “a”, este método está exposto no anexo C.

5.6.1.1. Para a Viga B7

Para o estudo das perdas por atrito e reentradas das cunhas, houve necessidade de calcular especificamente para cada um dos traçados dos cabos. Com efeito, para a viga B7 foram necessárias 4 tabelas, sendo no final feito o somatório das perdas dos 4 traçados.

No quadro 5.5 é apresentado o somatório das perdas calculadas nas tabelas Excel.

Quadro 5.5: Somatório das perdas calculadas nas tabelas Excel para a viga B7 (em MN)

X(m)	Cabos Inferiores		Cabos intermédios Inf		Cabos intermédios sup		Cabos superiores		Σ Cabos (MN)	
	Pn0,u	Pn(0), μ	Pn0,u	Pn(0), μ	Pn0,u	Pn(0), μ	Pn0,u	Pn(0), μ	Pn0,u	Pn(0), μ
0	12.50	11.44	12.50	11.41	12.50	11.50	12.50	11.56	50.00	45.91
4.31	12.39	11.55	12.39	11.52	12.39	11.61	12.39	11.67	49.57	46.34
5.79	12.24	11.70	12.36	11.55	12.36	11.64	12.36	11.71	49.31	46.60
7.32	12.20	11.73	12.32	11.59	12.32	11.68	12.32	11.74	49.16	46.75
8.79	12.17	11.77	12.09	11.81	12.28	11.72	12.28	11.78	48.82	47.08
11.32	12.11	11.83	12.03	11.87	12.22	11.78	12.22	11.84	48.58	47.33
12.79	12.07	11.87	12.00	11.91	11.98	11.98	12.18	11.88	48.23	47.63
14.33	12.03	11.90	11.96	11.95	11.94	11.94	12.15	11.92	48.08	47.71
15.79	12.00	11.94	11.93	11.93	11.91	11.91	11.89	11.89	47.72	47.66
17.085	11.97	11.97	11.89	11.89	11.88	11.88	11.85	11.85	47.59	47.59
18.71	11.93	11.93	11.85	11.85	11.84	11.84	11.81	11.81	47.43	47.43
20.25	11.89	11.89	11.82	11.82	11.80	11.80	11.55	11.55	47.07	47.07
21.79	11.86	11.86	11.78	11.78	11.77	11.77	11.52	11.52	46.92	46.92
23.26	11.82	11.82	11.75	11.75	11.53	11.53	11.49	11.49	46.58	46.58
25.79	11.76	11.76	11.69	11.69	11.47	11.47	11.43	11.43	46.35	46.35
27.26	11.73	11.73	11.47	11.47	11.44	11.44	11.39	11.39	46.02	46.02
28.79	11.69	11.69	11.43	11.43	11.40	11.40	11.36	11.36	45.88	45.88
30.27	11.54	11.54	11.40	11.40	11.37	11.37	11.33	11.33	45.63	45.63
34.17	11.45	11.45	11.31	11.31	11.28	11.28	11.24	11.24	45.28	45.28

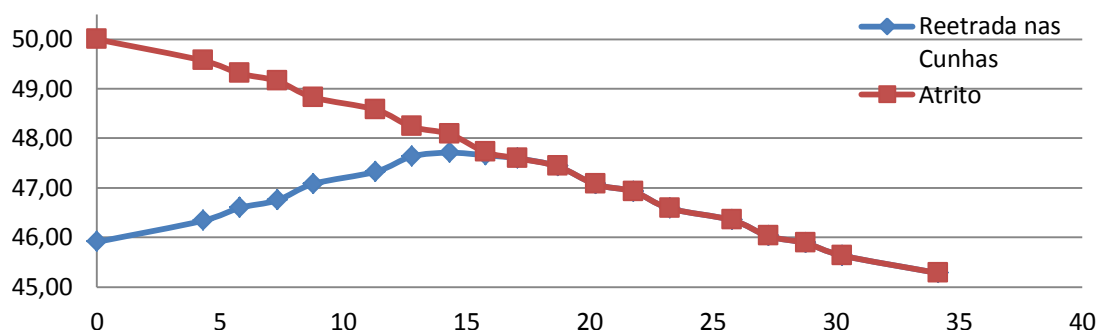


Figura 5.30: Gráfico de perdas de pré-esforço por atrito e reentrada nas cunhas para a viga B7 (abscissas em metros; ordenadas em MN)

5.6.1.2. PARA A VIGA B8

Nas primeiras tentativas para a determinação das perdas, foi verificado que as perdas por reentrância das cunhas não se estendiam até meio da viga, isso levou a que se optasse em usar ancoragens nas duas extremidades. Neste sentido, foram colocadas 6 ancoragens ativas tendo sido feitos 6 estudos de perdas (3 traçados em duas direções).

O quadro 5.6 resume o estudo realizado com a média das perdas.

Quadro 5.6: Média das perdas calculadas nas tabelas Excel para a viga B8 (em MN)

x (m)	Cabos Inferiores (kN)		Cabos Intermédios (kN)		Cabos Superiores (kN)		Média final (MN)	
	Pn0,u	Pn(0),μ	Pn0,u	Pn(0),μ	Pn0,u	Pn(0),μ	Pn0,u	Pn(0),μ
0	15.00	12.91	15.00	12.91	15.00	12.91	15.00	12.91
2.54	14.65	13.26	14.65	13.26	14.65	13.26	14.65	13.26
2.78	14.64	13.26	14.64	13.26	14.64	13.26	14.64	13.26
5.16	14.40	13.51	14.40	13.51	14.40	13.51	14.40	13.51
6.28	14.36	13.54	14.36	13.54	14.36	13.54	14.36	13.54
7.40	14.25	13.58	14.27	13.60	14.29	13.59	14.21	13.642
8.7	14.21	13.64	14.21	13.64	14.21	13.64	14.15	13.76
9.1	14.15	13.76	14.15	13.76	14.15	13.76	14.14	13.77
11.48	14.14	13.77	14.14	13.77	14.14	13.77	13.89	13.87
13.1	13.89	13.87	13.89	13.87	13.89	13.87	13.85	13.85
15.48	13.85	13.85	13.85	13.85	13.85	13.85	13.61	13.61
16.04	13.61	15.48	13.61	15.48	13.61	15.48	13.60	13.60
18.19	13.60	16.04	13.60	16.04	13.60	16.04	13.35	13.35
20.33	13.35	18.19	13.35	18.19	13.35	18.19	13.49	13.49
23.6	13.49	20.33	13.49	20.33	13.49	20.33	13.97	13.97
26.87	13.97	23.60	13.97	23.60	13.97	23.60	14.26	13.88
30.65	14.26	26.87	14.26	26.87	14.26	26.87	14.62	13.51
30.83	14.62	30.65	14.62	30.65	14.62	30.65	14.65	13.48
33.2	14.65	30.83	14.65	30.83	14.65	30.83	14.90	13.24
36.61	14.90	33.20	14.90	33.20	14.90	33.20	15.00	13.13

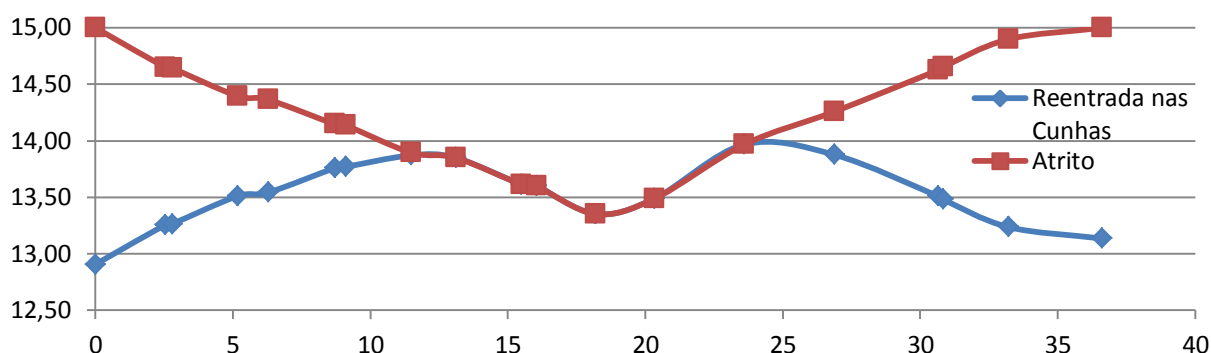


Figura 5.31: Gráfico de perdas de pré-esforço por atrito e reentrada nas cunhas para a viga B8 (abscissas em metros; ordenadas em MN)

5.6.2. PERDAS DEVIDAS À DEFORMAÇÃO DO BETÃO

Para o projeto que a presente dissertação aborda, as perdas devidas à deformação do betão são compensadas a cada ciclo de tensionamentos dos cabos exceto no último ciclo, quando o edifício comercial estiver construído.

Através do EC2 5.10.5.1 é possível calcular as perdas de pré-esforço devida à deformação do betão, tendo em atenção a ordem pela qual as armaduras são tracionadas. Esta perda, ΔP_{el} , poderá ser considerada através de um valor médio em cada armadura:

$$\Delta P_{el} = A_p \times E_p \times \sum \left[\frac{j \times \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.14)$$

Em que:

$\Delta \sigma_c(t)$ variação de tensão no betão no centro de gravidade das armaduras pré-esforçadas no instante t ;

j coeficiente retirado da equação: $\frac{(n-1)}{2n}$, em que n é o número de cabos de pré-esforço sucessivamente tracionados.

Considerando que a etapa mais relevante na construção do edifício comercial para o dimensionamento das vigas pré-esforçadas será no final da construção das duas últimas lajes, já que é nesta fase que se irá realizar o ultimo ciclo do tensionamento dos cabos. Com efeito, será necessário estimar a tensão atuante na secção, ao nível das armaduras de pré-esforço antes do último ciclo e assim saber a variação de tensão.

5.6.2.1. PARA A VIGA B7

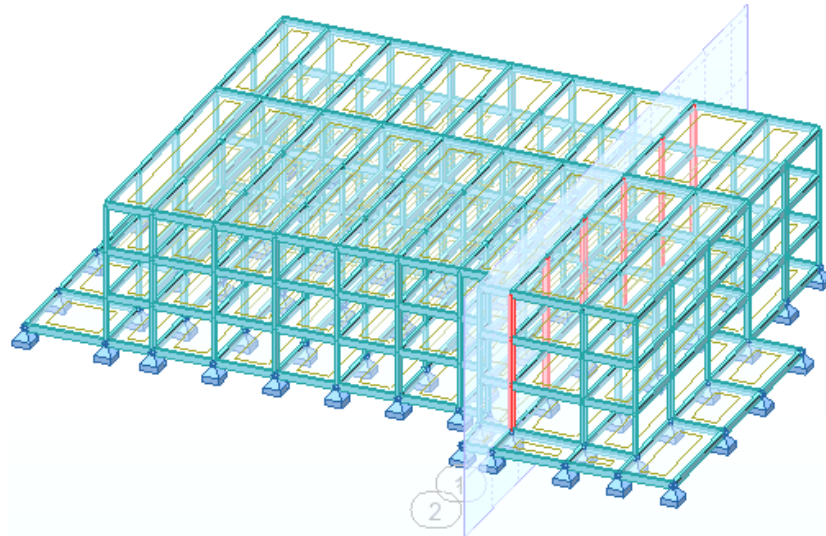


Figura 5.32: Plano que interceta os pilares que descarregam na viga B7

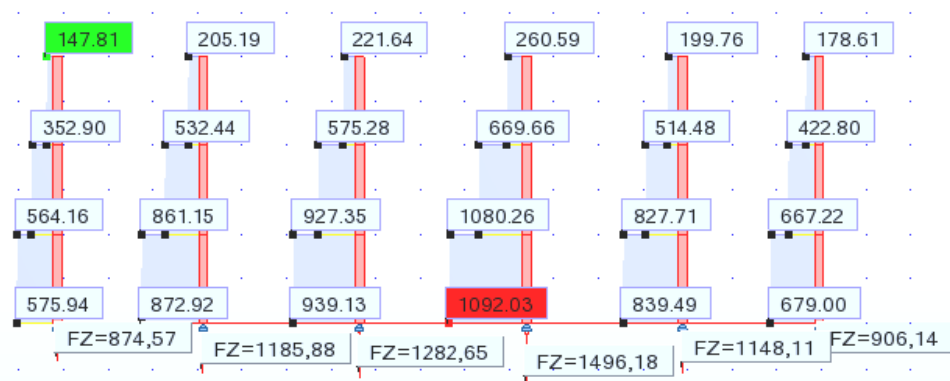


Figura 5.33: Cargas permanentes do edifício comercial a descarregar na viga B7

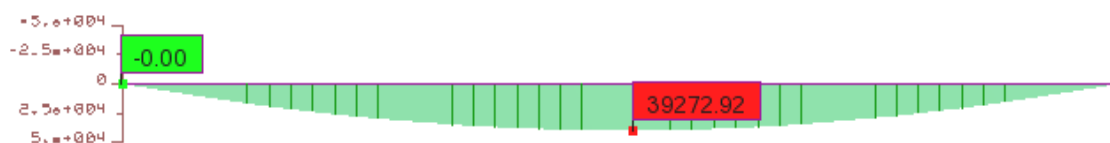


Figura 5.34: Diagrama momentos resultantes das cargas permanentes na viga B7

Sabendo que no último ciclo do tensionamento é aplicado 12,5% da força de pré-esforço dada pelo projeto, assim sendo, antes do último ciclo, a tensão no betão no centro de gravidade das armaduras pré-esforçadas a meio vão será:

$$\sigma_c = -\frac{P_{m,a}}{3,737} - \frac{P_{m,a} \times (0,9975 - 0,183)}{1,2977} \times (0,9975 - 0,183) + \frac{39272,92}{1,2977} \times (0,9975 - 0,183)$$

$$\sigma_c = -7784 \text{ kPa}$$

em que:

$P_{m,a}$ Força de pré-esforço atuante na secção, descontando as perdas por atrito e reentrância das cunhas:

$$P_{m,a} = (1 - 0,125) \times 47594 = 41645 \text{ kN}$$

Para o último ciclo vem:

$$\sigma_c = -\frac{47594}{3,737} - \frac{47594 \times (0,9975 - 0,183)}{1,2977} \times (0,9975 - 0,183) + \frac{39272,92}{1,2977} \times (0,9975 - 0,183)$$

$$\sigma_c = -12417 \text{ kPa}$$

A variação de tensão durante o ultimo ciclo será:

$$\Delta\sigma_c = -12417 - (-7784) = -4633 \text{ kPa}$$

As perdas de pré-esforço devida à deformação do betão no último tensionamento da viga B7 a meio vão serão:

$$\Delta P_{el} = (8 \times 42,0 \times 10^{-4}) \times 195 \times 10^6 \times \left[\frac{\left(\frac{8-1}{2 \times 8} \right) \times 4633}{38 \times 10^6} \right]$$

$$\Delta P_{el} = 339 \text{ kN}$$

Sendo a percentagem da perda:

$$\frac{339}{8 \times 6249,6} \times 100 = 0,68\%$$

Como seria de prever, as perdas de pré-esforço devido à deformação do betão são muito reduzidas, isto deve-se essencialmente ao facto de no último ciclo de carregamento só ser necessário aplicar 12,5% da carga de pré-esforço máximo.

5.6.2.2. PARA A VIGA B8

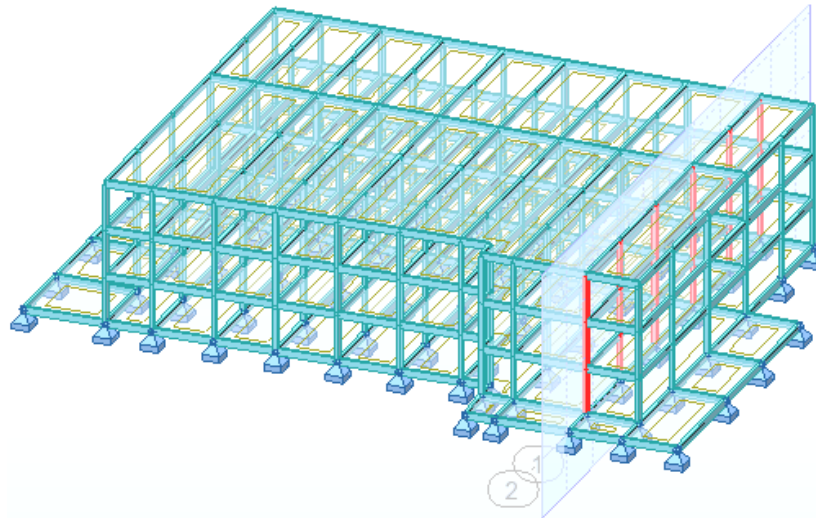


Figura 5.35: Plano que interceta os pilares que descarregam na viga B8

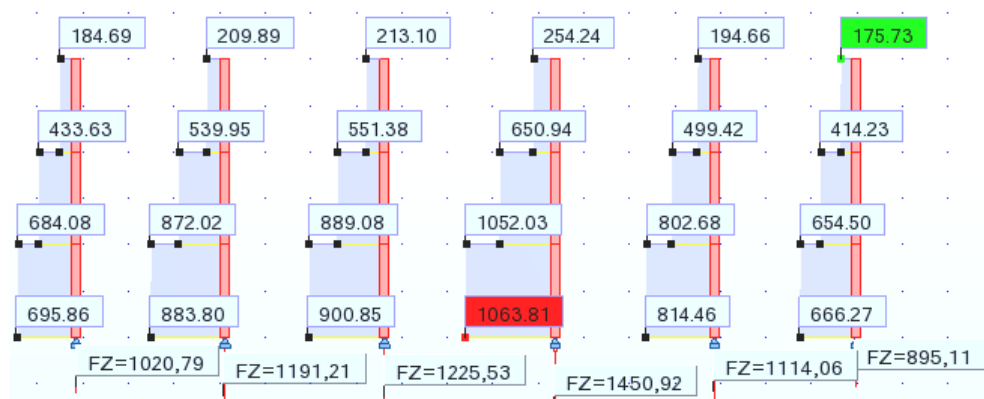


Figura 5.36: Cargas permanentes do edifício comercial a descarregar na viga B8

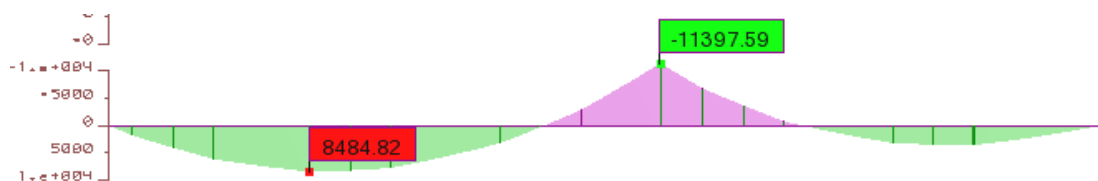


Figura 5.37: Diagrama momentos resultantes das cargas permanentes na viga B8

Partindo das mesmas condições já expostas no cálculo da viga B7, em que será aplicado 12,5% da força de pré-esforço dada pelo projeto.

A tensão no betão no centro de gravidade das armaduras pré-esforçadas será:

Apoio intermédio:

$$\sigma_c = -\frac{P_{m,a}}{3,547} - \frac{P_{m,a} \times 0,23}{1,1178} \times (0,23) + \frac{11397,59}{1,1178} \times (0,23)$$

$$\sigma_c = -1585 \text{ KPa}$$

Em que:

$$P_{m,a} = (1 - 0,125) \times 13642 = 11936,8 \text{ KN}$$

Para o último ciclo vem:

$$\sigma_c = -\frac{13642}{3,547} - \frac{13642 \times 0,23}{1,1178} \times (0,23) + \frac{11397,59}{1,1178} \times (0,23)$$

$$\sigma_c = -2146,5 \text{ KPa}$$

A variação de tensão durante o ultimo ciclo será:

$$\Delta\sigma_c = -2146,5 - (-1585) = -561,5 \text{ KPa}$$

As perdas de pré-esforço devida à deformação do betão no último tensionamento da viga B8 a meio vão serão:

$$\Delta P_{el} = (3 \times 33,6 \times 10^{-4}) \times 195 \times 10^6 \times \left[\frac{\left(\frac{3-1}{2 \times 3} \right) \times 561,5}{38 \times 10^6} \right]$$

$$\Delta P_{el} = 9,6 \text{ KN}$$

Sendo a percentagem da perda:

$$\frac{9,6}{3 \times 4999,6} \times 100 = 0,06\%$$

Secção a 7,4 metros do apoio esquerdo:

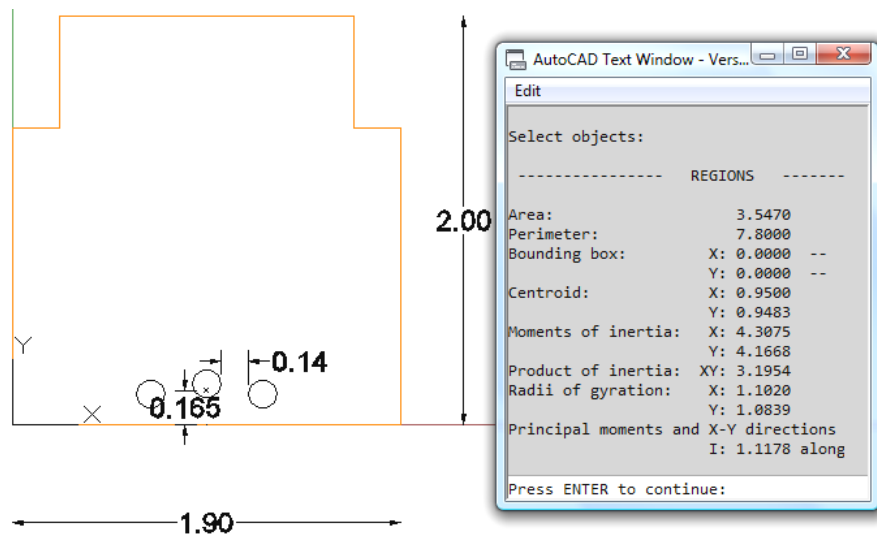


Figura 5.38: Características da secção transversal a 7,4m do apoio esquerdo

$$\sigma_c = -\frac{P_{m,a}}{3,547} - \frac{P_{m,a} \times (0,9483 - 0,165)}{1,1178} \times (0,9483 - 0,165) + \frac{8484,82}{1,1178} \times (0,9483 - 0,165)$$

$$\sigma_c = -3972 \text{ KPa}$$

Em que:

$$P_{m,a} = (1 - 0,125) \times 13642 = 11937 \text{ KN}$$

Para o último ciclo vem:

$$\sigma_c = -\frac{13642}{3,547} - \frac{13642 \times (0,9483 - 0,165)}{1,1178} \times (0,9483 - 0,165) + \frac{8484,82}{1,1178} \times (0,9483 - 0,165)$$

$$\sigma_c = -5388 \text{ KPa}$$

A variação de tensão durante o ultimo ciclo será:

$$\Delta\sigma_c = -5388 - (-3972) = -1417 \text{ KPa}$$

As perdas de pré-esforço devida à deformação do betão no último tensionamento da viga B8 a meio vão serão:

$$\Delta P_{el} = (3 \times 33,6 \times 10^{-4}) \times 195 \times 10^6 \times \left[\frac{\left(\frac{3-1}{2 \times 3} \right) \times 1417}{38 \times 10^6} \right]$$

$$\Delta P_{el} = 24 \text{ KN}$$

Sendo a percentagem da perda:

$$\frac{24}{3 \times 4999,6} \times 100 = 0,16\%$$

5.6.3. PERDAS INSTANTÂNEAS TOTAIS A CONSIDERAR

5.6.3.1. Para a Viga B7

Subtraindo o somatório das perdas instantâneas totais na secção a meio vão, resulta numa força aplicada de:

$$P_{m0} = 47594 - 339 = 47255 \text{ KN}$$

$$\sum \text{Perdas Instantaneas} = 8 \times 6249,6 - 47255 = 2741,8 \text{ KN} \Rightarrow 5,5\%$$

5.6.3.2. Para a Viga B8

Apoio intermédio:

$$P_{m0} = 13642 - 9,6 = 13632,4 \text{ KN}$$

$$\sum \text{Perdas Instantaneas} = 3 \times 4999,6 - 13632,4 = 1366,4 \text{ KN} \Rightarrow 9,1\%$$

Secção a 7,4 metros do apoio esquerdo:

$$P_{m0} = 13642 - 24 = 13618 \text{ kN}$$

$$\sum \text{Perdas Instantaneas} = 3 \times 4999,6 - 13618 = 1380,8 \text{ KN} \Rightarrow 9,2\%$$

5.7. PERDAS DIFERIDAS DO PRÉ-ESFORÇO

5.7.1. PERDAS POR RETRAÇÃO DO BETÃO

A retração é um fenómeno de encurtamento do betão ao longo do tempo, provocando assim perdas de tensão no pré-esforço. Este fenómeno depende da humidade ambiente, das dimensões do elemento em estudo e da composição do betão.

No EC2 ponto 3.1.4 (6) apresenta a forma de calcular a extensão (encurtamento) total de retração (ϵ_{cs}), sendo dividida em duas componentes:

- Extensão de retração por secagem: evoluindo lentamente, uma vez que é função da migração da água através do betão endurecido.
- Extensão de retração autógena: desenvolvendo-se durante o endurecimento do betão, ocorrendo na sua maior parte nos primeiros dias após a betonagem, sendo linear a sua relação com a resistência do betão.

O valor da extensão total de retração será:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (5.15)$$

Em que:

- | | |
|-----------------|-----------------------------------|
| ϵ_{cd} | Extensão de retração por secagem; |
| ϵ_{ca} | Extensão de retração autógena. |

Tendo como base outros projetos em que as condições são idênticas às referidas atrás, para a presente dissertação é razoável considerar que as perdas por retração do betão serão de:

$$\epsilon_{cs} = 0,3 \times 10^{-3}$$

5.7.2. PERDAS POR FLUÊNCIA DO BETÃO

A fluência do betão é um fenómeno que provoca um aumento gradual das deformações sob uma tensão constante. Este fenómeno depende da idade do betão no primeiro carregamento assim como da duração e intensidade da carga aplicada (Figueiras,1993).

Através do EC2 ponto 3.1.4, é possível calcular o coeficiente de fluência $\phi(t,t_0)$, que é função do módulo de elasticidade tangente (E_c), podendo ser considerado $1,05 E_{cm}$.

Simplificadamente é possível retirar o valor aproximado de $\phi(t,t_0)$ através do gráfico que se segue, considerando:

- Uma humidade relativa de 50%;
- A tensão de compressão (σ_c) < 0,45 f_{ck} (28 dias);
- Cimento de classe de resistência R;

- Espessura equivalente (h_0) = $\frac{2 \times A}{u} = \frac{2 \times 3,547}{7,8} \approx 0,9m$.

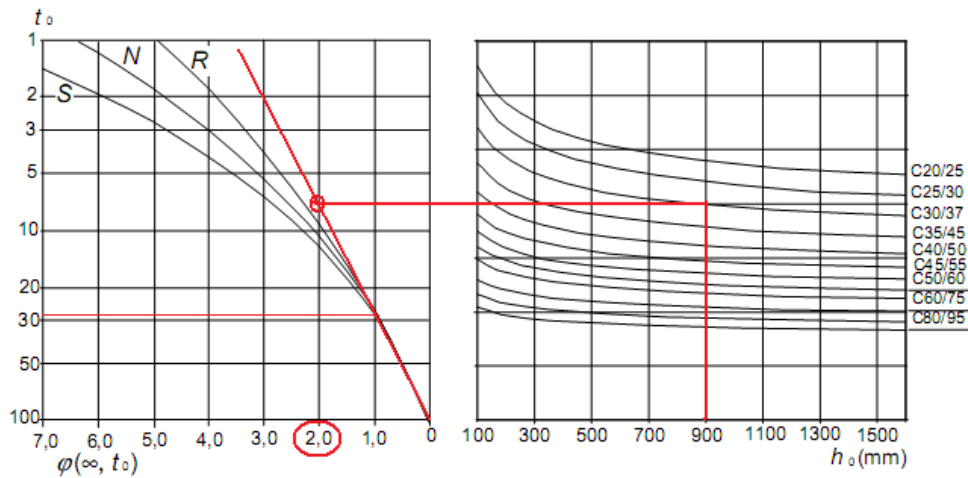


Figura 5.39: Quadro retirado do EC2 ponto 3.1.4 (4) (adaptado)

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ retirado do gráfico seria 2,0, isto para o estudo da peça a tempo infinito ($t = \infty$) e para todas as considerações referidas anteriormente. No entanto vai ser considerado $\varphi(t, t_0) = 2,5$ para se poder considerar que as extensões daqui resultantes são conservativas. Importa referir que se fosse no âmbito da presente dissertação fosse necessário o estudo exaustivo as perdas de pré-esforço, o coeficiente de fluência teria que ser determinado para cada secção em estudo, já que este valor varia ao longo das vigas em estudo.

5.7.3. PERDAS POR RELAXAÇÃO DAS ARMADURAS

A relaxação do aço é a perda de tensão que se verifica na armadura tracionada sob alongamento constante, variando linearmente com a tensão aplicada no aço. Esta perda poderá ser obtida a partir dos certificados de ensaio dos fabricantes ou, no caso da presente dissertação, estando a utilizar cordões das armaduras de pré-esforço de baixa relaxação (classe 2), essa perda pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5} \quad (5.16)$$

Em que:

- $\Delta\sigma_{pr}$ Perda de tensão na armadura de pré-esforço devido à relaxação;
- σ_{pi} Tensão instalada na armadura de pré-esforço sob a ação das cargas permanentes e o pré-esforço após perdas imediatas;
- ρ_{1000} Toma o valor de 2,5% para a classe 2, representando perda por relaxação às 1000 horas, de um provete mantido à temperatura constante de 20°C e tensionado a 70% da rotura;

μ é obtido dividindo σ_{pi} / f_{pk} ;

t Numero de horas até ser atingido o tempo em que se pretende calcular as perdas por relaxação (pode ser considerado $t=500000$ horas)

5.7.3.1. Para a Viga B7

A meio vão:

$$\sigma_{pi} = \frac{47255}{8 \times 42,0 \times 10^{-4}} = 1406,399 \times 10^3 KPa$$

$$\mu = \frac{1406,399 \times 10^3}{1860 \times 10^3} = 0,756$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{1406,399 \times 10^3} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,756} \times \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,756)} \times 10^{-5}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 70,392 MPa$$

5.7.3.2. PARA A VIGA B8

Apoio intermédio:

$$\sigma_{pi} = \frac{13632}{3 \times 33,6 \times 10^{-4}} = 1352,381 \times 10^3 KPa$$

$$\mu = \frac{1352,381 \times 10^3}{1860 \times 10^3} = 0,727$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{1352,381 \times 10^3} = 0,66 \times 0,025 \times e^{9,1 \times 0,727} \times \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,727)} \times 10^{-5}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 59,501 MPa$$

Secção a 7,4 metros do apoio esquerdo:

$$\sigma_{pi} = \frac{13618}{3 \times 33,6 \times 10^{-4}} = 1350,992 \times 10^3 KPa$$

$$\mu = \frac{1350,992 \times 10^3}{1860 \times 10^3} = 0,726$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{1350,992 \times 10^3} = 0,66 \times 0,025 \times e^{9,1 \times 0,726} \times \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,726)} \times 10^{-5}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 59,243 MPa$$

5.7.4. PERDAS DIFERIDAS TOTAIS A CONSIDERAR

No sentido de quantificar, de forma aproximada as perdas de tensão nas armaduras de pré-esforço devidas à retração, à fluência e à relaxação da armadura, no caso de armaduras aderentes o EC2 apresenta uma expressão que tem em conta a interdependência destes fenómenos no tempo e é aplicável quando as armaduras de pré-esforço estão suficientemente próximas podendo ser tratadas como um único cabo resultante.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \times \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \times \frac{\epsilon_{cs} \times E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2\right) \times [1 + 0,8\varphi(t, t_0)]} \quad (5.17)$$

Em que:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	Perda de tensão nas armaduras devida à fluência, à retração e a relaxação na secção considerada, no instante $t=500000$;
ϵ_{cs}	Extensão de retração, já calculada anteriormente;
E_p	Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;
E_{cm}	Módulo de elasticidade do betão;
$\Delta\sigma_{pr}$	Perda de tensão na armadura de pré-esforço devido à relaxação, já calculado anteriormente;
$\varphi(t, t_0)$	Coefficiente de fluência, já determinado anteriormente;
$\sigma_{c,QP}$	Tensão no betão ao nível das armaduras de pré-esforço na combinação quase permanente de ações, na secção em estudo;
A_p	Área de todas as armaduras de pré-esforço na secção em estudo;
A_c	Área da secção transversal de betão;
I_c	Momento de inércia da secção de betão;
z_{cp}	Distância entre o centro de gravidade da secção de betão e as armaduras de pré-esforço.

5.7.4.1. Para a Viga B7

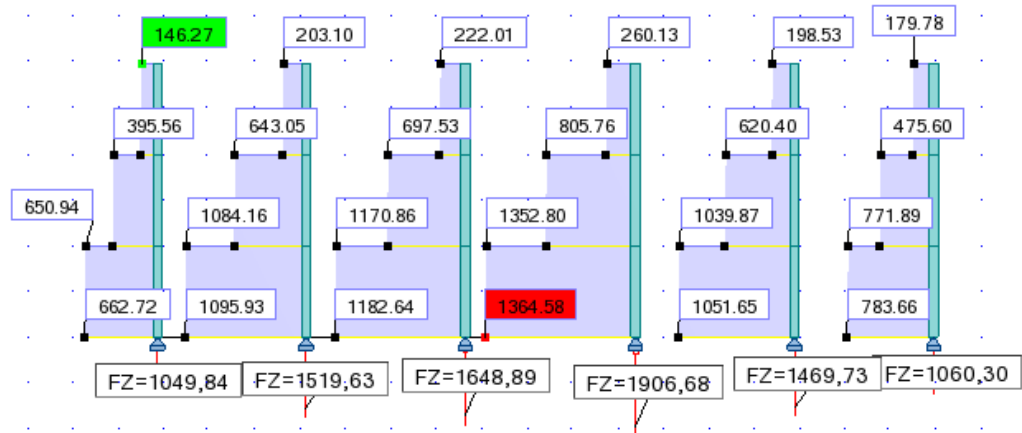


Figura 5.40: Esforços a ser aplicados na viga B7 para a combinação quase permanente

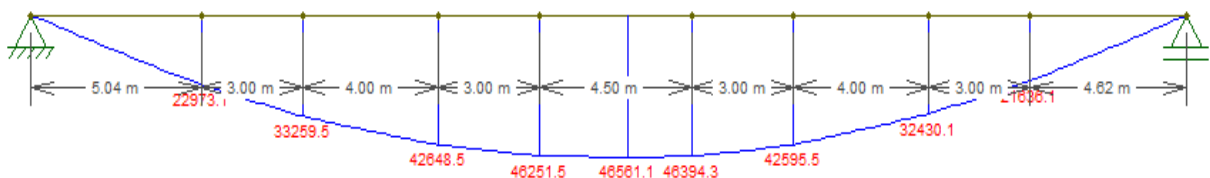


Figura 5.41: Momentos resultantes na viga B7 para a combinação quase permanente (retirado do software Ftool)

A meio vão:

$$\sigma_{c,QP} = -\frac{47255}{3,737} - \frac{47255 \times (0,9975 - 0,183)}{1,2977} \times (0,9975 - 0,183) + \frac{46561}{1,2977} \times (0,9975 - 0,183)$$

$$\sigma_{c,QP} = -7578,91 \text{ KPa}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = 0,0336 \times \frac{0,0003 \times (195 \times 10^6) + 0,8 \times 70,39 + \frac{195 \times 10^6}{38 \times 10^6} \times 2,5 \times 7578,91}{1 + \frac{195 \times 10^6}{38 \times 10^6} \times \frac{0,0336}{3,737} \times \left(1 + \frac{3,737}{1,2977} \times 0,8145^2\right) \times [1 + 0,8 \times 2,5]}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = 5078,69 \text{ KN}$$

Percentagem de perdas diferidas será:

$$\frac{5078,69}{49997} = 10,1\%$$

5.7.4.2. PARA A VIGA B8

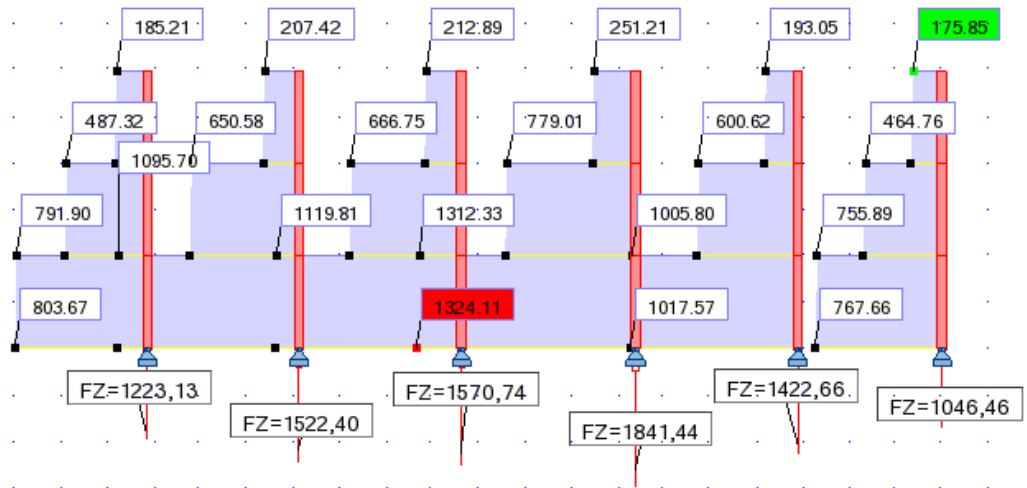


Figura 5.42: Esforços a ser aplicados na viga B8 para a combinação quase permanente

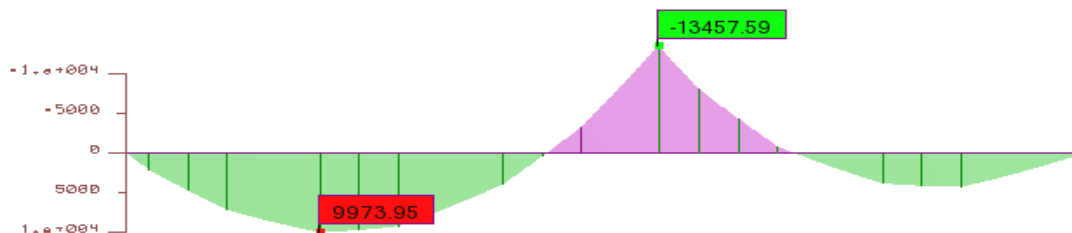


Figura 5.43: Momentos resultantes na viga B8 para a combinação quase permanente (retirado do Robot)

Apoio intermédio:

$$\sigma_{c,QP} = -\frac{13632}{3,547} - \frac{13632 \times 0,23}{1,1178} \times (0,23) + \frac{13458}{1,1178} \times (0,23)$$

$$\sigma_{c,QP} = -1719,25KPa$$

$$\Delta P_{c+s+r} = 1229,03KN$$

Percentagem de perdas diferidas:

$$\frac{1229,03}{14999} = 8,1\%$$

Secção a 7,4 metros do apoio esquerdo:

$$\sigma_{c,QP} = -\frac{13618}{3,547} - \frac{13618 \times (0,9483 - 0,165)}{1,1178} \times (0,9483 - 0,165) + \frac{9974}{1,1178} \times (0,9483 - 0,165)$$

$$\sigma_{c,QP} = -4324,91 \text{ KPa}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = 1440,92 \text{ KN}$$

Percentagem de perdas diferidas:

$$\frac{1440,92}{14999} = 9,6\%$$

5.8. PERDAS TOTAIS FINAIS DE PRÉ-ESFORÇO

As perdas totais de pré-esforço são calculadas através do somatório das perdas instantâneas e as perdas diferidas.

Através dos valores que se seguem, conclui-se estar garantida a condição de não fendilhação nas vigas em estudo, já que os valores arbitrados para as perdas de pré-esforço foram maiores que as que se realmente se verificaram.

5.8.1. PARA A VIGA B7

A força a tempo infinito aplicada nos cabos de pré-esforço a meio vão será:

$$P_{\infty} = 47255 - 5078,69 = 42176,31 \text{ KN}$$

5.8.2. PARA A VIGA B8

No apoio intermédio:

$$P_{\infty} = 13632 - 1229,03 = 12402,97 \text{ KN}$$

A 7,4 metros do apoio da esquerda:

$$P_{\infty} = 13618 - 1440,92 = 12177,08KN$$

5.9. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O EC2 estabelece os requisitos referentes à verificação de segurança em estado limite último (parte deles já foram considerados atrás). Tais requisitos englobam:

- Distâncias mínimas entre varões;
- Recobrimento das armaduras;
- Diâmetros mínimos de dobragem;
- Comprimentos de amarração;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimentos de emenda de armaduras.

Existem duas formas equivalentes de verificar a segurança ao estado limite último de flexão (ELU) dependendo da consideração do pré-esforço pelo lado da resistência ou pelo lado da ação.

Para o presente projeto foi considerado o pré-esforço a atuar pelo lado da resistência.

Será considerada a influência das armaduras a colocar na zona comprimida. A disposição das armaduras teve em consideração as imposições do EC2, mais concretamente o ponto 9.7 (2), limitando a distância entre varões a 30cm.

O menor recobrimento verificado no projeto será nas zonas em que foram colocados estribos ($\phi 8$) contornando varões de 32mm. Este recobrimento situa-se no 4cm. Consultando o ponto 4.4.1.2 do EC2, verifica-se que o recobrimento nominal (c_{nom}) é a soma do recobrimento mínimo (c_{min}) com a margem de cálculo para tolerância de execução (Δc_{dev}) e é inferior a 4cm para uma classe de exposição ambiental XC1.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$
$$c_{nom} = 0,025 + 0,01 = 0,035m$$

Face à magnitude dos esforços, nas faces superior e inferior das vigas optou-se por colocar varões com diâmetros não inferiores a 20mm. Nas faces laterais foi colocada uma armadura construtiva de 12mm de diâmetro.

5.9.1. PARA A VIGA B7

As próximas figuras estão representados os esforços a atuar na viga B7 para além do peso próprio em estado limite último (ELU).

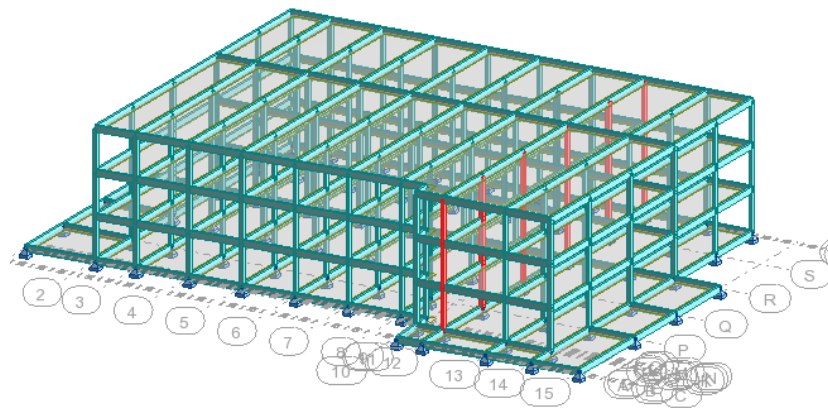


Figura 5.44: Edifício comercial com destaque para os pilares que descarregam na viga B7

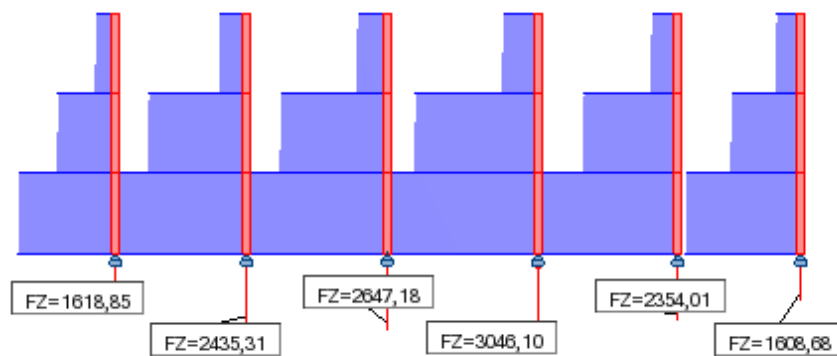


Figura 5.45: Reações nos pilares que descarregam na viga B7

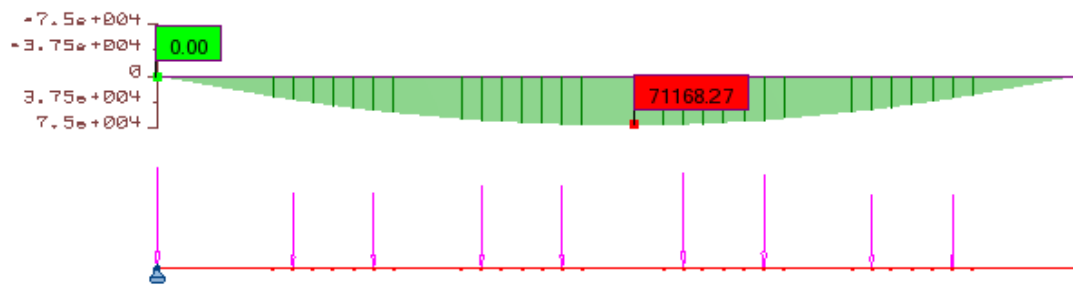


Figura 5.46: Momento máximo na viga B7 para ELU

A meio vão:

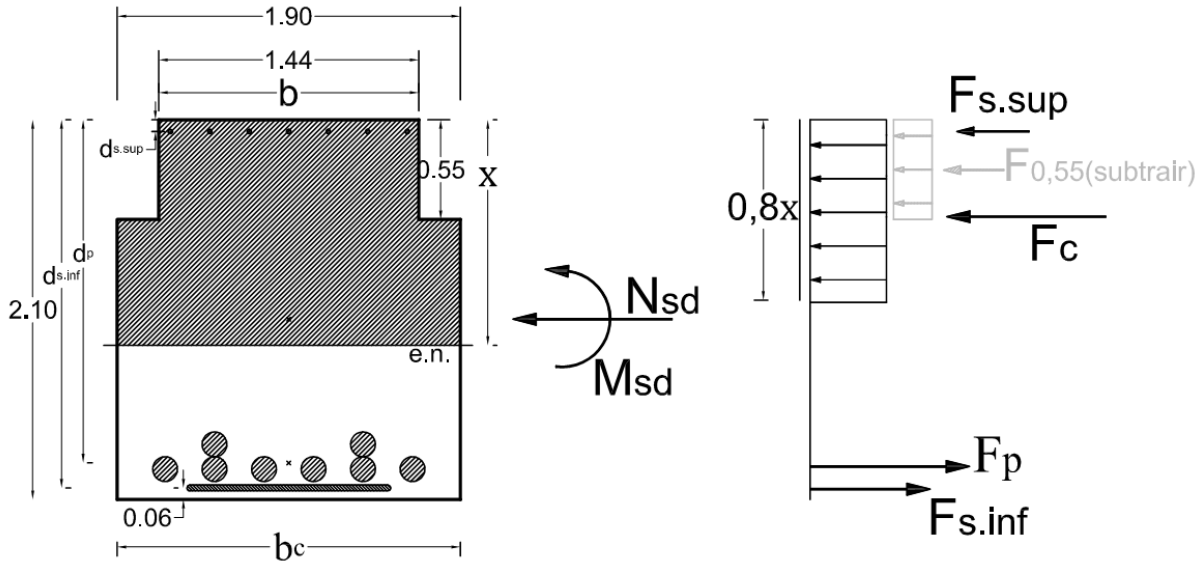


Figura 5.47: Esquema de todas as forças equivalentes que estão a atuar a meio vão na viga B7

Nesta fase, optou-se por alterar a classe de resistência do betão para um C45/55, visto que, para um betão C30/37, a área necessária de betão comprimido para equilibrar as forças, excedia a área da secção.

Esta alteração fará com que as perdas de pré-esforço se alterem ligeiramente passando a ser menos gravosas, nesse sentido, os resultados obtidos anteriormente estão do lado da segurança.

Também foi necessário colocar armadura ordinária na zona superior da viga, de forma a que o eixo neutro pudesse subir e assim colocar as armaduras inferiores no patamar de cedência.

Através da equação de equilíbrio de forças:

$$\begin{cases} \Sigma(\text{forças interiores}) = \Sigma(\text{forças exteriores}) \\ \Sigma(\text{momentos interiores}) = \Sigma(\text{momentos exteriores}) \end{cases} \quad (5.18)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} -(F_c - F_{0,55}) - F_{s.inf} + F_{s.sup} + F_p = 0 \\ -F_c \times d_c - F_{0,55} \times d_{0,55} - F_{s.sup} \times d_{s.sup} + F_{s.inf} \times d_{s.inf} + F_p \times d_p = M_{Ed} \end{cases} \quad (5.19)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} -(F_c - F_{0,55}) - F_{s.inf} + F_{s.sup} + F_p = 0 \\ -F_c \times 0,4x - F_{0,55} \times \frac{0,55}{2} - F_{s.sup} \times 0,06 + F_{s.inf} \times (2,10 - 0,06) + F_p \times (2,10 - 0,183) = 71168,3 \end{cases}$$

Em que:

$$F_c = \frac{45 \times 10^3}{1,5} \times 0,8x \times 1,90$$

$$F_{0,55} = \frac{45 \times 10^3}{1,5} \times 0,55 \times 0,46$$

$$F_{s.sup} = \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times (4,91 \times 10^{-4} \times 7)$$

$$F_{s.inf} = \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s$$

$$F_p = \frac{1680 \times 10^3}{1,15} \times 0,0336$$

Ficando:

$$\begin{cases} x = 1,247 \text{ m} \\ A_s = 38,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2\phi 32 + 5\phi 25) \Rightarrow 40,63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Foram feitas várias tentativas até chegar aos resultados atrás expostos, neste processo foi observado que, quanto maior a quantidade de aço a colocar na parte superior da secção, menor a quantidade de aço a colocar na parte inferior, sendo que a quantidade de aço somada entre as duas faces situa-se entre os 70 e os 80 cm².

Verificação da cedência das armaduras:

$$\epsilon_s \geq \epsilon_{lim} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,783 \times 10^3}{200 \times 10^6} = 2,17\text{‰} \quad (5.20)$$

$$\epsilon_{s.sup} = \frac{x - d_{s.sup}}{x} \times 3,5\text{‰} = \frac{1,247 - 0,06}{1,247} \times 3,5 = 3,33\text{‰} \Rightarrow \text{Verifica} \quad (5.21)$$

$$\epsilon_{s.inf} = \frac{d_{s.inf} - x}{x} \times 3,5\text{‰} = \frac{2,04 - 1,247}{1,247} \times 3,5 = 2,226\text{‰} \Rightarrow \text{Verifica} \quad (5.22)$$

$$\epsilon_p \geq \epsilon_{lim} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1460 \times 10^3}{195 \times 10^6} = 7,49\text{‰} \quad (5.23)$$

$$\Delta\epsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \times 3,5\text{‰} = \frac{1,917 - 1,247}{1,247} \times 3,5 = 1,88\text{‰} \quad (5.24)$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{p\infty} + \Delta\epsilon_p = \frac{P_{\infty}}{A_p \times E_p} + \Delta\epsilon_p = \frac{42176,31}{0,0336 \times 195 \times 10^6} + 1,88 = 8,32\text{‰} \Rightarrow \text{Verifica}$$

Importa referir que a relação x/d tem um valor elevado (0,64), isto significa que, para garantir um nível mínimo de ductilidade disponível ($x/d < 0.5$), deveria-se aumentar mais a classe de resistência do betão.

5.9.2. PARA A VIGA B8

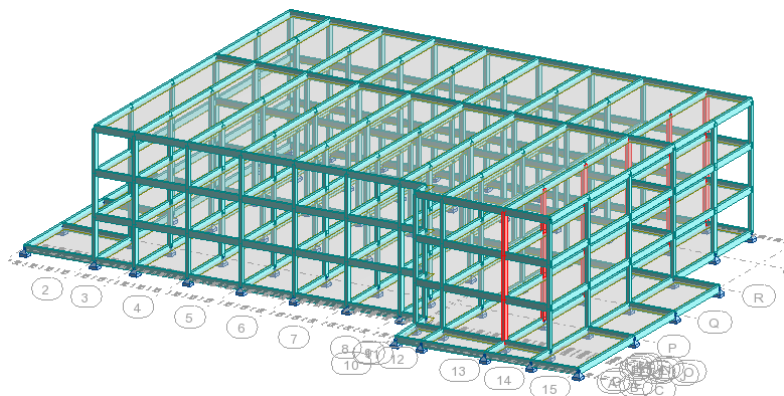


Figura 5.48: Edifício comercial com destaque para os pilares que descarregam na viga B8

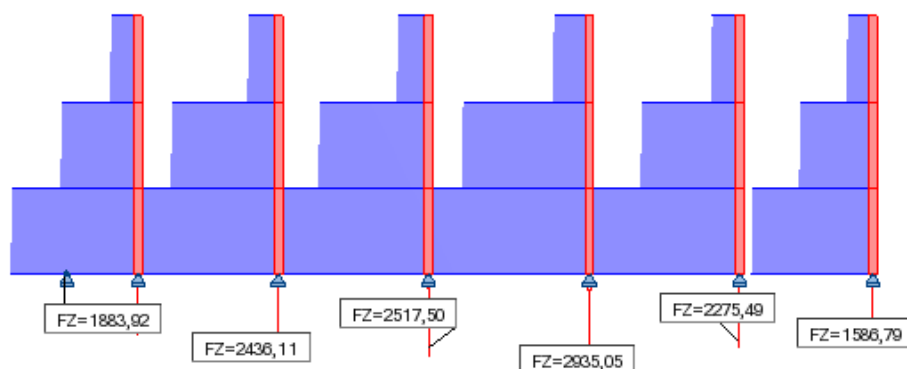


Figura 5.49: Reações nos pilares que descarregam na viga B8

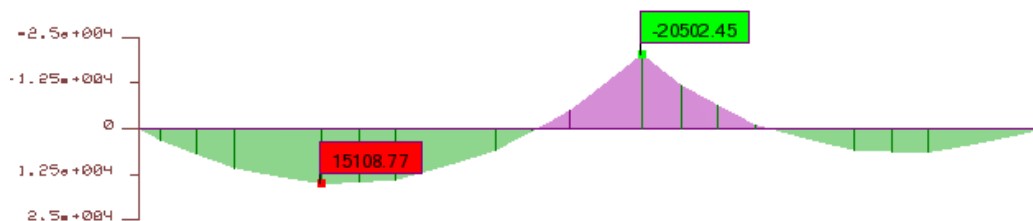


Figura 5.50: Momento máximo na viga B8 para ELU

No apoio intermédio:

O momento isostático para uma força de pré-esforço aplicada de 1000kN será:

$$M_{iso} = 1000 \times 0.23 = 230 \text{ kN}$$

Sabendo que para a mesma força de pré-esforço (1000kN) aplicada, provoca um momento equivalente de pré-esforço (total) de 642,53 kN/m.

O momento hiperestático será:

$$M_{hip} = \frac{642,53 - 230}{1000} = 0,41253 \cdot P \text{ kN/m}$$

O momento hiperestático provocado pelas cargas equivalentes de pré-esforço para ELU será:

$$M_{hip} = 0,41253 \times (12402,97) = 5116,6 \text{ kN/m}$$

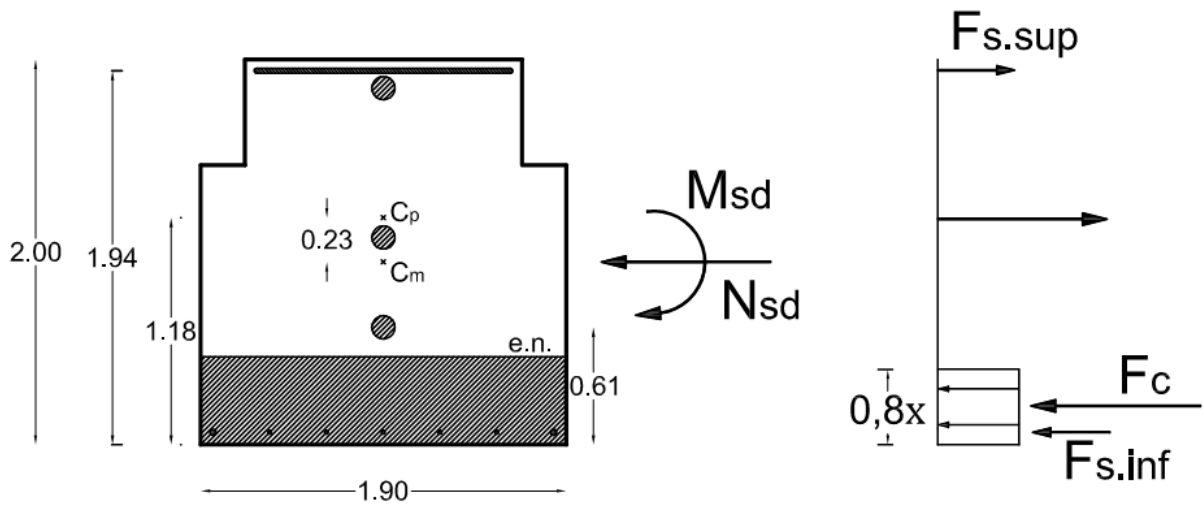


Figura 5.51: Esquema de todas as forças equivalentes que estão a atuar do apoio intermédio da viga B8

Através da equação de equilíbrio de forças:

$$\begin{cases} -F_c - F_{s.inf} + F_{s.sup} + F_p = 0 \\ -F_c \times d_c - F_{s.inf} \times d_{s.inf} + F_{s.sup} \times d_{s.sup} + F_p \times d_p = M_{Ed} - M_{hip} \end{cases} \quad (5.25)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} -F_c - F_{s.inf} + F_{s.sup} + F_p = 0 \\ -F_c \times 0,4x - F_{s.inf} \times 0,06 + F_{s.sup} \times (2,0 - 0,06) \\ + F_p \times 1,18 = 20502,45 - 5116,6 \end{cases}$$

Em que:

$$F_c = \frac{30 \times 10^3}{1,5} \times 0,8x \times 1,90$$

$$F_{s.inf} = \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times (3,14 \times 10^{-4} \times 5 + 8,04 \times 10^{-4} \times 2)$$

$$F_{s.sup} = \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s$$

$$F_p = \frac{1680 \times 10^3}{1,15} \times 0,01008$$

Ficando:

$$\begin{cases} x = 0,448 \text{ m} \\ A_s = 6,32 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Conclui-se que não será necessário acrescentar amadura ordinária para a verificação ao ELU, já que, a armadura construtiva prevista na face superior será o suficiente, pois ultrapassa o valor $6,32 \text{ cm}^2$.

Verificação da cedência das armaduras:

$$\epsilon_s \geq 2,17\text{‰}$$

$$\epsilon_{s.inf} = \frac{x - d_{s.sup}}{x} \times 3,5\text{‰} = \frac{0,448 - 0,06}{0,448} \times 3,5 = 3,03\text{‰} \Rightarrow \text{Verifica}$$

$$\epsilon_p \geq 7,49\text{‰}$$

O cabo que poderá não estar em cedência é o cabo inferior, pois é o que está mais próximo do eixo neutro. Logo apenas será necessário verificar para este cabo.

$$\Delta\epsilon_{p.inf} = \frac{d_p - x}{x} \times 3,5\text{‰} = \frac{0,61 - 0,448}{0,448} \times 3,5 = 1,26\text{‰}$$

$$\epsilon_{p.inf} = \epsilon_{p\infty} + \Delta\epsilon_p = \frac{P_{\infty}}{A_p \times E_p} + \Delta\epsilon_p = \frac{12402,97}{0,01008 \times 195 \times 10^6} + 1,26 = 7,57\text{‰} \Rightarrow \text{Verifica}$$

A 7,4 metros do apoio da esquerda:

O momento isostático para uma força de pré-esforço aplicada de 1000kN será:

$$M_{iso} = 1000 \times (1,18 - 0,165) = 1015 \text{ KN}$$

O momento hiperestático será:

$$M_{hip} = \frac{602,39 - 1015}{1000} = -0,4126.P \text{ KN/m}$$

O momento hiperestático provocado pelas cargas equivalentes de pré-esforço para ELU será:

$$M_{hip} = 0,4126 \times (12402,97) = -5117,47 \text{ kN/m}$$

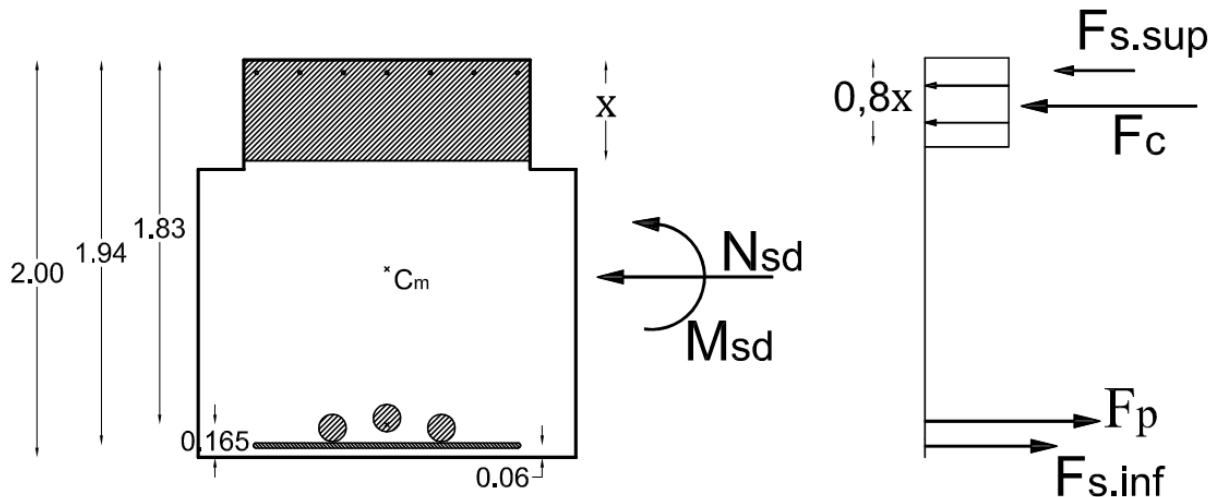


Figura 5.52: Esquema de todas as forças equivalentes que estão a atuar a 7,4m do apoio direito da viga B8

Através da equação de equilíbrio de forças:

$$\Leftrightarrow \begin{cases} -F_c - F_{s.inf} + F_{s.sup} + F_p = 0 \\ -F_c \times d_c - F_{s.sup} \times d_{s.sup} + F_{s.inf} \times d_{s.inf} + F_p \times d_p = M_{Ed} + M_{hip} \end{cases} \quad (5.26)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} -F_c - F_{s.inf} + F_{s.sup} + F_p = 0 \\ -F_c \times 0,4x - F_{s.sup} \times 0,06 + F_{s.inf} \times (2,0 - 0,06) \\ + F_p \times (2,0 - 0,18) = 15108,77 + 5117,47 \end{cases}$$

Em que:

$$F_c = \frac{30 \times 10^3}{1,5} \times 0,8x \times (1,90 - 0,46)$$

$$F_{s.sup} = \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times (3,14 \times 10^{-4} \times 7)$$

$$F_{s.inf} = \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s$$

$$F_p = \frac{1680 \times 10^3}{1,15} \times 0,01008$$

Ficando:

$$\begin{cases} x = 0,51 \text{ m} \\ A_s = -50,98 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Apesar de se ter considerado nos cálculos que a armadura de pré-esforço estava em cedência, tal facto não se verifica, já que o valor de A_s é negativo, no entanto, por esta mesma razão se conclui que não será necessário acrescentar armadura ordinária para a verificação ao ELU, apenas armadura construtiva.

5.10. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO.

No dimensionamento do pré-esforço das vigas, foi imposto uma tensão limite na zona mais tracionada correspondente ao f_{ctm} , tensão a partir da qual o betão deixa de resistir à tração, passando a fendilhar. Ao pré-esforço máximo determinado, foi descontado 10% de perdas imediatas e 15% de perdas diferidas, verificando-se que as perdas reais foram menores que as consideradas. Neste sentido, é seguro concluir que a segurança em estado limite de fendilhação é cumprida para a combinação de ações frequentes. A verificação para a combinação de ações característica não foi verificada, uma vez que se tratam de vigas com uma classe de exposição XC1 e encontram-se encobertas logo o requisito condicionante será a durabilidade.

5.11. CÁLCULO DA ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO.

Para o cálculo da armadura de esforço transversal foi necessário estudar os esforços a atuar na secção transversal, assim como ao longo do comprimento da viga.

Os esforços na secção transversal devem-se à excentricidades das forças aplicadas nas vigas provenientes dos pilares do edifício comercial. Este estudo será feito através da construção de um modelo de escoras e tirantes.

Para o estudo do esforço transversal ao longo do comprimento das vigas, foram usados os diagramas de esforço transversal retirados do programa Robot para o ELU com a atuação do pré-esforço a tempo

infinito. O cálculo da armadura transversal foi realizado de acordo com o modelo de escoras e tirantes definido no EC2-6.2.3.

5.11.1. MODELO DE ESCORAS E TIRANTES PARA A SECÇÃO TRANSVERSAL

Considerando que o encaminhamento das forças forma um ângulo de 60° , um possível modelo para as forças mais condicionantes a atuar nas vigas é apresentado na figura 5.53.

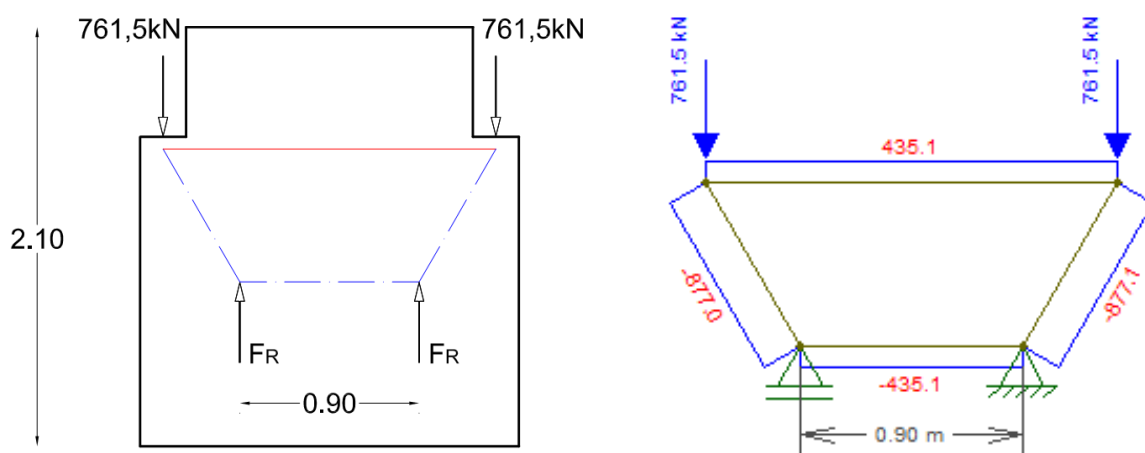


Figura 5.53: Modelo de escoras e tirantes considerado

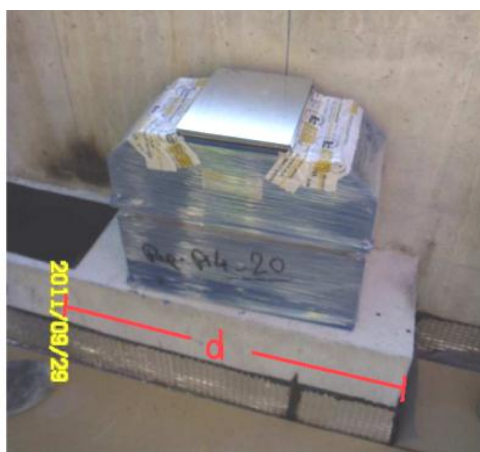


Figura 5.54: Apoio amortecedor

Considerando que a distância d representada na figura 5.54 corresponde a 60cm, a armadura necessária para resistir ao tirante indicado no modelo de escoras e tirantes, será distribuída nesta mesma distância.

$$A_s = \frac{N_{tirante}}{f_{yk}/1,15} = \frac{435,1}{500 \times 10^3 / 1,15} = 10,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\phi 16 (10,05 \text{ cm}^2) \quad (5.27)$$

Cinco varões distribuídos por 60cm correspondem a um espaçamento de 15cm, ficando $\phi 16//0,15$.

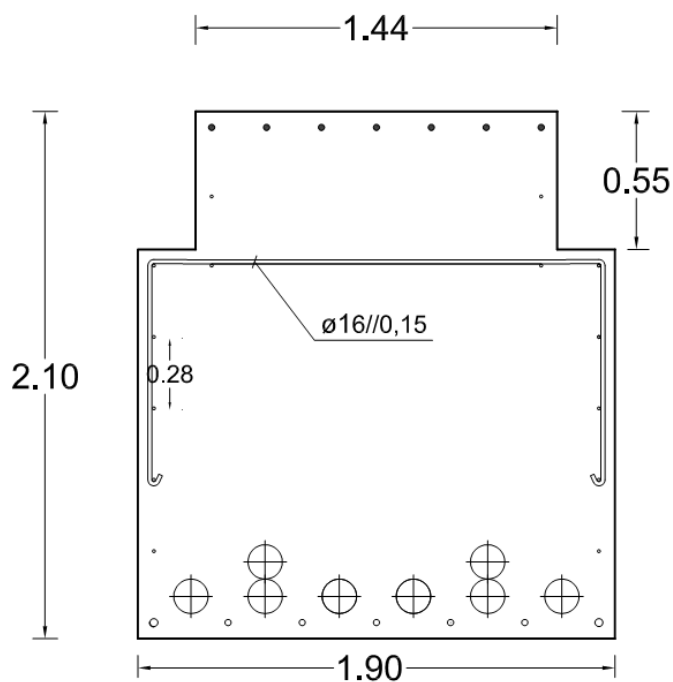


Figura 5.55: Zona onde vão ser colocadas as armaduras

Para tirantes em que apenas seja necessário colocar $4\phi 16 (8,04 \text{ cm}^2)$, a força no tirante não deve exceder:

$$N_{tirante} = A_s \times f_{yk}/1,15 = 8,04 \times 10^{-4} \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} = 349,57 \text{ kN} \quad (5.28)$$

Correspondendo a uma força atuante de 611,8kN, que multiplicada por quatro fica 2447,2kN, sendo este a força máxima que um pilar do edifício comercial pode exercer para ELU para que possa ser colocado $\phi 16//0,20$ numa extensão de 60cm.

5.11.2. CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL AO LONGO DA VIGA

Viga B7

As cargas equivalentes para um pré-esforço atuante a tempo infinito foram calculadas tendo em consideração as perdas imediatas para cada cabo e um valor médio das perdas diferidas.

Quadro 5.7: Valores (com as perdas totais) a considerar em cada carga equivalente de pré-esforço

X(m)	Pn(0),μ(kN)	P∞(kN)	γ''	γ''.P∞(kN.m)
4.31	11.55	10.39	0.03	321.27
5.79	11.70	10.53	0.03	325.44
7.32	11.59	10.43	0.05	540.62
8.79	11.81	10.63	0.05	551.08
11.32	11.78	10.60	0.06	600.93
12.79	11.98	10.78	0.06	611.19
14.33	11.92	10.72	0.06	670.51
15.79	11.89	10.70	0.06	668.78
18.79	11.81	10.63	0.06	682.75
20.25	11.55	10.40	0.06	667.75
21.79	11.77	10.59	0.06	620.82
23.26	11.53	10.38	0.06	608.28
25.79	11.69	10.52	0.05	575.25
27.26	11.47	10.32	0.05	564.33
28.79	11.69	10.52	0.03	355.00
30.27	11.54	10.39	0.03	350.43

Calculando novamente através do Robot o esforço transversal na viga para ELU mas entrando com as cargas equivalentes de pré-esforço, foi possível obter o seguinte diagrama:

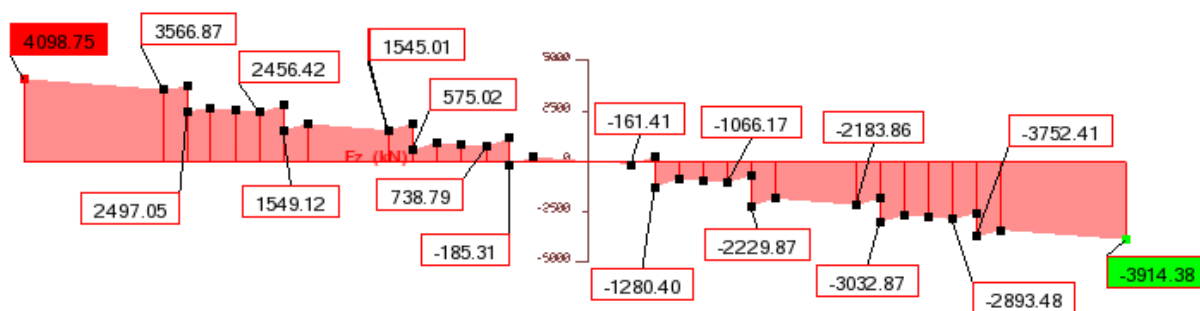


Figura 5.56: Diagrama de esforço transversal da viga B7 para ELU com pré-esforço a tempo infinito

Através da equação 6.2.3 do EC2 vem:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - P \times \sin \alpha}{z \times \cot \theta \times f_{yd}}$$

Em que:

A_{sw} Área de armadura de esforço transversal na secção;

s Espaçamento entre estribos;

V_{sd}	Esforço transversal atuante;
P	Força de pré-esforço;
α	Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga, $\alpha = 90^\circ$;
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga, $\theta = 25^\circ$;
z	Braço do binário das forças interiores (valor retirado através da figura 5.45) $z \approx 1,45m$

A partir de uma distância de $1,45 \times \cot 25^\circ = 3,10m$ dos apoios, o valor do esforço transversal mais elevado a considerar será 3752,71kN, ficando:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{3752,71}{3,10 \times 500 \times 10^3 / 1,15} = 27,84 \text{ cm}^2/m$$

Colocando 4 ramos vem:

$$4\phi 12//0,15 \Rightarrow 30,16 \text{ cm}^2/m$$

Com 6 ramos vem:

$$6\phi 8//0,10 \Rightarrow 30,18 \text{ cm}^2/m$$

Optou-se pela segunda hipótese visto ser menos trabalhoso a dobragem de varões de 8mm.

Sendo feita uma dispensa de 66,6% entre as duas forças a meio vão, ficando 6 ϕ 8//0,30. Esta dispensa só é feita a meio vão, porque é seguro considerar que a envolvente do esforço transversal tem valores bastantes reduzidos nesta zona.

Para uma otimização das dispensas, seria necessário fazer combinações de esforços para o edifício comercial e com esses esforços voltar a fazer combinações para cada viga pré-esforçada. Esses cálculos revelaram-se bastante morosos, pelo que optou-se por fazer apenas a dispensa atrás referida.

Viga B8

O cálculo da armadura transversal para a viga B8 é idêntico ao realizado para a viga B8.



Figura 5.57: Diagrama de esforço transversal da viga B7 para ELU com pré-esforço a tempo infinito

A partir de uma distância de $1,72 \times \cot 25^\circ = 3,68m$ dos apoios, o valor do esforço transversal mais elevado a considerar será -1698kN, ficando:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1698}{3,68 \times 500 \times 10^3 / 1,15} = 10,61 \text{ cm}^2 / m$$

Colocando 6 ramos vem:

$$6\phi 8 // 0,25 \Rightarrow 12,06 \text{ cm}^2$$

5.12. DESENHOS DAS ARMADURAS

Tendo em consideração todas as disposições construtivas atrás referidas e os varões resultantes da verificação da segurança aos estados limites últimos, seguidamente serão apresentados os desenhos das armaduras para a viga B7 e B8:

Em corte:

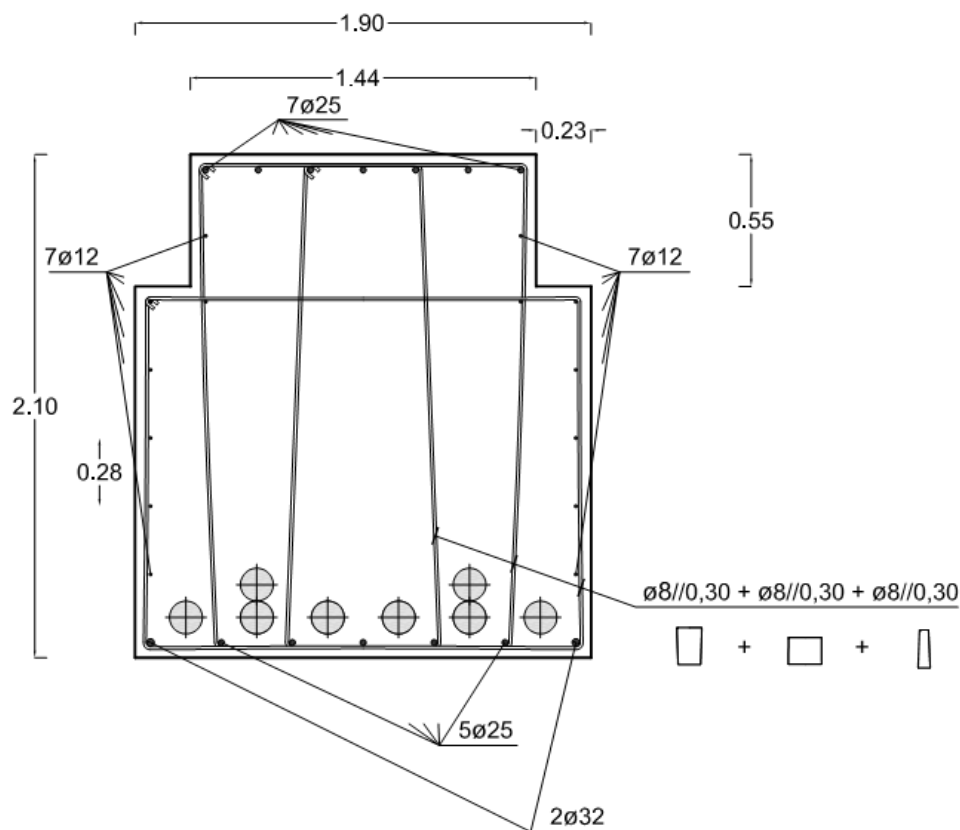


Figura 5.58: Corte 1-1 da viga B7

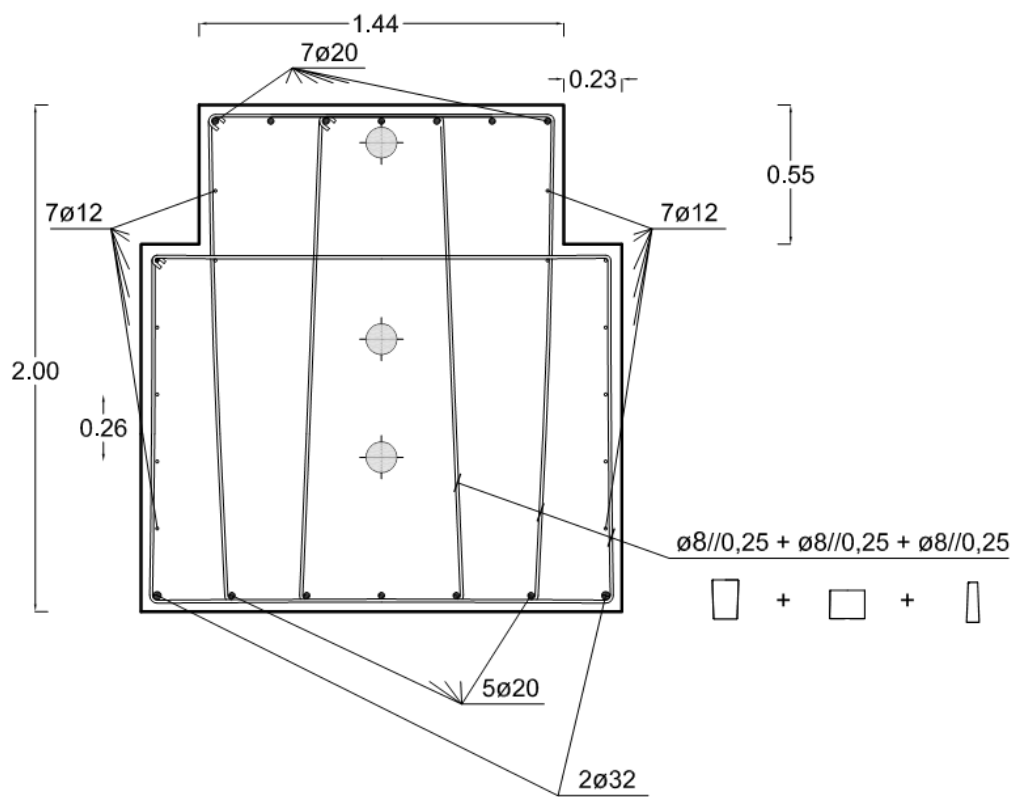


Figura 5.59: Corte 1-1 da viga B8

Em alçado:

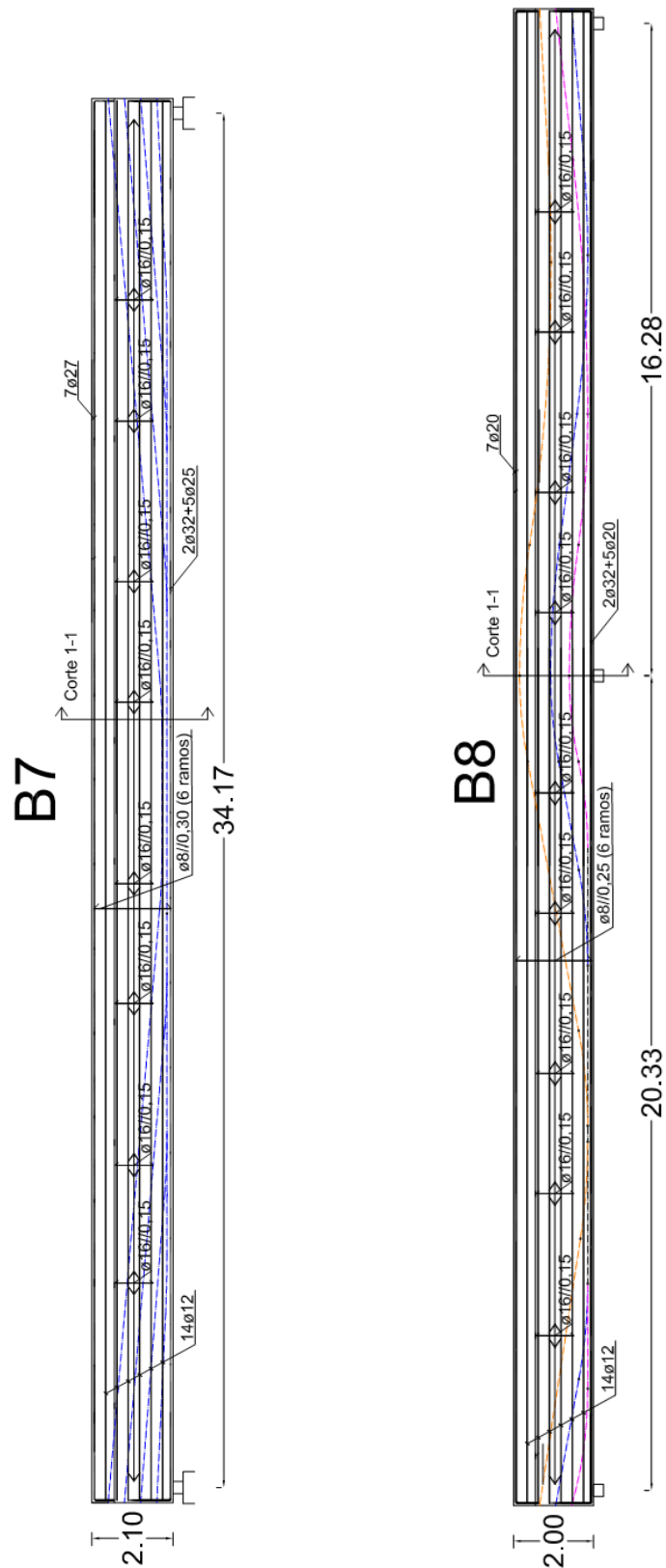


Figura 5.60: Armaduras das vigas pré-esforçadas (corte em alçado)

6

Pilares do Auditório

6.1. ESTUDO DE UM PILAR EXEMPLIFICATIVO

Os Pilares que suportam as vigas pré-esforçadas estão inseridos numa parede de 40cm (ver figura 6.2) que vai funcionar como elemento de contraventamento nessa direção (direção y). Na direção em que as vigas pré-esforçadas se estendem (direção z), os únicos elementos de contraventamento são as arquibancadas do auditório. As arquibancadas vão funcionar como diafragmas, podendo de uma forma simplificada ser representadas por duas molas horizontais.

O pré-dimensionamento da secção transversal teve como condicionantes os aparelhos de apoio a colocar entre os pilares e as vigas pré-esforçadas, assim como a espessura da parede de coroamento (80cm) em que vão ser simplesmente apoiados. Nesse sentido, os pilares vão ter uma secção transversal de 1,40 metros por 0,80 metros.

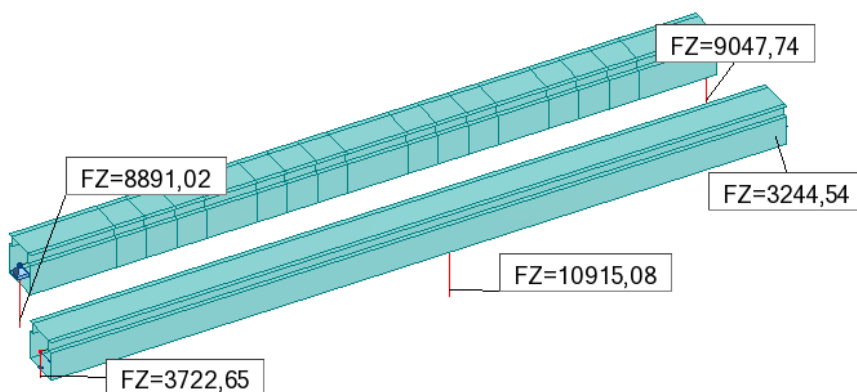


Figura 6.1: Reações nos apoios das vigas B7 e B8 para a combinação ELU

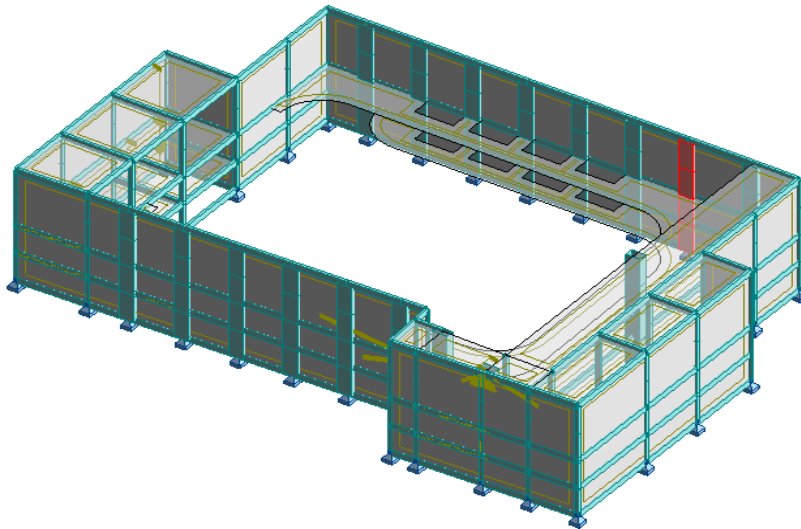


Figura 6.2: Pilar (P7d) em destaque

6.1.1. INFLUÊNCIA DAS ARQUIBANCADAS

No sentido de demonstrar a influência das arquibancadas no dimensionamento dos pilares, será em seguida estudada a rigidez oferecida por cada uma ao ser aplicado um deslocamento horizontal de 1 metro ao nível de cada arquibancada.

Para a arquibancada do 2º nível:

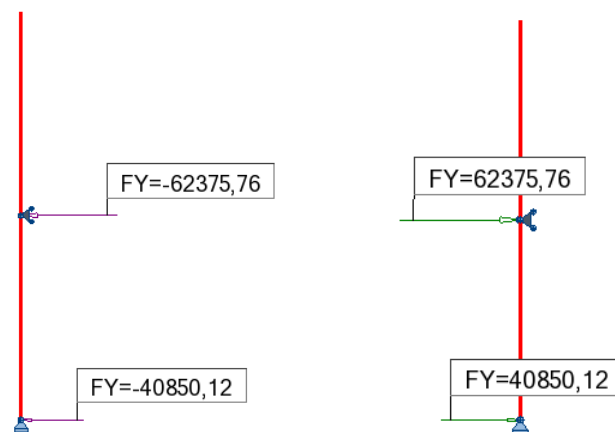


Figura 6.3: Reações no pilar P7d ao deslocamento aplicado de 1m em diferentes sentidos

Através da figura 6.3, conclui-se que na direção da aplicação do deslocamento o pilar comporta-se de igual forma independente do sentido da solicitação.

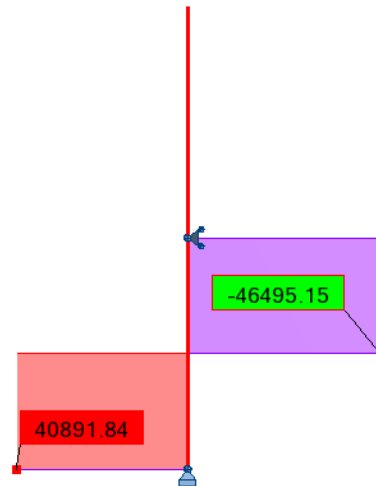


Figura 6.4: Esforços transversos no pilar P7d

Com os resultados do Robot é possível retirar a reação provocada pela arquibancada superior para um deslocamento de 1m:

$$R_{arq_2} = 62375,76 - 46495,15 = 15881kN$$

Tendo a mesma uma rigidez:

$$k_{arq_2} = \frac{15881}{1} = 15881kN/m$$

Para a arquibancada do 1º nível:

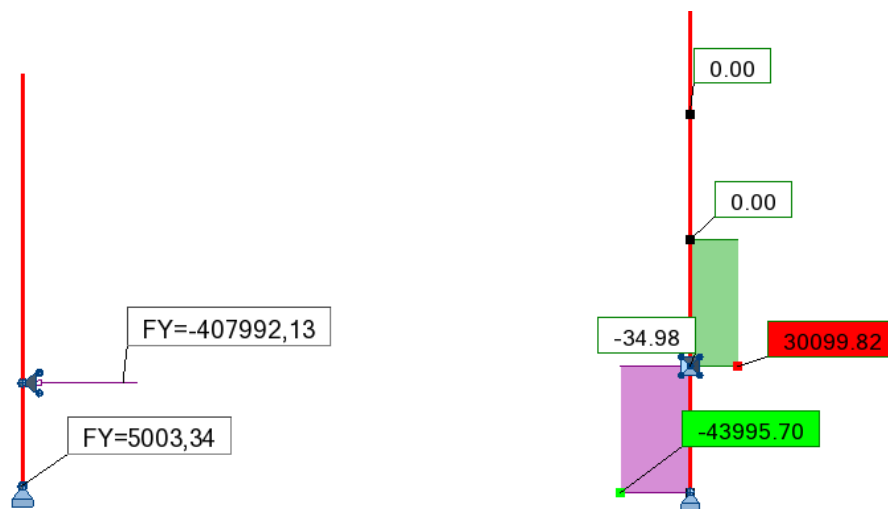


Figura 6.5: Reações e esforços transversos no pilar P7d ao deslocamento aplicado de 1m

A rigidez da arquibancada do primeiro nível será:

$$k_{arq_1} = \frac{407992,13 - 30099,82 - 43995,70}{1} = 333896,61 \text{ kN/m}$$

O elevado valor k_{arq_1} quando comparado com o valor de k_{arq_2} , deve-se à proximidade arquibancada aos apoios de cada pilar no modelo construído no Robot, sendo que a componente l (altura da peça em estudo) é elevada ao cubo.

6.2. DIMENSIONAMENTO DO PILAR P7D

O dimensionamento dos pilares vai ser realizado apenas através do software Robot. A determinação do comprimento equivalente (l_0) não é feita por métodos convencionais, revelando-se bastante complexa a sua determinação, no entanto foi constatado que o Robot não considerou a influência das arquibancadas na definição do (l_0), isto fez com que a solução proposta seja muito conservativa.

Através do modelo já construído no Robot foi aplicada uma carga no topo dos pilares correspondente ao esforço que as vigas pré-esforçadas descarregam nos pilares. A juntar a este esforço, vai ser necessário considerar o peso próprio do pilar e os efeitos de segunda ordem, esforços esses que o software já os considera na sua análise.

Na análise dos resultados, é possível constatar (ver quadro 6.1) que o Robot assume automaticamente as várias combinações para os estados limites últimos.

Quadro 6.1: Esforços considerados para as várias combinações

N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
4969,83	132,53	132,53
4969,83	423,40	132,53
4969,83	132,53	172,57
865,83	23,09	23,09
865,83	-84,93	-23,09
865,83	23,09	60,46
4745,36	126,54	126,54
4745,36	418,91	126,54
4745,36	126,54	153,50
641,36	17,10	17,10

Os esforços mais gravosos são apresentados na figura 6.6, tendo sido estes os esforços considerados no dimensionamento das armaduras.

Esforços de dimensionamento:		
Inicial		
N = 4969,83 (kN)	N*etotz = 423,40 (kN*m)	N*etoty= 132,53 (kN*m)
Excentricidade:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
Estático	eEd: 6,5 (cm)	0,9 (cm)
Imperfeição	ei: 2,0 (cm)	0,0 (cm)
Não pretendido	e0: 8,5 (cm)	0,9 (cm)
mínima	emin: 2,7 (cm)	2,7 (cm)
Totais	etot: 8,5 (cm)	2,7 (cm)

Figura 6.6: Esforços de cálculo considerados

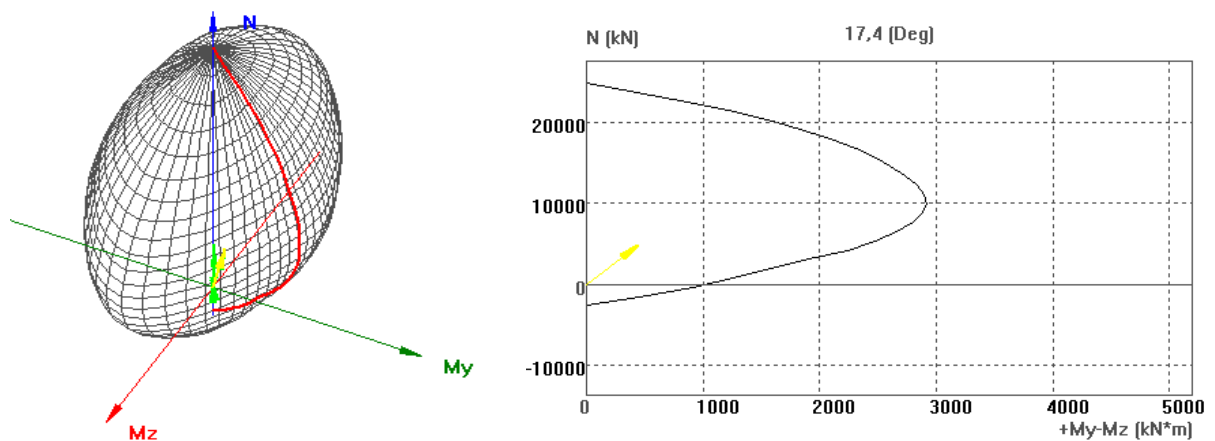


Figura 6.7: Esforço a atuar no pilar

Em seguida, apresentam-se a solução de armaduras proposta pelo Robot.

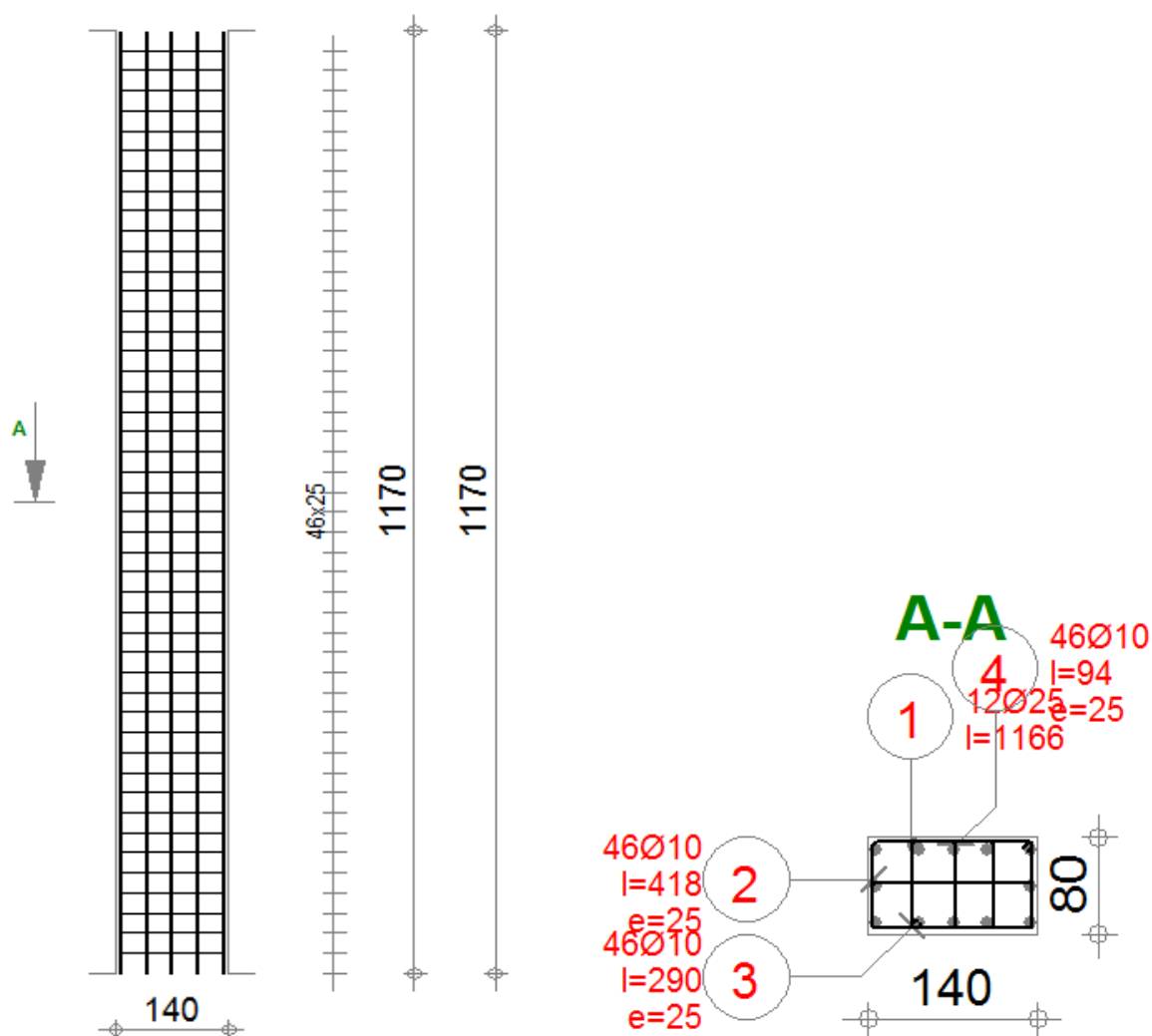


Figura 6.8: Armaduras propostas pelo Robot

Quadro 6.2: Número de varões considerados

Posição	Armação	Código	Forma	Aço
1	12Ø25 l=1166	00	1166	B500C
2	46Ø10 l=418	31	132 8 72	B500C
3	46Ø10 l=290	31	68 8 72	B500C
4	46Ø10 l=94	00	132 8 72	B500C
5	46Ø10 l=154	00	132 8 72	B500C

7

Conclusões

Na presente dissertação, as conclusões apresentadas prendem-se essencialmente com o estudo das vigas pré-esforçadas, visto terem sido o tópico principal do âmbito do projeto.

Quando se estudaram os momentos resultantes das ações provocadas pelo edifício comercial nas vigas pré-esforçadas, foi possível comparar a influência que o vão representava no dimensionamento das vigas, mais concretamente a viga B8 que, por ter um apoio intermédio, resultou em momentos fletores positivos muito menores, observando-se os maiores momentos fletores (negativos) na zona do apoio intermédio.

Poder-se-ia concluir que a secção transversal da viga B8 foi sobredimensionada aquando da verificação ao ELU, podendo ter sido possível aplicar vigas mais esbeltas (em forma de T), no entanto a mesma estava condicionada pelo elemento que fazia a ligação entre os pilares do edifício comercial e as vigas pré-esforçadas. As dimensões desse elemento levam a que seja possível uma transmissão de momentos entre os pilares e as vigas (situação que não foi considerada na presente dissertação). Com efeito, a secção transversal que melhor se comporta face a momentos torsores são precisamente as quadradas (ou circulares), isto leva a excluir as vigas em T.

Quando se compara os valores obtidos da armadura necessária para a verificação ao esforço transversal das vigas com a armadura necessária para a verificação dos momentos atuantes para o ELU, é possível verificar que não foi necessário grande quantidade de estribos. Tal facto é explicado devido as dimensões da secção transversal, secção essa que foi pré-dimensionada para os momentos fletores atuantes.

Pela a análise dos diagramas dos esforços transversos atuantes nas vigas, verifica-se que o critério de degradação de cargas a 45° e 60° revelou-se adequado na tentativa em minimizar os esforços transversos localizados.

É razoável considerar a solução para os traçados do pré-esforço como sendo a mais adequada, já que os diagramas de momentos resultantes das cargas equivalentes são em geral inverso aos diagramas dos momentos resultantes das ações permanentes atuantes nas vigas.

Como últimas conclusões, a elaboração da presente dissertação foi um grande exemplo do quanto importante é a experiência do projetista na elaboração de um projeto, isto porque grande parte do tempo dedicado para a elaboração da dissertação foi na tentativa de otimização de soluções estruturais, assim como na exploração das potencialidades dos softwares utilizados. Neste sentido, é possível

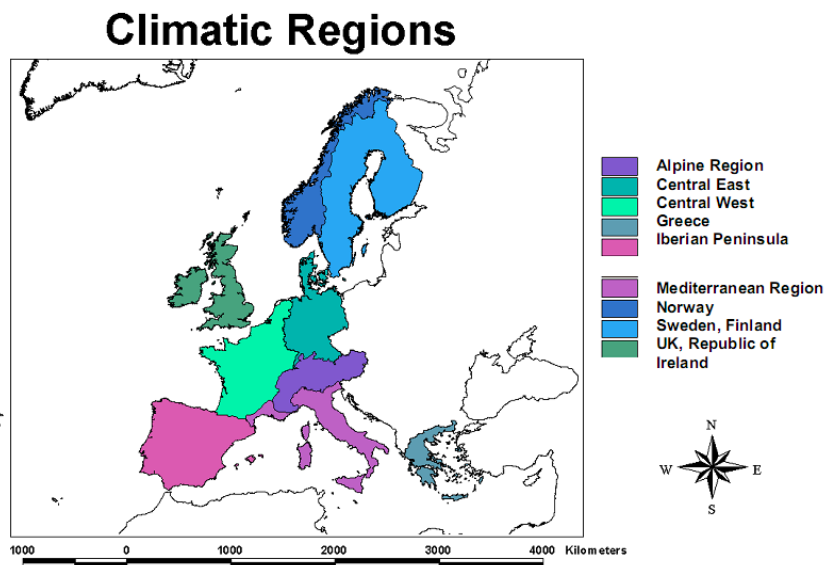
concluir que a elaboração da presente dissertação com as suas dificuldades inerentes, contribuíram igualmente para a experiência em projeto de quem a realizou.

Bibliografia

- Appleton, J., Marchão, C. (2007). *Estruturas de betão II - Módulo 1 – Pré-esforço*. Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa.
- Autodesk. (2012). *User Guide*. (www.autodesk.com)
- EN 1990. (2002). Eurocode 0, *Basis of structural design*. CEN, Brussels.
- EN 1991-1-1. (2002). Eurocode 1, *Actions on structures – Part 1-1: General actions –Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. CEN, Brussels.
- EN 1992-1-1. (2004). Eurocódigo 2, *Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas.
- Félix, C., (2009). *Cálculo do efeito do pré-esforço pelo método das cargas equivalentes*; ISEP, Porto
- Figueiras, J., (1993). *Dimensionamento de estruturas de betão pré-esforçado*. Feup, Porto.
- Lopes, J., (2008). *Estudo de pavimentos constituídos por lajes fungiformes pré-esforçadas*. Dissertação de Mestrado, Feup, Porto
- Nogueira, B., (2011). *Dimensionamento de um edifício de betão armado e pré-esforçado de geometria irregular com recurso a cálculo automático*. Dissertação de Mestrado, Feup, Porto.
- Pedro Morujão, Nuno Saavedra, Francisco Diogo, Álvaro Sousa, André Domingues, João Adão da Fonseca, Isabel Teles, Luís Branco, Ricardo Pinto, (2012), *Auditorium Bordeaux Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2012 FEUP*, 24-26 de outubro de 2012,
- Project Exécution Auditorium Bordeaux & Logements*, Adão da Fonseca Engenheiros Consultores
- Project Exécution Auditorium Bordeaux & Logements*, Freyssinet
- Project Exécution Auditorium Bordeaux & Logements*, Harsco Infrastructure Hunnebeck
- VSL, (2006), *Catálogo de sistemas de pré-esforço*, VSL Construction Systems
- www.4a-architectes.com/#projets. 2013
- www.lemoniteur.fr/157-realisations/article/actualite/20060201-un-auditorium-haute-fidelite-pour-bordeaux. 2013
- www.buildin.com.pt/images/215_438x249.jpg . 2013
- www.sudouest.fr/2011/04/06/l-auditorium-au-bon-rythme-363759-2780.php . 2013

Anexos

Anexo A: Ação da neve



Central West: Snow Load at Sea Level

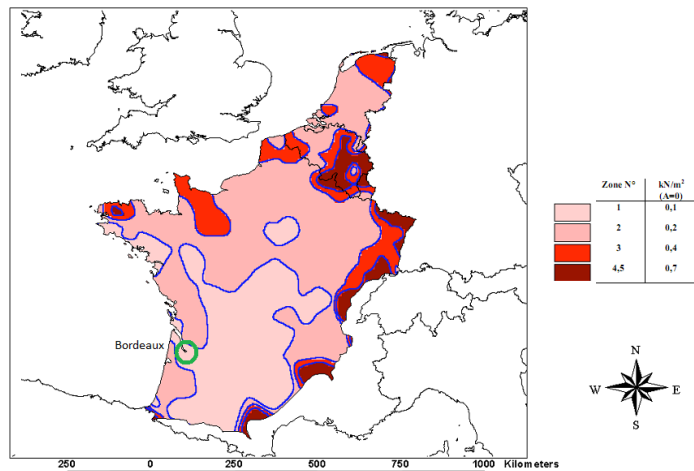


Table C.1. Altitude - Snow Load Relationships

Central West	$s_k=0,164Z - 0,082 + \frac{A}{966}$
--------------	--------------------------------------

$$s_k = 0,164 \times Z - 0,082 + \frac{A}{966}$$

Em que Z=1 e A=50m

$$s_k = 0,216$$

Anexo B: Propriedades dos sistemas de pré-esforço VSL

MULTISTRAND SYSTEM



Strand Properties

Strand type		13 mm (0.5")		15 mm (0.6")	
		Euronorm 138-79 or BS 5896: 1980 Super	ASTM A 416-85 Grade 270	Euronorm 138-79 or BS 5896: 1980 Super	ASTM A 416-85 Grade 270
Nominal diameter	(mm)	12.9	12.7	15.7	15.2
Nominal area	(mm ²)	100	98.7	150	140
Nominal mass	(kg/m)	0.785	0.775	1.18	1.10
Yield strength	(MPa)	1580 ¹⁾	1670 ²⁾	1500 ¹⁾	1670 ²⁾
Tensile strength	(MPa)	1860	1860	1770	1860
Min. breaking load P_b	(kN)	186.0	183.7	265.0	260.7
Young's modulus	(GPa)	circa 195			
Relaxation ³⁾ after 1000 h at 20°C and $0.7 \times P_b$	(%)	max. 2.5			

- 1) Measured at 0.1% residual strain (0.1% offset method)
 2) Measured at 1.0% extension (1% extension under load method)
 3) Valid for relaxation class 2 acc. to Euronorm 138-79/BS 5896: 1980, or low relaxation grade acc. to ASTM A 416-85



Tendon Properties

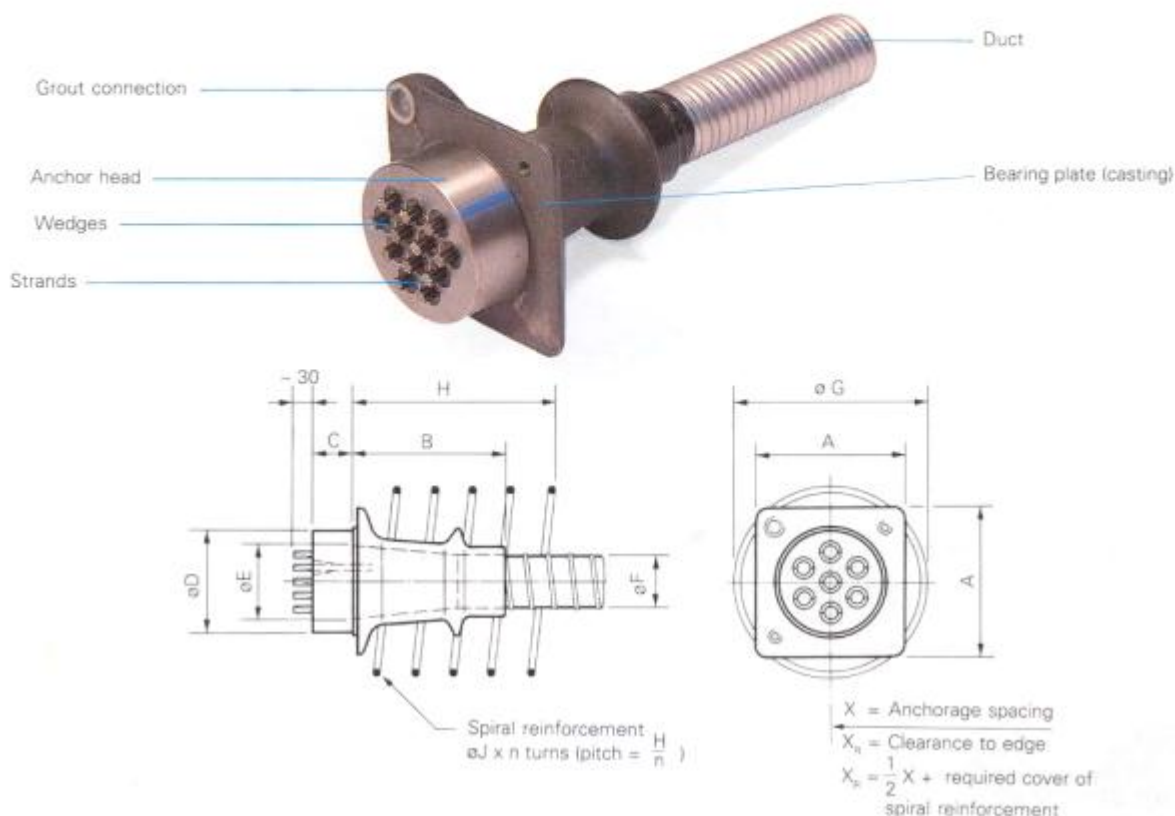
13 mm (0.5") strand					15 mm (0.6") strand				
Tendon unit	Number of strands	Duct diameter ¹⁾ internal/external (mm)	Min. breaking load		Tendon unit	Number of strands	Duct diameter ¹⁾ internal/external (mm)	Min. breaking load	
			Strand type Euronorm 138-79 or BS 5896: 1980, Super (kN)	Strand type ASTM A416-85 Grade 270 (kN)				Strand type Euronorm 138-79 or BS 5896: 1980, Super (kN)	Strand type ASTM A416-85 Grade 270 (kN)
5-1	1	25/30	186	184	6-1	1	30/35	265	261
5-2	2	40/45	372	367	6-2	2	45/50	530	521
5-3	3	40/45	558	551	6-3	3	45/50	795	782
5-4	4	45/50	744	735	6-4	4	50/55	1060	1043
5-6 ²⁾	6	50/55	1116	1102	6-6 ²⁾	6	60/67	1590	1564
5-7	7	55/60	1302	1286	6-7	7	60/67	1855	1825
5-12	12	65/72	2232	2204	6-12	12	80/87	3180	3128
5-18 ²⁾	18	80/87	3348	3307	6-18 ²⁾	18	95/102	4770	4693
5-19	19	80/87	3534	3490	6-19	19	95/102	5035	4953
5-22	22	85/92	4092	4041	6-22	22	110/117	5830	5735
5-31	31	100/107	5766	5695	6-31	31	130/137	8215	8082
5-37	37	120/127	6882	6797	6-37	37	140/150	9805	9646
5-43	43	130/137	7998	7899	6-43	43	150/160	11'395	11'210
5-55	55	140/150	10'230	10'104	6-55	55	170/180	14'575	14'339

- 1) Standard size for corrugated steel ducts.
 For polyethylene ducts FT-PLUS™ see page 6.
 2) For intermediate stressing anchorages type Z.

MULTISTRAND SYSTEM



Stressing Anchorage VSL Type EC



	Tendon unit	A	B	C	øD	øE	øF ¹⁾ internal/external	øG	H	øJ	n	X ²⁾
Strand type 13 mm (0.5")	5-3	120	130	50	90	50	40/45	130	150	10	3	155
	5-4	135	125	50	95	55	45/50	160	150	10	3	180
	5-7	165	155	55	110	74	55/60	205	200	12	4	235
	5-12	215	215	60	150	104	65/72	285	250	14	5	305
	5-19	270	285	75	180	135	80/87	365	300	16	6	385
	5-22	290	335	85	190	150	85/92	395	360	18	6	415
	5-31	340	365	95	230	172	100/107	470	400	18	8	490
	5-37	370	360	105	240	188	120/127	510	420	20	7	535
	5-55	430	460	130	290	230	140/150	620	540	22	9	655
Strand type 15 mm (0.6")	6-3	135	125	50	95	55	45/50	160	150	10	3	185
	6-4	150	155	55	110	65	50/55	190	200	12	4	210
	6-7	190	170	60	135	84	60/67	260	250	14	5	280
	6-12	250	245	75	170	118	80/87	345	300	16	6	365
	6-19	310	305	95	200	150	95/102	440	350	18	7	460
	6-22	340	365	100	220	172	110/117	470	400	18	8	495
	6-31	390	350	120	260	192	130/137	560	480	20	8	590
	6-37	430	450	135	280	215	140/150	610	540	22	9	640
	6-55	520	530	160	340	255	170/180	740	630	26	9	780

Dimensions in mm

- Standard diameter for corrugated steel duct. For polyethylene ducts PT-PLUS™ see page 6.
 - Anchorage spacings are in accordance with test requirements of CEB/FIP (Recommendations for acceptance and application of post-tensioning systems; March 1981). Modifications to these values may be possible.
- Dimensions are valid for:
Nominal concrete strength at 28 days: 35 MPa (cube), 28 MPa (cylinder).

Subject to modification

Maximum prestressing force may be applied when concrete reaches 80 % of its nominal strength.
Max. prestressing force is 75 % of min. tendon breaking load (temporary overstressing to 80 %).
Dimensions for other concrete strengths on request.

Yield strength of spiral reinforcement: ≥ 420 MPa.
Spirals may be replaced by suitable orthogonal reinforcement.

Anexo C: Perdas por reentrada das cunhas

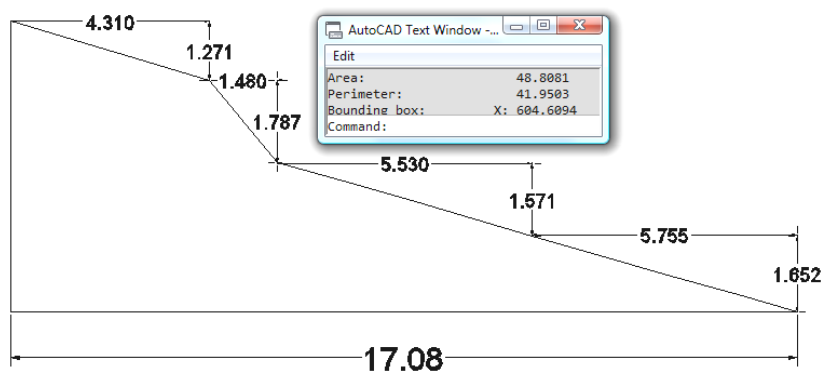
No sentido de encontrar resultados mais precisos e de uma forma mais rápida, foi usado o AutoCAD para determinar a extensão “a”.

Sabendo que a “área” teria que ser $0,005 \times 195000 = 975$, a este valor foi dividido por dois e multiplicado por 0,1 para que a figura no AutoCAD fosse mais fácil de desenhar. Assim, a área do desenho representativo das perdas por reentrância das cunha será:

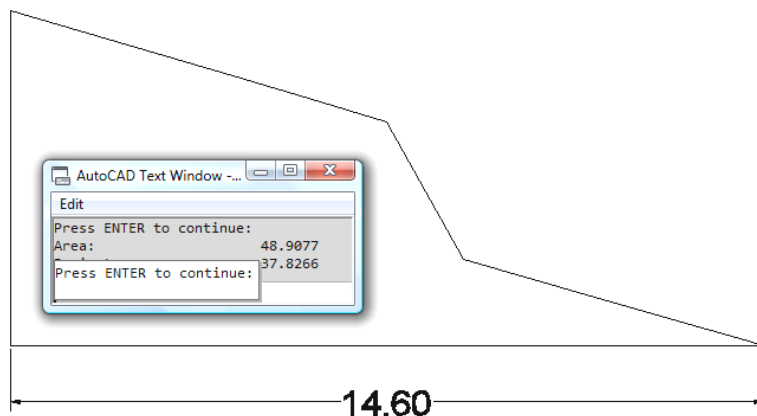
$$\frac{975}{2} \times 0.1 = 48,75$$

Sabendo ainda que, para uma distância “a” entre os 15m e os 17m, o erro por cada 0,5 de área refletisse em 0,1m no comprimento “a”. Será aceitável considerar valores de área entre 48,75 a 49,25 estando sempre do lado da segurança.

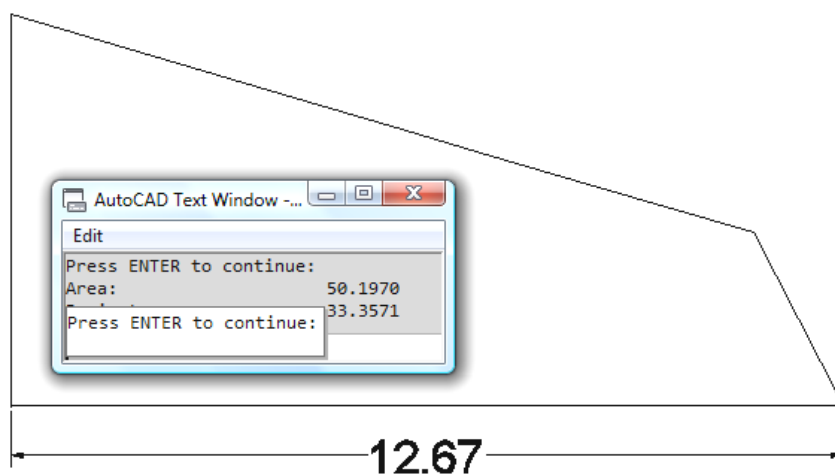
Para os cabos inferiores, a extensão “a” será:



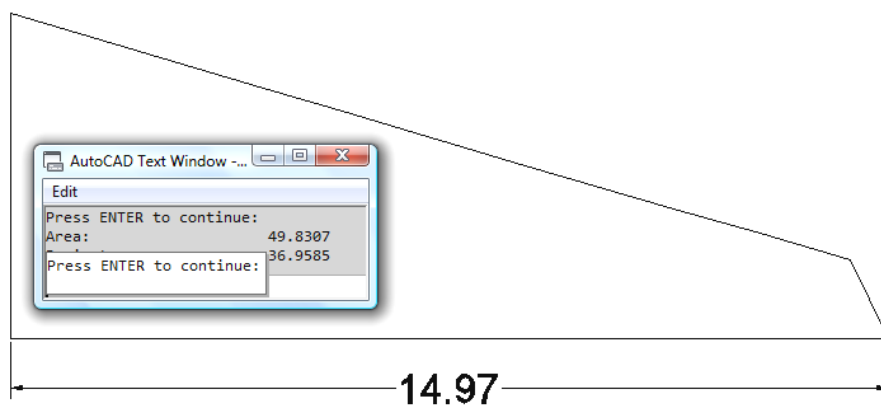
Cabos médios inferiores:



Cabos médios superiores:



Cabos superiores:



Para a viga B8, as perdas por reentrada das cunhas foram calculadas de forma idêntica ao que foi apresentado para a viga B7.

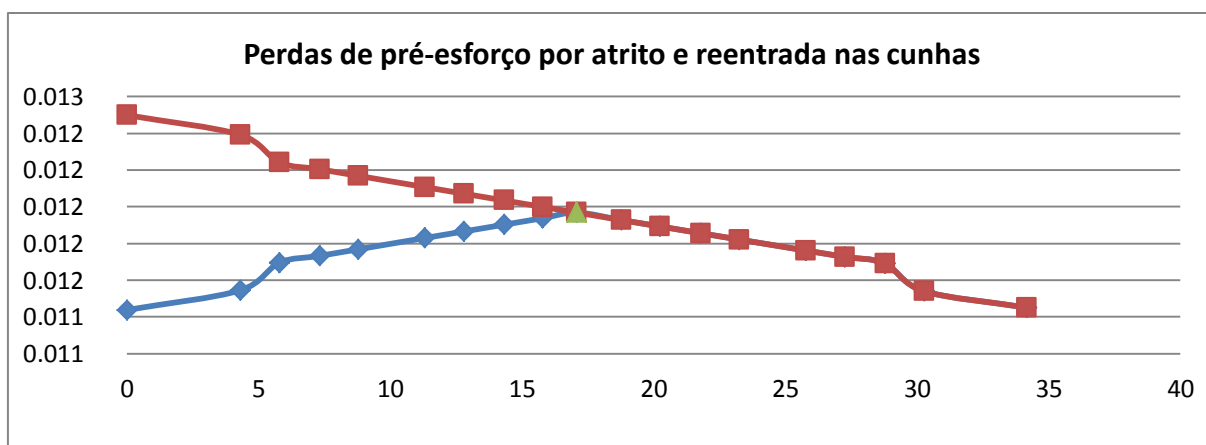
Anexo D: Tabelas das perdas por atrito e reentrada das cunhas

Viga B7:

Cabos Inferiores:

					$\Delta\mu(x)=P_{max}[1-e^{-(\mu(\Theta+Kx))}]$				ΔP_s	
					$\Delta\mu(x)$	$\Delta\mu(\%)$	$P_{n0,u}$	$\sigma_{n0,u}$	Δ	$P_n(0),\mu$
	x	y'	$\alpha(RAD)$	Θ						
	0.00	0.046	0.000	0.000	0.000	0.00	12.50	1488.00	1.06	11.44
	4.31	0.046	0.000	0.000	0.107	0.86	12.39	1475.23	0.11	11.55
	5.79	0.046	0.046	0.046	0.257	2.06	12.24	1457.36	0.15	11.70
	7.32	0.000	0.000	0.046	0.295	2.36	12.20	1452.91	0.04	11.73
	8.79	0.000	0.000	0.046	0.331	2.64	12.17	1448.64	0.04	11.77
	11.32	0.000	0.000	0.046	0.392	3.14	12.11	1441.33	0.06	11.83
	12.79	0.000	0.000	0.046	0.428	3.42	12.07	1437.10	0.04	11.87
	14.33	0.000	0.000	0.046	0.465	3.72	12.03	1432.68	0.04	11.90
	15.79	0.000	0.000	0.046	0.500	4.00	12.00	1428.50	0.04	11.94
	17.09	0.000	0.000	0.046	0.531	4.25	11.97	1424.81	0.00	11.97
	18.79	0.000	0.000	0.046	0.572	4.57	11.93	1419.96	0.00	11.93
	20.25	0.000	0.000	0.046	0.606	4.85	11.89	1415.82	0.00	11.89
	21.79	0.000	0.000	0.046	0.643	5.14	11.86	1411.46	0.00	11.86
	23.26	0.000	0.000	0.046	0.678	5.42	11.82	1407.32	0.00	11.82
	25.79	0.000	0.000	0.046	0.737	5.90	11.76	1400.22	0.00	11.76
	27.26	0.000	0.000	0.046	0.772	6.18	11.73	1396.11	0.00	11.73
	28.79	0.000	0.000	0.046	0.808	6.46	11.69	1391.84	0.00	11.69
	30.27	0.050	0.050	0.096	0.958	7.67	11.54	1373.91	0.00	11.54
	34.17	0.050	0.000	0.096	1.048	8.38	11.45	1363.23	0.00	11.45
	17.08	0.000	0.000	0.046	0.531	4.25	11.97	1424.82	0.00	11.97

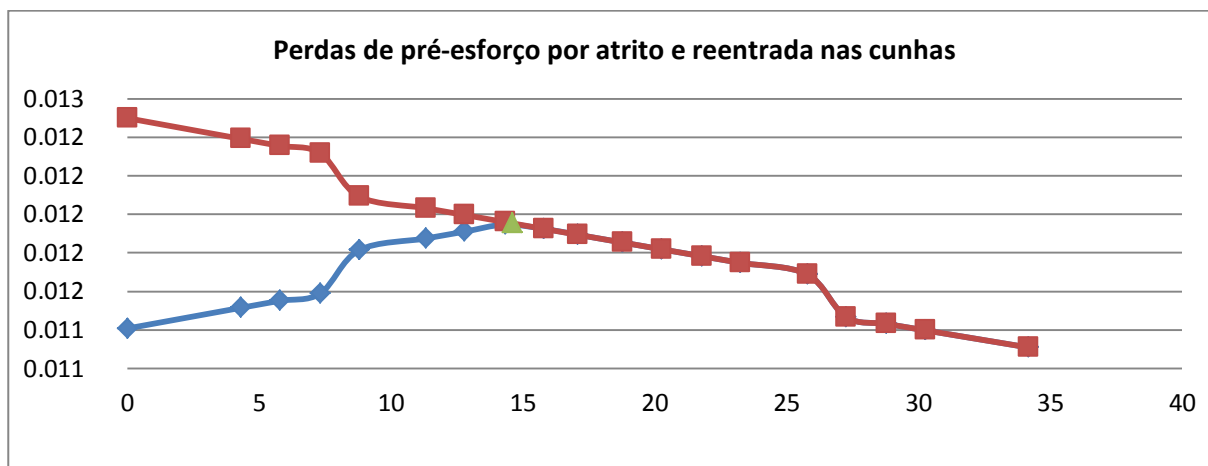
Pmax(MN) =	6.2496
2xPmax =	12.4992
$\mu(kN/m)$ =	0.2
K=	0.01
$\Delta(m)$ =	0.005
$E_p(Gpa)$ =	195000
$\Theta_{max}(RAD)$ =	0.0461
$A_p(m^2)$ =	4.20E-03
2 x $A_p(m^2)$ =	8.40E-03
L(m) =	34.17
p(MN) =	0.00227
$\sigma_0(Mpa)$ =	1,488
$\Delta p_u(MN)$ =	0.5307
a(m)	



Cabos Intermédios inferiores:

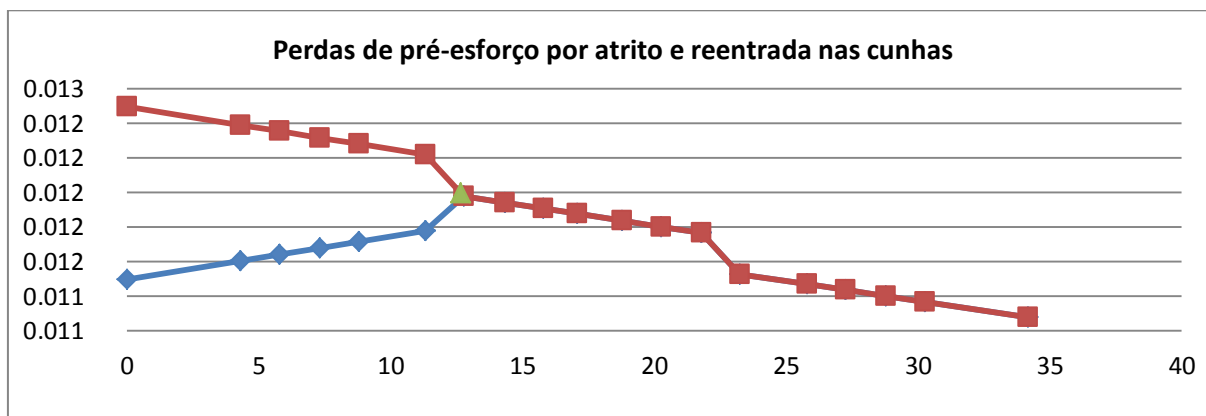
					$\Delta I_{\mu}(x)=P_{max}[1-e^{-(\mu(\Theta+Kx))}]$				ΔP_s		
		x	y'	$\alpha(RAD)$	Θ	$\Delta I_{\mu}(x)$	$\Delta I_{\mu}(\%)$	Pn0,u	$\sigma_{n0,u}$	Δ	Pn(0), μ
		0.00	0.077	0.000	0.000	0.000	0.00	12.50	1488.00	1.09	11.41
		4.31	0.077	0.000	0.000	0.107	0.86	12.39	1475.23	0.11	11.52
		5.79	0.077	0.000	0.000	0.144	1.15	12.36	1470.87	0.04	11.55
		7.32	0.077	0.000	0.000	0.182	1.45	12.32	1466.37	0.04	11.59
		8.79	0.077	0.077	0.077	0.406	3.25	12.09	1439.67	0.22	11.81
		11.32	0.000	0.000	0.077	0.467	3.74	12.03	1432.40	0.06	11.87
Pmax(MN) =	6.2496	12.79	0.000	0.000	0.077	0.502	4.02	12.00	1428.20	0.04	11.91
2xPmax =	12.4992	14.33	0.000	0.000	0.077	0.539	4.31	11.96	1423.81	0.04	11.95
$\mu(kN/m)$ =	0.2	15.79	0.000	0.000	0.077	0.574	4.59	11.93	1419.65	0.00	11.93
K=	0.01	17.09	0.000	0.000	0.077	0.605	4.84	11.89	1415.98	0.00	11.89
$\Delta(m)$ =	0.005	18.79	0.000	0.000	0.077	0.645	5.16	11.85	1411.16	0.00	11.85
Ep(Gpa)=	195000	20.25	0.000	0.000	0.077	0.680	5.44	11.82	1407.05	0.00	11.82
$\Theta_{max}(RAD)$ =	0.0772	21.79	0.000	0.000	0.077	0.716	5.73	11.78	1402.72	0.00	11.78
Ap(m2)=	4.20E-03	23.26	0.000	0.000	0.077	0.751	6.01	11.75	1398.60	0.00	11.75
2 x Ap(m2)=	8.40E-03	25.79	0.000	0.000	0.077	0.810	6.48	11.69	1391.54	0.00	11.69
L(m)=	34.17	27.26	0.081	0.081	0.158	1.032	8.26	11.47	1365.12	0.00	11.47
p(MN)=	0.0024518	28.79	0.081	0.000	0.158	1.067	8.54	11.43	1360.95	0.00	11.43
$\sigma_0(Mpa)$ =	1,488	30.27	0.081	0.000	0.158	1.101	8.81	11.40	1356.93	0.00	11.40
$\Delta p_u(MN)$ =	0.5457	34.17	0.081	0.000	0.158	1.190	9.52	11.31	1346.38	0.00	11.31
a(m)		14.60	0.000	0.000	0.077	0.546	4.37	11.95	1423.04	0.00	11.95

Pmax(MN)=	6.2496
2xPmax=	12.4992
μ (kN/m)=	0.2
K=	0.01
Δ (m)=	0.005
E_p (Gpa)=	195000
Θ_{max} (RAD)=	0.0772
A_p (m2)=	4.20E-03
2 x A_p (m2)=	8.40E-03
L(m)=	34.17
p(MN)=	0.0024518
σ_0 (Mpa)=	1,488
Δp_u (MN)=	0.5457
a(m)	



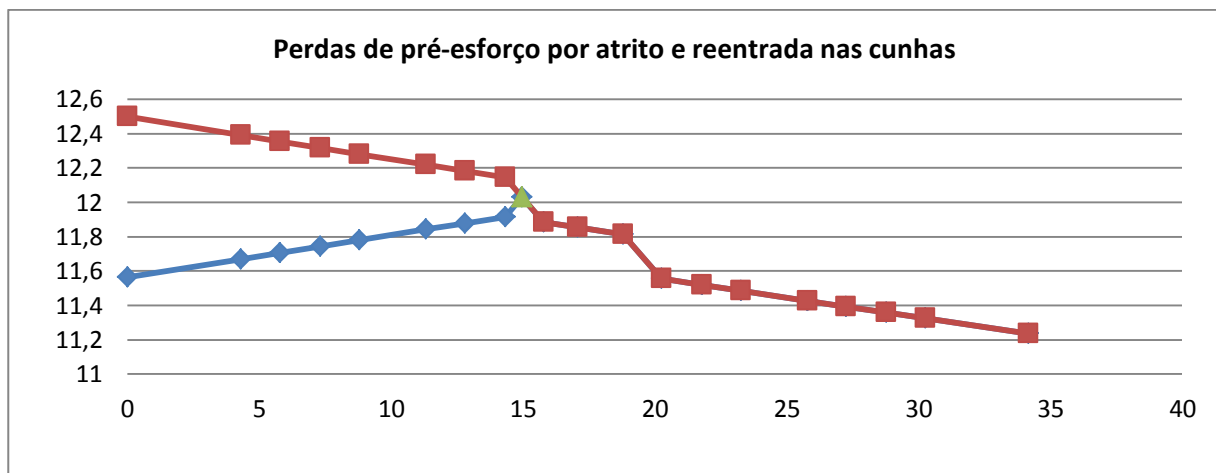
Cabos Intermédios superiores:

					$\Delta \mu(x)=Pmax[1-e^{-(\mu(\Theta+Kx))}]$				ΔPs																														
		x	y'	$\alpha(RAD)$	Θ	$\Delta \mu(x)$	$\Delta \mu(\%)$	Pn0,u	$\sigma n0,u$	Δ	Pn(0), μ																												
<table><tr><td>Pmax(MN) =</td><td>6.2496</td></tr><tr><td>2xPmax =</td><td>12.4992</td></tr><tr><td>$\mu(kN/m)$=</td><td>0.2</td></tr><tr><td>K=</td><td>0.01</td></tr><tr><td>$\Delta(m)$=</td><td>0.005</td></tr><tr><td>Ep(Gpa)=</td><td>195000</td></tr><tr><td>$\Theta_{max}(RAD)$=</td><td>0.0845</td></tr><tr><td>Ap(m2)=</td><td>4.20E-03</td></tr><tr><td>2 x Ap(m2)=</td><td>8.40E-03</td></tr><tr><td>L(m)=</td><td>34.17</td></tr><tr><td>p(MN)=</td><td>0.0024943</td></tr><tr><td>$\sigma 0(Mpa)$=</td><td>1,488</td></tr><tr><td>$\Delta p_u(MN)$=</td><td>0.5003</td></tr><tr><td>a(m)</td><td></td></tr></table>		Pmax(MN) =	6.2496	2xPmax =	12.4992	$\mu(kN/m)$ =	0.2	K=	0.01	$\Delta(m)$ =	0.005	Ep(Gpa)=	195000	$\Theta_{max}(RAD)$ =	0.0845	Ap(m2)=	4.20E-03	2 x Ap(m2)=	8.40E-03	L(m)=	34.17	p(MN)=	0.0024943	$\sigma 0(Mpa)$ =	1,488	$\Delta p_u(MN)$ =	0.5003	a(m)		0.00	0.085	0.000	0.000	0.000	0.00	12.50	1488.00	1.00	11.50
		Pmax(MN) =	6.2496																																				
		2xPmax =	12.4992																																				
		$\mu(kN/m)$ =	0.2																																				
		K=	0.01																																				
		$\Delta(m)$ =	0.005																																				
		Ep(Gpa)=	195000																																				
		$\Theta_{max}(RAD)$ =	0.0845																																				
		Ap(m2)=	4.20E-03																																				
		2 x Ap(m2)=	8.40E-03																																				
		L(m)=	34.17																																				
		p(MN)=	0.0024943																																				
		$\sigma 0(Mpa)$ =	1,488																																				
		$\Delta p_u(MN)$ =	0.5003																																				
		a(m)																																					
4.31	0.085	0.000	0.000	0.107	0.86	12.39	1475.23	0.11	11.61																														
5.79	0.085	0.000	0.000	0.144	1.15	12.36	1470.87	0.04	11.64																														
7.32	0.085	0.000	0.000	0.182	1.45	12.32	1466.37	0.04	11.68																														
8.79	0.085	0.000	0.000	0.218	1.74	12.28	1462.07	0.04	11.72																														
11.32	0.085	0.000	0.000	0.280	2.24	12.22	1454.69	0.06	11.78																														
12.79	0.085	0.084	0.084	0.520	4.16	11.98	1426.13	0.00	11.98																														
14.33	0.000	0.000	0.084	0.557	4.45	11.94	1421.74	0.00	11.94																														
15.79	0.000	0.000	0.084	0.591	4.73	11.91	1417.59	0.00	11.91																														
17.09	0.000	0.000	0.084	0.622	4.98	11.88	1413.93	0.00	11.88																														
18.79	0.000	0.000	0.084	0.663	5.30	11.84	1409.11	0.00	11.84																														
20.25	0.000	0.000	0.084	0.697	5.58	11.80	1405.01	0.00	11.80																														
21.79	0.000	0.000	0.084	0.733	5.87	11.77	1400.69	0.00	11.77																														
23.26	0.088	0.087	0.172	0.971	7.77	11.53	1372.39	0.00	11.53																														
25.79	0.088	0.000	0.172	1.029	8.23	11.47	1365.46	0.00	11.47																														
27.26	0.088	0.000	0.172	1.063	8.50	11.44	1361.46	0.00	11.44																														
28.79	0.088	0.000	0.172	1.098	8.78	11.40	1357.30	0.00	11.40																														
30.27	0.088	0.000	0.172	1.132	9.05	11.37	1353.28	0.00	11.37																														
34.17	0.088	0.000	0.172	1.220	9.76	11.28	1342.77	0.00	11.28																														
12.67	0.000	0.000	0.078	0.500	4.00	12.00	1428.44	0.00	12.00																														



Cabos Superiores:

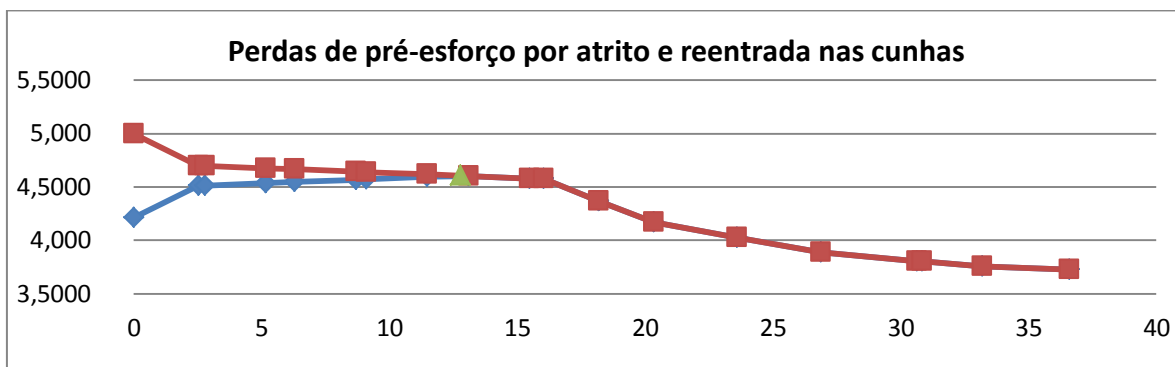
					$\Delta l_{\mu}(x)=Pmax[1-e^{-(\mu(\Theta+Kx))}]$				ΔPs		
		x	y'	$\alpha(RAD)$	Θ	$\Delta l_{\mu}(x)$	$\Delta l_{\mu}(\%)$	Pn0,u	$\sigma n0,u$	Δ	Pn(0), μ
		0.00	0.094	0.000	0.000	0.000	0.00	12.50	1488.00	0.94	11.56
		4.31	0.094	0.000	0.000	0.107	0.86	12.39	1475.23	0.11	11.67
		5.79	0.094	0.000	0.000	0.144	1.15	12.36	1470.87	0.04	11.71
		7.32	0.094	0.000	0.000	0.182	1.45	12.32	1466.37	0.04	11.74
		8.79	0.094	0.000	0.000	0.218	1.74	12.28	1462.07	0.04	11.78
		11.32	0.094	0.000	0.000	0.280	2.24	12.22	1454.69	0.06	11.84
Pmax(MN) =	6.2496	12.79	0.094	0.000	0.000	0.316	2.53	12.18	1450.42	0.04	11.88
2xPmax =	12.4992	14.33	0.094	0.000	0.000	0.353	2.83	12.15	1445.96	0.04	11.92
$\mu(kN/m)=$	0.2	15.79	0.094	0.094	0.094	0.614	4.91	11.89	1414.94	0.00	11.89
K=	0.01	17.09	0.000	0.000	0.094	0.644	5.16	11.85	1411.28	0.00	11.85
$\Delta(m)=$	0.005	18.79	0.000	0.000	0.094	0.685	5.48	11.81	1406.47	0.00	11.81
Ep(Gpa)=	195000	20.25	0.097	0.096	0.190	0.944	7.56	11.55	1375.57	0.00	11.55
$\Theta max(RAD)=$	0.0938	21.79	0.097	0.000	0.190	0.980	7.84	11.52	1371.34	0.00	11.52
Ap(m2)=	4.20E-03	23.26	0.097	0.000	0.190	1.014	8.11	11.49	1367.31	0.00	11.49
2 x Ap(m2)=	8.40E-03	25.79	0.097	0.000	0.190	1.072	8.57	11.43	1360.41	0.00	11.43
L(m)=	34.17	27.26	0.097	0.000	0.190	1.105	8.84	11.39	1356.42	0.00	11.39
p(MN)=	0.0025493	28.79	0.097	0.000	0.190	1.140	9.12	11.36	1352.27	0.00	11.36
$\sigma 0(Mpa)=$	1,488	30.27	0.097	0.000	0.190	1.174	9.39	11.33	1348.28	0.00	11.33
$\Delta pu(MN)=$	0.4681	34.17	0.097	0.000	0.190	1.262	10.09	11.24	1337.80	0.00	11.24
a(m)		14.97	0.000	0.000	0.041	0.468	3.74	12.03	1432.28	0.00	12.03



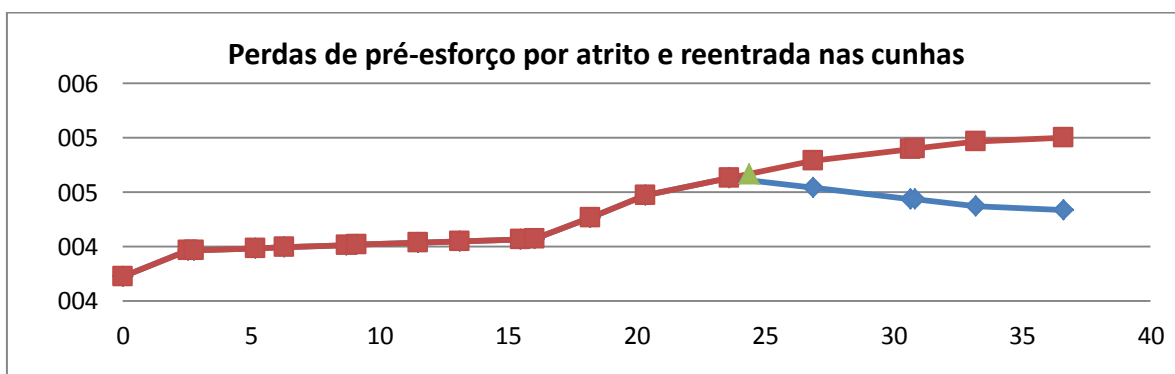
Viga B8:

Como o processo é semelhante ao usado para a viga B7, será apresentado apenas os gráficos correspondentes às perdas por atrito e reentrada das cunhas para cada cabo e para cada sentido de tensionamento (ancorado nas duas extremidades).

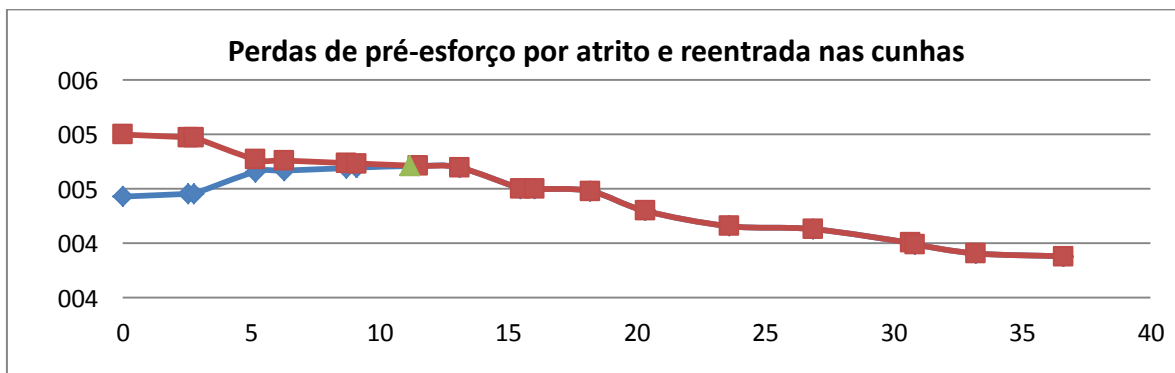
Cabo inferior (esquerda para a direita):



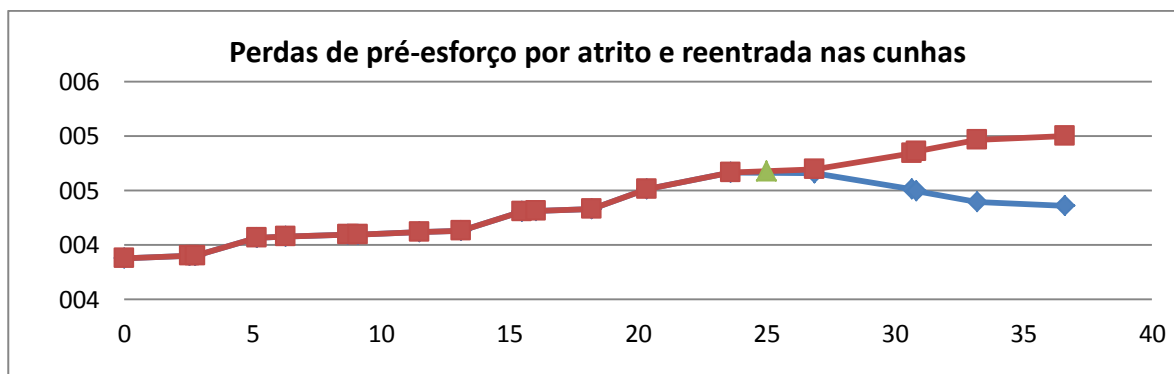
Cabo inferior (direita para a esquerda):



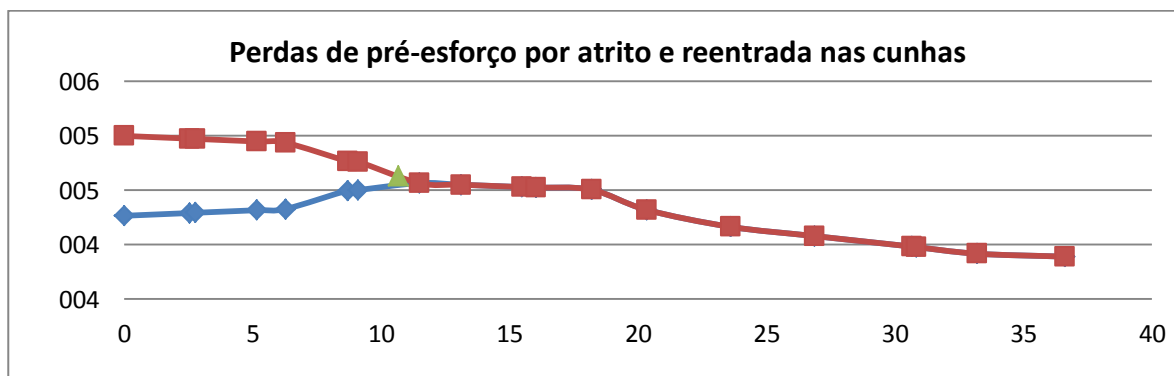
Cabo intermédio (esquerda para a direita):



Cabo intermédio (direita para a esquerda):



Cabo superior (esquerda para a direita):



Cabo superior (direita para a esquerda):

