

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA CONCEÇÃO ESTRUTURAL DA FACHADA DE UM EDIFÍCIO DE GRANDES VÃOS NO DESEMPENHO MECÂNICO DE ALVENARIAS EXTERIORES

Comparação entre a Utilização de Lajes
Fungiformes Aligeiradas com Moldes
Plásticos Recuperáveis e Soluções Pré-
Esforçadas. Análise de Custos.

JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA

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

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

FEVEREIRO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

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 - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

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

*"Our deepest fear is that we are not inadequate.
Our deepest fear is that we are powerfull beyond measure.
Is it our light, not our darkness, that most frightens us"*
Marianne Williamson

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho não teria sido possível sem o contributo de algumas pessoas, a quem o autor pretende expressar a sua gratidão:

Ao professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes, por ter transmitido todos os seus conhecimentos e experiências, pela sua disponibilidade e paciência na discussão no decorrer na dissertação;

Aos meus pais pelo apoio, para a concretização e conclusão deste trabalho;

Ao meu irmão e família, pelo carinho e apoio demonstrado durante toda esta etapa;

A todos os meus amigos e colegas que direta e indiretamente, contribuíram para a finalização deste trabalho.

A todos os docentes que contribuíram para a minha formação académica.

RESUMO

O presente trabalho tem como principal objetivo o estudo comparativo da influência das soluções construtivas adotadas na deformabilidade dos elementos estruturais com a fachada do edifício.

Os elementos constituintes de uma fachada, nos tempos correntes, em Portugal, são maioritariamente unidades de alvenaria de furação horizontal, com reduzida capacidade resistente, sendo designadas por elementos não estruturais, visto que a sua incorporação numa estrutura não provoca um aumento de resistência perante as cargas aplicadas. No entanto, verifica-se que as paredes são sujeitas a esforços elevados, quando comparados com a sua resistência mecânica, que leva a que ocorram fissuras no seu desenvolvimento. Este fenómeno ocorre devido às excessivas deformações dos elementos estruturais, que, embora respeitem a regulamentação quanto às deformações máximas admissíveis, não revelam ser suficientemente restritivas para minimizar a ocorrência de diversas patologias associadas à fissuração das paredes de alvenaria.

Para se proceder à comparação entre dois processos construtivos, é necessário ponderar uma gama de comprimentos de vão que seja viável para as duas soluções. Após a escolha do comprimento do vão que melhor se adequa ao problema, será modelado no programa de cálculo um modelo estrutural, que permita fazer a comparação de deformações e esforços induzidos às paredes de fachada.

Por fim, será feita uma comparação entre os custos associados a cada solução estrutural, relacionando-a com a análise da deformação e dos esforços induzidos por esta nos elementos de alvenaria.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria, Resistência mecânica, Fluência, Deformação, Custos.

ABSTRACT

This work has the main purpose the comparative study of the influence of constructive solutions adopted in the deformability of the structural elements with de facade of the building.

The elements of a facade, in current times, in Portugal, are mostly masonry units of horizontal holes, with reduce strength capacity, and are describes as non-structural elements, since its incorporation into a structure does not cause a increase of the rigidy before the applied loads. However, it appears that the walls are subjected to high stresses when compared with their mechanical strength, which leads to cracks occurring in its development. This phenomenon occurs due to excessive deformation of structural elements, which, while respecting the regulations regarding the maximum allowable deformations, reveal not be sufficiently restrictive to minimize the occurrence of various pathologies associated with the cracking of the masonry walls.

To make a comparison between the two construction processes, it is necessary to consider a range of lengths will that is viable for the two solutions. After choosing the span length that best adapt the problem, will be modeled in the computer program a structural model which enables to make the comparison of induced deformations and stresses to the facade walls.

Finally, will be made a comparison between the costs associated with each structural solution, relating it to the analysis of deformation and stresses induced by the latter in masonry units.

KEYWORDS: Masonry, Strength, Creep, Deflection, Costs.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS.....	1
1.2. LEGISLAÇÃO	1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	1
2 ENQUADRAMENTO GERAL	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. ALVENARIA	3
2.2.1. GENERALIDADES	3
2.2.2. EVOLUÇÃO TECNOLÓGICA	4
2.2.3. LIMITES DE DEFORMAÇÃO.....	7
2.2.4. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS	8
2.2.5. ANOMALIAS NA ALVENARIA	9
2.3. LAJES FUNGIFORMES	11
2.3.1. GENERALIDADES	11
2.3.2. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS	11
2.3.3. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS	12
2.4. PRÉ-ESFORÇO	14
2.4.1. GENERALIDADES	14
2.4.2. CONTEXTO HISTÓRICO	14
2.4.3. TÉCNICAS DE PRÉ-ESFORÇO	15
2.4.4. ANCORAGENS	16
2.4.5. VANTAGENS	17
2.4.6. PERDAS.....	18
3 CONCEÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL.....	19
3.1. GENERALIDADES	19
3.2. PROJETO	19
3.3. MATERIAIS	20

4 AÇÕES	21
4.1. GENERALIDADES	21
4.2. CLASSIFICAÇÃO DE AÇÕES	21
4.3. AÇÕES PERMANENTES.....	22
4.3.1. PESO PRÓPRIO	22
4.3.2. REVESTIMENTOS	23
4.3.3. ENVIDRAÇADOS.....	23
4.4. AÇÕES VARIÁVEIS	24
4.4.1. SOBRECARGAS.....	24
4.4.2. VENTO	26
4.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	26
4.5.1. INTRODUÇÃO.....	26
4.5.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	26
4.5.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	27
4.5.4. OUTRAS COMBINAÇÕES	28
5 ALVENARIA	31
5.1. GENERALIDADES	31
5.2. AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS	31
5.2.1. MÉTODOS DE ANÁLISE DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS	32
5.3. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARATERÍSTICA À COMPRESSÃO DE ALVENARIA SIMPLES ATRAVÉS DO EC6-1	32
5.3.1. RESISTÊNCIA NORMALIZADA DE UMA UNIDADE DE ALVENARIA.....	32
5.3.2. RESISTÊNCIA DA ARGAMASSA	34
5.3.3. RESISTÊNCIA CARATERÍSTICA DA ALVENARIA SIMPLES À COMPRESSÃO	34
5.4. RESISTÊNCIA AO CORTE DA ALVENARIA SIMPLES.....	35
5.5. RESISTÊNCIA À FLEXÃO DA ALVENARIA SIMPLES	36
5.6. MÓDULO DE ELASTICIDADE	37
5.7. MÓDULO DE DISTORÇÃO	37
5.8. FLUÊNCIA, EXPANSÃO POR HUMIDADE E COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA.....	37
5.9. COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA	38
5.10. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DE UMA PAREDE DE ALVENARIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	38
5.11. RESUMO CARATERÍSTICAS	41
5.12. CONCLUSÃO.....	41

6 DIMENSIONAMENTO	43
6.1. GENERALIDADES	43
6.2. IMPOSIÇÕES/RESTRICÇÕES CONSTRUTIVAS	43
6.2.1. LIMITAÇÃO DE FLECHAS	43
6.2.2. COMPRIMENTO DA ARMADURA	43
6.2.3. BANDAS MACIÇAS DA LAJE	44
6.2.4. ZONAS MACIÇAS DA LAJE	44
6.2.5. ABERTURA DE FENDAS	45
6.3. PILARES.....	46
6.3.1. ESFORÇO AXIAL	46
6.3.2. MOMENTOS FLETORES.....	47
6.3.3. ESFORÇO TRANSVERSO	48
6.4. CAIXA DE ELEVADORES E ESCADAS	48
6.5. PRÉ-ESFORÇO	48
6.5.1. PROPRIEDADES DOS CABOS E BAINHAS DE PRÉ-ESFORÇO	49
6.5.2. TRAÇADO.....	50
6.5.3. PERDAS.....	50
6.5.4. FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO DE CÁLCULO	55
6.6. LAJES FUNGIFORME ALIGEIRADA	56
6.6.1. ZONA ALIGEIRADA.....	56
6.6.2. ZONAS MACIÇAS.....	60
6.6.3. BANDAS MACIÇAS.....	61
7 FLUÊNCIA.....	65
7.1. GENERALIDADES	65
7.2. CONCEITO DE FLUÊNCIA	65
7.3. FATORES CONDICIONANTES DA FLUÊNCIA	66
7.3.1. IDADE DE CARREGAMENTO	66
7.3.2. DIMENSÕES DO ELEMENTO EM ANÁLISE	66
7.3.3. CLASSE DE RESISTÊNCIA DO BETÃO	66
7.3.4. HUMIDADE RELATIVA.....	66
7.4. COEFICIENTE DE FLUÊNCIA	67
8 ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO	71

8.1. GENERALIDADES	71
8.2. DEFORMAÇÃO INSTANTÂNEA E DEFORMAÇÃO DIFERIDA.....	71
8.3. TENSÕES NA FACHADA DE ALVENARIA	74
8.3.1. ANÁLISE DE RESULTADOS	74
8.4. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO PELO MÉTODO BILINEAR.....	74
8.5. COMPARAÇÃO DOS LIMITES DE DEFORMAÇÃO	76
8.6. CONCLUSÕES.....	77
9 ANÁLISE DE CUSTOS	79
9.1. INTRODUÇÃO	79
9.2. CUSTOS MATERIAIS.....	79
9.2.1. BETÃO.....	79
9.2.2. ARMADURA	79
9.2.3. COFRAGENS E ESCORAMENTO.....	80
9.2.4. MOLDES RECUPERÁVEIS	80
9.3. CUSTOS TOTAIS	81
10 CONCLUSÃO.....	83
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Pirâmides de Gizé [6]	4
Figura 2.2: Ponte de Alcântara sobre o Tejo [7]	5
Figura 2.3: Fachada do Monadnock Building, em Chicago [8]	6
Figura 2.4: Comparação das soluções estruturais em países europeus [3]	6
Figura 2.5: Evolução das Paredes de Fachada em Portugal [12]	7
Figura 2.6: Patologias em edifícios, adaptado de Sousa [4]	9
Figura 2.7 Fissuração devido à deformação do suporte superior em relação ao elemento superior [14], adaptado de Lucas Carvalho, 1990	10
Figura 2.8: Fissuração devido à deformação do suporte inferior em relação ao elemento superior [14], adaptado de Lucas Carvalho, 1990	10
Figura 2.9: Fissuração devido à deformação semelhante entre o suporte e o elemento superior [14], adaptado de Lucas Carvalho, 1990	11
Figura 2.10: Laje Fungiforme Maciça [16]	12
Figura 2.11: Laje Fungiforme Maciça com Espessamento da Laje e Capitel [16]	12
Figura 2.12: Laje Fungiforme Aligeirada [17]	13
Figura 2.13: Laje Fungiforme Aligeirada com Bandas Maciças [17]	13
Figura 2.14: Lajes fungiformes Aligeiradas com Blocos Perdidos [18]	13
Figura 2.15: Laje Fungiforme com Moldes Recuperáveis [19]	14
Figura 2.16: Crescimento da indústria do betão pré-esforçado nos Estados Unidos da América e Canadá [21]	15
Figura 2.17: Ancoragem ativa [21]	16
Figura 2.18: Ancoragem passiva [21]	17
Figura 4.1: Escoramento de uma laje [26]	29
Figura 5.1: Variação da resistência à compressão da alvenaria com a resistência à compressão da argamassa [3]	32
Figura 5.2: Planos de rotura por flexão: a) paralelo às juntas de assentamento; b) perpendicular às juntas de assentamento [EC6-1]	36
Figura 5.3: Avaliação da esbelteza das paredes [9]	40
Figura 6.1: Zonas maciças em Lajes Fungiformes Aligeiradas [15]	44
Figura 6.2: Distância Mínima da Zona Aligeirada à Face do Pilar [15]	44
Figura 6.3: Posição das ancoragens do cabo de pré-esforço [33]	50
Figura 6.4: Força de pré-esforço após perdas por atrito	51
Figura 6.5: Diagrama das forças, para comprimentos de escorregamento superiores a $L/2$ e inferior a L [34]	52

Figura 6.6: Força de pré-esforço, após perdas por reentrada dos cabos na cunha	53
Figura 6.7: Perdas antes e após reentrada dos cabos nas cunhas.	53
Figura 6.8: Força final de pré-esforço.....	54
Figura 6.9: Cargas equivalentes nas ancoragens [35].	55
Figura 6.10: Cargas equivalentes em traçado parabólico [35].....	55
Figura 6.11: Modelo de estribo para a zona aligeirada [2].....	57
Figura 6.12: Largura efetiva, b_{ef} , de uma laje fungiforme, adaptado de EC2 [2]: a) pilar de bordo; b) pilar de canto.	60
Figura 6.13: Secção sujeita a flexão simples	63

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Limites de Deformação	8
Tabela 2.2: Tipos e espessuras de lajes fungiformes para diferentes comprimentos de vãos, adaptado de Figueiras [20]	14
Tabela 4.1: Peso Volúmico das Unidades de Alvenaria e Argamassa	22
Tabela 4.2: Peso Próprio de Materiais de Construção, adaptado de EC1 [25].....	24
Tabela 4.3: Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios, adaptado de EC1-1 Quadro NA 6.2 [25]	25
Tabela 4.4: Valores recomendados dos coeficientes ψ_i em edifícios, adaptado de EC0 [24]	25
Tabela 4.5: Sobrecarga em coberturas de categoria H, adaptado de EC1-1 Quadro NA 6.10 [25]	25
Tabela 4.6: Valores recomendados dos coeficientes ψ_i para edifícios, adaptado de EC0 Quadro A1.1 [24]	25
Tabela 4.7: Valores recomendados dos coeficientes ψ_i em edifícios, adaptado de EC0 [24]	26
Tabela 4.8: Valor de Cálculo das Ações a utilizar na Combinação de Ações, adaptado de EC0 [24]	28
Tabela 5.1: Classificação das unidades de alvenaria, adaptado de EC6 [27]	33
Tabela 5.2: Valores de K, adaptado do EC6 [27]	35
Tabela 5.3: Resistência ao Corte da Alvenaria, adaptado de EC6-1 [27]	35
Tabela 5.4: Resistência à flexão no plano paralelo às juntas de assentamento, adaptado de EC6-1 [27]	36
Tabela 5.5: Resistência à flexão no plano perpendicular às juntas de assentamento, adaptado de EC6-1 [27]	36
Tabela 5.6: Coeficiente de fluência, expansão por humidade e coeficiente de dilatação térmica, adaptado de EC6-1 [27]	37
Tabela 5.7: Coeficientes parciais de segurança do material, adaptado de EC6 [27].....	38
Tabela 5.8: Características Mecânicas para cada Tipo de Parede.....	41
Tabela 6.1: Área das armaduras de pré-esforço.....	49
Tabela 6.2: Parâmetros e raios do traçado do cabo de pré-esforço.	50
Tabela 6.3: Cargas Equivalentes Distribuídas de uma Armadura de Pré-Esforço.....	55
Tabela 6.4: Cargas Equivalentes Concentradas de uma Armadura de Pré-Esforço	56
Tabela 6.5: Cargas Equivalentes Distribuídas das Armaduras de Pré-Esforço.....	56
Tabela 6.6: Cargas Equivalentes Concentradas das Armaduras de Pré-Esforço	56
Tabela 6.7: Taxa de Armadura de Esforço Transverso, na Zona Aligeirada	57
Tabela 6.8: Resistência ao Esforço Transverso na Zona Aligeirada.....	59
Tabela 6.9: Taxa de Armadura de Esforço Transverso.	61
Tabela 6.10: Resistência ao Esforço Transverso nas Bandas Maciças de 1,05 m, sem pré-esforço...61	
Tabela 6.11: Resistência ao Esforço Transverso nas Bandas Maciças de 1,60 m, sem pré-esforço...62	
Tabela 6.12: Resistência ao Esforço Transverso nas Bandas Maciças de 1,05 m, com pré-esforço...62	
Tabela 6.13: Resistência ao Esforço Transverso nas Bandas Maciças de 1,60 m, com pré-esforço...62	
Tabela 6.14: Resistência ao Esforço Transverso nas Bandas Maciças de 0,55 m.....	62
Tabela 7.1: Idade do betão no primeiro carregamento.....	69
Tabela 7.2: Coeficientes de fluência.....	69
Tabela 7.3: Coeficientes de Fluência.....	69
Tabela 8.1: Fator de redução do peso próprio.	73
Tabela 8.2: Deformações das Bandas Maciças	75
Tabela 8.3: Deformações após Construção da Fachada.....	76
Tabela 8.4: Relação da Deformação	76

Tabela 8.5: Limites de Deformação	76
Tabela 9.1: Custo de Betão	79
Tabela 9.2: Custos das Armaduras Ordinárias	80
Tabela 9.3: Custo das Armaduras de Pré-Esforço	80
Tabela 9.4: Custos das Cofragens e Escoramento	80
Tabela 9.5: Custos dos Moldes Plásticos	80
Tabela 9.6: Custos Totais	81
Tabela 10.1: Deformações após Construção da Fachada	83
Tabela 10.2: Deformações na BM3.	84
Tabela 10.3: Custos Totais	84

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABREVIATURAS

ACI – American Concrete Institute

BS 5628 – British Standard 5628

CSTC – Centre Scientifique et Technique de la Construction

EC 0 – Eurocódigo 0

EC1-1 - Eurocódigo 1 – Parte 1

EC1-4 - Eurocódigo 1 – Parte 4

EC2-1 - Eurocódigo 2 – Parte 1

EC6-1- Eurocódigo 6 – Parte 1

EC6-3 - Eurocódigo 6 – Parte 3

EPUSP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

ETICS: Sistema de Isolamento Térmico pelo exterior.

NP EN – Norma Portuguesa e Europeia

RCCTE - Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios

REBAP - Regulamento de Estruturas em Betão Armado e Pré-Esforçado

RH - Humidade Relativa

ALFABETO LATINO

A - ações de acidente

A_c - área do elemento de betão a considerar;

A_i - área do material i ;

A_{sw} - área de armadura do estribo, no mesmo alinhamento;

A_{sw} - armadura de esforço transversal no mesmo plano;

$A_{\Delta p_u}$ - área do diagrama, em função do comprimento afetado pelo comprimento de escorregamento, função do comprimento de escorregamento.

b - largura da secção, em metros

b_w - largura da alma, à cota das armaduras de flexão;

C_d - valor de cálculo das propriedades dos materiais.

$C_{Rd,c}$ - parâmetros indicados pelo EC2/ Anexo Nacional;

e - espessura;

E - módulo de elasticidade, em MPa;

E_d - valor de cálculo do efeito das ações;

- f_b - resistência normalizada das unidades de alvenaria, em MPa;
- f_{ck} - resistência característica do betão;
- f_{cm} - resistência média do betão;
- $f_{ct,eff}$ - valor efetivo da tensão de rotura do betão à tração;
- f_d - resistência de cálculo da alvenaria à compressão;
- f_k - resistência característica da alvenaria simples à compressão, em MPa;
- f_m - resistência à compressão da argamassa, em MPa;
- f_p - fator redutor do peso próprio da estrutura.
- f_{vk} - resistência ao corte da alvenaria, em MPa;
- f_{vk0} - resistência característica inicial ao corte da alvenaria, sob tensão nula, em MPa;
- f_{xk1}, f_{xk2} - resistência à flexão da alvenaria;
- f_{yd} - valor de cálculo da tensão na armadura;
- f_{ywd} - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
- G - módulo de distorção.
- G_k - carga permanente da estrutura;
- h - altura da secção, em metros;
- h_0 - espessura equivalente do elemento;
- h_{ef} - altura efetiva da parede de alvenaria;
- h_{par} - altura da parede.
- I_c - inércia da secção considerada;
- K - constante;
- k - desvio angular parasita para as armaduras interiores, por unidade de comprimento; parâmetro corretor em função da altura útil do elemento
- k_1, k_2, k_3 e k_4 - parâmetros definidos pelo EC2;
- K_e - constante;
- k_t - coeficiente função da duração do carregamento;
- l - comprimento.
- l_{bd} - comprimento de amarração
- $l_{f,ef}$ - comprimento efetivo da parede.
- m_c - fator de ajuste, função da humidade;
- N_{Ed} - valor de cálculo da carga vertical, da combinação de ações em estudo;
- N_{Rd} - valor de cálculo da resistência vertical da parede.
- N_{Sd} - esforço atuante de cálculo.
- P - carga provocada pelo pré-esforço a tempo infinito;

P'_0 - força máxima aplicada na extremidade onde se realiza o puxe, no momento de tensão dos cabos;

P_0 - força do pré-esforço inicial, após a remoção do macaco hidráulico e ancoragem dos cabos de pré-esforço, após as perdas instantâneas;

P_∞ - força do pré-esforço final, após as perdas diferidas;

Q_k - carga variável, ou sobrecarga, da estrutura;

q_p - força equivalente do pré-esforço;

R_d - valor de cálculo da resistência;

s - espaçamento entre estribos;

$s_{r,MAX}$ - distância máxima entre fendas;

t - dia em estudo;

t_0 - dia do primeiro carregamento, após a betonagem do elemento;

t_1 e t_2 - espessuras das unidades em cada pano de alvenaria;

t_{ef} - espessura efetiva da parede;

V_{Ed} - valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,c}$ - esforço transversal resistente de cálculo do elemento, sem armadura de esforço transversal;

$V_{Rd,c \max}$ - esforço resistente máximo, limitada pela compressão das escoras de betão;

$V_{Rd,c \min}$ - esforço resistente mínimo;

$V_{Rd,s}$ - esforço resistente dada pela armadura vertical de esforço transversal;

w_k - largura da abertura de fendas;

z - braço do binário das forças interiores do elemento;

z_{cp} - distância entre as armaduras de pré-esforço e o centro geométrico da secção considerada.

ALFABETO GREGO

α - ângulo entre os estribos verticais e o plano horizontal;

α e β - parâmetros constantes do cálculo da resistência da alvenaria;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ - coeficientes que têm em conta a resistência do betão;

α_{cw} - parâmetro que depende da utilização de pré-esforço no elemento;

α_e - relação entre os módulos de elasticidade do aço e do betão;

$\beta(f_{cm})$ - fator que tem em conta a resistência média do betão, medido aos 28 dias;

$\beta(t_0)$ - fator que tem em conta a idade do betão à data do primeiro carregamento;

$\beta_c(t, t_0)$ - coeficiente que traduz a evolução do coeficiente de fluência ao longo do tempo;

β_H - coeficiente depende humidade relativa e da espessura equivalente;

γ - peso volúmico.

- γ_{comb} - peso próprio da parede de alvenaria;
- γ_G - coeficiente para cargas permanentes;
- γ_M - coeficiente de segurança aplicado a elementos de betão;
- γ_Q - coeficiente para cargas variáveis;
- δ - deformação obtida pelo programa de cálculo;
- δ - fator de forma, para o cálculo da resistência de uma unidade de alvenaria;
- δ_{∞} - deformação máxima;
- δ_r - flecha relativa.
- Δs - escorregamento dos cabos na cunha;
- δ_t - deformação no instante t .
- $\Delta\sigma_{c+r+s}$ - perda de tensão nas armaduras de pré-esforço por efeitos diferidos;
- $\Delta\sigma_{pr}$ - valor absoluto da variação de tensão nas armaduras, devido à relaxação;
- ϵ_{cm} - extensão média do betão entre fendas.
- ϵ_{cs} - retração total no betão do elemento considerado;
- ϵ_{sm} - extensão média da armadura para combinação considerada;
- θ - ângulo entre os estribos verticais e a escora comprimida.; soma dos desvios angulares;
- λ - esbelteza;
- μ - coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a bainha;
- ρ_l - taxa de armadura longitudinal;
- ρ_n - fator de redução, que depende das condições de restrições da parede;
- $\rho_{p,eff}$ - taxa de armadura efetiva;
- ρ_w - taxa de armadura;
- $\sigma_{c,cp}$ - tensão do no betão ao nível das armadura, na combinação quase-permanente;
- σ_{cp} - tensão de compressão no betão devida ao esforço normal ou força de pré-esforço;
- σ_d - tensão de compressão perpendicular à direção ao corte;
- σ_s - tensão ao nível das armaduras;
- σ_s - tensão instalada nas armaduras;
- u_1 - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.
- ϕ - diâmetro das armaduras;
- $\phi(t, t_0)$ - coeficiente de fluência;
- $\phi(t, t_0)$ - coeficiente de fluência para o instante considerado;
- ϕ_0 - valor final do coeficiente de fluência final;
- ϕ_{RH} - fator de humidade relativa no coeficiente de fluência;

Φ_s - fator de redução de capacidade de carga;

Φ_s - fator de redução de capacidade, função dos efeitos de esbelteza da parede;

χ_1 e χ_2 - coeficientes de uniformização do diagrama de tensões no betão;

ψ_0, ψ_1, ψ_2 -- coeficientes parciais.

1

INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVOS

Os objetivos desta dissertação passam pela correta análise das deformações, ao longo do tempo de vida útil da estrutura, dos elementos estruturais e da sua relação com as deformações verificadas e patologias detetadas ao nível dos elementos não-estruturais, neste caso as paredes de fachada exteriores. Procuram-se, então, definir restrições aquando do dimensionamento da estrutura para evitar que ocorra fendilhação nos elementos de alvenaria. Estas restrições prendem-se não só com as deformações do elemento de suporte mas com todos os elementos que restringem as paredes de alvenaria, sejam eles pilares, vigas, lajes ou até a própria fundação, esta última no caso de um ensoleiramento geral.

É de extrema importância esta investigação, pois além de assegurar um correto dimensionamento da estrutura por parte do projetista, é assegurado a não ocorrência, ou pelo menos a limitação desse fenómeno, de elementos não estruturais fendilhados, que pode interferir com o objetivo da construção da estrutura. É também uma salvaguarda para o projetista, ou empresa responsável pelo projeto ou construção, durante a entrega provisória da obra, dado que é responsável por todos os defeitos verificados na estrutura por um período de 5 anos no caso de elementos construtivos não estruturais [1].

1.2. LEGISLAÇÃO

No dimensionamento das estruturas, detalhado no capítulo 7, foram consideradas as normas em vigor em Portugal, neste caso os Eurcódigos 0, 1, 2 e 6. No entanto, no estudo do problema abordado no âmbito desta dissertação, torna-se mais relevante analisar as imposições construtivas quanto às limitações de deformação, imposições com uma grande disparidade de limites que podem oscilar entre $L/500$, sendo L o comprimento do vão, para o caso do EC2 em vigor em Portugal [2], e $L/2500$ para a flecha instantânea segundo a regulamentação belga [3]. Estes limites e estudos sobre os mesmos serão abordados de forma mais profunda no próximo capítulo.

Todos estes limites serão comparados com os resultados dados pelos modelos fornecidos pelo programa de cálculo ROBOT 2015.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se dividido em dez capítulos.

No capítulo 1 pretende-se introduzir o tema da dissertação, como já foi referido anteriormente na descrição do presente capítulo.

No capítulo 2 será contextualizada a situação da alvenaria em Portugal, desde a evolução tecnológica até às patologias existentes, mas também introduzir o tema das lajes fungiformes e lajes fungiformes aligeiradas, bem como as suas vantagens e inconvenientes deste tipo de solução. Serve também o presente capítulo para estabelecer um ligeiro contato com o pré-esforço orientado para construções mais vulgares e não para obras de arte, utilização mais comum para esta tecnologia.

No capítulo 3 da dissertação será feita uma apresentação da tipologia de edifícios estudados para a elaboração deste documento, e dos materiais utilizados no mesmo.

No capítulo 4 será abordado o tema das ações e combinação de ações, relevante para o pré-dimensionamento e dimensionamento dos elementos estruturais do edifício.

No capítulo 5 será feita a caracterização das paredes de alvenaria, relativas ao peso próprio da combinação dos materiais assim como as características mecânicas.

No capítulo 6 será feito o pré-dimensionamento e dimensionamento dos elementos estruturais do edifício, já com todas as verificações relativas às normas em vigor.

No capítulo 7 dado bastante relevância à fluência, aos fatores que a condicionam o coeficiente adotado para cálculo da deformada dos elementos estruturais.

No capítulo 8 será realizada, para cada estrutura, uma avaliação e comparação das duas soluções de laje. Pretende-se com esta capítulo analisar as deformações para cada tipo de laje e a interação entre a deformada e os esforços nas paredes de fachada.

No capítulo 9 da dissertação será tratada a parte relativa ao planeamento da obra, bem como os custos de construção, quer dos materiais quer dos de mão-de-obra.

No capítulo 10 será dedicado às conclusões do trabalho e aos desenvolvimentos futuros.

2 ENQUADRAMENTO GERAL

2.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo será feita uma contextualização sobre os temas de maior destaque no âmbito desta dissertação. É o caso das alvenarias, das lajes fungiformes aligeiradas e do pré-esforço.

Sobre as alvenarias, será feita uma apresentação sobre a sua evolução nas últimas décadas, bem como as implicações nas exigências funcionais ditadas pela evolução das mesmas, e as causas e patologias verificadas em paredes de alvenarias provocadas pelas alterações diferidas dos elementos construtivos estruturais. Será também dada especial atenção às alvenarias de furação horizontal, tipo mais comum usado em construção nos dias de hoje e objeto de estudo neste projeto.

Será também feita uma abordagem às lajes fungiformes, na qual se pretende fazer uma introdução do tema, assim como as vantagens da sua utilização numa estrutura.

Por último, serão abordados os conceitos fundamentais do pré-esforço e a questão relativa à utilidade desta tecnologia em estruturas correntes, usualmente associada a obras de arte de maior dimensão e complexidade.

2.2. ALVENARIA

2.2.1. GENERALIDADES

Desde a antiguidade até aos tempos correntes, a evolução da construção de abrigos para os humanos, desde os abrigos aos edifícios, está associado, na maior parte das civilizações, à alvenaria [4]. É nas construções que se encontra preservada a História não escrita – nos templos, fortalezas e cidades [5].

Segundo Sousa, H. [5], desde muito cedo as construções humanas estão assentes em 3 critérios: engenharia, estética e economia, e a importância dada a cada um deles é decidida pelo projetista, arquiteto e construtor.

As alvenarias frequentemente usadas na construção atualmente apresentam uma resistência muito limitada quando comparadas a elementos como o betão e o aço. É, pois, seguro afirmar que elementos de alvenaria, nos dias correntes em Portugal, têm maioritariamente uma função de delimitação de espaços, quer a nível interior como paredes divisórias, quer a nível exterior como paredes de fachada.

2.2.2. EVOLUÇÃO TECNOLÓGICA

2.2.2.1. Evolução das construções em alvenaria

A alvenaria é a solução construtiva mais antiga, visto conciliar as funções de limitação exterior como de arranjo espacial do interior [5].

Embora as primeiras construções em alvenaria remontam a 10.000 A.C, pelos persas e assírios, com tijolos queimados ao sol, a cidade de Jericó (7.000 A.C.) é o primeiro estabelecimento urbano a manifestar traços arquitetônicos monumentais [5].

Contudo, é nas regiões circundantes à bacia do Mediterrâneo que se encontram, de forma genérica, os vestígios mais antigos das construções em alvenaria, constituídos por pedras regulares ligadas com argila ou argamassas diversas, tijolos fortalecidos com palha ou areia, secos ao sol [5].e mais tarde (3.000 A.C.) queimados em fornos [3].

No entanto, é a pedra o elemento mais utilizado nas mais diversas construções, desde habitações e templos até às estradas e pontes. Com o desenvolvimento de ferramentas metálicas, é possível o arranjo das superfícies das pedras na construção de monumentos, como são exemplos as pirâmides do Egito (Figura 2.1) [5].



Figura 2.1: Pirâmides de Gizé [6]

No entanto, em paralelo com a pedra, o tijolo têm um lugar de relevo nas construções, dada a sua simplicidade de produção, resistência e durabilidade, além da abundância de matéria-prima em torno dos rios Nilo, Eufrates e Tigre [5] - regiões onde habitam as civilizações mais desenvolvidas nesse período. Inicialmente moldados manualmente e secos ao sol, o processo de produção evolui, e recorre-se à cozedura e mais tarde a moldes de madeira, a partir da idade do Bronze, para acelerar o processo [5]. Esta prática inicia-se na Mesopotâmia, onde se encontram vestígios da utilização destes materiais nas fortificações, e estende-se à Ásia Menor, Síria e Pérsia, e mais tarde na antiga Grécia constata-se o uso de tijolos cerâmicos, mas só é verificado o seu emprego por toda a Europa Ocidental com os Romanos [5]. O emprego desta tecnologia estava associado a obras de maior importância social, como pontes, fortificações e torres, e constata-se um aproveitamento dos transportes fluviais e marítimos no desenvolvimento de centros de produção e distribuição das unidades de alvenaria cerâmica [5].

No entanto, é com a civilização grega e romana que se verificam desenvolvimentos na construção, presentes até à atualidade, como as colunas e lintéis pelos gregos, e as abóbodas e o uso generalizado dos ligantes pelos romanos [5]. É através da utilização corrente dos ligantes que foi possível a

construção de obras de engenharia para abastecimentos das cidades, como os reservatórios, barragens e aquedutos [5].

Segundo Susa, H. [5], a inovação arquitetônica mais relevante terá sido o arco, sendo o primeiro meio de vencer vãos limitados pelas dimensões dos troncos e dos blocos de pedra, e a cúpula de alvenaria [5]. Apesar da existência de ruínas na Babilónia e Etrúria, é com os romanos que se verifica uma maior evolução, com a incorporação em grandes construções como as pontes, aquedutos e até mesmo barragens (Figura 2.2).



Figura 2.2: Ponte de Alcântara sobre o Tejo [7]

Entre os séculos IV e X, não se verificaram progressos na aplicação das alvenarias. Só no século XI houve evolução, com as construções das grandes igrejas, impulsionadas pelo catolicismo; esta evolução, no período Românico (até ao séc. XIII) ocorreu com a inclusão de abóbodas de berço, e no Período Gótico (séc. XII-XVI), com a utilização do arco em ogiva [5].

Para além das construções de foro religioso, os avanços das alvenarias também são materializados pelas construções militares, como as fortificações, como adaptação à violência dos canhões de pólvora [5]. Ao longo dos séculos não se verificam alterações relevantes dos materiais das construções, apenas ao nível da arquitetura.

É já durante o século XIX, durante a Revolução Industrial, que se verificam novamente alterações significativas nas alvenarias [3]. Associada a este período está a máquina a vapor, que conduziu à industrialização do tijolo cerâmico, com moldagem com recurso a prensa e equipamentos de corte que promoviam o corte das unidades com um *layout* industrial de produção em série [5].

No entanto, a utilização da alvenaria neste período sofre um revés, com a invenção do cimento Portland e a produção de aço. Construções realizadas em betão armado, ferro e aço, associados a princípios avançados e experimentais de dimensionamento [10], respondem aos novos desafios e correntes arquitetónicas – edifícios altos - tornando obsoletas soluções em alvenaria resistente. Estruturas de elevada cêrcea implicavam paredes em alvenaria de elevada espessura, comparativamente a soluções de betão armado e metálicas, e revelaram-se pouco atrativas em termos económicos, funcionais, de otimização de espaço e com tempo de execução mais demorado [3]. Como exemplo, o Monadnock Building (1891), em Chicago, é, segundo Sousa, H., “o último grande exemplo de uma grande construção em alvenaria segundo a tradição antiga” (Figura 2.3), constituído por 16 pisos e, tendo na base, largas paredes de 1.80 metros de espessura [5].



Figura 2.3: Fachada do Monadnock Building, em Chicago [8]

Só em meados do último século, voltam a despertar o interesse nos países mais desenvolvidos, que, com novas técnicas de dimensionamento, tornaram esta solução economicamente viável [3]. Na Europa, só nos anos 40 é que engenheiros e arquitetos se debruçam sobre o estudo mais aprofundado das alvenarias, aproximadamente um século depois da utilização do betão armado como elemento estrutural [5]. Inglaterra, França, Suíça e Canadá são exemplos de países que lideraram os estudos sobre a alvenaria, desenvolvendo princípios de dimensionamento similares aos das construções metálicas ou de betão armado, permitindo a realização de estruturas modernas nesse material [5].

No entanto, essa tendência não se alastra a Portugal. Ao contrário de outros países, as disposições regulamentares quanto à utilização da alvenaria como elemento estrutural praticamente não existiam [9]. Não é de estranhar que, ao contrário de outros países, tenha sido dada primazia à construção de edifícios em betão armado, por oposição à alvenaria (Figura 2.4).

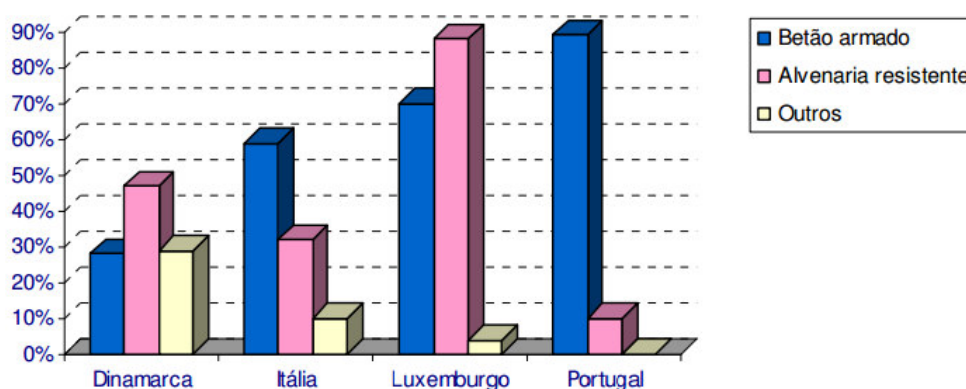


Figura 2.4: Comparação das soluções estruturais em países europeus [3]

Porém, o aparecimento do EC6 e outros estudos desenvolvidos em Portugal, podem alterar a nossa realidade [9]. Se por um lado, o EC6 dita regras de dimensionamento que, até então, não existiam, o recurso a alvenarias resistentes revela-se uma solução interessante na faceta económica, tecnologia associada e prazos de execução, atendendo à altura dos edifícios no nosso País, maioritariamente de pequena envergadura [9].

Apesar do que foi acima descrito, em Portugal, as paredes de alvenaria estão maioritariamente associadas à construção de fachadas e paredes divisórias [10] - funções não estruturais.

2.2.2.2. Evolução em Portugal

Em Portugal, na última metade do século XX verificou-se uma mudança no que se refere à constituição de uma parede de alvenaria.

Até aos anos 40, as construções em alvenaria eram caracterizadas por paredes muito espessas e com um elevado peso, predominantemente realizadas com pedra.

Na década seguinte, surge o conceito de parede dupla, realizada com a parte exterior em pedra e a interior com alvenaria cerâmica. Começa a ser notória a importância da utilização do betão na redução de espessura da alvenaria de pedra com função resistente, e a substituição por elementos sem função estrutural, com resistências mecânicas bastante reduzidas.

Nos anos 60 verifica-se a eliminação da alvenaria em pedra, passando a parede a ser constituída por dois panos de alvenaria cerâmica vazada. Inicialmente com o pano exterior mais espesso que o interior, constata-se que as espessuras tendem a aproximar-se durante a década seguinte.

Os anos 80 são caracterizados pela aplicação de isolamentos térmicos para melhorar o conforto térmico, como os regulamentos em vigor a partir de 1991, Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios (RCCTE) fazia prever [11].

Mais recentemente, surgem novamente paredes simples, mas realizadas com blocos de cimento leve, associadas a um sistema de isolamento térmico exterior (ETIC's).

Na figura abaixo (Figura 2.5) evidencia as alterações das paredes de alvenaria.

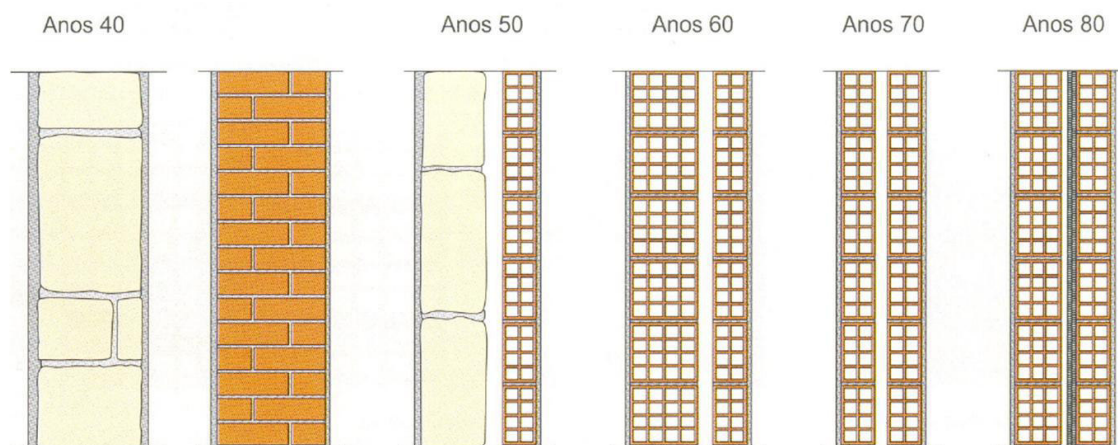


Figura 2.5: Evolução das Paredes de Fachada em Portugal [12]

2.2.3. LIMITES DE DEFORMAÇÃO

Os limites de deformação referentes aos estados limites de utilização tomam um valor muito disperso quando comparadas vários regulamentos adotados em diversos países.

A norma em vigor em Portugal, o Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão, mantém como deformação máxima após a construção do elemento igual a $L/500$, sendo L o comprimento do vão em metros [2], enquanto o Regulamento de Estruturas em Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) toma o menor dos valores limite para a flecha, $L/400$ ou 1,5 cm, no caso de afetar paredes divisórias [13].

Quando analisamos os limites vigentes noutros países, podemos afirmar que impõem limites mais rigorosos. Segundo Pereira [3], trabalhos realizado pelo *Centre Scientifique et Technique de la Construction* (CSTC) impõe limites de deformação de L/1000 e L/500 para fachadas de alvenarias após a execução das mesmas, com e sem aberturas, respetivamente; o ACI toma limites de valor igual a L/600 para os casos de fachada com e sem aberturas, flecha essa medida após a edificação da mesma. A EPUSP, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, em vários estudos limita a flecha da estrutura de suporte a L/2600 e L/1000 [3], valores respetivos a fachadas com e sem aberturas. Também segundo Pereira, as prescrições belgas, mais rigorosas, limitam a flecha a L/2500 do vão [3] e Mathez, da “Comissão de Deformações Admissíveis” do *Conseil International du Bâtiment*, citado por Pfeffermann [3], recomenda que a flecha não ultrapasse L/1000. Pfeffermann, por sua vez, impõe o limite de L/1150 para o aparecimento das primeiras fissuras em alvenaria [3]

No entanto, Pereira [3] concluiu que os panos de alvenaria apresentam problemas quando o suporte se deforma para além de L/769 e L/1073, quando utilizada uma argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia para a primeira e uma argamassa de cimento e areia para a segunda, para uma parede realizada com unidades de alvenaria de furação horizontal com espessura igual a 11 centímetros.

Os limites de deformação em paredes sem aberturas encontram-se resumidos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Limites de Deformação

Regulamento	Limite de Deformação [m]
EC2	L/500
REBAP	L/400
CSTC	L/1000
ACI	L/600
EPUSP	L/1000
Reg. Belga	L/2500
Mathez	L/1000
Pfeffermann	L/1150
Manuel Pereira	L/769
	L/1073

2.2.4. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS

Com o avanço tecnológico associado às alvenarias e até aos próprios revestimentos, é esperado que os primeiros cumpram, não requisitos de natureza estrutural como de suporte de elementos estruturais horizontais, mas quando associadas aos segundos, satisfaçam determinados requerimentos funcionais. Destes, como principais exigências das paredes de fachada podemos destacar [4]:

- Estabilidade
- Segurança ao fogo
- Estanquidade à água e ao ar
- Conforto térmico e acústico
- Durabilidade e facilidade de manutenção
- Economia/ Facilidade de execução
- Estética

2.2.5. ANOMALIAS NA ALVENARIA

As paredes de alvenaria, mais concretamente as exteriores, são dos elementos mais importantes dos edifícios, não só pela função de limitar o espaço interior do exterior, mas também de contribuir adequadamente para a funcionalidade da estrutura [3]. Apesar de ter uma função importante, devido à falta de estudos desenvolvidos em torno deste material composto, não existe tradição de investigar e detalhar as alvenarias, onde são verificadas uma percentagem elevada das anomalias registadas em edifício, como pode ser constatado na Figura 2.6 [4].

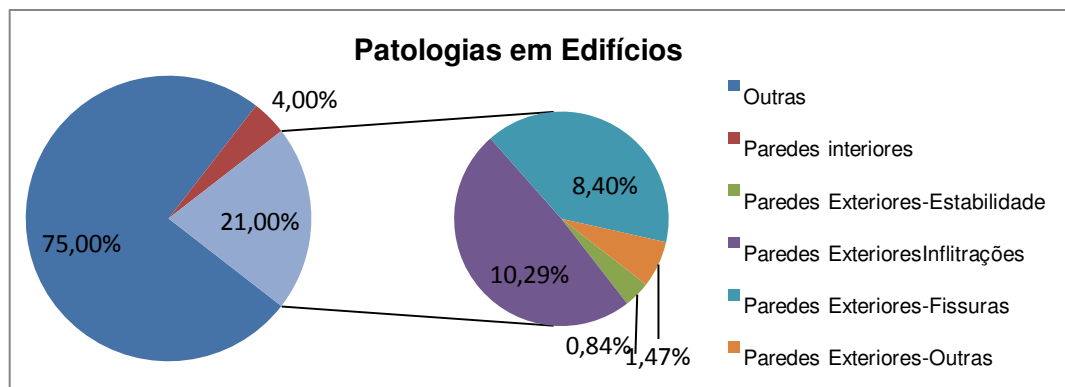


Figura 2.6: Patologias em edifícios, adaptado de Sousa [4]

2.2.5.1. Patologias associadas a deformações dos elementos estruturais

Com os avanços das tecnologias associados a estruturas de betão armado, ocorreu como consequência o aumento do comprimento dos vãos a vencer, do número de pisos de um edifício, assim como a velocidade da sua construção [3]. Tais avanços implicam maior preocupação na conciliação dos dois materiais na construção – betão armado e alvenaria. No estudo do problema desenvolvido na presente dissertação, será abordado o problema das deformações a longo prazo devido às cargas atuantes na estrutura.

Será dado agora atenção às patologias verificadas em fachadas de alvenaria, não só quando ocorre deformação excessiva do elemento de suporte, mas também para a deformação do elemento superior da fachada.

Quando o elemento de suporte sofre uma deformação superior à do elemento superior, é usual a presença de fendas diagonais junto ao elemento superior, formadas pela diferença de carregamento do elemento superior provocada pela diferença de rigidez entre os extremos e a parte central, que conduz a um efeito de arco, que descarrega nos extremos do elemento de suporte. Também é visível a fendilhação horizontal próxima do elemento de suporte, entre as primeiras juntas, nas juntas horizontais de argamassa, ou mesmo entre o suporte e a primeira junta de alvenaria (Figura 2.7).

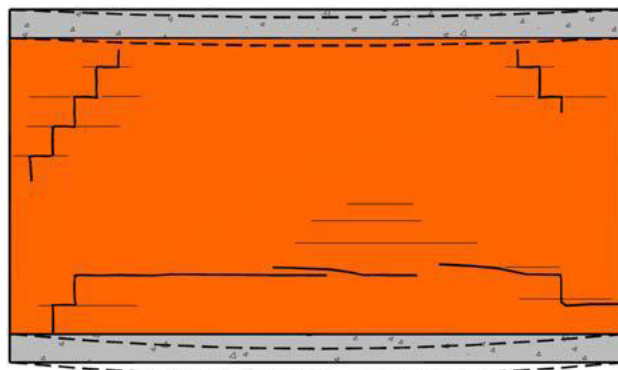


Figura 2.7 Fissuração devido à deformação do suporte superior em relação ao elemento superior [14], adaptado de Lucas Carvalho, 1990

Este fenómeno ocorre com maior frequência quando as cargas do piso são superiores às consideradas em projeto, ou para cargas aplicadas semelhantes, a rigidez do suporte for mais baixa do que a do elemento superior, ou no caso de se verificar diferentes níveis de carga entre pisos. Tal fenómeno é facilmente explicado se estivermos a analisar o último piso de um edifício onde, além do peso próprio, raramente existem outras cargas.

No entanto, também é visível o contrário do exemplo acima. Na figura abaixo (Figura 2.8) podemos observar a tipologia de fendas associada a uma deformação do elemento superior mais pronunciada em relação ao suporte. Verifica-se a ocorrência de fendas verticais junto ao suporte, comportando-se a parede de alvenaria como uma viga de betão sujeito a esforços de flexão [3].

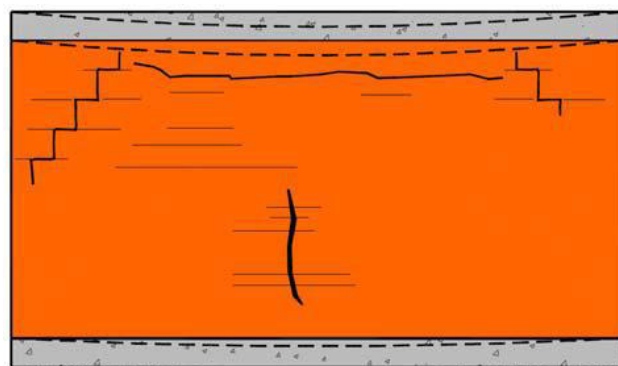


Figura 2.8: Fissuração devido à deformação do suporte inferior em relação ao elemento superior [14], adaptado de Lucas Carvalho, 1990

Este tipo de deformação pode estar associado a um piso térreo, onde o elemento de suporte está apoiado diretamente no solo.

Por último, no caso do elemento de suporte e o elemento superior à parede de alvenaria apresentarem deformações semelhantes, verifica-se a ocorrência de fissuras nas extremidades do suporte, zona mais rígida onde se situam os apoios, com um ângulo próximo de 45° (Figura 2.9) [3].

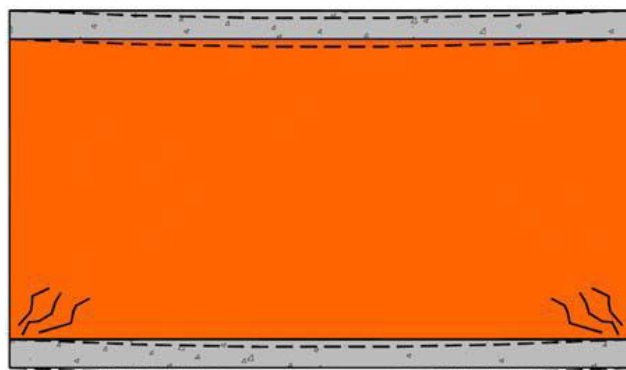


Figura 2.9: Fissuração devido à deformação semelhante entre o suporte e o elemento superior [14], adaptado de Lucas Carvalho, 1990

Pode ser dado o exemplo de pisos com a mesma categoria de utilização, com cargas idênticas.

2.3. LAJES FUNGIFORMES

2.3.1. GENERALIDADES

Designam-se por lajes fungiformes aquelas que apoiam diretamente nos pilares, armadas numa ou em duas direções, e que transferem os esforços diretamente para os pilares sem a intervenção explícita de vigas aparentes [15].

As principais vantagens da utilização deste tipo de laje passam pela redução da altura do piso, que se traduz na redução da altura do edifício ou no aumento do número de piso, quando a cércea é limitada. Os tetos são planos, não existindo obstruções à instalação de condutas; e não existem condicionamentos de natureza arquitetónica por imposição da localização das vigas [16].

Por outro lado, são bastante flexíveis às ações horizontais quando comparada com uma laje vigada, é mais notória a concentração de esforço de flexão e punçoamento nos apoios; além disso, as deformações são mais pronunciadas nesta solução de laje [16].

No que se refere à tipologia destes elementos, podemos fazer a divisão em lajes fungiformes maciças e lajes fungiformes aligeiradas, como será descrito a seguir.

2.3.2. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS

O primeiro tipo é economicamente viável para vãos de pequena dimensão, entre os 4,5 e os 6 metros, para níveis de carga reduzidos, como o caso de escritórios, e apresenta como principais vantagens apresentar teto com superfície plana, preparada para receber os acabamentos (Figura 2.10) [15].

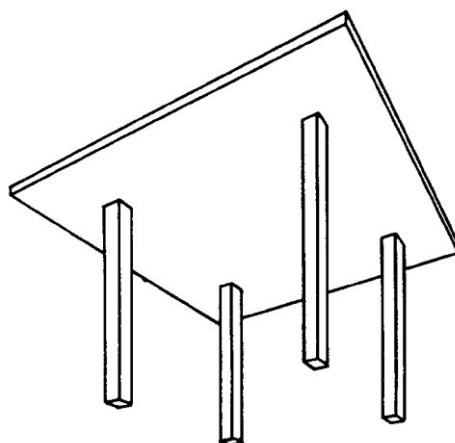


Figura 2.10: Laje Fungiforme Maciça [16]

Quando o nível de carga aumenta, ou os comprimentos dos vãos sofrem um acréscimo, é necessário aumentar também a espessura da laje para resistir aos novos esforços. No entanto, esta solução não revela ser a melhor alternativa. Esta passa por economizar material, pois o betão entre pilares não é eficientemente utilizado, pelo que as soluções mais apropriadas passam por um aumento da espessura na zona do pilar ou um aumento da secção do pilar, ou capitel (Figura 2.11) Esta solução é corrente para vãos entre os 6 e 10 metros [15].

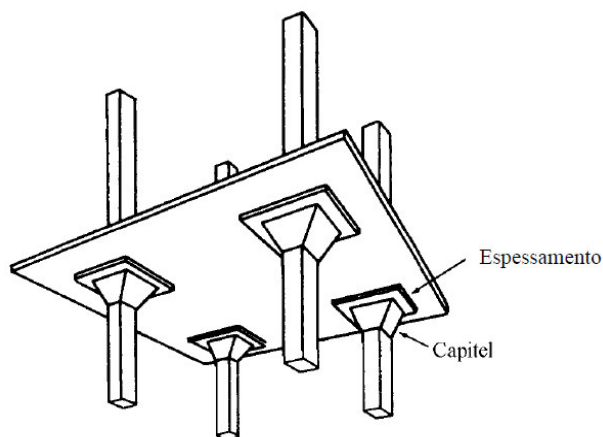


Figura 2.11: Laje Fungiforme Maciça com Espessamento da Laje e Capitel [16]

2.3.3. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS

As lajes fungiformes aligeiradas são constituídas por um sistema nervurado em duas direções com zonas maciças envolvendo os pilares (Figura 2.12), podendo existir bandas de acerto para aumentar a resistência a esforços transversos e momentos fletores, mas também aumentar a rigidez perante deformações e perante ações horizontais atuantes na estrutura, do vento e das ações sísmicas (Figura 2.13). Este tipo de solução é cada vez mais aceite, não só pela economia da cofragem, mas também por não existirem obstruções para o posicionamento de condutas ou iluminação. A este tipo de lajes estão associadas uma gama de vãos entre os 6 e os 12 metros [15].

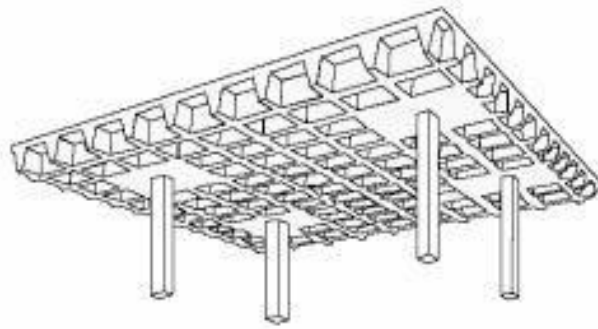


Figura 2.12: Laje Fungiforme Aligeirada [17]

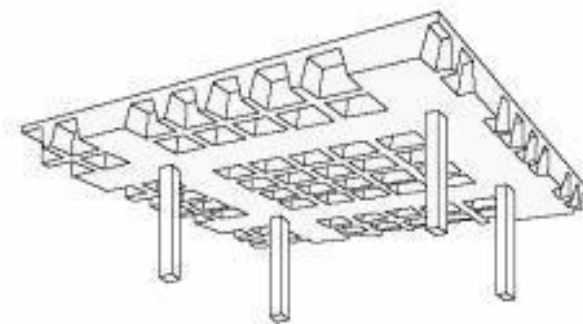


Figura 2.13: Laje Fungiforme Aligeirada com Bandas Maciças [17]

O aligeiramento da laje pode ser realizado através de duas soluções: com blocos perdidos, de betão leve ou poliestireno expandido (Figura 2.14), que confere bom isolamento térmico e acústico, ou com moldes recuperáveis, como dupla função de aligeiramento e cofragem, reutilizáveis após o endurecimento do betão (Figura 2.15).



Figura 2.14: Lajes fungiformes Aligeiradas com Blocos Perdidos [18]



Figura 2.15: Laje Fungiforme com Moldes Recuperáveis [19]

Na Tabela 2.2 encontra-se resumido os valores das espessuras a adotar no dimensionamento das lajes fungiformes consoante o tipo e o comprimento do vão da estrutura, assim como a gama de vãos para o qual é aceite esta tipologia de lajes.

Tabela 2.2: Tipos e espessuras de lajes fungiformes para diferentes comprimentos de vãos, adaptado de Figueiras [20]

Laje Fungiforme	Esbelteza [L/H]	H [m]						
		L [m]						
		6	7	8	9	10	12	20
Laje maciça	30	0,20						
Laje maciça com capitel	35	0,20						
Laje aligeirada	30	0,25	0,30			0,45		
Laje maciça pré-esforçada	40			0,20		0,25	0,30	
Laje aligeirada pré-esforçada	35			0,23	0,25	0,30	0,35	0,60

2.4. PRÉ-ESFORÇO

2.4.1. GENERALIDADES

O pré-esforço consiste na introdução de uma tensão prévia no elemento da estrutura com o objetivo de melhorar a sua resistência ou o seu comportamento sobre solicitação de diversas condições de carga [19], através de varões ou cabos de aço de alta resistência.

2.4.2. CONTEXTO HISTÓRICO

Como é do conhecimento geral, o betão é um material com bom funcionamento perfeito à compressão. Porém, quando surgem esforços de tração nos elementos, este material é ineficaz, surgindo a necessidade de introduzir um estado de tensão no elemento para evitar a fendilhação do material quando os elementos da estrutura estiverem sujeitos a esforços de tração [21].

Os princípios do pré-esforço são muito anteriores à tentativa da sua aplicação em estruturas de engenharia. Por exemplo, na construção de barris para transporte de vinho, os aros metálicos eram previamente aquecidos e colocados em volta das tábuas da madeira, que, com a variação térmica provocada pelo arrefecimento, diminuía o diâmetro e comprimiam os barris, evitando fugas [21]. Os mesmos princípios são ainda hoje usados no dimensionamento/construção de reservatórios [21]

Historicamente, as primeiras tentativas de pré-esforçar um elemento de betão surgem no final do século XIX, pelo americano Jackson e pelo alemão Doehring [21]. Ambas as tentativas fracassaram, porque os efeitos produzidos pelo pré-esforço eram rapidamente dissipados pela fluência e retração do betão, visto que a armadura utilizada era aço macio, com tensão de cedência reduzida [21]. Só em 1928 Freyssinet, com recurso a varões de alta resistência, tornou viável o uso desta tecnologia, introduzindo tensões na armadura que provocavam extensões bastantes superiores do que aquelas verificadas no betão, por efeitos de fluência e retração [21].

Só com o desenvolvimento de processos fiáveis e económicos de puxe e ancoragens das armaduras, a aplicação desta tecnologia se difunde graças aos desenvolvimentos por Freyssinet e Magnel. Com início nos anos 50, a indústria do betão pré-esforçado cresce exponencialmente até aos anos 90, nos Estados Unidos da América e Canadá, como ilustra a Figura 2.16 [21].

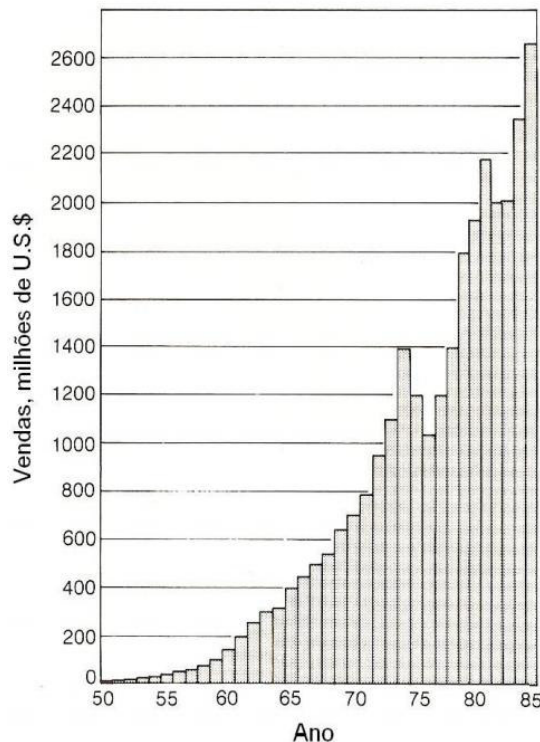


Figura 2.16: Crescimento da indústria do betão pré-esforçado nos Estados Unidos da América e Canadá [21]

2.4.3. TÉCNICAS DE PRÉ-ESFORÇO

É essencial então distinguir as duas principais técnicas de aplicar o pré-esforço: por pré-tensão ou pós-tensão.

2.4.3.1. Pré-Tensão

No caso de pré-tensão, o varão ou cabo de aço é fixado a blocos rígidos e tensionado previamente à colocação do betão, e só depois de ser feita a betonagem e o betão atingir a resistência necessária para receber os esforços provenientes da armadura de pré-esforço, os cabos são libertados, transferindo os esforços para o elemento por aderência entre os cabos e o betão [21].

Esta técnica é adequada no processo de pré-fabricação, já que a betonagem pode ser efetuada em longas mesas, com comprimento até os 100 metros.

2.4.3.2. Pós-Tensão

No caso da pós-tensão, as armaduras de pré-esforço são tensionadas depois do betão ter adquirido resistência suficiente para resistir a estes esforços. Esta técnica está associada a construções “*in situ*” [19].

Podemos ainda distinguir entre os dois sistemas de utilização de pré-esforço por pós-tensão, com ou sem aderência. Na aplicação de pré-esforço aderente, numa fase posterior à pós-tensão, procede-se à injeção de calda de cimento na bainha de pré-esforço, que após a presa, garante a ligação entre os cabos de pré-esforço e a estrutura de betão. No cabo do pré-esforço não aderente, os cabos permanecem desligados da restante estrutura, mesmo que seja a definitiva [21].

2.4.4. ANCORAGENS

No processo de pré-esforçar um elemento de betão, existe uma necessidade de escolher as ancoragens a adotar no dimensionamento da estrutura. Faz sentido, então, fazer a distinção entre os tipos de ancoragens existentes no mercado, que se distinguem por:

- ancoragens ativas;
- ancoragens passivas;
- ancoragens de continuidade.

As ancoragens ativas, representada na Figura 2.17, previamente montadas e fixadas no betão depois desde ganhar presa, permitem o tensionamento dos cabos com recurso a um macaco hidráulico, sendo estes posteriormente ancorados nas cabeças de ancoragem.

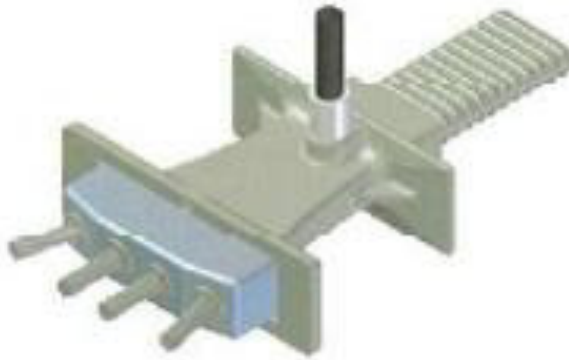


Figura 2.17: Ancoragem ativa [21]

Já as ancoragens passivas, na Figura 2.18 estão embebidas no betão, e os cabos de pré-esforço são tracionados pela outra extremidade, na ancoragem ativa.



Figura 2.18: Ancoragem passiva [21]

2.4.5. VANTAGENS

Associadas ao uso desta tecnologia, podemos afirmar que o pré-esforço permite [22]

- Aumento dos vãos livres, o que permite uma redução do número de elementos verticais e fundações;
- Redução do peso próprio da estrutura, resultante da diminuição de espessura/aumento da esbelteza da laje;
- Maior controlo da deformabilidade da estrutura;
- Melhoria da resistência ao punçoamento;
- Redução do número de juntas, pois a compressão permite eliminar a fendilhação provocada pela variação térmica e retração do betão, em estruturas de grande dimensão;
- Controlar ou anular a fendilhação, criando um estado de pré-compressão nas zonas tracionadas, para cargas permanentes;
- Possibilita processos construtivos evolutivos
- Acelera o processo construtivo, permitindo rápida remoção do escoramento e cofragem, diminuindo custos através da redução de prazos e prazos de aluguer de material, uma vez que pode ser aplicado nos primeiros dias de idade do betão;
- Permite uma melhor ligação entre elementos pré-fabricados;
- Redução no consumo de armadura ordinária e betão;
- Valorização comercial dos amplos espaços criados.

Para além das vantagens anteriormente mencionadas, quer de cariz comportamental quer de cariz económico, importa referir também as vantagens ambientais, pela maior eficiência na utilização dos recursos naturais e pela redução de emissão de dióxido de carbono [22].

2.4.6. PERDAS

A força induzida pela aplicação de pré-esforço numa estrutura não é, geralmente, constante ao longo do seu traçado, nem ao longo do tempo de vida útil da estrutura [23]. Na aplicação de pré-esforço a uma estrutura, é necessário considerar 3 diferentes forças aplicadas na mesma, e estas são definidas por:

- P'_0 : Força máxima aplicada na extremidade onde se realiza o puxe, no momento de tensão dos cabos;
- P_0 : Força do pré-esforço inicial, após a remoção do macaco hidráulico e ancoragem dos cabos de pré-esforço, após as perdas instantâneas;
- P_∞ : Força do pré-esforço final, após as perdas diferidas.

Entre os diferentes momentos de avaliação da força atuante nos cabos de pré-esforço acima descritos, verificam-se dois tipos de perdas de tensão, as perdas instantâneas e as perdas diferidas.

Ao analisar as perdas instantâneas, é comum distinguir entre a aplicação de pré-esforço por pré ou pós-tensão.

Ao estudar as perdas nos cabos de pré-esforço por pré-tensão, verificam-se reduções das tensões nas armaduras devido a fenómenos de atrito nos desvios do traçado, de deslocamento dos dispositivos de ancoragem, à relaxação das armaduras de pré-esforço durante o intervalo entre a tração das armaduras e a transferência dos esforços para o betão, e da deformação elástica do betão aquando da libertação [23].

Relativamente às perdas nas armaduras de pré-esforço por pós-tensão, a parcela respeitante às instantâneas é provocada por três fatores: perdas provocadas pelas deformações imediatas do betão, perdas por atrito entre as armaduras e a bainha de pré-esforço, e as perdas nas ancoragens, provocadas quer pelo escorregamento dos cabos nas ancoragens momento da amarração, quer pela deformação da própria ancoragem [2].

Quanto às perdas diferidas, são para ambos os casos, devidas às deformações do betão causadas pelos fenómenos de fluência e de retração, bem como à relaxação da armadura [2].

No capítulo 6, dimensionamento e modelação, desenvolver-se-á este tema, e serão calculadas as perdas totais nas armaduras, de acordo com as prescrições do EC2-1 e com o sistema de pré-esforço adotado para a estrutura em estudo.

3

CONCEÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

3.1. GENERALIDADES

No presente capítulo será feita uma explicação sobre as características do projeto a estudar, assim como as escolhas e parâmetros considerados na idealização da estrutura.

Serão também abordados os materiais a adotar na realização deste projeto.

3.2. PROJETO

No presente trabalho, na análise de deformação de lajes fungiformes de grandes vãos, foi necessário desenvolver um modelo de um edifício para avaliar as deformações. Ao avaliar as possibilidades para maximizar o comprimento do vão, e ao mesmo tempo possibilitar ambos os sistemas construtivos serem válidos, optou-se pelo estudo de um vão livre com dimensões aproximadas dos 12 metros. Desta forma, decidiu-se fixar-se o comprimento do vão entre eixos dos pilares, com 12,8 metros, em vez de fixar o comprimento do vão livre. Esta escolha é de fácil explicação, e deve-se à maior facilidade de alterar as propriedades dos pilares, alterando automaticamente o vão livre.

Quanto à forma da estrutura em análise, escolheu-se um formato retangular, com largura próxima dos 36 metros, isto é, três vezes o comprimento do vão a analisar, divididos em 5 vãos. Desta forma, a relação entre o maior e menor vão (comprimento medido entre os eixos de pilares) entre os valores de 1,7 e 2,0, para que exista predominância de momentos fletores numa direção.

No que se refere à altura, optou-se por uma estrutura de reduzida cércea, com 4 pisos, com 4.20 metros cada. Sabendo que a altura mínima regulamentar de um piso, isto é, a distância entre o pavimento e o revestimento da laje superior, é 3 metros, a altura dos pilares será necessariamente superior. A esta medida, é necessário adicionar a altura da laje fungiforme, ou da banda maciça, caso a espessura seja superior à parte da laje aligeirada, dos revestimentos nos pavimentos, a altura das condutas de ar condicionado, sem esquecer a parcela relativa aos revestimentos dos tetos, com aplicação de painéis de gesso cartonado, para ocultar as condutas e a zona aligeirada.

É importante referir que a estrutura descrita anteriormente foi idealizada para servir como local de escritórios em *open office*. Optou-se por esta abordagem com a finalidade de retirar qualquer elemento vertical à estrutura no seu interior, para examinar o comportamento de todo o comprimento do vão no desenvolvimento da estrutura.

Relativamente à constituição das fachadas do edifício, importa distinguir os diferentes tipos na elaboração desta estrutura: as fachadas Norte e Sul, e as fachadas Este e Oeste. As fachadas Norte e Sul são formadas por grandes envidraçados, que se desenvolvem por todo o comprimento da estrutura; enquanto que as fachadas Este e Oeste são constituídas pelas paredes de fachada.

Em anexo, seguem as plantas mais pormenorizadas da estrutura. Porém, as particularidades e as dimensões dos elementos em análise serão posteriormente explanadas no capítulo relativo ao dimensionamento.

3.3. MATERIAIS

Neste subcapítulo, será feita uma breve listagem e caracterização dos materiais relevantes para o dimensionamento da estrutura. Desta forma, a lista elaborada é a seguinte:

- Betão C30/37, com cimento CEM 42,5 N.
- Unidade de Alvenaria PRECERAM, de 11 e 15 centímetros
- Armadura Ordinária Aço 500NR
- Aço Pré-Esforçado Y1860/1680 da VSL.
- Moldes Recuperáveis Ferca, FG 800.

4

AÇÕES

4.1. GENERALIDADES

No presente capítulo será feita uma listagem das cargas a que o edifício em análise estará sujeito e as combinações de ações a que deverá resistir, em Estado Limite Último. São igualmente estudadas as prescrições de deformações e tensões na estrutura nos Estados Limite de Utilização. Também será analisada uma outra combinação, que resulta da fase de construção, como será explicado no subcapítulo apropriado..

No presente trabalho serão só contabilizadas as ações permanentes e as ações variáveis, dado que as ações acidentais e sísmicas não foram consideradas, pois a sua análise, na opinião do autor, não trariam benefícios no estudo da deformação da estrutura, e conseqüentemente, na crítica ao desempenho das fachadas de alvenaria ao longo do tempo de vida útil da estrutura considerada.

4.2. CLASSIFICAÇÃO DE AÇÕES

Segundo o Eurocódigo 0 [24], as ações devem ser classificadas de acordo com a sua variação no tempo, da seguinte forma:

-ações permanentes (G_k): tomam valores constantes durante todo o tempo de vida útil da estrutura com e são ações monotónicas. Serve como exemplo o peso próprio da estrutura, dos equipamentos fixos e dos pavimentos rodoviários, e as ações indiretas causadas por retração e assentamentos diferenciais [24];

-ações variáveis (Q_k): cuja intensidade é volúvel no tempo e pode, ou não, ser monotónica. A título de exemplo, pode ser dado as sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas dos edifícios, a ação do vento ou a ação da neve [24];

-ações de acidente (A), usualmente de muito curta duração (comparada com o período de vida da estrutura) e reduzida probabilidade de ocorrência, mas com intensidade significativa. Serve como exemplo explosões ou choque provocado por veículos [24].

4.3. AÇÕES PERMANENTES

4.3.1. PESO PRÓPRIO

4.3.1.1. Peso Próprio dos elementos em Betão Armado

Na quantificação deste tipo de ações permanentes, o programa utilizado no dimensionamento e cálculo das deformações, o *ROBOT 2015* da Autodesk, automaticamente define as cargas com base nas secções utilizadas no programa de cálculo.

4.3.1.2. Peso Próprio Alvenaria

Relativamente à quantificação das cargas provocadas pelas paredes de alvenaria, também é realizada de modo automático. Porém, o programa não possui as características da alvenaria. Deste modo é necessário criar um novo material com as características do material “Alvenaria”. No presente subcapítulo serão descritas apenas as considerações relativas ao peso próprio. Relativamente às propriedades mecânicas da alvenaria, os resultados obtidos pelo autor serão descritos no próximo capítulo devido exclusivamente a tal matéria.

No cálculo do peso próprio da alvenaria, é necessário considerar os materiais que compõem a fachada: a unidade de alvenaria, a argamassa e os rebocos, desprezando a argamassa de regularização da face interior da fachada, bem como do isolamento. Na Tabela 4.1 estão definidas os pesos volúmicos dos materiais bem como a área de cada um, considerando que a argamassa de assentamento tem uma espessura igual a 1 centímetro.

Tabela 4.1: Peso Volúmico das Unidades de Alvenaria e Argamassa.

Materiais	Peso Volúmico γ [kN/m ³]	Área [m ²]	Área [cm ²]
Unidade de Alvenaria	6,7	0,05487	548,7
Argamassa	24,0	0,00491	49,1

O peso volúmico combinado dos materiais resulta da expressão:

$$\gamma_{comb} = \frac{\sum A_i \cdot \gamma_i}{\sum A_i} = 8,10 \text{ kN/m}^3 \quad (4.1)$$

Em que:

- γ_{comb} representa o peso próprio da parede de alvenaria;
- A_i representa a área do material i ;
- γ_i representa o peso volúmico do material i .

4.3.2. REVESTIMENTOS

Os revestimentos também são considerados cargas permanentes, incorporadas no peso próprio da estrutura. Mas estão definidos noutra secção do capítulo por não ser possível, no programa de cálculo, definir um material a incorporar sobre a solução de laje adotada. Uma forma de incluir o peso próprio dos revestimentos na laje seria aumentar a sua espessura, de modo a que o acréscimo da espessura provocasse o mesmo nível de carga que as dos revestimentos adotados. No entanto, é incorreto realizar este procedimento. Embora, ao nível da carga, seja expectável que traduza resultados semelhantes, altera por completo a rigidez do elemento estrutural em análise, conduzindo a erros da deformação da estrutura que poderão ter bastante relevância.

Assim, a maneira mais correta, na opinião do autor, para resolver o problema, passa por adicionar uma carga uniformemente distribuída por toda a área do piso. Deste modo, há que fazer distinção entre os revestimentos a adotar nos diferentes tipos de piso da estrutura.

É necessário também distinguir os dois tipos de revestimentos, para os quantificar corretamente. Assim, podemos dividir os revestimentos em dois grupos: pavimentos e tetos.

4.3.2.1. Revestimentos Piso Tipo

Quanto aos revestimentos, foi adotado uma argamassa de regularização, com espessura de 8 centímetros, relativamente à parte superior da laje e aos acabamentos do teto, que provoca uma carga de:

$$\gamma \cdot e = 2kN/m^2 \quad (4.2)$$

Em que:

- γ é o peso volúmico do argamassa, que toma o valor de $25kN/m^3$;
- e é a espessura dos revestimentos;

Desta forma, concluímos que os revestimentos do piso tipo provocam uma carga distribuída de $2kN/m^2$.

4.3.2.2. Cobertura

Para os revestimentos da cobertura foi tomado valor superior ao dos pavimentos, uma argamassa de regularização com 12 centímetros de espessura. O que, de acordo com a expressão anterior provoca uma carga distribuída de $3kN/m^2$.

4.3.3. ENVIDRAÇADOS

No capítulo anterior ficou definido a conceção do edifício. Para não haver interação entre os elementos estruturais e o envidraçado das fachadas da estrutura, foi considerada uma carga uniformemente distribuída como se simulasse o peso próprio do mesmo.

Foi considerado que o vidro apresenta um peso próprio de 25kN/m^3 , de acordo com as normas em vigor em Portugal (Tabela 4.2) [25].

Tabela 4.2: Peso Próprio de Materiais de Construção, adaptado de EC1 [25]

Materiais	Peso Volúmico γ [kN/m ³]
Vidro em chapas	25,0

É importante, portanto, definir a espessura a adotar para a quantificação da carga a considerar. Apesar de não ser o objetivo da dissertação a definição de um vidro com características térmicas e acústicas apropriadas às funcionalidades da estrutura, será apenas considerada uma espessura e um sistema apropriado para determinar a carga atuante na estrutura.

Foi admitido um vidro duplo temperado/laminado/ com caixilharia de alumínio, constituído por vidros com 15 e 10 milímetros de espessura, e sabendo que toda a altura do piso é composta pelo envidraçado, a carga linear/laminar uniforme a adotar tomará o valor de:

$$\gamma \cdot (e_1 + e_2) \cdot h \quad (4.3)$$

Em que:

- γ é o peso volúmico do vidro;
- e é a espessura de cada vidro;
- h é a altura do envidraçado.

Onde resulta que, com o peso volúmico e as espessuras acima consideradas, e sabendo que a altura do piso é 4,20 metros, a carga linear distribuída apresenta o valor de 2,625 kN/m.

Não foi considerado o peso das caixilharias em alumínio, por uma razão de simplificação. Além de que a área total das caixilharias é reduzida quando comparada à do vidro, também os pesos volúmcicos desses materiais são bastante semelhantes, 27 kN/m^3 e 25 kN/m^3 , respetivamente. Pelo que a área ocupada pela caixilharia resulta na ausência de vidro, a substituição de uma pela outra trará resultados semelhantes.

4.4. AÇÕES VARIÁVEIS

4.4.1. SOBRECARGAS

Os valores das sobrecargas que devem ser consideradas no dimensionamento estão preconizados no EC1.

4.4.1.1. Sobrecarga Piso Tipo

Para as sobrecargas em edifícios pertencentes à categoria B, o Anexo Nacional incorporado no EC1, permite encontrar, na Tabela 4.3, quantificados os valores da sobrecarga (q_k) a adotar [25], como é descrito.

Tabela 4.3: Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios, adaptado de EC1-1 Quadro NA 6.2 [25]

Categoria das zonas carregadas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Pavimentos		
Categoria B	3,0	4,0

Também referentes a sobrecarga do piso tipo, os coeficientes de redução recomendados para edifícios estão descritos na Tabela 4.4:

Tabela 4.4: Valores recomendados dos coeficientes ψ_i em edifícios, adaptado de EC0 [24]

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas			
Categoria B	0,7	0,5	0,3

4.4.1.2. Sobrecargas Cobertura

No caso da cobertura da estrutura, foi considerada uma cobertura não acessível, exceto para operações de manutenção. Segundo o EC1 (Tabela 4.5) [25], admite-se uma carga distribuída (q_k) com valor de 0,4 kN/m².

Tabela 4.5: Sobrecarga em coberturas de categoria H, adaptado de EC1-1 Quadro NA 6.10 [25]

Cobertura	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria H	0,4	1,0

Também referentes a sobrecarga da cobertura, os coeficientes recomendados para edifícios representados na Tabela 4.6:

Tabela 4.6: Valores recomendados dos coeficientes ψ_i para edifícios, adaptado de EC0 Quadro A1.1 [24]

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Coberturas	0,0	0,0	0,0

4.4.2. VENTO

No dimensionamento de uma estrutura é necessário tem em consideração a ação do vento. Na obtenção de um valor para a ação do vento, é necessário considerar a localização do edifício, assim como as suas dimensões, para obter as forças a aplicar em cada face da estrutura, consoante a direção do vento a analisar, de acordo com as imposições do EC1-4.

No entanto, optou-se por retirar-se a ação do vento na análise do problema, por dois fatores. O primeiro, referente aos coeficientes parciais a aplicar em cada combinação de ações do estado limite de serviço, como será demonstrado em 4.5.3.2 e 4.5.3.3. Se para a combinação quase-permanente de ações, o coeficiente parcial toma o valor nulo, para a combinação frequente de ações, como a escolha entre a variável base é facilmente identificável, sendo a sobrecarga a adotar nos pisos, a ação complementar será também ela reduzida a uma valor nulo. Os coeficientes parciais de segurança relativos à ação do vento estão caracterizados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Valores recomendados dos coeficientes ψ_i em edifícios, adaptado de EC0 [24]

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vento	0,6	0,2	0,0

No entanto, em Estado Limite Último, a ação do vento é quantificável. Contudo, os esforços induzidos na estrutura são extremamente reduzidos, quando comparados com as restantes ações e a sua adição a estes praticamente não altera os seus valores essencialmente no que respeita a deformações verticais.

4.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

4.5.1. INTRODUÇÃO

No dimensionamento de estruturas, é necessário analisar dois estados limites: estado limite último e estado limite de utilização. Enquanto o primeiro é direcionado para o colapso da estrutura ou outra forma de ruína da estrutura, o segundo caso volta-se para condições para além das quais os requisitos de utilização de uma estrutura ou parte deixam de ser satisfeitos, como o caso das deformações.

4.5.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Como já foi dito anteriormente, é associado ao colapso da estrutura ou parte dela. No cálculo do dimensionamento, é necessário que o valor de cálculo provocado pelas cargas aplicadas à estrutura seja inferior à resistência de cálculo da mesma [24], pela expressão:

$$E_d \leq R_d \quad (4.4)$$

Em que:

- E_d é o valor de cálculo do efeito das ações;
- R_d é o valor de cálculo da resistência.

No que diz respeito ao valor de cálculo das cargas aplicadas à estrutura, todas as cargas são multiplicadas por um fator majorativo, e a resistência dos elementos por um fator minorativo, para que o risco de colapso associado à estrutura seja o menor possível.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.5)$$

Em que:

- γ_G é o coeficiente para cargas permanentes;
- γ_Q é o coeficiente para cargas variáveis;
- G_k é a carga permanente da estrutura;
- P é a carga provocada pelo pré-esforço a tempo infinito;
- Q_k é a carga variável, ou sobrecarga, da estrutura;
- Ψ_0 é o coeficiente parcial associada às restantes cargas variáveis, no caso de existirem, excetuando aquela que foi considerada a ação base.

4.5.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

O dimensionamento de uma estrutura não toma apenas em consideração os esforços no Estado Limite Último. Importa também analisar os esforços em condições de serviço, nomeadamente as deformações da estrutura, o controlo da fendilhação e a limitação das tensões. São respeitadas estas condições se se verificar a seguinte condição:

$$E_d \leq C_d \quad (4.6)$$

Em que:

- E_d é o valor de cálculo do efeito das ações;
- C_d é o valor de cálculo das propriedades dos materiais.

4.5.3.1. Combinações Característica

Correspondem a estados limites de muito curta duração, que poderão ocorrer durante um breve período de horas durante toda a vida da estrutura, e é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.7)$$

4.5.3.2. Combinação Frequente

Correspondem a estados limites de curta duração, cuja duração situa-se à volta dos 5% de toda a vida da estrutura, e é determinada pela expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.8)$$

4.5.3.3. Combinação Quase-Permanente

Correspondem a estados limites de longa duração, que poderão atuar na estrutura pelo menos metade do seu tempo de vida. É esta combinação para a qual se verifica os limites de deformação, estimada por:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.9)$$

O valor das cargas e dos coeficientes a adotar no estudo de cada combinação para o Estado Limite de Utilização encontram-se sintetizados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Valor de Cálculo das Ações a utilizar na Combinação de Ações, adaptado de EC0 [24]

Combinação	Ações Permanentes G_d			Ações Variáveis Q_d	
	Desfavoráveis	Favoráveis	Pré-Esforço	De Base da Combinação	Outras
Caraterística	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quase-Permanente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

4.5.4. OUTRAS COMBINAÇÕES

É necessário ter em atenção que uma estrutura ao ser edificada experimenta variações de esforços. Assim, é importante analisar também os esforços presentes na estrutura aquando da sua edificação.

4.5.4.1. Fase de Construção: Escoramento da laje superior

Depois da montagem das cofragens, é necessário então colocar a armadura para posterior betonagem. O betão fresco, por não ter ganho presa, transmite todo o seu peso às cofragens, assim como as armaduras aí colocadas, que por sua vez transmitem os esforços às escoras. Estas transmitem as cargas para a laje inferior onde estão fixadas, como a Figura 4.1 abaixo mostra.



Figura 4.1: Escoramento de uma laje [26]

Para simular o aumento de carga provocado pela colocação do betão fresco, será considerada uma combinação que maximiza o peso próprio em 1.5, repartindo as cargas relativas a um piso pelos dois inferiores, cargas essas transmitidas pelo escoramento. Esta combinação é realizada para as duas soluções estruturais, com e sem pré-esforço.

4.5.4.2. Fase de Construção: Aplicação do Pré-Esforço

A última combinação de ações que importa analisar toma importância durante o processo construtivo.

No momento de aplicação das forças no pré-esforço na estrutura, a laje está escorada na laje inferior, não tendo qualquer tipo de esforços. No entanto, com a introdução das forças de pré-esforço, e posterior remoção do escoramento, pode ocorrer inversão do diagrama de momentos fletores, isto é, o diagrama de momentos provocado pela aplicação da tensão nas armaduras ser superior ao diagrama do peso próprio da laje, de tal forma que origine fendas na parte superior da laje.

5

ALVENARIA

5.1. GENERALIDADES

No presente capítulo será abordado o tema da alvenaria, e o cálculo das suas propriedades mecânicas. Torna-se claro que, de modo a poder avaliar as tensões instaladas nos elementos de alvenaria, é necessário existir uma correta quantificação das suas propriedades mecânicas, para que possa ser feita uma correta pormenorização do desempenho mecânico segundo as soluções construtivas adotadas.

5.2. AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS

Já tenha sido dito que, no âmbito desta dissertação, este tipo de elemento não é estrutural- sem qualquer função de sustentar esforços da estrutura ou de interferir com a deformação da mesma. No entanto, essas deformações estruturais podem originar esforços nas paredes de alvenaria de tal forma elevadas, que tendo em conta as características do material, possibilitem ocorrências de fissuras na mesma.

Sabendo que a alvenaria é um material composto com pelo menos dois elementos, a unidade de alvenaria e a argamassa, o cálculo das propriedades mecânicas da alvenaria é complexa, envolvendo múltiplas variáveis, das quais são exemplos a resistência da unidade de alvenaria e da argamassa, do tipo de junta adotada, a espessura do pano de alvenaria assim como a sua constituição (parede dupla ou parede simples), e a esbelteza.

Pesquisas realizadas pelo *Building Research of Establishment* (BRE), citado por Pereira [3], revelam que a característica mais influente na determinação da resistência de uma parede de alvenaria é a resistência de uma unidade de alvenaria. Ficou provado também que a alteração da resistência da argamassa não apresenta variações significativas da resistência da parede de alvenaria, como demonstra a Figura 5.1.

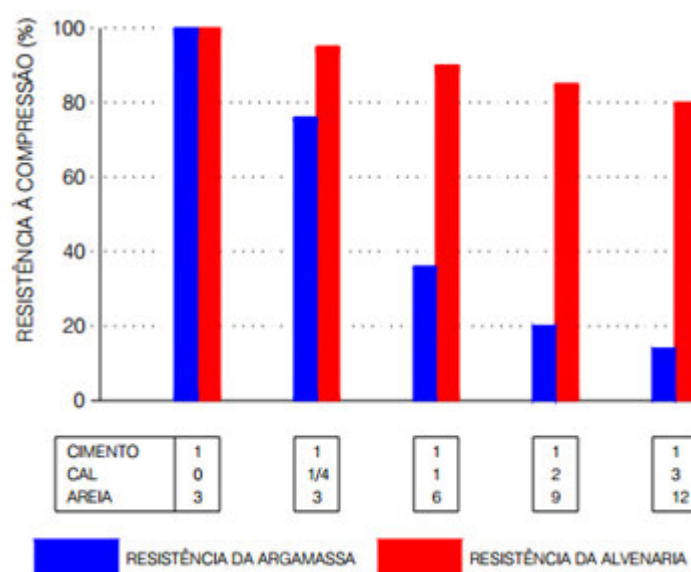


Figura 5.1: Variação da resistência à compressão da alvenaria com a resistência à compressão da argamassa [3]

5.2.1. MÉTODOS DE ANÁLISE DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS

A determinação da resistência à compressão de uma parede de alvenaria para cargas verticais pode ser feita através de diferentes metodologias [3], que se obtêm:

- Pelo EC6-1, resultado da análise de ensaios que relaciona a resistência característica à compressão da alvenaria simples com as resistências das unidades de alvenaria e da argamassa;
- Através de relações empíricas, baseadas em ensaios, relacionando a resistência à compressão da alvenaria com a resistência à compressão dos elementos e da argamassa;
- Por via experimental;
- Estabelecida a partir de normas em vigor noutros países.

No âmbito desta dissertação, procurou-se seguir o modelo de cálculos definido pelo EC6, por ser aquele vigente em Portugal.

5.3. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DE ALVENARIA SIMPLES ATRAVÉS DO EC6-1

5.3.1. RESISTÊNCIA NORMALIZADA DE UMA UNIDADE DE ALVENARIA

Na determinação das propriedades mecânicas da alvenaria, está clarificado no EC6-1 o modelo de cálculo para o dimensionamento de estruturas nos diversos tipos de alvenaria- simples, pré-esforçada e confinada [3]. Devido à vasta diversidade de unidade de alvenaria existente no mercado, é necessário diferenciá-las.

Como principais fatores de classificação das unidades de alvenaria, salientam-se a constituição- cerâmica, sílica ou betão; a direção da furação - vertical ou horizontal, ou se é um bloco maciço, o volume de vazios e de cada furo face ao volume total de cada unidade de alvenaria, a espessura de

cada septo, e a espessura total dos septos face à largura da unidade de alvenaria. Na Tabela 5.1 pode ser consultada a classificação das unidades de alvenaria.

Tabela 5.1: Classificação das unidades de alvenaria, adaptado de EC6 [27]

	Material e Limites de Unidades de Alvenaria							
	Grupo 1 (todos os materiais)	Grupo 2		Grupo 3		Grupo 4		
		Unidades	Furação Vertical		Furação Horizontal			
Volume de vazios (% do volume total)	≤ 25	Cerâmica	> 25; ≤ 55		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
		Sílica	> 25; ≤ 55		-		-	
		Betão ^b	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 60	
Volume de um furo (% do volume total)	≤ 12,5	Cerâmica	Cada furo ≤ 2; Maior furo ≤ 12,5		Cada furo ≤ 2; Maior furo ≤ 12,5		Cada furo ≤ 30	
		Sílica	Cada furo ≤ 15; Maior furo ≤ 130		-		-	
		Betão ^b	Cada furo ≤ 30; Maior furo ≤ 30		Cada furo ≤ 30; Maior furo ≤ 30		Cada furo ≤ 25	
Espessura dos septos interiores e exteriores (mm)	Sem exigência		Septo Interior	Septo Exterior	Septo Interior	Septo Exterior	Septo Interior	Septo Exterior
		Cerâmica	≥5	≥8	≥3	≥6	≥5	≥6
		Sílica	≥5	≥10	-		-	
		Betão ^b	≥15	≥18	≥15	≥15	≥20	≥20
Espessura total dos septos (em % da largura total)	Sem exigência	Cerâmica	≥16		≥12		≥12	
		Sílica	≥20		-		-	
		Betão ^b	≥18		≥15		≥45	

Uma das propriedades mais significativas da alvenaria é a resistência normalizada à compressão. E o seu valor é calculado de acordo com a NP EN 771 [28], e é obtida por:

$$f_b = (\text{resistência média}) \times \delta \quad (5.1)$$

Em que:

- f_b é a resistência normalizada à compressão, em MPa;
- m_c é o fator de ajuste, função da humidade;
- δ é o fator de forma, para o calculo da resistência de uma unidade de alvenaria..

No entanto, não se verificou ser necessário ensaiar unidades de alvenaria à compressão, visto que, às empresas responsáveis pelo fabrico destes materiais (obrigadas por normas regulamentares) é exigido ensaios para verificar a conformidade dos seus produtos com as normas regulamentos impostas. Desta forma, é facultado pela empresa dados característicos dos materiais, entre os quais a resistência normalizada à compressão. Na escolha das unidades de alvenaria, optou-se por um fornecedor

nacional, a PRECERAM-NORTE, empresa certificada (Anexo 1) que faculta valores médios de resistência à compressão de uma unidade de alvenaria. Relativamente ao tipo de unidade de alvenaria escolhida para a estrutura, a escolha recai entre duas unidades de alvenaria: tijolo furado de furação horizontal de 30x20x11, ou tijolo de furação horizontal de 30x20x15, ou até uma solução mista com os dois tipos de unidade. A resistência média toma o valor igual ou superior a 1.5 e 1.7 MPa, respetivamente (Anexo 2 e Anexo 3), pertencentes ao Grupo 4 quanto à classificação da unidade de alvenaria, segundo o EC6-1. É também fornecida a informação da categoria à qual estas unidades de alvenaria pertencem, à categoria II. À resistência fornecida pela empresa responsável pelo fabrico das unidades de alvenaria, será feita uma correção com recurso à expressão descrita acima, multiplicada pelo fator de forma associado a cada unidade de alvenaria- $\delta=1.25$ para unidades cerâmicas de Lx20x15 e $\delta=1.33$ para unidades cerâmicas de Lx20x11 [29; 30].

5.3.2. RESISTÊNCIA DA ARGAMASSA

Na análise da resistência à compressão da alvenaria simples, é necessário caraterizar a argamassa quanto à resistência à compressão. É de salientar que, na determinação da resistência à compressão da alvenaria simples pelo modelo descrito no EC6-1, a resistência da argamassa deve estar limitada a 20 MPa ou a duas vezes a resistência à compressão de uma unidade de alvenaria, [27]. Sabendo as restrições já mencionadas, e aproximando dos valores usados por Pereira [3] é razoável adotar uma argamassa com resistência à compressão de 4.0 MPa. Visto não ser vantajoso caraterizar a argamassa quanto à sua composição, tomou-se em consideração a descrição pela classe de resistência- M4.

5.3.3. RESISTÊNCIA CARATERÍSTICA DA ALVENARIA SIMPLES À COMPRESSÃO

Na determinação da resistência caraterística da alvenaria à compressão, pode ser apurada com recurso à expressão do EC6-1:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (5.2)$$

Em que:

- f_k representa a resistência característica da alvenaria simples à compressão, em MPa;
- K é constante;
- f_b é a resistência normalizada das unidades de alvenaria, em MPa;
- f_m é a resistência à compressão da argamassa, em MPa;
- α e β são constantes.

O valor da constante K pode ser consultado na no EC6-1, que depende do tipo e material da unidade de alvenaria, do seu respetivo grupo e do tipo de argamassa utilizada [31]. Quanto aos parâmetros α e β dependem do tipo que argamassa considerada no estudo do problema [27].

Considerando que as juntas das unidades de alvenaria é totalmente preenchida com argamassa, isto é, quando a razão entre a largura das juntas de argamassa e a largura da parede de alvenaria é igual à unidade, a constante K assume o valor da Tabela 5.2 [27]. Nos casos em que a juntas de argamassa corresponde apenas a 40 por cento da largura da parede de alvenaria, o parâmetro K deve der reduzido a metade.

Tabela 5.2: Valores de K, adaptado do EC6 [27]

Unidade de Alvenaria		Argamassa regular
Cerâmica	Grupo 1	0,55
	Grupo 2	0,45
	Grupo 3	0,35
	Grupo 4	0,35

Analisando as constantes α e β , pelas características das unidades de alvenaria e da argamassa definidas, estas tomam o valor de 0,7 e 0,3 [27].

5.4. RESISTÊNCIA AO CORTE DA ALVENARIA SIMPLES

A resistência ao corte, f_{vk} , pode ser obtida através de expressões descritas no EC6-1, em função do tipo de argamassa e da sua resistência. Admitindo que as juntas verticais também são totalmente preenchidas em toda a largura da parede de alvenaria, o cálculo pode ser obtido por:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (5.3)$$

Em que:

- f_{vk} corresponde à resistência ao corte da alvenaria, em MPa;
- f_{vk0} é o valor de resistência característica inicial ao corte da alvenaria, sob tensão nula, em Mpa;
- σ_d é a tensão de compressão perpendicular à direção ao corte, em MPa.

No entanto, no cálculo da propriedade mecânica acima descrita, nunca pode tomar um valor inferior a $0,065f_b$.

Os valores da resistência característica inicial ao corte da alvenaria estão representados no EC6-1, e podem ser consultados na, quando usadas juntamente com uma argamassa corrente com espessura de 1cm.

Tabela 5.3: Resistência ao Corte da Alvenaria, adaptado de EC6-1 [27]

Unidade de Alvenaria	Classe de resistência da argamassa	f_{vk0} (MPa)
Cerâmica	M10-M20	0,30
	M2,5-M9	0,20
	M1-M2	0,10

5.5. RESISTÊNCIA À FLEXÃO DA ALVENARIA SIMPLES

O cálculo da resistência da resistência à flexão da alvenaria pode ser obtido por:

- via experimental; através de ensaios de acordo com a norma NP EN 1052-2, com provetes analisados nos dois planos de rotura: paralelo às juntas de assentamento e perpendicular;
- a partir do EC6-1, baseado em resultados das combinações de diferentes unidades de alvenaria com diferentes argamassas;
- a partir de valores tabelados em normas de outros países, como o caso da BS 5628.

No estudo aqui apresentado, os valores a usar são aqueles estabelecidos na regulamentação em vigor.

Primeiro, é obrigatório diferenciar os diferentes tipos de flexão à qua a alvenaria pode estar sujeita. Isto é, pode ocorrer flexão na direção paralela às juntas de assentamento (Figura 5.2a) ou perpendicular a estas (Figura 5.2b). A cada modo de flexão está associado a resistência à flexão da alvenaria: f_{xk1} , e f_{xk2} , respetivamente.

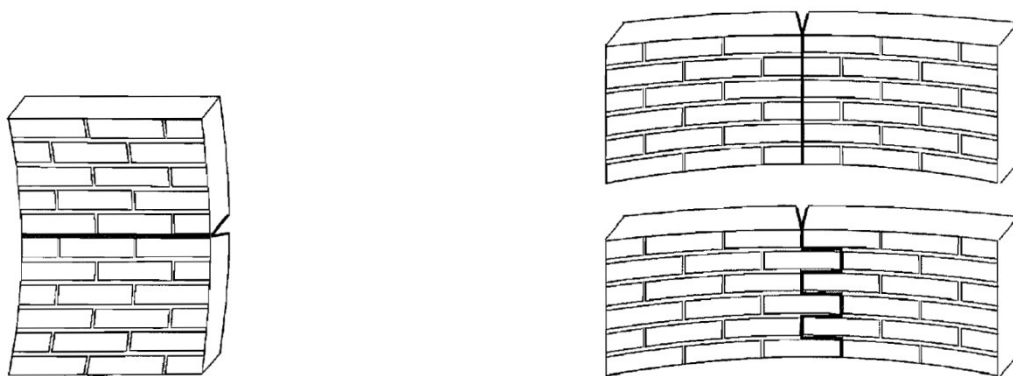


Figura 5.2: Planos de rotura por flexão: a) paralelo às juntas de assentamento; b) perpendicular às juntas de assentamento [EC6-1]

De acordo com o EC6-1, os valores recomendados encontram-se na Tabela 5.4 e Tabela 5.5

Tabela 5.4: Resistência à flexão no plano paralelo às juntas de assentamento, adaptado de EC6-1 [27]

Unidades de Alvenaria	f_{xk1} (Mpa)
Cerâmica	0,20

Tabela 5.5: Resistência à flexão no plano perpendicular às juntas de assentamento, adaptado de EC6-1 [27]

Unidades de Alvenaria	f_{xk2} (Mpa)
Cerâmica	0,10

5.6. MÓDULO DE ELASTICIDADE

A determinação do módulo de elasticidade pode ser verificada experimentalmente, a partir da norma EN 1052-1 [30], ou calculada com recurso às indicações prescritas no EC6 [27]. É, então, determinado de acordo com a expressão:

$$E = K_e \cdot f_k \quad (5.4)$$

Em que:

- E representa o módulo de elasticidade, em MPa;
- K_e é um parâmetro constante.

O valor de K_e a usar no cálculo do módulo de elasticidade está descrito no Anexo Nacional, com um valor recomendado que tome o valor de 1000 [27] para estados limites últimos, e igual a 600 para condições de serviço [3].

5.7. MÓDULO DE DISTORÇÃO

O módulo de distorção pode ser tomado como função do módulo de elasticidade. Pelo EC6 [27] temos que:

$$G = 0,40 \cdot E \quad (5.5)$$

Em que:

- G é o módulo de distorção.

5.8. FLUÊNCIA, EXPANSÃO POR HUMIDADE E COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA.

Os parâmetros supracitados não podem ser determinados analiticamente [27]; os resultados podem ser obtidos experimentalmente, e não existe nenhum no método europeu para determinar o coeficiente de fluência ou de expansão por humidade [27]. Contudo, está especificado uma gama de valores que visam caracterizar os fatores acima descritos [27], como está descrito na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Coeficiente de fluência, expansão por humidade e coeficiente de dilatação térmica, adaptado de EC6-1 [27]

Tipo de Unidade de Alvenaria	Coeficiente de Fluência Final Φ_∞	Expansão/Retração por Humidade (mm/m)	Coeficiente de Dilatação térmica α_L ($10^{-6}/K$)
Cerâmica	0,5 a 1,5	-0,2 a +1,0	4 a 8

5.9. COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA

Como foi dito anteriormente, em 5.3.1., as unidades de alvenaria estudadas no âmbito desta dissertação pertencem à Categoria II [. Pelo EC6-1 [27], o fator de segurança a usar na determinação da resistência de cálculo da alvenaria está detalhada na Tabela 5.7.

Tabela 5.7: Coeficientes parciais de segurança do material, adaptado de EC6 [27].

Material	γ_m				
	Classe				
	1	2	3	4	5
C Unidade de Categoria II, qualquer argamassa	2	2,7	2,5	2,7	3

Assim, a resistência de cálculo das unidades de alvenaria é calculada com recurso à expressão seguinte:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (5.6)$$

Em que:

- f_d é a resistência de cálculo da alvenaria à compressão;
- γ_m é o coeficiente parcial de segurança do material.

5.10. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DE UMA PAREDE DE ALVENARIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Como já foi referido, os esforços existentes nas paredes de alvenaria são introduzidas pela deformação do suporte e dos pilares, através de um efeito diferido, a fluência. Assim é importante analisar se as deformações dos elementos estruturais, que além de provocar um flecha que pode ser excessiva, podem gerar esforços de compressão, ou tração, suficientemente elevados de tal forma que causem o esmagamento ou fendilhação, em alguma zona da parede. Para impedir que as tensões instaladas na parede de alvenaria causem danos, a verificação de segurança deve ser assegurada [31]:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (5.7)$$

Em que:

- N_{Ed} é o valor de cálculo da carga vertical, da combinação de ações em estudo;
- N_{Rd} é o valor de cálculo da resistência vertical da parede.

$$N_{Rd} = \Phi_s \cdot f_d \cdot t_{ef} \quad (5.8)$$

Em que:

- Φ_s é o fator de redução de capacidade, função dos efeitos de esbelteza da parede;
- f_d é a resistência de cálculo da alvenaria;
- t_{ef} é a espessura efetiva da parede de alvenaria.

Por sua vez, o coeficiente de redução de capacidade é calculado através da expressão seguinte [32]:

$$\Phi_s = 1,30 - \frac{l_{f,ef}}{8} \leq 0,85 \quad (5.9)$$

Em que:

- Φ_s é o fator de redução de capacidade de carga;
- $l_{f,ef}$ é o comprimento efetivo da parede.

Para estruturas com vãos contínuos, o comprimento efetivo do vão deve ser 0,70 do comprimento total do vão [EC6-3].

É importante referir que a esbelteza da parede não deve ser superior a 27, podendo, segundo alguns autores, ter um limite de 30. E é calculada pela expressão:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (5.10)$$

Em que:

- λ é a esbelteza da parede;
- h_{ef} é a altura efetiva da parede de alvenaria;
- t_{ef} é a espessura efetiva da parede.

Além deste critério de esbelteza, existem limites orientadores quanto à relação entre o comprimento e a espessura das paredes de alvenaria. Esta razão tomar um valor inferior a 50 [9], como mostra a Figura 5.3a) e Figura 5.3b).

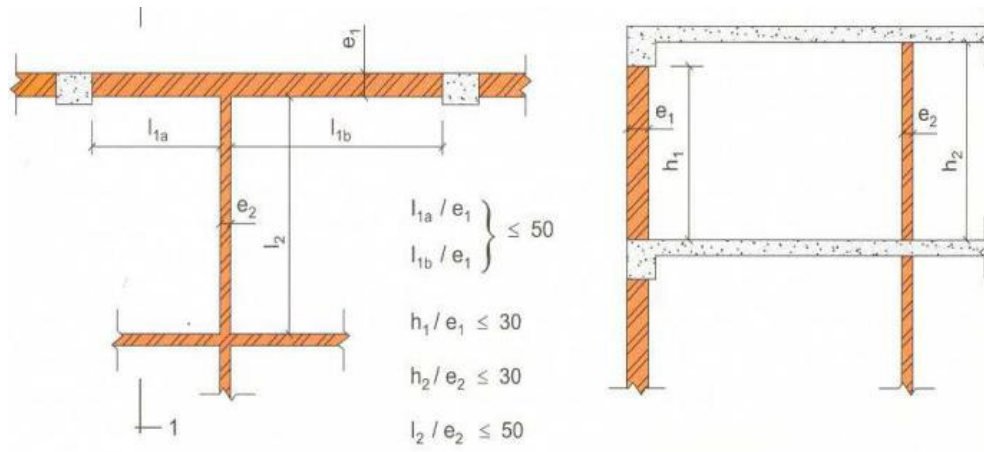


Figura 5.3: Avaliação da esbelteza das paredes [9]

a) em planta; b) em corte

Sabendo que as paredes em estudo são formadas por dois panos de alvenaria- paredes duplas- temos que:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3} \quad (5.11)$$

Em que:

- t_1 e t_2 são as espessuras das unidades em cada pano de alvenaria.

Outro elemento já conhecido é a altura de cada tipo-4,20 metros. Ora, a altura da parede de alvenaria será igual à diferença entre a altura de cada tipo e a altura da laje fungiforme ou da viga de bordo. Desta forma, a altura efetiva da parede de alvenaria é calculada através da seguinte expressão [27]:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h_{par} \quad (5.12)$$

Em que:

- ρ_n é o fator de redução, que depende das condições de restrições da parede;
- h_{par} é a altura da parede.

Sabendo que a parede de fachada é restringida superior e inferiormente pela laje fungiforme, e que os pilares conferem rigidez nos limites verticais, o fator de redução que depende das condições fronteira da parede é calculado pela expressão:

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \rho_2 \quad (5.13)$$

Em que:

- l representa o comprimento da parede.

5.11. RESUMO CARATERÍSTICAS

Recorrendo às expressões acima referidas, é possível calcular as caraterísticas mecânicas da alvenaria.

Na Tabela 5.8 estão resumidas as caraterísticas para 3 diferentes tipos de parede de fachada:

- Parede dupla formada por unidades de alvenaria de 11 centímetros;
- Parede dupla formada por unidades de alvenaria de 11 e 15 centímetros;
- Parede dupla formada por unidades de alvenaria de 15 centímetros.

Tabela 5.8: Caraterísticas Mecânicas para cada Tipo de Parede

Tipos	Caraterísticas Mecânicas								
	f_k [MPa]	f_d [MPa]	f_{vk} [MPa]	f_{xk1} [MPa]	f_{xk2} [MPa]	E [Mpa]	G [Mpa]	N_{rd} [MPa]	N_{rd} [kN/m]
Parede dupla 11-11	0,92	0,34	0,20	0,10	0,20	553	221	0,091	12,6
Parede dupla 11-15	0,92	0,34	0,20	0,10	0,20	553	221	0,091	15,3
Parede dupla 15-15	0,92	0,34	0,20	0,10	0,20	553	221	0,091	17,2

5.12. CONCLUSÃO

Após uma análise cuidada dos resultados, com as três combinações de unidades de alvenaria, conclui-se que a melhor solução será a parede de alvenaria dupla com unidades de 11 e 15 centímetros de espessura, solução corrente neste tipo de construção.

Apesar de não ser a que apresenta melhor resistência, embora próxima desta, optar-se-á pela parede dupla com unidades de alvenaria de 11 e 15 centímetros, pois, segundo Pereira, é a tipologia mais comum de paredes de fachada, com cerca de cinquenta por cento das fachadas serem compostas com esta solução [3].

6

DIMENSIONAMENTO

6.1. GENERALIDADES

No presente capítulo serão abordados as imposições construtivas de uma estrutura, bem como os critérios de dimensionamento dos esforços atuantes considerando as combinações adequadas para cada Estado Limite. Também no presente capítulo abordar-se-á a caracterização da força de pré-esforço a aplicar no modelo estudado, assim como o dimensionamento de armadura ordinária nos mais variados elementos.

6.2. IMPOSIÇÕES/RESTRICÇÕES CONSTRUTIVAS

6.2.1. LIMITAÇÃO DE FLECHAS

Referido anteriormente, a regulamentação vigente em Portugal da limitação de flechas a elementos estruturais não corresponde ao valor limite para o qual a alvenaria apresenta as primeiras fissurações.

6.2.2. COMPRIMENTO DA ARMADURA

Para atender corretamente aos critérios de dimensionamento, quer em Estado Limite Último ou em Estado Limite de Utilização, é necessário determinar qual o comprimento mínimo das armaduras a adotar em cada secção, atendendo à sua correta racionalização, para que a solução seja a mais económica possível.

Aos diagramas de momentos fletores obtido através do programa de cálculo, será realizada uma translação dos diagramas com um comprimento igual a a_1 . Além deste procedimento, deve ser garantida um comprimento de amarração - l_{bd} - que assegure o correto funcionamento da mesma, em tração, a partir do ponto do diagrama que sofreu translação. Para simplificar o cálculo do todo o comprimento adicional, que varia consoante a escolha do diâmetro das armaduras consideradas para cada secção, optou-se por fixar em 1 metro o comprimento complementar.

Por último, é necessário calcular também o comprimento de sobreposição dos varões. Tendo a estrutura um vão máximo de 13,80 metros e os varões de aço comerciais um comprimento máximo de 12,0 metros, existirá uma zona, próxima dos pilares, que necessitará de um reforço de armaduras, para assegurar a transmissão de força instalada entre os diferentes varões. Simplificando, estipulou-se o comprimento de sobreposição igual a 0,60 metros.

6.2.3. BANDAS MACIÇAS DA LAJE

Ao analisar a configuração dos elementos estruturais da laje fungiforme é necessário considerar algumas imposições relativamente aos diferentes constituintes na laje fungiforme aligeirada, como é possível observa na Figura 6.1 [15].

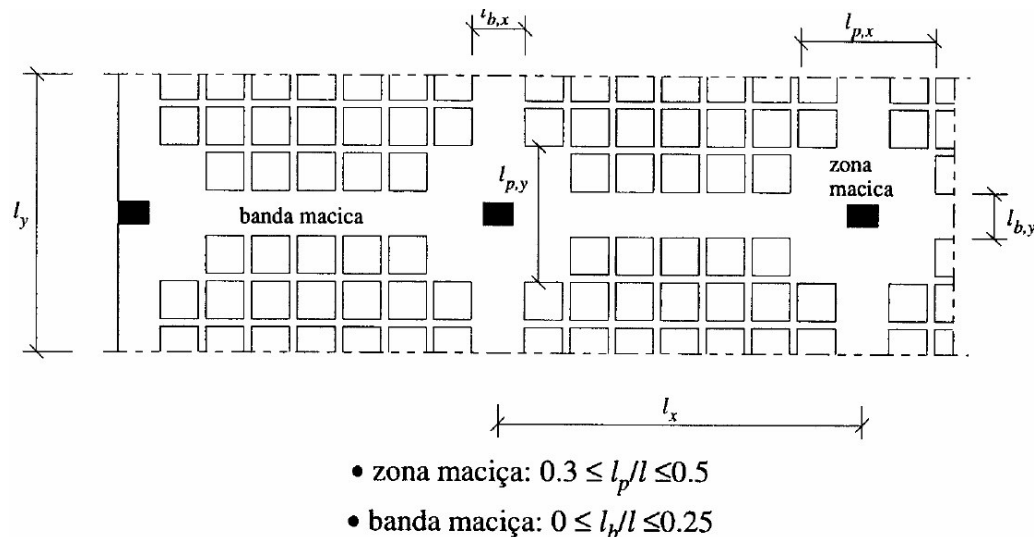


Figura 6.1: Zonas maciças em Lajes Fungiformes Aligeiradas [15]

As dimensões a considerar para as bandas maciças da laje aligeirada não dependem apenas do comprimento dos vãos. Existem dois outros fatores a considerar: as medidas dos moldes recuperáveis a utilizar na estrutura, assim como o posicionamento dos pilares, que em conjugação com os moldes, irá ditar as medidas das bandas maciças.

6.2.4. ZONAS MACIÇAS DA LAJE

Previamente abordada no ponto anterior, a zona maciça envolvente aos pilares está também limitada em função dos comprimentos dos vãos da estrutura. Para garantir um funcionamento correto da laje ao punçoamento, deve estar presente que a zona maciça se estenda por um comprimento superior a 2,5 vezes a altura útil da laje, de cada uma das faces do pilar [15], demonstrado na Figura 6.2.

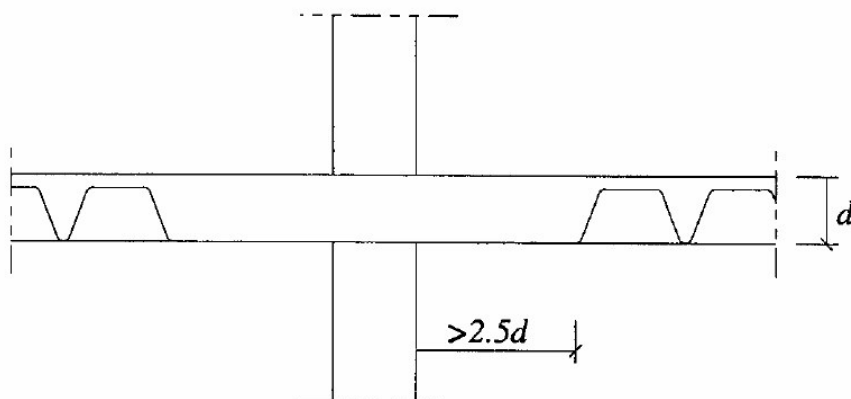


Figura 6.2: Distância Mínima da Zona Aligeirada à Face do Pilar [15]

6.2.5. ABERTURA DE FENDAS

Uma das condicionantes aplicáveis a qualquer estrutura é a largura das fendas nos elementos estruturais, que deve limitada pela classe de exposição da própria estrutura.

A abertura de fendas, w_k , é calculada por métodos simplificados apresentados no EC2 [2] através da expressão:

$$w_k = s_{r,MAX} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (6.1)$$

Em que:

- $s_{r,MAX}$ corresponde à distância máxima entre fendas;
- ε_{sm} corresponde à extensão média da armadura para combinação considerada;
- ε_{cm} corresponde à extensão média do betão entre fendas.

Onde:

$$s_{r,MAX} = k_3 \cdot c + k_2 k_1 k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (6.2)$$

Em que:

- k_1, k_2, k_3 e k_4 são parâmetros definidos pelo EC2;
- ϕ corresponde ao diâmetro das armaduras;
- $\rho_{p,eff}$ corresponde à taxa de armadura efetiva.

E:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.3)$$

Em que:

- σ_s é a tensão ao nível das armaduras;
- k_t é o coeficiente função da duração do carregamento;
- α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do betão;
- $f_{ct,eff}$ é o valor efetivo da tensão de rotura do betão à tração;

Como referência para a abertura máxima de fendas adotou-se o valor de 0,3 milímetros e uma tensão nas armaduras de aproximadamente 240 MPa [2], podendo os valores oscilar, variando os diâmetros escolhidos da armadura para cada secção.

Todos os cálculos foram realizados com recurso a uma folha Excel que para verificar que a abertura de fendas não excedia o limite máximo preconizado no EC2 de 0,4 milímetros para estruturas de classe de exposição X0 [2].

6.3. PILARES

Apesar de não ser objeto de estudo, será abordado superficialmente o modo como os pilares deverão ser dimensionados, mas não serão contabilizados para a análise de custos, visto não ser expectável que as diferentes soluções de laje apresentem grande variação de esforços nos pilares.

No capítulo 3 foi caracterizado o edifício, bem como o seu projeto de arquitetura bastante simplificado, apenas com os elementos estruturais. Percebe-se que, um edifício com número reduzido de pisos com níveis de carga também reduzidas, mas com vãos de elevada extensão, comparativamente com edifícios correntes, que os esforços axiais atuantes nos pilares sejam reduzidos mas que os esforços provocados pelos momentos fletores sejam elevados. Este problema torna-se mais notório ainda na análise do último piso. O esforço axial a que o pilar está sujeito diminui com a altura, e que os pilares que sustentam a cobertura são necessariamente aqueles cujo esforço axial é menor.

Por outro lado, relativamente aos momentos fletores é visível o contrário. Enquanto nos restantes pisos, na ligação pilares-laje, a rotação provocada pela transmissão das cargas da laje aos pilares é restringida pela rigidez dos pilares à flexão, pilar inferior e superior à laje, o mesmo não acontece na laje de cobertura. Neste caso, apenas o pilar do piso inferior à cobertura oferece resistência à rotação da laje, que se traduz num aumento dos momentos fletores na parte superior dos pilares. Este será o caso mais condicionante para o dimensionamento das armaduras. É de extrema importância referir que também os pilares de canto são aqueles que exigem um dimensionamento mais cuidado, pois neles constata-se fenómenos de flexão composta desviada. Nos restantes pilares, a razão da ordem de grandeza entre momentos é de tal ordem que a sua consideração para o dimensionamento não se revela ser importante, o que não quer de forma alguma dizer que não deva ser considerado.

6.3.1. ESFORÇO AXIAL

É expectável que o esforço axial que não seja condicionante. Pela geometria do edifício e pela posição dos pilares, existem vantagens para que este tenha uma dimensão aproximadamente o dobro da outra, para maior ganho de inércia face aos momentos instalados., com a maior medida paralela ao vão de maior comprimento.

No programa de cálculo, o pré-dimensionamento foi realizado com pilares de 0.80x0.50 metros.

No pilar com maior carga axial em Estado Limite Último, o esforço toma o valor de:

$$N_{sd} = 3800 \text{ kN} \quad (6.4)$$

Em que:

- N_{sd} é o esforço atuante de cálculo.

O esforço de compressão de cálculo terá necessariamente que ser superior à verificada no Estado Limite Último.

$$N_{Rd} \geq N_{Sd} \quad (6.5)$$

Em que:

- N_{Rd} é o valor de cálculo da resistência no pilar.

E é determinado por:

$$N_{Rd} = \frac{f_{ck} \cdot b \cdot h}{\gamma_M} \quad (6.6)$$

Em que:

- f_{ck} é a resistência característica do betão, em kPa;
- γ_M é o coeficiente de segurança aplicado a elementos de betão;
- h é a altura da secção, em metros;
- b é a largura da secção, em metros.

Com base nos valores adotados no pré-dimensionamento, e sabendo que γ_M toma o valor de 1,5, então:

$$N_{Rd} = 8000 \text{ kN} \quad (6.7)$$

A verificação da resistência à compressão será a única efetuada para os elementos verticais.

6.3.2. MOMENTOS FLETORES

No dimensionamento dos pilares, é crucial considerar a conjugação de esforços presente: o esforço axial e os momentos fletores: flexão composta, se se verificam esforços axiais juntamente com momentos fletores segundo um só eixo; e flexão desviada, quando se verificarem esforços axiais juntamente com momentos fletores segundo os restantes eixos.

Durante o processo de modelação da estrutura no programa tornou-se visível a existência de dois tipos de diagramas de momentos: o primeiro em que os momentos na base e no topo do pilar apresentam valores idênticos de sinais contrários; e o segundo, em que a relação dos momentos no topo e na base do pilar se afasta da unidade.

No primeiro caso acima descrito, este comportamento é representativo de todos os pilares, exceto os da cobertura. Já os restantes, apresentam o comportamento como o descrito no segundo caso

Existe, no entanto, outra forma de agrupar os pilares dados os esforços instalados. Observando os diagramas de momentos fletores, resultado da utilização de programa de cálculo, podemos separar os que estão sujeitos a flexão composta daqueles que neles atua flexão desviada. Os pilares de bordo são representativos do primeiro exemplo, enquanto que os pilares de canto são exemplo do último caso enunciado.

É importante referir que, em teoria, todos os pilares apresentam flexão desviada. Porém, nos pilares de bordo a diferença entre a ordem de grandeza entre os momentos fletores é e tal forma elevada, que, num sentido prático, não faz sentido considerar os menores momentos, visto que não ultrapassam os 15kN/m.

Fica assim claro que os pilares devem ser dimensionados de acordo com a sua disposição da estrutura, da seguinte forma:

- Pilares de bordo- armadura simétrica por todo o comprimento do pilar, com reforço da taxa de armadura nos pilares de cobertura;
- Pilares de canto: armadura simétrica segundo dois eixos do pilar, com uma taxa de armadura de 40% e 10% em cada uma das faces da armadura total, com um reforço da taxa de armadura nos pilares de cobertura.

6.3.3. ESFORÇO TRANSVERSO

Como é facilmente explicado que os pilares que sustentam a cobertura são aqueles em que os esforços provocados pelos momentos fletores sejam maiores, é também expectável que os valores de esforço transverso máximos se materializem nos mesmos pilares.

6.4. CAIXA DE ELEVADORES E ESCADAS

Para efeitos de simplificação do problema, adotou-se para a espessura das paredes da caixa de escada e elevadores um valor de trinta centímetros.

6.5. PRÉ-ESFORÇO

No âmbito desta dissertação não se verifica a necessidade de adotar armaduras de continuidade devido à reduzida dimensão do vão, em comparação com outras estruturas que recorrem ao uso desta tecnologia. Novamente, como a dimensão do vão é reduzida, não se verificou vantajoso tracionar os cabos de pré-esforço pelas duas extremidades, embora as perdas por atrito fossem menores, as perdas devido ao escorregamento dos cabos nas ancoragens seriam superiores, traduzindo uma menor eficácia dos elementos pré-esforçados.

Na escolha de um exemplo de uma entidade encarregue pela colocação e aplicação dos cabos de pré-esforço e pela pós-tensão, a escolha recaiu pela VSL, empresa certificada do ramo, retirando as propriedades dos cabos de pré-esforço, ancoragens e das bainhas do catálogo da mesma empresa. Desta forma, foram escolhidas bainhas e ancoragens achatadas, na utilização em edifícios ou em tabuleiros de pontes ou viadutos para pré-esforçar o tabuleiro transversalmente ao seu desenvolvimento [33].

Em estruturas pré-esforçadas, é necessário proceder a verificações ao nível das limitações de tensões no betão, na idade em que os cabos de pré-esforço são tensionados. Estas verificações são

indispensáveis para que não ocorra o fenómeno de não linearidade da fluência por exceder uma tensão limitada a $0.45 f_{ck}(t)$, do esmagamento localizado do betão assim como as forças de tração transversais [2]. Como opção, impôs-se também o limite da tensão de 5 MPa.

Para assegurar a primeira condição, é indispensável limitar a tensão originada pela força de pré-esforço, para que não exceda o limite proposto pelo EC2. Sabendo como varia a tensão média do betão após o início da presa ao longo do tempo, é possível verificar que, para a tensão limite imposta de 5 MPa, o elemento pode ser pré-esforçado três dias após a betonagem. No entanto, para que o coeficiente de fluência não tome um valor tão elevado, considerou-se que o pré-esforço será induzido na estrutura 14 dias após a betonagem dos elementos horizontais.

A armadura de pré-esforço a atuar em cada banda, apesar de diferentes dimensões, será igual. Tal imposição deve-se a uma tentativa de minimizar a flecha nas bandas maciças sobre as quais estarão as paredes de alvenaria.

Assim, cada banda maciça será composta por dois cabos de pré-esforço com quatro cordões cada, com diâmetros de 15 milímetros, com área total enunciada na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Área das armaduras de pré-esforço.

Número de cordões	Diâmetros dos cordões [mm]	Área Total [cm ²]
4	15	7,07

Apesar de as forças de pré-esforço estarem distribuídas por todos os elementos estruturais, só vão ser considerado no dimensionamento das bandas maciças entre pilares, ao longo do maior vão.

6.5.1. PROPRIEDADES DOS CABOS E BAINHAS DE PRÉ-ESFORÇO

No cálculo das forças de pré-esforço e nas respetivas perdas, foram consideradas as seguintes propriedades relativamente às armaduras [33]:

- Raio mínimo de 2,5 metros;
- Coeficiente de atrito entre os cabos e a bainha igual a 0,20;
- Desvio angular parasita igual a 0.0008.

Além das propriedades acima mencionadas, é relevante mencionar que existem dois outros dados relevantes. A ancoragem passiva deve estar situada a uma distância superior a 0,50 metros da face do elemento pré-esforçado, e as ancoragens ativas devem estar afastada entre 0,80 e 1 metro. Assim, para contornar esta limitação, os cabos de pré-esforço serão dispostos de forma a que os cabos imediatamente ao lado, sejam tensionadas na extremidade oposta, como ilustra a Figura 6.3.



Figura 6.3: Posição das ancoragens do cabo de pré-esforço [33]

6.5.2. TRAÇADO

No traçado dos cabos de pré-esforço, procurou-se obter a máxima excentricidade a meio vão, para contrariar as cargas da estrutura, e assim minimizar a flecha a meio vão provocadas por estas. Como são utilizadas bainhas achatadas, a sua espessura é muito semelhante ao maior diâmetro das armaduras de flexão, pelo que foi considerado uma distância entre o centro geométrico das armaduras de pré-esforço e a superfície inferior da banda maciça de cinco centímetros. As extremidades do cabo – as ancoragens passivas e ativas situam-se no centro de gravidade da banda, para maximizar a área de betão na verificação ao esmagamento e no dimensionamento de armaduras transversais ao pré-esforço.

Os parâmetros e raios adotados para cada excerto do traçado na Tabela 6.2.

Tabela 6.2: Parâmetros e raios do traçado do cabo de pré-esforço.

	Parâmetros	Raio
a_1	-0,0781	6,40
a_2	-0,1006	4,97
a_3	0,0073	68,32
a_4	0,0062	80,67
a_5	-0,0852	5,87

6.5.3. PERDAS

Em estruturas pré-esforçadas, a força de pré-esforço atuante num determinado momento não é igual ao à do momento de tensão das armaduras, nem para o mesmo instante, a força é igual ao longo de todo o traçado dos cabos. É portanto necessário quantificar as perdas imediatas e as perdas diferidas, seguindo o modelo apresentado pelo EC2.

6.5.3.1. Perdas Imediatas

No que se refere ao pré-esforço por pós-tensão, as perdas imediatas ocorrem devido ao atrito, a perdas nas ancoragens por escorregamento dos cabos no momento da fixação, e devido às deformações instantâneas do betão. No entanto, estas últimas só ocorrem se os cabos contidos no mesmo elemento não forem tensionados no mesmo instante. Como foi acima retratado, existindo apenas dois cabos por banda, as armaduras ao serem tracionadas simultaneamente, eliminam-se as perdas instantâneas. Também devido à distância entre as bandas maciças de cada piso não é expectável que se originem perdas deste tipo nos cabos quando são pré-esforçadas as armaduras nas bandas vizinhas, distanciadas de sete metros. Assim, podemos quantificar o total de perdas imediatas somando as parcelas relativas às perdas por atrito e às perdas nas ancoragens.

A análise das perdas por atrito só pode acontecer quando previamente já se foi delineado o traçado do cabo ao longo do elemento. Assim, as perdas ao longo do comprimento do cabo são determinadas pela expressão:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{MAX} [1 + e^{-\mu(\theta + kx)}] \quad (6.8)$$

Em que:

- μ é o coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a bainha;
- θ é a soma dos desvios angulares ao longo de um comprimento x ;
- k é o desvio angular parasita para as armaduras interiores, por unidade de comprimento;
- x é a distância ao longo da armadura a partir do ponto em que a força de pré-esforço é igual a P_{MAX} .

E, ao longo do traçado do cabo, as perdas aumentam com a distância não só à ancoragem ativa, mas também com o desvio angular acumulado. Pela análise gráfica Figura 6.4, consegue-se perceber que os diferentes declives dos segmentos de reta estão relacionados com os diferentes raios, logo parâmetros, para cada segmento do cabo, nomeadamente quando o traçado resulta de uma parábola côncava ou convexa.

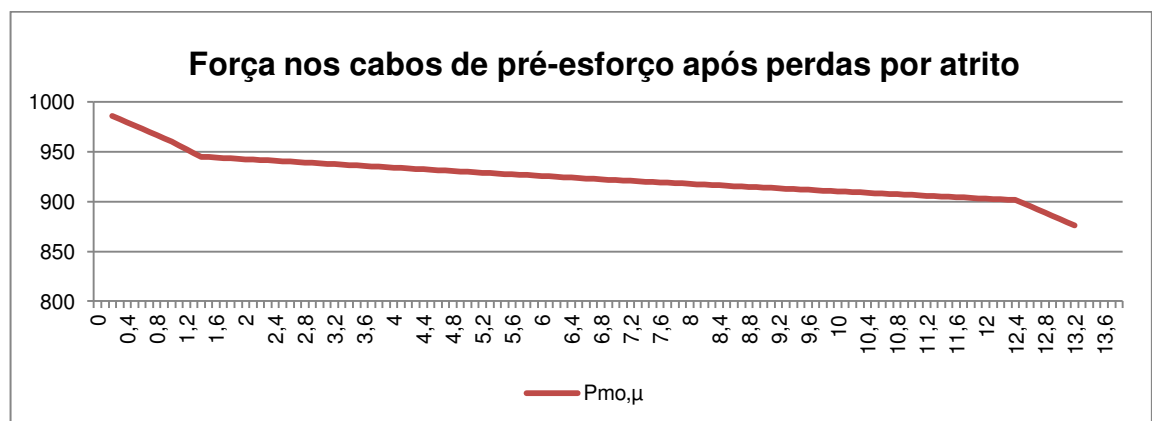


Figura 6.4: Força de pré-esforço após perdas por atrito.

No entanto, não é visível a olho nu a distinção visual entre os diferentes declives quando os raios são próximos- ambos côncavos ou convexos, mas analiticamente as diferenças são visíveis.

Nas perdas nas ancoragens, por escorregamento nos cordões no momento da amarração, admitiu-se que um deslocamento igual a 5 milímetros. Este deslocamento resulta numa perda de pré-esforço num determinado comprimento afetado pelo escorregamento das próprias armaduras.

Como é expectável, o comprimento afetado seja largamente superior comparada com o primeiro troço do cabo. Assim, o comprimento é calculado pela expressão:

$$\Delta s \cdot E_s = \frac{1}{A_s} \cdot 2 \Sigma A_{\Delta p \mu} \quad (6.9)$$

Em que:

- Δs corresponde ao escorregamento dos cabos na cunha;
- $A_{\Delta p \mu}$ corresponde à área do diagrama, em função do comprimento afetado pelo comprimento de escorregamento, função do comprimento de escorregamento.

A Figura 6.5 [34] corresponde a um caso teórico, para demonstrar qual o aspeto do diagrama de forças após as perdas.

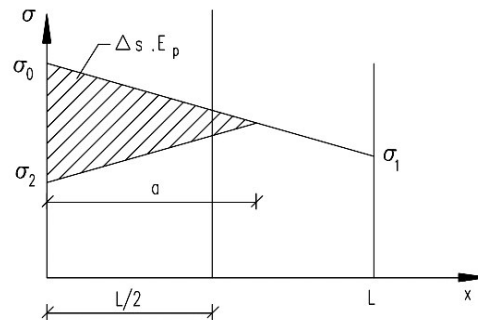


Figura 6.5: Diagrama das forças, para comprimentos de escorregamento superiores a $L/2$ e inferior a L [34]

No caso em estudo, o comprimento situou-se no intervalo considerado na figura acima, ou seja, na segunda metade do vão. Desta forma, na Figura 6.6 está representada as forças no cabo de pré-esforço após as perdas por reentrada na ancoragem.

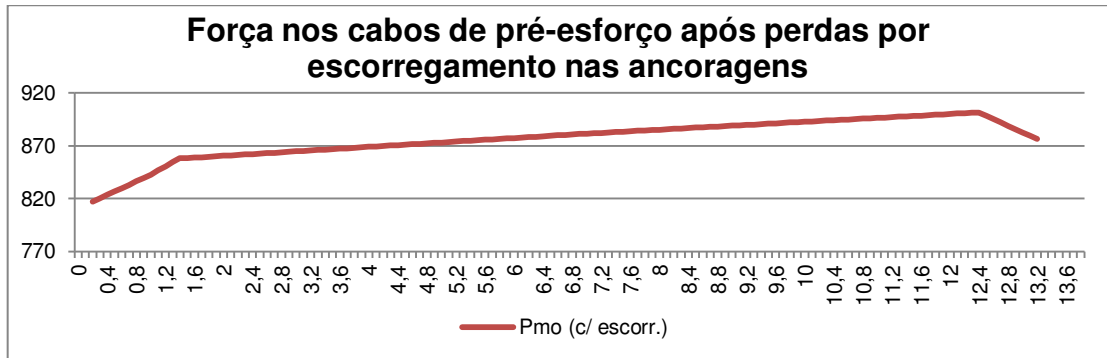


Figura 6.6: Força de pré-esforço, após perdas por reentrada dos cabos na cunha

Ao analisar a Figura 6.7, podemos verificar que os segmentos de reta entre as forças no pré-esforço antes e depois da reentrada nas cunhas são simétricas, isto é, apresentam declives iguais, mas de sinal contrário.

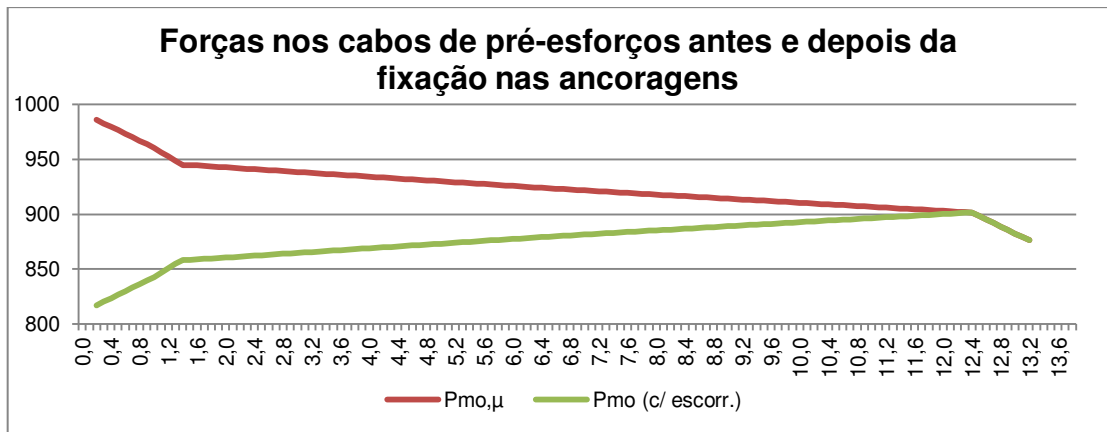


Figura 6.7: Perdas antes e após reentrada dos cabos nas cunhas.

6.5.3.2. Perdas diferidas

As perdas diferidas no betão são quase exclusivamente referentes à relaxação das armaduras e à fluência do betão, que se instala após o tensionamento das armaduras de pré-esforço.

Assim, são calculadas por:

$$\Delta P_{c+r+s} = A_p \Delta \sigma_{c+r+s} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (6.10)$$

Em que:

- $\Delta \sigma_{c+r+s}$ corresponde à perda de tensão nas armaduras de pré-esforço por efeitos diferidos;
- ε_{cs} corresponde à retração total no betão do elemento considerado;
- $\Delta \sigma_{pr}$ corresponde ao valor absoluto da variação de tensão nas armaduras, devido à relaxação, para a combinação quase-permanente;
- $\varphi(t, t_0)$ corresponde ao coeficiente de fluência para o instante considerado.
- $\sigma_{c,cp}$ corresponde à tensão do no betão ao nível das armadura, na combinação quase-permanente;
- I_c corresponde à inércia da secção considerada;
- z_{cp} corresponde à distância entre as armaduras de pré-esforço e o centro geométrico da secção considerada.

Na determinação das perdas nos cabos de pré-esforço ao longo do período de vida da estrutura, foram tomadas algumas considerações a ter em conta.

Visto em cada banda existirem dois cabos, a área de betão considerada foi reduzida a metade, alterando a largura da secção considerada, alterando, por consequência, a rigidez da mesma.

Também o valor da força axial provocada pelo pré-esforço foi alterado, multiplicando as forças introduzidas na estrutura pelo pré-esforço, já retirada da parcela das perdas instantâneas, por um fator de 0,6, para simular a dispersão do esforço pelos restantes elementos.

Atualizando a força final nas armaduras de pré-esforço, reduzindo o valor das perdas diferidas, obtém-se o esforço ao longo da banda maciça ilustrado na Figura 6.8.

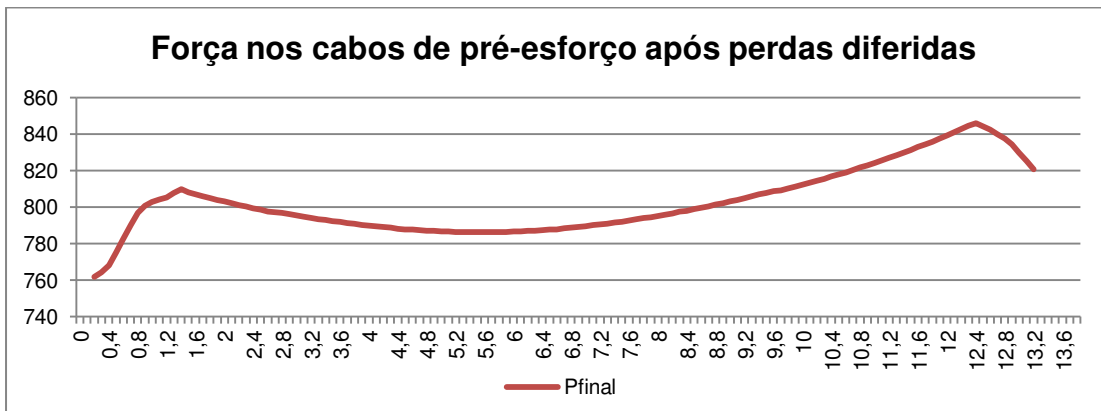


Figura 6.8: Força final de pré-esforço.

6.5.4. FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO DE CÁLCULO

Calculadas as forças final, o próximo passo para a introdução das forças no programa de cálculo será calcular as forças equivalentes.

Na zona das ancoragens, os esforços gerados pela fixação dos cabos podem ser representados por um conjunto de cargas aplicadas no centro geométrico da secção, como representado na Figura 6.9 [35].

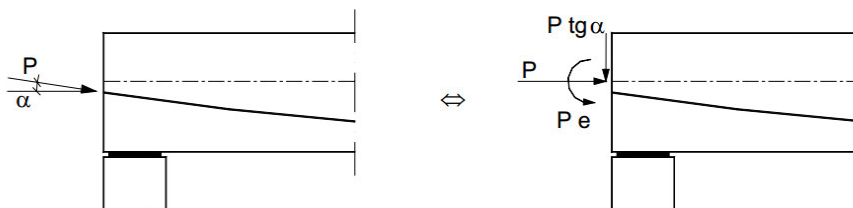


Figura 6.9: Cargas equivalentes nas ancoragens [35].

No traçado parabólico, as cargas equivalentes são função dos parâmetros adotado, para cada fração do cabo. A Figura 6.10 representa a forma da força equivalente numa viga, força essa distribuída linearmente ao longo de todo o seu traçado curvo.

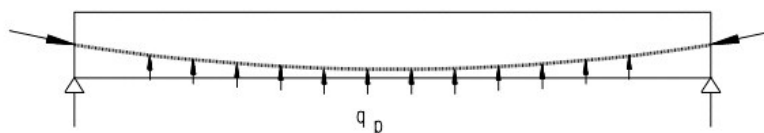


Figura 6.10: Cargas equivalentes em traçado parabólico [35].

E a força equivalente, q_p , é calculada pela expressão:

$$q^* = 2P \cdot a \quad (6.11)$$

Das figuras 6.7 e 6.8 retiramos que os valores a adotar, baseadas no valor mínimo de pré-esforço calculado ao longo do traçado do cabo, indicado na Tabela 6.3 e na

Tabela 6.4

Tabela 6.3: Cargas Equivalentes Distribuídas de uma Armadura de Pré-Esforço

Parâmetros		Forças [kN/m]	Intervalo de aplicação [m]
a_1	-0,0781	-117,19	[0,2;1,0] m
a_2	-0,1006	-150,95	[1,0;1,4] m
a_3	0,0073	10,98	[1,4;6,9] m
a_4	0,0062	9,30	[6,9;12,4] m
a_5	-0,0852	-127,84	[12,4;13,2] m

Tabela 6.4: Cargas Equivalentes Concentradas de uma Armadura de Pré-Esforço

	Declive	Forças [kN]	Ponto de aplicação [m]
y'_1	0,125	93,75	0,2 m
y'_2	0,068	51,14	13,2 m

Como foi mencionado anteriormente, o traçado do segundo cabo será igual, mas com início na extremidade oposta. Sobrepondo as forças equivalentes dos dois cabos obtemos as cargas descritas nas Tabela 6.5 e Tabela 6.6.

Tabela 6.5: Cargas Equivalentes Distribuídas das Armaduras de Pré-Esforço

Forças [kN/m]	Intervalo de aplicação [m]
-117,19	[0,2;0,6] m
-245,03	[0,6;1,0] m
-278,76	[1,0;1,4] m
20,28	[1,4;12,4] m
-278,79	[12,4;12,8] m
-245,03	[12,8;13,2] m
-117,19	[13,2;13,6] m

Tabela 6.6: Cargas Equivalentes Concentradas das Armaduras de Pré-Esforço

Forças [kN]	Ponto de aplicação [m]
93,75	0,2 m
51,00	0,6 m
51,00	13,2 m
93,75	13,6 m

Os valores apresentados ao longo deste subcapítulo foram exclusivos para as bandas maciças exteriores, com menor força de pré-esforço. Para as bandas mais interiores, as variações e os diagramas das forças, bem como o das forças equivalentes encontram-se em anexo.

6.6. LAJES FUNGIFORME ALIGEIRADA

No dimensionamento da laje fungiforme aligeirada, optou-se por fazer uma divisão dos elementos em três partes: a zona aligeirada, onde serão usados os moldes recuperáveis, as bandas maciças situadas nos alinhamentos dos pilares, e por fim as zonas maciças que envolvem os pilares.

6.6.1. ZONA ALIGEIRADA

Na análise da zona aligeirada da laje fungiforme, é necessário não só verificar a segurança ao esforço transversal, mas também o dimensionamento de armaduras ordinárias para resistir aos momentos fletores instalados na secção, novamente pelas prescrições presentes no EC2.

6.6.1.1. Esforço Transverso

No dimensionamento da zona aligeirada, será realizada a verificação ao esforço transverso, adotando uma armadura mínima, como se de uma viga se tratasse. Desta forma, a taxa de armaduras mínima, $\rho_{w,min}$, verticais, por metro de desenvolvimento [2], não deverá ser inferior a:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 8,8 \cdot 10^{-4} \quad (6.12)$$

Então, é determinada a taxa de armadura no elemento [2] com recurso à expressão:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)} \quad (6.13)$$

Em que:

- ρ_w é a taxa de armadura;
- A_{sw} é a armadura de esforço transverso no mesmo plano;
- s é o espaçamento entre estribos;
- b_w é a largura do elemento onde se situam o estribo;
- α é o ângulo entre os estribos verticais e o plano horizontal.

Adotando, para os estribos verticais, o diâmetro comercial de 6mm, de 2 ramos, como está demonstrado na Figura 6.11, com um espaçamento máximo imposto de 30 centímetros, descrita na Tabela 6.7 é verificada a armadura mínima.

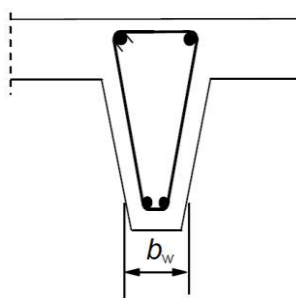


Figura 6.11: Modelo de estribo para a zona aligeirada [2]

Tabela 6.7: Taxa de Armadura de Esforço Transverso, na Zona Aligeirada

Disposição	b_w [m]	ρ_w
2 $\Phi_{6/0,30}$	0,17	0,0011

Definida a armadura mínima, a adotar, é essencial averiguar a necessidade do elemento requerer armadura de esforço transverso, para além da mencionada anteriormente. O elemento não necessitará

de armadura se os esforços atuantes, V_{ed} , forem inferiores aos valores resistentes, calculado através da expressão:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.14)$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.15)$$

Em que:

- $V_{Rd,c}$ representa o esforço transversal resistente de cálculo do elemento, sem armadura de esforço transversal;
- $C_{Rd,c}$ e k_1 representam parâmetros indicados pelo EC2/ Anexo Nacional;
- k representa um parâmetro corretor em função da altura útil do elemento;;
- ρ_l representa a taxa de armadura longitudinal do elemento;
- σ_{cp} representa a tensão de compressão no betão devida ao esforço normal ou força de pré-esforço.

Caso não se verifique a resistência adequada, é imperativo o dimensionamento de armadura de esforço transversal, verificando se a mínima é suficiente.

O valor de cálculo do esforço transversal resistente com armadura de esforço transversal, $V_{Rd,s}$, é calculado através da expressão:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \quad (6.16)$$

Em que:

- A_{sw} corresponde à área de armadura do estribo, no mesmo alinhamento;
- s corresponde ao espaçamento entre os estribos;
- z corresponde ao braço do binário das forças interiores do elemento;
- f_{ywd} corresponde ao valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
- θ corresponde ao ângulo entre os estribos verticais e a escora comprimida.

E não deve ser superior a:

$$V_{Rd,MAX} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (6.17)$$

Em que:

- α_{cw} é um parâmetro que depende da utilização de pré-esforço no elemento;
- b_w é a largura da alma, à cota das armaduras de flexão;
- v_1 é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

No dimensionamento das armaduras, foi considerado, para além do ângulo entre os estribos e as escoras, dois espaçamentos para diferentes níveis de esforços: um espaçamento de 10 centímetros entre estribos, e um segundo de 26,7 centímetros. Este último é facilmente justificado pelas medidas do molde recuperável - este espaçamento permite a colocação de 3 estribos no desenvolvimento de um lado do molde.

Desta forma, os esforços resistentes com os dois espaçamentos encontram-se na Tabela 6.8.

Tabela 6.8: Resistência ao Esforço Transverso na Zona Aligeirada

h [m]	Espaçamento [m]	$V_{rd,c}$ [kN]	$V_{rd,c \min}$ [kN]	$V_{rd,s}$ [kN]	$V_{rd,MAX}$ [kN]
0,475	0,27	42,2	30,3	35,2	390,2
	0,20			47,0	
	0,10			94,1	

É de extrema relevância mencionar que, no estudo das várias resistências às forças de corte, optou-se por não considerar a tensão de compressão originada pelos cabos de pré-esforço. Uma vez que, como mencionado anteriormente, os cabos pré-esforçados estão situados nas bandas maciças entre pilares, as tensões de compressão que alastram destas para a zona aligeirada dispersam quando comparadas zonas com maior proximidade às bandas maciças.

6.6.1.2. Momentos Fletores

No dimensionamento das armaduras longitudinais para contrariar os momentos fletores atuantes, é indispensável verificar qual a combinação mais significativa: se o Estado Limite Último, admitindo que a tensão na armadura é igual a f_{yd} , ou 435 MPa; se o Estado Limite de Serviço, limitando a tensão e o diâmetro das armaduras ordinárias a um valor limite, que irá traduzir em valores de aberturas de fendas que deve ser balizado.

Existem diferentes métodos para determinar a quantidade de armadura necessária no elemento. Mas como processo simplificativo, e sabendo que os momentos reduzidos, μ , (expressão 6.18) instalados nos elementos tomam um valor inferior a 0,15 é aceitável definir a área de armadura a adotar com bastante exatidão, recorrendo à expressão 6.19.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6.18)$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (6.19)$$

Em que:

- σ_s corresponde à tensão instalada nas armaduras.

A expressão acima descrita revela-se mais expedita, sem ser necessário recorrer a tabelas e ábacos para o dimensionamento de armadura em elementos não pré-esforçados.

De realçar que neste tipo de elemento, como a parte inferior é constituída por nervuras, que as armaduras estarão concentradas nas mesmas.

6.6.2. ZONAS MACIÇAS

6.6.2.1. Esforço Transverso

Este tipo de lajes, tem como desvantagens, apresentar um dimensionamento mais complexo na zona de capitéis. Por estes transmitirem diretamente as cargas verticais e horizontais das lajes para os pilares, verifica-se uma grande concentração de esforços de flexão e punçoamento. No entanto, como se verifica a existência de bandas maciças no alinhamento dos pilares, o dimensionamento foi realizado como se de vigas se tratasse. O dimensionamento será realizado de acordo com as expressões relativas à zona aligeirada.

6.6.2.2. Momentos Fletores

Quando aos momentos flectores atuantes nas zonas maciças, é importante mencionar o comportamento da ligação laje-pilar. As armaduras necessárias para transmitir os esforços de flexão da laje para o pilar devem estar contidas na largura efetiva, b_e , como representado na Figura 6.12.

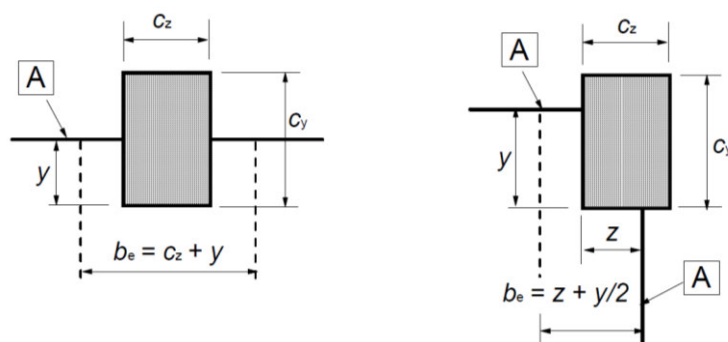


Figura 6.12: Largura efetiva, b_e , de uma laje fungiforme, adaptado de EC2 [2]: a) pilar de bordo; b) pilar de canto.

No dimensionamento da armadura de flexão, para este elemento estrutural em específico, impõe-se um procedimento adicional na determinação da armadura. Isto porque, no programa de cálculo, o diagrama de momentos não corresponde ao que se verifica na realidade. Na laje, situado diretamente

no centro geométrico do pilar, os momentos negativos tomam um valor bastante superior ao que na realidade se verifica.

Assim, há que proceder a um método que visa aproximar os resultados obtidos do programa de cálculo com os esforços atuantes na estrutura: os *cut's*. O *cut* é o processo de, num intervalo de comprimento, fazer a integração do diagrama de momentos, resultando na obtenção do todo o momento atuante nesse intervalo. Dividindo esse valor pelo intervalo considerado, obtemos um valor médio dos momentos, dimensionando as armaduras e dispondo-as no intervalo considerado, igual a b_e .

6.6.3. BANDAS MACIÇAS

6.6.3.1. Esforço Transverso

Novamente, na determinação de armadura de esforço transverso, é de carácter obrigatório garantir, pelo menos, a taxa de armadura mínima para cada elemento. E após a sua determinação, estudar o valor resistente ao esforço transverso do elemento.

Anteriormente já calculada, idealizando estes elementos como vigas, embora não o sejam, a taxa de armadura mínima toma o valor de $8,8 \times 10^{-4}$. Contudo, nestes elementos, ao contrário da zona aligeirada por moldes, face ao incremento de rigidez e ao aumento da largura efetiva de cada um dos elementos, serão utilizados varões com diâmetro de 8 milímetros, em vez de 6, nas bandas de maior comprimento. Limitando o espaçamento máximo entre os estribos verticais de 30 centímetros, pela expressão 6.13, a armadura mínima a adotar em cada elemento está descrita na Tabela 6.9, considerando a largura de cada elemento.

Tabela 6.9: Taxa de Armadura de Esforço Transverso.

Disposição	b_w [m]	ρ_w
4 $\Phi_{6//0,20}$	0,55	0,0010
4 $\Phi_{8//0,20}$	1,05	0,0010
6 $\Phi_{8//0,20}$	1,6	0,0009

A verificação ao esforço transverso nas bandas maciças, será feita de acordo com as expressões já referidas no subcapítulo da zona aligeirada. Porém, este dimensionamento diferenciar-se-á pela consideração do efeito da tensão de compressão introduzida pelo pré-esforço, σ_{cp} , numa das soluções considerada. Será também feita a divisão entre as bandas maciças perpendiculares ao alinhamento do maior vão, sujeitas a menores esforços. As forças resistentes ao esforço transverso estão descritas nas Tabela 6.10 a Tabela 6.14.

Tabela 6.10: Resistência ao Esforço Transverso nas Bandas Maciças de 1,05 m, sem pré-esforço

h [m]	Espaçamento [m]	$V_{rd,c}$ [kN]	$V_{rd,c \min}$ [kN]	$V_{rd,s}$ [kN]	$V_{rd,MAX}$ [kN]
0,475	0,20	158,5	187,3	167,3	2409,8
	0,15			223,0	
	0,10			334,5	

Tabela 6.11: Resistência ao Esforço Transverso nas Bandas Maciças de 1,60 m, sem pré-esforço

h [m]	Espaçamento [m]	$V_{rd,c}$ [kN]	$V_{rd,c \min}$ [kN]	$V_{rd,s}$ [kN]	$V_{rd,MAX}$ [kN]
0,475	0,20	240,2	285,4	250,9	3672,0
	0,15			334,5	
	0,10			501,8	

Tabela 6.12: Resistência ao Esforço Transverso nas Bandas Maciças de 1,05 m, com pré-esforço

h [m]	Espaçamento [m]	$V_{rd,c}$ [kN]	$V_{rd,c \min}$ [kN]	$V_{rd,s}$ [kN]	$V_{rd,MAX}$ [kN]
0,475	0,20	255,8	247,5	167,3	2409,8
	0,15			223,0	
	0,10			334,5	

Tabela 6.13: Resistência ao Esforço Transverso nas Bandas Maciças de 1,60 m, com pré-esforço

h [m]	Espaçamento [m]	$V_{rd,c}$ [kN]	$V_{rd,c \min}$ [kN]	$V_{rd,s}$ [kN]	$V_{rd,MAX}$ [kN]
0,475	0,20	374,5	361,9	250,9	3672,0
	0,15			334,5	
	0,10			501,8	

Tabela 6.14: Resistência ao Esforço Transverso nas Bandas Maciças de 0,55 m

h [m]	Espaçamento [m]	$V_{rd,c}$ [kN]	$V_{rd,c \min}$ [kN]	$V_{rd,s}$ [kN]	$V_{rd,MAX}$ [kN]
0,475	0,20	85,0	98,1	94,1	1262,3
	0,15			125,5	
	0,10			188,2	

6.6.3.2. Momentos Fletores

No dimensionamento das armaduras a colocar nas bandas maciças, serão calculadas pelas expressões expostas na parte à zona aligeirada, novamente para uma tensão em estado limite de serviço de 240 MPa, para a solução estrutural sem armadura de pré-esforço.

Para elementos compostos por estas armaduras de pré-esforço, será feita a verificação com um sistema duplo de equações, para o Estado Limite Último, para determinar o momento fletor máximo a que o elemento resiste, com a armadura já referida.

Pode ser determinada, por simplificação, assumindo que o elemento está em flexão simples, de acordo com a Figura 6.13 pelas expressões:

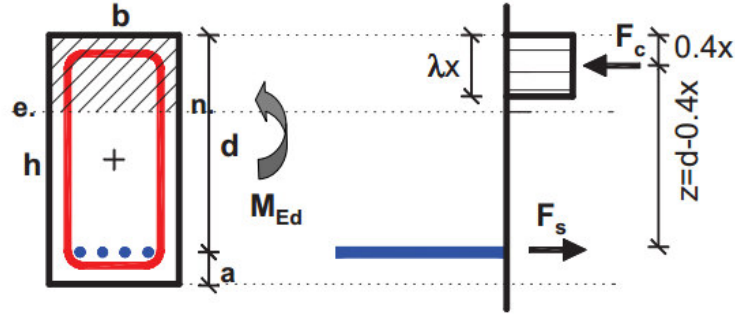


Figura 6.13: Secção sujeita a flexão simples

$$F_c + F_p = (\chi_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x) + A_p \cdot f_{pd} = 0 \quad (6.20)$$

$$M_{Rd} = F_p \cdot z = A_p \cdot f_{pd} \cdot (d - \chi_2 \cdot x) \quad (6.21)$$

Em que:

- χ_1 e χ_2 são coeficientes que visam a uniformização do diagrama de tensões no betão.

Das expressões acima, retiramos que os momentos resistentes são iguais a 850 e 890, para as bandas maciças com largura igual a 1,05 e 1,60 metros, respetivamente. Dimensionando armadura ordinária para o mesmo elemento, exclusivamente para satisfazer a condição do EC2 em relação às armaduras mínimas de tração, pela expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (6.22)$$

Mas não inferior a:

$$A_{s,min} = 0,0013 b_t d \quad (6.23)$$

Esta armadura ordinária terá como principal objetivo garantir a ligação às armaduras de esforço transversal.

7

FLUÊNCIA

7.1. GENERALIDADES

No presente capítulo será dado ênfase ao fenómeno da fluência, o principal responsável pela fissuração em paredes de alvenaria.

7.2. CONCEITO DE FLUÊNCIA

Fluência é a variação da extensão de uma peça sujeita a tensão constante ao longo do tempo. Este processo, função com várias variáveis que condicionam o valor do coeficiente de fluência no betão, aumentando a extensão (deformação) do elemento em análise. É um fenómeno que ocorre devido à variação de volume da pasta de cimento que envolve os agregados.

Na análise de uma peça de betão sob tensão constante, podemos separar a deformação total em três partes:

- Deformação instantânea;
- Deformação por fluência;
- Deformação por retração por secagem e retração autogénea.

Relativamente à deformação instantânea, esta traduz-se na deformação medida logo após aplicação da tensão no elemento em estudo.

A deformação por fluência é caracterizada por se reproduzir ao longo do tempo, sendo necessários vários anos para que a fluência se instale por completo no elemento.

A deformação de retração por secagem evolui lentamente e é caracterizada pela migração de água através do betão endurecido, enquanto que a retração autogénea impõe-se, na sua maioria, nos primeiros dias de idade do betão, durante o endurecimento do betão. Nota-se aqui o contraste entre os dois tipos de deformação por retração [2].

7.3. FATORES CONDICIONANTES DA FLUÊNCIA

A fluência é uma característica inerente ao betão, qualquer elemento sofre deste fenómeno. Mas existem formas de minimizar o coeficiente de fluência, e controlar o seu valor. Serão agora descritos os principais fatores que influenciam o valor do coeficiente de fluência.

7.3.1. IDADE DE CARREGAMENTO

Logo após a colocação do betão na cofragem, começa o processo de endurecimento do mesmo, denominada presa. Logicamente, será a partir desse momento que se começa a contar a idade do betão (em dias). Para que o cálculo da fluência seja o mais próximo possível da realidade, é necessário saber quando esse elemento de betão receberá uma tensão suficiente para que se inicie o processo de fluência. No presente trabalho, admitiu-se que a transferência das cargas das lajes para o pilar ocorre após a retirada total do escoramento, detalhadamente explicado no capítulo 9, na apresentação do plano de trabalho. Desta forma t_0 corresponde à idade do betão no primeiro carregamento.

7.3.2. DIMENSÕES DO ELEMENTO EM ANÁLISE

Outra variável da fluência centra-se nas dimensões e formato do elemento. Porém, de todas as descritas no presente capítulo será aquela que menos influencia terá [21]. Visto a fluência ser um processo de migração das partículas de água da argamassa que envolve os agregados do betão para o exterior. Quanto mais esbelto for o elemento, menor será o percurso das partículas de água para o exterior, e maior será, portanto, a deformação do elemento por efeito da fluência. Isto significa que dois elementos com a mesma área e sujeito à mesma carga, logo igual tensão, mas perímetros diferentes, conduzem a espessuras equivalentes diferentes, o que por seu lado se traduz em valores de coeficiente de fluência diferentes. Da mesma forma, o contrário é também verdade. Elementos com o mesmo perímetro mas diferentes áreas conduzirão a valores de fluência diferentes.

7.3.3. CLASSE DE RESISTÊNCIA DO BETÃO

A classe de resistência também é de extrema importância para a determinação do coeficiente de fluência que irá afetar o elemento, aumentando a deformação instantânea pelo valor do coeficiente de fluência.

Quanta mais elevada for a classe de resistência do betão, menor é a razão água/cimento. Assim sendo, menor é quantidade de partículas de água que no decorrer do carregamento migram para o exterior.

7.3.4. HUMIDADE RELATIVA

Por último, outro fator que tem importância no cálculo do coeficiente de fluência do betão é a humidade relativa. Este talvez seja o fator mais condicionante.

Se as condições ambientais em causa se situarem dentro de padrões considerados normais, com humidade relativa entre os 70 e 80 %, são expectáveis valores do coeficiente de fluência com valor de cerca de 2,0.

7.4. COEFICIENTE DE FLUÊNCIA

A determinação do coeficiente de fluência é realizada recorrendo às expressões do Anexo B do EC2 [2].

Mencionado anteriormente, o coeficiente de fluência varia em função do tempo, e é determinado pelas expressões:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (7.1)$$

Em que:

- $\varphi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência;
- φ_0 é o valor final do coeficiente de fluência final;
- $\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que traduz a evolução do coeficiente de fluência ao longo do tempo;
- t corresponde ao dia em estudo;
- t_0 corresponde ao dia do primeiro carregamento, após a betonagem do elemento.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_c(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (7.2)$$

Em que:

- φ_{RH} corresponde ao fator que tem em conta a humidade relativa no coeficiente de fluência;
- $\beta(f_{cm})$ corresponde ao fator que tem em conta a resistência média do betão, medido aos 28 dias.
- $\beta(t_0)$ corresponde ao fator que tem em conta a idade do betão à data do primeiro carregamento.

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad (7.3)$$

Em que:

- RH é a humidade relativa onde está situada a estrutura;
- h_0 é a espessura equivalente do elemento;

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (7.4)$$

Em que:

- f_{cm} é a resistência do betão média;

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (7.5)$$

E:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (7.6)$$

Em que:

- A_c é a área do elemento de betão a considerar;
- u é o perímetro do elemento.

$$\beta(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right] \quad (7.7)$$

Em que:

- β_H corresponde ao coeficiente depende humidade relativa e da espessura equivalente:

Pode ser estimado a partir de:

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad (7.8)$$

Finalmente:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} \quad (7.9a)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad (7.9b)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad (7.9c)$$

Em que:

- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ representam coeficientes que têm em conta a resistência do betão.

No entanto, para poder determinar o coeficiente de fluência de cada elemento, é necessário um plano de trabalho com as datas, ou intervalos, entre os dias entre a betonagem de um elemento, a retirada da cofragem e a retirada do escoramento, definindo assim o tempo de cura e a idade do betão no primeiro carregamento.

O plano encontra-se pormenorizado em anexo, mas o intervalo entre a betonagem e a retirada do escoramento, ou o primeiro carregamento, encontra-se detalhado na Tabela 7.1

Tabela 7.1: Idade do betão no primeiro carregamento

Elemento	Idade ao primeiro carregamento	
	Solução em betão armado	Solução em betão pré-esforçado
Pilares	30	16
Paredes	30	16
Bandas principais	28	14
Bandas secundárias	28	14
Zonas maciça	28	14
Zona Aligeirada	28	14

Será também calculado o valor do coeficiente de fluência na idade do betão na data à construção das paredes de fachada, para poder precisar o deslocamento da estrutura após a edificação da parede de alvenaria, e quais os esforços transmitidos a esta, cujo método será explicado no próximo capítulo. Estes valores estão descritos na Tabela 7.2

Tabela 7.2: Coeficientes de fluência

Elemento	Solução em betão armado		Solução em betão armado pré-esforçado	
	$\phi(t_A, t_0)$	$\phi(\infty, t_0)$	$\phi(t_A, t_0)$	$\phi(\infty, t_0)$
Pilares	0,42	1,65	0,48	1,86
Paredes	0,43	1,66	0,48	1,88
Bandas e Zona Maciça	0,45	1,67	0,50	1,90
Zonas Aligeirada	0,60	1,81	0,67	2,06

Como se pode observar, os valores do coeficiente de fluência para pilares, paredes, bandas e zonas maciças são muito semelhantes. Por simplicidade, para esses elementos adotar-se-á o mesmo coeficiente de fluência para os diferentes elementos, descritos na Tabela 7.3.

Tabela 7.3: Coeficientes de Fluência

Elemento	Solução em betão armado		Solução em betão armado pré-esforçado	
	$\phi(t_A, t_0)$	$\phi(\infty, t_0)$	$\phi(t_A, t_0)$	$\phi(\infty, t_0)$
Restantes	0,45	1,67	0,50	1,90
Zona Aligeirada	0,60	1,81	0,67	2,06

Os coeficientes descritos acima servirão para determinar as deformações da estrutura após a construção da parede de alvenaria, e os esforços instalados, no capítulo seguinte.

8

ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO

8.1. GENERALIDADES

No presente capítulo será feita a comparação entre os resultados obtidos pelas duas soluções de lajes adotadas, através de dois métodos alternativos.

O primeiro método surge numa tentativa de determinar as tensões na parede de alvenaria, após a edificação da mesma. Determinando as deformações após a construção da fachada de alvenaria, é possível averiguar as tensões instaladas em cada uma, e compará-las com a resistência de cálculo, realizada no capítulo 5.

O segundo método, mais usual, prende-se com o cálculo das deformações instantâneas e diferidas da estrutura, e avaliando a diferença entre as duas, compará-las com os limites de deformações enunciados no capítulo 2.

8.2. DEFORMAÇÃO INSTANTÂNEA E DEFORMAÇÃO DIFERIDA

Na análise dos esforços verificados na alvenaria após a deformação dos elementos estruturais, é imprescindível caracterizar o coeficiente de fluência a adotar nos referidos elementos, que visa a alteração da sua rigidez, logo alteração da deformação.

Ao aumentar as deformações dos elementos, parte dos esforços verticais são transferidos a elementos não-estruturais, como o caso das paredes divisórias ou paredes de fachada, que por sua vez os tornam a transmitir aos elementos estruturais. Assim, a elementos que não são dimensionados para receber cargas, a sua existência serve unicamente para fazer divisão de espaços, são-lhes transmitidos esforços, provocando fendas nas alvenarias.

Imaginemos o seguinte cenário. Na construção de um edifício, após a edificação dos elementos com função estrutural, a obra é interrompida. Sabendo que a fluência é iniciada no primeiro carregamento da estrutura, no momento da retirada do escoramento, a deformação por fluência será um processo diferido, ao contrário das deformações instantâneas, que ocorrem imediatamente após a retirada do suporte provisório. Quanto mais prolongada for a interrupção, maiores serão as deformações por fluência, devido à instalação de todo este processo. Logo, maior o coeficiente de fluência naquele instante considerado. Supondo que, só ao final de 5 anos, a obra é reiniciada, com a construção de paredes divisórias e de fachada, pavimentos, instalação de janelas e tubagens, é possível afirmar que o processo de fluência já cessou- embora seja um processo que decorre ao longo de toda a vida da estrutura, ao final deste tempo mais de noventa por cento da fluência já está instalada.

Ora, sabendo grande parte do peso total de um edifício é relativo ao peso próprio dos elementos estruturais, e que o processo de fluência está quase completo, importa questionar quais serão as forças instaladas nas paredes de fachada. As forças serão aquelas que resultam do aumento de carga provocada pela adição dos pavimentos e à estrutura. Ou seja, como o processo de fluência já está perto de completo, a estrutura já deformou na mesma proporção ao coeficiente de fluência, adicionada da deformação instantânea devido ao peso próprio.

Ilustrado o exemplo acima exposto, pode ser afirmado, para esse mesmo exemplo, que as forças atuantes numa parede de alvenaria da estrutura referida resultam das deformações da estrutura por efeito da fluência, e não do efeito conjunto destas com as deformações instantâneas, quando o efeito da fluência já atingiu quase a sua totalidade.

Desta forma, na modelação da estrutura no programa de cálculo, recorreu-se a uma redução do peso próprio, e apenas deste, pois no momento da construção dos panos de alvenaria nada mais atua na estrutura, para simular todo o processo acima enunciado. E essa redução é feita recorrendo ao coeficiente de fluência em dois momentos distintos. No primeiro momento, o coeficiente calculado para o momento da construção da parede de fachada, e o coeficiente calculado para um tempo em que se considera que o processo de deformação de fluência já cessou, para os trinta anos.

Para calcular o fator de redução a considerar para cada estrutura é necessário determinar o valor do coeficiente de fluência para cada momento em que se verificam alterações na mesma: na remoção no escoramento, e posteriormente na construção da parede de alvenaria. Para tal, é necessário proceder à quantificação das flechas para três momentos distintos, função da deformação instantânea da estrutura, dado pelo programa de cálculo automático, amplificada pelo coeficiente de fluência a dada altura. Assim, para reproduzir as tensões num elemento edificado é necessário determinar a flecha do elemento para um determinado instante, e a flecha máxima.

A flecha total para um determinado instante é calculada pela expressão:

$$\delta_t = \delta [1 + \varphi(t, t_0)] \quad (8.1)$$

Em que:

- δ_t corresponde à deformação no instante t .
- δ corresponde à flecha obtida pelo programa de cálculo.

A deformação para um tempo considerado infinito é dada por:

$$\delta_\infty = \delta [1 + \varphi(\infty, t_0)] \quad (8.2)$$

Em que:

- δ_∞ corresponde à deformação máxima.

Logo, a flecha relativa entre o intervalo considerado e a flecha máxima, resulta da expressão:

$$\delta_r = \delta_\infty - \delta_t \quad (8.3)$$

Em que:

- δ_r é a flecha relativa.

A parcela relativa às deformações entre a construção da fachada e o término da fluência é aquela que está na origem das tensões transmitidas à parede. Então, alterando as definições do material no programa de cálculo, modificando o módulo de elasticidade, e modificando a coeficiente a adotar, é possível ajustar os esforços gerados pelo peso próprio.

Esse coeficiente, denominado no âmbito desta dissertação de *fator redutor do peso próprio*, é calculado pela expressão:

$$f_p = \left[\frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_A, t_0)}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \right] = \frac{\delta_\infty - \delta_{tA}}{\delta_\infty} \quad (8.4)$$

Em que:

- f_p é o fator redutor do peso próprio da estrutura.

Como observamos pela expressão acima, quanto maior for o intervalo entre a retirada do escoramento e a construção da parede de fachada, t_0 e t_A respetivamente, maior será o coeficiente de fluência entre os dois momentos. Pelo exemplo dado, quanto maior o espaço temporal entre os dois acontecimentos, menor os esforços transmitidos às alvenarias resultantes do peso próprio dos elementos estruturais.

Também para a solução estrutural com armaduras de pré-esforço, é possível determinar os esforços transmitidos para a fachada de alvenaria por este método. A única diferença passa por também reduzir as forças de pré-esforço na mesma proporção do peso próprio.

Na Tabela 8.1 estão designados os coeficientes a adotar para cada modelo.

Tabela 8.1: Fator de redução do peso próprio.

Elemento	Solução em betão armado	Solução em betão armado pré-esforçado
Zonas Aligeirada	0,43	0,45
Restantes	0,46	0,48

Utilizando um valor médio para toda a estrutura, considerou-se o fator igual a 0,45 e 0,47 para a solução em betão armado e em betão armado pré-esforçado, respetivamente.

8.3. TENSÕES NA FACHADA DE ALVENARIA

Alteradas as propriedades dos materiais e adotando o fator redutor do peso próprio dos elementos estruturais, serão agora analisadas as tensões instaladas na alvenaria, bem como as deformações verificadas na parede mais condicionante, a do piso inferior.

Importa também referir que na análise das deformações após a construção da parede de alvenaria, não foi considerada secção fendilhada e não fendilhada. Tal consideração deve-se à alteração das condições de apoio das bandas de bordo que sustentam a fachada. Alterando as condições de apoio, isto é, com a construção da fachada, que ficará em contato com os elementos de suporte, toda a banda maciça ficará apoiada sobre a alvenaria. Posteriormente, terminado o processo de fluência em toda a estrutura, as tensões instaladas na fachada em estudo serão semelhantes independentemente da consideração de secção fendilhada ou não fendilhada.

8.3.1. ANÁLISE DE RESULTADOS

Contrariamente ao esperado, as duas soluções apresentam valores muito semelhantes, com diferenças de esforços de 10%, na melhor das hipóteses, o que não era de todo expectável. Os valores podem ser consultados nos Anexo 9 e Anexo 10.

Analisando as reduzidas diferenças entre os dois modelos, pode considerar-se que este método não é correto. Considerar que a secção fendilhada após a construção da parede de alvenaria apresentaria um comportamento semelhante a uma secção fendilhada provou ser errada. Também as condições de ligação entre a fachada e a estrutura, no modelo de cálculo, podem não ser idênticas às verificadas na realidade. No modelo de cálculo, as ligações entre os elementos estruturais – pilares e laje – com a parede considerou-se encastramento, algo que não corresponderá verdadeiramente ao real. Outros dos fatores envolvidos no fracasso desta comparação poderá ser mesmo o pré-esforço. Isto é, embora garanta a não fendilhação dos elementos, o que mantém a rigidez perante deformações, devido à reduzida excentricidade entre o centro geométrico do elemento onde as cabos estão inseridos e o da bainha dos cabos de pré-esforço, o efeito ascendente provocado pela força de pré-esforço é minorado. Aplicando o fator redutor às cargas introduzidas pelo pré-esforço, provoca uma redução da deformação ascendente, fazendo com que as tensões nas alvenarias sejam idênticas.

8.4. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO PELO MÉTODO DOS COEFICIENTES GLOBAIS

Na análise da deformação total do modelo estrutural, importa fazer uma comparação entre a estimativa das deformações duas soluções, para constatar a relação entre deformações [36].

Para a solução em betão armado pré-esforçado, para a combinação quase-permanente, não existe fendilhação do betão, logo a determinação da flecha máxima pode ser calculada pelo programa de cálculo automático, alterando as características do material, mais concretamente o Módulo de Elasticidade, assim como para a combinação entre o peso próprio da estrutura e as cargas de pré-esforço.

No entanto, para a estrutura em betão armado, a determinação da deformação não segue o mesmo processo. Isto acontece porque existe variação da inércia do elemento – ocorre fendilhação.

Serão então determinadas as flechas para dois diferentes momentos: imediatamente à retirada do escoramento, atuando apenas o peso próprio na estrutura; e uma estimativa da flecha sobre cargas de longa duração, para a combinação quase-permanente de ações, concluído o processo de fluência.

As deformações são determinadas recorrendo às expressões:

$$a_0 = a_c \cdot k_0 \quad (8.1)$$

$$a_t = a_c \cdot k_t \cdot \eta \quad (8.2)$$

Em que:

- a_c representa a deformação calculado pelo programa de cálculo;
- a_0 e a_t representam a deformação após a retirada do escoramento e a longo prazo, respetivamente;
- k_0 representa um coeficiente, que depende do nível de solicitação, momento atuante e momento resistente, e da armadura tracionada;
- k_t representa um coeficiente, que depende do nível de solicitação, a armadura tracionada e a fluência;
- η representa um coeficiente de correção tendo em conta as armaduras de compressão.

Recorrendo à análise gráfica e às expressões anteriormente citadas, os valores das flechas verificadas a meio vão na estrutura são as que constam na Tabela 8.2.

Tabela 8.2: Deformações das Bandas Maciças

Flecha [mm]	BM3		BM4	
	Betão Armado	Betão Armado Pré-Esforçado	Betão Armado	Betão Armado Pré-Esforçado
a_0	11,2	3,5	9,6	4,7
a_{tA}	16,2	5,6	13,9	7,5
a_t	40,2	15,0	41,9	15,2

Também foi considerado uma flecha para o momento da construção da fachada, a_{tA} , para que possa ser determinada a flecha da estrutura ao longo do período de via útil após a edificação da fachada de alvenaria.

Comparando as duas soluções, facilmente se verifica que a estrutura pré-esforçada sofre deformações menores que a de betão armado, o que era esperado. No entanto, a relação entre deformações de uma e outra solução é enorme, com a solução em betão armada a revelar deformações superiores em 170% quando comparadas com a outra.

Se compararmos as deformações totais com as admissíveis pelo EC2, ambas são inferiores às máximas deformações regulamentares, com um valor de $L/250$ [2]. A solução em betão armado apresenta uma deformação na ordem dos $L/320$, e a solução em betão armado pré-esforçado com uma relação de deformação na ordem de $L/853$.

8.5. COMPARAÇÃO DOS LIMITES DE DEFORMAÇÃO

Nos valores presentes na Tabela 8.2, podemos determinar as deformações na estrutura após a construção das paredes de alvenaria, e posteriormente fazer a comparação com os limites máximos admitidos por diversos autores.

Então, a valor da deformação verificada após a construção da parede de fachada é determinada por:

$$\Delta a = a_t - a_{tA} \quad (8.3)$$

Da expressão, retiramos os valores descritos na Tabela 8.3.

Tabela 8.3: Deformações após Construção da Fachada

Flecha [mm]	BM3	
	Betão Armado	Betão Armado Pré-Esforçado
Δa	24,0	9,4

Em função do comprimentos do vão, igual ao comprimento entre os eixos dos pilares, obtemos os resultados descritos na Tabela 8.4, e nos limites enunciados por outros autores, na Tabela 8.5.

Tabela 8.4: Relação da Deformação

Flecha [mm]	BM3	
	Betão Armado	Betão Armado Pré-Esforçado
Δa	L/525	L/1340

Tabela 8.5: Limites de Deformação

Regulamento	Limite de Deformação [m]
EC2	L/500
REBAP	L/400
CSTC	L/1000
ACI	L/600
EPUSP	L/1000
Reg. Belga	L/2500
Mathez	L/1000
Pfeffermann	L/1150
Manuel Pereira	L/769
	L/1073

Pela observação das tabelas anteriores, podemos afirmar que a deformação verificada na estrutura em betão armado respeita apenas a regulamentação em vigor em Portugal. Pelo contrário, a solução em

betão armado pré-esforçado apresenta um grau de deformação no seguimento dos limites imposto por autores e regulamentos anteriormente citados, exceto a regulamentação Belga.

8.6. CONCLUSÕES

Comparando as duas soluções construtivas, ao nível das deformações, a solução que recorre ao pré-esforço apresenta enormes vantagens a nível estrutural. Porém, economicamente, poderá não ser tão vantajosa. No capítulo seguinte será feita uma análise comparativa dos custos associados a cada uma das soluções construtivas.

9

ANÁLISE DE CUSTOS

9.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo serão contabilizados os custos associados a cada solução, dos materiais utilizados e da mão-de-obra associada, bem como a comparação entre as duas soluções.

9.2. CUSTOS MATERIAIS

Na quantificação dos custos de cada material, tomou-se um valor médio que incorporasse não só o custo do material em si, mas também da mão-de-obra necessária.

9.2.1. BETÃO

As duas soluções estudadas neste projeto são iguais, pela que a quantidade de betão necessário será também igual. As diferenças em relação ao betão serão em relação à quantidade de armaduras em cada elemento, que retirará do elemento uma quantidade de betão igual à das armaduras nesse mesmo elemento. Uma vez que essa parcela é muito reduzida, foi desprezada. O custo do betão foi considerado igual a 70€/m³. Os custos encontram-se reproduzidos na Tabela 9.1.

Tabela 9.1: Custo de Betão

	Solução em Betão Armado	Solução em Betão Armado Pré-Esforçado
Betão	43 033 €	43 033 €

9.2.2. ARMADURA

Na determinação dos custos da armadura para cada solução, importa diferenciar as armaduras ordinárias das armaduras de pré-esforço.

9.2.2.1. Armadura Ordinária

A armadura ordinária incorporará todos os varões utilizados na estrutura, as armaduras de flexão e as armaduras de esforço transverso. Foi considerado um custo de 0,75 €/kg para este tipo de armaduras, que inclui o preço do material, assim como toda a mão-de-obra associada, de dobragem e colocação das armaduras. Os custos estão indicados na Tabela 9.2.

Tabela 9.2: Custos das Armaduras Ordinárias

	Solução em Betão Armado	Solução em Betão Armado Pré-Esforçado
Armadura ordinária	35 806 €	32 311 €

9.2.2.2. Armadura de Pré- Esforço

Este tipo de armaduras, estando representada só na estrutura de betão armado pré-esforçado, terá um custo nulo na estrutura de betão armado. As armaduras consideradas no dimensionamento têm um peso de 5,9 kg/m, com um custo médio de 3€/kg, custo esse que inclui todo o material a utilizar (cabos, bainhas, ancoragem, calda, etc.), assim como a mão-de-obra necessária, bem como as armaduras passivas nas ancoragens ativas para evitar a fendilhação do elemento, devido aos esforços localizados provocado pelos cabos de pré-esforço. Os custos estão descritos na Tabela 9.3.

Tabela 9.3: Custo das Armaduras de Pré-Esforço

	Solução em Betão Armado	Solução em Betão Armado Pré-Esforçado
Armadura de Pré-Esforço	-	7 363 €

9.2.3. COFRAGENS E ESCORAMENTO

Relativamente aos custos associados às cofragens e ao escoramento, tomou-se um valor médio que representasse o custo quer da cofragem, quer do escoramento, de 10€/m². Este valor incluiu a cofragem de todos os elementos da laje, bem como a colocação do estrado na zona aligeirada para a colocação dos moldes, bem como todo o escoramento para todos os elementos. Os custos estão descritos na Tabela 9.4

Tabela 9.4: Custos das Cofragens e Escoramento

	Solução em Betão Armado	Solução em Betão Armado Pré-Esforçado
Cofragem e Escoramento	20 001 €	20 001 €

9.2.4. MOLDES RECUPERÁVEIS

Na quantificação dos custos do aluguer dos moldes plásticos a utilizar na zona aligeira, tomou-se o valor de 1€/m², independentemente do número de dias de aluguer, com os valores para cada solução na Tabela 9.5.

Tabela 9.5: Custos dos Moldes Plásticos

	Solução em Betão Armado	Solução em Betão Armado Pré-Esforçado
Moldes Plásticos	317 €	317 €

9.3. CUSTOS TOTAIS

Importa agora analisar os custos globais da estrutura, descritos na Tabela 9.6.

Tabela 9.6: Custos Totais

Materiais	Solução em Betão Armado	Solução em Betão Armado Pré-Esforçado
Betão	43 033 €	43 033 €
Armadura Ordinária	35 806 €	32 311 €
Armadura de Pré-Esforço	-	7 363 €
Cofragem e Escoramento	20 001 €	20 001 €
Moldes Plásticos	317 €	317 €
TOTAL	99 157 €	103 025 €
Diferença	-	3 868 €

Como já era possível verificar anteriormente, os custos associados a cada solução de betão, cofragens e escoramento, e do aluguer dos moldes plásticos são os mesmos para as duas soluções, variando apenas os montantes associados às armaduras.

Contabilizados todos os valores envolvidos, a diferença entre as duas soluções traduz-se no valor de 3868€, que representa um desvio percentual em relação à solução em betão armado de aproximadamente de 3,90%.

De realçar que montante representa apenas a diferença entre as quatro lajes na estrutura, não tendo sido contabilizados os valores dos pilares e caixa de elevador e escadas, a laje térrea apoiada diretamente no solo, bem como dos revestimentos, trabalhos de carpintaria e demais, não apresentam valores diferentes para cada solução. Contabilizando todos os custos associados a cada estrutura, é esperado que a variação dos custos seja a mesma, mas que o desvio percentual seja reduzido para menos de metade do que foi mencionado anteriormente.

A planta arquitetónica e a disposição das armaduras estão esquematizadas nos Anexos 13 e 14.

10 CONCLUSÃO

O presente trabalho conclui que as deformações máximas admissíveis pelo EC2 podem ser incompatíveis com os limites suportados pelas paredes de alvenaria, tendo já este fato sido referenciado por diversos autores. É necessário que no dimensionamento de uma estrutura se visem limitar as deformações da estrutura, para atenuar a probabilidade de ocorrência de fissuração das alvenarias. Este cuidado toma particular importância no caso das paredes exteriores, visto que a sua fissuração acarreta patologias inaceitáveis para a utilização do espaço interior.

Verificou-se ainda que este problema se agrava quando os vãos em causa são significativos, da ordem dos 10.0 a 12.0 m na estrutura da fachada. Verifica-se ainda que, dada a evolução da tecnologia do betão armado, com o emprego usual de betões de classe de resistência em torno do C30/37 e aço da classe A500, estes vãos começam a ser usuais nas construções correntes. Analisando o modelo estrutural usado como exemplo para a gama de vãos considerados no dimensionamento da estrutura, comprovou-se que a solução em betão armado não satisfaz as exigências relativas às deformações máximas da alvenaria, observando as flechas dos elementos de betão armado, estas estão bastantes próximas dos limites permitidos pelas normas em vigor, satisfazendo assim as exigências regulamentares, mas dando origem a uma grande probabilidade de ocorrência de fissuração nas alvenarias que neles se apoiam, como comprovado na Tabela 10.1.

Tabela 10.1: Deformações após Construção da Fachada

Flecha [mm]	BM3	
	Betão Armado	Betão Armado Pré-Esforçado
Δa	L/525	L/1340

Pelo contrário, com o recurso à tecnologia de pré-esforço, as deformações reduzem-se significativamente quando comparadas com a solução anterior.

Se compararmos as deformações totais expetáveis nas duas estruturas, a estrutura em betão armado pré-esforçado terá uma flecha de 15 milímetros, quando a solução em betão armado superior a 40 milímetros, como descrito na Tabela 10.2.

Tabela 10.2: Deformações na BM3.

Flecha [mm]	BM3	
	Betão Armado	Betão Armado Pré-Esforçado
a_t	40,2	15,0

Esta redução de deformações irá necessariamente acarretar uma redução também significativa nas tensões instaladas nas paredes de alvenaria, reduzindo assim a probabilidade da sua fissuração. Interessa aqui referir que a falta generalizada de certificação nas alvenarias de produção nacional retira o interesse à realização de estudos dirigidos a diferentes classes de alvenaria constantes do EC6.

Pelo lado económico, já seria esperado que a solução em betão pré-esforçado fosse mais dispendiosa, o que se comprovou. No entanto a disparidade de preços entre as duas soluções não foi tão elevada quanto se fazia prever. Um custo inicial adicional de cerca de quatro mil Euros, correspondente a 3,9% do custo total da estrutura, revela ser um aumento comportável face ao melhor desempenho da estrutura. Apesar do acréscimo inicial, é expetável que esse valor seja parcial ou totalmente abatido se contabilizarmos os custos de reparações na fachada ao longo da vida útil da estrutura.

Tabela 10.3: Custos Totais

Custo	Betão Armado	Betão Armado Pré-Esforçado
Total	99 157 €	103 025 €

Na opinião do autor, torna-se claro que, para vãos maiores que os 12 metros, a solução que mais de adapta será necessariamente uma estrutura em betão armado pré-esforçado, podendo até para vãos na ordem dos 10 metros ser uma hipótese que mereça ser ponderada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Decreto-lei 18/2008, 29 de janeiro 2008.
- [2] Euro Código 2. Projecto de Estruturas de Betão, Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, NP EN 1992-1-1 2010.
- [3] Pereira, Manuel. *Anomalias em Paredes de Alvenaria sem Função Estrutural*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2005.
- [4] Sousa, Hipólito: *Alvenarias em Portugal. Situação actual e Perspectivas*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [5] Sousa, Hipólito. *Apontamentos de Tecnologias de Paredes, Pavimentos e Coberturas: Construções em Alvenaria*, 2003.
- [6] http://news.nationalgeographic.com/news/2007/07/photogalleries/seven-wonders/#/new-old-7-wonders-great-pyramid-giza-egypt_18306_600x450.jpg, 15 de janeiro de 2015
- [7] http://c2.quickcachr.fotos.sapo.pt/i/b400480e6/6790272_1C0Gk.jpeg, 10 de janeiro de 2015
- [8] <http://blog.nhstateparks.org/wp-content/uploads/2012/10/monadnockbuildingchicago.jpg>, 9 de Janeiro de 2015.
- [9] Sousa, Hipólito. *Apontamentos de Tecnologias de Paredes, Pavimentos e Coberturas: Estabilidade de paredes de alvenaria de acordo com o EC6*, 2003.
- [10] Mendes da Silva, J., Abrantes, Vitor: *Patologia em paredes de alvenaria: Causas e Soluções*, Seminário sobre Paredes de Alvenaria, 2007.
- [11] Costa, Ana Catarina. *Estudo da Deformabilidade de Alvenarias Interiores na Concepção Estrutural de um Edifício*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2011.
- [12] Sousa, A.V.S.. *Manual de Alvenaria de Tijolo*. APICER, Coimbra, 2000.
- [13] Regulamento de Estruturas em Betão Armado e Pré-Esforçado, 2004.
- [14] Monteiro, Luís. *Influência da Deformabilidade de Alvenarias de Fachada (Paredes Exteriores) na Concepção Estrutural de um Edifício*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [15] Figueiras, J. A. *Apontamentos de Estruturas de Betão 2, Análise e Dimensionamento de Lajes Fungiformes*. 2014.
- [16] Faria, R., Figueiras, J. A., Vila Pouca, N., Pimentel, M, Nunes, S., Henriques, A. *Apontamentos teóricos de Estruturas de Betão 2, Lajes Fungiformes*. 2014.
- [17] <http://www.ebah.pt/content/ABAAABha8AE/estruturas-concreto-lajes-2010-2>, 9 de janeiro de 2015.
- [18] http://www.fercanorte.com.pt/old/images/obras/blocos/torre_antas/torre.html, 12 de janeiro de 2015.
- [19] <http://www.fercanorte.com.pt/old/images/obras/moldes/fg800/fg800.html>, 12 de janeiro de 2015.
- [20] Figueiras, J. A., *Apontamentos de Estruturas Pré-Esforçadas: Dimensionamento de Estrutura de Betão Pré- Esforçado*, junho 1993.

- [21] <http://www.fercanorte.com.pt/pdf/products/Cat%C3%A1logo%20MK4%20-%20Pr%C3%A9-Esfor%C3%A7o%20para%20Edif%C3%ADcios.pdf>, 23 de janeiro de 2015.
- [22] <http://www.ferca.pt/pt/produto/fercablock/vantagens>, 10 de janeiro de 2015.
- [23] Figueiras, J.A., *Apontamentos de Estruturas Pré-Esforçadas: Análise e Dimensionamento de Secções Pré-Esforçadas*, 2014.
- [24] Euro Código 0, Base para o projeto de estruturas. NP EN 1990 2009
- [25] Euro Código 1, Ações em Estruturas, Parte 1-5: Ações gerais. NP EN 1991-1-1 2009.
- [26] <http://www.scaffoldgold.com/wp-content/uploads/sgipic5-700x516.jpg>, 10 de janeiro de 2015.
- [27] Euro Código 6. Projeto de Estruturas de Alvenaria, Parte 1-1: Regras Gerais para Estruturas de Alvenaria Reforçadas e não Reforçadas, NP EN 1996-1-1 2005.
- [28] NP EN 771 Especificações para unidades de alvenaria - Parte 1: Tijolos cerâmicos para alvenaria 2011.
- [29] NP EN 772 Parte 1: Métodos de Ensaio para unidade de Alvenaria. Determinação da resistência de compressão. 2011.
- [30] Vasconcelos, Graça. Gouveia, Paulo. Medeiros, Pedro. Marques, Rui. *cBloco – Manual de Dimensionamento Estrutural*, 2008.
- [31] Gouveia, João. Lourenço, Paulo. *O Euro Código 6 e o Dimensionamento de Estruturas em Alvenaria*, 2006, https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/6821/1/Gouveia_Lourenco_1-O%20EURO%20C%C3%93DIGO%206%20E%20O%20DIMENSIONAMENTO.pdf, 14 de janeiro de 2015.
- [32] Euro Código 6 . Projeto de Estruturas de Alvenaria, Parte 3: Métodos de Determinação Simplificados para Estruturas de Alvenaria não Reforçadas, NP EN 1996-3 2006.
- [33] Catálogo VSL International: Post-Tensioning Systems, 2005.
- [34] Figueiras, Joaquim A. *Apontamentos de Estruturas Pré-Esforçadas: Perdas de Tensão na Armadura de Pré-Esforço*, 2014.
- [35] Marchão, Carla., Appleton, Júlio. *Apontamentos de Betão Armado e Pré-Esforçado Módulo 1 Pré-Esforço*, IST, 2004.
- [36] Figueiras, J.A., *Apontamentos de Estruturas de Betão 2: Verificação aos Estados Limites de Utilização*, 2014.

ANEXOS

ANEXO 1: DECLARAÇÃO DE CONFORMIDADE CE	III
ANEXO 2: UNIDADE DE ALVENARIA 30 X 20 X 11	V
ANEXO 3: UNIDADE DE ALVENARIA 30 X 20 X 15	VII
ANEXO 4: VISTA E CARGAS NA ESTRUTURA	IX
ANEXO 5: PERDAS NOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO: BM3	XIII
ANEXO 6: PERDAS NOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO: BM4	XXIII
ANEXO 7: FLUÊNCIA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	XXXIII
ANEXO 8: PLANO DE TRABALHO	XXXV
ANEXO 9: ESFORÇOS NA PAREDE DE ALVENARIA – SOLUÇÃO 1	XXXVII
ANEXO 10: ESFORÇOS NA PAREDE DE ALVENARIA – SOLUÇÃO 2	XLVII
ANEXO 11: CUSTOS TOTAIS – SOLUÇÃO 1	LVII
ANEXO 12: CUSTOS TOTAIS – SOLUÇÃO 2	LXIII
ANEXO 13: PLANTAS E CORTES – SOLUÇÃO 1	LXIX
ANEXO 14: PLANTAS E CORTES – SOLUÇÃO 2	LXXXIX

ANEXO 1: DECLARAÇÃO DE CONFORMIDADE CE



PRECERAM - NORTE, Cerâmicas, S.A.,

Vale do Grou

3754-906 AGUADA DE BAIXO

declara que os tijolos cerâmicos de enchimento de furação horizontal com estrias de reboco, categoria II, tipo LD, para paredes de alvenaria protegida não resistentes, sujeitas a exposição passiva, com requisitos acústicos e de resistência ao fogo, dos formatos: **30x20x7, 30x20x9, 30x20x11, 30x20x15, 30x20x22, 45x20x11, 45x20x15, 45x20x22**, fabricados na sua unidade industrial, cumprem os requisitos do **anexo ZA.1** das normas **EN 771-1:2003 e EN 771-1:2003/A1:2005** para o sistema 4 de comprovação da conformidade.

Data

2006/06/10

A Administração

PRECERAM - NORTE
CERÂMICAS, S.A.
A ADMINISTRAÇÃO

ANEXO 2: UNIDADE DE ALVENARIA 30 x 20 x 11



DECLARAÇÃO DE DESEMPENHO

Número: PN302011130701

- Código de identificação única do produto-tipo:* Tijolo cerâmico de furação horizontal, 30x20x11
- Identificação do produto:* Identificação na embalagem
- Utilizações previstas:* Construção de paredes de alvenaria protegida (com reboco ou revestimento), não resistentes e sujeitas a exposição passiva, com requisitos acústicos e de resistência ao fogo
- Fabricante:* PRECERAM – NORTE, CERÂMICAS, SA
Vale do Grou
3754-906 Aguada de Baixo – Portugal
- Atestação da conformidade:* Sistema 4
- Norma:* EN 771-1:2011
- Desempenho declarado:*

Características essenciais		Desempenho	Especificações técnicas harmonizadas
Configuração		 Furação horizontal com estrias de reboco	EN 771-1:2011
Dimensões	Comprimento	295 mm	
	Largura	108 mm	
	Altura	186 mm	
	Tolerância	Categoria T1	
Massa volúmica bruta	Valor	683 kg/m ³	
	Categoria	D1	
Resistência à compressão	Valor	≥ 1,5 N/mm ²	
	Categoria	II	
Saís solúveis ativos	Valor	DND	
	Categoria	S0	
Reacção ao fogo		Classe A1	Decisão 2000/605/CE
Isolamento acústico		Ver configuração e massa volúmica bruta	EN 771-1:2011
Resistência térmica			
Durabilidade contra o gelo/degelo		Não destinado a ser exposto - F0	
Substâncias perigosas		DND	

8. O desempenho do produto identificado nas pontas 1 e 2 é conforme com o desempenho declarado no ponto 7.

A presente declaração de desempenho é emitida sob a exclusiva responsabilidade do fabricante identificado no ponto 4.

Assinado por e em nome do fabricante por: João Mota (Administrador)

Aguada, 01-07-2013

ANEXO 3: UNIDADE DE ALVENARIA 30 x 20 x 15



DECLARAÇÃO DE DESEMPENHO

Número: PN302015130701

- Código de identificação único do produto-tipo:* Tijolo cerâmico de furação horizontal, 30x20x15
- Identificação do produto:* Identificação na embalagem
- Utilizações previstas:* Construção de paredes de alvenaria protegida (com reboco ou revestimento), não resistentes e sujeitas a exposição passiva, com requisitos acústicos e de resistência ao fogo
- Fabricante:* PRECERAM – NORTE, CERÂMICAS, SA
Vale do Grou
3754-906 Aguada de Baixo – Portugal
- Atestação da conformidade:* Sistema 4
- Norma:* EN 771-1:2011
- Desempenho declarado:*

Características essenciais		Desempenho	Especificações técnicas harmonizadas
Configuração		 Furação horizontal com estrias de reboco	EN 771-1:2011
Dimensões	Comprimento	295 mm	
	Largura	148 mm	
	Altura	186 mm	
	Tolerância	Categoria T1	
Massa volúmica bruta	Valor	632 kg/m ³	
	Categoria	D1	
Resistência à compressão	Valor	≥ 1,7 N/mm ²	
	Categoria	II	
Saís solúveis ativos	Valor	DND	
	Categoria	S0	
Reacção ao fogo		Classe A1	Decisão 2000/605/CE
Isolamento acústico		Ver configuração e massa volúmica bruta	EN 771-1:2011
Resistência térmica			
Durabilidade contra o gelo/degelo			
Substâncias perigosas		DND	

8. O desempenho do produto identificado nas pontas 1 e 2 é conforme com o desempenho declarado na ponta 7.

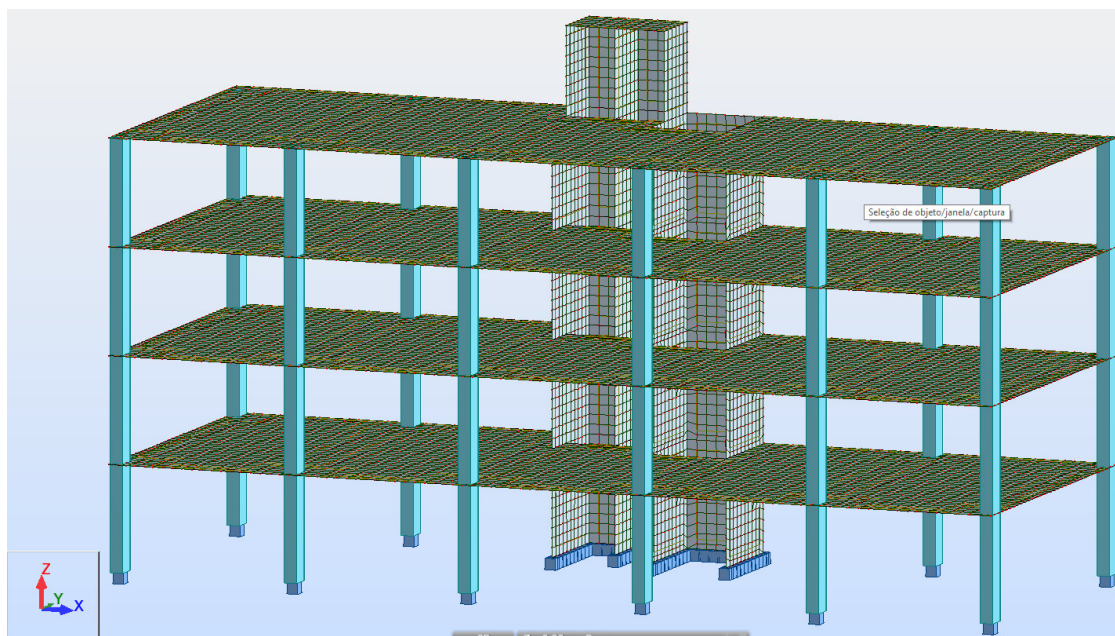
A presente declaração de desempenho é emitida sob a exclusiva responsabilidade do fabricante identificado no ponto 4.

Assinado por e em nome do fabricante por: João Mota (Administrador)

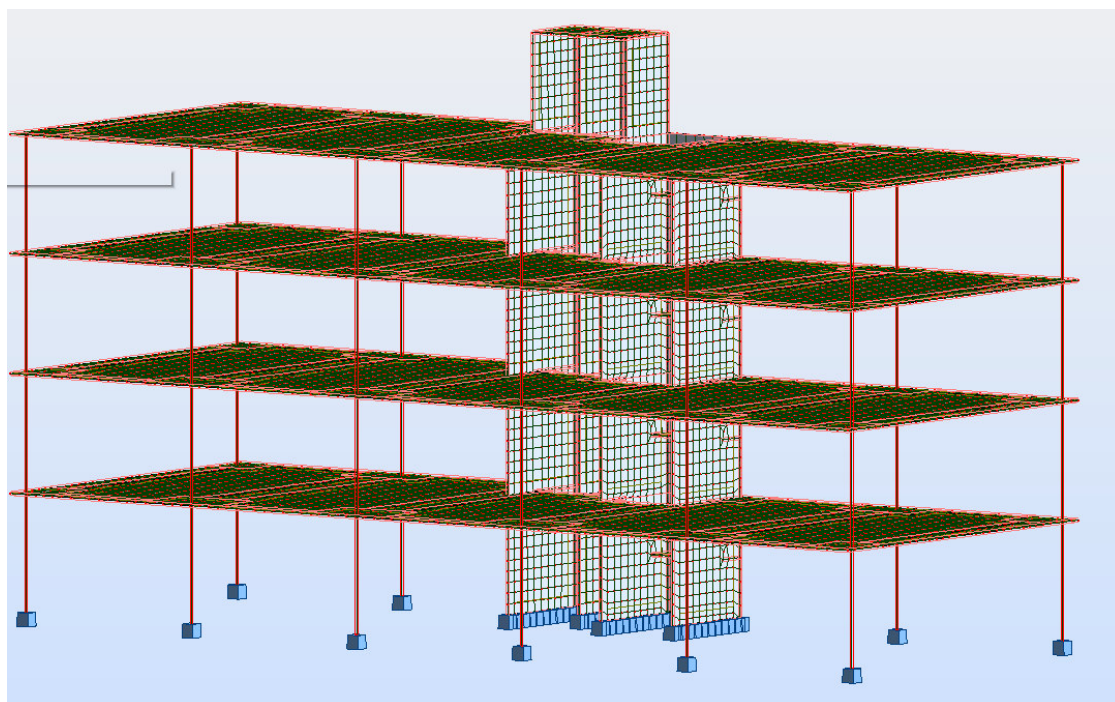
Aguada, 01-07-2013

ANEXO 4: VISTA E CARGAS NA ESTRUTURA

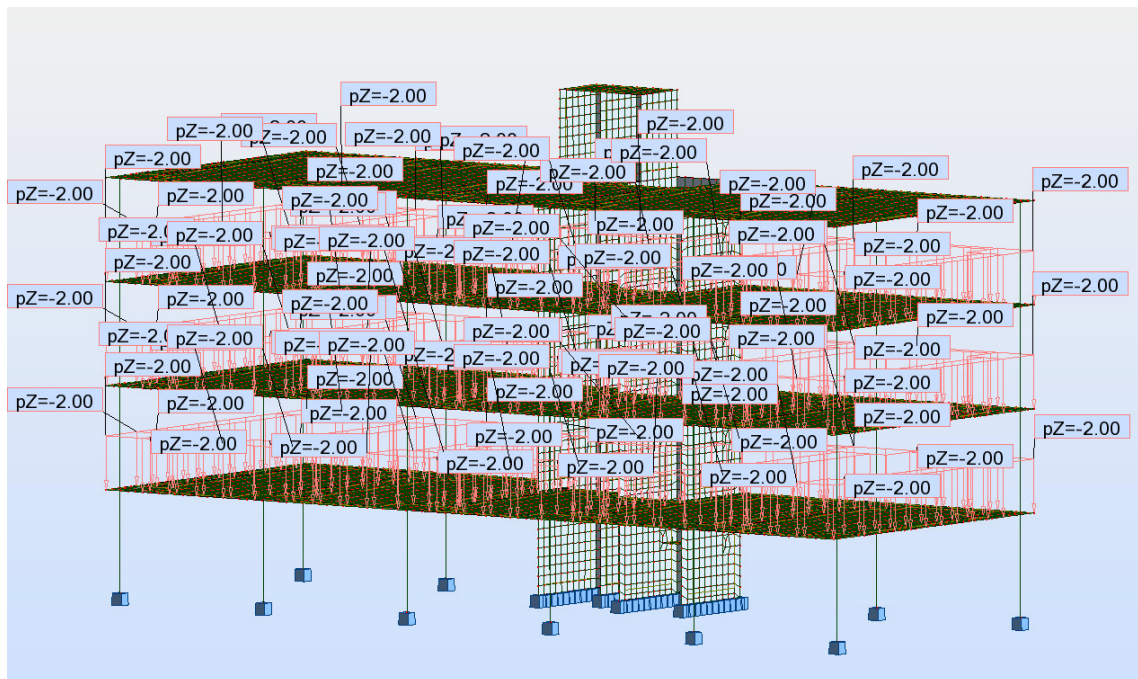
Vista Global da Estrutura



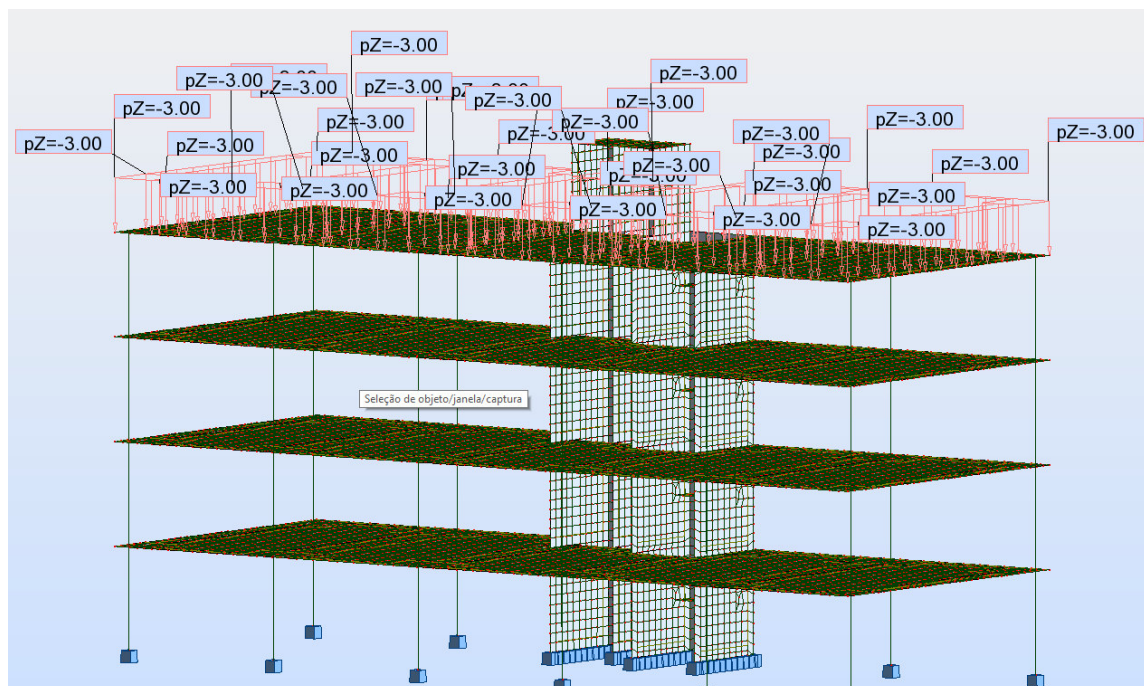
Peso Próprio



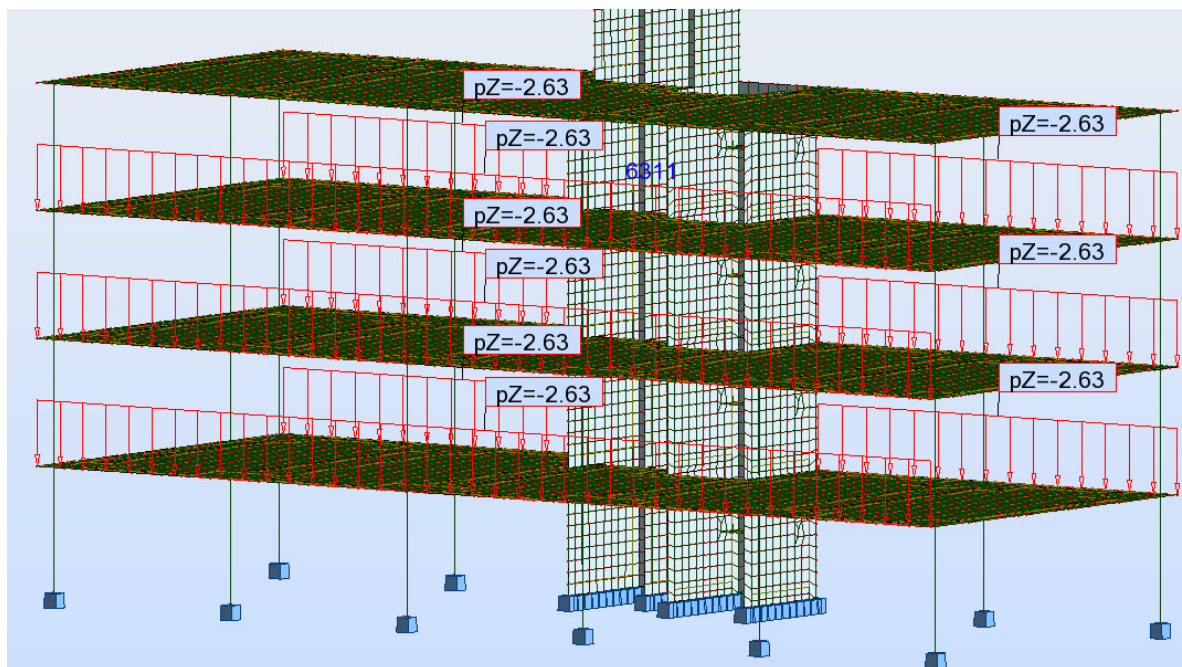
Revestimento do Piso tipo



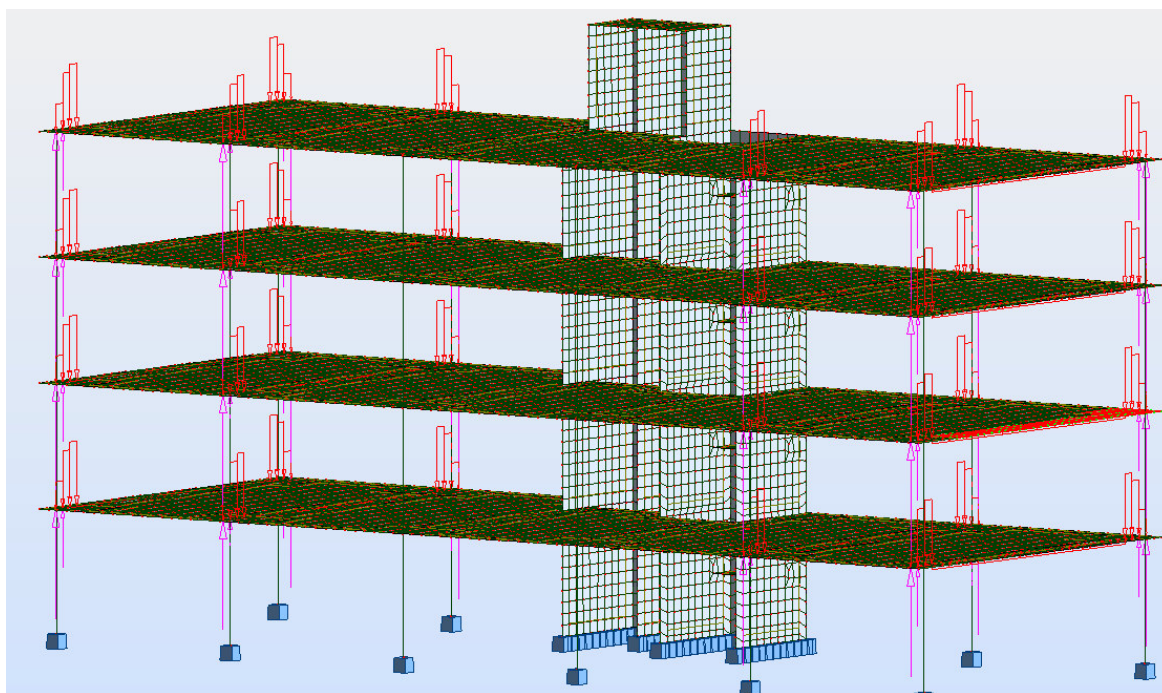
Revestimentos Cobertura



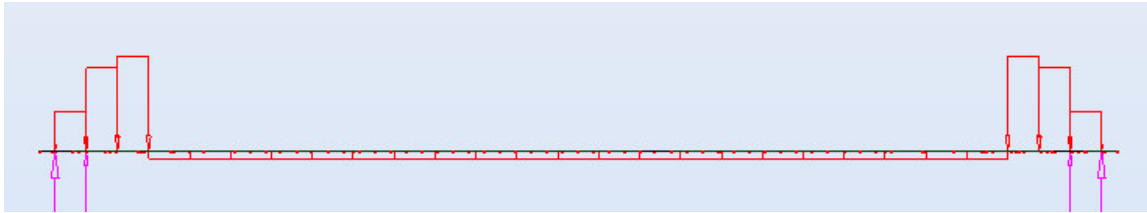
Envidraçado



Carga Equivalente de Pré-esforço



Cargas Equivalentes de um Cabo de Pré-Esforço.



ANEXO 5: PERDAS NOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO: BM3

BM3							
Geometria do cabo							
L [m]	x_0 [m]	x_{cabo} [m]	y_g [m]	y_{cabo} [m]	y'	α [rad]	Θ [rad]
0							
0,1							
0,2	-6,7	0	0,238	0,238	0,125	0,124	0,000
0,3	-6,6	0,1	0,238	0,249	0,109	0,109	0,015
0,4	-6,5	0,2	0,238	0,259	0,094	0,093	0,031
0,5	-6,4	0,3	0,238	0,268	0,078	0,078	0,046
0,6	-6,3	0,4	0,238	0,275	0,063	0,062	0,062
0,7	-6,2	0,5	0,238	0,280	0,047	0,047	0,078
0,8	-6,1	0,6	0,238	0,284	0,031	0,031	0,093
0,9	-6	0,7	0,238	0,287	0,016	0,016	0,109
1	-5,9	0,8	0,238	0,288	0,000	0,000	0,124
1,1	-5,8	0,9	0,238	0,287	-0,020	0,020	0,144
1,2	-5,7	1	0,238	0,284	-0,040	0,040	0,165
1,3	-5,6	1,1	0,238	0,280	-0,060	0,060	0,185
1,4	-5,5	1,2	0,238	0,271	-0,081	0,080	0,205
1,5	-5,4	1,3	0,238	0,263	-0,079	0,079	0,203
1,6	-5,3	1,4	0,238	0,256	-0,078	0,077	0,205
1,7	-5,2	1,5	0,238	0,248	-0,076	0,076	0,206
1,8	-5,1	1,6	0,238	0,240	-0,075	0,075	0,208
1,9	-5	1,7	0,238	0,233	-0,073	0,073	0,209
2	-4,9	1,8	0,238	0,226	-0,072	0,072	0,211
2,1	-4,8	1,9	0,238	0,219	-0,070	0,070	0,212
2,2	-4,7	2	0,238	0,212	-0,069	0,069	0,213
2,3	-4,6	2,1	0,238	0,205	-0,067	0,067	0,215
2,4	-4,5	2,2	0,238	0,198	-0,066	0,066	0,216
2,5	-4,4	2,3	0,238	0,192	-0,064	0,064	0,218
2,6	-4,3	2,4	0,238	0,185	-0,063	0,063	0,219
2,7	-4,2	2,5	0,238	0,179	-0,061	0,061	0,221
2,8	-4,1	2,6	0,238	0,173	-0,060	0,060	0,222
2,9	-4	2,7	0,238	0,167	-0,059	0,058	0,224
3	-3,9	2,8	0,238	0,161	-0,057	0,057	0,225
3,1	-3,8	2,9	0,238	0,156	-0,056	0,056	0,227
3,2	-3,7	3	0,238	0,150	-0,054	0,054	0,228
3,3	-3,6	3,1	0,238	0,145	-0,053	0,053	0,229

BM3							
Geometria do cabo							
L [m]	x_0 [m]	x_{cabo} [m]	y_g [m]	y_{cabo} [m]	y'	α [rad]	Θ [rad]
3,4	-3,5	3,2	0,238	0,140	-0,051	0,051	0,231
3,5	-3,4	3,3	0,238	0,135	-0,050	0,050	0,232
3,6	-3,3	3,4	0,238	0,130	-0,048	0,048	0,234
3,7	-3,2	3,5	0,238	0,125	-0,047	0,047	0,235
3,8	-3,1	3,6	0,238	0,120	-0,045	0,045	0,237
3,9	-3	3,7	0,238	0,116	-0,044	0,044	0,238
4	-2,9	3,8	0,238	0,112	-0,042	0,042	0,240
4,1	-2,8	3,9	0,238	0,107	-0,041	0,041	0,241
4,2	-2,7	4	0,238	0,103	-0,040	0,040	0,243
4,3	-2,6	4,1	0,238	0,099	-0,038	0,038	0,244
4,4	-2,5	4,2	0,238	0,096	-0,037	0,037	0,246
4,5	-2,4	4,3	0,238	0,092	-0,035	0,035	0,247
4,6	-2,3	4,4	0,238	0,089	-0,034	0,034	0,248
4,7	-2,2	4,5	0,238	0,085	-0,032	0,032	0,250
4,8	-2,1	4,6	0,238	0,082	-0,031	0,031	0,251
4,9	-2	4,7	0,238	0,079	-0,029	0,029	0,253
5	-1,9	4,8	0,238	0,076	-0,028	0,028	0,254
5,1	-1,8	4,9	0,238	0,074	-0,026	0,026	0,256
5,2	-1,7	5	0,238	0,071	-0,025	0,025	0,257
5,3	-1,6	5,1	0,238	0,069	-0,023	0,023	0,259
5,4	-1,5	5,2	0,238	0,066	-0,022	0,022	0,260
5,5	-1,4	5,3	0,238	0,064	-0,020	0,020	0,262
5,6	-1,3	5,4	0,238	0,062	-0,019	0,019	0,263
5,7	-1,2	5,5	0,238	0,061	-0,018	0,018	0,265
5,8	-1,1	5,6	0,238	0,059	-0,016	0,016	0,266
5,9	-1	5,7	0,238	0,057	-0,015	0,015	0,267
6	-0,9	5,8	0,238	0,056	-0,013	0,013	0,269
6,1	-0,8	5,9	0,238	0,055	-0,012	0,012	0,270
6,2	-0,7	6	0,238	0,054	-0,010	0,010	0,272
6,3	-0,6	6,1	0,238	0,053	-0,009	0,009	0,273
6,4	-0,5	6,2	0,238	0,052	-0,007	0,007	0,275
6,5	-0,4	6,3	0,238	0,051	-0,006	0,006	0,276
6,6	-0,3	6,4	0,238	0,051	-0,004	0,004	0,278
6,7	-0,2	6,5	0,238	0,050	-0,003	0,003	0,279
6,8	-0,1	6,6	0,238	0,050	-0,001	0,001	0,281
6,9	0	6,7	0,238	0,050	0,000	0,000	0,282
7	0,1	6,8	0,238	0,050	0,001	0,001	0,283
7,1	0,2	6,9	0,238	0,050	0,002	0,002	0,285
7,2	0,3	7	0,238	0,051	0,004	0,004	0,286

BM3							
Geometria do cabo							
L [m]	x_0 [m]	x_{cabo} [m]	y_g [m]	y_{cabo} [m]	y'	α [rad]	Θ [rad]
7,3	0,4	7,1	0,238	0,051	0,005	0,005	0,287
7,4	0,5	7,2	0,238	0,052	0,006	0,006	0,288
7,5	0,6	7,3	0,238	0,052	0,007	0,007	0,290
7,6	0,7	7,4	0,238	0,053	0,009	0,009	0,291
7,7	0,8	7,5	0,238	0,054	0,010	0,010	0,292
7,8	0,9	7,6	0,238	0,055	0,011	0,011	0,293
7,9	1	7,7	0,238	0,056	0,012	0,012	0,295
8	1,1	7,8	0,238	0,058	0,014	0,014	0,296
8,1	1,2	7,9	0,238	0,059	0,015	0,015	0,297
8,2	1,3	8	0,238	0,060	0,016	0,016	0,298
8,3	1,4	8,1	0,238	0,062	0,017	0,017	0,299
8,4	1,5	8,2	0,238	0,064	0,019	0,019	0,301
8,5	1,6	8,3	0,238	0,066	0,020	0,020	0,302
8,6	1,7	8,4	0,238	0,068	0,021	0,021	0,303
8,7	1,8	8,5	0,238	0,070	0,022	0,022	0,304
8,8	1,9	8,6	0,238	0,072	0,024	0,024	0,306
8,9	2	8,7	0,238	0,075	0,025	0,025	0,307
9	2,1	8,8	0,238	0,077	0,026	0,026	0,308
9,1	2,2	8,9	0,238	0,080	0,027	0,027	0,309
9,2	2,3	9	0,238	0,083	0,029	0,029	0,311
9,3	2,4	9,1	0,238	0,086	0,030	0,030	0,312
9,4	2,5	9,2	0,238	0,089	0,031	0,031	0,313
9,5	2,6	9,3	0,238	0,092	0,032	0,032	0,314
9,6	2,7	9,4	0,238	0,095	0,033	0,033	0,316
9,7	2,8	9,5	0,238	0,099	0,035	0,035	0,317
9,8	2,9	9,6	0,238	0,102	0,036	0,036	0,318
9,9	3	9,7	0,238	0,106	0,037	0,037	0,319
10	3,1	9,8	0,238	0,110	0,038	0,038	0,321
10,1	3,2	9,9	0,238	0,113	0,040	0,040	0,322
10,2	3,3	10	0,238	0,118	0,041	0,041	0,323
10,3	3,4	10,1	0,238	0,122	0,042	0,042	0,324
10,4	3,5	10,2	0,238	0,126	0,043	0,043	0,325
10,5	3,6	10,3	0,238	0,130	0,045	0,045	0,327
10,6	3,7	10,4	0,238	0,135	0,046	0,046	0,328
10,7	3,8	10,5	0,238	0,140	0,047	0,047	0,329
10,8	3,9	10,6	0,238	0,144	0,048	0,048	0,330
10,9	4	10,7	0,238	0,149	0,050	0,050	0,332
11	4,1	10,8	0,238	0,154	0,051	0,051	0,333

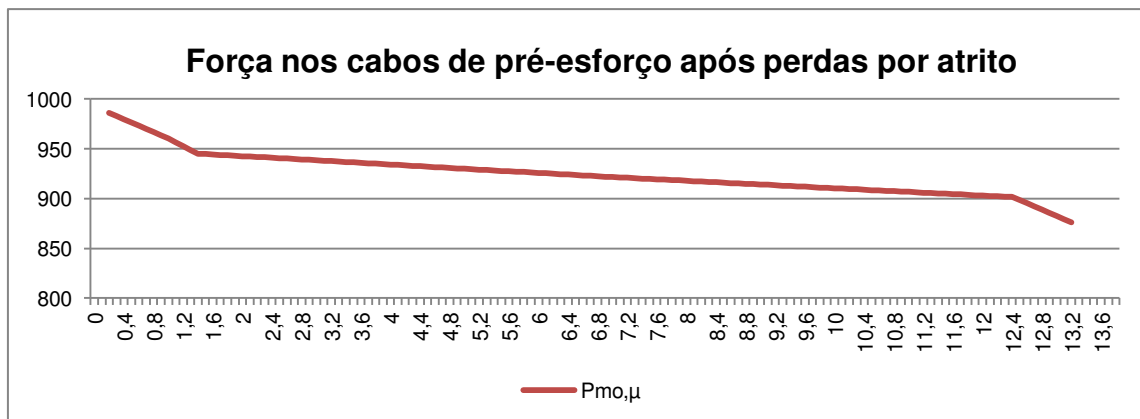
BM3							
Geometria do cabo							
L [m]	x_0 [m]	x_{cabo} [m]	y_g [m]	y_{cabo} [m]	y'	α [rad]	Θ [rad]
11,1	4,2	10,9	0,238	0,159	0,052	0,052	0,334
11,2	4,3	11	0,238	0,165	0,053	0,053	0,335
11,3	4,4	11,1	0,238	0,170	0,055	0,054	0,337
11,4	4,5	11,2	0,238	0,176	0,056	0,056	0,338
11,5	4,6	11,3	0,238	0,181	0,057	0,057	0,339
11,6	4,7	11,4	0,238	0,187	0,058	0,058	0,340
11,7	4,8	11,5	0,238	0,193	0,060	0,059	0,342
11,8	4,9	11,6	0,238	0,199	0,061	0,061	0,343
11,9	5	11,7	0,238	0,205	0,062	0,062	0,344
12	5,1	11,8	0,238	0,211	0,063	0,063	0,345
12,1	5,2	11,9	0,238	0,218	0,064	0,064	0,346
12,2	5,3	12	0,238	0,224	0,066	0,066	0,348
12,3	5,4	12,1	0,238	0,231	0,067	0,067	0,349
12,4	5,5	12,2	0,238	0,236	0,068	0,068	0,350
12,5	5,6	12,3	0,238	0,242	0,051	0,051	0,367
12,6	5,7	12,4	0,238	0,247	0,034	0,034	0,384
12,7	5,8	12,5	0,238	0,249	0,017	0,017	0,401
12,8	5,9	12,6	0,238	0,250	0,000	0,000	0,418
12,9	6	12,7	0,238	0,249	-0,017	0,017	0,435
13	6,1	12,8	0,238	0,247	-0,034	0,034	0,452
13,1	6,2	12,9	0,238	0,242	-0,051	0,051	0,469
13,2	6,3	13	0,238	0,236	-0,068	0,068	0,486
13,3							
13,4							
13,5							
13,6							
13,7							
13,8							

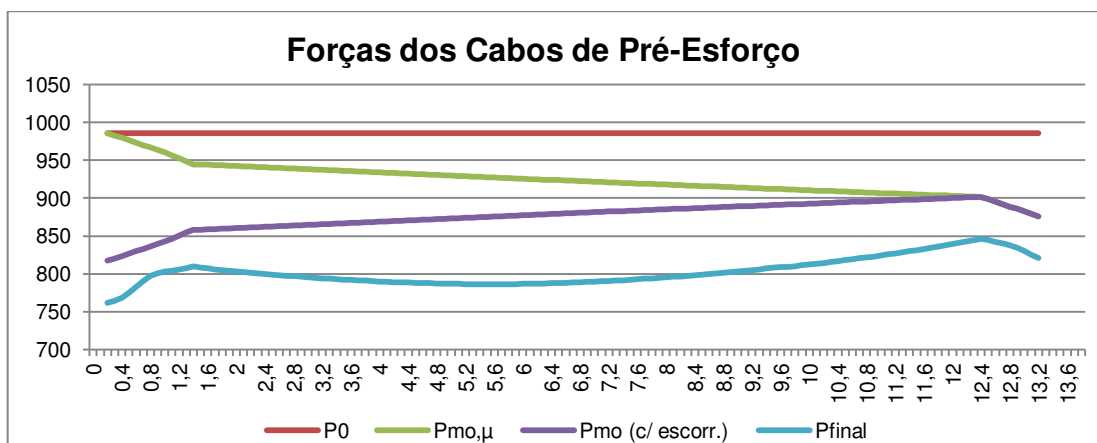
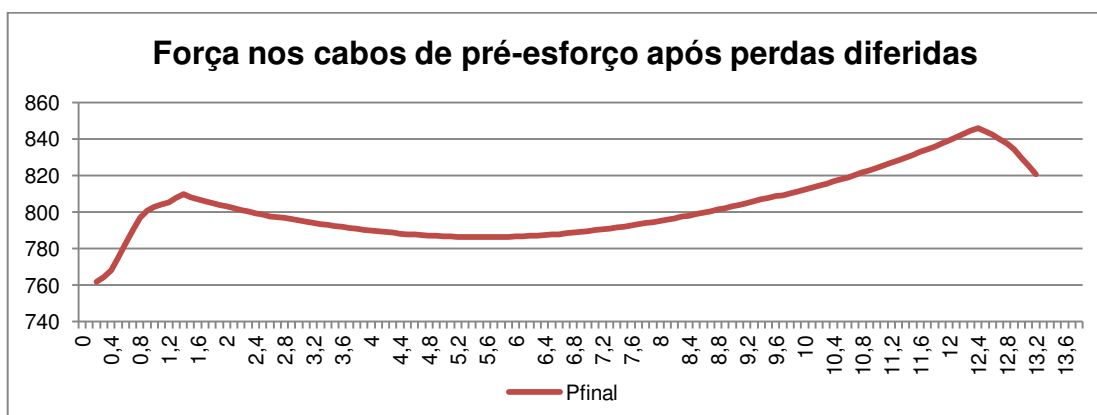
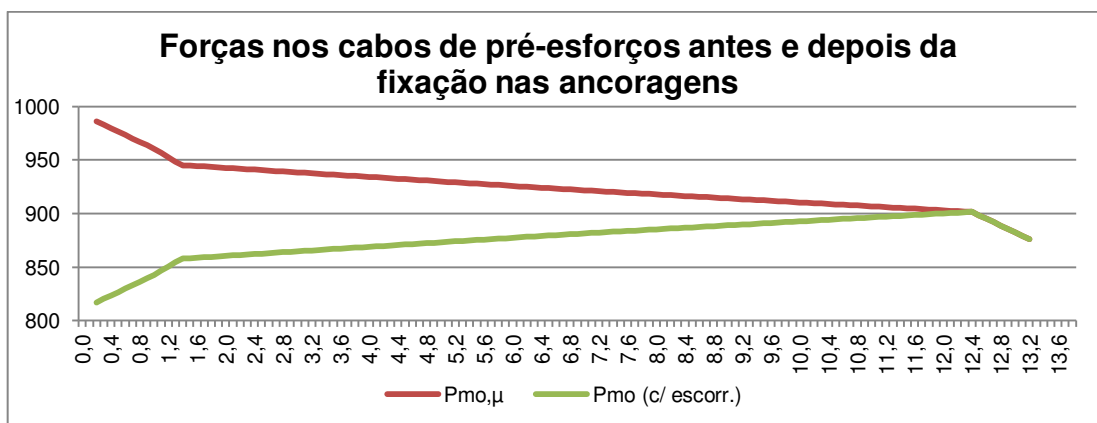
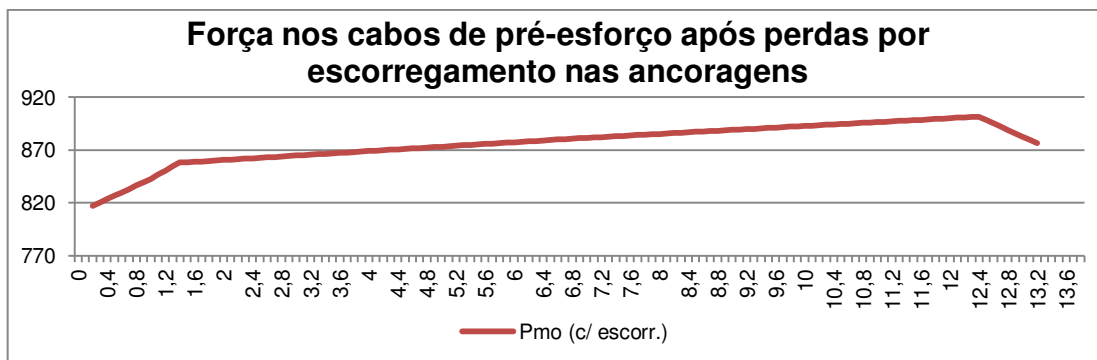
L [m]	BM3							
	Atrito			Escorregamento		Diferidas		P _{final}
	$\Delta P_{\mu}(x)$ [kN]	P _{mo,μ} [kN]	ΔP_{μ} [%]	P _{mo} (c/ escorr.) [kN]	P _{mo} [%]	ΔP_{c+s+r}	ΔP_{total} [%]	
0,00								
0,10								
0,20	0,0	986,1	0,0%	817,1	17,1%	55,2	22,7%	761,9
0,30	3,2	982,9	0,3%	820,3	16,8%	55,9	22,5%	764,4
0,40	6,4	979,7	0,6%	823,5	16,5%	55,2	22,1%	768,3
0,50	9,6	976,5	1,0%	826,7	16,2%	51,6	21,4%	775,1
0,60	12,8	973,3	1,3%	829,9	15,8%	47,2	20,6%	782,7
0,70	15,9	970,1	1,6%	833,1	15,5%	42,8	19,9%	790,2
0,80	19,1	966,9	1,9%	836,2	15,2%	39,5	19,2%	796,7
0,90	22,3	963,8	2,3%	839,4	14,9%	38,6	18,8%	800,8
1,00	25,5	960,6	2,6%	842,6	14,6%	39,7	18,6%	802,8
1,10	29,5	956,6	3,0%	846,6	14,1%	42,4	18,4%	804,2
1,20	33,5	952,6	3,4%	850,6	13,7%	45,2	18,3%	805,4
1,30	37,4	948,6	3,8%	854,5	13,3%	46,8	18,1%	807,7
1,40	41,4	944,7	4,2%	858,5	12,9%	48,5	17,9%	810,0
1,50	41,2	944,8	4,2%	858,4	13,0%	50,2	18,0%	808,1
1,60	41,7	944,4	4,2%	858,8	12,9%	51,8	18,2%	807,0
1,70	42,1	944,0	4,3%	859,2	12,9%	53,3	18,3%	805,9
1,80	42,5	943,5	4,3%	859,6	12,8%	54,7	18,4%	805,0
1,90	42,9	943,1	4,4%	860,1	12,8%	56,1	18,5%	804,0
2,00	43,4	942,7	4,4%	860,5	12,7%	57,4	18,6%	803,1
2,10	43,8	942,3	4,4%	860,9	12,7%	58,8	18,7%	802,1
2,20	44,2	941,8	4,5%	861,3	12,6%	60,1	18,7%	801,2
2,30	44,6	941,4	4,5%	861,8	12,6%	61,5	18,8%	800,3
2,40	45,1	941,0	4,6%	862,2	12,6%	62,7	18,9%	799,5
2,50	45,5	940,6	4,6%	862,6	12,5%	64,0	19,0%	798,6
2,60	45,9	940,1	4,7%	863,0	12,5%	65,3	19,1%	797,8
2,70	46,3	939,7	4,7%	863,5	12,4%	66,4	19,2%	797,1
2,80	46,8	939,3	4,7%	863,9	12,4%	67,1	19,2%	796,8
2,90	47,2	938,9	4,8%	864,3	12,3%	68,2	19,3%	796,1
3,00	47,6	938,4	4,8%	864,7	12,3%	69,3	19,3%	795,4
3,10	48,0	938,0	4,9%	865,2	12,3%	70,3	19,4%	794,8
3,20	48,5	937,6	4,9%	865,6	12,2%	71,4	19,5%	794,2
3,30	48,9	937,2	5,0%	866,0	12,2%	72,5	19,5%	793,5
3,40	49,3	936,8	5,0%	866,4	12,1%	73,5	19,6%	792,9
3,50	49,7	936,3	5,0%	866,9	12,1%	74,5	19,6%	792,4
3,60	50,2	935,9	5,1%	867,3	12,0%	75,4	19,7%	791,9
3,70	50,6	935,5	5,1%	867,7	12,0%	76,4	19,7%	791,3

BM3								
L [m]	Atrito		Escorregamento		Diferidas		P_{final}	
	$\Delta P_{\mu}(x)$ [kN]	$P_{\text{mo},\mu}$ [kN]	ΔP_{μ} [%]	$P_{\text{mo}} (c/\text{escorr.})$ [kN]	P_{mo} [%]	$\Delta P_{\text{C+S+I}}$	ΔP_{total} [%]	
3,80	51,0	935,1	5,2%	868,1	12,0%	77,3	19,8%	790,9
3,90	51,4	934,6	5,2%	868,6	11,9%	78,2	19,9%	790,3
4,00	51,9	934,2	5,3%	869,0	11,9%	79,1	19,9%	789,9
4,10	52,3	933,8	5,3%	869,4	11,8%	79,9	19,9%	789,5
4,20	52,7	933,4	5,3%	869,8	11,8%	80,8	20,0%	789,1
4,30	53,1	932,9	5,4%	870,2	11,7%	81,5	20,0%	788,7
4,40	53,5	932,5	5,4%	870,7	11,7%	82,4	20,1%	788,3
4,50	54,0	932,1	5,5%	871,1	11,7%	83,1	20,1%	788,0
4,60	54,4	931,7	5,5%	871,5	11,6%	83,8	20,1%	787,7
4,70	54,8	931,3	5,6%	871,9	11,6%	84,5	20,1%	787,4
4,80	55,2	930,8	5,6%	872,4	11,5%	85,1	20,2%	787,2
4,90	55,6	930,4	5,6%	872,8	11,5%	85,8	20,2%	787,0
5,00	56,1	930,0	5,7%	873,2	11,4%	86,4	20,2%	786,8
5,10	56,5	929,6	5,7%	873,6	11,4%	87,0	20,2%	786,6
5,20	56,9	929,2	5,8%	874,0	11,4%	87,5	20,2%	786,6
5,30	57,3	928,7	5,8%	874,5	11,3%	88,1	20,2%	786,4
5,40	57,8	928,3	5,9%	874,9	11,3%	88,6	20,3%	786,3
5,50	58,2	927,9	5,9%	875,3	11,2%	89,0	20,3%	786,3
5,60	58,6	927,5	5,9%	875,7	11,2%	89,4	20,3%	786,3
5,70	59,0	927,1	6,0%	876,1	11,1%	89,8	20,3%	786,4
5,80	59,4	926,6	6,0%	876,6	11,1%	90,2	20,3%	786,4
5,90	59,9	926,2	6,1%	877,0	11,1%	90,6	20,2%	786,4
6,00	60,3	925,8	6,1%	877,4	11,0%	90,7	20,2%	786,7
6,10	60,7	925,4	6,2%	877,8	11,0%	91,1	20,2%	786,7
6,20	61,1	925,0	6,2%	878,2	10,9%	91,3	20,2%	787,0
6,30	61,5	924,5	6,2%	878,6	10,9%	91,5	20,2%	787,1
6,40	61,9	924,1	6,3%	879,1	10,9%	91,6	20,1%	787,5
6,50	62,4	923,7	6,3%	879,5	10,8%	91,9	20,1%	787,6
6,60	62,8	923,3	6,4%	879,9	10,8%	91,9	20,1%	788,0
6,70	63,2	922,9	6,4%	880,3	10,7%	91,9	20,0%	788,4
6,80	63,6	922,5	6,5%	880,7	10,7%	91,9	20,0%	788,9
6,90	64,0	922,0	6,5%	881,2	10,6%	91,9	20,0%	789,3
7,00	64,4	921,7	6,5%	881,5	10,6%	91,9	19,9%	789,7
7,10	64,8	921,3	6,6%	881,9	10,6%	91,8	19,9%	790,1
7,20	65,2	920,9	6,6%	882,3	10,5%	91,8	19,8%	790,5
7,30	65,5	920,5	6,6%	882,7	10,5%	91,6	19,8%	791,0
7,40	65,9	920,2	6,7%	883,0	10,4%	91,5	19,7%	791,5
7,50	66,3	919,8	6,7%	883,4	10,4%	91,2	19,7%	792,2

L [m]	BM3							
	Atrito			Escorregamento		Diferidas		P _{final}
	$\Delta P_{\mu(x)}$ [kN]	P _{mo,μ} [kN]	ΔP_{μ} [%]	P _{mo} (c/escorr.) [kN]	P _{mo} [%]	ΔP_{c+s+r}	ΔP_{total} [%]	
7,60	66,7	919,4	6,8%	883,8	10,4%	91,1	19,6%	792,7
7,70	67,0	919,0	6,8%	884,2	10,3%	90,8	19,5%	793,4
7,80	67,4	918,7	6,8%	884,5	10,3%	90,5	19,5%	794,0
7,90	67,8	918,3	6,9%	884,9	10,3%	90,3	19,4%	794,6
8,00	68,2	917,9	6,9%	885,3	10,2%	90,0	19,4%	795,2
8,10	68,5	917,5	7,0%	885,7	10,2%	89,7	19,3%	795,9
8,20	68,9	917,2	7,0%	886,0	10,1%	89,4	19,2%	796,7
8,30	69,3	916,8	7,0%	886,4	10,1%	89,0	19,1%	797,4
8,40	69,7	916,4	7,1%	886,8	10,1%	88,6	19,1%	798,1
8,50	70,0	916,0	7,1%	887,2	10,0%	88,1	19,0%	799,0
8,60	70,4	915,7	7,1%	887,5	10,0%	87,8	18,9%	799,7
8,70	70,8	915,3	7,2%	887,9	10,0%	87,4	18,8%	800,5
8,80	71,2	914,9	7,2%	888,3	9,9%	86,8	18,7%	801,4
8,90	71,5	914,5	7,3%	888,6	9,9%	86,4	18,6%	802,2
9,00	71,9	914,2	7,3%	889,0	9,8%	85,9	18,6%	803,1
9,10	72,3	913,8	7,3%	889,4	9,8%	85,4	18,5%	804,0
9,20	72,6	913,4	7,4%	889,8	9,8%	84,8	18,4%	805,0
9,30	73,0	913,1	7,4%	890,1	9,7%	84,2	18,3%	806,0
9,40	73,4	912,7	7,4%	890,5	9,7%	83,6	18,2%	806,9
9,50	73,8	912,3	7,5%	890,9	9,7%	83,1	18,1%	807,8
9,60	74,1	911,9	7,5%	891,3	9,6%	82,4	18,0%	808,8
9,70	74,5	911,6	7,6%	891,6	9,6%	82,4	17,9%	809,2
9,80	74,9	911,2	7,6%	892,0	9,5%	81,8	17,8%	810,2
9,90	75,2	910,8	7,6%	892,4	9,5%	81,1	17,7%	811,3
10,00	75,6	910,5	7,7%	892,7	9,5%	80,3	17,6%	812,4
10,10	76,0	910,1	7,7%	893,1	9,4%	79,7	17,5%	813,4
10,20	76,4	909,7	7,7%	893,5	9,4%	79,0	17,4%	814,5
10,30	76,7	909,3	7,8%	893,9	9,4%	78,2	17,3%	815,7
10,40	77,1	909,0	7,8%	894,2	9,3%	77,4	17,2%	816,9
10,50	77,5	908,6	7,9%	894,6	9,3%	76,7	17,0%	817,9
10,60	77,8	908,2	7,9%	895,0	9,2%	75,8	16,9%	819,2
10,70	78,2	907,9	7,9%	895,3	9,2%	74,9	16,8%	820,4
10,80	78,6	907,5	8,0%	895,7	9,2%	74,0	16,7%	821,7
10,90	78,9	907,1	8,0%	896,1	9,1%	73,2	16,5%	822,9
11,00	79,3	906,7	8,0%	896,4	9,1%	72,2	16,4%	824,2
11,10	79,7	906,4	8,1%	896,8	9,1%	71,3	16,3%	825,5
11,20	80,1	906,0	8,1%	897,2	9,0%	70,2	16,1%	827,0

BM3								
L [m]	Atrito		Escorregamento		Diferidas		P_{final}	
	$\Delta P_{\mu}(x)$ [kN]	$P_{mo,\mu}$ [kN]	ΔP_{μ} [%]	P_{mo} (c/escorr.) [kN]	P_{mo} [%]	ΔP_{C+S+r}	ΔP_{total} [%]	
11,30	80,4	905,6	8,2%	897,6	9,0%	69,2	16,0%	828,4
11,40	80,8	905,3	8,2%	897,9	8,9%	68,1	15,8%	829,9
11,50	81,2	904,9	8,2%	898,3	8,9%	67,0	15,7%	831,3
11,60	81,5	904,5	8,3%	898,7	8,9%	65,8	15,5%	832,9
11,70	81,9	904,2	8,3%	899,0	8,8%	64,6	15,4%	834,4
11,80	82,3	903,8	8,3%	899,4	8,8%	63,4	15,2%	836,0
11,90	82,6	903,4	8,4%	899,8	8,8%	62,2	15,1%	837,6
12,00	83,0	903,1	8,4%	900,1	8,7%	60,9	14,9%	839,2
12,10	83,4	902,7	8,5%	900,5	8,7%	59,5	14,7%	841,0
12,20	83,7	902,3	8,5%	900,9	8,6%	58,2	14,5%	842,7
12,30	84,1	902,0	8,5%	901,2	8,6%	56,8	14,4%	844,5
12,40	84,5	901,6	8,6%	901,6	8,6%	55,5	14,2%	846,1
12,50	87,7	898,4	8,9%	898,4	8,9%	54,1	14,4%	844,3
12,60	90,9	895,2	9,2%	895,2	9,2%	52,9	14,6%	842,3
12,70	94,1	892,0	9,5%	892,0	9,5%	51,9	14,8%	840,1
12,80	97,2	888,8	9,9%	888,8	9,9%	51,2	15,1%	837,7
12,90	100,4	885,7	10,2%	885,7	10,2%	51,3	15,4%	834,4
13,00	103,6	882,5	10,5%	882,5	10,5%	52,6	15,8%	829,9
13,10	106,7	879,4	10,8%	879,4	10,8%	54,0	16,3%	825,4
13,20	109,8	876,3	11,1%	876,3	11,1%	55,5	16,8%	820,8
13,30								
13,40								
13,50								
13,60								
13,70								
13,80								





ANEXO 6: PERDAS NOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO: BM4

BM4							
Geometria do cabo							
L [m]	x_0 [m]	x_{cabo} [m]	y_g [m]	y_{cabo} [m]	y'	α [rad]	Θ [rad]
0							
0,1							
0,2	-6,7	0	0,238	0,238	0,125	0,124	0,000
0,3	-6,6	0,1	0,238	0,249	0,109	0,109	0,015
0,4	-6,5	0,2	0,238	0,259	0,094	0,093	0,031
0,5	-6,4	0,3	0,238	0,268	0,078	0,078	0,046
0,6	-6,3	0,4	0,238	0,275	0,063	0,062	0,062
0,7	-6,2	0,5	0,238	0,280	0,047	0,047	0,078
0,8	-6,1	0,6	0,238	0,284	0,031	0,031	0,093
0,9	-6	0,7	0,238	0,287	0,016	0,016	0,109
1	-5,9	0,8	0,238	0,288	0,000	0,000	0,124
1,1	-5,8	0,9	0,238	0,287	-0,020	0,020	0,144
1,2	-5,7	1	0,238	0,284	-0,040	0,040	0,165
1,3	-5,6	1,1	0,238	0,280	-0,060	0,060	0,185
1,4	-5,5	1,2	0,238	0,271	-0,081	0,080	0,205
1,5	-5,4	1,3	0,238	0,263	-0,079	0,079	0,203
1,6	-5,3	1,4	0,238	0,256	-0,078	0,077	0,205
1,7	-5,2	1,5	0,238	0,248	-0,076	0,076	0,206
1,8	-5,1	1,6	0,238	0,240	-0,075	0,075	0,208
1,9	-5	1,7	0,238	0,233	-0,073	0,073	0,209
2	-4,9	1,8	0,238	0,226	-0,072	0,072	0,211
2,1	-4,8	1,9	0,238	0,219	-0,070	0,070	0,212
2,2	-4,7	2	0,238	0,212	-0,069	0,069	0,213
2,3	-4,6	2,1	0,238	0,205	-0,067	0,067	0,215
2,4	-4,5	2,2	0,238	0,198	-0,066	0,066	0,216
2,5	-4,4	2,3	0,238	0,192	-0,064	0,064	0,218
2,6	-4,3	2,4	0,238	0,185	-0,063	0,063	0,219
2,7	-4,2	2,5	0,238	0,179	-0,061	0,061	0,221
2,8	-4,1	2,6	0,238	0,173	-0,060	0,060	0,222
2,9	-4	2,7	0,238	0,167	-0,059	0,058	0,224
3	-3,9	2,8	0,238	0,161	-0,057	0,057	0,225
3,1	-3,8	2,9	0,238	0,156	-0,056	0,056	0,227
3,2	-3,7	3	0,238	0,150	-0,054	0,054	0,228
3,3	-3,6	3,1	0,238	0,145	-0,053	0,053	0,229

BM4							
Geometria do cabo							
L [m]	x_0 [m]	x_{cabo} [m]	y_g [m]	y_{cabo} [m]	y'	α [rad]	Θ [rad]
3,4	-3,5	3,2	0,238	0,140	-0,051	0,051	0,231
3,5	-3,4	3,3	0,238	0,135	-0,050	0,050	0,232
3,6	-3,3	3,4	0,238	0,130	-0,048	0,048	0,234
3,7	-3,2	3,5	0,238	0,125	-0,047	0,047	0,235
3,8	-3,1	3,6	0,238	0,120	-0,045	0,045	0,237
3,9	-3	3,7	0,238	0,116	-0,044	0,044	0,238
4	-2,9	3,8	0,238	0,112	-0,042	0,042	0,240
4,1	-2,8	3,9	0,238	0,107	-0,041	0,041	0,241
4,2	-2,7	4	0,238	0,103	-0,040	0,040	0,243
4,3	-2,6	4,1	0,238	0,099	-0,038	0,038	0,244
4,4	-2,5	4,2	0,238	0,096	-0,037	0,037	0,246
4,5	-2,4	4,3	0,238	0,092	-0,035	0,035	0,247
4,6	-2,3	4,4	0,238	0,089	-0,034	0,034	0,248
4,7	-2,2	4,5	0,238	0,085	-0,032	0,032	0,250
4,8	-2,1	4,6	0,238	0,082	-0,031	0,031	0,251
4,9	-2	4,7	0,238	0,079	-0,029	0,029	0,253
5	-1,9	4,8	0,238	0,076	-0,028	0,028	0,254
5,1	-1,8	4,9	0,238	0,074	-0,026	0,026	0,256
5,2	-1,7	5	0,238	0,071	-0,025	0,025	0,257
5,3	-1,6	5,1	0,238	0,069	-0,023	0,023	0,259
5,4	-1,5	5,2	0,238	0,066	-0,022	0,022	0,260
5,5	-1,4	5,3	0,238	0,064	-0,020	0,020	0,262
5,6	-1,3	5,4	0,238	0,062	-0,019	0,019	0,263
5,7	-1,2	5,5	0,238	0,061	-0,018	0,018	0,265
5,8	-1,1	5,6	0,238	0,059	-0,016	0,016	0,266
5,9	-1	5,7	0,238	0,057	-0,015	0,015	0,267
6	-0,9	5,8	0,238	0,056	-0,013	0,013	0,269
6,1	-0,8	5,9	0,238	0,055	-0,012	0,012	0,270
6,2	-0,7	6	0,238	0,054	-0,010	0,010	0,272
6,3	-0,6	6,1	0,238	0,053	-0,009	0,009	0,273
6,4	-0,5	6,2	0,238	0,052	-0,007	0,007	0,275
6,5	-0,4	6,3	0,238	0,051	-0,006	0,006	0,276
6,6	-0,3	6,4	0,238	0,051	-0,004	0,004	0,278
6,7	-0,2	6,5	0,238	0,050	-0,003	0,003	0,279
6,8	-0,1	6,6	0,238	0,050	-0,001	0,001	0,281
6,9	0	6,7	0,238	0,050	0,000	0,000	0,282
7	0,1	6,8	0,238	0,050	0,001	0,001	0,283
7,1	0,2	6,9	0,238	0,050	0,002	0,002	0,285

BM4							
Geometria do cabo							
L [m]	x_0 [m]	x_{cabo} [m]	y_g [m]	y_{cabo} [m]	y'	α [rad]	Θ [rad]
7,2	0,3	7	0,238	0,051	0,004	0,004	0,286
7,3	0,4	7,1	0,238	0,051	0,005	0,005	0,287
7,4	0,5	7,2	0,238	0,052	0,006	0,006	0,288
7,5	0,6	7,3	0,238	0,052	0,007	0,007	0,290
7,6	0,7	7,4	0,238	0,053	0,009	0,009	0,291
7,7	0,8	7,5	0,238	0,054	0,010	0,010	0,292
7,8	0,9	7,6	0,238	0,055	0,011	0,011	0,293
7,9	1	7,7	0,238	0,056	0,012	0,012	0,295
8	1,1	7,8	0,238	0,058	0,014	0,014	0,296
8,1	1,2	7,9	0,238	0,059	0,015	0,015	0,297
8,2	1,3	8	0,238	0,060	0,016	0,016	0,298
8,3	1,4	8,1	0,238	0,062	0,017	0,017	0,299
8,4	1,5	8,2	0,238	0,064	0,019	0,019	0,301
8,5	1,6	8,3	0,238	0,066	0,020	0,020	0,302
8,6	1,7	8,4	0,238	0,068	0,021	0,021	0,303
8,7	1,8	8,5	0,238	0,070	0,022	0,022	0,304
8,8	1,9	8,6	0,238	0,072	0,024	0,024	0,306
8,9	2	8,7	0,238	0,075	0,025	0,025	0,307
9	2,1	8,8	0,238	0,077	0,026	0,026	0,308
9,1	2,2	8,9	0,238	0,080	0,027	0,027	0,309
9,2	2,3	9	0,238	0,083	0,029	0,029	0,311
9,3	2,4	9,1	0,238	0,086	0,030	0,030	0,312
9,4	2,5	9,2	0,238	0,089	0,031	0,031	0,313
9,5	2,6	9,3	0,238	0,092	0,032	0,032	0,314
9,6	2,7	9,4	0,238	0,095	0,033	0,033	0,316
9,7	2,8	9,5	0,238	0,099	0,035	0,035	0,317
9,8	2,9	9,6	0,238	0,102	0,036	0,036	0,318
9,9	3	9,7	0,238	0,106	0,037	0,037	0,319
10	3,1	9,8	0,238	0,110	0,038	0,038	0,321
10,1	3,2	9,9	0,238	0,113	0,040	0,040	0,322
10,2	3,3	10	0,238	0,118	0,041	0,041	0,323
10,3	3,4	10,1	0,238	0,122	0,042	0,042	0,324
10,4	3,5	10,2	0,238	0,126	0,043	0,043	0,325
10,5	3,6	10,3	0,238	0,130	0,045	0,045	0,327
10,6	3,7	10,4	0,238	0,135	0,046	0,046	0,328
10,7	3,8	10,5	0,238	0,140	0,047	0,047	0,329
10,8	3,9	10,6	0,238	0,144	0,048	0,048	0,330
10,9	4	10,7	0,238	0,149	0,050	0,050	0,332

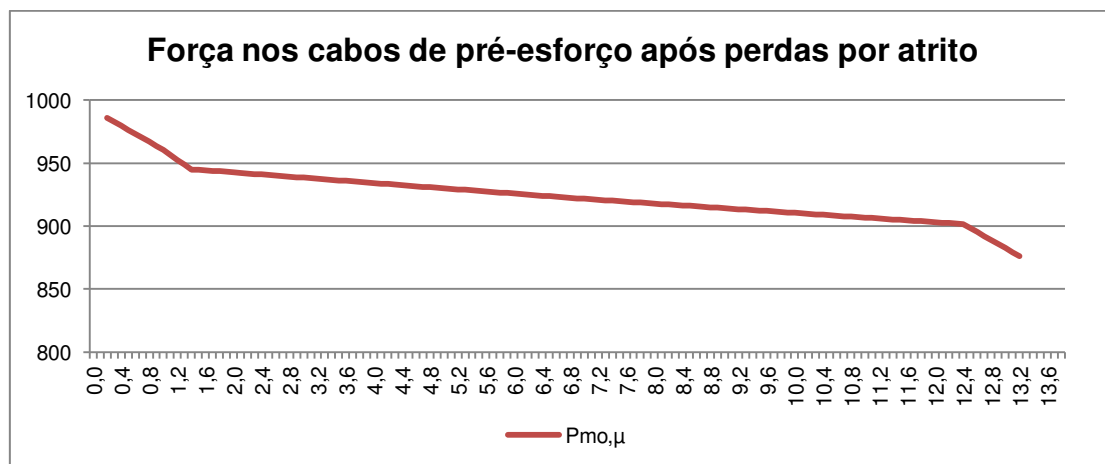
BM4							
Geometria do cabo							
L [m]	x_0 [m]	x_{cabo} [m]	y_g [m]	y_{cabo} [m]	y'	α [rad]	Θ [rad]
11	4,1	10,8	0,238	0,154	0,051	0,051	0,333
11,1	4,2	10,9	0,238	0,159	0,052	0,052	0,334
11,2	4,3	11	0,238	0,165	0,053	0,053	0,335
11,3	4,4	11,1	0,238	0,170	0,055	0,054	0,337
11,4	4,5	11,2	0,238	0,176	0,056	0,056	0,338
11,5	4,6	11,3	0,238	0,181	0,057	0,057	0,339
11,6	4,7	11,4	0,238	0,187	0,058	0,058	0,340
11,7	4,8	11,5	0,238	0,193	0,060	0,059	0,342
11,8	4,9	11,6	0,238	0,199	0,061	0,061	0,343
11,9	5	11,7	0,238	0,205	0,062	0,062	0,344
12	5,1	11,8	0,238	0,211	0,063	0,063	0,345
12,1	5,2	11,9	0,238	0,218	0,064	0,064	0,346
12,2	5,3	12	0,238	0,224	0,066	0,066	0,348
12,3	5,4	12,1	0,238	0,231	0,067	0,067	0,349
12,4	5,5	12,2	0,238	0,236	0,068	0,068	0,350
12,5	5,6	12,3	0,238	0,242	0,051	0,051	0,367
12,6	5,7	12,4	0,238	0,247	0,034	0,034	0,384
12,7	5,8	12,5	0,238	0,249	0,017	0,017	0,401
12,8	5,9	12,6	0,238	0,250	0,000	0,000	0,418
12,9	6	12,7	0,238	0,249	-0,017	0,017	0,435
13	6,1	12,8	0,238	0,247	-0,034	0,034	0,452
13,1	6,2	12,9	0,238	0,242	-0,051	0,051	0,469
13,2	6,3	13	0,238	0,236	-0,068	0,068	0,486
13,3							
13,4							
13,5							
13,6							
13,7							
13,8							

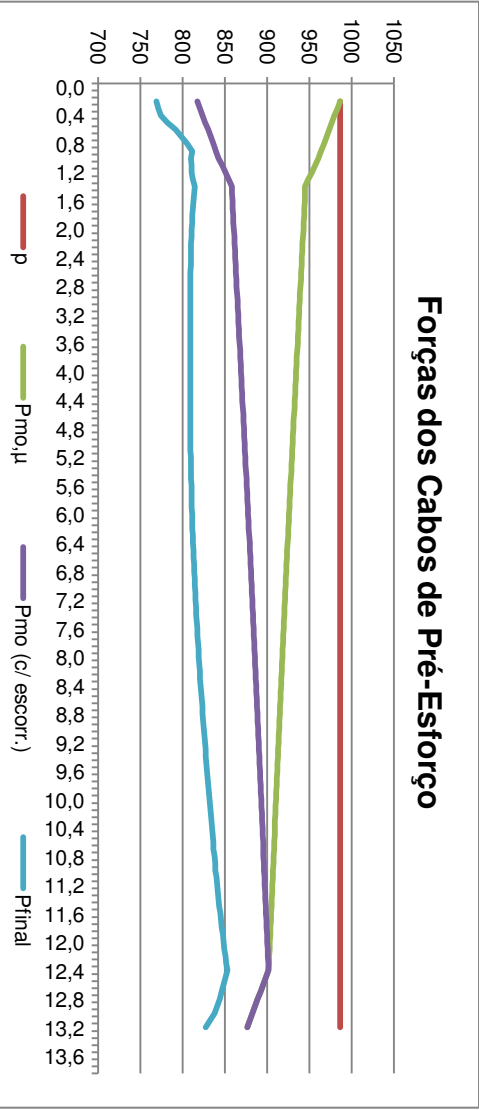
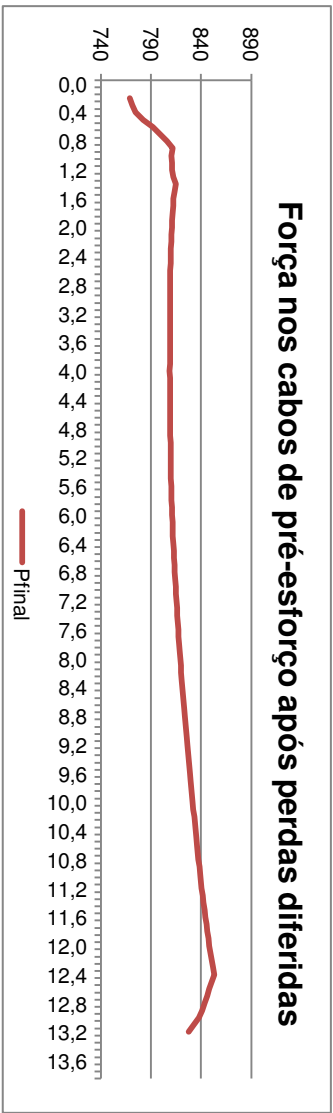
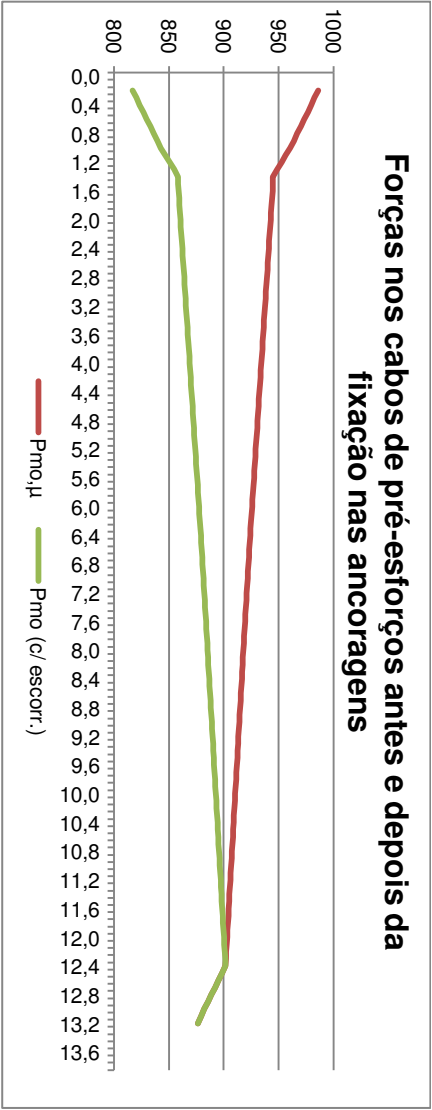
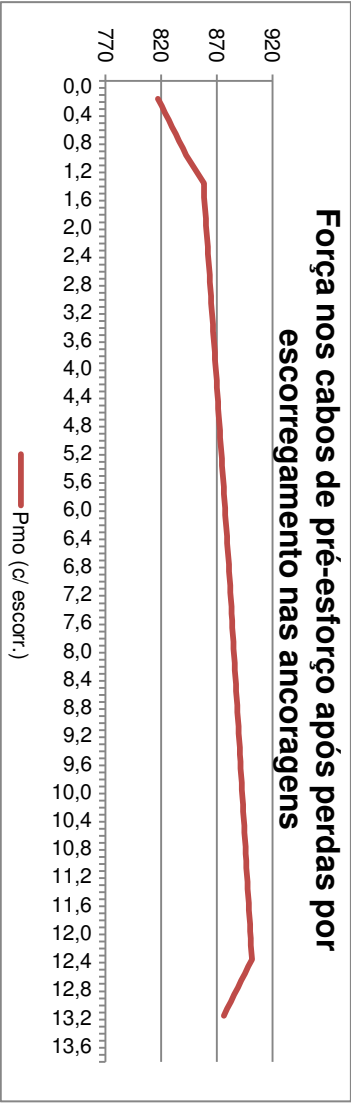
L [m]	BM4							
	Atrito			Escorregamento		Diferidas		P _{final}
	$\Delta P_{\mu}(x)$ [kN]	ΔP_{μ} [%]	P _{mo,μ} [kN]	P _{mo} (c/escorr.) [kN]	P _{mo} [%]	ΔP_{C+S+r}	ΔP_{total} [%]	
0								
0,1								
0,2	0,0	0,0%	986,1	817,1	17,1%	48,5	22,1%	768,6
0,3	3,2	0,3%	982,9	820,3	16,8%	49,0	21,8%	771,3
0,4	6,4	0,6%	979,7	823,5	16,5%	49,0	21,5%	774,5
0,5	9,6	1,0%	976,5	826,7	16,2%	44,6	20,7%	782,1
0,6	12,8	1,3%	973,3	829,9	15,8%	38,0	19,7%	791,9
0,7	15,9	1,6%	970,1	833,1	15,5%	34,3	19,0%	798,8
0,8	19,1	1,9%	966,9	836,2	15,2%	30,7	18,3%	805,6
0,9	22,3	2,3%	963,8	839,4	14,9%	28,1	17,7%	811,3
1	25,5	2,6%	960,6	842,6	14,6%	32,5	17,8%	810,1
1,1	29,5	3,0%	956,6	846,6	14,1%	35,9	17,8%	810,7
1,2	33,5	3,4%	952,6	850,6	13,7%	39,7	17,8%	810,9
1,3	37,4	3,8%	948,6	854,5	13,3%	42,2	17,6%	812,3
1,4	41,4	4,2%	944,7	858,5	12,9%	43,8	17,4%	814,7
1,5	41,2	4,2%	944,8	858,4	13,0%	45,1	17,5%	813,3
1,6	41,7	4,2%	944,4	858,8	12,9%	46,3	17,6%	812,5
1,7	42,1	4,3%	944,0	859,2	12,9%	47,3	17,7%	811,9
1,8	42,5	4,3%	943,5	859,6	12,8%	48,2	17,7%	811,5
1,9	42,9	4,4%	943,1	860,1	12,8%	49,0	17,7%	811,1
2	43,4	4,4%	942,7	860,5	12,7%	49,8	17,8%	810,7
2,1	43,8	4,4%	942,3	860,9	12,7%	50,5	17,8%	810,4
2,2	44,2	4,5%	941,8	861,3	12,6%	51,2	17,8%	810,1
2,3	44,6	4,5%	941,4	861,8	12,6%	51,9	17,9%	809,9
2,4	45,1	4,6%	941,0	862,2	12,6%	39,8	16,6%	822,4
2,5	45,5	4,6%	940,6	862,6	12,5%	40,2	16,6%	822,4
2,6	45,9	4,7%	940,1	863,0	12,5%	40,7	16,6%	822,4
2,7	46,3	4,7%	939,7	863,5	12,4%	41,1	16,6%	822,3
2,8	46,8	4,7%	939,3	863,9	12,4%	41,6	16,6%	822,3
2,9	47,2	4,8%	938,9	864,3	12,3%	41,9	16,6%	822,4
3	47,6	4,8%	938,4	864,7	12,3%	42,3	16,6%	822,4
3,1	48,0	4,9%	938,0	865,2	12,3%	42,7	16,6%	822,5
3,2	48,5	4,9%	937,6	865,6	12,2%	43,1	16,6%	822,5
3,3	48,9	5,0%	937,2	866,0	12,2%	43,4	16,6%	822,6
3,4	49,3	5,0%	936,8	866,4	12,1%	43,8	16,6%	822,6
3,5	49,7	5,0%	936,3	866,9	12,1%	44,1	16,6%	822,7
3,6	50,2	5,1%	935,9	867,3	12,0%	44,5	16,6%	822,8
3,7	50,6	5,1%	935,5	867,7	12,0%	44,8	16,5%	822,9

BM4								
L [m]	Atrito		Escorregamento		Diferidas		P_{final}	
	$\Delta P_{\mu(x)}$ [kN]	ΔP_{μ} [%]	$P_{\text{mo},\mu}$ [kN]	P_{mo} (c/escorr.) [kN]	P_{mo} [%]	$\Delta P_{\text{C+S+T}}$	ΔP_{total} [%]	
3,8	51,0	5,2%	935,1	868,1	12,0%	45,1	16,5%	823,0
3,9	51,4	5,2%	934,6	868,6	11,9%	45,5	16,5%	823,1
4	51,9	5,3%	934,2	869,0	11,9%	45,8	16,5%	823,1
4,1	52,3	5,3%	933,8	869,4	11,8%	46,1	16,5%	823,3
4,2	52,7	5,3%	933,4	869,8	11,8%	46,5	16,5%	823,3
4,3	53,1	5,4%	932,9	870,2	11,7%	46,8	16,5%	823,4
4,4	53,5	5,4%	932,5	870,7	11,7%	47,1	16,5%	823,6
4,5	54,0	5,5%	932,1	871,1	11,7%	47,4	16,5%	823,7
4,6	54,4	5,5%	931,7	871,5	11,6%	47,6	16,4%	823,9
4,7	54,8	5,6%	931,3	871,9	11,6%	47,9	16,4%	824,0
4,8	55,2	5,6%	930,8	872,4	11,5%	48,2	16,4%	824,1
4,9	55,6	5,6%	930,4	872,8	11,5%	48,5	16,4%	824,3
5	56,1	5,7%	930,0	873,2	11,4%	48,7	16,4%	824,5
5,1	56,5	5,7%	929,6	873,6	11,4%	49,0	16,4%	824,6
5,2	56,9	5,8%	929,2	874,0	11,4%	49,2	16,4%	824,8
5,3	57,3	5,8%	928,7	874,5	11,3%	49,5	16,3%	825,0
5,4	57,8	5,9%	928,3	874,9	11,3%	49,7	16,3%	825,2
5,5	58,2	5,9%	927,9	875,3	11,2%	49,9	16,3%	825,4
5,6	58,6	5,9%	927,5	875,7	11,2%	50,1	16,3%	825,6
5,7	59,0	6,0%	927,1	876,1	11,1%	50,2	16,2%	825,9
5,8	59,4	6,0%	926,6	876,6	11,1%	50,5	16,2%	826,1
5,9	59,9	6,1%	926,2	877,0	11,1%	50,6	16,2%	826,4
6	60,3	6,1%	925,8	877,4	11,0%	50,7	16,2%	826,7
6,1	60,7	6,2%	925,4	877,8	11,0%	50,9	16,1%	826,9
6,2	61,1	6,2%	925,0	878,2	10,9%	51,0	16,1%	827,2
6,3	61,5	6,2%	924,5	878,6	10,9%	51,1	16,1%	827,6
6,4	61,9	6,3%	924,1	879,1	10,9%	51,1	16,0%	827,9
6,5	62,4	6,3%	923,7	879,5	10,8%	51,1	16,0%	828,3
6,6	62,8	6,4%	923,3	879,9	10,8%	51,3	16,0%	828,6
6,7	63,2	6,4%	922,9	880,3	10,7%	51,3	15,9%	829,0
6,8	63,6	6,5%	922,5	880,7	10,7%	51,4	15,9%	829,4
6,9	64,0	6,5%	922,0	881,2	10,6%	51,3	15,8%	829,9
7	64,4	6,5%	921,7	881,5	10,6%	51,3	15,8%	830,3
7,1	64,8	6,6%	921,3	881,9	10,6%	51,3	15,8%	830,6
7,2	65,2	6,6%	920,9	882,3	10,5%	51,3	15,7%	831,0
7,3	65,5	6,6%	920,5	882,7	10,5%	51,2	15,7%	831,5
7,4	65,9	6,7%	920,2	883,0	10,4%	51,2	15,6%	831,8
7,5	66,3	6,7%	919,8	883,4	10,4%	51,2	15,6%	832,3

BM4								
L [m]	Atrito			Escorregamento		Diferidas		P _{final}
	$\Delta P_{\mu}(x)$ [kN]	ΔP_{μ} [%]	P _{mo,μ} [kN]	P _{mo} (c/escorr.) [kN]	P _{mo} [%]	ΔP_{c+s+r}	ΔP_{total} [%]	
7,6	66,7	6,8%	919,4	883,8	10,4%	51,0	15,5%	832,8
7,7	67,0	6,8%	919,0	884,2	10,3%	50,9	15,5%	833,2
7,8	67,4	6,8%	918,7	884,5	10,3%	50,8	15,4%	833,7
7,9	67,8	6,9%	918,3	884,9	10,3%	50,7	15,4%	834,2
8	68,2	6,9%	917,9	885,3	10,2%	50,6	15,4%	834,6
8,1	68,5	7,0%	917,5	885,7	10,2%	50,5	15,3%	835,2
8,2	68,9	7,0%	917,2	886,0	10,1%	50,4	15,3%	835,7
8,3	69,3	7,0%	916,8	886,4	10,1%	50,3	15,2%	836,2
8,4	69,7	7,1%	916,4	886,8	10,1%	50,0	15,1%	836,8
8,5	70,0	7,1%	916,0	887,2	10,0%	49,8	15,1%	837,3
8,6	70,4	7,1%	915,7	887,5	10,0%	49,6	15,0%	837,9
8,7	70,8	7,2%	915,3	887,9	10,0%	49,5	15,0%	838,4
8,8	71,2	7,2%	914,9	888,3	9,9%	49,3	14,9%	839,0
8,9	71,5	7,3%	914,5	888,6	9,9%	49,1	14,9%	839,5
9	71,9	7,3%	914,2	889,0	9,8%	49,0	14,8%	840,1
9,1	72,3	7,3%	913,8	889,4	9,8%	48,7	14,7%	840,7
9,2	72,6	7,4%	913,4	889,8	9,8%	48,4	14,7%	841,3
9,3	73,0	7,4%	913,1	890,1	9,7%	48,2	14,6%	842,0
9,4	73,4	7,4%	912,7	890,5	9,7%	48,0	14,6%	842,5
9,5	73,8	7,5%	912,3	890,9	9,7%	47,8	14,5%	843,1
9,6	74,1	7,5%	911,9	891,3	9,6%	47,5	14,4%	843,8
9,7	74,5	7,6%	911,6	891,6	9,6%	47,2	14,4%	844,4
9,8	74,9	7,6%	911,2	892,0	9,5%	47,0	14,3%	845,0
9,9	75,2	7,6%	910,8	892,4	9,5%	46,8	14,2%	845,6
10	75,6	7,7%	910,5	892,7	9,5%	46,5	14,2%	846,2
10,1	76,0	7,7%	910,1	893,1	9,4%	46,2	14,1%	846,9
10,2	76,4	7,7%	909,7	893,5	9,4%	45,9	14,0%	847,6
10,3	76,7	7,8%	909,3	893,9	9,4%	45,7	14,0%	848,2
10,4	77,1	7,8%	909,0	894,2	9,3%	45,4	13,9%	848,9
10,5	77,5	7,9%	908,6	894,6	9,3%	45,1	13,8%	849,5
10,6	77,8	7,9%	908,2	895,0	9,2%	44,8	13,8%	850,2
10,7	78,2	7,9%	907,9	895,3	9,2%	44,5	13,7%	850,8
10,8	78,6	8,0%	907,5	895,7	9,2%	44,2	13,6%	851,5
10,9	78,9	8,0%	907,1	896,1	9,1%	43,9	13,6%	852,2
11	79,3	8,0%	906,7	896,4	9,1%	43,6	13,5%	852,8
11,1	79,7	8,1%	906,4	896,8	9,1%	43,2	13,4%	853,6
11,2	80,1	8,1%	906,0	897,2	9,0%	42,9	13,4%	854,3
11,3	80,4	8,2%	905,6	897,6	9,0%	42,4	13,3%	855,1

BM4								
L [m]	Atrito			Escorregamento		Diferidas		P _{final}
	$\Delta P_{\mu(x)}$ [kN]	ΔP_{μ} [%]	P _{mo,μ} [kN]	P _{mo} (c/escorr.) [kN]	P _{mo} [%]	ΔP_{C+S+T}	ΔP_{total} [%]	
11,4	80,8	8,2%	905,3	897,9	8,9%	42,0	13,2%	855,9
11,5	81,2	8,2%	904,9	898,3	8,9%	41,6	13,1%	856,7
11,6	81,5	8,3%	904,5	898,7	8,9%	41,1	13,0%	857,5
11,7	81,9	8,3%	904,2	899,0	8,8%	40,7	13,0%	858,4
11,8	82,3	8,3%	903,8	899,4	8,8%	40,2	12,9%	859,2
11,9	82,6	8,4%	903,4	899,8	8,8%	39,7	12,8%	860,1
12	83,0	8,4%	903,1	900,1	8,7%	39,2	12,7%	861,0
12,1	83,4	8,5%	902,7	900,5	8,7%	38,6	12,6%	861,9
12,2	83,7	8,5%	902,3	900,9	8,6%	38,0	12,5%	862,9
12,3	84,1	8,5%	902,0	901,2	8,6%	37,4	12,4%	863,8
12,4	84,5	8,6%	901,6	901,6	8,6%	36,8	12,3%	864,8
12,5	87,7	8,9%	898,4	898,4	8,9%	36,1	12,5%	862,3
12,6	90,9	9,2%	895,2	895,2	9,2%	35,5	12,8%	859,7
12,7	94,1	9,5%	892,0	892,0	9,5%	34,7	13,1%	857,3
12,8	97,2	9,9%	888,8	888,8	9,9%	34,0	13,3%	854,8
12,9	100,4	10,2%	885,7	885,7	10,2%	33,6	13,6%	852,0
13	103,6	10,5%	882,5	882,5	10,5%	33,7	13,9%	848,8
13,1	106,7	10,8%	879,4	879,4	10,8%	35,4	14,4%	844,0
13,2	109,8	11,1%	876,3	876,3	11,1%	37,0	14,9%	839,3
13,3								
13,4								
13,5								
13,6								
13,7								
13,8								





ANEXO 7: FLUÊNCIA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Solução 1: Betão Armado

Coeficiente Fluência dos Pilares	
β_H	922,82
$\beta_c (t=100000, t_0)$	1,00
$\beta (t_0)$	0,48
$\beta (f_{cm})$	2,73
φ_{RH}	1,26
φ_0	1,65
$\varphi (t, t_0)$	1,65

Coeficiente Fluência da Banda Maciça b=1,05m	
β_H	968,98
$\beta_c (t=100000, t_0)$	1,00
$\beta (t_0)$	0,49
$\beta (f_{cm})$	2,73
φ_{RH}	1,25
φ_0	1,67
$\varphi (t, t_0)$	1,67

Coeficiente Fluência da Banda Maciça b=1,60m	
β_H	1048,68
$\beta_c (t=100000, t_0)$	1,00
$\beta (t_0)$	0,49
$\beta (f_{cm})$	2,73
φ_{RH}	1,24
φ_0	1,66
$\varphi (t, t_0)$	1,66

Coeficiente Fluência da Banda Maciça b=0,55m	
β_H	811,49
$\beta_c (t=100000, t_0)$	1,00
$\beta (t_0)$	0,49
$\beta (f_{cm})$	2,73
φ_{RH}	1,28
φ_0	1,70
$\varphi (t, t_0)$	1,70

Coeficiente Fluência da Zona Aligeirada	
β_H	507,44
$\beta_c (t=100000, t_0)$	1,00
$\beta (t_0)$	0,49
$\beta (f_{cm})$	2,73
φ_{RH}	1,36
φ_0	1,81
$\varphi (t, t_0)$	1,81

Solução 2: Betão Armado Pré-Esforçado

Coeficiente Fluência dos Pilares	
β_H	922,82
$\beta_c (t=100000, t_0)$	1,00
$\beta (t_0)$	0,54
$\beta (f_{cm})$	2,73
φ_{RH}	1,26
φ_0	1,86
$\varphi (t, t_0)$	1,86

Coeficiente Fluência da Banda Maciça b=1,05m	
β_H	968,98
$\beta_c (t=100000, t_0)$	1,00
$\beta (t_0)$	0,56
$\beta (f_{cm})$	2,73
φ_{RH}	1,25
φ_0	1,90
$\varphi (t, t_0)$	1,90

Coeficiente Fluência da Banda Maciça b=1,60m	
β_H	1055,69
$\beta_c (t=100000, t_0)$	1,00
$\beta (t_0)$	0,56
$\beta (f_{cm})$	2,73
φ_{RH}	1,24
φ_0	1,89
$\varphi (t, t_0)$	1,89

Coeficiente Fluência da Banda Maciça b=0,55m	
β_H	812,65
$\beta_c (t=100000, t_0)$	1,00
$\beta (t_0)$	0,56
$\beta (f_{cm})$	2,73
φ_{RH}	1,28
φ_0	1,94
$\varphi (t, t_0)$	1,94

Coeficiente Fluência da Zona Aligeirada	
β_H	507,93
$\beta_c (t=100000, t_0)$	1,00
$\beta (t_0)$	0,56
$\beta (f_{cm})$	2,73
φ_{RH}	1,36
φ_0	2,06
$\varphi (t, t_0)$	2,06

ANEXO 8: PLANO DE TRABALHO

Solução 1	
Operação	Dia
1 Colocação armadura e cofragem Pilares e CEE r/c	1
2 Colocação escoramento, cofragem e armadura laje 1º piso	1
3 Betonagem Pilares e CEE r/c	2
4 Descofragem Pilares e CEE r/c	3
5 Fim da colocação armadura e cofragem laje 1º piso - betonagem	4
6 Descofragem laje 1º piso	7
7 Retirada escoramento laje 1º piso	32
8 Parede Alvenaria r/c	44
9 Colocação armadura e cofragem Pilares e CEE 1º piso	11
10 Colocação escoramento, cofragem e armadura laje 2º piso	11
11 Betonagem Pilares e CEE 1º piso	12
12 Descofragem Pilares e CEE 1º piso	13
13 Fim da colocação armadura e cofragem laje 2º piso - betonagem	14
14 Descofragem laje 2º piso	17
15 Retirada escoramento laje 2º piso	42
16 Parede Alvenaria 1º piso	54
17 Colocação armadura e cofragem Pilares e CEE 2º piso	21
18 Colocação escoramento, cofragem e armadura laje 3º piso	21
19 Betonagem Pilares e CEE 2º piso	22
20 Descofragem Pilares e CEE 2º piso	23
21 Fim da colocação armadura e cofragem laje 3º piso - betonagem	24
22 Descofragem laje 3º piso	27
23 Retirada escoramento laje 3º piso	52
24 Parede Alvenaria 2º Piso	64
25 Colocação armadura e cofragem Pilares e CEE 3º piso	31
26 Colocação escoramento, cofragem e armadura laje cobertura	31
27 Betonagem Pilares e CEE 3º piso	32
28 Descofragem Pilares e CEE 3º piso	33
29 Fim da colocação armadura e cofragem laje cobertura - betonagem	34
30 Descofragem laje cobertura	37
31 Retirada escoramento laje cobertura	62
32 Parede Alvenaria 3º piso	74

Solução 2	
Operação	Dia
1 Colocação armadura e cofragem Pilares e CEE r/c	1
2 Colocação escoramento, cofragem e armadura laje 1º piso	1
3 Betonagem Pilares e CEE r/c	2
4 Descofragem Pilares e CEE r/c	3
5 Fim da colocação armadura e cofragem laje 1º piso - betonagem	4
6 Descofragem laje 1º piso	7
7 Retirada escoramento laje 1º piso	18
8 Parede Alvenaria r/c	30
9 Colocação armadura e cofragem Pilares e CEE 1º piso	8
10 Colocação escoramento, cofragem e armadura laje 2º piso	8
11 Betonagem Pilares e CEE 1º piso	9
12 Descofragem Pilares e CEE 1º piso	10
13 Fim da colocação armadura e cofragem laje 2º piso - betonagem	11
14 Descofragem laje 2º piso	14
15 Retirada escoramento laje 2º piso	25
16 Parede Alvenaria 1º piso	37
17 Colocação armadura e cofragem Pilares e CEE 2º piso	15
18 Colocação escoramento, cofragem e armadura laje 3º piso	15
19 Betonagem Pilares e CEE 2º piso	16
20 Descofragem Pilares e CEE 2º piso	17
21 Fim da colocação armadura e cofragem laje 3º piso - betonagem	18
22 Descofragem laje 3º piso	21
23 Retirada escoramento laje 3º piso	32
24 Parede Alvenaria 2º Piso	44
25 Colocação armadura e cofragem Pilares e CEE 3º piso	22
26 Colocação escoramento, cofragem e armadura laje cobertura	22
27 Betonagem Pilares e CEE 3º piso	23
28 Descofragem Pilares e CEE 3º piso	24
29 Fim da colocação armadura e cofragem laje cobertura - betonagem	25
30 Descofragem laje cobertura	28
31 Retirada escoramento laje cobertura	39
32 Parede Alvenaria 3ª Piso	51

1 piso

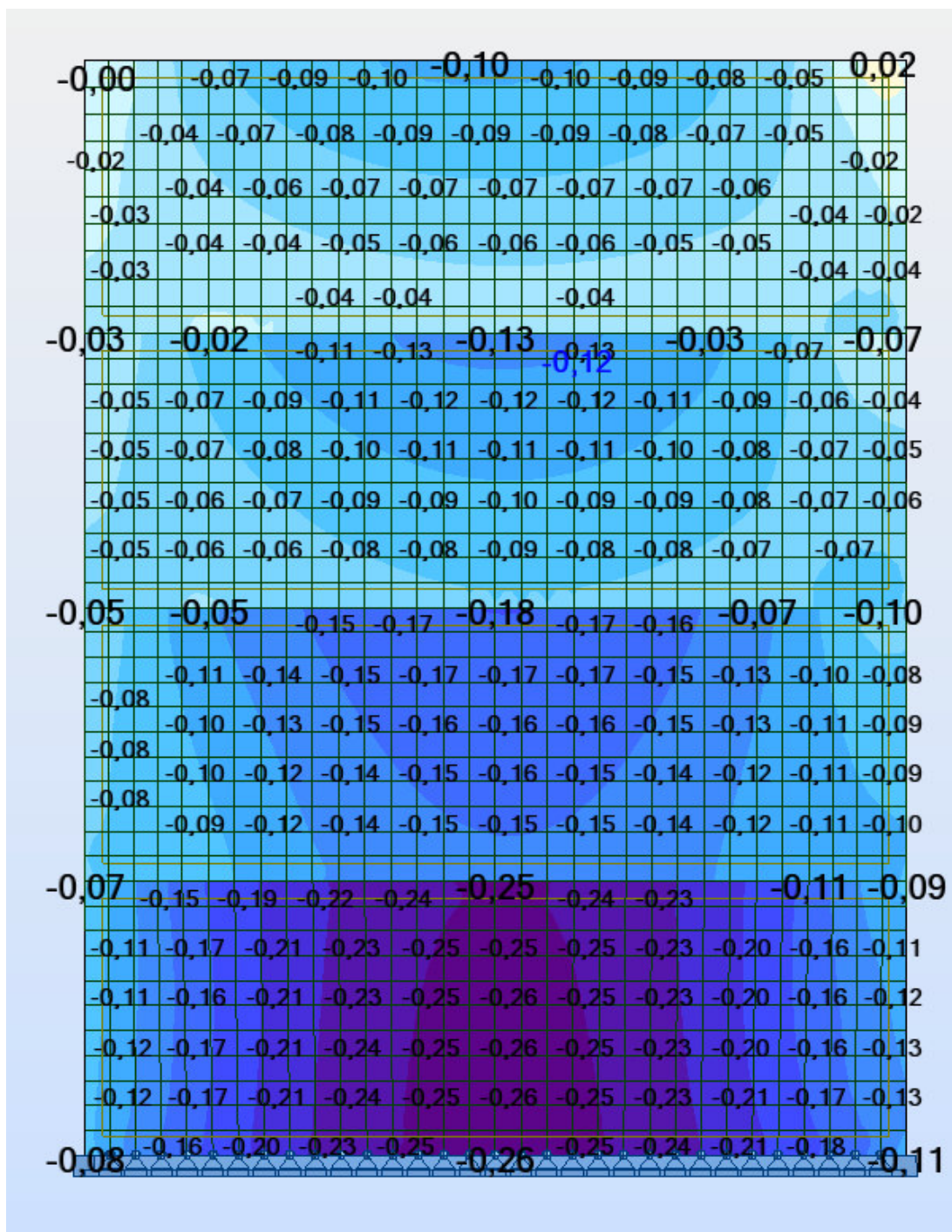
2 piso

3o piso

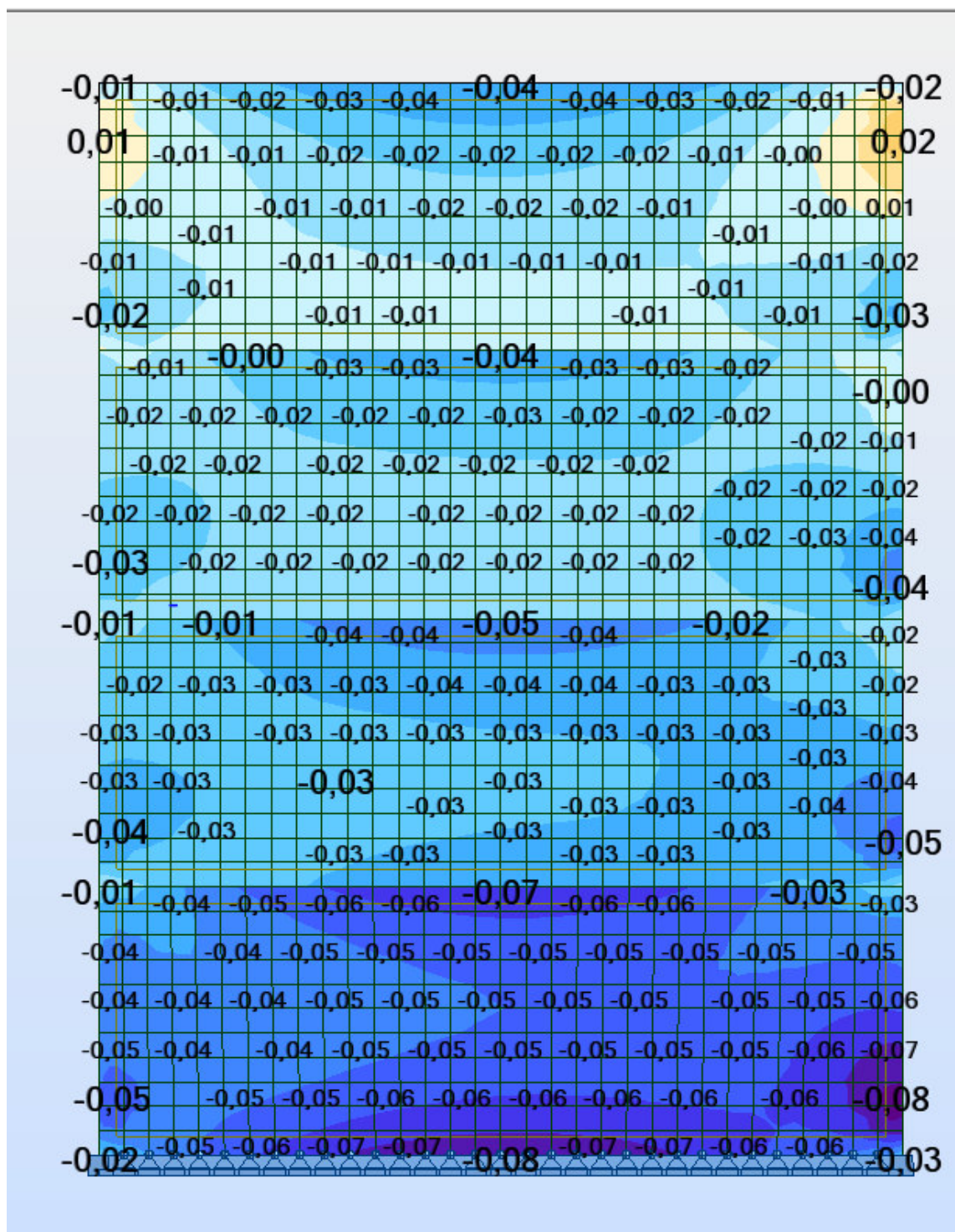
Cobertura

ANEXO 9: ESFORÇOS NA PAREDE DE ALVENARIA – SOLUÇÃO 1

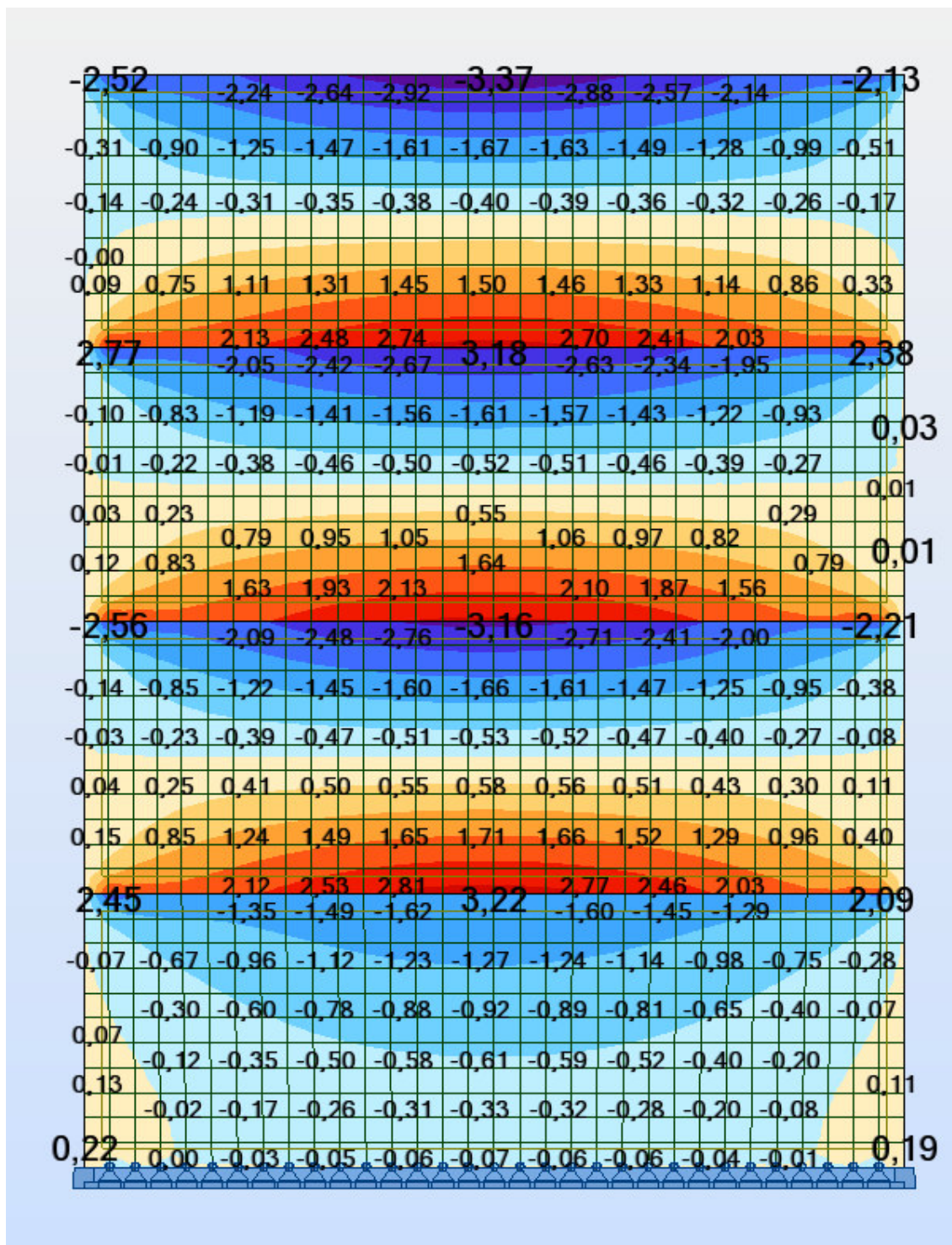
Esforço de Membrana, em MPa.



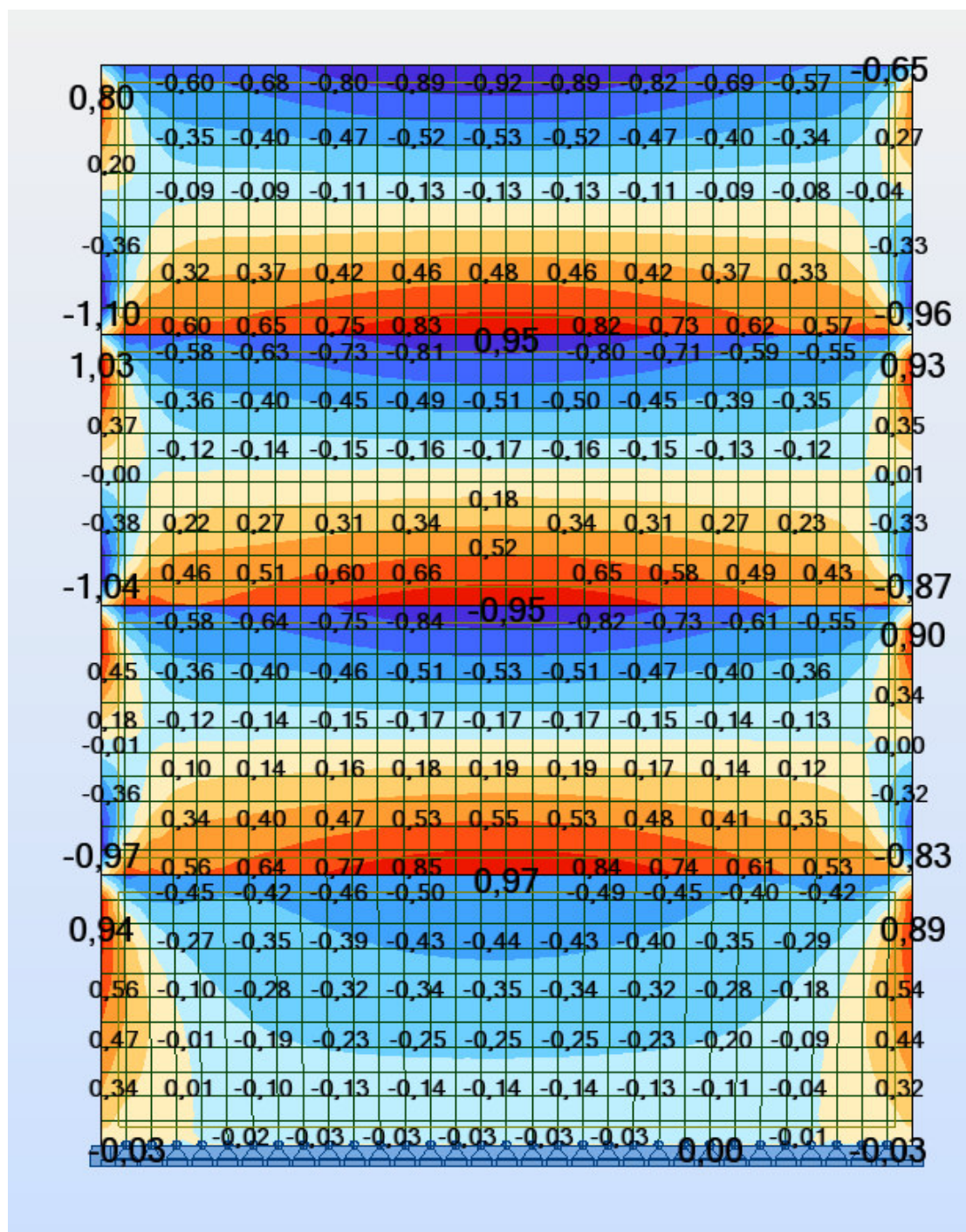
Tensões de Corte, em MPa.



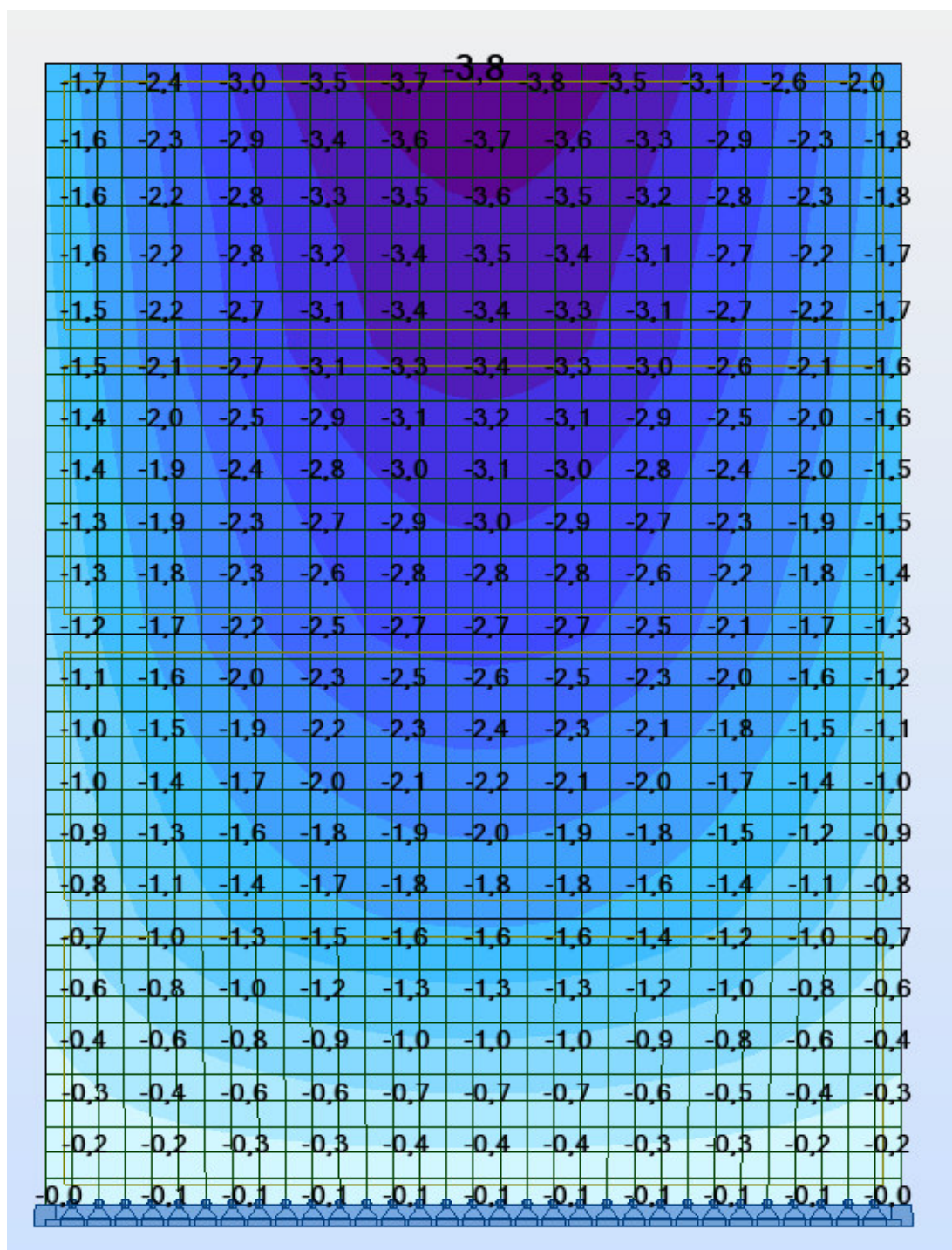
Momentos no plano da Fachada, em kN.m



Momentos no Plano Paralelo às juntas de assentamento, em kN.m

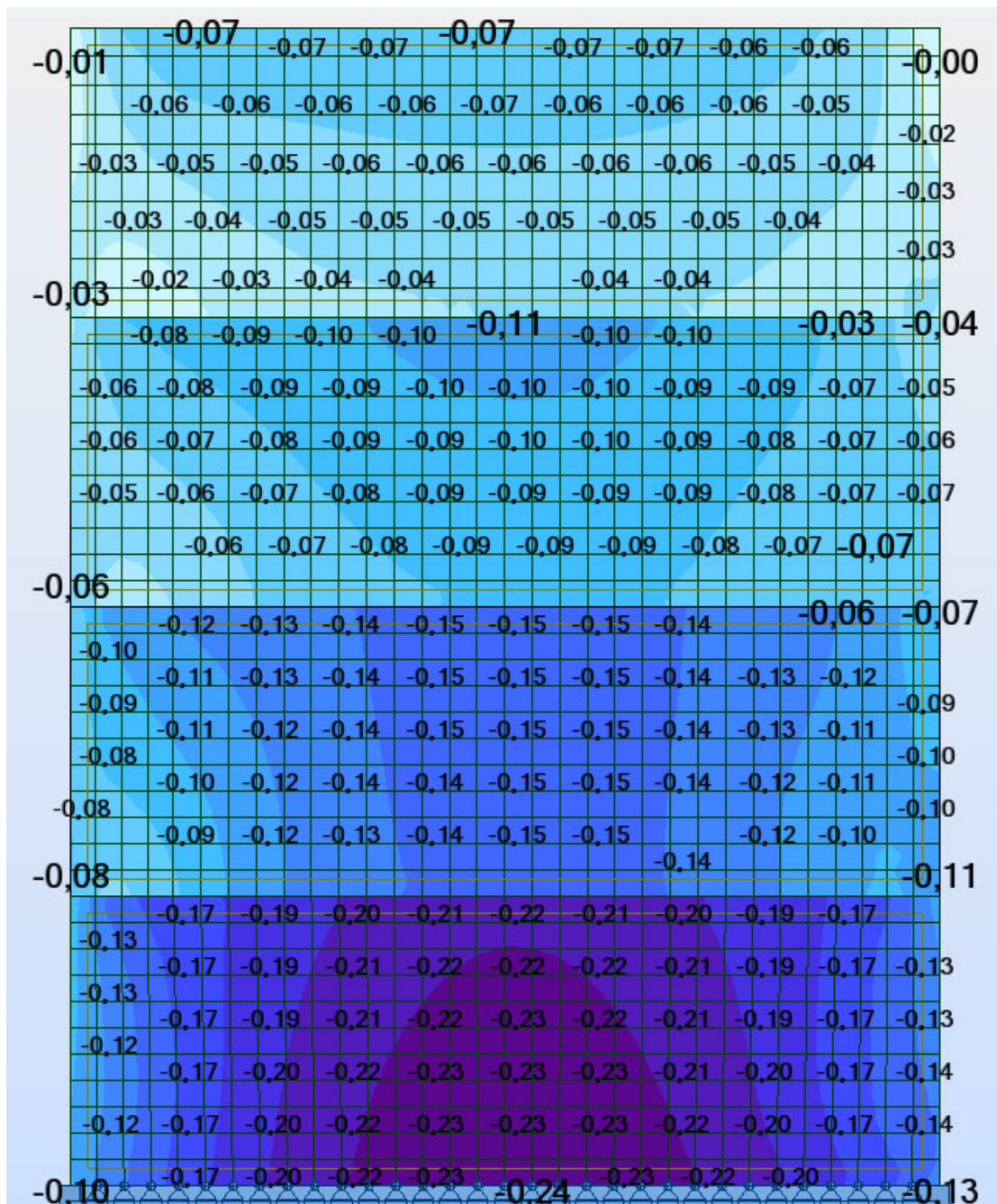


Deformações em milímetros

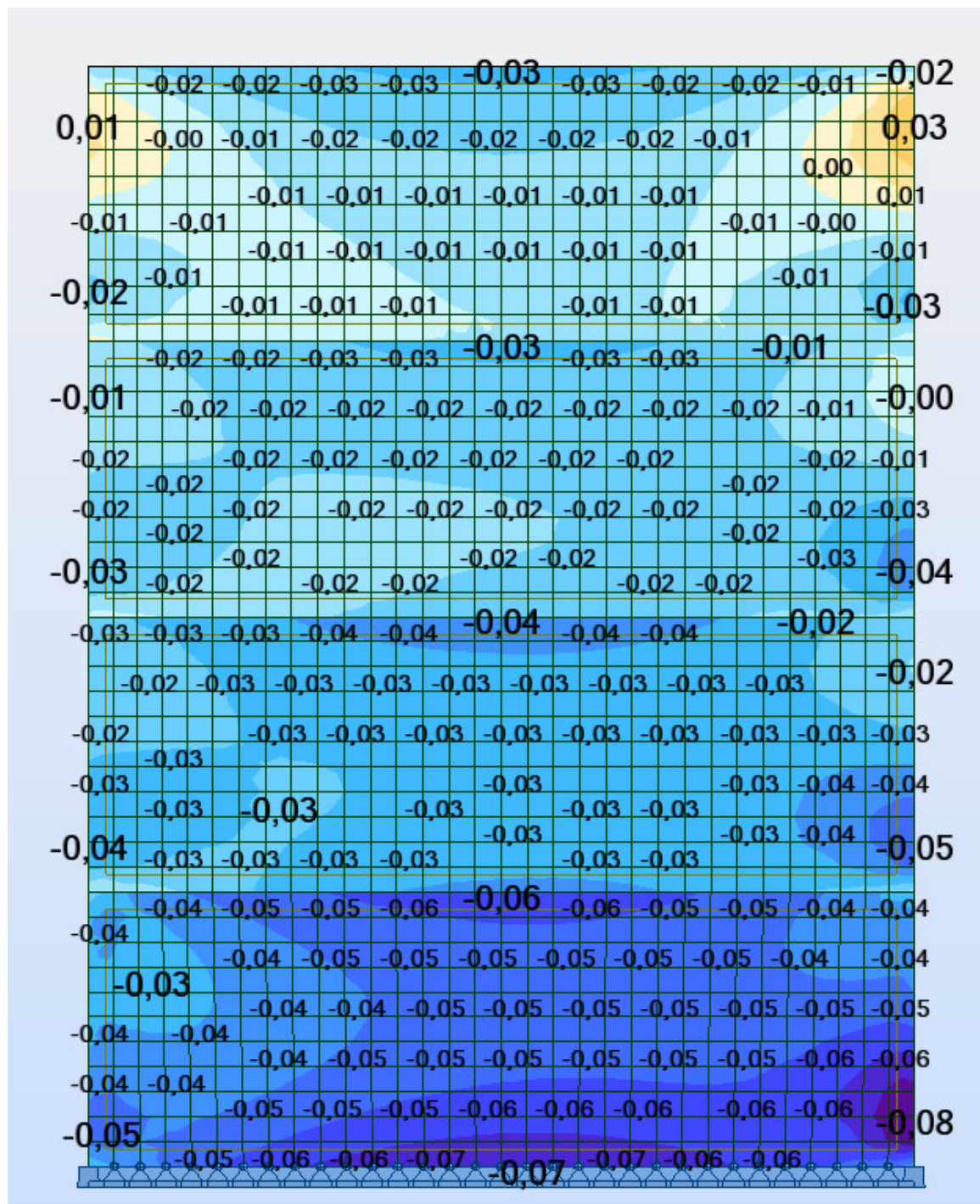


ANEXO 10: ESFORÇOS NA PAREDE DE ALVENARIA – SOLUÇÃO 2

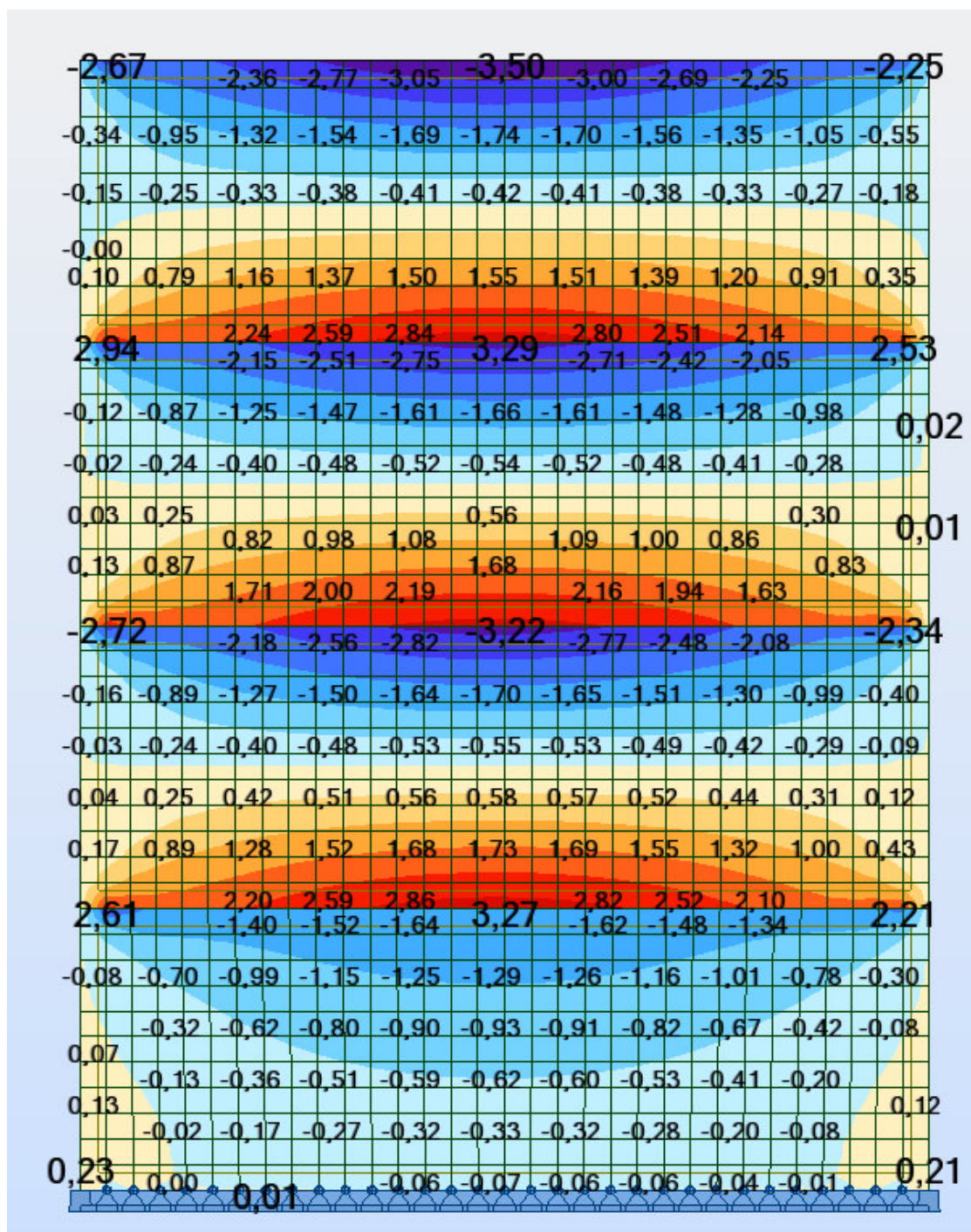
Esforços de Membrana, em MPa.



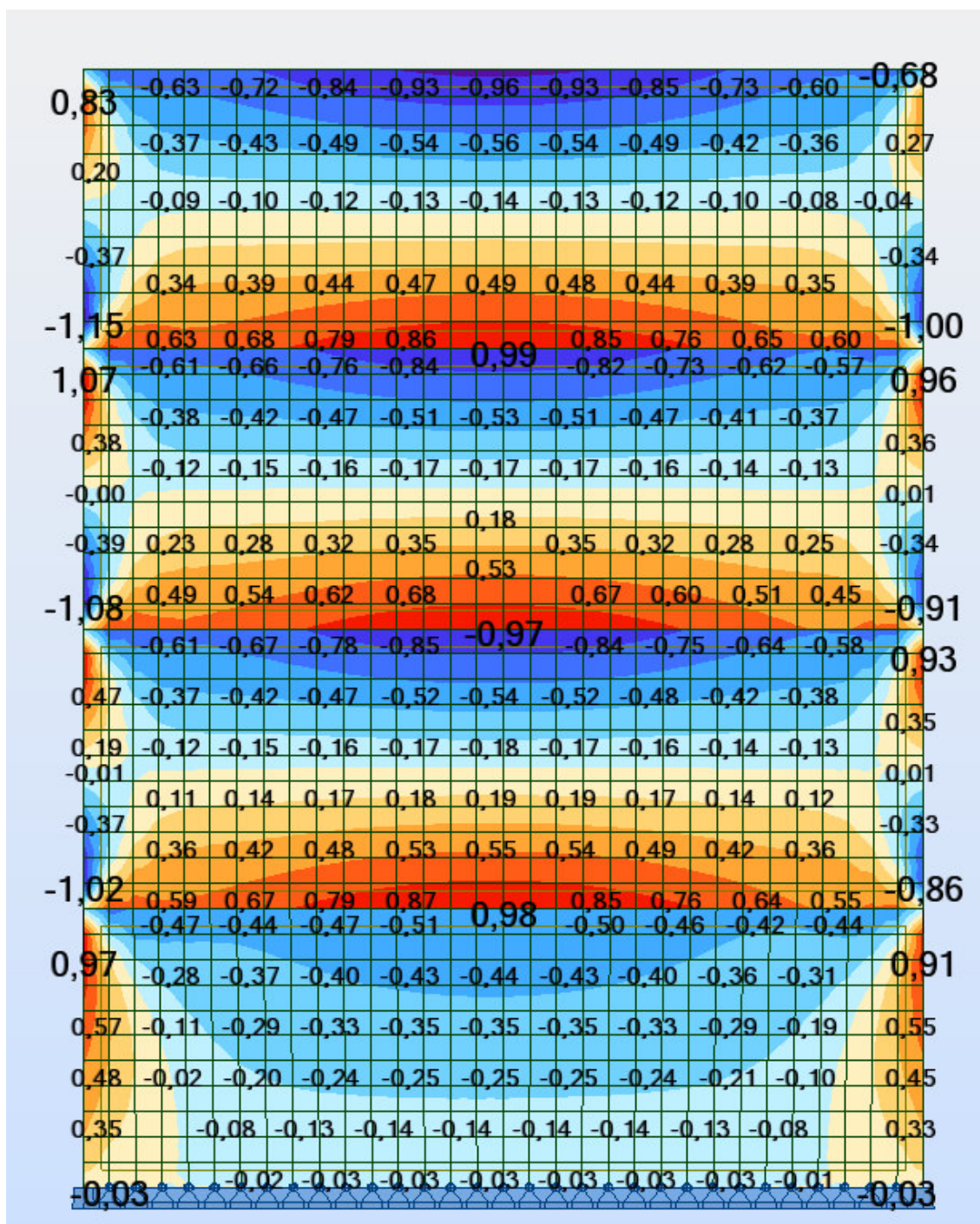
Tensões de Corte, em MPa.



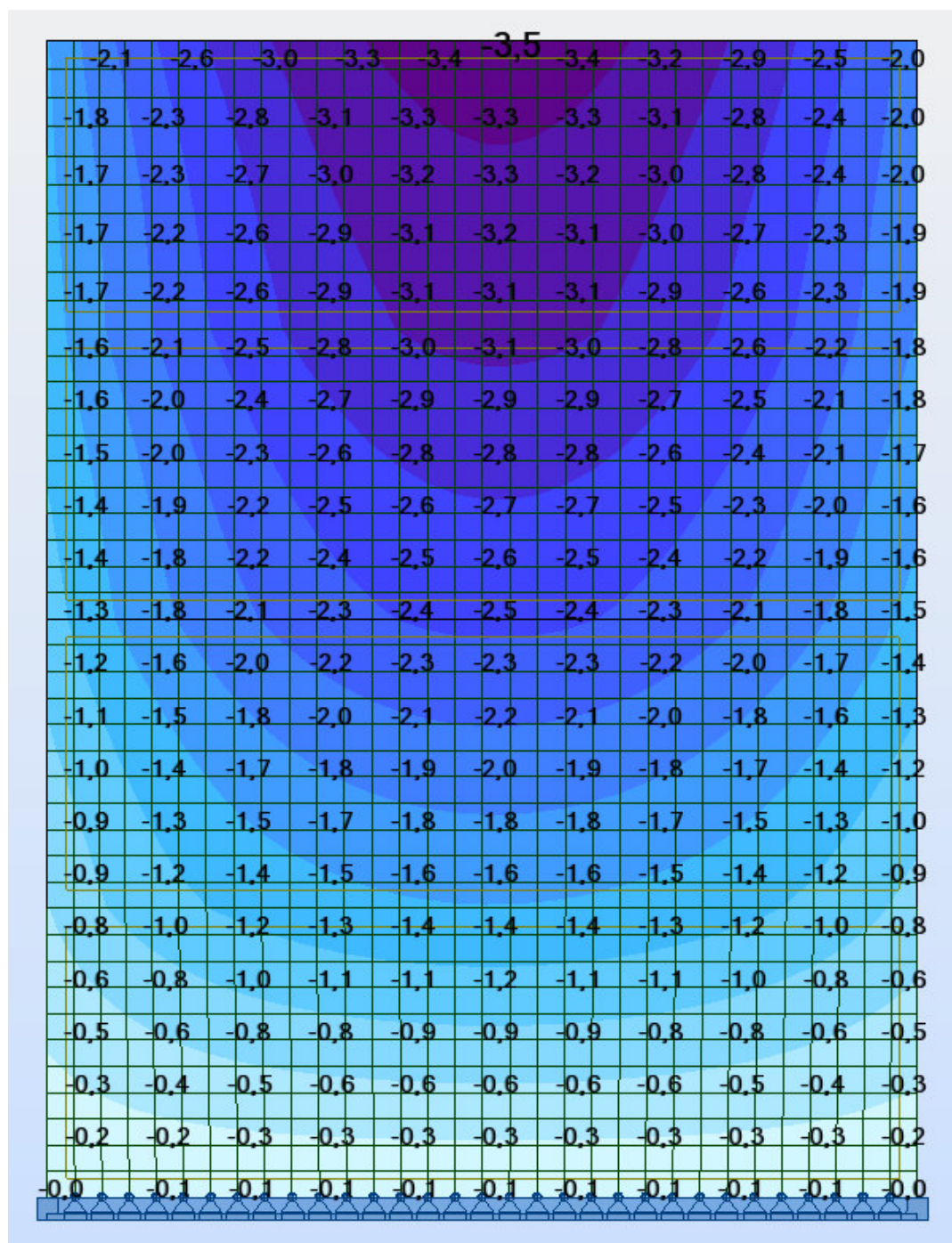
Momentos no plano da Fachada, em kN.m.



Momentos no Plano Paralelo às juntas de assentamento



Deformações, em milímetros.



ANEXO 11: CUSTOS TOTAIS – SOLUÇÃO 1

Betão			
Custo m³ [€]		70 €	
Betão			
Elemento	Área [m²]	Volume por unidade [m²]	Volume [m³]
ZA 1-3	1264,8	0,25	316,2
BM 3-6	299,4	0,475	142,2
BM1 e BM2	72,0	0,475	34,2
ZM 1-3	257,1	0,475	122,1
TOTAL [m³]			614,8
Custo [€]			43 033 €

Cofragem			
Custo m ² [€]		10 €	
Nº Pisos		4	
Cofragem			
Elemento	Quantidade	Área por unidade [m ²]	Área [m ²]
BM 3-6	2	9,6	19,2
	2	14,4	28,8
	1	13,8	13,8
	1	12,6	12,6
BM1 e BM2	9	3,9	35,1
ZM 1-3	4	5,24	20,96
	6	7,59	45,54
	2	3,61	7,22
ZA 1-3	1	316,8	316,8
		Por piso [m ²]	500,02
		TOTAL [m²]	2000,08
		CUSTO [€]	20 001 €

Moldes Plásticos			
Aluguer uni [€]		0,64 €	
Moldes			
Elemento	Quantidade	Área por unidade [m²]	Área [m²]
ZA 1-3	495	0,64	316,8
CUSTO [€]			317 €

Armadura						
Custo kg [€]	0,75 €					
Armadura de Flexão						
Elemento	Quantidade. Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
ZA1 y inf.	8	20	2,47	12	12	2845,4
	8	20	2,47	6	8	948,5
ZA1 y sup.	8	8	0,40	8	9,6	245,8
	8	8	0,40	19	12	729,6
ZA2 y inf.	8	20	2,47	12	12	2845,4
	8	20	2,47	3	8	474,2
ZA2 y sup.	8	8	0,40	4	9,6	122,9
	8	8	0,40	18	12	691,2
	8	8	0,40	4	9,6	122,9
	8	8	0,40	8	4,8	122,9
	4	20	2,47	6	10,8	640,2
ZA3 y inf.	4	20	2,47	6	9,3	551,3
	4	8	0,40	4	8,8	56,3
ZA3 y sup,	4	8	0,40	7	10,4	116,5
	4	8	0,40	12	8,8	169,0
	4	8	0,40	4	7,2	46,1
	4	8	0,40	15	2,1	50,4
	8	16	1,58	4	5	252,8
ZA1 x inf.	8	16	1,58	22	6,85	1904,8
	8	16	1,58	4	5	252,8
	8	16	1,58	2	5	126,4
	8	16	1,58	2	5,6	141,6
	8	16	1,58	2	5,6	141,6
	8	16	1,58	2	5	126,4
	8	16	1,58	2	5	126,4

Armadura de Flexão						
Elemento	Quantidade. Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
ZA1. x sup.	8	8	0,40	8	4	102,4
	8	8	0,40	48	5,6	860,2
	8	8	0,40	8	4	102,4
ZA2 x inf.	8	16	1,58	4	4,55	230,0
	8	16	1,58	22	5,6	1557,2
	8	16	1,58	4	4,55	230,0
	8	8	0,40	22	2,35	165,4
ZA2 x sup.	8	8	0,40	8	4	102,4
	8	8	0,40	48	6,35	975,4
	8	8	0,40	8	4	102,4
	8	16	1,58	25	2,35	742,6
ZA3 x inf.	4	8	0,40	8	3	38,4
	4	8	0,40	4	3	19,2
	4	8	0,40	16	5,6	143,4
	4	8	0,40	4	5	32,0
	4	8	0,40	4	5	32,0
ZA3 x sup	4	8	0,40	15	4	96,0
	4	8	0,40	39	7,1	443,0
	4	8	0,40	8	4	51,2
	4	16	1,58	20	2,35	297,0
	4	16	1,58	15	2,35	222,8

Armadura de Flexão						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
BM1 x inf.	16	16	1,58	2	5,4	273,0
	16	12	0,89	2	5,4	153,8
BM2 x inf.	16	10	0,62	4	5,4	214,3
	4	10	0,62	4	5,4	53,6
BM1 x sup.	16	8	0,40	4	5,4	138,2
BM2 x sup.	16	8	0,40	4	5,4	138,2
	4	8	0,40	4	5,4	34,6

Armadura de Flexão						
Elemento	Quantidade. Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
BM3 y inf.	8	20	2,47	4	12	948,5
	8	20	2,47	4	8,6	679,7
BM3 y sup.	8	8	0,40	4	9,6	122,9
BM4 y inf.	8	20	2,47	6	12	1422,7
	8	20	2,47	5	8,6	849,7
BM4 y sup.	8	6	0,40	6	9,6	184,3
BM5 e BM6 y inf.	8	20	2,47	4	10,3	814,1
	8	20	2,47	4	6,4	505,9
BM5 e BM6 y sup.	8	6	0,40	6	8	153,6

Armadura de Flexão						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
ZM1 y sup.	16	20	2,47	10	3,4	1343,7
	16	20	2,47	4	3,4	537,5
ZM1 x sup.	16	16	1,58	6	2,4	364,0
	16	8	0,40	4	2,4	61,4
ZM2 y sup.	16	20	2,47	12	3,4	1612,4
	16	20	2,47	6	3,4	806,2
ZM2 x sup.	16	16	1,58	15	4,6	1744,3
ZM3 y sup.	8	20	2,47	8	3,4	537,5
	8	20	2,47	8	3,4	537,5
ZM3 x sup.	8	16	1,58	11	4,1	570,1
ZM1 y inf.	16	8	0,40	4	2,1	53,8
	16	8	0,40	2	2,1	26,9
ZM1 x inf.	16	6	0,22	16	1,8	101,4
ZM2 y inf.	16	8	0,40	6	2,1	80,6
	16	8	0,40	4	2,1	53,8
ZM2. x inf.	16	6	0,22	16	3,1	174,6
ZM3 y inf.	8	8	0,40	6	2,1	40,3
	8	8	0,40	4	2,1	26,9
ZM3 X inf.	8	6	0,22	16	3,1	87,296

Armadura de Esforço Transverso						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
BM3	8	8	0,4	6	4,8	92,16
	8	8	0,4	39	4,8	599,04
	8	8	0,4	6	4,8	92,16
BM4	8	8	0,4	6	7,45	143,04
	8	8	0,4	39	7,45	929,76
	8	8	0,4	6	7,45	143,04
BM5 E BM6	8	8	0,4	32	7,45	762,88
	8	8	0,4	13	7,45	309,92

Armadura de Esforço Transverso						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
BM1	16	6	0,22	20	2,35	165,44
BM2	16	6	0,22	20	2,35	165,44
	4	6	0,22	20	2,35	41,36

Armadura de Esforço Transverso						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
ZA1 y	8	6	0,22	224	1,3	512,512
	8	6	0,22	228	1,3	521,664
ZA2 y	8	6	0,22	136	1,3	311,168
	8	6	0,22	261	1,3	597,168
ZA3 y	4	6	0,22	96	1,3	109,824
	4	6	0,22	168	1,3	192,192
ZA1 x	8	6	0,22	48	1,3	109,824
	8	6	0,22	243	1,3	555,984
ZA2 x	8	6	0,22	312	1,3	713,856
	8	6	0,22	174	1,3	398,112
ZA3 x	4	6	0,22	128	1,3	146,432
	4	6	0,22	168	1,3	192,192

Armadura de Esforço Transverso						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
ZM1 y	16	8	0,4	11	4,9	344,96
	16	8	0,4	6	4,9	188,16
ZM2 y	16	8	0,4	11	7,45	524,48
	16	8	0,4	6	8	307,2
ZM3 y	8	8	0,4	11	7,45	262,24
	8	8	0,4	6	8	153,6
ZM1 x	16	6	0,22	8	3,6	101,376
	16	6	0,22	17	5,9	353,056
	16	6	0,22	10	5,9	207,68
ZM2 x	16	6	0,22	26	3,6	329,472
	16	6	0,22	34	5,9	706,112
	16	6	0,22	13	5,9	269,984
ZM3 x	8	6	0,22	12	3,6	76,032
	8	6	0,22	26	5,9	269,984
	8	6	0,22	12	5,9	124,608
TOTAL						47741,8
Custo						35 806 €

ANEXO 12: CUSTOS TOTAIS – SOLUÇÃO 2

Betão			
Custo m³ [€]		70 €	
Betão			
Elemento	Área	Volume por unidade [m²]	Volume [m³]
ZA 1-3	1264,8	0,25	316,2
BM 3-6	299,4	0,475	142,2
BM1 e BM2	72,0	0,475	34,2
ZM 1-3	257,1	0,475	122,1
TOTAL [m³]			614,8
Custo [€]			43 033 €

Cofragem			
Custo m ² [€]		10 €	
Nº Pisos		4	
Cofragem			
Elemento	Quantidade	Área por unidade [m ²]	Área [m ²]
BM 3-6	2	9,6	19,2
	2	14,4	28,8
	1	13,8	13,8
	1	12,6	12,6
BM1 e BM2	9	3,9	35,1
ZM 1-3	4	5,24	20,96
	6	7,59	45,54
	2	3,61	7,22
ZA 1-3	1	316,8	316,8
		Por piso [m ²]	500,02
		TOTAL [m²]	2000,08
		CUSTO [€]	20 001 €

Molde			
Aluguer uni [€]	0,64 €		
Moldes			
Elemento	Quantidade	Área por unidade [m²]	Área [m²]
Laje Aligeirada	495	0,64	316,8
CUSTO [€]			317 €

Armadura						
Custo kg [€]	0,75					
Armadura de Flexão						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
ZA1 y inf.	8	20	2,47	12	12	2845,4
	8	12	0,89	6	8	341,8
ZA1 y sup.	8	8	0,4	8	9,6	245,8
	8	8	0,4	19	12	729,6
ZA2. y inf.	8	20	2,47	12	12	2845,4
	8	12	0,89	3	12	256,3
ZA2 y sup.	8	8	0,4	4	9,6	122,9
	8	8	0,4	18	12	691,2
	8	8	0,4	4	9,6	122,9
	8	8	0,4	8	4,8	122,9
ZA3 y inf.	4	20	2,47	6	10,8	640,2
	4	20	2,47	6	9,3	551,3
ZA3 y sup.	4	8	0,4	4	8,8	56,3
	4	8	0,4	7	10,4	116,5
	4	8	0,4	12	8,8	169,0
	4	8	0,4	4	7,2	46,1
	4	8	0,4	15	2,1	50,4
ZA1 x inf.	8	16	1,58	4	5	252,8
	8	16	1,58	22	6,85	1904,8
	8	16	1,58	4	5	252,8
	8	16	1,58	2	5	126,4
	8	16	1,58	2	5,6	141,6
	8	16	1,58	2	5,6	141,6
	8	16	1,58	2	5	126,4

Armadura de Flexão						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
ZA1 x sup.	8	8	0,4	8	4	102,4
	8	8	0,4	48	5,6	860,2
	8	8	0,4	8	4	102,4
ZA2. x inf.	8	16	1,58	4	4,55	230,0
	8	16	1,58	22	5,6	1557,2
	8	16	1,58	4	4,55	230,0
	8	8	0,4	22	2,35	165,4
ZA2 x sup.	8	8	0,4	8	4	102,4
	8	8	0,4	48	6,35	975,4
	8	8	0,4	8	4	102,4
	8	16	1,58	25	2,35	742,6
ZA3 x inf.	4	8	0,4	8	3	38,4
	4	8	0,4	4	3	19,2
	4	8	0,4	16	5,6	143,4
	4	8	0,4	4	5	32,0
ZA3 x sup.	4	8	0,4	15	4	96,0
	4	8	0,4	39	7,1	443,0
	4	8	0,4	8	4	51,2
	4	16	1,58	20	2,35	297,0
	4	16	1,58	15	2,35	222,8

Armadura de Flexão						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
BM1 x inf.	16	16	1,58	2	5,4	273,0
	16	12	0,89	2	5,4	153,8
BM2 x inf.	16	10	0,62	4	5,4	214,3
	4	10	0,62	3	5,4	40,2
BM1 x sup.	16	8	0,4	3	5,4	103,7
BM2 x sup.	16	8	0,4	3	5,4	103,7
	4	8	0,4	3	5,4	25,9

Armadura de Flexão						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
BM3 y inf.	8	16	1,58	4	12	606,7
BM3 y sup.	8	8	0,4	4	10	128,0
BM4 y inf.	8	16	1,58	6	12	910,1
BM4 y sup.	8	8	0,4	6	10	192,0
BM5 e BM6 y inf.	8	20	2,47	6	10,3	1221,2
	8	20	2,47	6	6,4	758,8
BM5 e BM6 y sup.	8	8	0,4	6	9	172,8

Armadura de Flexão						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
ZM1 Y sup.	16	20	2,47	9	3,4	1209,3
ZM1X sup.	16	16	1,58	6	2,4	364,0
	16	8	0,4	4	2,4	61,4
ZM2 Y sup.	16	20	2,47	9	3,4	1209,3
	16	20	2,47	6	3,4	806,2
ZM2 X sup.	16	16	1,58	12	4,6	1395,5
ZM3 Y sup.	8	20	2,47	8	3,4	537,5
	8	20	2,47	8	3,4	537,5
ZM3 X sup.	8	16	1,58	11	4,1	570,1
ZM1 Y inf.	16	8	0,4	4	2,1	53,8
	16	8	0,4	2	2,1	26,9
ZM1 X inf.	16	6	0,22	16	1,8	101,4
ZM2 Y inf.	16	8	0,4	6	2,1	80,6
	16	8	0,4	4	2,1	53,8
ZM2 X inf.	16	6	0,22	16	3,1	174,6
ZM3Y inf.	8	8	0,4	6	2,1	40,3
	8	8	0,4	4	2,1	26,9
ZM3 X inf.	8	6	0,22	16	3,1	87,3

Armadura de Esforço Transverso						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
BM3	8	8	0,4	32	4,8	491,5
BM4	8	8	0,4	32	7,45	762,9
BM5 E BM6	8	8	0,4	32	7,45	762,9
	8	8	0,4	13	7,45	309,9
BM1	16	8	0,4	20	2,35	300,8
BM2	16	8	0,4	20	2,35	300,8
	4	8	0,4	20	2,35	75,2

Armadura de Esforço Transverso						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
ZA1 y	8	6	0,22	224	1,3	512,5
	8	6	0,22	228	1,3	521,7
ZA2 y	8	6	0,22	136	1,3	311,2
	8	6	0,22	261	1,3	597,2
ZA3 y	4	6	0,22	96	1,3	109,8
	4	6	0,22	168	1,3	192,2
ZA1 x	8	6	0,22	48	1,3	109,8
	8	6	0,22	243	1,3	556,0
ZA2 x	8	6	0,22	312	1,3	713,9
	8	6	0,22	174	1,3	398,1
ZA3 x	4	6	0,22	128	1,3	146,4
	4	6	0,22	168	1,3	192,2

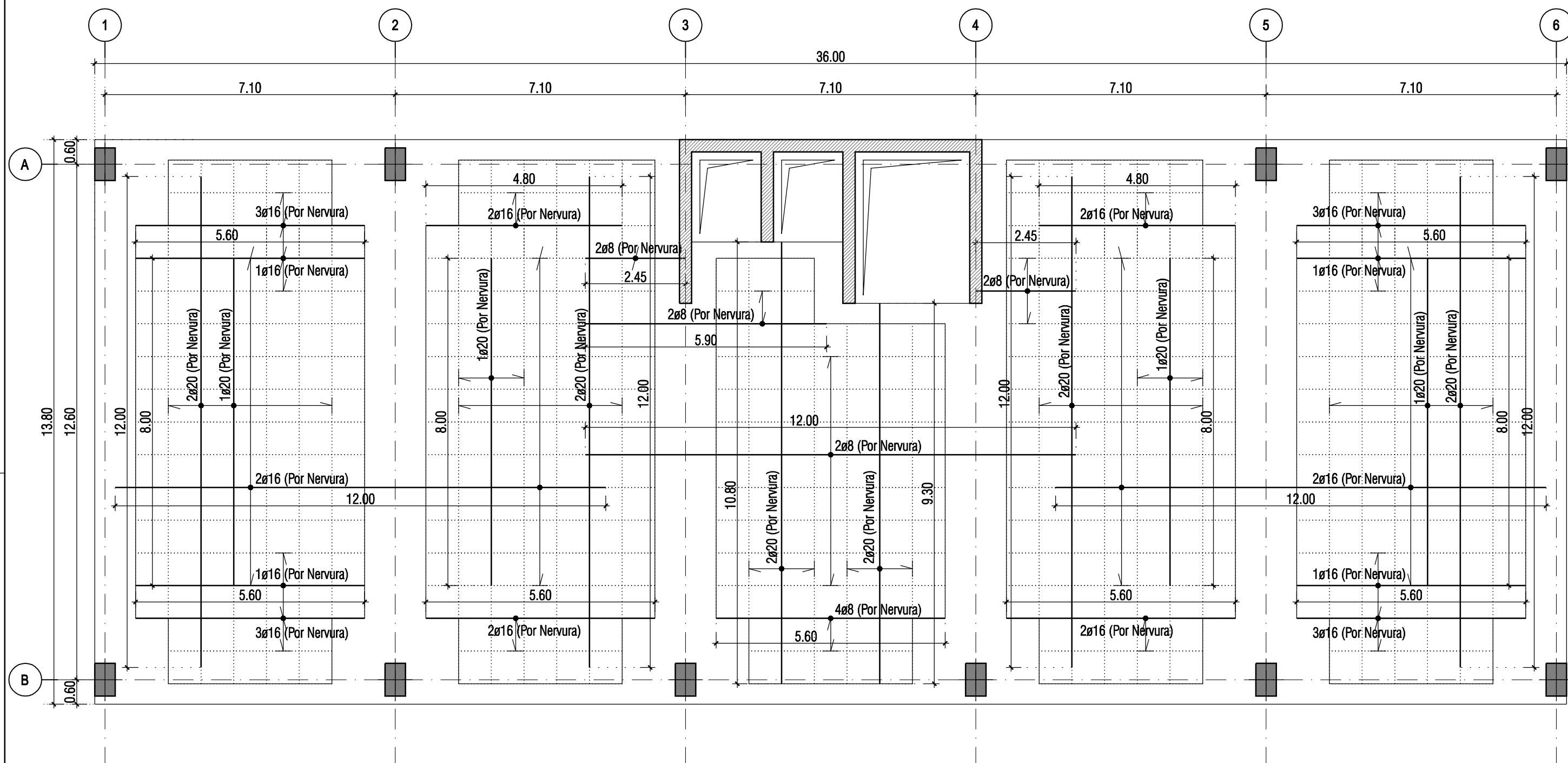
Armadura de Esforço Transverso						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
ZM1 y	16	8	0,4	6	4,9	188,2
	16	8	0,4	6	4,9	188,2
ZM2 y	16	8	0,4	11	7,45	524,5
	16	8	0,4	6	8	307,2
ZM3 y	8	8	0,4	11	7,45	262,2
	8	8	0,4	6	8	153,6
ZM1 x	16	6	0,22	8	3,6	101,4
	16	6	0,22	17	5,9	353,1
	16	6	0,22	10	5,9	207,7
ZM2 x	16	6	0,22	26	3,6	329,5
	16	6	0,22	34	5,9	706,1
	16	6	0,22	13	5,9	270,0
ZM3 x	8	6	0,22	12	3,6	76,0
	8	6	0,22	26	5,9	270,0
	8	6	0,22	12	5,9	124,6
TOTAL						43081,3
Custo						32 311 €

Armadura Pré-Esforço						
Custo kg [€]		3 €				
Armadura de Pré-Esforço						
Elemento	Quantidade Elementos Idênticos	Diâmetro [mm]	Peso por metro [kg/m]	Quantidade	Comprimento [m]	Peso [kg]
BM3	8	15	5,9	2	13	1227,2
BM4	8	15	5,9	2	13	1227,2
					TOTAL [kg]	2454,4
					Custo [€]	7 363 €

ANEXO 13: PLANTAS E CORTES – SOLUÇÃO 1

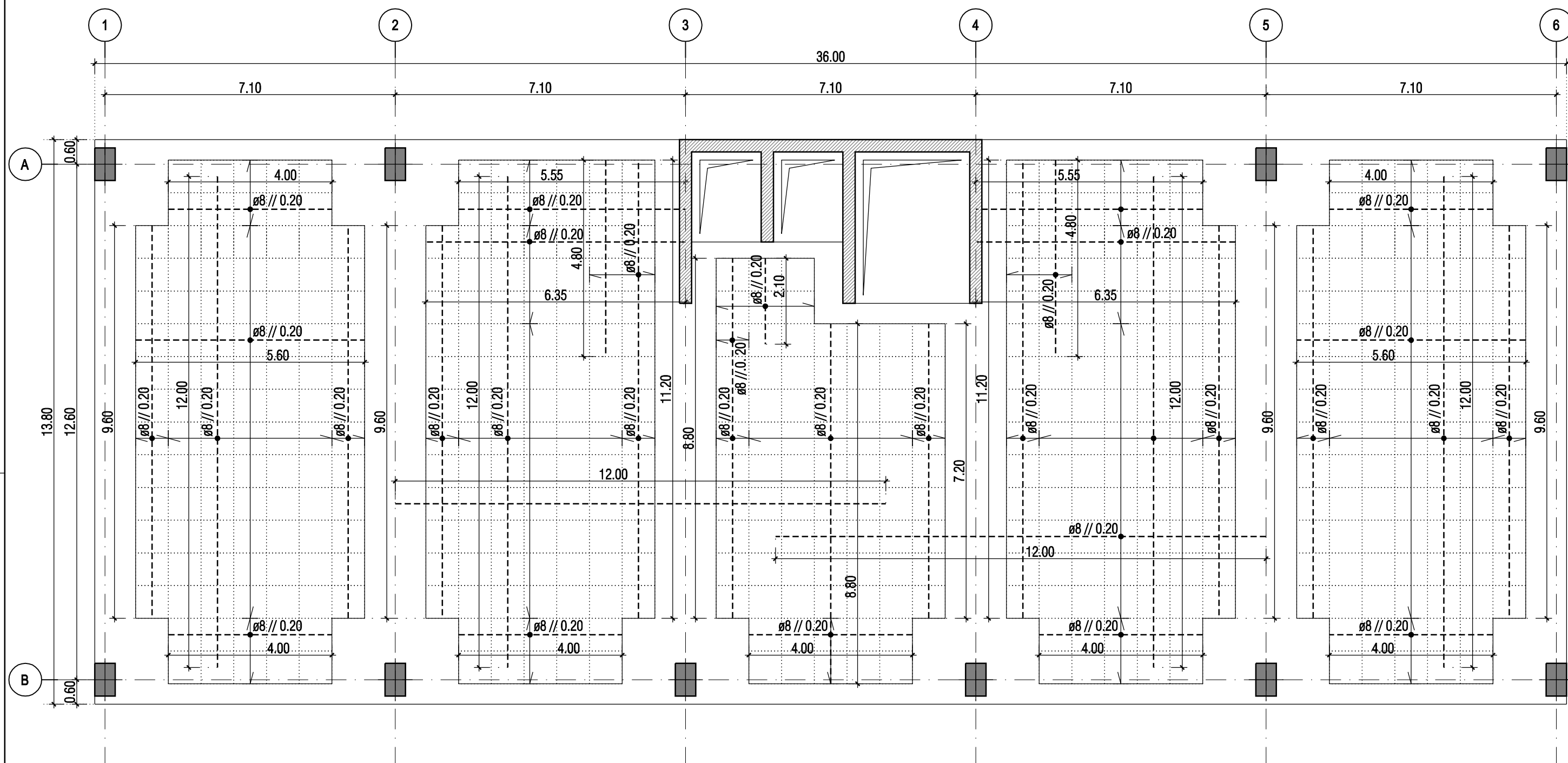
Listagem desenhos e inserir quebras de página, na mesma proporção das páginas dos desenhos.

- 1001: Planta de Geometria
- 1101: Planta de Armaduras Inferiores – Zona Aligeirada
- 1102: Planta de Armaduras Superiores – Zona Aligeirada
- 1201: Planta de Armaduras Inferiores – Banda Maciça
- 1202: Planta de Armaduras Superiores – Banda Maciça
- 1301: Planta de Armaduras Inferiores – Zona Maciça
- 1302: Planta de Armaduras Superiores – Zona Maciça
- 1401: Corte Tipo das Bandas Maciças
- 1402: Alçado Banda Maciça BM3 e BM4



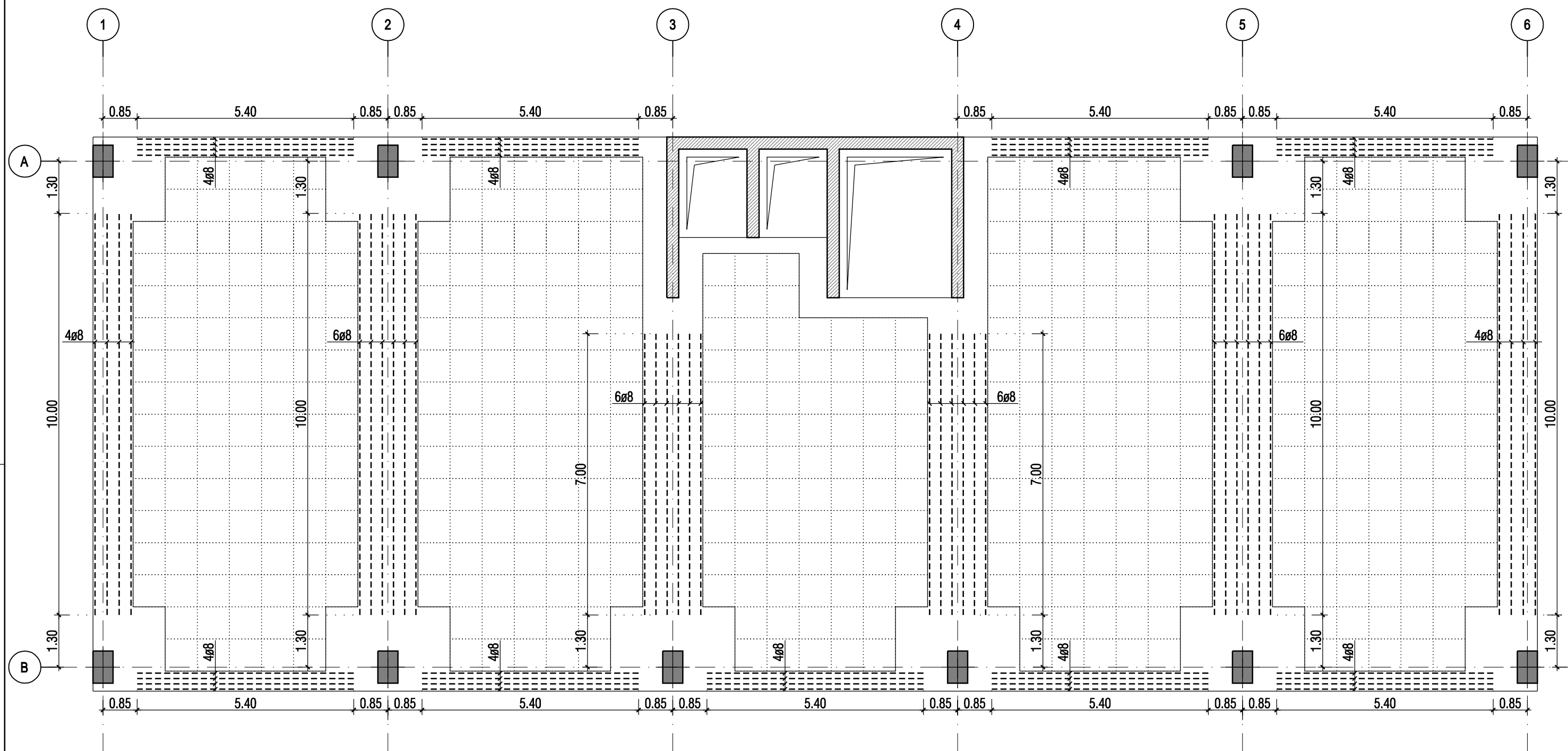
CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	_____

Título do desenho				
SOLUÇÃO 1 - PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES - ZONA ALIGEIRADA				
Responsável:	Data	Escala	Especialidade	nº ordem
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE	1101



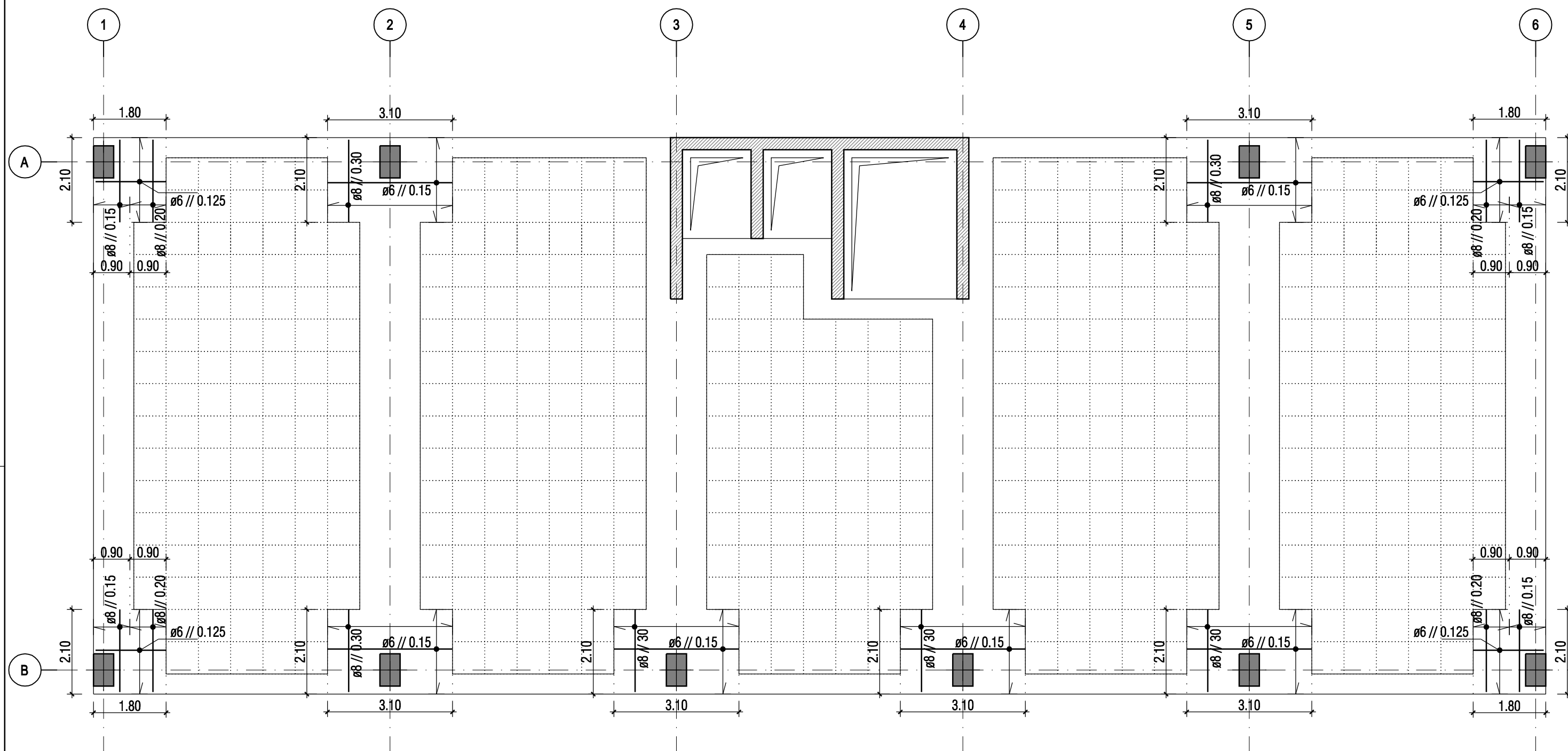
CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	_____

Título do desenho				
SOLUÇÃO 1 - PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES - ZONA ALIGEIRADA				
Responsável:	Data	Escala	Especialidade	nº ordem
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE	1102



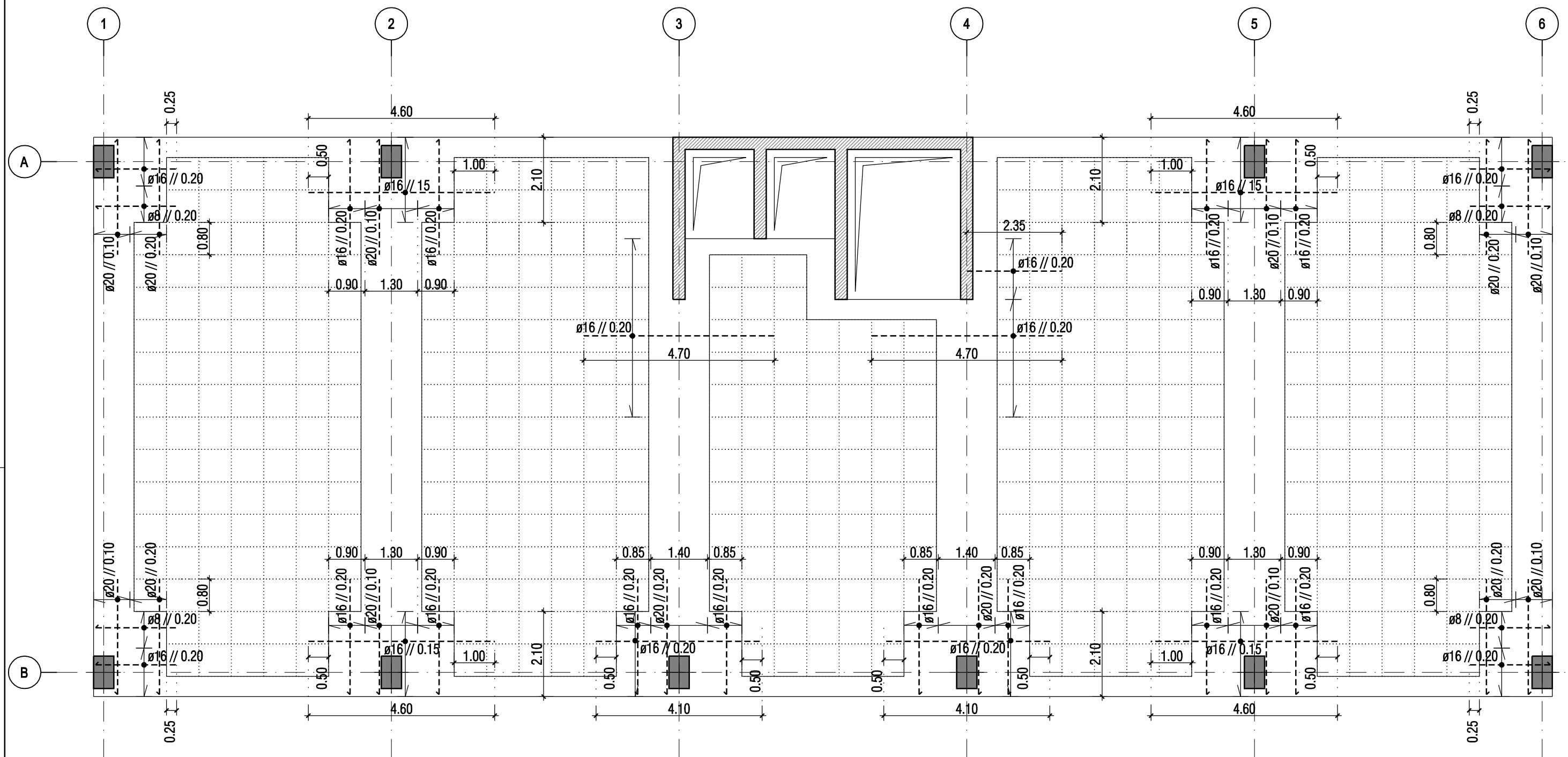
CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	_____

Título do desenho				
SOLUÇÃO 1 - PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES - BANDA MACIÇA				
Responsável:	Data	Escala	Especialidade	nº ordem
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE	1 2 0 2



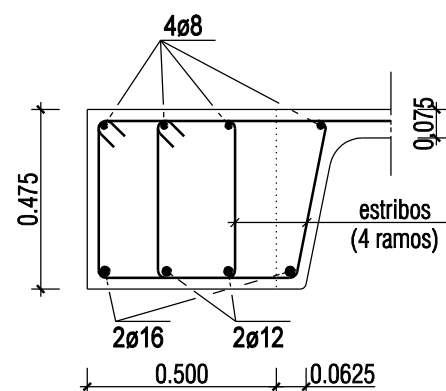
CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	_____

Título do desenho				
SOLUÇÃO 1 - PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES - ZONA MACIÇA				
Responsável:	Data	Escala	Especialidade	nº ordem
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE	1 3 0 1

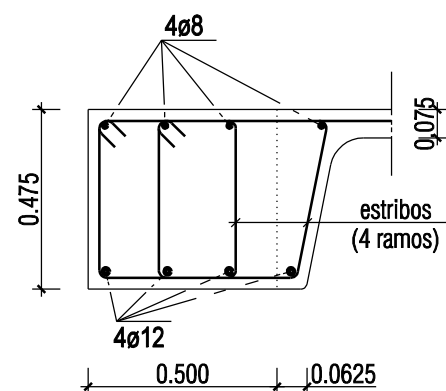


CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	_____

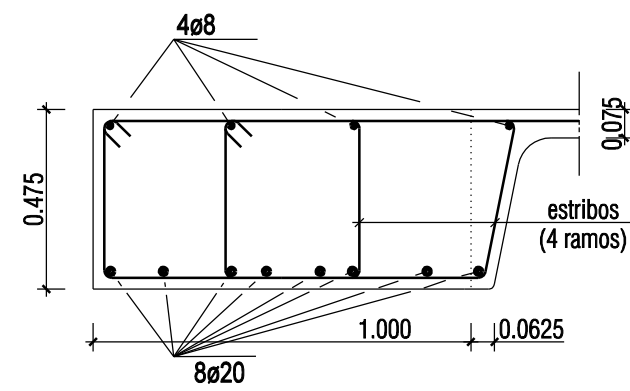
Título do desenho				
SOLUÇÃO 1 - PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES - ZONA MACIÇA				
Responsável:	Data	Escala	Especialidade	nº ordem
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE	1 3 0 2



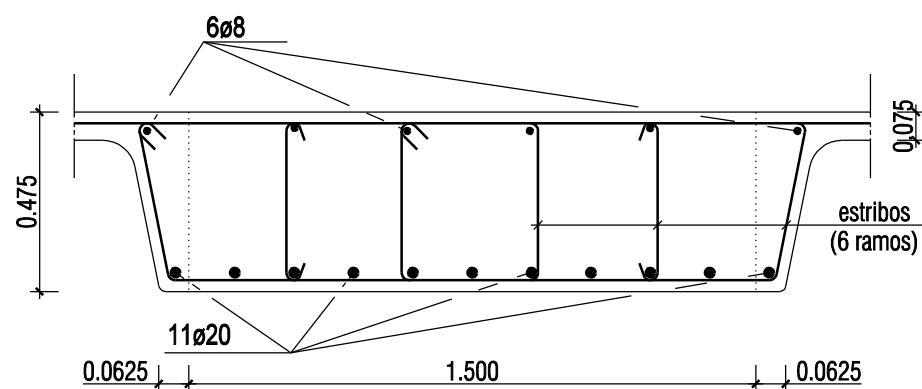
Banda Maciça Tipo BM1



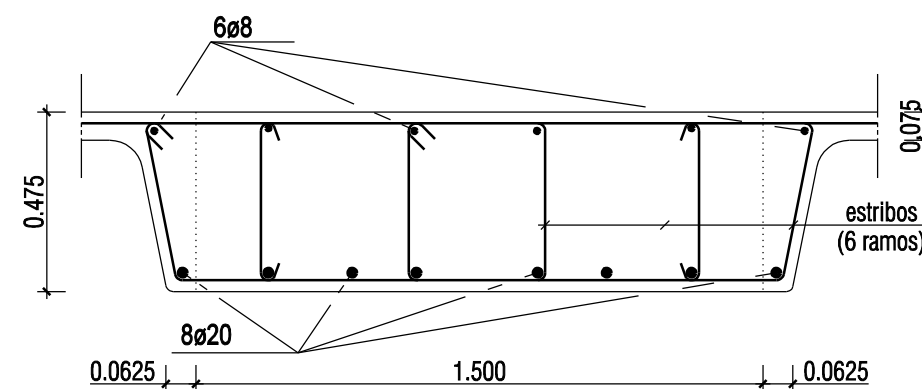
Banda Maciça Tipo BM2



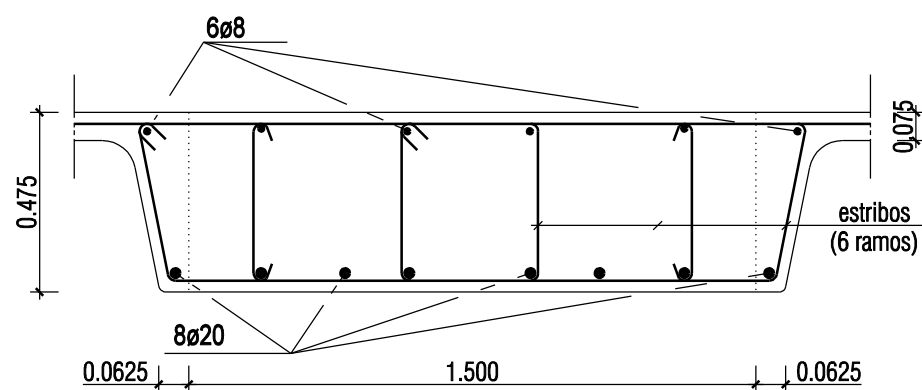
Banda Maciça Tipo BM3



Banda Maciça Tipo BM4

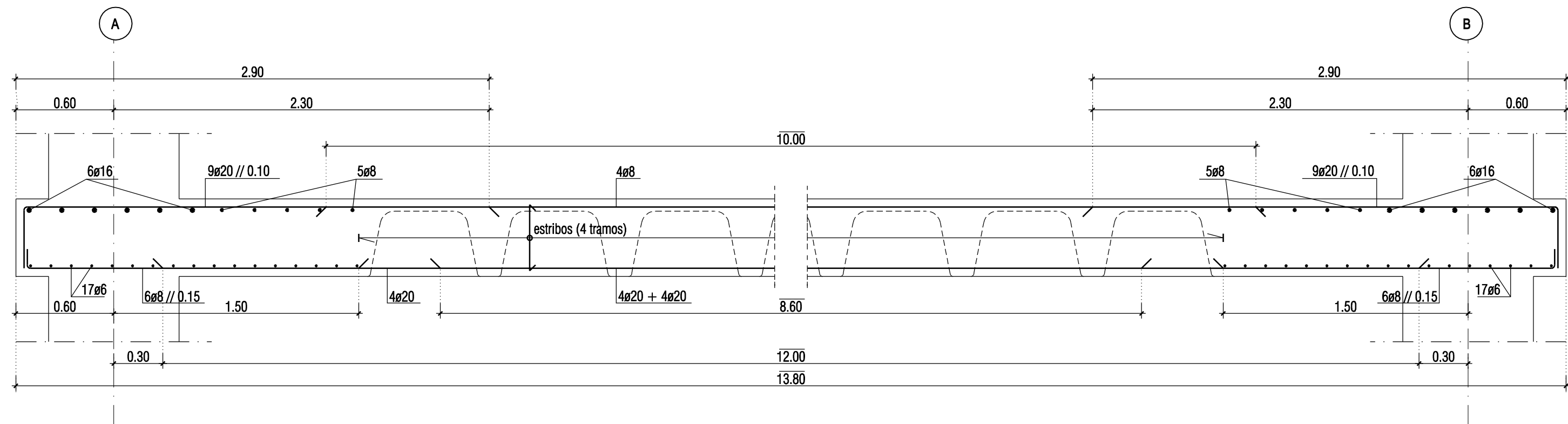


Banda Maciça Tipo BM5

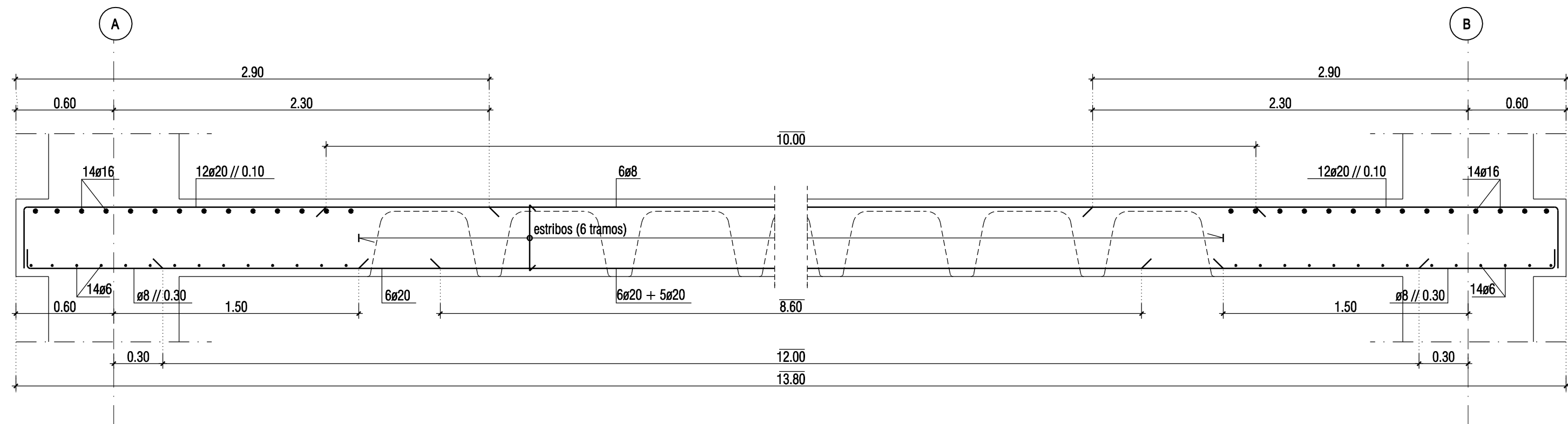


Banda Maciça Tipo BM6

Título do desenho				
SOLUÇÃO 1 - CORTE TIPO DAS BANDAS MACIÇAS				
Responsável:	Data	Escala	Especialidade	nº ordem
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 20	ESTABILIDADE	1 4 0 1



Alçado da Banda Maciça BM3



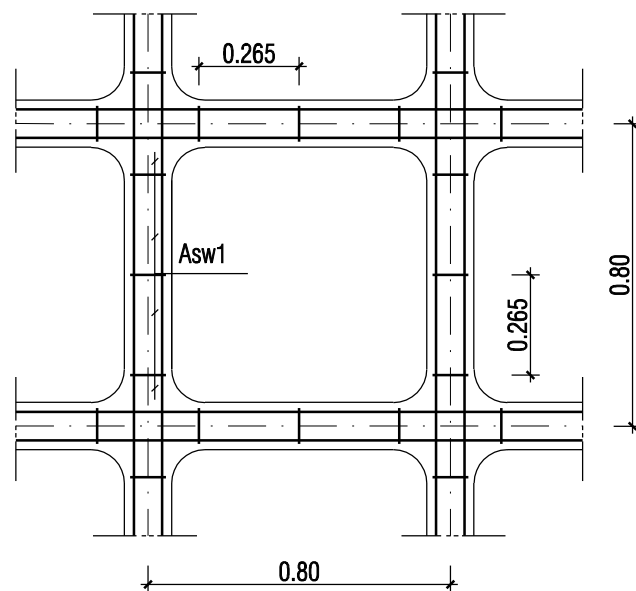
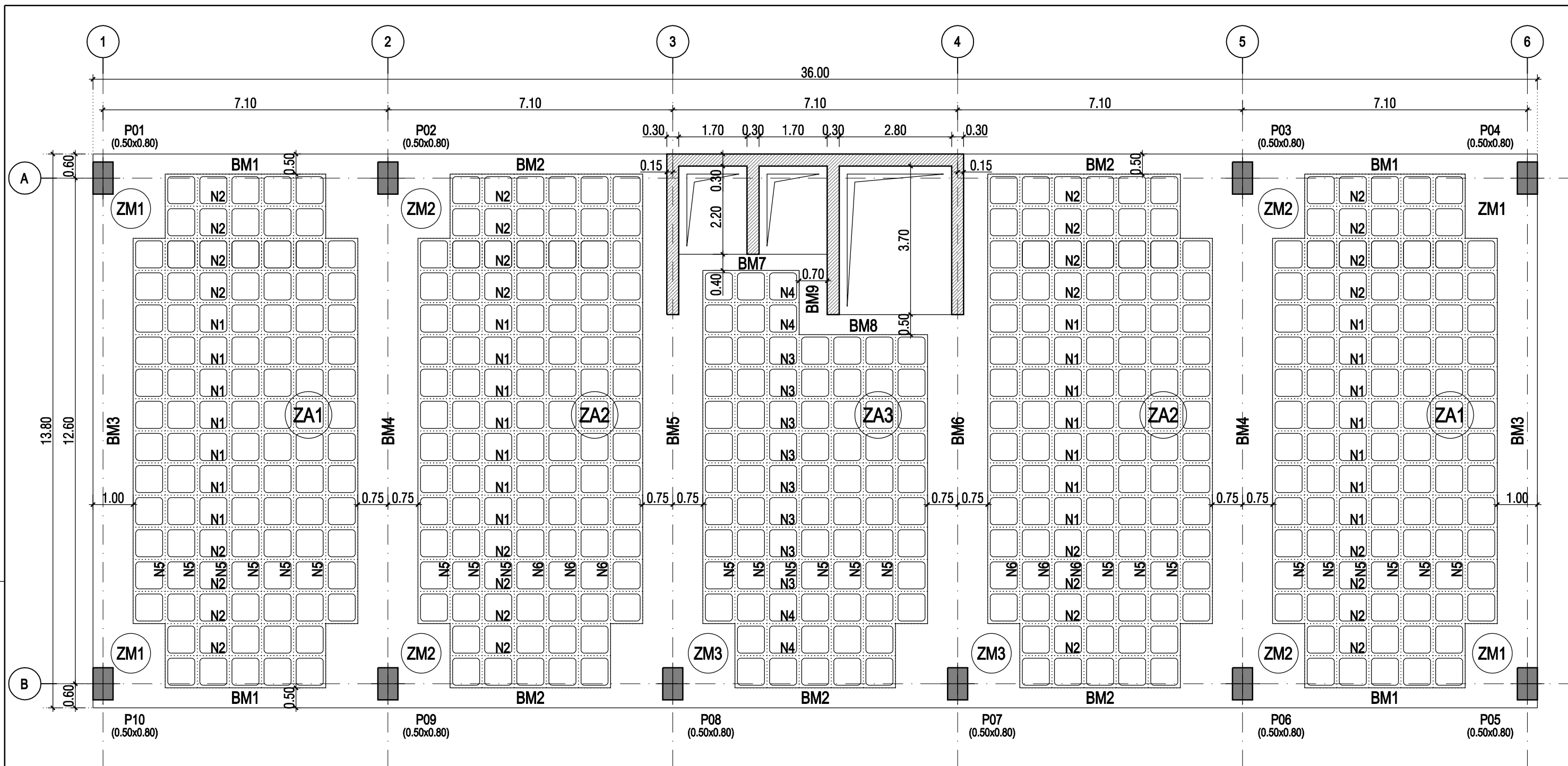
Alçado da Banda Maciça BM4

Título do desenho				
SOLUÇÃO 1 - ALÇADO BANDA MACIÇA BM3 E BM4				
Responsável:		Data	Escala	Especialidade
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA		2015 - 02 - 11	1 / 25	ESTABILIDADE
nº ordem				1 4 0 2

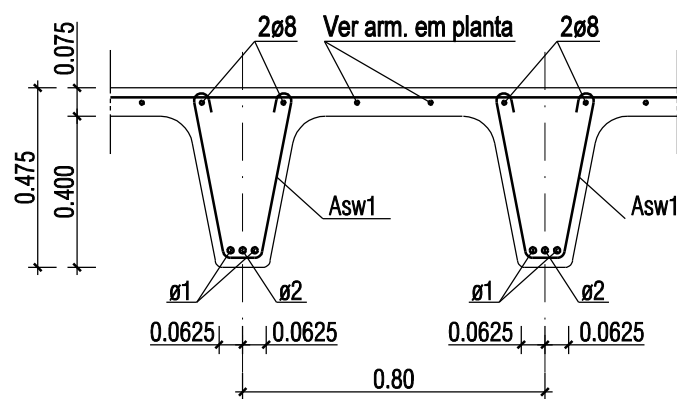
ANEXO 14: PLANTAS E CORTES – SOLUÇÃO 2

Listagem desenhos e inserir quebras de página, na mesma proporção das páginas dos desenhos.

- 2001: Planta de Geometria
- 2101: Planta de Armaduras Inferiores – Zona Aligeirada
- 2102: Planta de Armaduras Superiores – Zona Aligeirada
- 2201: Planta de Armaduras Inferiores – Banda Maciça
- 2202: Planta de Armaduras Superiores – Banda Maciça
- 2301: Planta de Armaduras Inferiores – Zona Maciça
- 2302: Planta de Armaduras Superiores – Zona Maciça
- 2401: Corte Tipo das Bandas Maciças
- 2402: Alçado Banda Maciça BM3 e BM4



PLANTA TIPO DAS NERVURAS



CORTE TIPO DAS NERVURAS

QUADRO DAS NERVURAS			
NERVURA	ø1	ø2	Asw1
N1	2ø16	-	ø6//0.265
N2	2ø16	1ø16	ø6//0.265
N3	2ø8	-	ø6//0.265
N4	2ø8	2ø8	ø6//0.265
N5	2ø20	1ø12	ø6//0.265
N6	2ø20	-	ø6//0.265

Título do desenho

SOLUÇÃO 2 - PLANTA DE GEOMETRIA

Responsável:

JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA

Data

2015 - 02 - 11

Escala

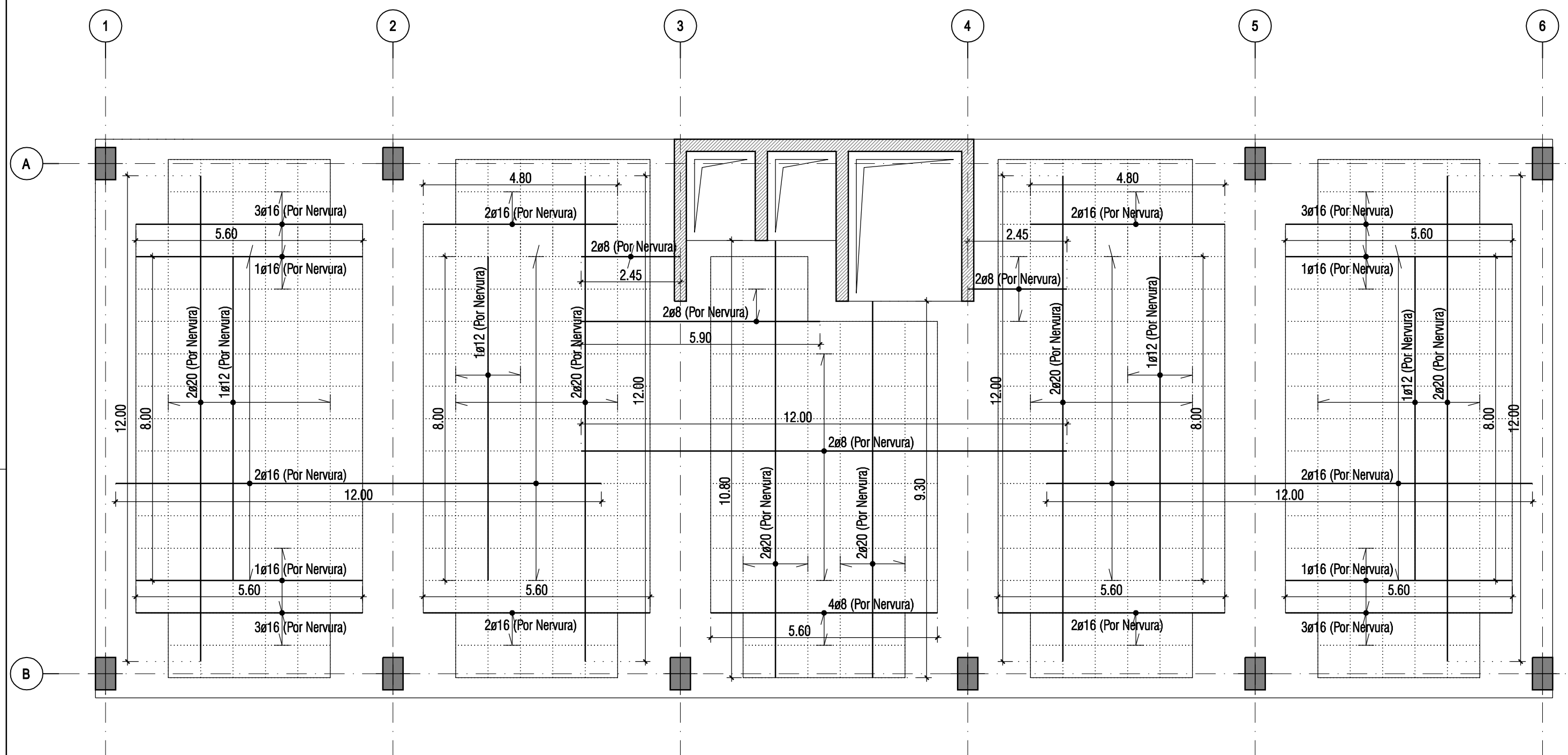
1 / 100

Especialidade

ESTABILIDADE

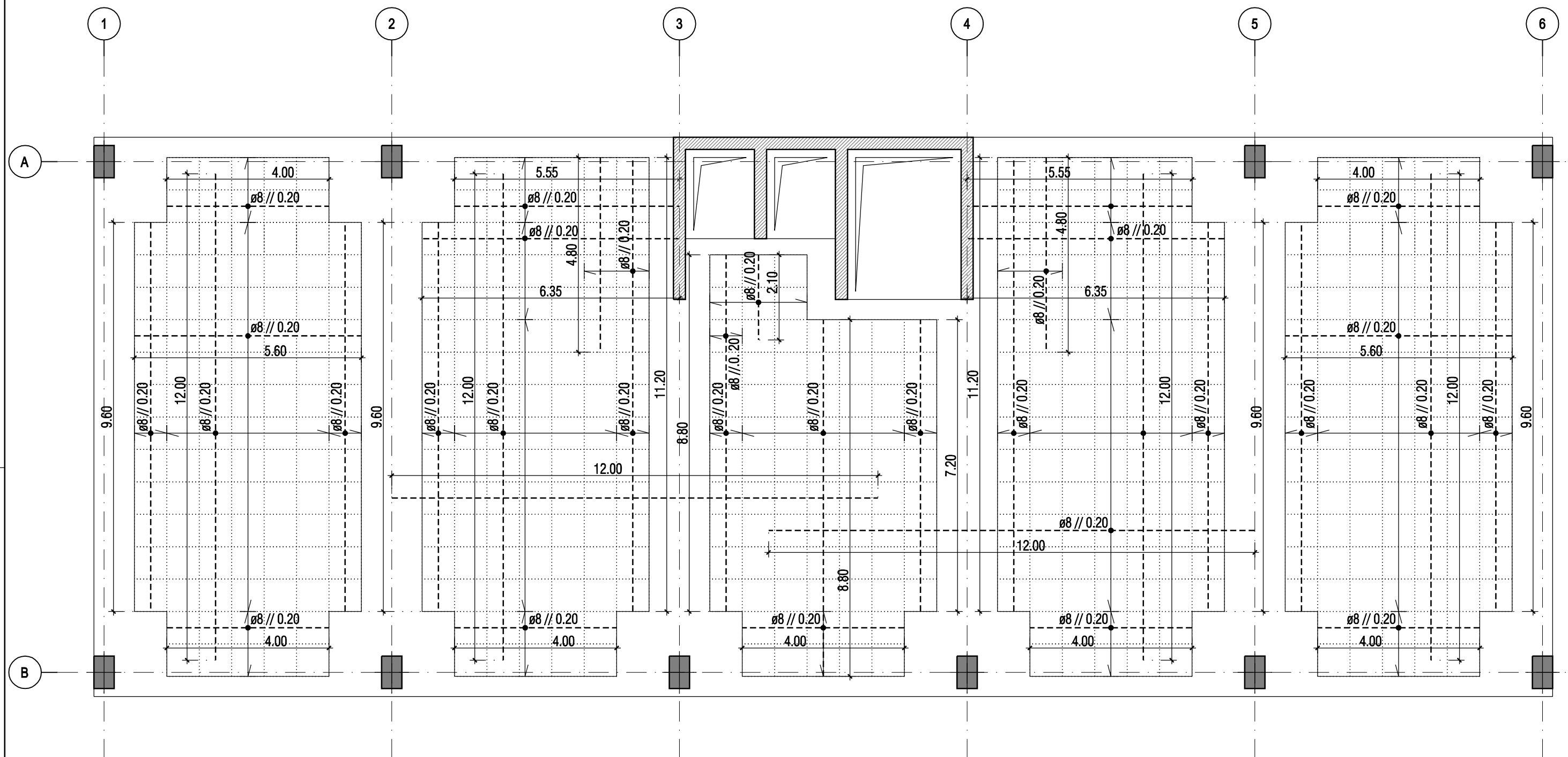
nº ordem

2001



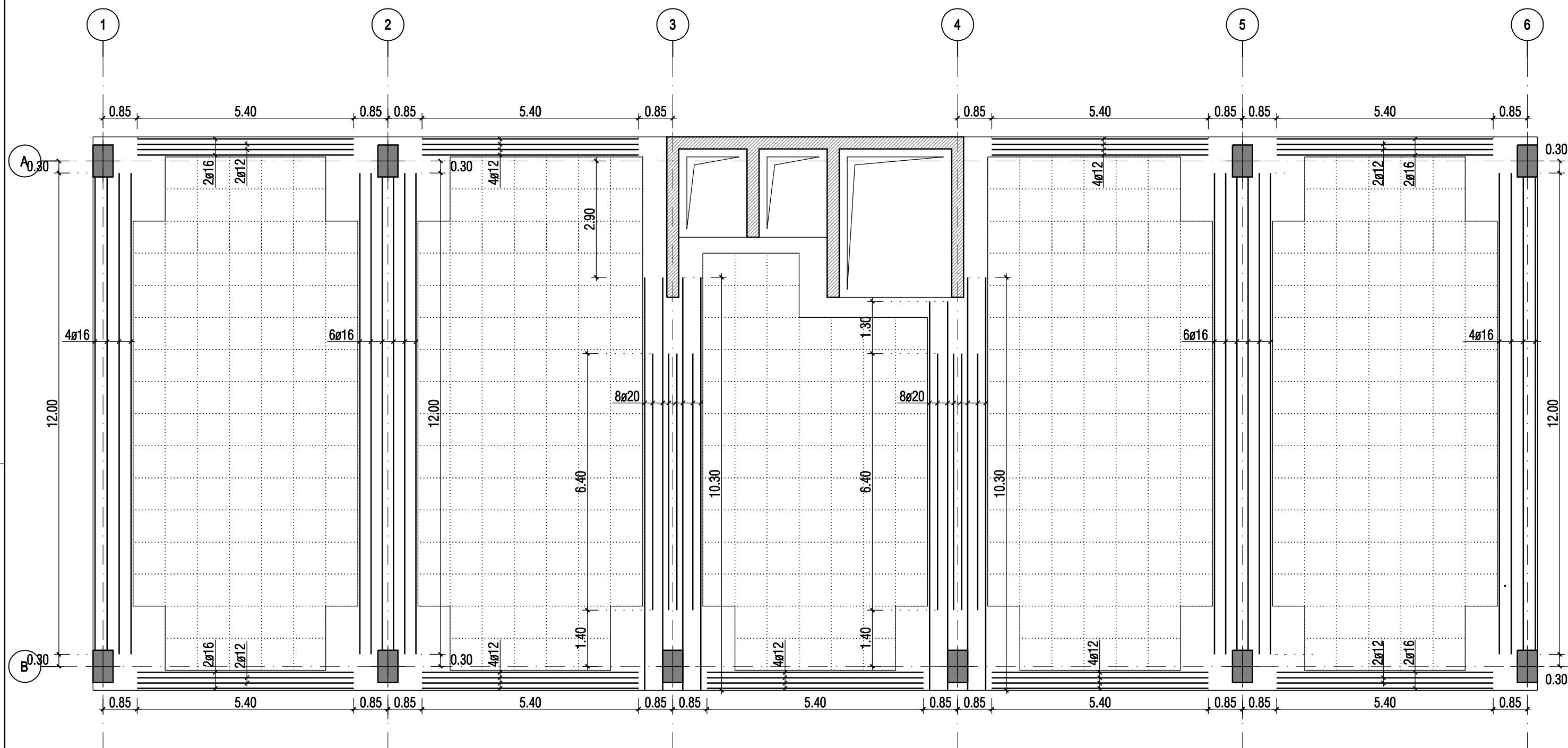
CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	_____

Título do desenho				
SOLUÇÃO 2 - PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES - ZONA ALIGEIRADA				
Responsável:	Data	Escala	Especialidade	nº ordem
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE	2101



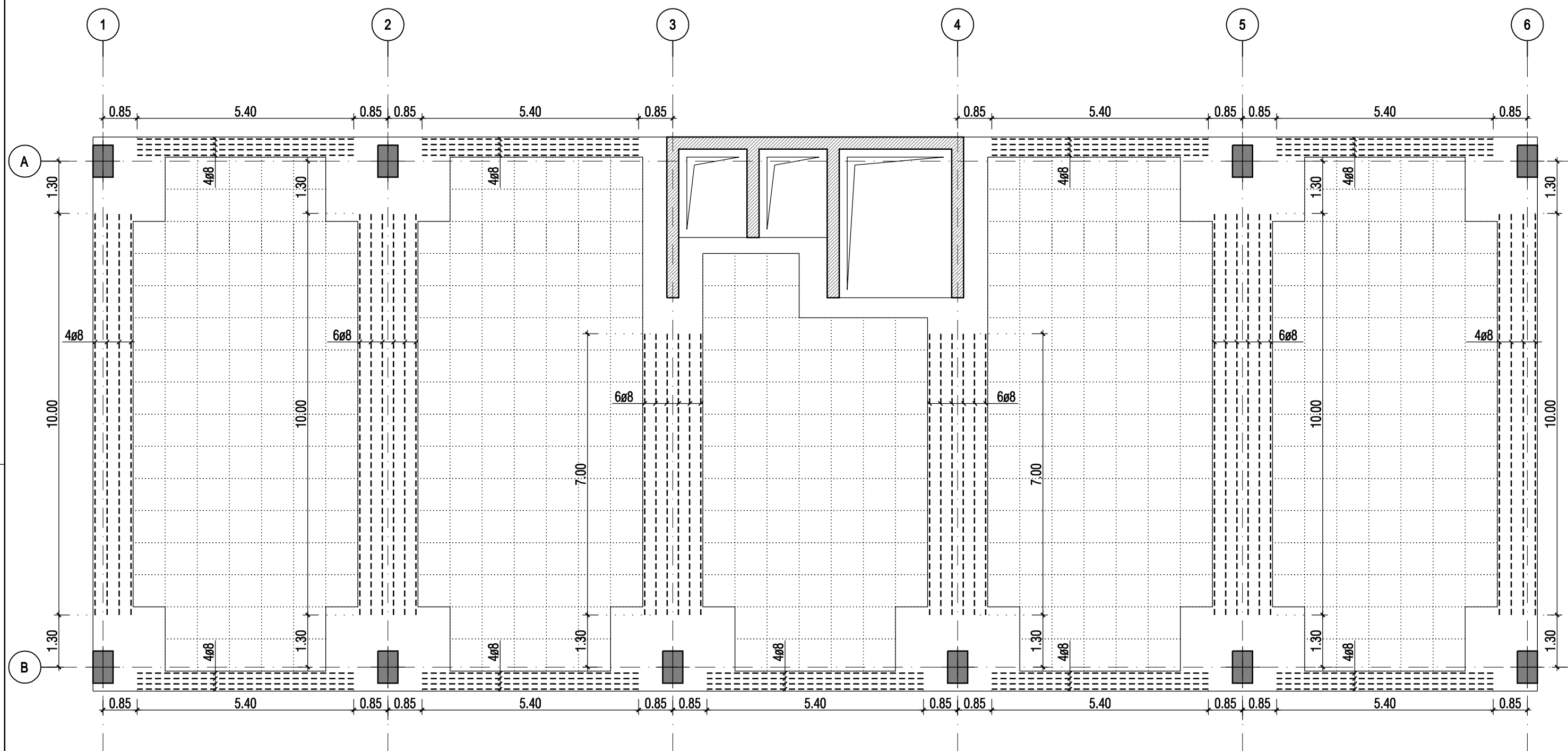
CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	_____

Título do desenho				
SOLUÇÃO 2 - PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES - ZONA ALIGEIRADA				
Responsável:	Data	Escala	Especialidade	nº ordem
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE	2102



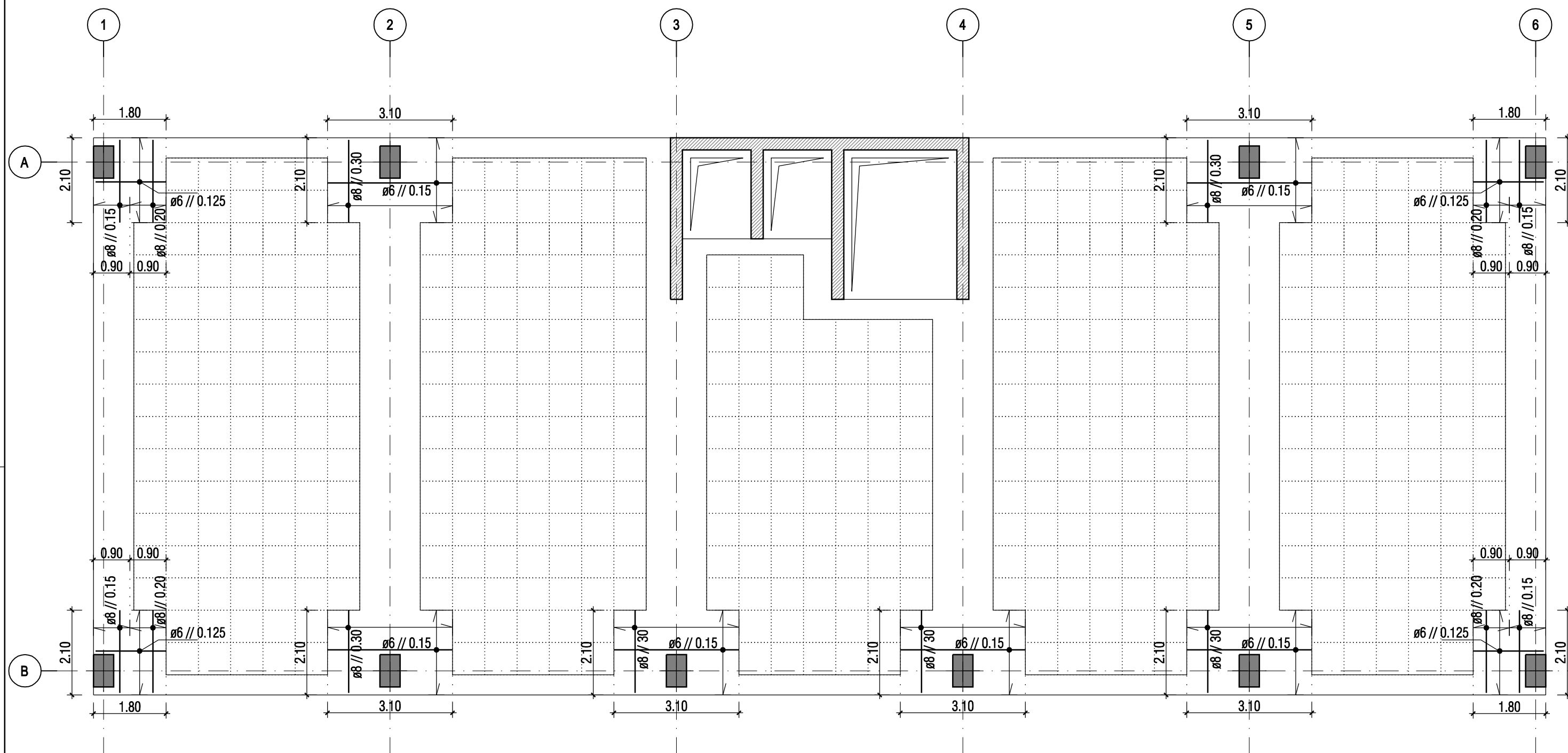
CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	_____

Título do desenho			
SOLUÇÃO 2 - PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES - BANDA MACIÇA			
Responsável:	Data	Escala	Especialidade
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE
nº ordem			2 2 0 1



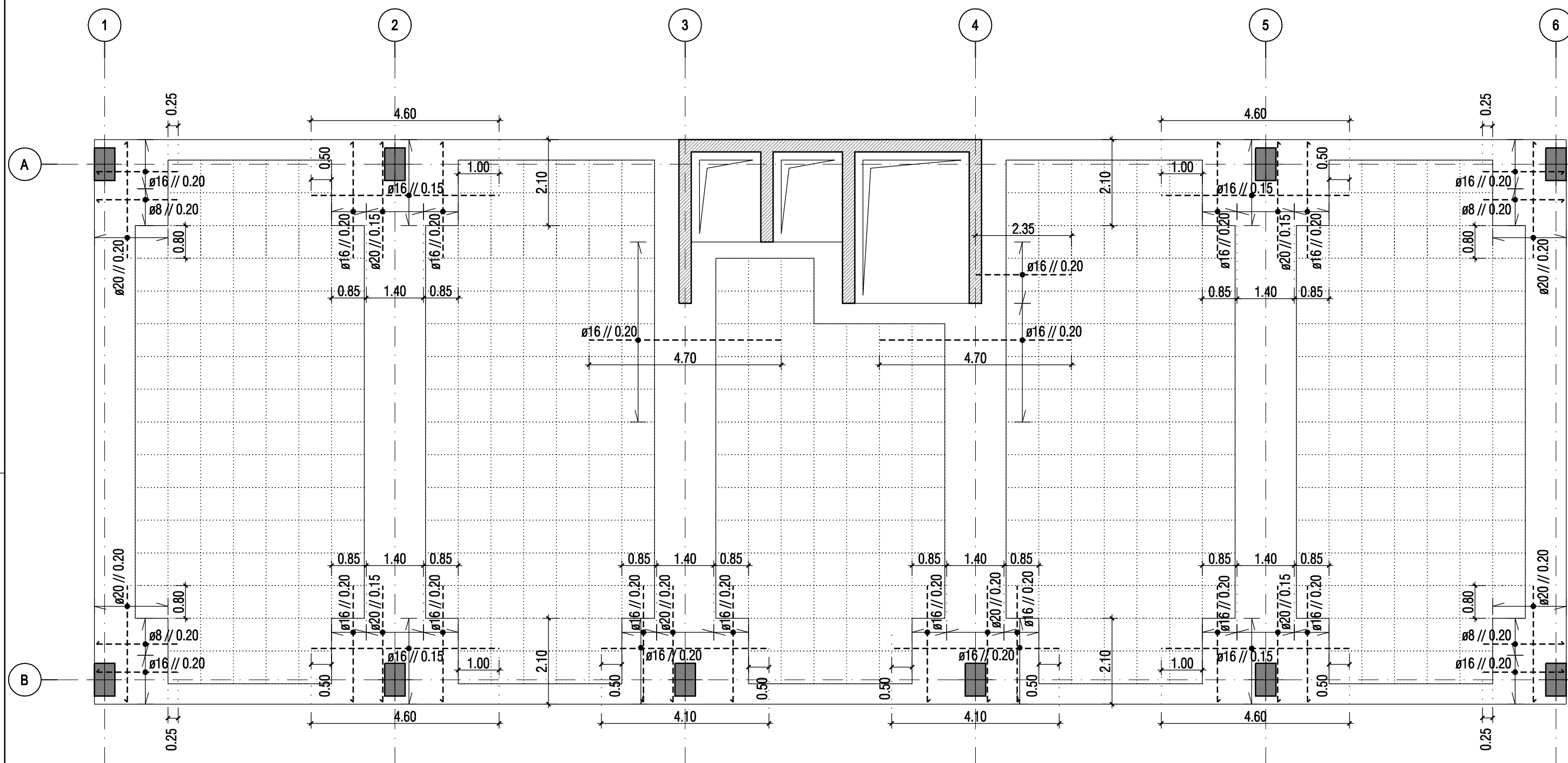
CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	—————

Título do desenho				
SOLUÇÃO 2 - PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES - BANDA MACIÇA				
Responsável:	Data	Escala	Especialidade	nº ordem
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE	2202



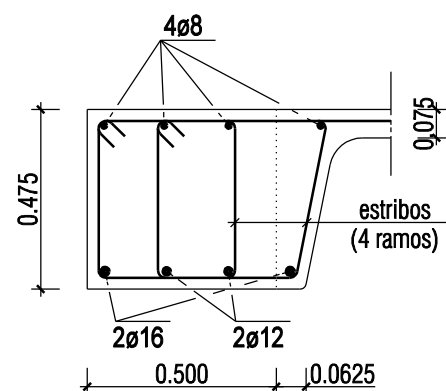
CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	_____

Título do desenho			
SOLUÇÃO 2 - PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES - ZONA MACIÇA			
Responsável:	Data	Escala	Especialidade
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE
nº ordem			2301

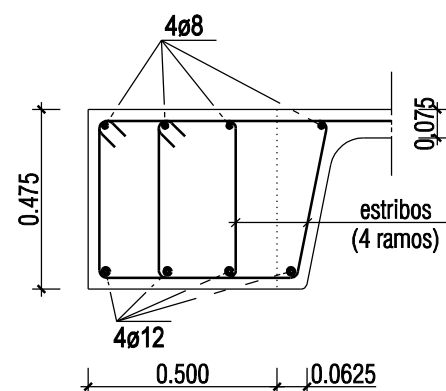


CONVENÇÕES :	
Armadura Superior	-----
Armadura Inferior	_____

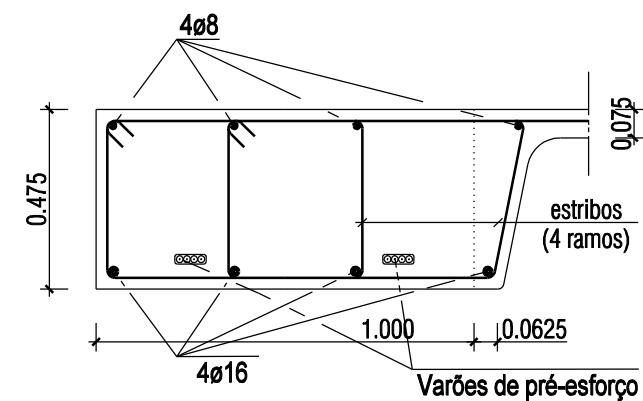
Título do desenho				
SOLUÇÃO 2 - PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES - ZONA MACIÇA				
Responsável:	Data	Escala	Especialidade	nº ordem
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA	2015 - 02 - 11	1 / 100	ESTABILIDADE	2302



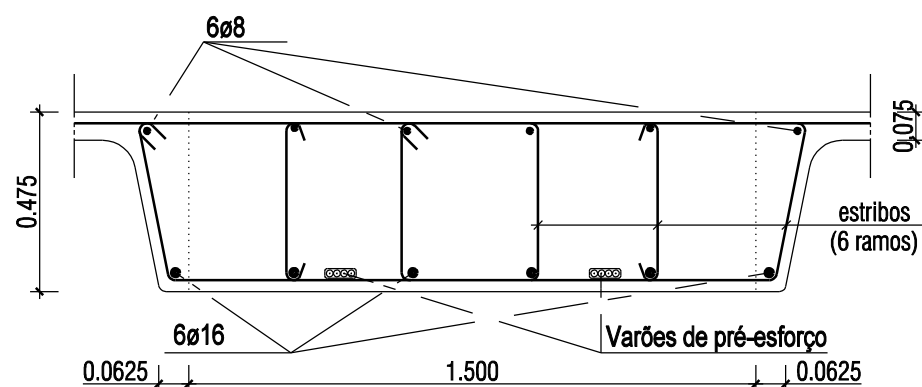
Banda Maciça Tipo BM1



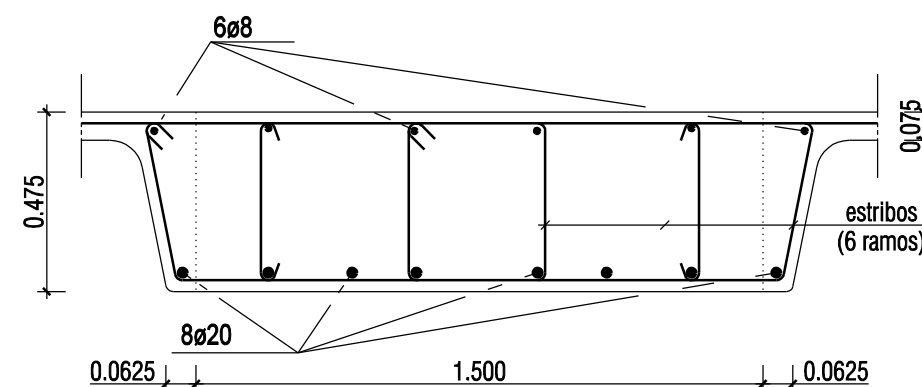
Banda Maciça Tipo BM2



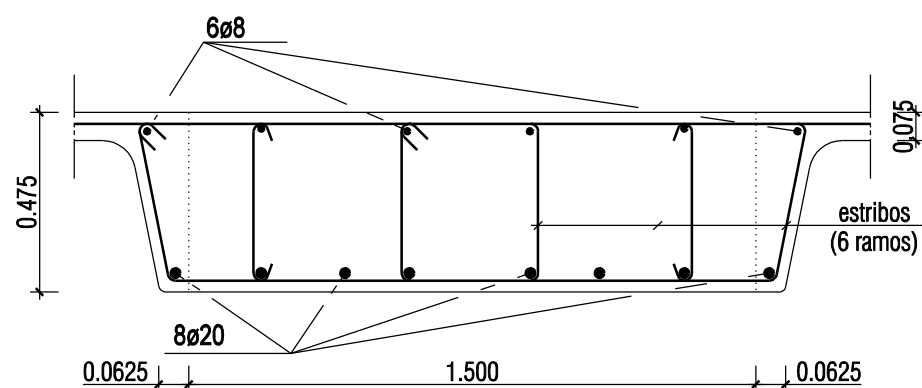
Banda Maciça Tipo BM3



Banda Maciça Tipo BM4



Banda Maciça Tipo BM5



Banda Maciça Tipo BM6

Título do desenho

SOLUÇÃO 2 - CORTE TIPO DAS BANDAS MACIÇAS

Responsável:

JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA

Data

2015 - 02 - 11

Escala

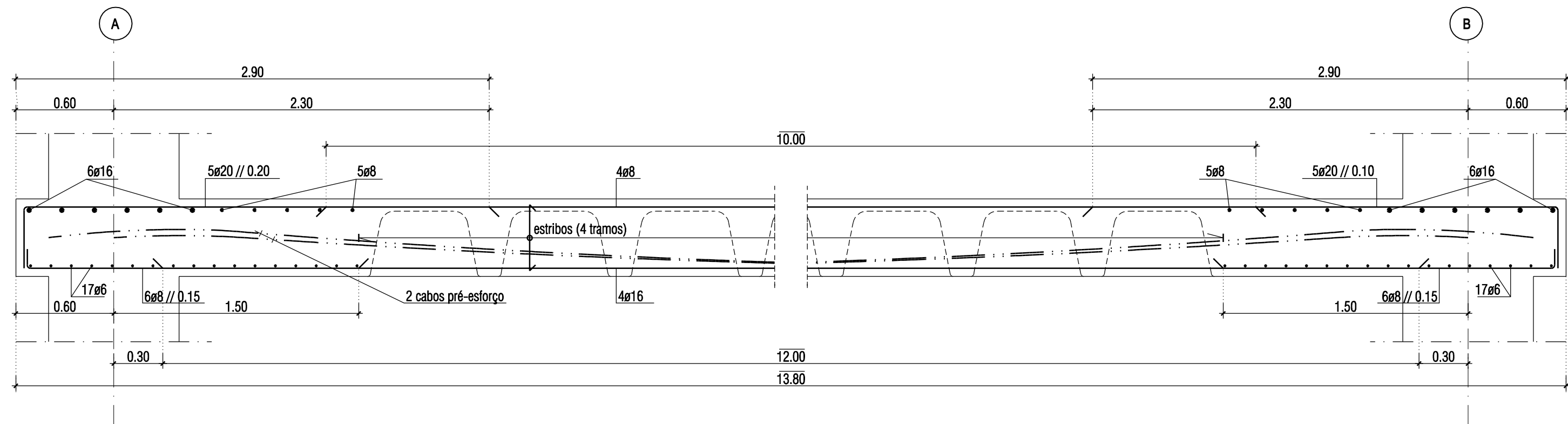
1 / 20

Especialidade

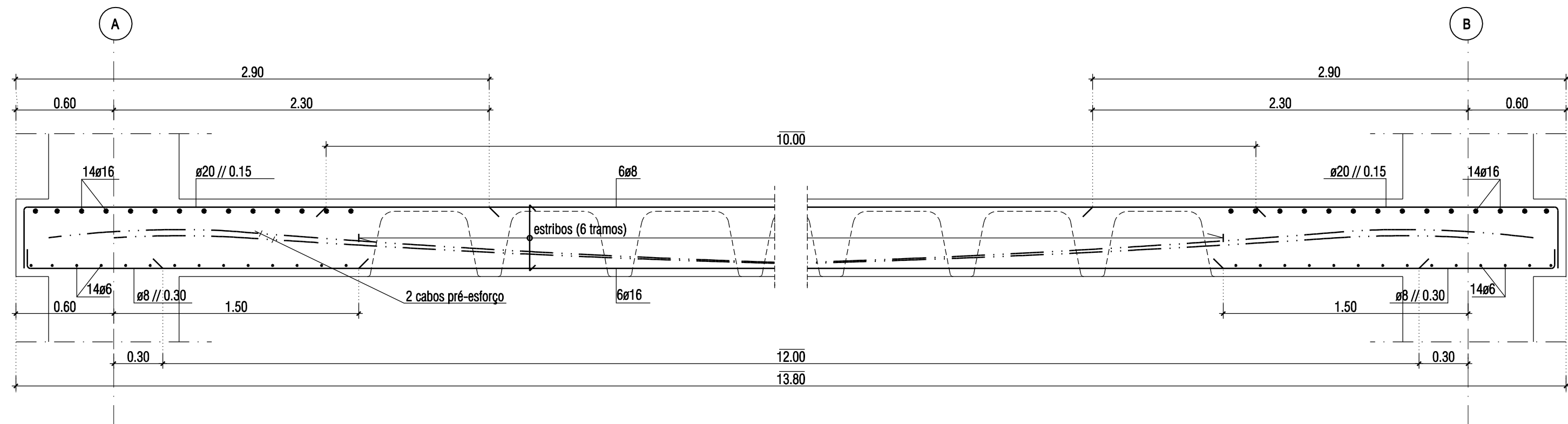
ESTABILIDADE

nº ordem

2401



Alçado da Banda Maciça BM3



Alçado da Banda Maciça BM4

Título do desenho				
SOLUÇÃO 2 - ALÇADO BANDA MACIÇA BM3 E BM4				
Responsável:		Data	Escala	Especialidade
JOÃO MIGUEL DA SILVA OLIVEIRA		2015 - 02 - 11	1 / 25	ESTABILIDADE
nº ordem				2 4 0 2