

REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

JOSÉ AUGUSTO OLIVEIRA NOVAIS

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

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda
Guedes

JUNHO DE 2023

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901



m.ec@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



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 em Engenharia Civil - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023*

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.

Aos meus Pais, irmãs e amigos

AGRADECIMENTOS

Ao concluir esta etapa, é importante destacar e expressar a minha gratidão a todas as pessoas que estiveram envolvidas e me apoiaram ao longo destes últimos anos.

Ao Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes, orientador da minha dissertação, agradeço pela sua disponibilidade, apoio, partilha de conhecimentos e informações durante todo o processo. A sua contribuição foi fundamental para o sucesso desta dissertação.

Aos meus pais e irmãs, agradeço pelo incentivo, motivação e apoio inconstante desde o primeiro dia. Grande parte deste sucesso devo a eles.

Agradeço à Joana, pela paciência, ajuda, por toda a compreensão e apoio incondicional no decorrer desta etapa e nos momentos mais complicados, um obrigado especial, com carinho

Aos meus amigos, pela presença constante e por todos os momentos de convívio que partilhamos ao longo destes anos. Sinto-me profundamente grato por fazerem parte de um número significativo de pessoas, tornando impossível agradecer individualmente a todos os que aqui se incluem.

A todas as pessoas que fizeram parte do meu percurso na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, agradeço por terem tornado esta experiência única e memorável.

RESUMO

A intervenção em estruturas existentes tem ganho cada vez mais importância no campo da engenharia civil devido ao envelhecimento e deterioração das construções ao longo do tempo. Muitas estruturas alcançaram ou estão próximas de alcançar o seu limite de vida útil, o que demanda uma avaliação e em alguns casos uma reabilitação do seu comportamento estrutural.

A reabilitação de estruturas pode ser necessária tanto para repor as condições iniciais de segurança da estrutura quanto para realizar intervenções mais profundas, que visam elevar os níveis de segurança e adequar a estruturas às novas exigências. Para isso, é essencial ter um conhecimento detalhado da estrutura existente, incluindo o seu estado de degradação e o seu comportamento estrutural.

O projeto de reabilitação de estruturas de betão armado apresenta particularidades específicas devido ao seu objetivo. É preciso desenvolver uma metodologia adequada para abordar cada projeto de reabilitação, levando em consideração os materiais existentes, as patologias identificadas e as técnicas de intervenção disponíveis.

Uma vez identificadas as necessidades de intervenção, existem diversas técnicas de reforço que podem ser aplicadas. Estas incluem a adição de chapa metálicas, o uso de FRPs, o encamisamento do elemento estrutural, utilização de um sistema de pré-esforço externo e outras soluções estruturais. A escolha da técnica adequada depende das características específicas do projeto, da eficácia e da durabilidade esperadas e da compatibilidade com os materiais existentes.

A presente dissertação tem como objetivo o estudo do reforço de uma viga de betão armado através da adição de uma chapa metálica na face inferior, imposta pela necessidade de aumentar a sua capacidade de carga, face à sua capacidade original. Para tal, a viga, original e reforçada, foi modelada com elementos em estado plano de tensão e leis de comportamento material não linear, utilizando o software comercial SAP2000. Foi estudado o efeito do reforço no estado de tensão dos materiais e na deformação e fendilhação da viga. Também foi analisado a influência do comprimento da chapa metálica de reforço nos parâmetros anteriores. Para além das análises referidas, foi também investigado a influência da rigidez das resinas de colagem no comportamento da viga reforçada.

PALAVRAS-CHAVE: reabilitação, chapa, viga, betão, tensões.

ABSTRACT

The intervention in existing structures has gained increasing importance in the field of civil engineering due to the aging and deterioration of buildings over time. Many structures have reached or are nearing their limit of service life, which requires an evaluation and, in some cases, rehabilitation of their structural behaviour.

The rehabilitation of structures may be necessary to restore the initial safety conditions of the structure or to perform more extensive interventions that aim to enhance the levels of safety and adapt the structures to new requirements. For this purpose, it is essential to have a detailed knowledge of the existing structure, including its state of deterioration and its structural behaviour.

The design of rehabilitation projects for reinforced concrete structures presents specific challenges due to its objectives. It is necessary to develop an appropriate methodology to address each rehabilitation project, taking into account the existing materials, identified pathologies, and available intervention techniques.

Once the intervention needs have been identified, there are various reinforcement techniques that can be applied. These include the addition of metal plates, the use of fibre-reinforced polymers (FRPs), the jacketing of structural elements, the implementation of an external prestressing system, and other structural solutions. The choice of the appropriate technique depends on the specific characteristics of the project, the expected effectiveness and durability, and the compatibility with the existing materials.

The present dissertation aims studying the strengthening of a reinforced concrete beam by adding a metal plate at the bottom face, driven by the need to increase its original load capacity. To achieve this, the original and reinforced beam were modelled with plane stress elements and nonlinear material behaviour laws, using the commercial software SAP2000. The effect of metal plate on the stress state of the materials and on the beam deformation and cracking were studied. It was also analysed the influence of the length of the reinforcing metal plate on the aforementioned parameters. In addition, the influence of the stiffness of the bonding resins on the behaviour of the reinforced beam was also investigated.

KEYWORDS: rehabilitation, plate, beam, concrete, stresses.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. OBJETIVOS DE ESTUDO	1
1.2. ENQUADRAMENTO GERAL	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
 2. AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES	 5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. PROJETO DE INTERVENÇÃO	5
2.2.1. Inspeção	6
2.2.2. Diagnóstico	6
2.2.3. Intervenção	6
2.3. FATORES QUE LEVAM A ESTRUTURA A PERDER DESEMPENHO	6
2.3.1. Alteração do Tipo de Uso	7
2.3.2. Degradação dos materiais	7
2.3.2.1. Degradação do aço	7
2.3.2.2. Degradação do betão	8
2.4. AVALIAÇÃO ESTRUTURAL	9
2.4.1. Avaliação Segundo o Eurocódigo 2	9
2.4.2. Avaliação Segundo o ACI 562M	10
2.5. ETAPAS DE UMA INTERVENÇÃO	10
2.6. TÉCNICAS DE REFORÇO	11
 3. VERIFICAÇÕES REGULAMENTARES	 15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. CARGAS	15
3.2.1. Cargas Permanentes	15

3.2.2. Cargas Variáveis	16
3.3. ESTADO LIMITE	17
3.3.1. Estado Limite Último	17
3.3.2. Estado Limite Serviço.....	18
3.3.2.1. Combinação quase-permanente	18
3.3.2.2. Fendilhação	19
3.3.2.3. Deformação	21
 4. DIMENSIONAMENTO DA CHAPA METÁLICA.....	 23
4.1. OBJETIVOS DE ESTUDO	23
4.2. LEIS DE COMPORTAMENTO	23
4.2.1. Betão	23
4.2.2. Aço	25
4.3. MOMENTOS FLETORES	25
4.3.1. Momentos fletores de cálculo	25
4.3.2. Momentos fletores resistentes	26
4.4. CHAPA METÁLICA.....	29
4.5. PROCEDIMENTO	30
4.6. SECÇÕES EM ESTUDO	31
4.6.1. Secção C25/30_ ϕ 20	31
4.6.2. Secção C25/30_ ϕ 16.....	32
4.6.4. Secção C30/37_ ϕ 20	34
 5. MODELAÇÃO NUMÉRICA	 35
5.1. INTRODUÇÃO	35
5.2. PROGRAMA DE CÁLCULO	35
5.3. MODELAÇÃO	36
5.3.1. Análise Não Linear	36
5.3.2. Materiais	36
5.3.2.1. Betão	36
5.3.2.2. Aço das Armaduras	38
5.3.2.3. Resina.....	38

5.3.2.4. Aço da Chapa Metálica	38
5.3.3. Geometria	39
5.3.3.1. Secção C25/30_ ϕ 20	40
5.3.3.2. Secção C25/30_ ϕ 16	41
5.3.3.4. Secção C30/37_ ϕ 20	41
5.3.4. Condições de Fronteira	41
5.3.5. Malha	41
5.3.5.1. Betão na Zona Central	42
5.3.5.2. Armaduras e Betão de Recobrimento	42
5.3.5.3. Chapa e Resina	42
5.3.6. Cargas Aplicadas	42
5.3.6.1. Secção C25/30_ ϕ 20	43
5.3.6.2. Secção C25/30_ ϕ 16	43
5.3.6.3. Secção C30/37_ ϕ 20	44

6. RESULTADOS	45
6.1. ENQUADRAMENTO	45
6.2. MAPAS	46
6.3. SECÇÃO C25/30_ ϕ20	51
6.3.1. Tensões	51
6.3.1.1. Armadura de Tração	51
6.3.1.2. Chapa Metálica	53
6.3.1.3. Resina	53
6.3.1.4. Resina e Chapa	55
6.3.1.5. Armadura de Tração e Chapa	56
6.3.2. Deformação	58
6.3.3. Fendilhação	59
6.4. SECÇÃO C25/30_ ϕ16	60
6.4.1. Tensões	60
6.4.1.1. Armadura de Tração	60
6.4.1.2. Chapa Metálica	62
6.4.1.3. Resina	62
6.4.1.4. Resina e Chapa	64

6.4.1.5. Armadura de Tração e Chapa.....	65
6.4.2. Deformação	67
6.4.3. Fendilhação	68
6.5. SECÇÃO C30/37_Φ20.....	69
6.5.1. Tensões.....	69
6.5.1.1. Armadura de Tração	70
6.5.1.2. Chapa Metálica	70
6.5.1.3. Resina	71
6.5.1.4. Resina e Chapa.....	72
6.5.1.5. Armadura de Tração e Chapa.....	73
6.5.2. Deformação	75
6.5.3. Fendilhação	76
6.6. VARIAÇÃO DA RESINA	77
 7. CONCLUSÃO.....	 81
7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	81
7.2. TRABALHOS FUTUROS.....	83
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	 85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Fendilhação e delaminação (Costa, 2012)	8
Figura 2 - Exemplo de reforço de uma viga através da adição de elementos metálicos (Varum, H., & Guedes, J., 2022)	12
Figura 3 - Reforço à flexão (Appleton & Gomes, 1997)	13
Figura 4 - Reforço ao corte (Appleton & Gomes, 1997).....	13
Figura 5 - Tipos de utilização (Instituto Português da Qualidade, 2009)	16
Figura 6 - Valores de sobrecargas ((Instituto Português da Qualidade, 2009).....	17
Figura 7 - Coeficientes de segurança (NP EN 1990:2009,2009)	18
Figura 8 - Valores dos coeficientes de combinação das ações variáveis (NP EN 1990: 2009)	19
Figura 9 - Valores recomendados para a abertura de fendas (LNEC, 2010)	21
Figura 10 - Valores do coeficiente K (LNEC, 2010)	22
Figura 11 - Diagrama parábola-retângulo (LNEC, 2010)	24
Figura 12 - Características do betão (LNEC, 2010)	24
Figura 13 - Possíveis diagramas de tensões-extensões do aço (LNEC,2010)	25
Figura 14 - Diagramas tipo de uma secção reforçada com uma chapa metálica (LNEC, 2010).....	26
Figura 15 - Gráfico χ_1	27
Figura 16 - Gráfico χ_2	29
Figura 17 - Secção C25/30_ $\phi 20$	31
Figura 18 - Secção C25/30_ $\phi 16$	33
Figura 19 - Diagrama tensões-extensões C25/30 retirado do SAP2000	37
Figura 20 - Diagrama tensões-extensões C30/37 obtido no SAP2000	37
Figura 21 - Diagrama tensões-extensões A400 obtido no SAP2000.....	38
Figura 22 - Diagrama tensões-extensões A235 obtido no SAP2000.....	39
Figura 23 - Modelação da viga sem reforço	40
Figura 24 - Detalhe da modelação da viga com reforço em todo o seu comprimento	40
Figura 25 - Condições de fronteira.....	41
Figura 26 - Malha do betão na zona central.....	42
Figura 27 - Malha do betão de recobrimento e das armaduras	42
Figura 28 - Direções das tensões.....	45
Figura 29 - Mapa das tensões S11 no betão	46
Figura 30 - Mapa das extensões E11 no betão	46

Figura 31 - Mapa de tensões S11 nas armaduras	47
Figura 32 - Mapa das extensões E11 nas armaduras	47
Figura 33 – Mapa de tensões S11 na resina	47
Figura 34 - Mapa das extensões E11 na resina.....	48
Figura 35 - Mapa de tensões S11 na chapa metálica.....	48
Figura 36 - Mapa das extensões E11 na chapa metálica	48
Figura 37 - Mapa das tensões S11 no betão sem reforço	49
Figura 38 - Mapa das extensões E11 no betão sem reforço	49
Figura 39 – Mapa das tensões S11 no betão com 5,0 metros de chapa	50
Figura 40 - Mapa das extensões E11 no betão com 5,0 metros de chapa	50
Figura 41 - Mapa das tensões S11 no betão com 2,5 metros de chapa	50
Figura 42 - Mapa das extensões E11 no betão com 2,5 metros de chapa	51
Figura 43 - Localização dos pontos de análise das tensões	51
Figura 44 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração para a secção C25/30_ $\phi 20$	52
Figura 45 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração em função do comprimento da chapa de reforço para a secção C25/30_ $\phi 20$	52
Figura 46 - Gráfico das tensões S11 na chapa metálica para a secção C25/30_ $\phi 20$	53
Figura 47 - Gráfico das tensões S11 na resina para a secção C25/30_ $\phi 20$	54
Figura 48 - Gráfico das tensões S22 na resina para a secção C25/30_ $\phi 20$	54
Figura 49 - Gráfico das tensões S12 (corte) na resina para a secção C25/30_ $\phi 20$	55
Figura 50 - Gráfico das tensões S11 na chapa e na resina para a secção C25/30_ $\phi 20$ e diferentes comprimentos da chapa	56
Figura 51 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_ $\phi 20$ com 5 metros de chapa.....	56
Figura 52 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_ $\phi 20$ com 2,5 metros de chapa.....	57
Figura 53 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_ $\phi 20$ com 3,3 m de comprimento de chapa.....	57
Figura 54 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_ $\phi 20$ com 4,0 m de comprimento de chapa.....	58
Figura 55 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração para a secção C25/30_ $\phi 16$	61
Figura 56 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração em função do comprimento da chapa de reforço para a secção C25/30_ $\phi 16$	61
Figura 57 - Gráfico das tensões S11 na chapa metálica para a secção C25/30_ $\phi 16$	62
Figura 58 - Gráfico das tensões S11 na resina para a secção C25/30_ $\phi 16$	63

Figura 59 - Gráfico das tensões S22 na resina para a secção C25/30_ $\phi 16$	63
Figura 60 - Gráfico das tensões S12 (corte) na resina para a secção C25/30_ $\phi 16$	64
Figura 61 - Gráfico das tensões S11 na chapa e na resina para a secção C25/30_ $\phi 16$ e diferentes comprimentos da chapa	65
Figura 62 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_ $\phi 16$ com 5,0 metros de chapa	65
Figura 63 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_ $\phi 16$ com 2,5 metros de chapa	66
Figura 64 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_ $\phi 16$ com 3,3 m de comprimento de chapa	67
Figura 65 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_ $\phi 16$ com 4,0 m de comprimento de chapa	67
Figura 66 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração para a secção C30/37_ $\phi 20$	70
Figura 67 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração em função do comprimento da chapa de reforço para a secção C30/37_ $\phi 20$	70
Figura 68 - Gráfico das tensões S11 na chapa metálica para a secção C30/37_ $\phi 20$	71
Figura 69 - Gráfico das tensões S11 na resina para a secção C30/37_ $\phi 20$	71
Figura 70 - Gráfico das tensões S22 na resina para a secção C30/37_ $\phi 20$	72
Figura 71 - Gráfico das tensões S12 (corte) na resina para a secção C30/37_ $\phi 20$	72
Figura 72 - Gráfico das tensões S11 na chapa e na resina para a secção C30/37_ $\phi 20$ e diferentes comprimentos da chapa	73
Figura 73 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C30/37_ $\phi 20$ com 5,0 metros de chapa	73
Figura 74 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C30/37_ $\phi 20$ com 2,5 metros de chapa	74
Figura 75 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C30/37_ $\phi 20$ com 3,3 m de comprimento de chapa	74
Figura 76 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C30/37_ $\phi 20$ com 4,0 m de comprimento de chapa	75
Figura 77 - Gráfico das tensões S11 na resina em função da variação da sua rigidez material	77
Figura 78 - Gráfico das tensões S22 na resina em função da variação da rigidez material	78
Figura 79 - Gráfico das tensões S12 na resina em função da variação da rigidez material	78
Figura 80 - Gráfico das extensões E11 no betão de recobrimento inferior em função da variação da rigidez da resina	79
Figura 81 - Gráfico das extensões E11 na chapa metálica em função da variação da rigidez da resina	79

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Tabela 1 - Etapas a seguir numa intervenção (Cruz, 2016)	10
Tabela 2 - Momento resistente e extensões da Secção C25/30_ ϕ 20	32
Tabela 3 - Novo momento resistente da Secção C25/30_ ϕ 20	32
Tabela 4 - Dimensões da chapa metálica da Secção C25/30_ ϕ 20	32
Tabela 5 - Momento resistente e extensões da secção C25/30_ ϕ 16	33
Tabela 6 - Novo momento resistente da secção C25/30_ ϕ 16	33
Tabela 7 - Dimensões da chapa metálica da secção C25/30_ ϕ 16	33
Tabela 8 - Momento resistente e extensões da secção C30/37_ ϕ 20	34
Tabela 9 - Novo momento resistente da secção C30/37_ ϕ 20	34
Tabela 10 - Dimensões da chapa metálica da secção C30/37_ ϕ 20	34
Tabela 11 - Valores tensões-extensões C25/30	36
Tabela 12 - Valores tensões-extensões C30/37	37
Tabela 13 - Valores tensões-extensões A400	38
Tabela 14 - Valores tensões-extensões A235	39
Tabela 15 - Flecha da secção C25/30_ ϕ 20	58
Tabela 16 - Flecha da secção C25/30_ ϕ 20 para diferentes comprimentos de chapa	59
Tabela 17 - Extensões da secção C25/30_ ϕ 20	59
Tabela 18 - Extensão da secção C25/30_ ϕ 20 para diferentes comprimentos de chapa	59
Tabela 19 - Flecha da secção C25/30_ ϕ 16	68
Tabela 20 - Flecha da secção C25/30_ ϕ 16 para diferentes comprimentos de chapa	68
Tabela 21 - Extensões da secção C25/30_ ϕ 16	69
Tabela 22 - Extensão da secção C25/30_ ϕ 16 para diferentes comprimentos de chapa	69
Tabela 23 - Flecha da secção C30/37_ ϕ 20	75
Tabela 24 - Flecha da secção C30/37_ ϕ 20 para diferentes comprimentos de chapa	76
Tabela 25 - Extensões da secção C30/37_ ϕ 20	76
Tabela 26 - Extensão da secção C30/37_ ϕ 20 para diferentes comprimentos de chapa	76

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

Letras latinas

$A_{c,eff}$ - Área da secção efetiva de betão tracionado.

A'_p - Área da secção transversal de armaduras pré ou pós tensionadas.

A_s - Área da armadura de tração.

A'_s - Área da armadura de compressão.

A_{sr} - Área da chapa metálica;

b - Largura do elemento.

c - Recobrimento nominal;

d - Altura útil da secção transversal.

E - Módulo de Elasticidade.

E_d - Valor de cálculo do esforço atuante na estrutura.

E_s - Módulo de elasticidade do aço.

E_{sr} - Módulo de elasticidade do aço da chapa metálica.

e - Espessura da chapa metálica.

F^{max} - Força atuante máxima no Sistema aço/resina/betão.

F_c - Força resultante de compressão no betão.

F_s - Força de tração.

F_{sr} - Força na chapa

F'_s - Força de compressão do aço

f_{cd} - Valor de cálculo da resistência à compressão do betão.

$f_{ct,eff}$ - Valor médio da resistência do betão à tração.

f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura à compressão do betão.

f_{syd} - Valor de cálculo da resistência à tração do aço.

$f_{syd,r}$ - Valor de cálculo da resistência à tração da chapa metálica.

f_{syk} - Valor característico da tensão de rotura à tração do aço;

G_k - Ações permanentes.

h - Altura da secção.

K - Coeficiente que leva em consideração os vários sistemas estruturais.

k_1 - Coeficiente que considera as características de aderência das armaduras.

k_2 - Coeficiente que considera a distribuição das extensões.

k_t - Coeficiente tendo em conta a duração do carregamento.

L - Largura da chapa metálica.

l - Comprimento da viga

M_{rd} - Momento fletor resistente de cálculo

M_{sd} - Momento fletor resistente.

n - Expoente.

P_{cqp} - Carga atuante na combinação quase-permanente;

P_{ed} - Carga atuante na combinação Estado Limite Último.

Q_k - Ações variáveis.

r - Comprimento do betão de recobrimento na zona tracionada.

r' - Comprimento do betão de recobrimento na zona comprimida.

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente na estrutura.

S11 – Tensões na direção horizontal.

S22 – Tensões na direção vertical

S12- Tensões de corte

$S_{r,max}$ - Distância máxima entre fendas.

x - Posição do eixo neutro.

z_c - Distância entre a força resultante de compressão no betão e a armadura de tração;

z'_s - Distância entre a armadura de compressão e a armadura de tração.

z_{sr} - Distância entre a chapa metálica e o aço de tração;

Letras gregas

α_e : relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade secante do betão;

γ_c - Coeficiente de minoração da resistência do betão

γ_G - Coeficiente de majoração das ações permanentes;

γ_Q - Coeficiente de majoração das ações variáveis;

γ_s - Coeficiente de minoração da resistência do aço.

ε – Deformação/Extensão.

ε_c - Extensão comprimida do betão.

ε_{c2} - Extensão ao ser atingida a resistência máxima.

ε_{cu2} - Extensão última.

ε_s - Extensão no aço de tração

ε'_s - Extensão no aço de compressão.

ε_{sm} - Extensão média do aço;

ε_{sr} - Extensão na chapa metálica

ε_{cm} - Extensão média do betão entre fendas.

ε_{ud} - Extensão limite de cálculo.

ξ : relação entre as resistências de aderência das armaduras de pré-esforço e betão armado;

ξ_1 : coeficiente corrigido da resistência de aderência;

ρ : taxa de armaduras de tração.

ρ_0 : taxa de armaduras de referência.

ρ' : taxa de armaduras de compressão.

σ – Tensão.

σ_c - Tensão de compressão no betão;

σ_s : tensão no aço de tração;

τ - Tensão de aderência na ligação.

ϕ - Diâmetro dos varões;

ϕ_p : diâmetro equivalente das armaduras de pré-esforço.

ϕ_s : diâmetro máximo dos varões das armaduras de betão armado;

χ_2 - Coeficiente associado ao diagrama parábola-retângulo para a determinação da posição da força de compressão no betão.

χ_1 - Coeficiente utilizada na determinação da força de compressão no betão, proveniente do diagrama parábola-retângulo.

ψ_2 – Coeficiente representativo das ações variáveis para a combinação quase-permanente.

ACI – American Concrete Institute

DEC - Departamento de Engenharia Civil

EC0 – EuroCódigo 0

EC1 – EuroCódigo 1

EC2 – EuroCódigo 2

Fig – Figura.

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NP EN - Norma Europeia

pH - Potencial Hidrogénico

Tab - Tabela

1.

INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVOS DE ESTUDO

A reposição da capacidade resistente de elementos estruturais degradados, ou simplesmente o aumento da sua capacidade resistente para além do preconizado no projeto original, são temas de grande atualidade no mundo da engenharia civil. Elementos estruturais, como por exemplo vigas, pilares e lajes de betão armado, podem sofrer danos e deterioração com o tempo devido a diversos fatores, como ações ambientais, cargas excessivas e erros de projeto ou execução. Para além disso, novos usos podem implicar cargas atuantes regulamentares mais elevadas. Como resultado, é necessário intervir nesses elementos para garantir a segurança e a durabilidade das construções.

Um projeto de intervenção numa estrutura existente exige uma abordagem diferente relativamente à seguida num projeto de uma estrutura nova. Ao ter como objetivo intervir numa estrutura que já tem presença física, é necessário ter em conta a geometria, os materiais e as patologias que apresenta, através de procedimentos adequados de levantamento das suas características e estado de conservação. Esses dados permitem determinar, entre outros aspetos, quais os elementos que necessitam de intervenção, escolher a técnica mais adequada e a forma de como deverá ser implementada. O facto de cada construção ter particularidades únicas, que a distinguem das demais, faz com que as técnicas de intervenção tenham de ser devidamente adaptadas.

Existem diversas técnicas de reforço de estruturas de betão armado disponíveis, e que podem incluir a adição de chapas ou perfis de aço, ou ainda de materiais compósitos (e.g. fibras de vidro ou de carbono envoltas numa matriz polimérica), o aumento localizado das secções transversais do elemento, entre outras. No entanto, é importante considerar a eficácia e a durabilidade dessas técnicas em diferentes situações, bem como a interação com os materiais existentes e a exequibilidade da sua implementação.

A presente dissertação visa a análise do comportamento de uma viga de betão armado, reforçada com a colagem de chapas metálicas na base de forma a responder a uma alteração de uso que resulta num aumento da carga atuante na peça. Para este estudo, foi utilizado uma folha de cálculo automático para dimensionar a chapa metálica de reforço. De seguida, a viga foi modelada em estado plano de tensão em SAP2000, sem e com reforço, e considerando o comportamento não linear material no betão e do aço, para analisar o impacto do reforço nas tensões, deformações, fendilhação e comportamento estrutural geral da viga. Para além disso, também foi analisado a influência da rigidez da resina e do comprimento da chapa metálica em relação ao comprimento total da viga a reforçar, assim como da quantidade de aço e da classe de resistência de betão utilizado.

1.2. ENQUADRAMENTO GERAL

O tempo de vida útil de uma estrutura de betão armado é influenciado por diversos fatores, como as condições ambientais, a exposição à água, a substâncias químicas e ao desgaste mecânico. Embora a vida útil de uma estrutura de betão armado possa variar significativamente, as estruturas correntes são projetadas para uma vida útil mínima de 50 anos, pressupondo-se que haja uma manutenção adequada. No entanto, algumas vezes as estruturas apresentam anomalias que podem levar a problemas estruturais prematuros e a uma vida útil mais curta do que o previsto. Para garantir uma vida útil “longa” da estrutura, é importante executar ações regulares de inspeção e manutenção. A falta de manutenção pode levar ao desenvolvimento de patologias graves nos elementos estruturais. Além disso, deve-se levar em conta a possibilidade de ocorrerem alterações futuras no uso da estrutura, que podem afetar a sua capacidade de suporte e durabilidade, sendo nesses casos necessários dimensionar reforços estruturais. Em resumo, a vida útil de uma estrutura de betão armado depende de muitos fatores e pode ser estendida por meio de uma manutenção adequada, e eventual reforço para atender às demandas futuras.

A partir da década de 60, a maioria das estruturas construídas em Portugal utilizaram betão armado. As qualidades mecânicas deste material, como a resistência à compressão, e a facilidade de aplicação em obra fizeram com que o betão armado fosse amplamente utilizado e considerado um “material perfeito”.

Desde então, o betão armado tem sido amplamente utilizado em projetos de construção em Portugal, desde pequenos edifícios a grandes infraestruturas. A sua popularidade foi impulsionada pela evolução da tecnologia de construção e pelo aumento das exigências estruturais, levando à criação de normas técnicas rigorosas para a sua aplicação.

No entanto, assim como outros materiais, o betão armado também envelhece e precisa ser mantido ao longo da vida útil da estrutura. Porque a qualidade do betão armado produzido nem sempre foi uniforme, ou seguiu o que hoje se entendem como sendo as boas regras desta arte, e porque existiu uma menor preocupação no passado com a durabilidade das estruturas, hoje vemos um aumento de estruturas deterioradas que prejudicam a aparência, segurança e funcionalidade dos edifícios, exigindo reparações, reabilitação e reforço para atender às exigências atuais, ou previstas de mudança de uso.

Pare além disto, a existência atual de inúmeras estruturas que já ultrapassaram a vida útil estimada, faz com que seja necessário intervir em estruturas de betão armado.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida em 7 capítulos. O capítulo atual tem como objetivo fazer uma breve introdução ao tema que será apresentado ao longo desta dissertação.

O segundo capítulo aborda a avaliação de estruturas existentes. São apresentados os diversos fatores que podem levar à necessidade de intervenção em estruturas, bem como as etapas recomendadas para a realização de uma intervenção adequada. Em relação aos fatores, refere-se a deterioração dos materiais, as falhas construtivas, as mudanças no uso da estrutura e a necessidade de prolongamento da sua vida útil.

O terceiro capítulo analisa verificações regulamentares segundo o código. Aborda verificações necessárias de executar para garantir a segurança e a durabilidade da estrutura.

O quarto capítulo apresenta as expressões utilizadas, e inseridas numa folha de cálculo, que permitem dimensionar a chapa de reforço e também o dimensionamento efetuado.

O quinto capítulo descreve a modelação da viga em SAP2000. São especificados diversos aspetos, tais como a geometria da viga, as cargas aplicadas e as malhas consideradas no programa.

O sexto capítulo apresenta e discute os valores obtidos a partir da modelação realizada. Para as diferentes secções estudadas, são apresentadas as tensões, deformações e abertura de fendas.

Por último, o sétimo capítulo apresenta as conclusões finais, em particular, discute o impacto da utilização de chapas metálicas para controlar a deformação e a fendilhação. Para além disso, também analisa a influência do comprimento da chapa metálica no comportamento da viga de betão armado.

2.

Avaliação de estruturas existentes

2.1. INTRODUÇÃO

A intervenção numa construção existente é um campo que requer uma abordagem distinta da construção nova, para além de um conhecimento aprofundado do comportamento dos materiais e das estruturas nas suas diversas tipologias. Para executar uma intervenção deste tipo, é necessário ter em conta certos princípios que devem reger a tomada de decisão na intervenção. O primeiro passo para uma boa intervenção é respeitar a estrutura existente, escolhendo uma solução que se adapte e seja compatível com o que existe, procurando que seja o menos intrusiva possível. Um fator importante para uma intervenção é preferir soluções mais reversíveis, pois no futuro pode ser necessário alterar a solução ou voltar a intervir.

O objetivo deste capítulo é analisar possíveis causas responsáveis pelos danos em estruturas de betão armado; explicar como podem ser identificadas, como proceder na avaliação estrutural e identificar possíveis técnicas de reforço estrutural.

2.2. PROJETO DE INTERVENÇÃO

Qualquer projeto de intervenção estrutural deve respeitar as normas em vigor no país onde será implementado. Em Portugal, a norma em vigor pelo qual qualquer projeto de intervenção se deve reger é a NP EN 1504.

A NP EN 1504 estabelece os princípios e as diretrizes para a reabilitação de estruturas de betão armado. De acordo com a norma, as etapas prévias que devem ser seguidas no processo de avaliação estrutural são (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2006):

- Obtenção de documentação referente ao edifício, como, peças escritas e desenhadas do projeto inicial, materiais utilizados;
- Levantamento de dados escritos e fotográficos da situação vigente da estrutura;
- Definição das condições de uso atuais e o ambiente a que o edifício se encontra exposto.

A abordagem defendida consiste em avaliar a estrutura em duas etapas separadas. A primeira etapa consiste no levantamento de dados como materiais, geometria e danos. Somente após a conclusão desta fase, é possível prosseguir para a segunda fase que se concentra na caracterização, análise e tratamento de dados.

2.3.1. INSPEÇÃO

O conhecimento adequado do elemento de intervenção é fundamental para a definição do modo de intervenção. Este conhecimento pode ser obtido através da consulta de informação existente sobre o edifício e da inspeção do edifício. A inspeção permite obter informação sobre a geometria e os materiais do edifício, mas também sobre as características construtivas e o funcionamento estrutural dos edifícios. Um bom levantamento de dados, evita que seja necessário improvisar soluções durante a execução da intervenção (Sousa, 2008).

A inspeção da estrutura permite identificar os processos de deterioração e eventuais alterações nos sistemas estruturais, o que é essencial para a realização de uma intervenção adequada.

Portanto, é importante realizar um diagnóstico detalhado da situação existente e usar essa informação como ponto de partida para definir a metodologia de intervenção nos elementos estruturais.

2.3.2. DIAGNÓSTICO

Antes de se iniciar qualquer intervenção num edifício existente, é fundamental concretizar um diagnóstico completo da estrutura para adquirir um entendimento total das características e do estado de conservação do edifício, bem como da importância da sua função e do impacto das anomalias detetadas. Para obter tal diagnóstico, é necessário realizar visitas de inspeção, estudos e análises rigorosas. Somente com base nessas informações é possível projetar uma intervenção adequada e eficiente (Appleton, 2003).

Sendo assim, para iniciar uma intervenção num edifício existente, é imprescindível ter um conhecimento completo da estrutura e designar a técnica de intervenção. Para isso, é importante realizar ensaios in situ para qualificar aspetos essenciais e adquirir o máximo de informação possível sobre a estrutura.

Na realização do projeto de intervenção, é necessário ter em conta vários condicionamentos impostos pela natureza e localização do edifício.

2.3.3. INTERVENÇÃO

Após a conclusão de toda a recolha e análise da informação relativa à estrutura, dá-se início ao processo de intervenção no edifício. A reparação consiste em realizar um conjunto de operações que visam corrigir quaisquer anomalias existentes, com o objetivo de restabelecer os níveis de desempenho iniciais, ou desejados para a estrutura.

Por fim, a manutenção é composta por um conjunto de operações preventivas que têm como objetivo garantir que a estrutura e todas as suas partes continuam a funcionar adequadamente. É importante destacar que a falta de manutenção regular dum edifício pode representar uma grande ameaça para o desempenho dos diferentes elementos que o compõem.

2.3. FATORES QUE LEVAM A ESTRUTURA A PERDER DESEMPENHO

Ao longo da sua vida útil, as estruturas de betão armado estão sujeitas a vários fatores, externos e internos, que influenciam a sua perda de desempenho. Para projetar uma intervenção é necessário descobrir quais os aspetos associados a essa perda de desempenho, nomeando-se alguns:

- Aumento das sobrecargas previstas no projeto inicial;
- Envelhecimento e/ou degradação dos materiais que compõe a estrutura;
- Falta de manutenção da estrutura ao longo da sua vida;
- Catástrofes naturais, como, por exemplo, sismos e/ou deslizamentos de terras;

- Alterações no sistema estrutural projetado previamente;
- Extensão do tempo de vida útil exigido à estrutura.

Como resultado de um, ou dos vários dos aspetos assinalados, pode ser necessária intervir em elementos estruturais para colmatar défices de capacidade resistente, ou de conforto estrutural e durabilidade.

2.3.1 ALTERAÇÃO TIPO USO

Durante o dimensionamento da estrutura, é tido em conta o tipo de uso previsto ao longo da sua vida útil. Contudo, a utilização pode sofrer alterações com o tempo que podem levar uma das seguintes situações (Cruz, 2016):

- Incremento das ações suportadas pela estrutura;
- Redução das ações impostas na estrutura.

Quando ocorre uma alteração do tipo de uso da estrutura que faz com que as cargas a que esta está sujeita sejam superiores às consideradas no dimensionamento, é necessária uma reavaliação da segurança e do comportamento da estrutura para os vários estados limites impostos pelas diferentes normas ativas. De salientar que mesmo que a estrutura verifique a segurança para os estados limites últimos, não significa que a segurança está garantida pois ainda é necessário verificar a segurança para os estados limites de utilização (Cruz, 2016).

Em contrapartida, quando acontece uma redução das ações a que estrutura está sujeita, é expectável que a reavaliação do projeto seja positiva e não seja necessário qualquer tipo de intervenção, ficando a estrutura sobredimensionada. A intervenção, neste tipo de caso, só seria necessário se o material apresentasse sinais de degradação, ou se eventualmente a estrutura tivesse sido subdimensionada.

2.3.2. DEGRADAÇÃO DOS MATERIAIS

Uma das razões que pode levar à necessidade de intervir numa estrutura é a degradação dos materiais existentes. Considerando que se trata de uma estrutura de betão armado, os materiais em questão são o aço e o betão.

2.3.2.1. Degradação do aço

Numa estrutura de betão armado, a presença do aço desempenha um papel fundamental devido à fraca resistência do betão à tração. Assim, é o aço das armaduras que confere a resistência necessária à tração.

A deterioração do aço diminui o seu desempenho. Esse fenómeno pode vir a acontecer devido:

- Corrosão das armaduras;
- Exposição ao fogo.

A corrosão corresponde a fenómeno eletroquímico que acontece nos materiais devido à presença de oxigénio, uma diferença de potencial e um eletrólito (Cachim, 2020). Esse processo, quando presente no aço das armaduras, resulta em efeitos prejudiciais tanto para o próprio material, quanto para o betão adjacente.

A corrosão reduz a secção de aço ativa, causando a redução da capacidade de resistência do elemento de betão armado onde se insere, quer em relação ao momento fletor, quer ao esforço transversal, e da rigidez. Outro efeito provocado é a diminuição no tempo de vida útil estimado para a estrutura. Uma das últimas manifestações da corrosão do aço nas armaduras é o seu acréscimo de volume, que gera um aumento das tensões internas no betão, podendo causar fissuras, delaminação e redução da aderência entre o aço e o betão (Cruz, 2016).

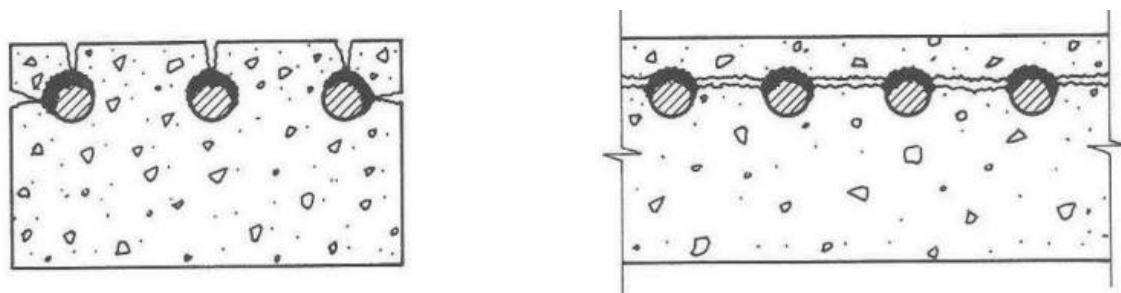


Figura 1 – Fendilhação e delaminação (Costa, 2012)

Relativamente à exposição do fogo, quando o aço entra em contacto com calor intenso, embora comumente a temperatura não alcance o ponto de fusão teórico do material, vai perdendo capacidade de resistência, mostrando uma perda significativa a partir dos 400 °C, que se acentua à medida que a temperatura aumenta. Este cenário ocorre apenas quando o aço está exposto diretamente ao fogo, ou quando a camada de betão de recobrimento é insuficiente. Por norma, o betão atua como uma camada de proteção.

2.3.2.2. Degradação do betão

A degradação do betão implica a perda de durabilidade, desempenho e propriedades do material ao longo do tempo. Isso pode acontecer devido a solicitações externas, que levam a um estado de tensão excessiva em relação à sua resistência. Essas solicitações podem ser originadas por impacto de objetos, sobrecarga, assentamento do terreno, eventos acidentais como explosões, vibrações causadas por sismos ou equipamentos mecânicos. O fenómeno causado pelas solicitações resulta no aparecimento de fissuras no betão, dependendo da intensidade das mesmas (Costa, 2012).

Para além das solicitações referidas previamente, a degradação do betão é um fenómeno complexo causado por processos físicos e químicos que ocorrem devido a diferentes ações e estados de tensões. Esses processos são frequentemente associados a condições atmosféricas e à presença de água, e que podem ter um impacto significativo na durabilidade e no desempenho do material.

Entre os processos físicos, os mais comuns que levam à deterioração do betão são os ciclos de gelo/degelo, a erosão por abrasão e cavitação, as variações de temperatura e a retração.

Os ciclos de gelo/degelo ocorrem, por norma, em regiões onde as temperaturas alternam entre períodos de congelamento e descongelamento. A água presente nos poros do betão congela durante o frio, gerando um aumento de volume que provoca forças expansivas que podem causar fissuras e destacamento de betão. O Eurocódigo 2 (EC2) aborda as medidas preventivas que devem ser consideradas ao lidar com o betão nestas situações (LNEC, 2010).

A erosão por abrasão e cavitação é um fenómeno que considera o impacto de certos agentes ambientais no desgaste das estruturas. A existência de escoamentos de elevadas velocidades torna mais evidente este efeito, pois os sedimentos presentes na água, ao entrarem em contacto com a estrutura, causam a deterioração da superfície de betão. Além disso, os escoamentos formam pequenas partículas de vapor de água que colapsam quando sujeitas a alterações de pressão, causando danos às superfícies de betão. Para combater este fenómeno, o EC2 recomenda o aumento da espessura do betão de recobrimento (LNEC, 2010).

As variações de temperatura têm um impacto significativo no comportamento dos materiais e, consequentemente, no desempenho da estrutura. É essencial considerar os efeitos das variações de temperatura ao projetar e construir estruturas para garantir a sua durabilidade e bom desempenho.

Quando os materiais se encontram expostos a temperaturas elevadas, eles têm tendência a dilatar, enquanto com temperaturas baixas tendem a retrair. O problema surge quando as estruturas têm o movimento restringido, e causam tensões de compressão, flexão, ou tração que ultrapassam os limites de resistência da peça, levando à formação de fissuras.

Para analisar a retração, é necessário ter conhecimento de duas componentes que a compõem:

- Retração autógena;
- Retração por secagem.

A retração autógena ocorre de maneira mais pronunciada em betões com maiores relações água/cimento, e é caracterizada pela diminuição da massa dos produtos resultantes da hidratação do cimento. Por sua vez, a retração por secagem está mais relacionada com o tipo de betão utilizado e as condições de aplicação, sendo caracterizada pela redução do volume da peça devido à diminuição gradual do teor de água ao longo do tempo. Este tipo de retração é influenciado por temperaturas mais elevadas, o que acelera o fenómeno. O EC2 auxilia os projetistas a considerarem este fenómeno, estabelecendo um fator de segurança para garantir o cumprimento das exigências de segurança (LNEC,2010).

Para além dos processos físicos, também existem diversos processos químicos que contribuem para a degradação do betão. Esses processos químicos podem surgir como consequência de previamente ter acontecido processos físicos, que provocaram fissuras no material, permitindo a penetração de agentes químicos. Esses agentes químicos podem surgir de diferentes fontes, como água, os gases presentes na atmosfera e os produtos químicos presentes no ambiente industrial.

Um dos processos químicos mais comuns é a carbonatação do betão, que ocorre quando o dióxido de carbono presente no ar reage com o hidróxido de cálcio no betão, formando carbonato de cálcio. Esse processo reduz o pH de betão, o que pode potencia a corrosão das armaduras de aço (NCREP, 2020).

Outro processo químico de degradação importante é a presença de substâncias químicas agressivas, como ácidos, sulfatos e compostos orgânicos. Essas substâncias podem reagir com componentes do betão, causando alterações químicas e físicas que enfraquecem o material ao longo do tempo (LNEC, 2007). Além disso, reações Álcis-Agregado resultam em fissuração e degradação do betão devido à interação entre substâncias presentes no cimento e certos materiais presentes nos agregados (LNEC, 2007).

Para garantir a durabilidade e a resistência do betão, é essencial considerar e adotar medidas de proteção contra os efeitos dos processos químicos. Isso inclui a seleção adequada dos materiais utilizados na mistura do betão, a aplicação de revestimentos impermeáveis e a manutenção regular das estruturas para evitar a penetração de agentes químicos nocivos (Cruz, 2016).

2.4. AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

A avaliação da segurança de uma estrutura é uma fase importante cujo objetivo é determinar a fiabilidade da estrutura existente face aos requisitos regulamentares em vigor.

2.4.1 AVALIAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 2

O EC2 define de forma clara os estados limites a verificar: segurança e resposta eficaz em serviço. Em relação à segurança da estrutura, a análise deve ter em conta a perda de equilíbrio da estrutura e o esgotamento da capacidade resistente. No que toca à avaliação da capacidade de resposta da estrutura em estado de serviço, a análise deve ter em consideração a abertura de fendas, que leva à redução do

tempo de vida útil da estrutura, a existência de deformações que afetam a boa funcionalidade da estrutura e a exposição a vibrações (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2010).

2.4.2 AVALIAÇÃO SEGUNDO O ACI 562M

O ACI aborda a análise de segurança de uma maneira mais minuciosa. Primeiramente consiste em definir o código de conformidade, que deverá ser baseado no código geral de construção. No dimensionamento do reforço, ter em atenção o espaço disponível e cumprir valores mínimos de desempenho. Conciliando os aspetos referenciados com a avaliação dos dados existentes sobre a estrutura, determina-se a técnica de intervenção que melhor se adequa à situação. Para além da avaliação dos documentos existentes sobre a estrutura, o ACI requer uma inspeção visual aos elementos a serem reforçados para determinar a melhor abordagem para restaurar os seus níveis de desempenho (ACI Committee, 2013).

2.5. ETAPAS DE UMA INTERVENÇÃO

Apesar de não existir um modelo exato a seguir quando se pretende intervir numa estrutura, existem algumas sequências de etapas propostas que são levadas a cabo em todos os projetos de reabilitação. As etapas sugeridas encontram-se na tabela 1.

Tabela 1 - Etapas a seguir numa intervenção (Cruz, 2016)

1. Avaliação da estrutura	
1.1 Levantamento da informação existente	
1.1.1. Componentes de projeto	i. Peças desenhadas; ii. Peças escritas;
1.1.2. Componente de obra	i. Telas finais; ii. Registos da fiscalização; iii. Livro de obra;
1.1.3. Estudo da história da estrutura	i. Mudanças na utilização da estrutura; ii. Intervenções de reparação/ reforço na estrutura;
1.1.4. Geometria da estrutura atual	i. Dimensões dos elementos estruturais; ii. Introdução/ retirada de elementos estruturais; iii. Verificação da conformidade do sistema estrutural do projeto/obra;
1.2 Inspeção da estrutura	
1.2.1. 1ª Etapa	Registo, análise e quantificação de patologias existentes na estrutura e de potenciais patologias.
1.2.2. 2ª Etapa	i. Quantificação das características mecânicas dos materiais, betão e aço.

ii. Análise do nível de desenvolvimento das patologias existentes

2. Verificação de Segurança

2.1. Condições iniciais

i. Estados Limites Últimos;
ii. Estados Limites de Serviço;

2.2 Condições atuais e futuras

i. Estados Limites Últimos;
ii. Estados Limites de Serviço;

3. Definição das características da intervenção

Após a realização das etapas anteriores, é necessário analisar os resultados obtidos. Tendo em conta essa análise, é possível encontrar 5 situações diferentes:

- Dispensa de intervenção;
- Intervenção ao nível local;
- Intervenção ao nível global da estrutura, com eventual reforço;
- Reforço estrutural;
- Demolição.

4. Realização do Projeto de Reabilitação

2.6. TÉCNICAS DE REFORÇO

Quando se verificam anomalias na estrutura, seja na fase de projeto ou na fase de conceção, que causam o seu mau funcionamento, é necessária uma intervenção de modo a reforçar a estrutura (Gomes & Appleton, 1997).

Embora as técnicas de reforço possam variar em relação aos materiais e à tipologia, elas visam atingir objetivos semelhantes. A diferença entre as técnicas está na sua eficácia em alcançar certos objetivos. Os objetivos que se pretende alcançar com um reforço de uma estrutura de betão armado podem ser os seguintes (Cruz, 2016):

- Aumento da resistência;
- Aumento da rigidez;
- Aumento da ductilidade;
- Diminuição dos esforços atuantes;
- Redução da fissuração;
- Limitação da deformação.

Pode haver outros objetivos a cumprir para além dos apresentados previamente.

Confrontado com a necessidade de intervenção, as soluções de reforço podem basear-se na inclusão de novos elementos estruturais, no reforço dos elementos estruturais existentes, ou ainda na inclusão de sistemas e dispositivos especiais.

Existem várias técnicas que podem ser adotadas no reforço de estruturas de betão armado:

- Introdução de paredes resistentes;

- Adição de elementos de contraventamento no exterior da estrutura;
- Adição/ colagem de elementos metálicos;
- Colagem de FRPs;
- Encamisamento metálico ou em betão armado;
- Sistemas de pré-esforço externo.

O método de reforço que será analisado nesta dissertação corresponde à adição de elementos metálicos. Por isso, só será especificada esta solução. Este método permite reforçar a estrutura sem modificar os elementos originais.

A colagem de chapas metálicas é uma solução extremamente versátil e de rápida execução para reforçar vigas, lajes e pilares. Nas vigas, o principal objetivo é aumentar a resistência aos momentos fletores e esforços transversos. Nas lajes, esta técnica é usada para aumentar a resistência aos momentos fletores. Nos pilares, as chapas metálicas são aplicadas para aumentar a resistência aos momentos fletores e esforços transversos e/ou promover o confinamento material (Appleton & Gomes, 1997).



Figura 2 - Exemplo de reforço de uma viga através da adição de elementos metálicos (Varum, H., & Guedes, J., 2022)

A utilização desta técnica só é possível se o betão existente apresentar boas condições de preservação; caso contrário, é necessário corrigir todas as anomalias encontradas no betão e só depois aplicar a técnica. Em relação ao aço a utilizar na conceção dos elementos metálicos, a sua resistência não deve ser muito elevada, pois quanto maior a resistência, maior é a deformação necessária para mobilizar a sua capacidade resistente. De um modo geral, é aconselhável utilizar um aço do tipo S235 (Appleton & Gomes, 1997).

A forma como estes elementos são ligados à estrutura de betão é crucial para o bom desempenho da solução, sendo objetivo garantir uma ligação monolítica entre ambos. Embora seja praticamente impossível obter um monolitismo perfeito, procura-se garantir o maior monolitismo possível entre os elementos, considerando os materiais utilizados na interface de ligação e os fatores ambientais aos quais estarão expostos. Para garantir uma maior qualidade na colagem das chapas, é crucial que a sua aplicação seja realizada por profissionais especializados e que haja um controlo rigoroso de todas as fases de aplicação.

A colagem das chapas metálicas é realizada através da aplicação de uma resina epóxi, que pode ser injetada ou aplicada por espalhamento. Com o passar do tempo é possível que a resina perca a sua

eficácia; por isso, é recomendável reforçar a ligação com conectores metálicos. No caso de não ser possível a utilização dos conectores metálicos, a chapa deve ter uma espessura entre 3 e 5 mm e uma largura inferior a 300 mm. É importante garantir que a resina não tenha uma espessura superior a 2 mm, pois espessuras com valores superiores levam a ligações menos eficientes (Appleton & Gomes, 1997).

Para aplicar o reforço é importante seguir alguns passos. Em primeiro lugar, é necessário remover as impurezas depositadas, retirar o betão degradado e aumentar a rugosidade. No entanto, é importante não exagerar na rugosidade para encontrar um equilíbrio que garanta que a nova camada adira bem e seja eficiente (Appleton & Gomes, 1997).

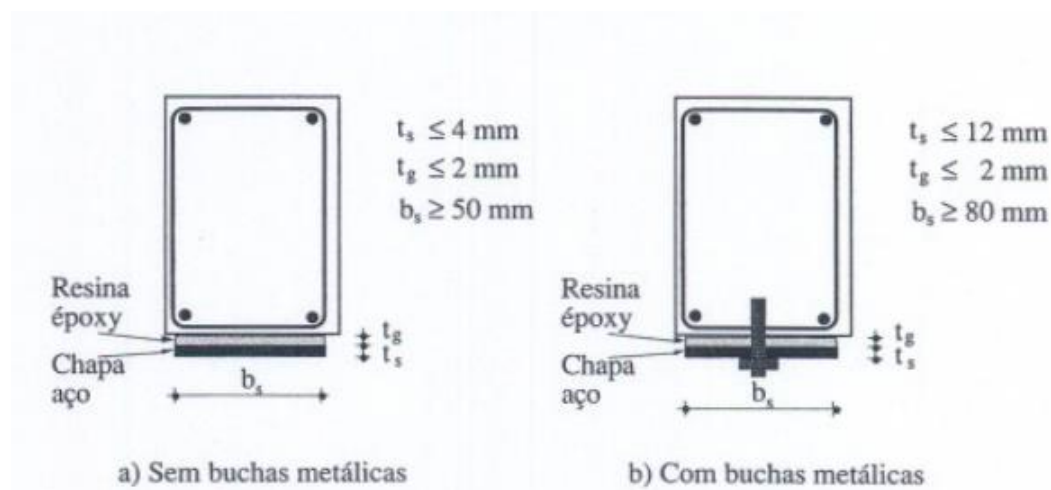


Figura 3 - Reforço à flexão (Appleton & Gomes, 1997)

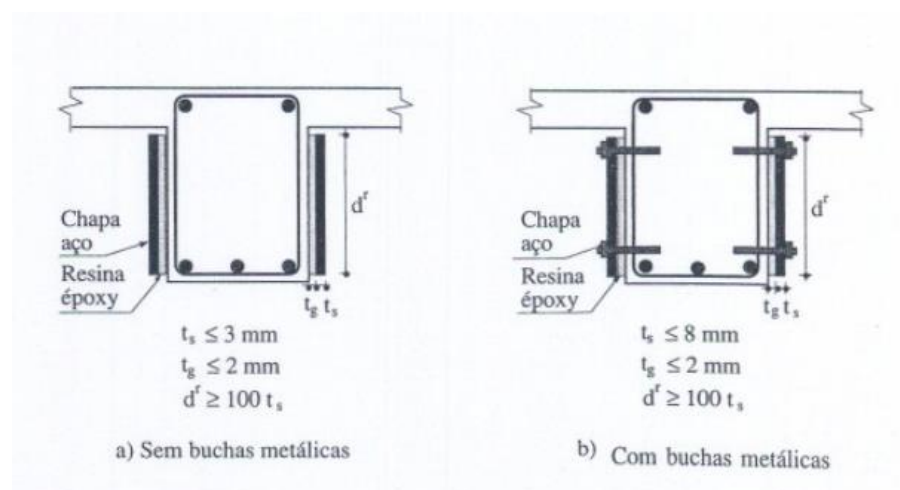


Figura 4 - Reforço ao corte (Appleton & Gomes, 1997).

A resina epóxi a utilizar na colagem deve ser seleccionada consoante as propriedades que apresenta, como a viscosidade, o período de aplicação e endurecimento, o módulo de elasticidade e a tensão de rotura. Dependendo do reforço, deve-se escolher a resina que satisfaça os parâmetros necessários.

No caso de as chapas metálicas serem coladas por injeção de resina e serem adicionados conectores metálicos, a implementação do sistema deve ser feita considerando os seguintes aspetos:

- Devem ser utilizadas buchas de aço para ajudar a posicionar as chapas;

- A selagem da zona onde vai acontecer a injeção da resina pode ser executada com a aplicação de resina epóxi sob carga;
- Deve utilizar-se uma resina epóxi de baixa viscosidade.

As chapas ou perfis metálicos devem ser protegidas contra a corrosão e a ação do fogo. Em relação ao fogo, é fundamental garantir a resistência para um tempo mínimo de 30 minutos.

A ligação entre os elementos pode ser verificada através do cálculo da tensão média de corte atuante na ligação dos elementos, supondo uma distribuição plástica das tensões de aderência (1) (Appleton & Gomes, 1997).

$$\tau = \frac{2 * F^{max}}{L * b} \quad (1)$$

Em que:

- τ – Tensão de aderência na ligação;
- F^{max} – Força na chapa;
- L – comprimento da chapa;
- b – largura do elemento.

3.

Verificações Regulamentares

3.1. INTRODUÇÃO

Como já referido previamente nesta dissertação, a técnica de reforço que será analisada no âmbito desta tese será a introdução de chapas metálicas com o propósito de aumentar a capacidade resistente à flexão de vigas de betão armado.

A implementação desta técnica de reforço consiste na colocação, através de uma cola e/ ou conectores metálicos, de chapas metálicas na superfície da viga de betão armado a intervencionar. Este tipo de implementação, permite que a técnica seja reversível.

Antes da aplicação da técnica, é necessário o conhecimento de vários fatores, tais como:

- Materiais existentes;
- Tipo e dimensões do elemento;
- Identificação das armaduras;
- Avaliação das cargas.

3.2. CARGAS

A avaliação da segurança do elemento exige o conhecimento das ações atuantes na estrutura. Existem dois tipos de ações: as ações permanentes e as ações variáveis. Estas ações são classificadas com a ajuda do EC0.

3.2.1 CARGAS PERMANENTES

Este tipo de ações é designado desta forma por não variar ao longo do tempo e terem de ser consideradas durante todo o processo de dimensionamento ou avaliação de um elemento estrutural, ou do seu reforço. Estas cargas são cruciais na avaliação de qualquer estrutura, uma vez que estão presentes durante toda a vida útil da estrutura. A quantificação destas cargas é realizada a partir do peso específico dos diferentes materiais utilizados na construção.

De acordo com o EC0, as ações permanentes podem ser (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2009):

- Peso próprio de elementos estruturais e/ou não estruturais;
- Retração e fluência do betão;
- Pré-esforço;
- Assentamentos de apoio;

- Impulsos de terra.

3.2.2 CARGAS VARIÁVEIS

As cargas variáveis são caracterizadas por não serem constantes ao longo do tempo, ao contrário das cargas permanentes. Segundo o EC0, as ações variáveis podem ser (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2009):

- Sobrecargas de utilização;
- Vento;
- Neve;
- Variações de temperaturas;
- Sismo.

As sobrecargas de utilização são quantificadas no EC1. Dependem do tipo de utilização da estrutura e são aplicadas no pavimento e/ ou na cobertura do edifício. As diferentes categorias de utilização para classificação das ações variáveis estão apresentadas na figura 5.

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Actividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com excepção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D) ¹⁾	C1: Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, recepções. C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera. C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio. C4: Zonas em que são possíveis actividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos. C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para actividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias.
D	Actividades comerciais	D1: Zonas de lojas em geral. D2: Zonas de grandes armazéns.

Figura 5 - Tipos de utilização (Instituto Português da Qualidade, 2009)

Dependendo da categoria, é possível obter o valor da sobrecarga, tal como se observa na figura 6.

<i>Categorias de zonas carregadas</i>	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Pavimentos		
<i>Categoria A</i>	2,0	2,0
<i>Categoria B</i>	3,0	4,0
<i>Categoria C</i>		
<i>C1</i>	3,0	4,0
<i>C2</i>	4,0	4,0
<i>C3</i>	5,0	4,0
<i>C4</i>	5,0	7,0
<i>C5</i>	6,0	4,5
<i>Categoria D</i>		
<i>D1</i>	4,0	4,0
<i>D2</i>	5,0	6,0
Varandas	<i>Ver a Nota 1</i>	<i>Ver a Nota 3</i>
Escadas	<i>Ver a Nota 2</i>	<i>Ver a Nota 3</i>
NOTA 1: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 5,0 kN/m² numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito. NOTA 2: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 3,0 kN/m². NOTA 3: Deve adoptar-se uma sobrecarga concentrada idêntica à do pavimento adjacente.		

Figura 6 - Valores de sobrecargas (Instituto Português da Qualidade, 2009)

3.3. ESTADO LIMITE

A verificação aos estados limite é fulcral para o dimensionamento da estrutura, pois eles definem os estados a partir dos quais a estrutura não cumpre os requisitos mínimos de desempenho, ficando sem efeito as funções para as quais foram projetadas. (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2009).

Os estados limite dividem-se em dois grupos de classificação, sendo eles:

- Estado Limite Último;
- Estado Limite de Utilização.

Apesar de haver dois tipos, o dois tem como objetivo a verificação de segurança. Esta verificação é feita de igual modo para ambos, procurando-se assegurar que:

$$E_d \leq R_d \quad (2)$$

sendo,

- E_d : valor de cálculo do esforço atuante na estrutura;
- R_d : valor de cálculo do esforço resistente na estrutura.

3.3.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O estado limite último encontra-se associado a danos que podem levar a estrutura à ruína estrutural ou ao colapso total. Como o nome sugere, este estado representa o limite a que uma estrutura se pode encontrar para garantir a sua segurança.

Na verificação da segurança para o estado limite último, as ações permanentes e as ações variáveis encontram-se majoradas por coeficientes de segurança.

$$P_{ed} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \quad (3)$$

Em que:

- P_{ed} : Carga atuante na combinação Estado Limite Último;

- γ_G : Coeficiente de majoração das ações permanentes;
- γ_Q : Coeficiente de majoração das ações variáveis;
- G_k : Ações permanentes;
- Q_k : Ações variáveis.

A figura 7 apresenta os possíveis valores para os coeficientes de acordo com o EC1:

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação ^{*)}	Acções variáveis acompanhantes ^{*)}	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$		$\gamma_{Q, 2} \psi_{0, 2} Q_{k, 2}$
(Expressão 6.10a)	$\gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$		$\gamma_{Q, 1} \psi_{0, 1} Q_{k, 1}$	$\gamma_{Q, 2} \psi_{0, 2} Q_{k, 2}$
(Expressão 6.10b)	$\xi \gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$		$\gamma_{Q, 2} \psi_{0, 2} Q_{k, 2}$

^{*)} As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.

NOTA 1: A escolha entre (6.10), ou (6.10a) e (6.10b), será feita no Anexo Nacional. No caso de (6.10a) e (6.10b), o Anexo Nacional poderá ainda modificar (6.10a) de forma a incluir apenas acções permanentes.

NOTA 2: Os valores de γ e de ξ poderão ser definidos no Anexo Nacional. Recomendam-se os seguintes valores para γ e ξ quando se utilizam as expressões (6.10), ou (6.10a) e (6.10b):
 $\gamma_{G, sup} = 1,35$
 $\gamma_{G, inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q, 1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q, 2} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\xi = 0,85$ (de modo que $\xi \gamma_{G, sup} = 0,85 \times 1,35 = 1,15$).
Ver também as EN 1991 a EN 1999 relativamente aos valores de γ a utilizar para as deformações impostas.

NOTA 3: Os valores característicos de todas as acções permanentes com a mesma origem são multiplicados por $\gamma_{G, sup}$, caso o efeito total das acções resultante seja desfavorável, e por $\gamma_{G, inf}$, caso o efeito total das acções resultante seja favorável. Por exemplo, todas as acções devidas ao peso próprio da estrutura poderão ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais.

NOTA 4: Para determinadas verificações, os valores de γ_G e de γ_Q poderão ser subdivididos em γ_E e γ_M e no coeficiente de incerteza do modelo γ_{Ed} . Na maioria dos casos correntes, pode utilizar-se um valor de γ_{Ed} variando entre 1,05 e 1,15, o qual pode ser modificado no Anexo Nacional.

Figura 7- Coeficientes de segurança (NP EN 1990:2009,2009)

3.3.2 ESTADO LIMITE SERVIÇO

Ao contrário do estado limite apresentado previamente, o estado limite de utilização está relacionado com danos que não comprometem a segurança da estrutura, mas a funcionalidade, o conforto estrutural e a durabilidade.

Para a verificação de segurança ao Estado Limite de Serviço, existem três possíveis combinações, sendo elas:

- Combinação característica;
- Combinação frequente;
- Combinação quase-permanente.

Na verificação e controlo da fendilhação e deformação é utilizada a combinação quase-permanente.

3.3.2.1. Combinação quase-permanente

Na combinação quase-permanente, as ações variáveis encontram-se multiplicadas por um coeficiente representativo das ações variáveis para os valores quase-permanentes. Por outro lado, as ações permanentes não são majoradas, nem multiplicadas por qualquer coeficiente.

$$P_{cqp} = G_k + \psi_2 \cdot Q_k \quad (4)$$

Onde:

- P_{cqp} : carga atuante na combinação quase-permanente;
- Ψ_2 : coeficiente multiplicativo das ações variáveis para a combinação quase-permanente.

O coeficiente Ψ_2 é definido no EC0 e apresenta-se na figura 8.

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30 \text{ kN} < \text{peso dos veículos} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Ação da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ^{*)}			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Ação do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA: Os valores de Ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional. *) Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.			

Figura 8- Valores dos coeficientes de combinação das ações variáveis (NP EN 1990: 2009)

3.3.2.2. Fendilhação

O controlo da abertura de fendas no betão é importante para se garantir o bom funcionamento do material e por consequência a bom desempenho da estrutura, em particular a sua durabilidade. Esse controlo é estabelecido no EC2.

O cálculo da largura de fendas, w_k , é dada por:

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (5)$$

Onde:

- $S_{r,max}$: distância máxima entre fendas;
- ε_{sm} : extensão média do aço;
- ε_{cm} : extensão média do betão entre fendas.

A distância máxima entre fendas é obtida da seguinte forma:

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (6)$$

Onde:

- ϕ - diâmetro dos varões;
- c - recobrimento nominal;
- k_1 - coeficiente que considera as características de aderência das armaduras;
- k_2 - coeficiente que considera a distribuição das extensões.

O coeficiente $\rho_{p,eff}$ é dado por:

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 A'_p)}{A_{c,eff}} \quad (7)$$

Em que:

- A_s : Área da armadura de tração;
- ξ_1 : coeficiente corrigido da resistência de aderência;

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (8)$$

ξ : relação entre as resistências de aderência das armaduras de pré-esforço e betão armado;

ϕ_s : diâmetro máximo dos varões das armaduras de betão armado;

ϕ_p : diâmetro equivalente das armaduras de pré-esforço.

- A'_p : Área da secção transversal de armaduras pré ou pós tensionadas;
- $A_{c,eff}$: Área da secção efetiva de betão tracionado.

$$A_{c,eff} = \min (2,5(h - d); \frac{(h - x)}{3}; \frac{h}{2}) \quad (9)$$

x : posição do eixo neutro (distância da fibra comprimida até ao eixo neutro);

h : altura da secção transversal;

d : altura útil da secção transversal.

A diferença entre as extensões médias é calculada pela expressão:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (10)$$

Em que:

- σ_s : tensão no aço de tração;
- k_t : coeficiente tendo em conta a duração do carregamento
- α_e : relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade secante do betão;
- E_s : módulo de elasticidade do aço;
- $f_{ct,eff}$: valor médio da resistência do betão à tração.

Depois do cálculo da largura de fendas, o EC2 apresenta valores recomendados tendo em consideração a classe de exposição e a combinação utilizada (Figura 9).

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanente	Combinação de acções frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão
NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.		
NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.		

Figura 9 - Valores recomendados para a abertura de fendas (LNEC, 2010)

3.3.2.3. Deformação

No controlo da deformação, o EC2 apresenta uma solução de controlo rápido para vigas e lajes de betão armado, sem a necessidade de cálculos complexos. Esse método baseia-se no controlo da relação vão/altura efetiva tendo em consideração as diferentes taxas de armaduras utilizadas.

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

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

Em que:

- l/d : relação vão/altura efetiva;
- K : coeficiente que leva em consideração os vários sistemas estruturais;
- f_{ck} : valor característico da tensão de rotura à compressão do betão;
- ρ_0 : taxa de armaduras de referência;
- ρ : taxa de armaduras de tração;
- ρ' : taxa de armaduras de compressão.

As taxas de armaduras referidas previamente são calculadas da seguinte maneira:

$$\rho_0 = 10^{-3}\sqrt{f_{ck}} \quad (13)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * h} \quad (14)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b * h} \quad (15)$$

Onde:

- A'_s : Área da armadura de compressão.

O coeficiente K que se encontra relacionado com os vários sistemas estruturais é obtido através da figura 10:

Sistema estrutural	K	Betão fortemente solicitado $\rho = 1,5 \%$	Betão levemente solicitado $\rho = 0,5 \%$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior	1,3	18	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções	1,5	20	30
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

NOTA 1: Em geral, os valores indicados são conservativos, e o cálculo poderá frequentemente revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos.

NOTA 2: Para lajes armadas em duas direcções, a verificação deverá ser efectuada em relação ao menor vão. Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.

NOTA 3: Os limites indicados para lajes fungiformes correspondem, para a flecha a meio vão, a uma limitação menos exigente do que a de vão/250. A experiência demonstrou que estes limites são satisfatórios.

Figura 10 - Valores do coeficiente K (LNEC, 2010)

No caso da relação entre o vão e a altura ser menor que o valor calculado através das expressões apresentadas, o controlo da deformação está verificado.

4.

DIMENSIONAMENTO DA CHAPA METÁLICA

4.1. OBJETIVOS DE ESTUDO

Neste capítulo são apresentadas as equações que foram utilizadas, e incluídas numa folha de cálculo automático em Excel, para determinar o momento resistente de uma secção transversal de betão armado, mas também para dimensionar uma chapa metálica de reforço ao momento fletor dessa secção, a aplicar na face tracionada.

Para o dimensionamento da chapa metálica de reforço, foi considerado um comportamento monolítico entre a chapa e a resina que se irá considerar na colagem. Essa suposição implica que ambos os materiais funcionam como uma única unidade coesa, onde a colagem entre eles é perfeita.

4.2. LEIS DE COMPORTAMENTO

Um dos primeiros passos a tomar é a definição da lei de comportamentos dos materiais em estudo. Neste caso existe dois materiais que interessam, o betão e o aço.

4.2.1. BETÃO

No processo de caracterização do betão, utilizou-se o EC 2 como referência, seguindo as diretrizes e recomendações estabelecidas pelo código. Para modelar o comportamento do betão, adotou-se uma relação tensão-extensão que fosse consistente com as propriedades mecânicas do material.

A relação tensão-extensão escolhida foi uma aproximação representada por um diagrama parábola-retângulo. Essa abordagem permite representar de forma simplificada o comportamento não-linear do betão.

O diagrama parábola-retângulo (figura 11) é caracterizado por uma fase inicial onde a tensão aumenta de forma parabólica em relação à deformação, seguida por uma fase em que a tensão de compressão máxima permanece constante até atingir a extensão máxima do betão. A partir desse ponto, ocorre a rotura do betão.

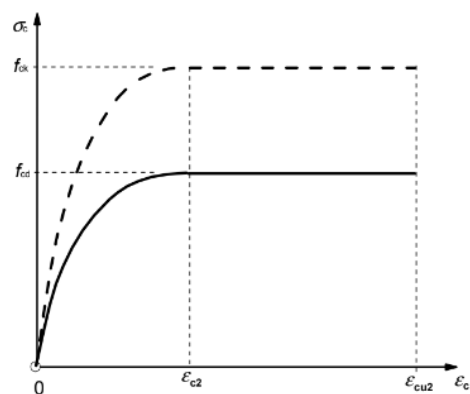


Figura 11 - Diagrama parábola-retângulo (LNEC, 2010)

Foi considerada uma resistência à tração igual a zero para o betão.

Para o cálculo do diagrama foram utilizadas as seguintes relações explícitas no EC2:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (16)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ para } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (17)$$

com:

- σ_c : tensão de compressão no betão;
- n : expoente;
- ε_{c2} : extensão ao ser atingida a resistência máxima;
- ε_{cu2} : extensão última.

As características apresentadas são obtidas de acordo com a figura 12, dependendo apenas da classe de resistência do betão a utilizar:

Classes de resistência do betão															Expressão analítica / Comentários
f_{tk} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{tk,red}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{tk} + 8$ (MPa)
f_{dm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{dm} = 0,30 \times f_{cm}^{(2/3)}$ para $f_{cm} \leq 50$ MPa $f_{dm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10))$ para $f_{cm} > 50$ MPa
$f_{ck,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0,05} = 0,7 \times f_{dm}$ quantilho de 5 %
$f_{ck,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0,95} = 1,3 \times f_{dm}$ quantilho de 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3}$ (f_{cm} em MPa)
ε_{ct} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 $\varepsilon_{ct}(‰) = 0,7 \times f_{dm}^{0,33} \leq 2,8$
ε_{cu} (‰)					3,5					3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 para $f_{tk} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu}(‰) = 2,8 + 27((90 - f_{tk})/100)^4$
ε_{cu} (‰)				2,0						2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ver a Figura 3.3 para $f_{tk} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu}(‰) = 2,0 + 0,085(f_{tk} - 50)^{0,55}$
ε_{cu} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver a Figura 3.3 para $f_{tk} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu}(‰) = 2,6 + 35((90 - f_{tk})/100)^4$
n					2,0					1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{tk} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4((90 - f_{tk})/100)^4$
ε_{cu} (‰)					1,75					1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ver a Figura 3.4 para $f_{tk} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu}(‰) = 1,75 + 0,55((f_{tk} - 50)/40)$
ε_{cu} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver a Figura 3.4 para $f_{tk} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu}(‰) = 2,6 + 35((90 - f_{tk})/100)^4$

Figura 12 - Características do betão (LNEC, 2010)

4.2.2. Aço

De seguida, procedeu-se à caracterização do aço a utilizar nas armaduras, também com base no EC2. Foi considerado o diagrama de cálculo para a armadura de betão armado, que estabelece a relação entre a tensão aplicada e a extensão resultante. Essa relação é fundamental para compreender o comportamento estrutural do aço, especialmente no que se refere à sua resistência e capacidade de suportar cargas.

O diagrama de tensões-extensões, de cálculo, do aço das armaduras é caracterizado por uma fase inicial linear, em que a tensão aumenta proporcionalmente à deformação, seguida por uma fase em que a tensão máxima cresce mais lentamente, ou permanece constante até atingir a extensão máxima do aço. A partir desse ponto, ocorre a rotura do aço. O comportamento do aço é considerado igual para tensões de tração e compressão. A figura 13 representa os possíveis diagramas de tensões-extensões para o aço segundo o EC2.

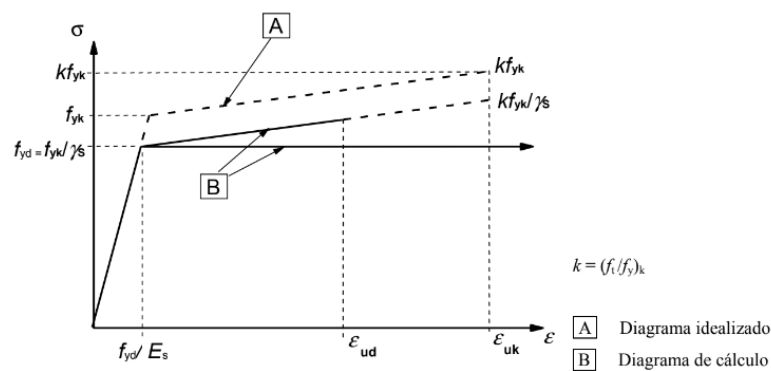


Figura 13 - Possíveis diagramas de tensões-extensões do aço (LNEC,2010)

Sendo:

- ϵ_{ud} : extensão limite de cálculo.

O diagrama utilizado foi o de cálculo, e considerando que a tensão pós cedência é constante. O valor da extensão par a qual o aço atinge a plastificação é determinado pela divisão do valor de cálculo da resistência do aço, f_{yd} , pelo seu módulo de elasticidade do aço, E_s .

4.3. MOMENTOS FLETORES

Após obter a carga resultante das combinações de ações atuantes na estrutura, podem-se determinar os momentos fletores atuantes nos elementos estruturais e dimensionar uma secção de betão armado, impondo que o momento fletor resistente M_{rd} seja maior ou igual ao valor de cálculo M_{sd} :

$$M_{rd} \geq M_{sd} \quad (18)$$

4.3.1. MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO

Como visto previamente, para garantir a segurança, os momentos fletores de calculo nunca podem ser superiores ao momento fletor resistente. Para tal, os momentos fletores de calculo devem ser iguais ao momento fletor máximo calculado atuante na peça. Esse momento máximo depende de vários fatores, como o tipo de carga e as condições de fronteira do elemento.

Nesta dissertação, o objeto de estudo é uma viga de betão armado simplesmente apoiada. Portanto, o momento fletor de calculo máximo, M_{ed} , ocorre a meio-vão e é calculado através da seguinte fórmula:

$$M_{ed} = \frac{P_{ed} * l^2}{8} \quad (19)$$

Onde:

- l : comprimento da viga.

4.3.2. MOMENTOS FLETORES RESISTENTES

Para dimensionar, ou verificar a segurança de uma secção estrutural, é necessário calcular o valor do momento fletor resistente, que como o nome sugere, representa o momento máximo que a secção consegue suportar.

Para o cálculo, serão considerados os valores limites das extensões estabelecidos no EC2.

- 3.5‰ para o betão;
- 45.0‰ para o aço.

Impondo os valores limites num dos materiais, ou seja, que a secção irá romper pelo betão ou pelo aço tracionado, é possível determinar os valores das forças de compressão e das forças de tração limite que a secção poderá suportar (Figura 14). Assumindo que a rotura da secção acontece por esmagamento do betão, considera-se que a extensão da fibra extrema comprimida atinge o valor de 3.5‰. No caso de se assumir que a rotura acontece no aço tracionado, considera-se que a extensão no aço atinge o valor limite de 45.0‰.

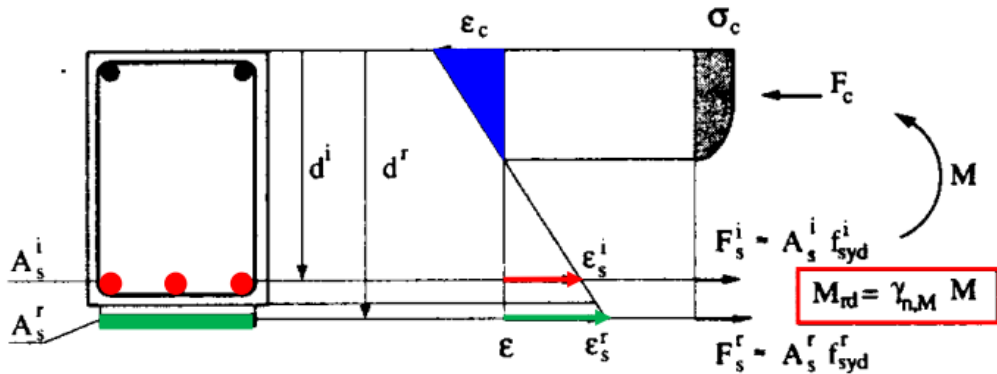


Figura 14 - Diagramas tipo de uma secção reforçada com uma chapa metálica (LNEC, 2010)

São então calculadas as forças de compressão (negativas) e as forças de tração (positivas). A força resultante de compressão no betão, F_c , é obtida através da seguinte expressão:

$$F_c = -\chi_1 * b * x * f_{cd} \quad (20)$$

Sendo:

- χ_1 : coeficiente utilizada na determinação da força de compressão no betão, proveniente do diagrama parábola-retângulo.

- f_{cd} : valor de cálculo da resistência à compressão do betão;

O coeficiente χ_1 foi calculado através de uma curva de aproximação a 3 pontos conhecidos. Essa curva está representada na figura 15:

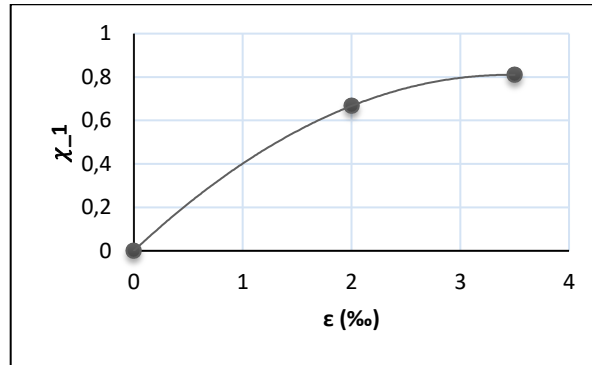


Figura 15 - Gráfico χ_1

O valor de cálculo de resistência à compressão do betão, f_{cd} , é obtido através da seguinte expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (21)$$

Sendo:

- γ_c : coeficiente de minoração da resistência do betão.

Note-se que nesta análise ao nível da secção transversal, e na análise posterior com a simulação de toda a viga em estado plano de tensão, não será feita qualquer distinção entre o betão entre estribos (confinado) e o betão de recobrimento (não confinado).

As forças de compressão na secção incluem as forças do aço comprimido, se existir. Para calcular a força de compressão no aço, F'_s , é utilizada a seguinte fórmula:

$$F'_s = E_s * \epsilon'_s * A'_s \quad (22)$$

Sendo:

- ϵ'_s : Extensão no aço de compressão.

O valor da extensão do aço, ϵ'_s , é calculado através da seguinte expressão:

$$\epsilon'_s = \frac{\epsilon_c}{x} * (x - r') \quad (23)$$

Sendo:

- ϵ_c : Extensão comprimida do betão;

- r' : espessura do betão de recobrimento ao eixo da armadura na zona comprimida.

No caso de haver armadura de compressão e de se encontrar plastificada, a força de compressão do aço é obtida através da seguinte fórmula:

$$F'_s = -f_{syd} * A'_s \quad (24)$$

Sendo:

- f_{syd} : valor de cálculo da resistência à tração do aço.

O valor de cálculo da resistência à tração do aço é calculado através da seguinte fórmula:

$$f_{syd} = \frac{f_{syk}}{\gamma_s} \quad (25)$$

Sendo:

- f_{syk} : valor característico da tensão de rotura à tração do aço;
- γ_s : coeficiente de minoração da resistência do aço.

Depois de calcular as forças de compressão, é preciso determinar as forças de tração existentes na secção. Uma vez que o betão possui uma resistência muito baixa à tração, essa força não foi considerada. Portanto, as forças de tração presentes na viga serão representadas apenas pelas forças na armadura tracionada.

No caso de se considerar que o aço existente na armadura de tração já se encontra plastificado, a força de tração, F_s , é calculada através da seguinte expressão:

$$F_s = f_{syd} * A_s \quad (26)$$

Se o aço existente na armadura ainda não estar plastificado, calcula-se utilizando a seguinte fórmula:

$$F_s = E_s * \varepsilon_s * A_s \quad (27)$$

Sendo:

- ε_s : Extensão no aço de tração

A extensão no aço de tração é dada por:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{x} * (h - x - r) \quad (28)$$

Com:

- r : espessura do betão de recobrimento ao eixo da armadura na zona tracionada.

Com as forças atuantes na peça determinadas, de seguida procede-se à determinação da posição do eixo neutro (x), que é calculado através do equilíbrio das forças axiais:

$$F_c + F_s + F'_s = 0 \quad (29)$$

Com o eixo neutro calculado, é necessário verificar se as considerações previamente realizadas para as extensões do betão e do aço se verificam. No caso de se verificarem, é possível avançar com o processo; se não se verificarem, é preciso reformular os cálculos.

O momento resistente, M_{rd} , já pode ser calculado e é dado por:

$$M_{rd} = -(F_c * z_c + F'_s * z'_s) \quad (30)$$

Com:

- z_c : distância entre a força resultante de compressão no betão e a armadura de tração;
- z'_s : distância entre a armadura de compressão e a armadura de tração.

As distâncias z_c e z'_s necessárias para o cálculo do momento resistente são obtidas através:

$$z_c = h - r - \chi_2 * x \quad (31)$$

Onde:

- χ_2 : coeficiente associado ao diagrama parábola-retângulo para a determinação da posição da força de compressão no betão.

$$z'_s = h - 2r \quad (32)$$

O coeficiente χ_2 foi obtido através de uma curva de aproximação a 3 pontos conhecidos. Essa curva está representada na figura 16:

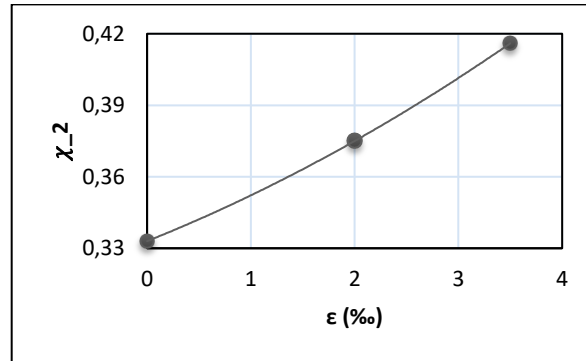


Figura 16 - Gráfico χ_2

No fim, é preciso fazer a verificação de segurança dos momentos fletores, referida previamente.

4.4. CHAPA METÁLICA

Para aumentar a resistência da peça, é imprescindível realizar o dimensionamento adequado da chapa metálica de reforço. O dimensionamento envolve a determinação das características e especificações necessárias para garantir o desempenho desejado da chapa. O primeiro passo a executar é a determinação da largura da chapa metálica, através do equilíbrio das forças atuantes. A espessura da chapa metálica é pré-estabelecida pelo projetista.

A chapa metálica a introduzir tem a seguinte área:

$$A_{sr} = L * e \quad (33)$$

Onde:

- A_{sr} : área da chapa metálica;
- L : largura da chapa metálica;
- e : espessura da chapa metálica.

A força aplicada pela chapa, F_{sr} , é a seguinte, se não se encontrar plastificada:

$$F_{sr} = E_{sr} * \varepsilon_{sr} * A_{sr} \quad (34)$$

Com:

- E_{sr} : módulo de elasticidade do aço da chapa metálica;
- ε_{sr} : extensão na chapa metálica;

$$\varepsilon_{sr} = \frac{\varepsilon_c}{x} * \left(h - x + \frac{e}{2} \right) \quad (35)$$

No caso da chapa metálica se encontrar plastificada, a força da chapa é obtida através:

$$F_{sr} = f_{syd,r} * A_{sr} \quad (36)$$

Com:

- $f_{syd,r}$: valor de cálculo da resistência à tração da chapa metálica.

O valor de cálculo da resistência à tração da chapa metálica é calculado através da seguinte fórmula:

$$f_{syd,r} = \frac{f_{sy,r,k}}{\gamma_s} \quad (37)$$

Onde:

- $f_{sy,r,k}$: valor característico da tensão de rotura à tração da chapa metálica.

O equilíbrio das forças axiais é realizado através da seguinte equação:

$$F_c + F_s + F'_s + F_{sr} = 0 \quad (38)$$

De seguida, impõe-se que o momento resistente é igual ao momento atuante de cálculo, $M_{rd} = M_{sd}$, para a determinação da nova posição do eixo neutro.

O momento resistente de cálculo é determinado pela equação:

$$M_{rd} = -(F_c * z_c + F'_s * z'_s + F_{sr} * z_{sr}) \quad (39)$$

Onde:

- z_{sr} : distância entre a chapa metálica e o aço de tração.

A distância anterior entra com valor negativo devido ao facto de chapa se encontrar abaixo da armadura de tração, sendo obtida através da seguinte expressão:

$$z_{sr} = -(r + \frac{e}{2}) \quad (40)$$

Tal como no cálculo prévio do momento resistente sem a chapa metálica, é necessário verificar as condições impostas nas extensões dos materiais.

4.5. PROCEDIMENTO

O procedimento para o cálculo baseia-se no equilíbrio de duas equações.

$$\Sigma F_i = 0 \text{ kN/m} \quad (41)$$

$$M_{rd} \geq M_{sd} \quad (42)$$

O primeiro passo a executar no dimensionamento consiste em calcular o valor do momento resistente da secção original não reforçada. Para o cálculo é necessário determinar a posição do eixo neutro tendo em consideração o equilíbrio das forças existentes. Utilizando o comando “solver” do Excel, foi aplicada a restrição de um valor nulo para o equilíbrio das forças axiais na secção, a fim de obter a posição do eixo neutro. Posteriormente, dimensionou-se a chapa de reforço de forma a garantir um aumento do momento resistente em 25% em relação ao momento resistente obtido anteriormente.

Esse processo foi executado através de um processo iterativo, utilizando a opção “solver” no Excel: primeiro é imposto que o somatório das forças axiais igual a 0 para determinar a largura da chapa metálica e, em seguida, impõe-se que o momento resistente seja igual ao pretendido e determina-se o

eixo neutro. Este processo foi repetido várias vezes até atingir a convergência. A espessura da chapa metálica foi pré-estabelecida com um valor de 3,0 mm.

4.6. SECÇÕES EM ESTUDO

Com o objetivo de analisar diferentes situações foram escolhidas 4 variações de uma mesma secção transversal de betão armado. As três primeiras secções apresentam variações na armadura de compressão e tração. A última secção apresenta a mesma armadura que uma das secções previamente definidas, mas uma classe de resistência do betão diferente. Todas as secções cumprem a armadura longitudinal mínima. Esta verificação foi feita tendo como base o EC2.

Para facilitar a identificação das diferentes secções, elas foram designadas primeiramente pela classe de resistência do betão, seguido do diâmetro da armadura utilizada.

Posto isto as secções foram definidas da seguinte forma:

- C25/30_φ20;
- C25/30_φ16;
- C30/37_φ20.

Apesar das variações, existe outros parâmetros que permaneceram constantes para todas as secções. O comprimento da viga é de 5 metros, independentemente da secção definida. O recobrimento nominal também será o mesmo, com um valor de 0,03 metros. Além disso, a classe de resistência do aço não apresenta variação, sendo escolhido um aço A400. Mais detalhes sobre os materiais podem ser encontrados no próximo capítulo.

4.6.1 SECÇÃO C25/30_ φ20

A primeira secção transversal escolhida é uma representação de uma viga de betão armado com uma largura de 0,25 metros e uma altura de 0,65 metros. Nesta secção foi adotado um betão da classe C25/30. Para a secção em questão, foi adotada uma armadura de compressão de 2φ20 e uma armadura de tração de 4φ20. A figura 17 representa a secção em estudo

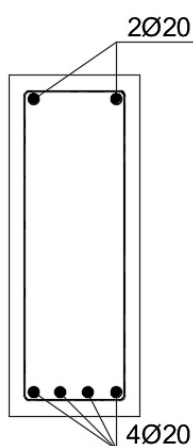


Figura 17 - Secção C25/30_ φ20

Definida a secção transversal, é possível calcular o momento resistente e de seguida como referido é necessário verificar se as extensões dos materiais cumprem as condições de partida impostas. Utilizando o método mencionando previamente obteve-se os seguintes valores:

Tabela 2 - Momento resistente e extensões da Secção C25/30_ $\phi 20$

F_c (kN)	F'_s (kN)	F_s (kN)	x (m)	ΣF_i (kN)	z_c (m)	z'_s (m)	Mrd(kNm)	ε_c	ε'_s	ε_s
-218,43	-218,43	436,87	0,065	0	-0,593	-0,590	258,43	-3,5	-1,876	30,1

Como todas as deformações, para além das do betão que foram estabelecidas como ponto de partida da análise, são inferiores aos valores limites regulamentares, o estado de deformação e o momento resistente da secção estão corretamente determinados. É então possível determinar o momento resistente objetivo com o reforço e que corresponde a um aumento de 25% do momento resistente da peça.

$$M_{rd} = 258,43 + 258,43 * 0,25 \Leftrightarrow M_{rd} = 323 \text{ kNm} \quad (43)$$

Tendo em conta este novo momento resistente, foi dimensionado a chapa metálica, seguindo o processo iterativo descrito e considerando um aço da classe 235, ou seja, com um módulo de elasticidade de 200 GPa e uma tensão de cálculo de cedência de 222 MPa.

Tabela 3 - Novo momento resistente da Secção C25/30_ $\phi 20$

F_c (kN)	F'_s (kN)	F_s (kN)	F_{sr} (kN)	x (m)	ΣF_i (kN)	z_c (m)	z'_s (m)	z_{sr} (m)	Mrd(kNm)
-328,99	-218,43	436,87	110,55	0,097	0	-0,579	-0,590	0,032	323,00

Tabela 4 - Dimensões da chapa metálica da Secção C25/30_ $\phi 20$

Largura	Espessura
0,166	0,003

4.6.2. SECÇÃO C25/30_ $\phi 16$

A segunda variação da secção transversal, consiste na mudança das armaduras, mantendo as dimensões da secção transversal e a classe de resistência do betão. Neste caso, a área das armaduras, tanto em tração quanto em compressão reduz em relação à secção anterior, conduzindo a uma menor resistência da peça. Nesta nova secção temos como armadura de compressão 2 $\phi 16$ e de tração 5 $\phi 16$. As diferenças são possíveis de observar na figura 18.

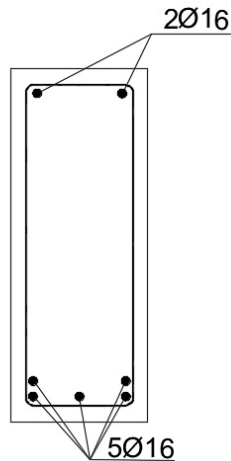


Figura 18 - Secção C25/30_φ16

Para a presente secção obteve-se o momento fletor resistente e as extensões indicadas na tabela 5.

Tabela 5 - Momento resistente e extensões da secção C25/30_φ16

F_c (kN)	F'_s (kN)	F_s (kN)	x (m)	ΣF_i (kN)	z_c (m)	z'_s (m)	Mrd(kNm)	ε_c	ε'_s	ε_s
-209,74	-139,83	349,57	0,062	0	-0,594	-0,590	207,12	-3,5	-1,809	31,4

Tal como considerado na secção transversal C25/30_φ20, foi considerado um aumento de 25% do momento fletor resistente para dimensionamento da chapa de reforço. A tabela 6 representa o novo aumento de momento fletor e a tabela 7 as novas dimensões da chapa metálica de reforço.

$$M_{rd} = 207,12 + 207,12 * 0,25 \Leftrightarrow M_{rd} = 258,90 \text{ kNm} \quad (44)$$

Tabela 6 - Novo momento resistente da secção C25/30_φ16

F_c (kN)	F'_s (kN)	F_s (kN)	F_{sr} (kN)	x (m)	ΣF_i (kN)	z_c (m)	z'_s (m)	z_{sr} (m)	Mrd(kNm)
-297,65	-139,83	349,57	87,91	0,088	0	-0,583	-0,590	0,032	258,90

Tabela 7 - Dimensões da chapa metálica da secção C25/30_φ16

Largura	Espessura
0,143	0,003

4.6.3. SECÇÃO C30/37_φ20

A última secção em estudo é uma secção em que a armadura utilizada é a mesma que a primeira secção, 2φ20 para a armadura de compressão e 4φ20 para armadura de tração. A classe de resistência do betão foi aumentada para uma classe de C30/37.

Definida a secção transversal, o momento resistente e as extensões foram calculadas com base no método já definido previamente e estão definidos na tabela 8:

Tabela 8 – Momento resistente e extensões da secção C30/37_φ20

F_c (kN)	F'_s (kN)	F_s (kN)	x (m)	ΣF_i (kN)	z_c (m)	z'_s (m)	Mrd(kNm)	ε_c	ε'_s	ε_s
-229,83	-207,04	436,87	0,057	0	-0,596	-0,590	259,23	-3,5	-1,648	34,8

Tal como definido na outra secção, foi considerado um aumento de 25% do momento fletor resistente para o dimensionamento da chapa de reforço.

$$M_{rd} = 259,23 + 259,23 * 0,25 \Leftrightarrow M_{rd} = 324,0 \text{ kNm} \quad (45)$$

A tabela 9 apresenta os novos valores obtidos para a obtenção do novo momento fletor, seguido da tabela 10 que apresenta as novas dimensões da chapa de reforço.

Tabela 9 - Novo momento resistente da secção C30/37_φ20

F_c (kN)	F'_s (kN)	F_s (kN)	F_{sr} (kN)	x (m)	ΣF_i (kN)	z_c (m)	z'_s (m)	z_{sr} (m)	Mrd(kNm)
-326,89	-218,43	436,87	108,45	0,081	0	-0,586	-0,590	0,032	324,0

Tabela 10 - Dimensões da chapa metálica da secção C30/37_φ20

Largura	Espessura
0,177	0,003

5.

MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.1. INTRODUÇÃO

Na sequência da dissertação, foram modelados numericamente os casos em estudo. A modelação numérica é um processo que envolve a criação de modelos matemáticos que simulam o comportamento real de uma estrutura e os seus materiais, face às ações atuantes na estrutura. O objetivo da modelação é obter dados que auxiliem na tomada de decisão. No entanto, é importante notar que, mesmo com a modelação mais rigorosa, um modelo estrutural nunca é uma replicação exata da realidade. (Pinto, 2020).

A modelação numérica consistiu na simulação de vigas de betão armada, simplesmente apoiadas, solicitadas por cargas uniformemente distribuídas aplicadas ao longo do comprimento das vigas. As vigas foram consideradas com e sem reforço aplicado através da colagem de uma chapa metálica na face inferior. O modelo estrutural foi desenvolvido em estado plano de tensão.

5.2. PROGRAMA DE CÁLCULO

Numa primeira tentativa de modelação, foi utilizado o programa de cálculo automático de estruturas Robot Structural Analysis. No entanto, verificou-se posteriormente que não era possível definir uma lei de comportamento material para o betão que não apresentasse resistência à tração, o que inviabilizou a utilização deste programa.

Após esta tentativa gorada, utilizou-se o programa de cálculo automático de estruturas SAP2000 para a modelação do modelo pretendido. O SAP2000 é um programa desenvolvido pela empresa norte americana Computers & Structures, Inc. que contém uma interface gráfica 3D orientada a objetos e se baseia no método dos elementos finitos, permitindo a combinação de elementos de barra e elementos de casca. O programa é capaz de modelar, analisar e dimensionar diversos problemas de engenharia civil. O software também permite a simulação de modelos mais complexos que exigem análises não lineares avançadas. O SAP2000 possui uma ampla base de dados de secções de betão armado, metálicas e mistas, que se encontram em conformidade com as várias normas internacionais. No processo de análise estrutural, o SAP2000 utiliza o método dos deslocamentos como base da formulação matemática. Os deslocamentos nodais, que são as incógnitas das equações de equilíbrio do sistema, são usados para determinar os deslocamentos, deformações e tensões em cada elemento. No que se refere às ações, o programa permite gerar automaticamente cargas de sismo, vento ou veículos, e em seguida, verificar automaticamente as estruturas de betão armado e/ou perfis metálicos de acordo com as Normas

Europeias. O SAP2000 é considerado um programa de fiável, sendo uma ferramenta de trabalho para muitos engenheiros.

5.3. MODELAÇÃO

O processo de modelação estrutural requer uma serie de etapas que devem ser seguidas cuidadosamente para garantir a precisão e a confiabilidade dos resultados obtidos. Uma das primeiras decisões a ser tomada é a escolha do programa de cálculo automático de estruturas. Após a seleção do programa, é preciso definir a geometria da estrutura, os materiais a serem utilizados e o tipo de análise a ser executado. Estas etapas iniciais são fundamentais para garantir uma modelação precisa e eficiente da estrutura.

5.3.1 ANÁLISE NÃO LINEAR

Os programas utilizados na modelação permitem selecionar a abordagem de análise mais adequada para uma determinada estrutura, visando uma descrição precisa e satisfatória do comportamento e das ações esperadas. No caso de estudo de elementos de betão armado, a análise não-linear oferece a possibilidade de simular situações mais realistas.

Dentro da análise não-linear existe três tipos de análise que podem ser feitas:

- Não-linearidade geométrica;
- Não-linearidade material;
- Não-linearidade por efeitos combinados.

Nesta dissertação, será adotada uma análise não-linear material, aplicada quer ao aço, quer ao betão.

5.3.2 MATERIAIS

Após a definição da geometria, o próximo passo consiste em caracterizar os materiais a serem simulados no modelo. A correta representação dos materiais é essencial para obter resultados realistas na análise estrutural. Foram selecionados os materiais mais adequados às propriedades desejadas, levando em consideração as características estruturais e os requisitos de resistência.

5.3.2.1. Betão

O diagrama adotado para representar a lei característica do betão é o diagrama parábola-retângulo. Esse tipo de diagrama é utilizado para descrever o comportamento não linear do betão, considerando a sua capacidade de resistir a tensões de compressão antes de atingir a tensão de rutura. No capítulo anterior, foi detalhado o processo necessário para obter o diagrama parábola-retângulo.

Dado que se está a utilizar um betão C25/30, foram obtidos os resultados apresentados na tabela 11 e que resultaram no diagrama representado na figura 19: (kPa)

Tabela 11 - Valores tensões-extensões C25/30

ϵ_c	-3,5E-03	-2,0E-03	-1,5E-03	-1,0E-03	-5,0E-04	0	3,5E-03
σ_c (kPa)	-16666,67	-16666,67	-15625,0	-12500	-7291,67	0	0

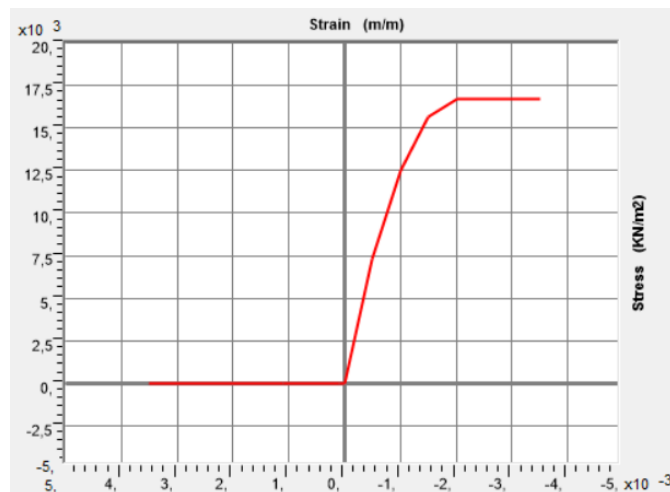


Figura 19 - Diagrama tensões-extensões C25/30 retirado do SAP2000

No que diz respeito a outras propriedades mecânicas a serem incorporadas no modelo, foi estabelecido um módulo de elasticidade de 31GPa e um coeficiente de Poisson igual a 0,2. O módulo de distorção é calculado automaticamente pelo programa com base nas propriedades mencionadas anteriormente.

Quando o betão a utilizar foi o C30/37 obteve-se o diagrama presente na figura 20. Esse diagrama foi obtido através dos valores apresentados na tabela 12.

Tabela 12 - Valores tensões-extensões C30/37

ϵ_c	-3,5E-03	-2,0E-03	-1,5E-03	-1,0E-03	-5,0E-04	0	3,5E-03
σ_c (kPa)	-20000,0	-20000,0	-18750,0	-15000,0	-8750,0	0	0

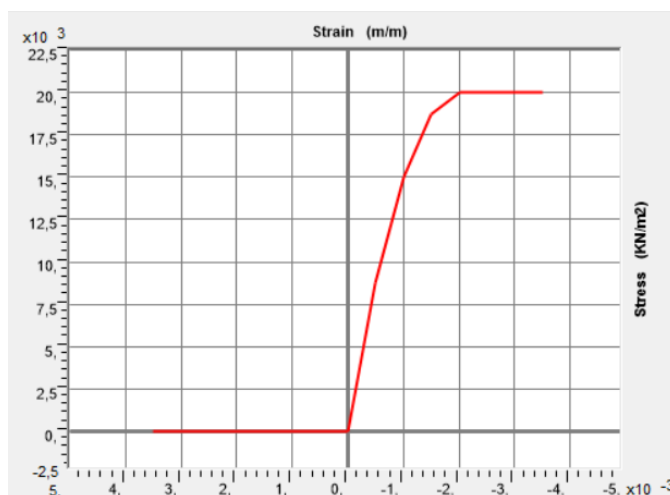


Figura 20 - Diagrama tensões-extensões C30/37 obtido no SAP2000

Para a categoria de resistência C30/37 utilizou-se um módulo de elasticidade de 33GPa e um Coeficiente de Poisson igual a 0,2.

5.3.2.2. Aço das Armaduras

Tal como o betão a lei característica do aço a utilizar nas armaduras, já se encontra definida no capítulo anterior, sendo agora só necessário a obtenção dos valores para a caracterização do aço a utilizar no modelo.

Utilizando um aço da classe A400, obtém-se os valores da tabela 13 que resultaram no diagrama de cálculo utilizado:

Tabela 13 - Valores tensões-extensões A400

ϵ_c	-4,5E-02	-1,74E-03	0	1,74E-03	4,5E-02
σ_c (kPa)	-348000	-348000	0	348000	348000

De seguida é colocado no programa os valores obtidos e a figura 21 representa o diagrama de tensões-extensões do aço A400 obtido no SAP2000.

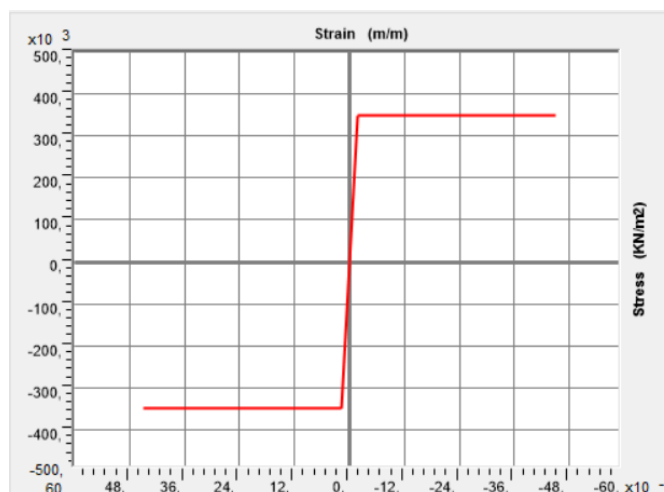


Figura 21 - Diagrama tensões-extensões A400 obtido no SAP2000

Para a caracterização do aço, ainda foi considerado no modelo um módulo de elasticidade de 200 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,3.

5.3.2.3. Resina

A resina utilizada na modelação foi caracterizada com base nas informações fornecidas por uma ficha técnica da empresa “SIKA”. Para essa caracterização, apenas foi usado o módulo de elasticidade, com um valor de 11,2 GPa, uma vez que se considerou um comportamento linear elástico infinito. Em relação ao coeficiente de Poisson foi utilizado o valor 0,3.

5.3.2.4. Aço da Chapa Metálica

No contexto do modelo, foi necessário caracterizar a lei de comportamento do aço da chapa metálica de reforço. Embora apresente também um comportamento elástico-plástico perfeito, com o mesmo módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, difere do das armaduras em termos de classe de resistência, foi considerado um aço da classe de resistência A235, e também na extensão limite, sendo neste caso

adotado um valor de 220 ‰. O procedimento para calcular o diagrama de tensões-extensões é por isso o mesmo aplicado às armaduras.

Dessa forma, obteve-se os seguintes valores (tabela 14) que resultaram no seguinte diagrama apresentado (Figura 22):

Tabela 14 - Valores tensões-extensões A235

ϵ_c	-0,22	-1,0E-03	0	1,0E-03	0,22
σ_c (kPa)	-221739,1	-221739,1	0	221739,1	221739,1

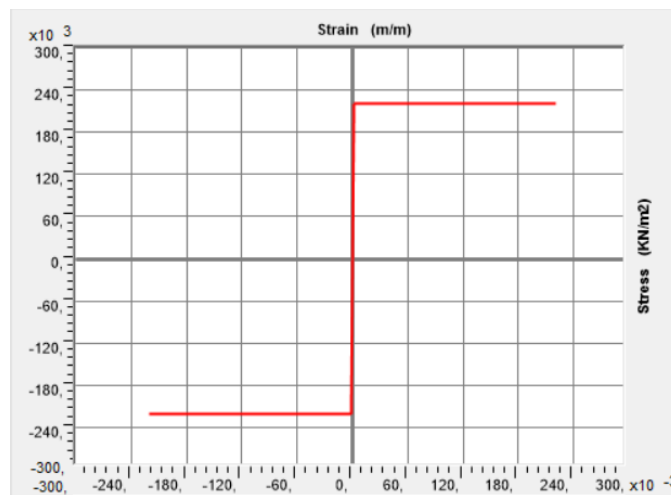


Figura 22 - Diagrama tensões-extensões A235 obtido no SAP2000

5.3.3 GEOMETRIA

A geometria da viga, incluindo a da armadura de tração e de compressão, foram simuladas através de elementos quadrangulares em estado plano de tensão. As armaduras foram simuladas com elementos de 0,02 metros de altura, compostos por um material que representa o aço. Este procedimento foi adotado porque os elementos de barra em SAP2000 com comportamento não linear mostraram-se incompatíveis com outros elementos de volume ou área com comportamento não linear.

Para estudar a influência do comprimento da chapa metálica, para além de modelar a chapa com um comprimento igual ao comprimento total da viga, também foi modelada considerando metade, ou dois terços desse comprimento e um valor intermédio entre o comprimento total e os dois terços.

Para garantir a segurança da peça em relação à flexão quando acontece a variação do comprimento da chapa metálica, foram realizados cálculos detalhados para determinar a posição ideal de colocação da chapa. Com base nos resultados, verificou-se que a chapa deve ser colocada no máximo até uma distância de 1,37 m a partir do apoio.

Essa distância é determinada tendo em consideração o ponto a partir do qual a secção atinge a sua resistência máxima à flexão, sem reforço. A partir desse ponto, é necessário implementar um reforço adicional para garantir a adequada capacidade de resistência de toda a viga. Note-se ainda que será necessário considerar comprimentos adicionais de amarração para garantir a transferência de cargas da viga para a chapa.

Em todos os casos analisados, a chapa metálica é posicionada antes desse valor crítico de 1,37 m, garantindo que a viga esteja adequadamente reforçada e capaz de resistir às tensões de flexão.

5.3.1.1. Secção C25/30_φ20

Em primeiro lugar, foi preciso escolher uma espessura do elemento plano que representasse a área correspondente às armaduras. Para a armadura de compressão (2φ20), era necessário simular uma área de $6,28 \times 10^{-4} m^2$. Considerando que a altura dos elementos é de 0,02 metros, a espessura necessária é calculada dividindo a área real da armadura pela altura, obtendo-se um valor de 0,0314 metros. No caso da armadura de tração (4φ20), a altura permanece a mesma, mas a área real da armadura é o dobro da armadura de compressão. Portanto, a espessura necessária para a simulação seria o dobro da espessura anterior, ou seja, 0,0628 metros.

O betão foi dividido em três partes: dois alinhamentos extremos que correspondem ao betão de recobrimento, com uma altura de 0,02 metros, cada, e um alinhamento central correspondente ao betão entre armaduras, com uma altura de 0,57 metros. A espessura dos elementos corresponde à largura da viga, ou seja, 0,25 metros.

A figura 23 mostra a modelação da viga sem reforço.



Figura 23 - Modelação da viga sem reforço

Para a modelação da resina e da chapa metálica, foi adotado uma altura de 0,01 m, valor mínimo possível, face às dimensões dos restantes elementos, tendo em consideração a capacidade do programa em apresentar resultados confiáveis. No capítulo anterior, dimensionou-se a chapa metálica, resultando num elemento de aço com uma área igual a $5,07 \times 10^{-4} m^2$. Considerando que a altura do elemento escolhido para simular essa área é de 0,01 m, foi obtida uma espessura de 0,0507 m para a chapa. A resina possui as mesmas dimensões da chapa.

A figura 24 permite visualizar o detalhe da modelação para quando a viga é reforçada ao longo do seu comprimento total.

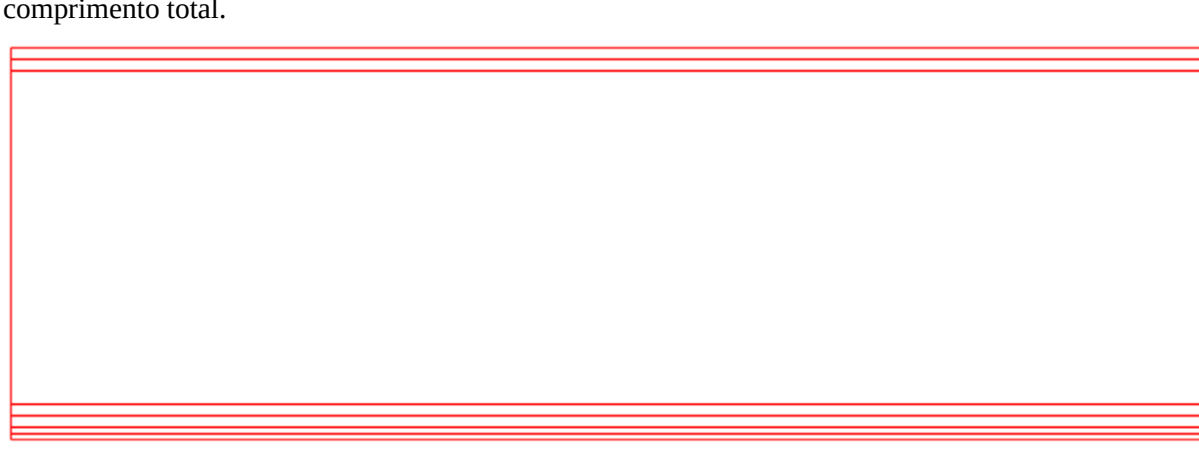


Figura 24 - Detalhe da modelação da viga com reforço em todo o seu comprimento

5.3.3.2. Secção C25/30_φ16

A segunda secção transversal, apenas apresenta variações na área das armaduras utilizadas. Portanto, todas as considerações e definições adotadas anteriormente para o betão permanecem iguais.

Foi considerada uma armadura de compressão de $2\phi 16$, o que corresponde a uma área de $4,02 \times 10^{-4} m^2$. Para representar uma área igual na modelação, dividiu-se o valor da área da armadura por 0,02 m, a altura do elemento. Como resultado, obteve-se uma espessura de 0,0201 m. No que diz respeito à armadura de tração ($5\phi 16$), tal como na primeira secção, considerando que a largura da casca é a mesma, a espessura necessária será: 0,0429 m.

A chapa dimensionada apresenta uma área de $3,33 \times 10^{-4} m^2$. Para executar a simulação de forma precisa, a área da chapa foi dividida por 0,01 m, o que resultou numa espessura de 0,0333 m. A resina é utilizada para colar a chapa no betão, logo possui as mesmas dimensões da chapa.

5.3.3.3. Secção C30/37_φ20

Na última secção, a única variável que difere é a classe de resistência do betão. No entanto, as armaduras de compressão e de tração são as mesmas que a primeira secção, portanto, as medidas adotadas para essa secção são aplicáveis aqui também.

A chapa dimensionada previamente para esta secção, resultou numa área de aço de $0,177 \times 0,003 m^2$. Para simular essa área, foi estabelecida uma espessura de 0,0429 m para a altura de 0,01 m. A resina utilizada tem as mesmas dimensões da chapa metálica.

5.3.4 CONDIÇÕES DE FRONTEIRA

As condições de fronteira são especificações aplicadas no modelo para definir restrições ao comportamento da estrutura na modelação. São essenciais para garantir que a modelação represente as condições reais do problema em estudo. No SAP2000, é possível escolher entre várias condições de apoios, permitindo controlar os deslocamentos em três eixos diferentes e as rotações nesses mesmos eixos em diferentes pontos. Isso oferece flexibilidade ao projetista para escolher as condições que melhor se adequam às necessidades do projeto.

No caso específico de uma viga simplesmente apoiada, as condições de apoio foram definidas da seguinte forma: um apoio simples no canto inferior esquerdo e um apoio duplo no canto inferior direito da viga. A figura 25 representa as condições de fronteira adotadas.



Figura 25 - Condições de fronteira

5.3.5 MALHA

A escolha da malha é algo crucial a definir ao realizar cálculos através de programas como o SAP2000. A malha consiste na divisão da estrutura em elementos de menor dimensão que se interligam através de pontos definidos ao longo do seu contorno, recriando a estrutura global. Teoricamente, malhas mais finas permite resultados mais detalhados e precisos. No entanto, as malhas têm dimensões limites a partir das quais podem ocorrer problemas numéricos. Portanto, a definição adequada da malha é fundamental para garantir resultados confiáveis e precisos.

O SAP2000 oferece várias opções para a criação da malha, mas neste caso em específico foi utilizada a opção que permite escolher o número de quadriláteros a formar ao longo do comprimento e largura da viga. Um ponto importante, é a necessidade de garantir a ligação entre as diferentes malhas.

5.3.5.1. Betão na Zona Central

O betão na zona central corresponde a uma geometria de 0,57 m de largura e 5,0 m de comprimento. A melhor opção encontrada foi a criação de uma malha retangular de 50x10 elementos (figura 26).



Figura 26 - Malha do betão na zona central

5.3.5.2. Armaduras e Betão de Recobrimento

As armaduras e o betão de recobrimento possuem a mesma geometria dando direito a malhas idênticas de 50x1 elementos, embora com espessuras diferentes, como se viu anteriormente (figura 27).



Figura 27 - Malha do betão de recobrimento e das armaduras

5.3.5.3. Chapa e Resina

Tal como a situação anterior, a chapa e a resina terão sempre as mesmas dimensões e por consequência foi adotada uma malha igual para os dois materiais.

Nos estudos realizados, a chapa e a resina apresentam o mesmo comprimento, mas que pode ser distinto do da viga. Logo será necessário ter isso em conta na escolha da malha. Quando a chapa metálica e a resina têm o comprimento total da viga, que é 5 m, a malha apresenta 50x1 elementos. Quando o comprimento da chapa e da resina passam a um terço do comprimento total da viga, a malha adotada foi uma malha com as dimensões 34x1. No caso em que a chapa e a resina possuem metade do comprimento da viga, foi adotada uma malha com dimensões de 26x1. Por último, quando a chapa e a resina possuem um comprimento de 4 m, a malha tem umas dimensões de 40x1.

5.3.6. CARGAS APLICADAS

Após a definição dos materiais e da geometria, é necessário determinar as cargas a serem aplicadas em cada secção. Durante a modelação surgiu uma dificuldade em aplicar uma carga uniformemente distribuída nos elementos planos. Para contornar esse problema, a solução encontrada foi adicionar uma barra no topo da viga ao longo do seu comprimento. Essa barra foi definida com um material sem qualquer peso ou resistência, ou seja, com todas as características mecânicas nulas. Essa solução permitiu aplicar a carga uniformemente distribuída na viga de forma adequada.

As cargas aplicadas na viga para a análise no estado limite último são calculadas com base nos momentos fletores obtidos no capítulo anterior, tanto para a viga sem reforço quanto para a viga com reforço. Utilizando esses momentos, é aplicada a fórmula (19) para a determinar a carga atuante correspondente.

Na análise do estado limite de serviço, utiliza-se a combinação quase-permanente. Para o efeito dessa combinação, é considerado que 70% da carga calculada para o estado limite último na viga não reforçada representa as cargas permanentes e 30% as ações variáveis. Quando é aplicado o reforço, considera-se

que as cargas permanentes não se alteram, o que permite determinar o valor sobranter correspondente às novas sobrecargas.

5.3.6.1. Secção C25/30_φ20

No primeiro caso, o momento fletor obtido para a peça sem reforço foi de 258,43 kNm. Através desse valor obtém-se a seguinte carga:

$$P_{ed} = \frac{258,43 \cdot 8}{25} = 83 \text{ kN/m} \quad (46)$$

Quando a viga já apresenta reforço, a carga é:

$$P_{ed} = \frac{323 \cdot 8}{25} = 104 \text{ kN/m} \quad (47)$$

Para a combinação quase-permanente é necessário determinar as ações permanentes e as ações variáveis. Essas ações foram calculadas tendo em conta o método descrito previamente:

$$G_k = \frac{0,7 \cdot 83}{1,35} = 43 \text{ kN/m} \quad (48)$$

$$Q_k = \frac{0,3 \cdot 83}{1,5} = 17 \text{ kN/m} \quad (49)$$

$$P_{cqp} = 43 + 0,3 \cdot 17 = 48,1 \text{ kN/m} \quad (50)$$

Quando aplicado o reforço:

$$\frac{43 \cdot 1,35}{104} = 56\% \quad (51)$$

$$Q_k = \frac{(1-0,56) \cdot 104}{1,5} = 30,5 \text{ kN/m} \quad (52)$$

$$P_{cqp} = 43 + 0,3 \cdot 30,5 = 52,2 \text{ kN/m} \quad (53)$$

5.3.6.2. Secção C25/30_φ16

Nesta variante, a carga é obtida através do momento fletor de 166,56 kNm.

$$P_{ed} = \frac{207,12 \cdot 8}{25} = 66,3 \text{ kN/m} \quad (54)$$

Com o reforço:

$$P_{ed} = \frac{258,90 \cdot 8}{25} = 83 \text{ kN/m} \quad (55)$$

Para o cálculo da fendilhação e da deformação utilizou-se a seguinte carga:

$$G_k = \frac{0,7 \cdot 66,3}{1,35} = 34,4 \text{ kN/m} \quad (56)$$

$$Q_k = \frac{0,3 \cdot 66,3}{1,5} = 13,3 \text{ kN/m} \quad (57)$$

$$P_{cqp} = 34,4 + 0,3 \cdot 13,3 = 38,4 \text{ kN/m} \quad (58)$$

Com o reforço:

$$\frac{34,4 \cdot 1,35}{83} = 43\% \quad (59)$$

$$Q_k = \frac{(1-0,43) \cdot 83}{1,5} = 31,54 \text{ kN/m} \quad (60)$$

$$P_{cqp} = 34,4 + 0,3 * 31,54 = 43,8 \text{ kN/m} \quad (61)$$

5.3.6.3. Secção C30/37_φ20

Nesta variante, a carga é obtida através do momento fletor de 259,23 kNm.

$$P_{ed} = \frac{259,23 * 8}{25} = 83 \text{ kN/m} \quad (62)$$

Com o reforço:

$$P_{ed} = \frac{324 * 8}{25} = 103,7 \text{ kN/m} \quad (63)$$

Para o cálculo da fendilhação e da deformação utilizou-se a seguinte carga:

$$G_k = \frac{0,7 * 83}{1,35} = 43,0 \text{ kN/m} \quad (64)$$

$$Q_k = \frac{0,3 * 83}{1,5} = 16,6 \text{ kN/m} \quad (65)$$

$$P_{cqp} = 43 + 0,3 * 16,6 = 48,0 \text{ kN/m} \quad (66)$$

Com o reforço:

$$\frac{43 * 1,35}{103,7} = 56\% \quad (67)$$

$$Q_k = \frac{(1-0,56)*103,7}{1,5} = 30,4 \text{ kN/m} \quad (68)$$

$$P_{cqp} = 43,0 + 0,3 * 30,4 = 52,1 \text{ kN/m} \quad (69)$$

6. Resultados

6.1. ENQUADRAMENTO

Neste capítulo são apresentados os resultados da modelação da viga de betão armado, sem e com reforço, realizada no programa da análise estrutural SAP2000, considerando elementos em estado plano de tensão e as leis não lineares de comportamento material do betão e do aço descritas no capítulo 5.

Os resultados a seguir apresentados consideram que a chapa metálica foi instalada e está a funcionar em conjunto com a estrutura desde o início da aplicação de todas as cargas, incluindo as cargas permanentes, ou seja, que não foi colocada quando a viga já estava, pelo menos, solicitada pela carga permanente. Alternativamente, podemos imaginar que a chapa metálica foi implementada após a aplicação de uma carga vertical ascendente que compensou o efeito da carga permanente, até à cura total da resina de colagem. Portanto, ao interpretar os resultados, é fundamental ter em mente esta condição.

Será analisado a resposta da viga com as 3 secções transversais estudadas para a carga limite aplicada, nomeadamente a variação das tensões axiais longitudinais no betão, nas armaduras, na resina e na chapa de reforço ao longo do comprimento da viga, as tensões axiais transversais à viga e de corte na resina, a flecha e a fendilhação. Por fim, será analisado a influência do comprimento da chapa e da rigidez da resina nos parâmetros anteriores.

Os resultados obtidos através dos elementos planos incluem as tensões nas 2 direcções do plano, tal como se apresenta na figura 28. Esta é a nomenclatura utilizada para as tensões nos textos e imagens seguintes. Os valores das extensões correspondentes são designados pela letra E seguida dos mesmos índices numéricos.

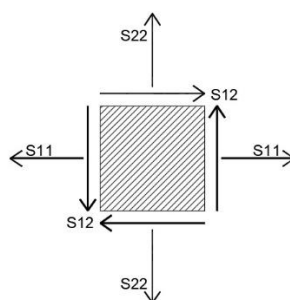


Figura 28 - Direcções das tensões

6.2. MAPAS

Os mapas de tensões e extensões representam a distribuição das tensões e extensões ao longo de um elemento estrutural. Tirando partido desta representação, apresenta-se a distribuição das tensões e extensões na viga reforçada com a chapa metálica disposta ao longo de todo o seu comprimento, submetida à sua carga máxima. Dado que a viga é simétrica e foi carregada de forma simétrica, os gráficos e mapas de tensões e extensões apresentados representam apenas a metade esquerda da viga.

A figura 29 mostra o mapa da distribuição das tensões S11 (axiais, longitudinais à viga) nos vários elementos de betão e a figura 30 o mapa da distribuição das extensões E11

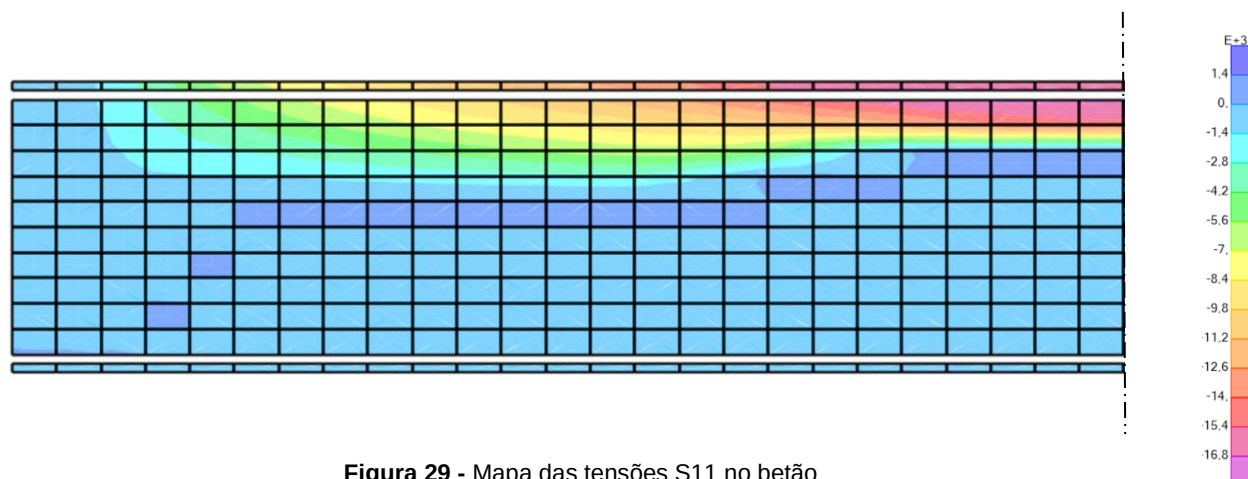


Figura 29 - Mapa das tensões S11 no betão

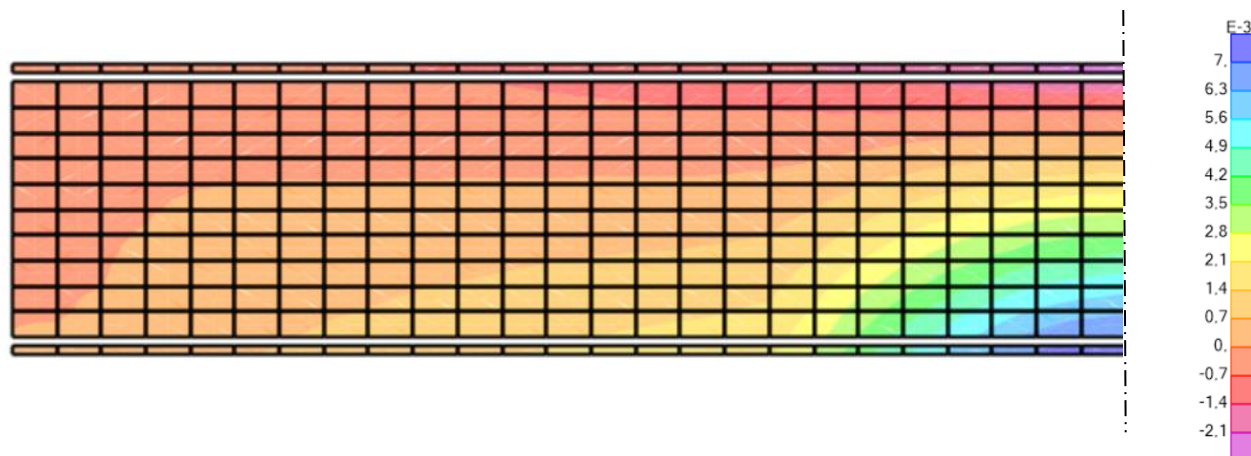


Figura 30 - Mapa das extensões E11 no betão

A partir destes mapas, identificam-se a zona de tensão máxima no betão centrada na viga, na camada de recobrimento superior. Além disso, o mapa de tensões também identifica as zonas onde as tensões de tração no betão são nulas, ou seja, onde o betão fendilha. Analisando o mapa também confirmou-se que a posição do eixo neutro coincide com os resultados obtidos a partir do Excel.

O mapa de tensões axiais, longitudinais à viga, nos elementos que simulam as armaduras, encontra-se na figura 31 e o mapa das extensões axiais na figura 32. A camada superior refere-se ao aço de compressão e, como é possível observar, a tensão máxima ocorre na zona central, onde o momento fletor é mais elevado.

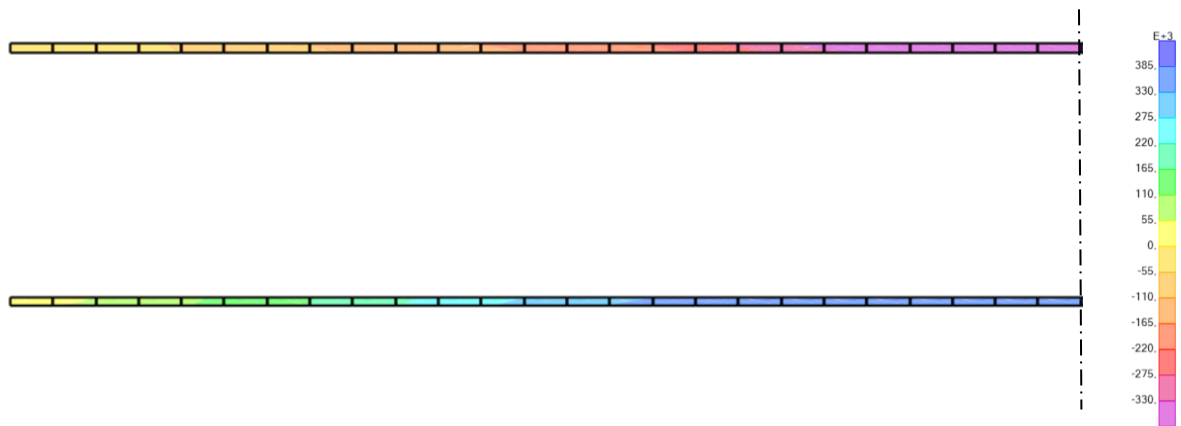


Figura 31 - Mapa de tensões S11 nas armaduras

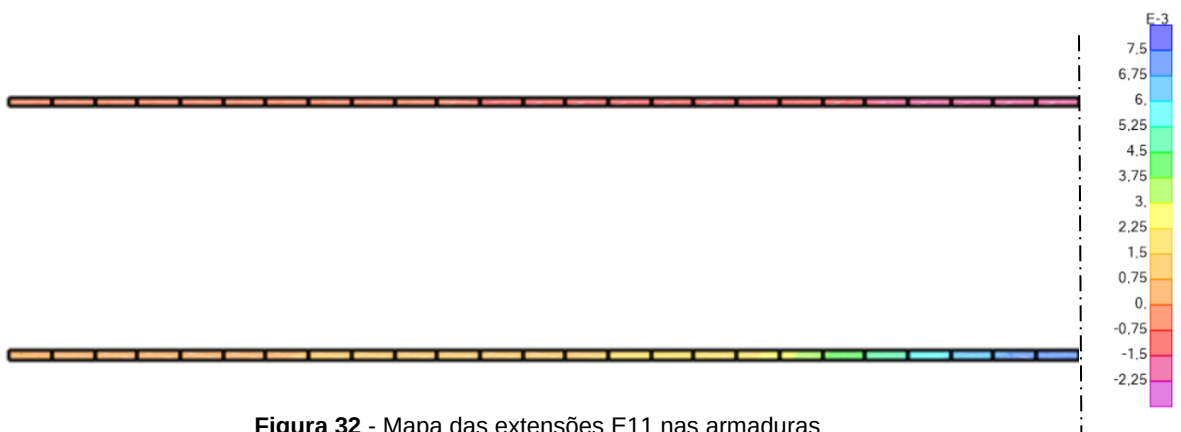


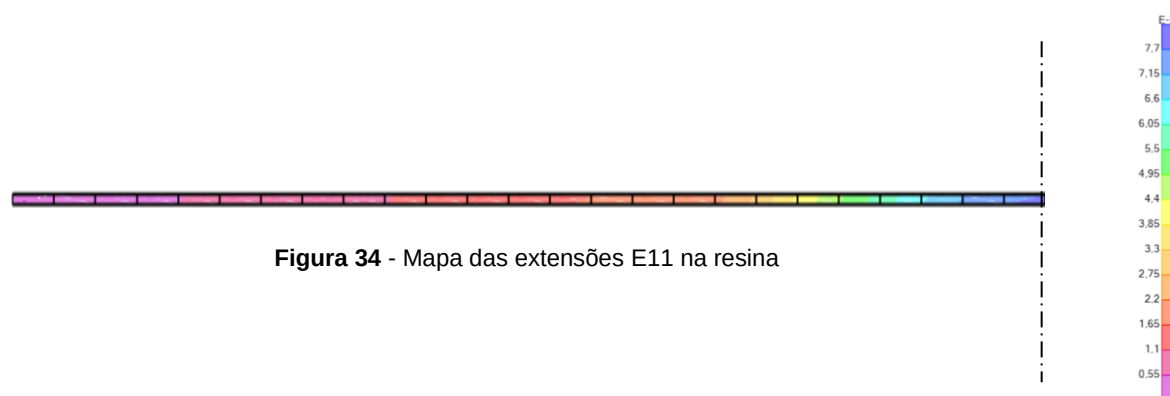
Figura 32 - Mapa das extensões E11 nas armaduras

A parte inferior da figura representa a armadura de tração, que é dimensionada para resistir às tensões de tração na estrutura. Conforme esperado, as tensões e as extensões são maiores na zona central. À medida que nos afastamos da zona central em direção às extremidades, as tensões e as extensões na armadura de tração diminuem gradualmente.

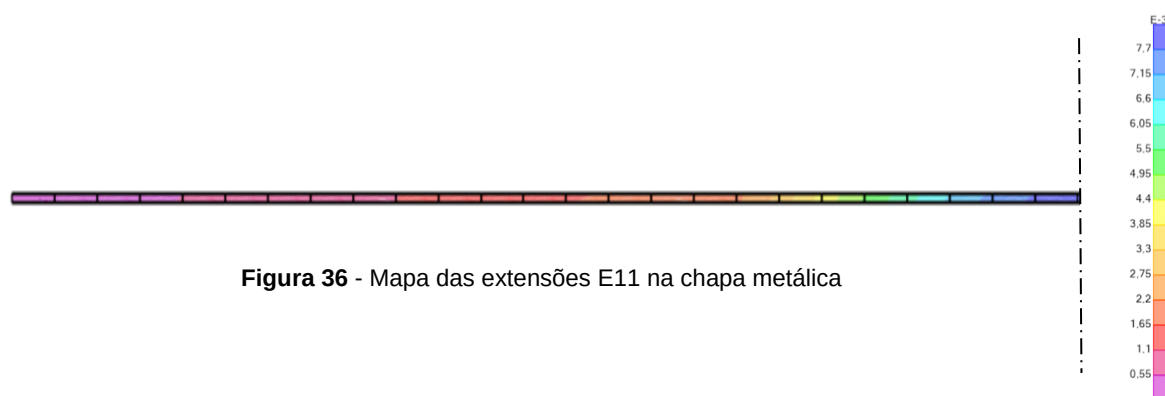
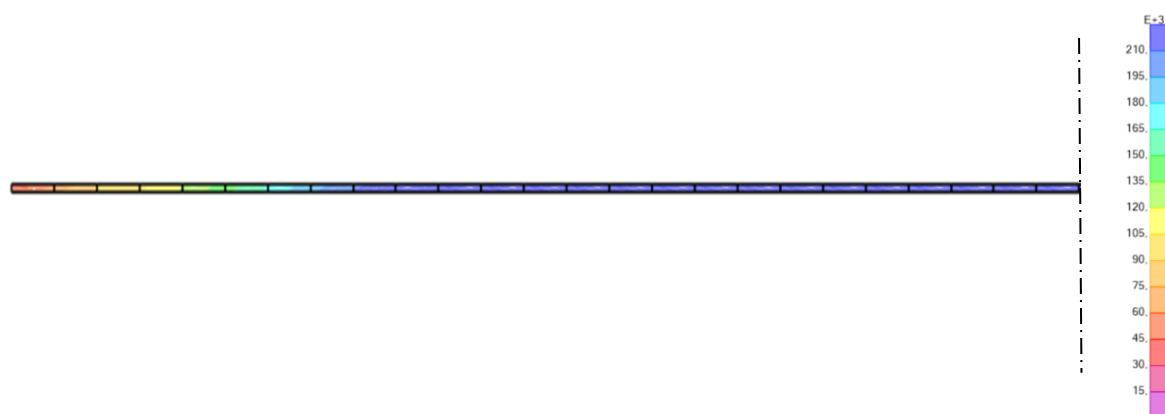
A figura 33 representa o mapa de tensões axiais, longitudinais à viga, na resina e a figura 34 as extensões. Observa-se que ambos aumentam da extremidade para a zona central, onde ocorre a maior tensão axial, longitudinal, na resina. Toda a resina está posicionada abaixo da linha do eixo neutro, indicando que toda a resina está sujeita a esforços de tração.



Figura 33 – Mapa de tensões S11 na resina



A figura 35 apresenta o mapa de tensões axiais, longitudinais à viga, na chapa metálica e a figura 36 o mapa de extensões. É possível observar um comportamento semelhante aos demais materiais analisados: tensões e extensões aumentam da extremidade para a zona central, que é a região crítica em termos de tensões e extensões horizontais.



É interessante notar que a chapa metálica atinge a tensão máxima antes da região central. Essa distribuição das tensões na chapa metálica é relevante para avaliar o desempenho do reforço metálico na estrutura. Ao atingir a tensão máxima antes da região central, a chapa metálica desempenha um papel importante na absorção e distribuição das tensões, ajudando a reduzir as tensões nas demais partes da estrutura.

Apresentam-se a seguir os mapas de tensões S11 do betão para diferentes cenários: na viga original e na viga reforçada com a chapa disposta ao longo de todo o seu comprimento, bem como em apenas metade do comprimento, com o objetivo de comparar a distribuição das tensões no betão nas diferentes situações. Para essa análise, considerou-se que a viga estava carregada com a carga máxima admissível na viga original.

A figura 37 mostra o mapa de distribuição das tensões S11 no betão quando a viga não se encontra reforçada. É possível verificar uma distribuição igual à figura 29, mas com a posição do eixo neutro a uma cota superior.

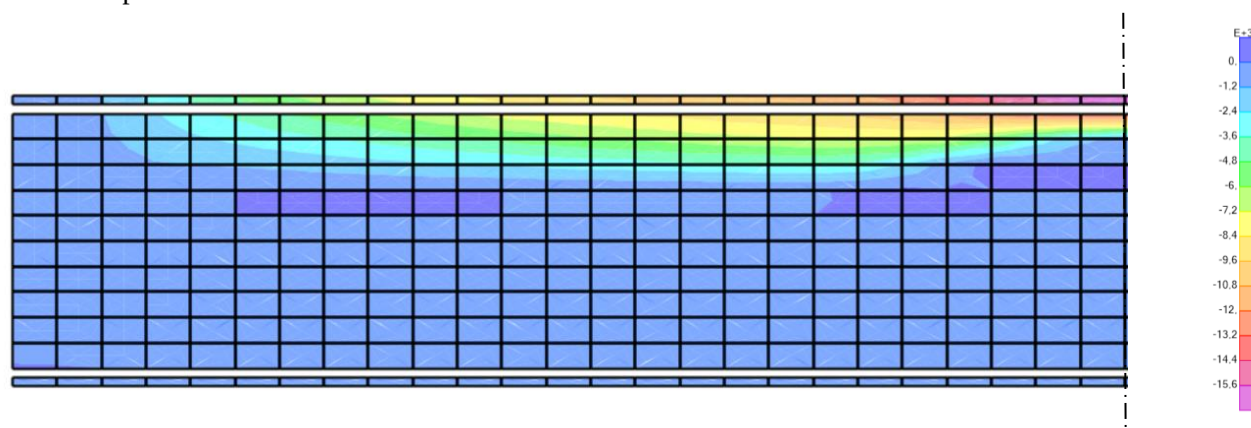


Figura 37 - Mapa das tensões S11 no betão sem reforço

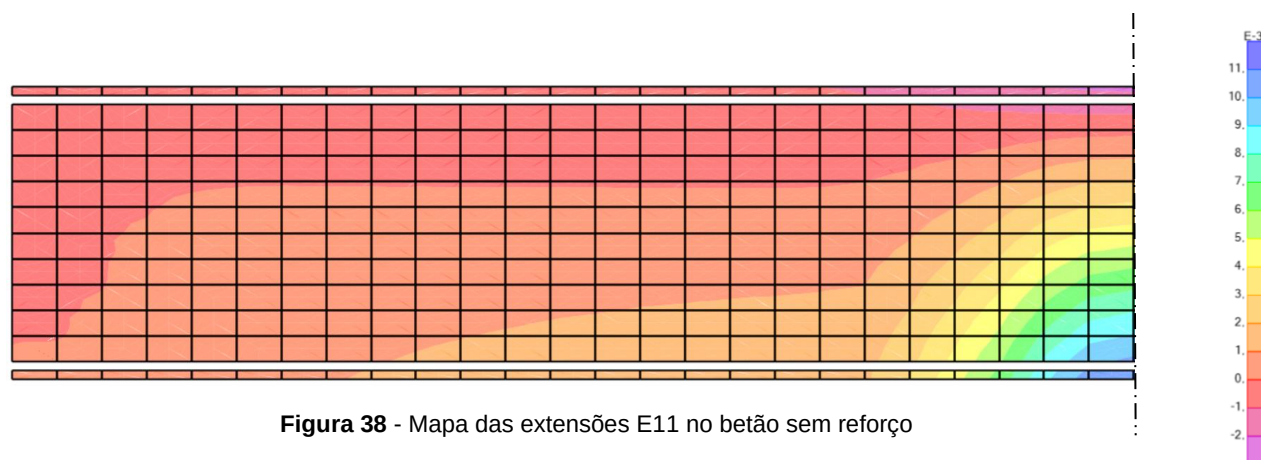


Figura 38 - Mapa das extensões E11 no betão sem reforço

Através destas figuras observa-se o traçado longitudinal do eixo neutro e constata-se que a sua posição na secção central, assim como o valor das extensões e tensões nessa secção coincidem com os valores obtidos na tabela 2.

De seguida apresenta-se o mapa das tensões S11 (figura 39) e extensões E11 (figura 40) no betão para a mesma carga aplicada na viga não reforçada, para a situação em que a viga se encontra reforçada com a chapa aplicada em todo o seu comprimento.

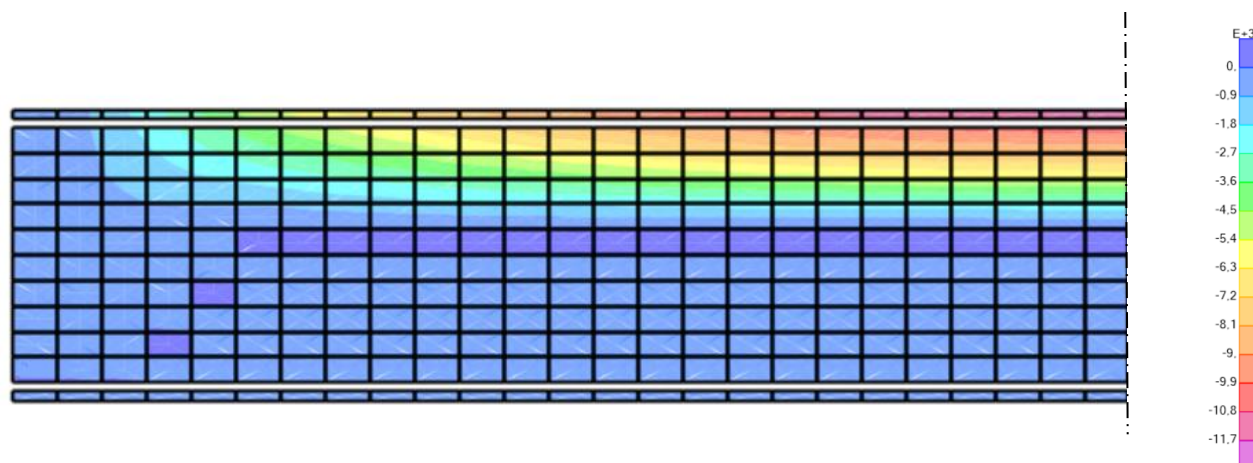


Figura 39 – Mapa das tensões S11 no betão com 5,0 metros de chapa

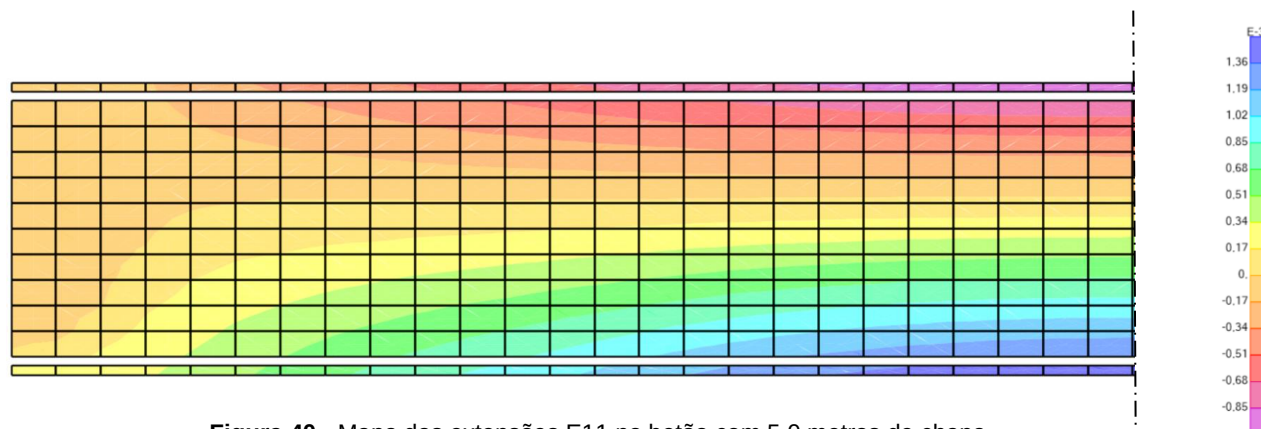


Figura 40 - Mapa das extensões E11 no betão com 5,0 metros de chapa

As figuras mostram que, relativamente à figura 37, o eixo neutro situa-se numa posição mais abaixo, havendo maiores zonas comprimidas no betão.

A figura 41 apresenta as tensões no betão para o mesmo caso de carga, mas para quando a chapa de reforço apresenta metade do comprimento total da viga. A posição do eixo neutro é semelhante à anterior, indicando que a variação do comprimento da chapa não apresentou uma alteração significativa nos mapas de tensões. A figura 42 representa as extensões do betão.

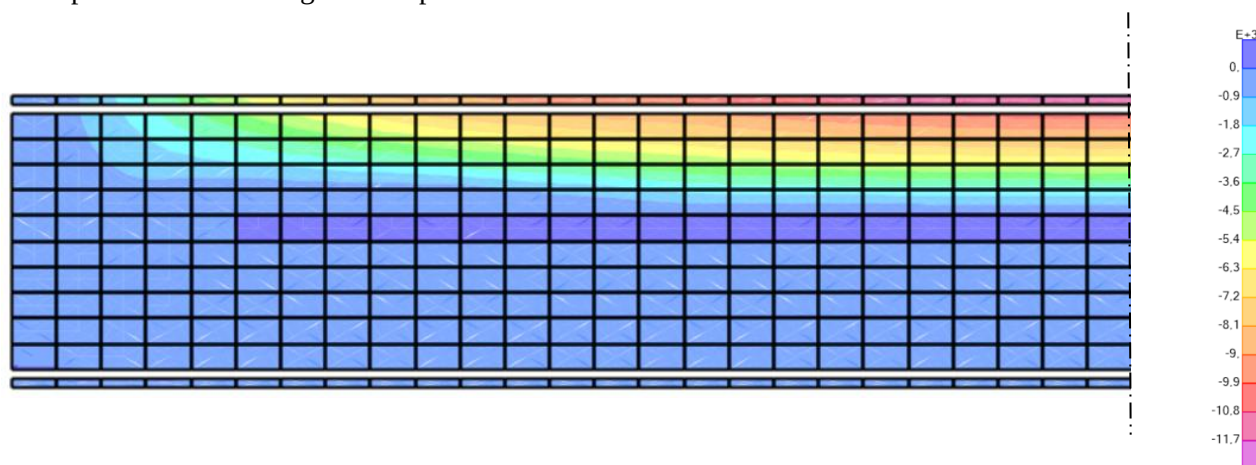


Figura 41 - Mapa das tensões S11 no betão com 2,5 metros de chapa

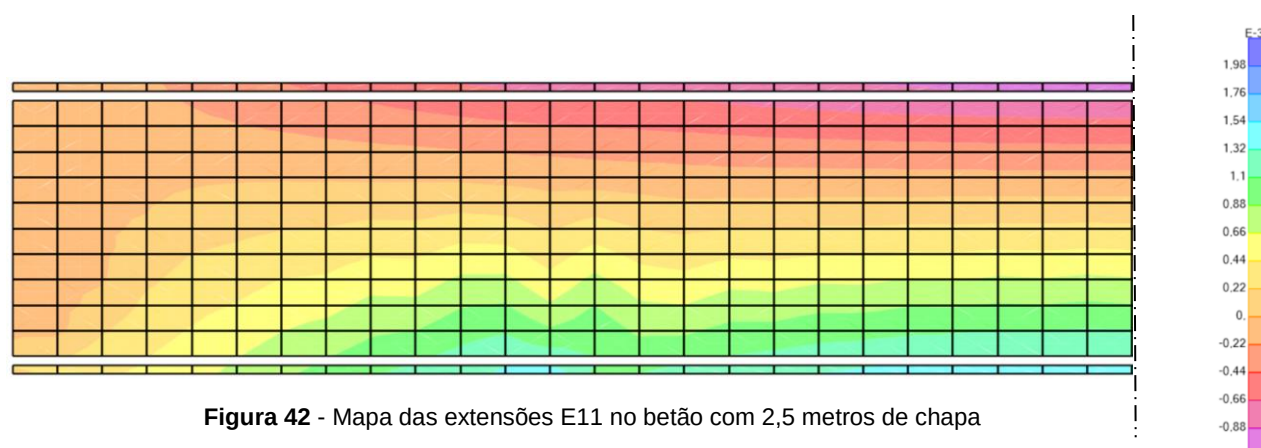


Figura 42 - Mapa das extensões E11 no betão com 2,5 metros de chapa

De seguida realizou-se uma análise mais detalhada da variação das tensões ao longo do comprimento da viga. Para a realização dessa análise foram exportados os valores obtidos no programa para folhas de Excel

6.3. SECÇÃO C25/30_Φ20

6.3.1. TENSÕES

Foi analisado a variação das tensões axiais longitudinais ao longo do comprimento da viga. Os resultados são apresentados tendo em conta a simetria da peça.

Na extração dos resultados, foram considerados os valores nos pontos do contorno da malha fornecidos pelo programa. Complementarmente, extraíram-se também os valores nos pontos no interior dos elementos, também fornecidos pelo programa. No entanto, porque os valores eram semelhantes, mas os valores no contorno garantiam quantidades iguais nos 2 elementos que o continham, foram estes últimos os valores considerados. Uma simulação da localização dos pontos onde foram obtidos os resultados encontra-se na figura 43.

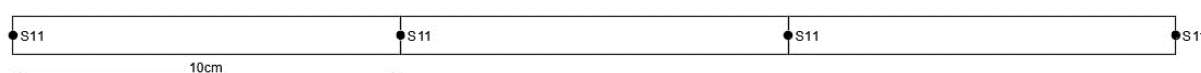


Figura 43 - Localização dos pontos de análise das tensões

6.3.1.1. Armadura de Tração

As tensões representadas no gráfico da figura 44 correspondem às tensões S11, ou seja, axiais longitudinais à viga, nestas armaduras, ao longo do comprimento da viga, e foram analisadas para três situações:

- Carga limite da viga sem reforço; neste caso, a viga foi submetida à sua carga máxima sem qualquer reforço adicional.
- Mesma carga que a anterior, mas já reforçada; aqui, a viga foi reforçada com a adição da chapa metálica e, em seguida, submetida à carga máxima do caso anterior.

-Carga limite da viga com reforço; neste último caso, a viga reforçada foi submetida à sua carga máxima de dimensionamento.

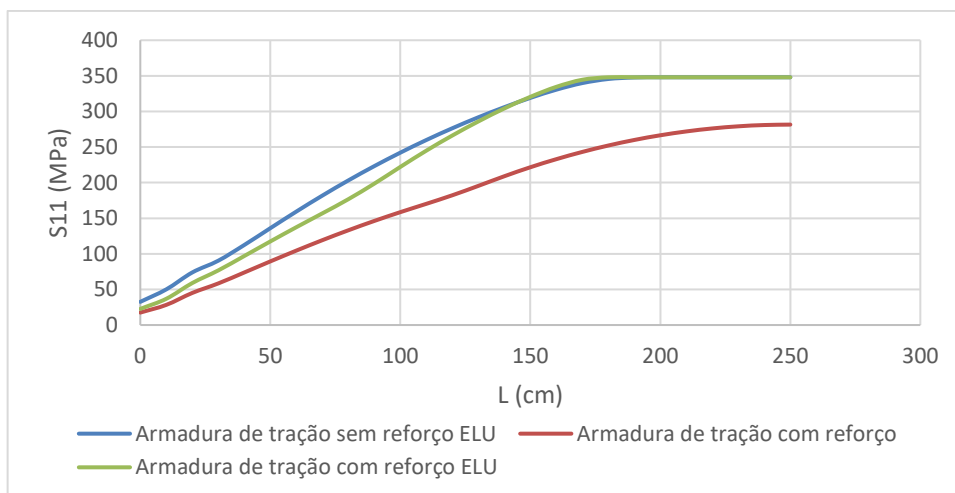


Figura 44 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração para a secção C25/30_φ20

Neste gráfico observa-se que a armadura, quando a viga não reforçada é carregada até ao seu estado limite último, atinge a tensão máxima. No entanto, quando a viga está reforçada e é carregada com a carga limite da viga sem reforço, a armadura de tração não atinge a tensão máxima. Em contrapartida, quando a viga reforçada é carregada com a carga máxima limite da viga reforçada, o comportamento da armadura é similar ao da viga não reforçada para a sua carga última.

No estudo realizado, também foi analisada a variação das tensões S11 nas armaduras e da resina ao longo do comprimento da viga, para a carga limite e para diferentes comprimentos da chapa metálica. Essas tensões estão representadas na figura 45.

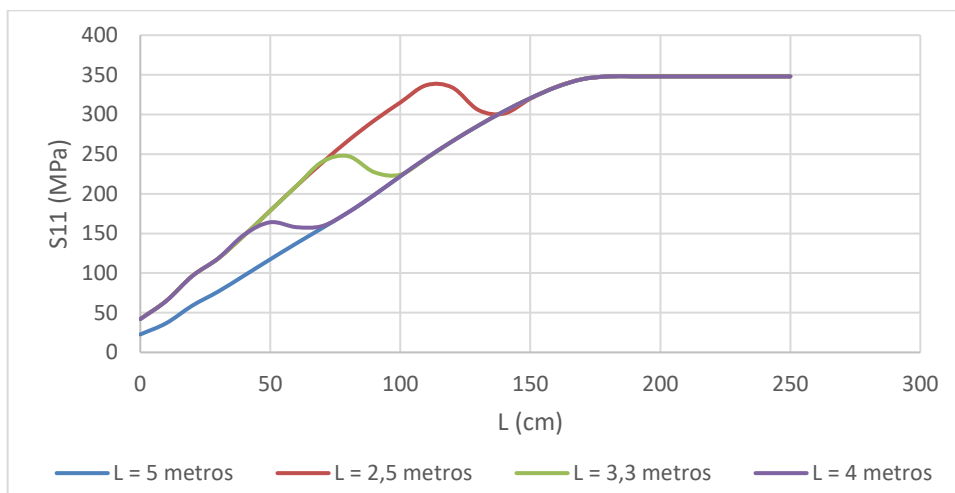


Figura 45 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração em função do comprimento da chapa de reforço para a secção C25/30_φ20

É possível concluir que quando a chapa é colocada desde o início da viga, ela reduz as tensões na armadura de tração logo a partir da extremidade. Nos casos em que a chapa não possui o comprimento total da viga, observa-se um aumento mais acentuado das tensões na armadura de tração até à distância onde a chapa é colocada. Nesse ponto, as tensões diminuem ligeiramente e tendem rapidamente para as

tensões que existem quando a chapa tem o mesmo comprimento que a viga. Quanto mais extensa a chapa, mais precoce é a diminuição das tensões na armadura.

6.3.1.2. Chapa Metálica

Assim como na armadura de tração, as tensões a analisar na chapa metálica são as S11. Tendo em conta a variação de comprimento da chapa metálica, obteve-se o gráfico da figura 46 de variação das tensões S11 ao longo do comprimento da viga e em função do comprimento da chapa.

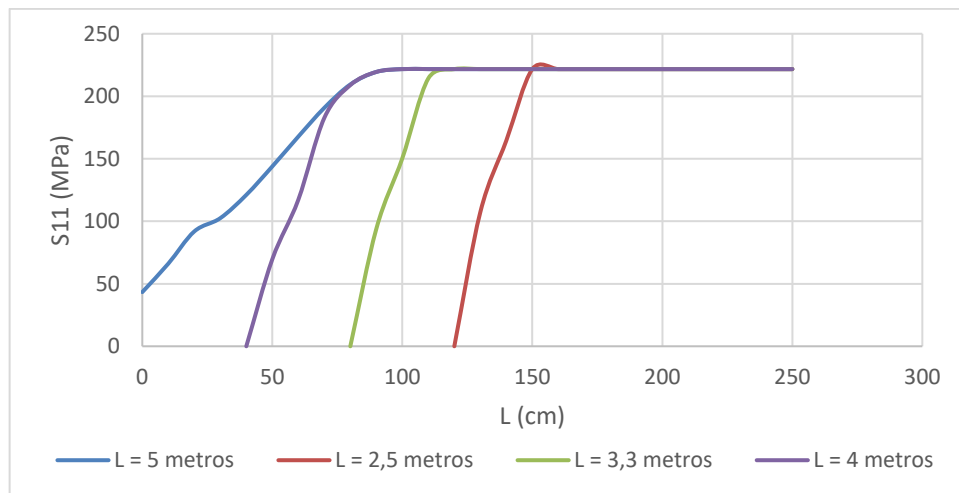


Figura 46 - Gráfico das tensões S11 na chapa metálica para a secção C25/30_ $\phi 20$

No gráfico, mostra que a tensão S11 na chapa tem um aumento progressivo ao longo do comprimento da viga. Quando a chapa apresenta o mesmo comprimento que a viga, a tensão aumenta de forma suave no início, até atingir a tensão máxima. Por outro lado, quando a chapa não possui o mesmo comprimento que a viga, a tensão aumenta de forma mais abrupta, tendendo rapidamente para a tensão máxima. A taxa de crescimento da tensão na fase inicial é idêntica para as 3 hipóteses de comprimento da chapa, que não a do comprimento total.

6.3.1.3. Resina

No estudo das tensões na resina, foram analisadas as variações das tensões axiais S11 e S22 e as tensões de corte S12 longo do comprimento da viga.

O gráfico da figura 47 apresenta os resultados para as tensões S11.

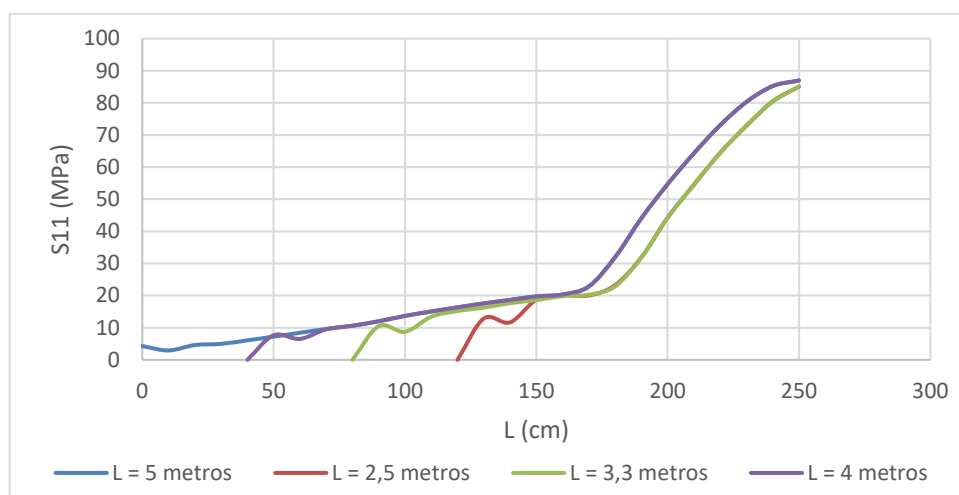


Figura 47 - Gráfico das tensões S11 na resina para a secção C25/30_φ20

Observa-se que a resina apresenta um aumento gradual de tensões S11, até ao momento em que as armaduras de tração atingem a tensão de cedência. A partir desse momento, as tensões S11 na resina crescem a uma taxa bastante superior.

A figura 48 apresenta o gráfico dos resultados para as tensões S22, ou seja, axiais na direção ortogonal à superfície de contacto entre a chapa e o betão.

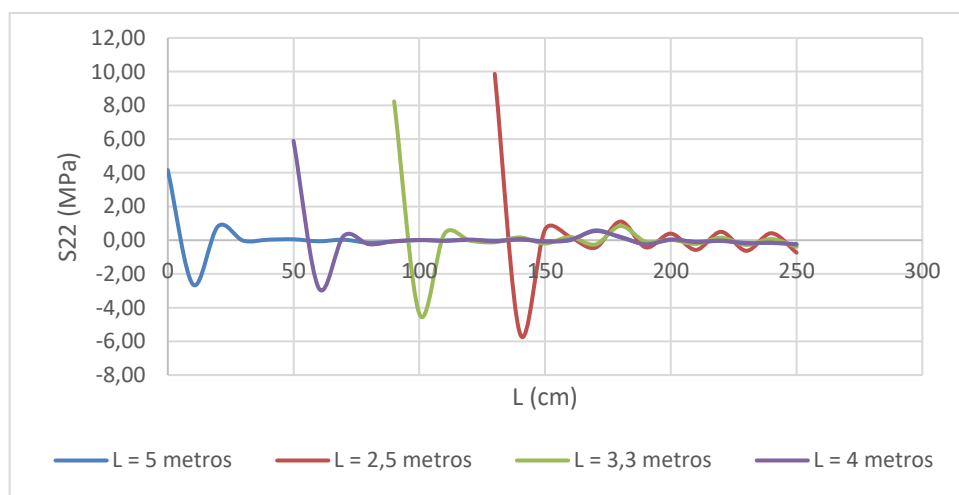


Figura 48 - Gráfico das tensões S22 na resina para a secção C25/30_φ20

Observa-se que na extremidade da ligação entre a chapa e a viga, a resina suporta elevadas tensões de tração axiais verticais, ou seja, que apontam para o destacamento da chapa em relação à superfície do betão. Além disso, constata-se que quanto menor for o comprimento da chapa em relação ao comprimento total da viga, maior são as tensões na direção vertical, ou seja, maior é o potencial de destacamento da chapa. No entanto, o decréscimo das tensões em direção ao centro de viga é rápido.

É ainda interessante notar que, logo a seguir à zona da extremidade da chapa de potencial destacamento, desenvolvem-se tensões de compressão, de muito menor intensidade, que empurram a chapa contra a superfície de betão, repetindo-se este comportamento ao longo de o comprimento da chapa, embora para valores de tensão ainda mais baixos; ou seja, a chapa tende a adquirir uma forma “ondulada”.

O gráfico situado na figura 49 apresenta os resultados para as tensões S12, ou seja, de corte na resina.

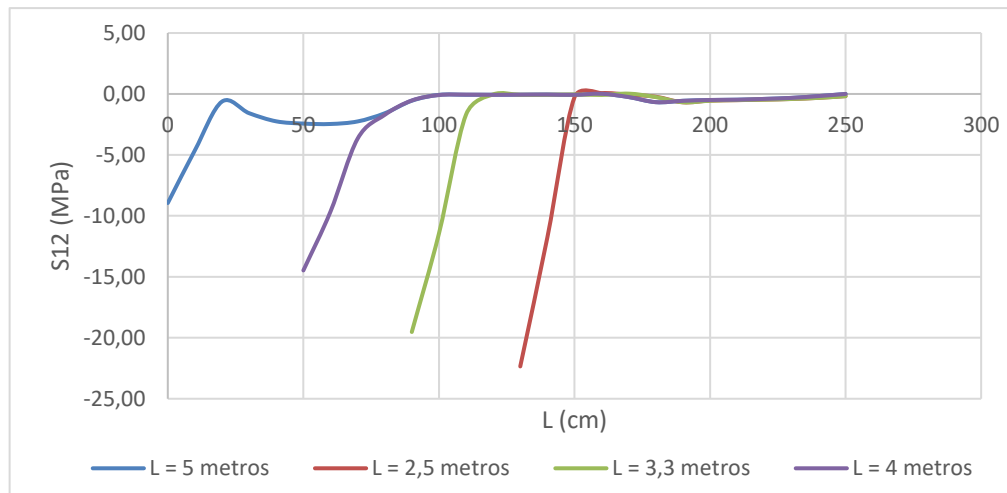


Figura 49 - Gráfico das tensões S12 (corte) na resina para a secção C25/30_φ20

As tensões de corte seguem um comportamento semelhante às tensões na direção horizontal no facto de o ponto crítico acontecer na extremidade da chapa. Nesse ponto, as tensões de corte atingem valores muito elevados, mas rapidamente tendem para valores residuais. Quanto à diferença de comprimento da chapa, observa-se que quanto menor for o seu comprimento, maior são as tensões de corte atuantes na extremidade.

Os valores de piso, bastante elevados das tensões S11 e S22, justifica o procedimento comum de colocação de conectores mecânicos na ligação entre a chapa e a viga, nas extremidades das chapas.

6.3.1.4. Resina e Chapa

Para além de se ter analisado o comportamento das tensões separadamente para os dois elementos: chapa e resina, foi também comparado o comportamento dos dois materiais. O gráfico da figura 50 apresenta a evolução conjunta das tensões nos dois materiais.

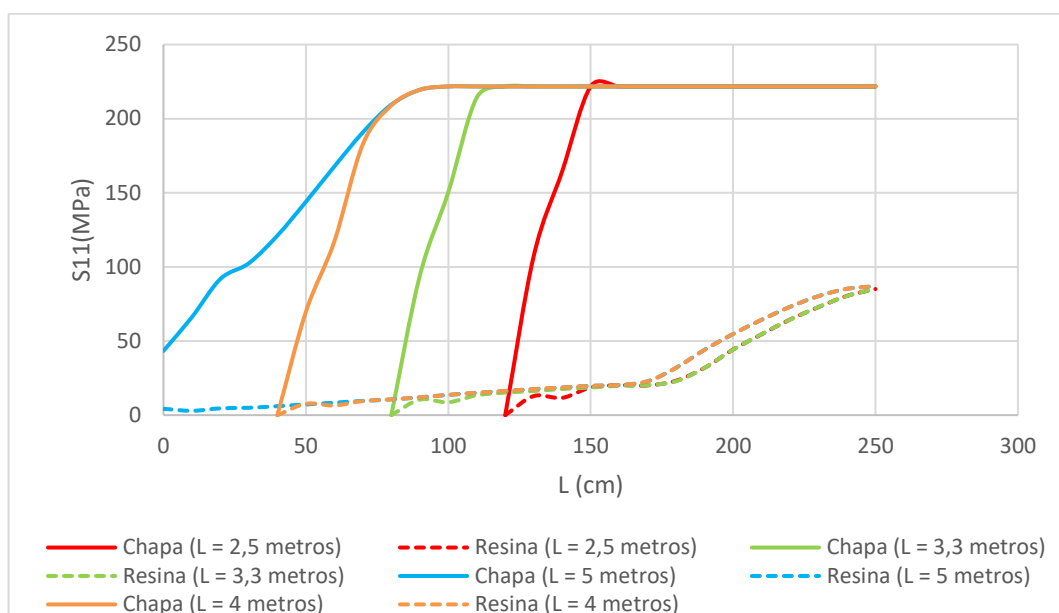


Figura 50 - Gráfico das tensões S11 na chapa e na resina para a secção C25/30_ $\phi 20$ e diferentes comprimentos da chapa

É possível verificar que as tensões S11 nos dois materiais não apresentam uma evolução idêntica. As chapas apresentam uma variação inicial de tensão muito rápida, mantendo depois valores constantes (plastificação), enquanto a resina apresenta uma evolução inicial lenta, que aumenta apenas quando as armaduras de tração plastificam.

6.3.1.5. Armadura de Tração e Chapa

Outra comparação efetuada foi entre as tensões S11 das armaduras de tração e da chapa ao longo do comprimento da viga. O gráfico da figura 51 apresenta os resultados para o comprimento da chapa igual a 5,0m.

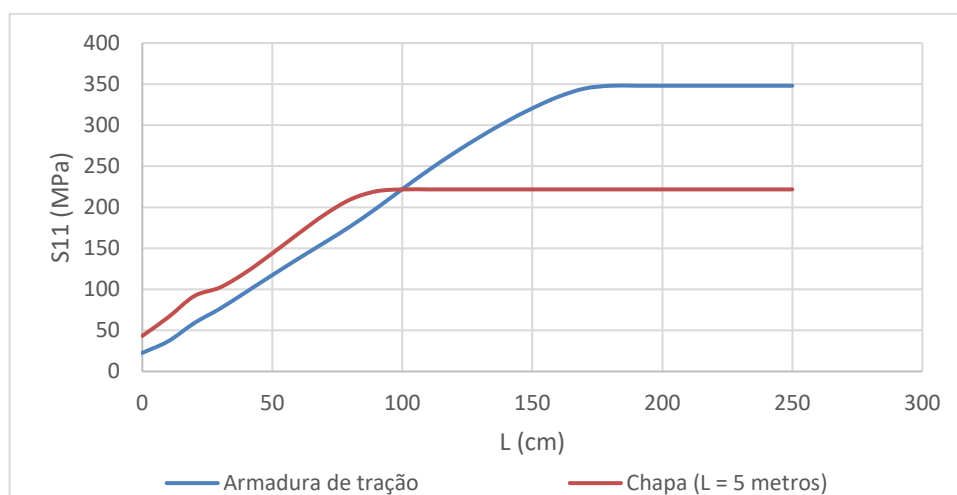


Figura 51 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_ $\phi 20$ com 5 metros de chapa

Observa-se que quando a chapa metálica tem o mesmo comprimento que a viga, as tensões existentes na chapa são superiores às tensões existentes na armadura até ao ponto em que a chapa atinge a sua

tensão máxima, ou seja, plastifica. A partir desse ponto, a tensão na armadura continua o seu crescimento até atingir a tensão máxima.

O gráfico da figura 52 apresenta os resultados para o comprimento da chapa igual a 2,5m.

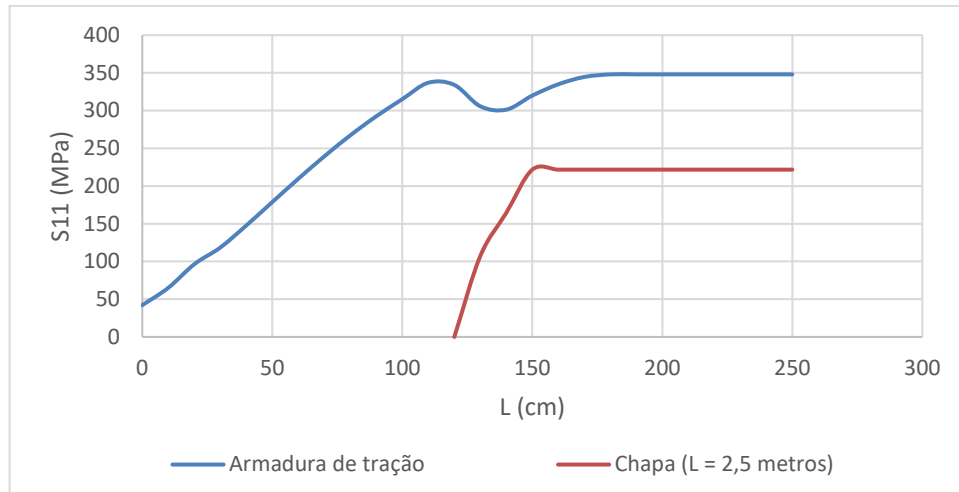


Figura 52 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_φ20 com 2,5 metros de chapa

Quando o comprimento da chapa metálica tem metade do comprimento total da viga, a armadura de tração apresenta uma diminuição na tensão, coincidente com a extremidade da chapa metálica. A partir desse ponto, as tensões na chapa aumentam a uma taxa mais elevada do que a armadura, atingindo a tensão máxima quase em simultâneo com a armadura.

Os gráficos da figura 53 e 54 apresentam os resultados para o comprimento da chapa igual a 3,3 m e a 4,0 m, respetivamente.

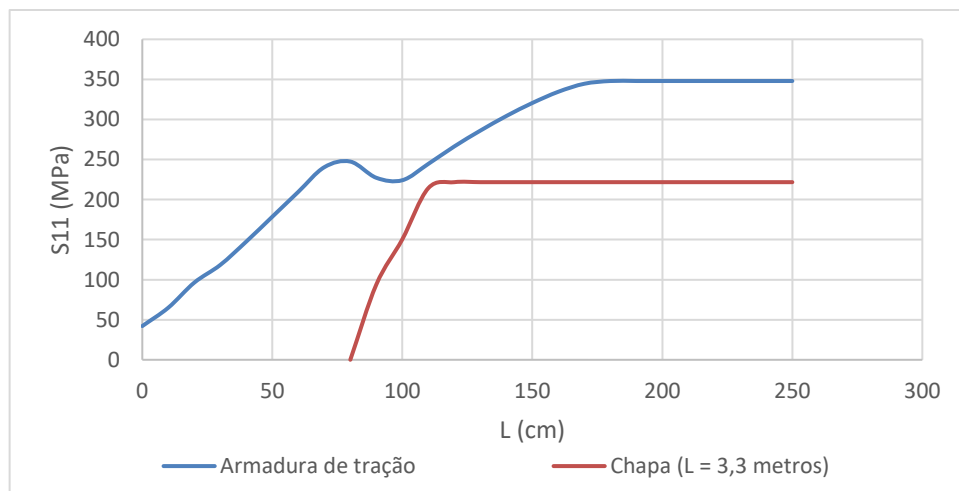


Figura 53 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_φ20 com 3,3 m de comprimento de chapa

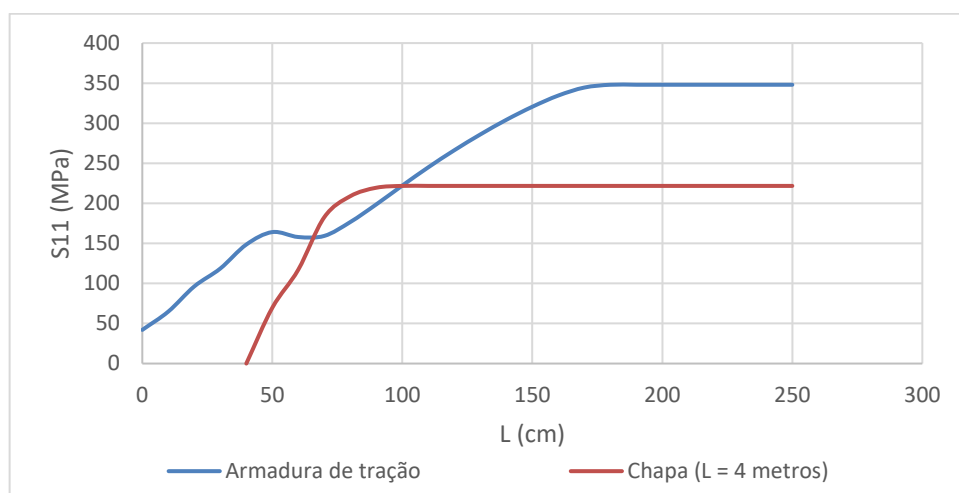


Figura 54 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_φ20 com 4,0 m de comprimento de chapa

Quando a relação entre o comprimento da chapa metálica e o comprimento total da viga é maior do que 1/2, neste caso 2/3 e 4/5, verifica-se um comportamento semelhante ao do caso anterior. A maior diferença é que, a chapa ao ser colocada mais próxima das extremidades da viga, antecipa a redução nas tensões na armadura de tração. Após esta fase, as tensões na armadura crescem a uma taxa menor até atingirem a tensão de plastificação. Em contrapartida, as tensões na chapa aumentam a uma taxa mais elevada do que a armadura, até atingirem a tensão de plastificação.

6.3.2. DEFORMAÇÃO

Foi também analisado o efeito da chapa metálica de reforço na deformação da viga. Para tal, primeiro avaliou-se a deformação através da fórmula (11).

$$\frac{l}{d} = 8,55 \quad (70)$$

$$\rho_0 = 0,005 < \rho = 0,0077 \quad (71)$$

$$1[11 + 1,5\sqrt{25} \frac{0,005}{0,0077 - 0,0039} + \frac{1}{12}\sqrt{25} \sqrt{\frac{0,0039}{0,005}}] = 21,14 \quad (72)$$

Como se verifica que l/d é inferior a 21,14, o controlo da deformação está garantido.

No entanto, foram também calculadas as flechas, δ , com e sem reforço, de forma a analisar a variação percentual da flecha ao adicionar a chapa metálica de reforço. Os resultados foram retirados da modelação e foi utilizado como referência o valor da flecha quando a viga não se encontra reforçada e submetida à sua carga quase-permanente máxima. A tabela 15 apresenta os resultados obtidos para a hipótese de a chapa ter o comprimento total da viga.

Tabela 15 - Flecha da secção C25/30_φ20

Carga (kN/m)	48,1 (s/ reforço)	48,1 (c/ reforço)	52,2 (c/ reforço)
δ (m)	0,0069	0,0050 -38%	0,0055 -25%

Para a mesma carga (combinação quase permanente correspondente à viga não reforçada), a flecha da viga é maior quando não se encontra reforçada. Mas também é menor quando considerada a combinação quase permanente para a situação da viga reforçada. Estes resultados também mostram que, para as condições de análise consideradas, a flecha pode ser controlada através da colocação de uma chapa metálica; para a mesma carga, a colocação da chapa metálica reduziu a flecha em 38%.

Quando o comprimento da chapa é metade ou 2/3 do comprimento total da viga, obtém-se os valores da tabela 16.

Tabela 16 - Flecha da secção C25/30_φ20 para diferentes comprimentos de chapa

l (m)	2/3*l = 3,33				1/2*l = 2,5			
Carga (kN/m)	48,1		52,2		48,1		52,2	
δ (m)	0,0054	-28%	0,0059	-17%	0,0056	-23%	0,0061	-13%

Analisando os valores obtidos, conclui-se que a variação do comprimento da chapa metálica não exerce uma influência significativa na variação da flecha.

A título de curiosidade, todos os valores cumprem os requisitos do EC2 que estipula que a flecha tem de ser menor que $l/250 = 0,020$ m.

6.3.3. FENDILHAÇÃO

Foi realizada uma comparação percentual da extensão máxima média no aço, utilizando como referência o valor obtido quando a viga não reforçada é submetida à carga quase-permanente máxima. A comparação foi feita em termos percentuais, visando avaliar o impacto do reforço através de uma chapa metálica na extensão do aço.

Os valores das extensões máximas foram retirados do programa e apresentam-se na tabela 17.

Tabela 17 - Extensões da secção C25/30_φ20

Carga (kN/m)	48,1 (s/ reforço)	48,1 (c/reforço)		52,2 (c/reforço)	
ε_{sm} (‰)	1,070	0,701	-53%	0,760	-41%

Como é possível observar, para a mesma carga, verifica-se uma redução significativa, de 53%, da extensão nas armaduras, o que significa que a colocação de uma chapa metálica ajuda no controlo das extensões e, por consequência, da fendilhação.

Quando o comprimento da chapa é metade ou 2/3 do comprimento total da viga, obtém-se os valores da tabela 18.

Tabela 18 - Extensão da secção C25/30_φ20 para diferentes comprimentos de chapa

l (m)	2/3*l=3.33				1/2*l=2,25			
Carga (kN/m)	48,1		52,2		48,1		52,2	
ε_{sm} (‰)	0,711	-51%	0,773	-38%	0,711	-51%	0,772	-39%

Pode-se concluir que, para as condições analisadas, a variação do comprimento da chapa metálica não tem grande influência na variação das extensões máximas médias no aço.

Para o cálculo da fendilhação, utilizou-se o maior valor de extensão obtida, neste caso 1,07‰.

$$\rho_{p,eff} = \frac{1,26 * 10^{-3}}{0,1625 * 0,25} = 0,0310 \quad (73)$$

$$S_{r,max} = 3,4 * 0,03 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \frac{0,02}{0,0310} = 0,212 \text{ m} \quad (74)$$

$$w_k = 0,212 * \frac{1,07}{1000} = 0,000227 \text{ m} \quad (75)$$

Ao utilizar um betão com classe de exposição XC1, verificamos na figura... que o valor máximo permitido para abertura de fendas é de 0,4 mm. Neste caso, obtivemos um valor de 0,227 mm, o que está abaixo do limite estabelecido. Isso indica que a estrutura está dentro dos parâmetros de segurança em relação à fendilhação, em qualquer uma das situações analisadas.

6.4. SECÇÃO C25/30_Φ16

Neste caso, os parâmetros a serem analisados serão os mesmos que foram considerados na secção anterior, no entanto, os resultados serão afetados pela redução da área de armadura de tração. É necessário avaliar o impacto dessa redução de área da armadura de tração nos resultados da análise estrutural.

6.4.1. TENSÕES

Neste caso, optou-se por não apresentar os mapas de tensões, uma vez que eles apresentam uma similaridade significativa com os mapas previamente mostrados e não iriam acrescentar informações substancialmente novas ou diferentes. As distribuições de tensões na estrutura com a chapa metálica de reforço são consistentes com os padrões observados anteriormente, com a zona central a ser a região mais crítica a nível de tensões horizontais.

De seguida foi executada a análise do comportamento das tensões ao longo do comprimento e para tal análise foi levado em conta a simetria e os pontos onde as tensões foram analisadas, foram os mesmos que utilizados na análise anterior.

6.4.1.1. Armadura de tração

As tensões representadas no gráfico da figura 55 correspondem às tensões S11, ou seja, axiais longitudinais à viga, nestas armaduras, ao longo do comprimento da viga, e foram analisadas para as mesmas três situações. No presente caso, é importante ressaltar que a armadura de tração utilizada consiste em 5Φ16. Para a análise das tensões na armadura de tração foram considerados os três casos distintos apresentados previamente

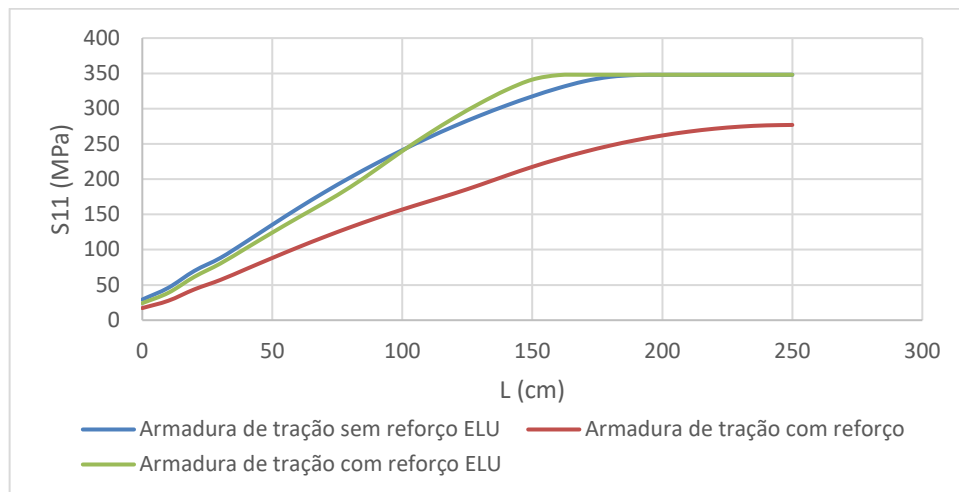


Figura 55 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração para a secção C25/30_φ16

No gráfico apresentado, é possível verificar que a armadura de tração atinge a tensão máxima quando é submetida à carga limite, independentemente de estar reforçada ou não. No entanto, podemos notar diferenças nas tensões na armadura quando a viga é reforçada.

Comparando os casos da viga reforçada e não reforçada, verifica-se que as tensões na armadura de tração são menores quando há reforço. Isso ocorre até ao ponto em que a chapa de reforço atinge a sua tensão máxima. A partir desse ponto, as tensões na armadura de tração são maiores quando a peça está reforçada.

No caso em que a peça não é carregada até ao limite, as tensões na armadura de tração vão aumentando ao longo do comprimento, mas nunca atingem a tensão máxima.

Quando a peça se encontra carregada até ao limite, mas apresenta diferentes comprimentos de reforço, é expectável que a armadura de tração tenha um comportamento diferente. Esse comportamento encontra-se representado no gráfico da figura 56.

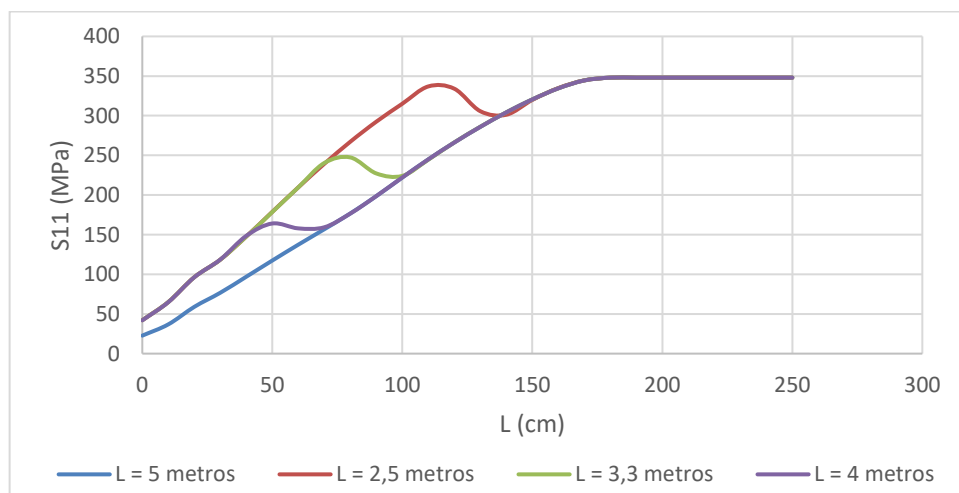


Figura 56 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração em função do comprimento da chapa de reforço para a secção C25/30_φ216

É possível identificar algumas tendências e diferenças significativas.

Inicialmente, quando a chapa de reforço é colocada desde o início da viga, as tensões aumentam de forma progressiva ao longo do comprimento até atingir a tensão máxima. No entanto, quando a chapa de reforço é posicionada a uma distância específica do início da peça, observa-se uma quebra nas tensões na armadura de tração nesse ponto. Após tal, as tensões aumentam novamente, mas num ritmo menor.

Essa quebra ocorre porque a chapa de reforço assume parte da carga aplicada, aliviando a carga na armadura de tração. Além disso, é de notar que a posição da quebra nas tensões da armadura varia de acordo com o comprimento da chapa de reforço. Quanto mais longa for a chapa de reforço, mais próxima do início da peça ocorrerá a quebra nas tensões.

6.4.1.2. Chapa metálica

O gráfico da figura 57 apresenta os resultados para as tensões S11 na chapa metálica de reforço

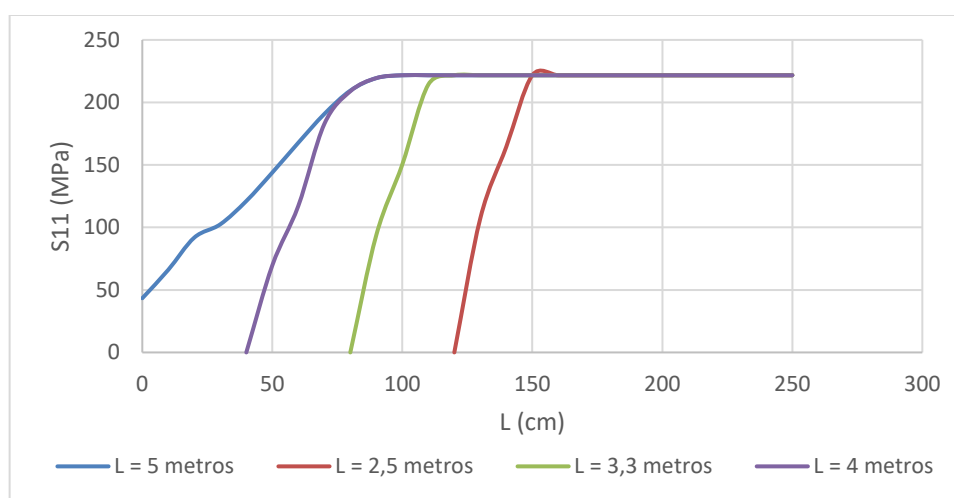


Figura 57 - Gráfico das tensões S11 na chapa metálica para a secção C25/30_φ16

No gráfico fornecido, podemos observar claramente o comportamento das tensões na chapa ao longo do comprimento da viga. Quando a chapa possui o mesmo comprimento que a viga, a tensão na chapa aumenta de forma mais constante à medida que percorre o comprimento da viga.

No entanto, quando a chapa não possui o mesmo comprimento que a viga, ocorre um aumento mais repentino das tensões. Isso significa que a transição das tensões na chapa ocorre de forma mais rápida e concentrada em um ponto específico, próximo à extremidade da chapa.

6.4.1.3. Resina

O gráfico da figura 58 representa o comportamento das tensões S11 da resina

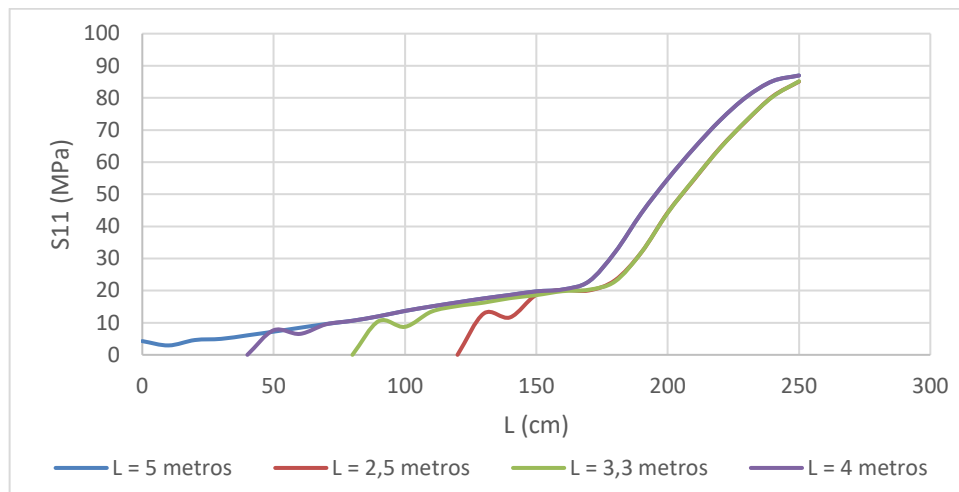


Figura 58 - Gráfico das tensões S11 na resina para a secção C25/30_φ16

No decorrer do comprimento da viga, as tensões na direção vertical da resina apresentam um comportamento variável. Observa-se um aumento de transferência de tensões da viga para a resina, à medida que nos aproximamos do ponto médio da viga. O aumento é significativo quando a armadura atinge a sua tensão máxima.

Por sua vez, as tensões S22 apresentam um comportamento representado no gráfico da figura 59.

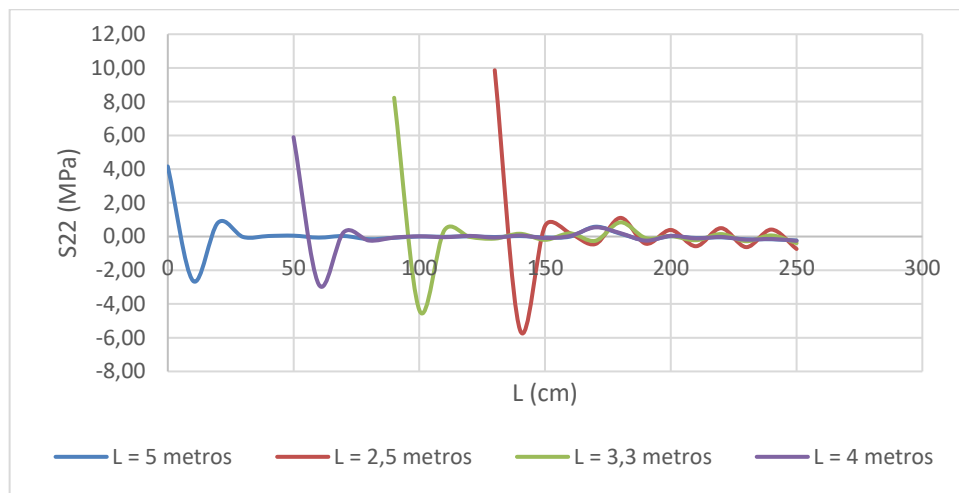


Figura 59 - Gráfico das tensões S22 na resina para a secção C25/30_φ16

Ao analisar as tensões na direção vertical ao longo do comprimento da viga, podemos observar um comportamento característico. Na extremidade da ligação entre a chapa metálica e a viga, a resina suporta umas tensões significativamente elevadas na direção vertical. Isso ocorre porque, nesse ponto específico, a chapa tem a tendência de se destacar da peça, e a resina desempenha um papel crucial para evitar.

Outra observação é que, à medida que diminuimos o comprimento da chapa em relação ao comprimento total da viga, as tensões na direção vertical tendem a ser maiores. Isso sugere que a colocação da chapa metálica exerce uma influência direta na distribuição das tensões na resina.

À medida que nos afastamos da extremidade da ligação, as tensões na direção vertical diminuem e tendem a aproximar-se de zero.

As tensões de corte estão representadas no gráfico da figura 60.

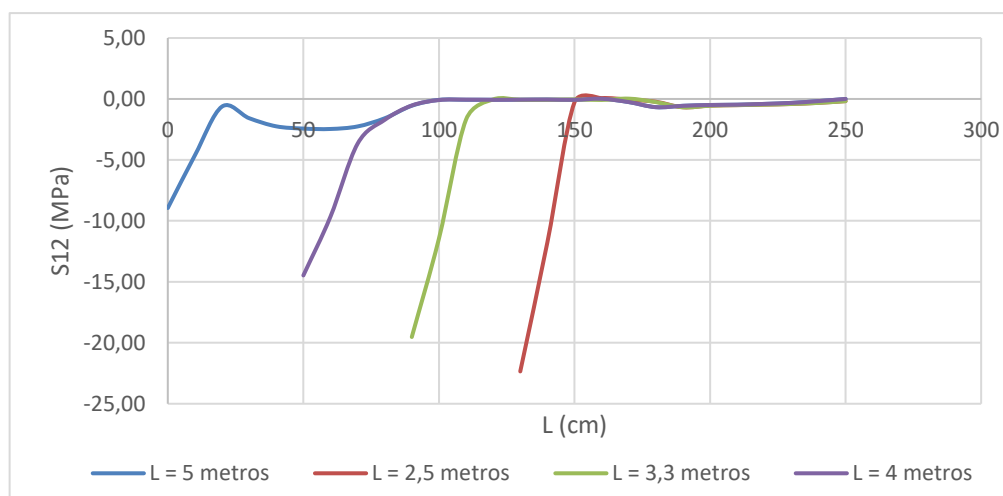


Figura 60 - Gráfico das tensões S12 (corte) na resina para a secção C25/30_φ16

Ao analisar as tensões de corte, vemos um comportamento semelhante ao das tensões na direção horizontal. O ponto crítico ocorre na ponta da ligação, onde as tensões de corte atingem valores elevados. À medida que nos afastamos da ponta da ligação, as tensões de corte diminuem ao longo do comprimento da viga.

Quanto à diferença de comprimento da chapa metálica, observa-se que quanto menor for o seu comprimento em relação ao comprimento total da viga, maiores serão as tensões de corte atuantes na extremidade. Isso indica que a colocação da chapa metálica exerce uma influência direta na distribuição das tensões de corte nessa região específica.

6.4.1.4. Resina e Chapa

A análise das tensões S11 em relação ao comportamento entre a chapa metálica e a resina encontra-se no gráfico da figura 61.

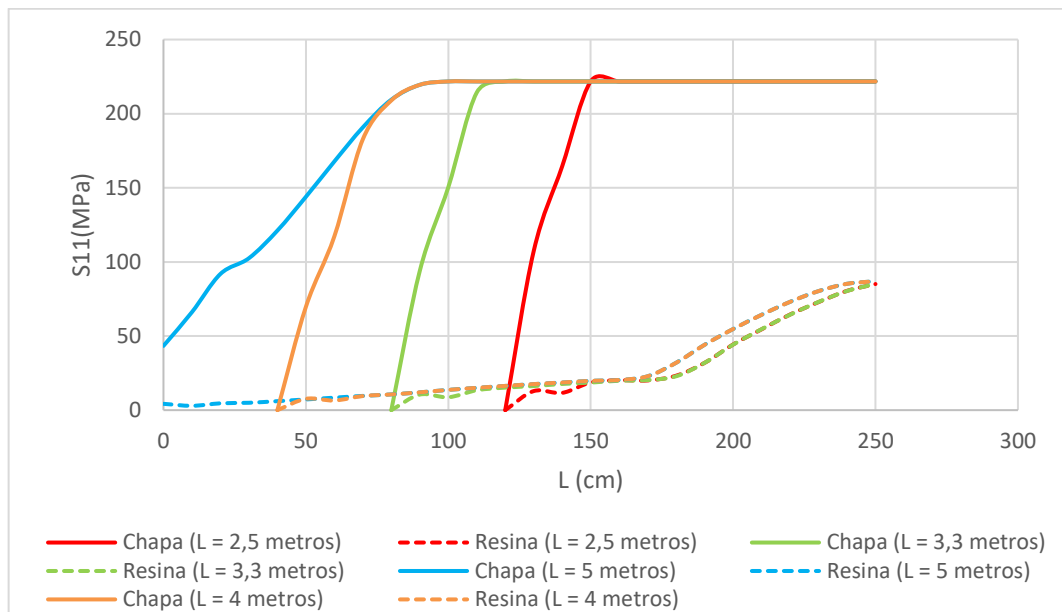


Figura 61 - Gráfico das tensões S11 na chapa e na resina para a secção C25/30_ $\phi 16$ e diferentes comprimentos da chapa

Ao analisar a relação das tensões horizontais entra a chapa metálica e a resina podemos observar um comportamento semelhante quando ambos não têm o mesmo comprimento que a viga. Conforme mencionado previamente, as tensões na resina apresentam um aumento progressivo, mas têm um aumento mais significativo quando a armadura atinge a sua tensão máxima.

6.4.1.5. Armadura de tração e Chapa

O gráfico da figura 62 apresenta os resultados para as tensões S11 na chapa metálica de reforço e na armadura de tração.

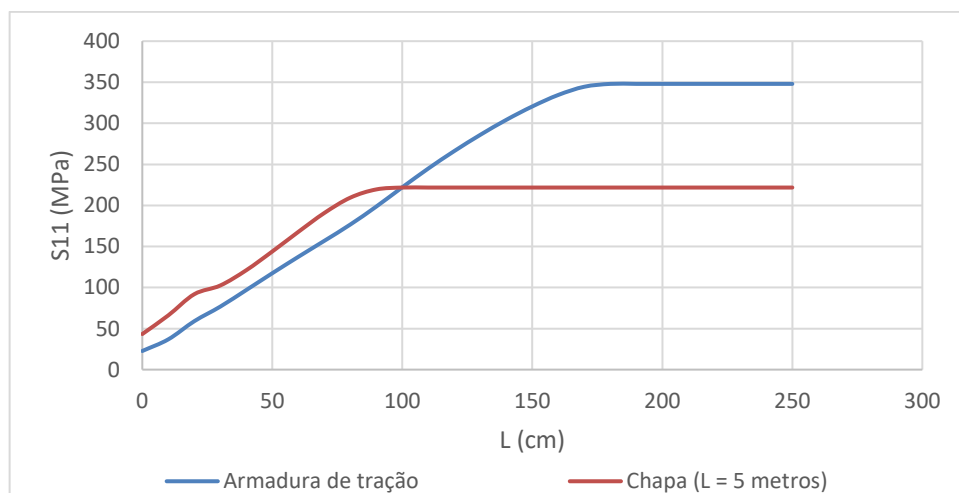


Figura 62 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_ $\phi 16$ com 5,0 metros de chapa

No gráfico apresentado, podemos observar que as tensões na chapa metálica são inicialmente maiores do que as tensões na armadura de tração, quando a chapa tem o mesmo comprimento que a viga. Isso indica que a chapa assume uma parte significativa das cargas aplicadas, aliviando as tensões na armadura.

No entanto, à medida que a carga aumenta e a chapa atinge a sua tensão máxima, as tensões na armadura de tração começam a crescer progressivamente. Isso ocorre porque, após a tensão máxima da chapa ser atingida, a armadura assume uma parcela de carga maior.

Essa transição de tensões da chapa para a armadura de tração é um processo gradual, onde a chapa inicialmente absorve uma parte das cargas, mas à medida que atinge o seu limite de resistência, a armadura começa a assumir um papel mais significativo na resistência estrutural.

O gráfico da figura 63 apresenta os resultados para as tensões S11 na chapa metálica de reforço e na armadura de tração para quando a chapa tem metade do comprimento total da viga.

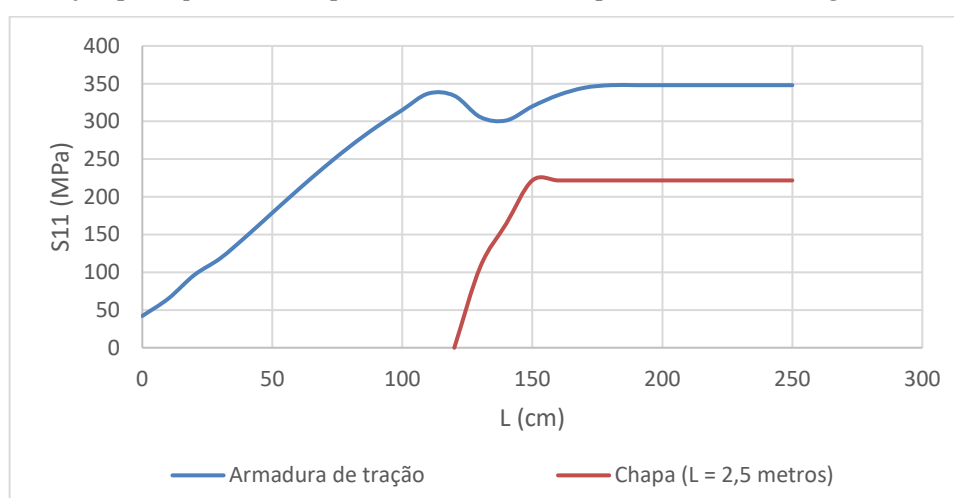


Figura 63 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_φ16 com 2,5 metros de chapa

Ao analisar o caso em que o comprimento da chapa metálica é a metade do comprimento total da viga, podemos observar um comportamento interessante das tensões na armadura de tração. Logo após a colocação da chapa, a tensão na armadura diminui, coincidindo com a presença da chapa. Isso ocorre porque a chapa assume parte das cargas e ajuda a redistribuir as tensões na estrutura.

No entanto, à medida que nos afastamos do ponto de colocação da chapa, as tensões na chapa começam a aumentar de forma mais acentuada em comparação com as tensões na armadura.

De seguida, o gráfico da figura 64 apresenta os resultados para as tensões S11 na chapa metálica de reforço e na armadura de tração para quando a chapa representa dois terços do comprimento total da viga.

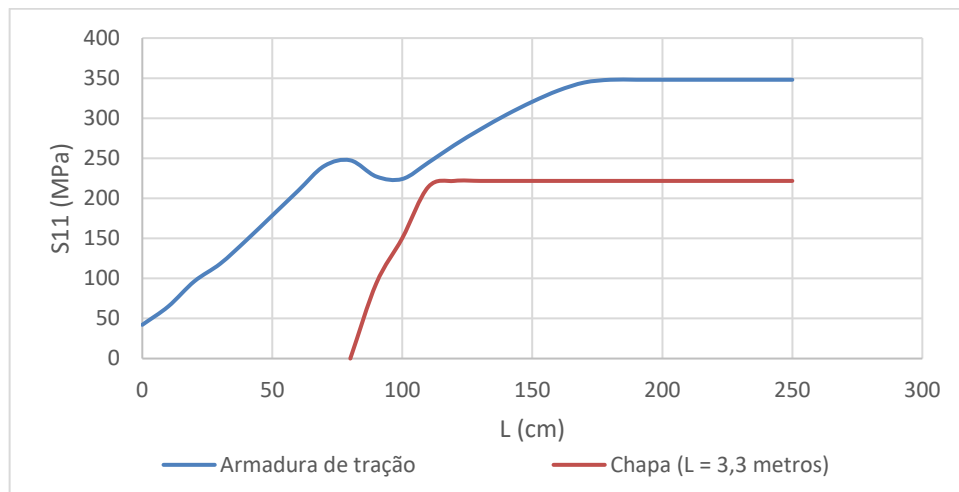


Figura 64 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_φ16 com 3,3 m de comprimento de chapa

Por fim, o gráfico na figura 65 apresenta os resultados para as tensões S11 na chapa metálica de reforço e na armadura de tração para quando a chapa tem um comprimento compreendido entre o valor prévio e o comprimento total.

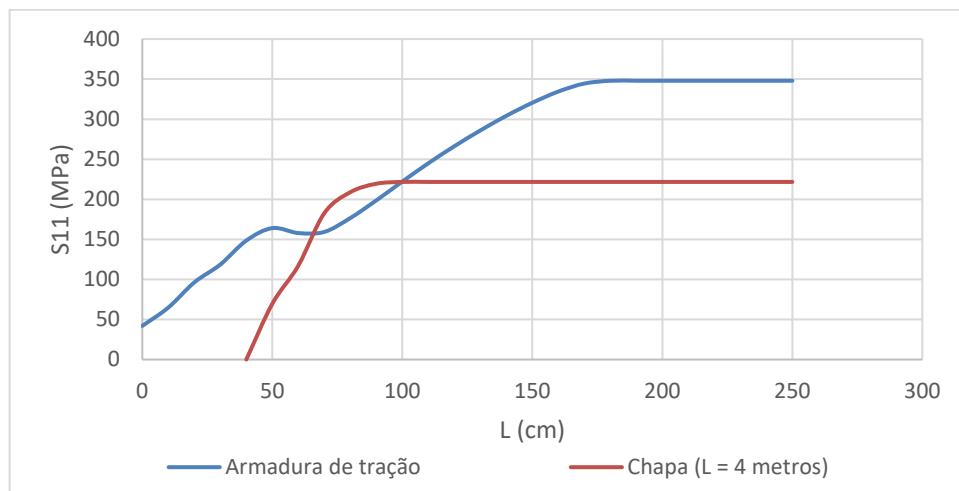


Figura 65 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C25/30_φ16 com 4,0 m de comprimento de chapa

Quando existe variação do comprimento da chapa, mas essa relação é maior do que a anterior, observa-se um comportamento semelhante. No entanto, existem algumas diferenças significativas.

Uma diferença notável é que, quando a chapa é colocada mais cedo em relação ao comprimento total da viga, a armadura de tração experimenta uma redução nas tensões existentes em um comprimento menor em comparação ao caso anterior.

6.4.2. DEFORMAÇÃO

Para o cálculo da flecha, primeiro era necessário a verificação do controlo da deformação. Utilizou-se a fórmula 11 para executar tal verificação.

$$\frac{l}{d} = 8,55 \quad (76)$$

$$\rho_0 = 0,005 < \rho = 0,0062 \quad (77)$$

$$1[11 + 1,5\sqrt{25} \frac{0,005}{0,0662-0,0025} + \frac{1}{12}\sqrt{25} \sqrt{\frac{0,0025}{0,005}}] = 21,36 \quad (78)$$

Como se verifica que l/d é inferior a 21,36, o controlo da deformação está garantido.

Após garantir o controlo, realizou-se a análise da flecha, δ . Os resultados obtidos encontram-se na tabela 19.

Tabela 19 - Flecha da secção C25/30_φ16

Carga (kN/m)	38,4 (s/ reforço)	38,4 (c/ reforço)	43,8 (c/ reforço)
δ (m)	0,0070	0,0050 -40%	0,0057 -29%

Após a análise dos valores anteriores, podemos concluir que a flecha da viga é maior quando submetida à carga quase-permanente máxima, especialmente quando a viga não está reforçada. No entanto, ao comparar o caso em que a carga quase-permanente máxima é aplicada à viga reforçada, observamos uma redução significativa na flecha. Isso indica que a colocação de uma chapa metálica pode ajudar a controlar a deformação da viga. A introdução da chapa metálica reduz a flecha em 40% em comparação com o caso sem reforço.

A tabela 20 apresenta os valores para quando o comprimento da chapa é metade e dois terços do comprimento total da viga.

Tabela 20 - Flecha da secção C25/30_φ16 para diferentes comprimentos de chapa

l (m)	2/3*l=3,33				1/2*l=2,5			
Carga (kN/m)	38,4		43,8		38,4		43,8	
δ (m)	0,0051	-37%	0,0058	-21%	0,0053	-32%	0,0061	-15%

Analisando os valores obtidos, pode-se concluir que a variação do comprimento da chapa metálica não tem grande influência na flecha máxima obtida.

6.4.3. FENDILHAÇÃO

Conforme discutido no capítulo anterior, ao realizar o cálculo da fendilhação, é essencial considerar a diferença de extensões entre o aço e o betão, bem como a largura máxima permitida para as fendas.

Uma das premissas adotadas nesse cálculo é que o betão não possui resistência à tração, o que significa que ele não é capaz de suportar tensões de tração. Portanto, a extensão a ser considerada no cálculo é a extensão do aço das armaduras.

Os valores apresentados na tabela 21 foram retirados do SAP2000 e representam as extensões médias da armadura de tração.

Tabela 21 - Extensões da secção C25/30_φ16

Carga (kN/m)	38,4 (s/reforço)	38,4 (c/reforço)		43,8 (c/reforço)	
ε_{sm} (‰)	1,08	0,697	-55%	0,800	-35%

Conforme evidenciado na tabela anterior, o maior valor da extensão é obtido quando a viga sem reforço é carregada ao seu máximo. No entanto, quando uma chapa metálica é adicionada nessas mesmas condições, verifica-se uma redução na extensão. Isso indica que a colocação da chapa contribui para o controlo das extensões. A presença da chapa metálica na estrutura tem um efeito positivo na redução das extensões e, por consequência, diminui as possibilidades de surgimento de fendas no betão.

A tabela 22 apresenta o mesmo parâmetro que na tabela anterior, mas para uma variação de comprimento.

Tabela 22 - Extensão da secção C25/30_φ16 para diferentes comprimentos de chapa

l (m)	2/3*l=3,33				1/2*l=2,5			
Carga (kN/m)	38,4		43,8		38,4		43,8	
ε_{sm} (‰)	0,697	-55%	0,795	-36%	0,697	-55%	0,795	-36%

Analisando a tabela, verifica-se que a variação do comprimento da chapa metálica não tem uma grande influência na abertura de fendas.

Para o cálculo da fendilhação, utilizou-se o maior valor de extensão obtida, neste caso 1,08‰.

$$\rho_{p,eff} = \frac{10,05 * 10^{-4}}{0,1625 * 0,25} = 0,024 \quad (79)$$

$$S_{r,max} = 3,4 * 0,03 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \frac{0,016}{0,024} = 0,215 \text{ m} \quad (80)$$

$$w_k = 0,215 * \frac{1,08}{1000} = 0,00023 \text{ m} \quad (81)$$

Ao utilizar um betão com classe de exposição XC1, verificamos na figura... que o valor máximo permitido para abertura de fendas é de 0,4 mm. Neste caso, obtivemos um valor de 0,23 mm, o que está abaixo do limite estabelecido. Isso indica que a estrutura está dentro dos parâmetros de segurança em relação à fendilhação.

6.5. SECÇÃO C30/37_φ20

Para o terceiro e último caso de estudo, realizou-se uma variação na classe de resistência do betão, aumentando para a classe C30/37. A armadura utilizada é a mesma da primeira secção analisada. O objetivo nesta secção é avaliar a influência da resistência do betão nos parâmetros analisados, ou seja, as tensões, deformações e fendilhação.

6.5.1. TENSÕES

Ao analisar as tensões nos mesmos pontos das secções anteriores para uma possível comparação, observou-se através dos seguintes gráficos que o aumento da classe de resistência do betão não apresenta uma grande influência, apresentado gráficos semelhantes aos anteriores e com as mesmas conclusões em relação ao comportamento das tensões em relação ao comprimento.

6.5.1.1. Armadura de Tração

O gráfico da figura 66 apresenta os resultados para as tensões S11 na armadura de tração para as mesmas situações apresentadas nas secções prévias.

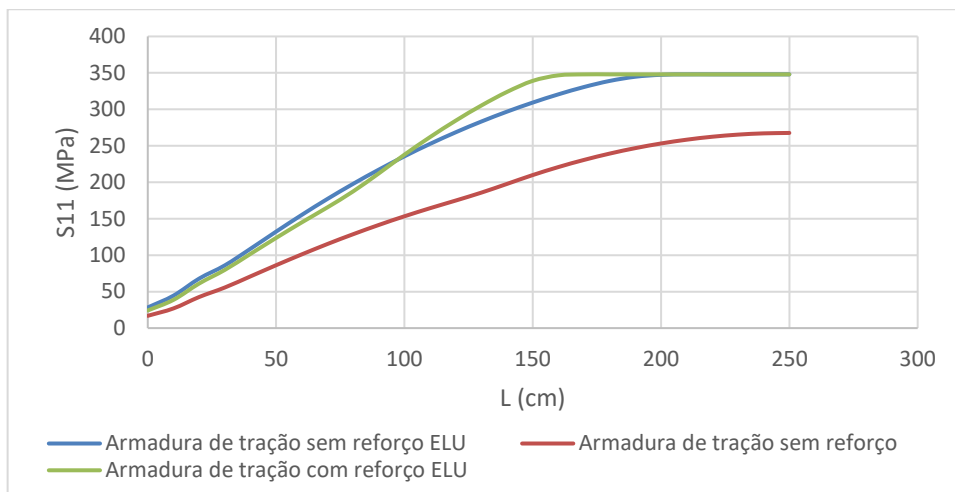


Figura 66 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração para a secção C30/37_φ20

O gráfico da figura 67 apresenta os resultados para as tensões S11 na armadura de tração, mas para uma variação de comprimento da chapa de reforço.

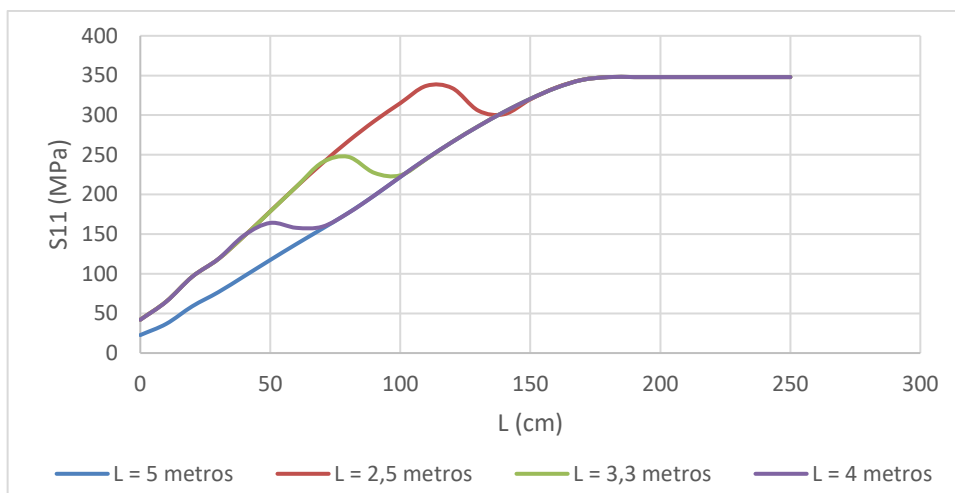


Figura 67 - Gráfico das tensões S11 na armadura de tração em função do comprimento da chapa de reforço para a secção C30/37_φ20

6.5.1.2. Chapa metálica

Tal como nas outras secções, as tensões S11 também foram analisadas na chapa metálica. Essas tensões encontram-se representadas no gráfico da figura 68.

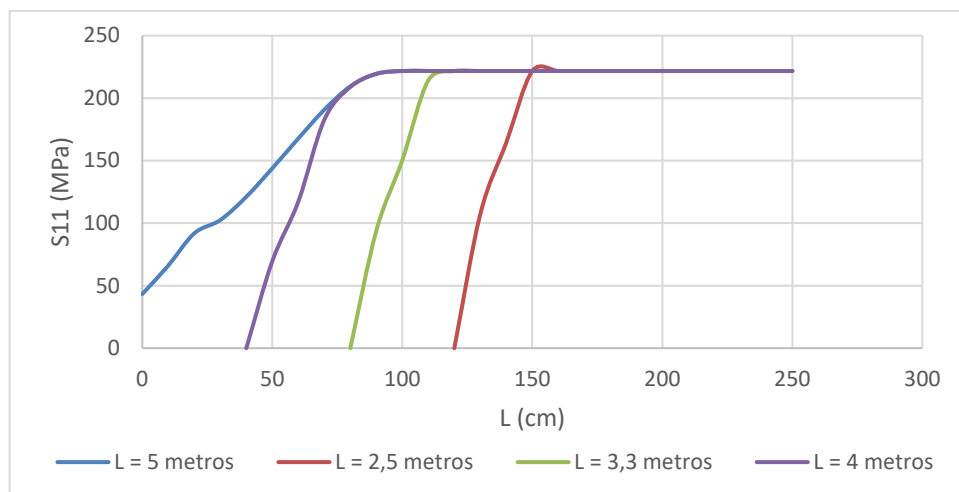


Figura 68 - Gráfico das tensões S11 na chapa metálica para a secção C30/37_φ20

6.5.1.3. Resina

As tensões na resina foram estudadas na direção horizontal, vertical e de corte. As tensões S11 encontram-se no gráfico da figura 69.

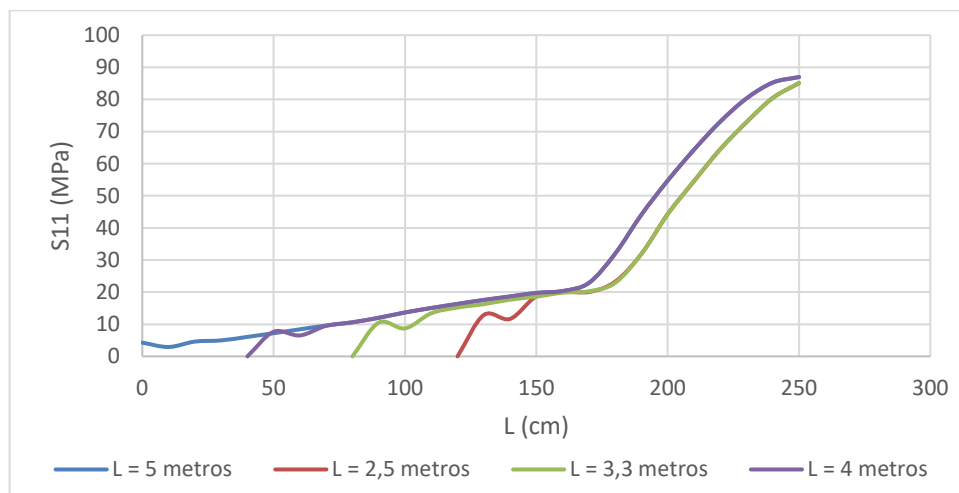


Figura 69 - Gráfico das tensões S11 na resina para a secção C30/37_φ20

Por sua vez as tensões S22 encontram-se no gráfico da figura 70.

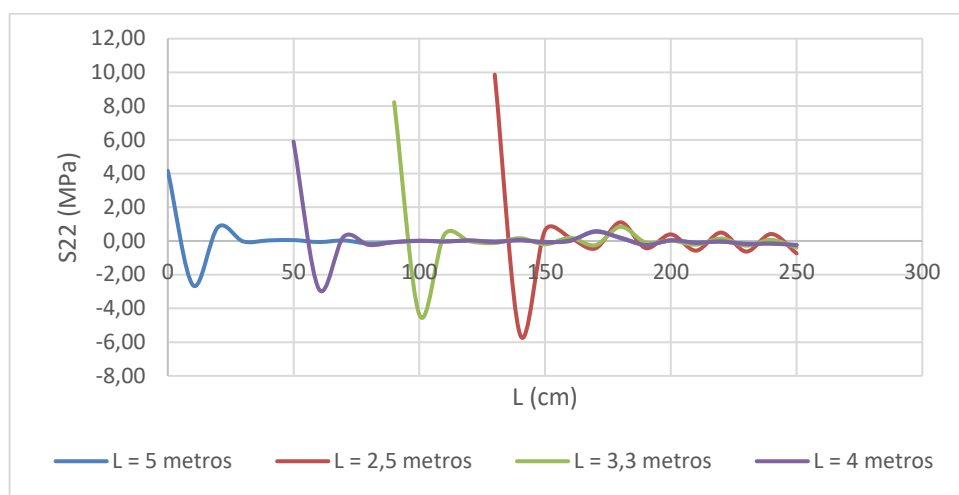


Figura 70 - Gráfico das tensões S22 na resina para a secção C30/37_φ20

As tensões de corte, S12 encontram-se no gráfico da figura 71.

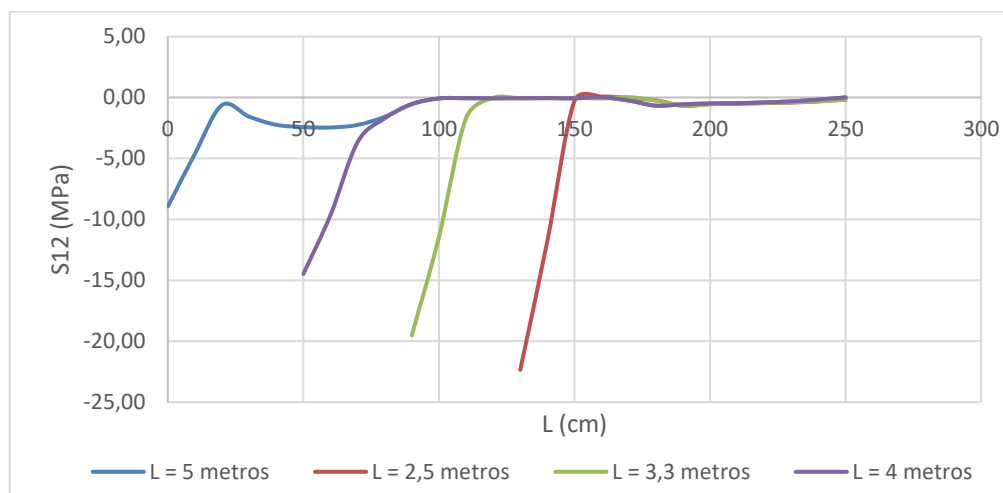


Figura 71 - Gráfico das tensões S12 (corte) na resina para a secção C30/37_φ20

6.5.1.4. Resina e Chapa

O gráfico da figura 72 apresenta os resultados para as tensões S11 na chapa metálica de reforço e na resina. Este gráfico permite analisar o comportamento dos dois elementos em simultâneo.

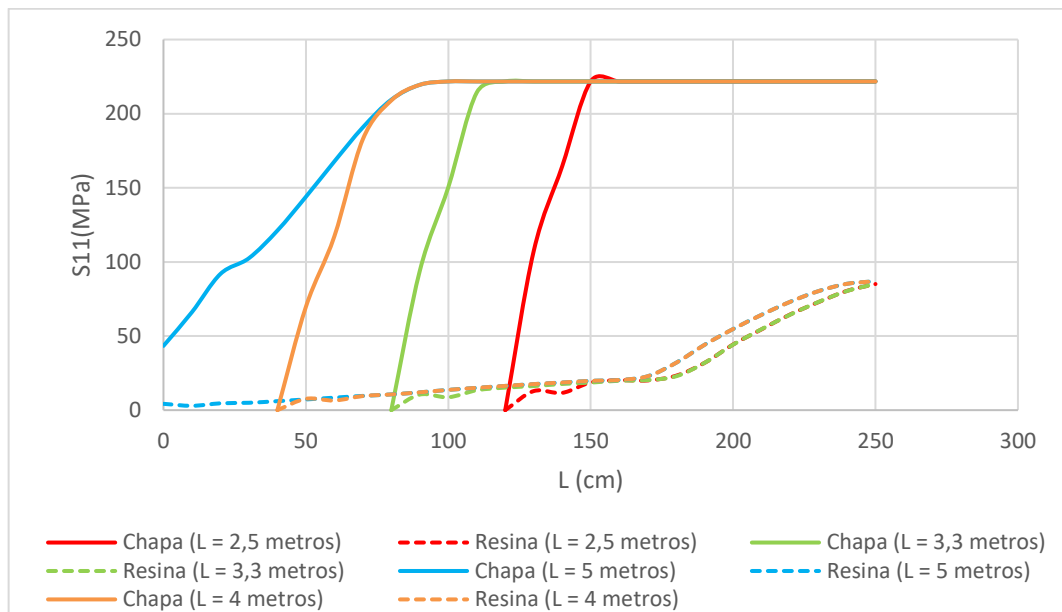


Figura 72 - Gráfico das tensões S11 na chapa e na resina para a secção C30/37_ $\phi 20$ e diferentes comprimentos da chapa

6.5.1.5. Armadura de tração e Chapa

A relação das tensões S11 na chapa metálica e na armadura de compressão para quando tem o mesmo comprimento encontra-se no gráfico da figura 73.

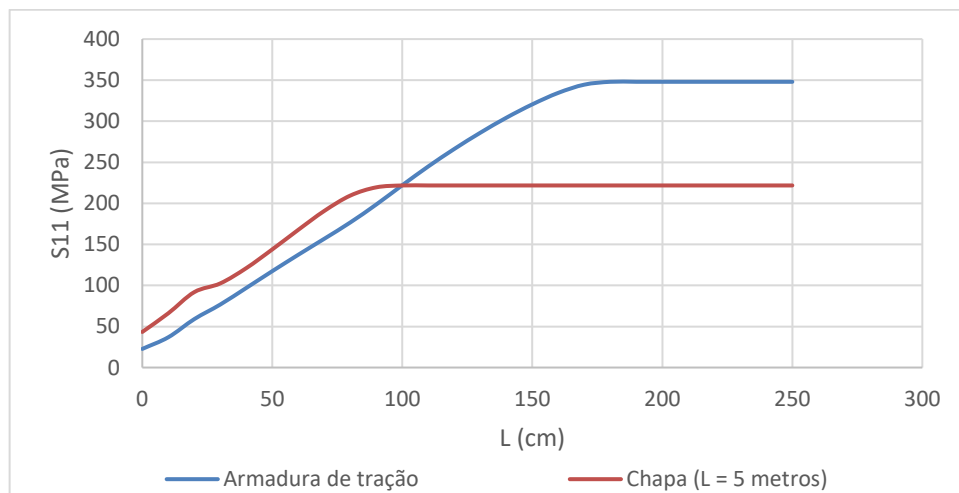


Figura 73 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C30/37_ $\phi 20$ com 5,0 metros de chapa

A figura 74 apresenta o gráfico com os resultados para as tensões S11 na chapa metálica de reforço e na armadura de tração para quando a chapa tem metade do comprimento total da viga.

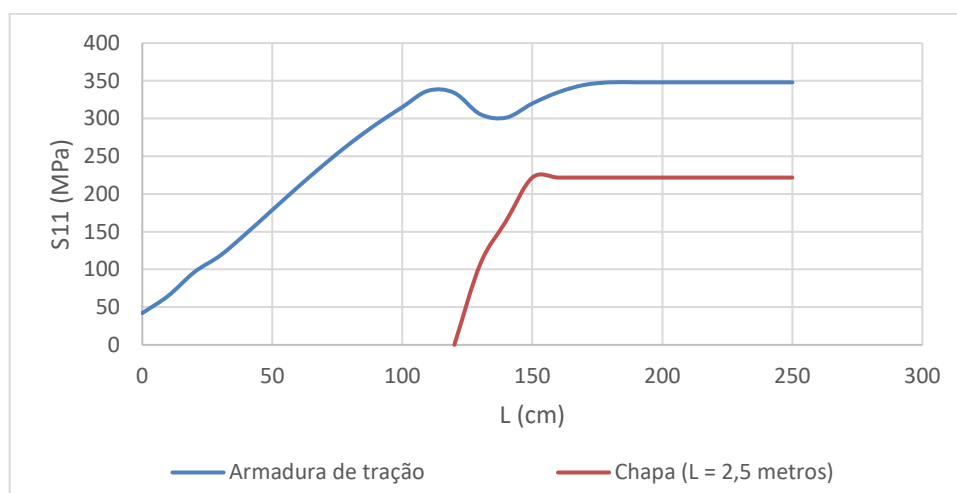


Figura 74 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C30/37_φ20 com 2,5 metros de chapa

O gráfico que apresenta os resultados para as tensões S11 na chapa metálica de reforço e na armadura de tração para quando a chapa tem dois terços do comprimento total da viga, encontra-se na figura 75.

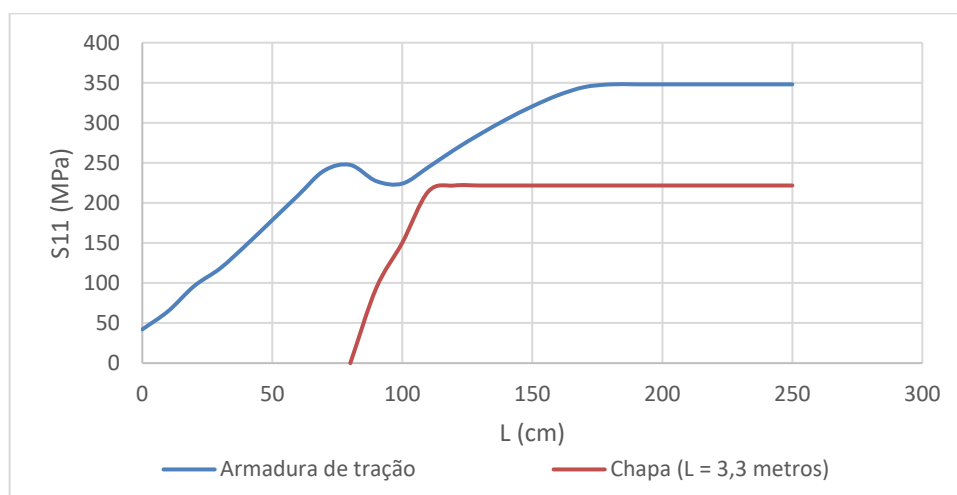


Figura 75 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C30/37_φ20 com 3,3 m de comprimento de chapa

Por último, o gráfico que se situa na figura 76 representa a armadura de tração e a chapa metálica quando ela apresenta um comprimento de 4,0 m.

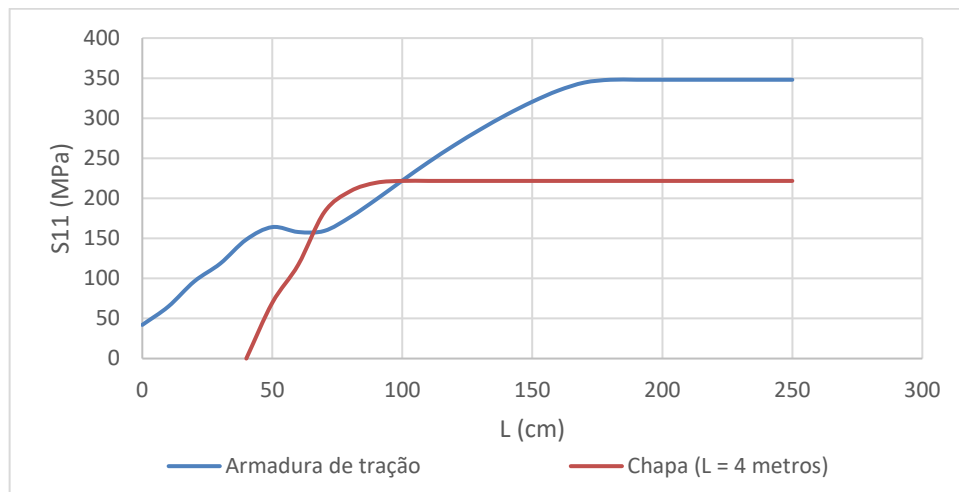


Figura 76 - Gráfico das tensões S11 na armadura e na chapa para a secção C30/37_φ20 com 4,0 m de comprimento de chapa

Todas as conclusões retiradas da análise desta secção são semelhantes aos casos anteriores, o que comprova um comportamento igual do material indiferentemente da relação da armadura.

6.5.2. DEFORMAÇÃO

$$\frac{l}{d} = 8,55 \quad (82)$$

$$\rho_0 = 0,005 < \rho = 0,0077 \quad (83)$$

$$1[11 + 1,5\sqrt{30} \frac{0,005}{0,0077-0,0039} + \frac{1}{12}\sqrt{30} \sqrt{\frac{0,0039}{0,005}}] = 22,11 \quad (84)$$

Depois de se garantir o controlo da deformação, analisou-se os valores das flechas obtidos no SAP2000. Esses valores encontram-se na tabela 23 para quando a chapa de reforço tem o mesmo comprimento que a viga e na tabela 24 para quando o comprimento da chapa varia

Tabela 23 - Flecha da secção C30/37_φ20

Carga (kN/m)	48 (s/reforço)	48 (c/reforço)	52,1 (c/reforço)
δ (m)	0,007	0,005 -40%	0,0054 -30%

Após analisar a tabela anterior, podemos concluir que a deformação da viga é maior quando a peça é submetida à carga quase-permanente máxima quando a viga não se encontra reforçada. No entanto, ao comparar o caso em que a carga quase-permanente máxima é aplicada à viga reforçada, observamos uma redução significativa na flecha. Isso indica que a adição de uma chapa metálica, para além de aumentar a capacidade resistente, pode ajudar a controlar a deformação da viga. Neste caso a flecha diminuiu em cerca de 40 %.

Tabela 24 - Flecha da secção C30/37_φ20 para diferentes comprimentos de chapa

l (m)	2/3*l=3,33				1/2*l=2,5			
Carga (kN/m)	48		52,1		48		52,1	
δ (m)	0,0051	-37%	0,0056	-25%	0,0053	-32%	0,0058	-21%

Como é possível observar, a deformação encontra-se controlada pois a relação entre o comprimento total da viga e a altura efetiva, encontra-se abaixo do valor de referência

6.5.3. FENDILHAÇÃO

Para o cálculo da fendilhação, é necessário a obtenção dos valores das extensões médias do aço. Esses valores encontram-se na tabela 25 para quando a chapa de reforço tem o mesmo comprimento que a viga e na tabela 26 para quando o comprimento da chapa varia

Tabela 25 - Extensões da secção C30/37_φ20

Carga (kN/m)	48 (s/reforço)	48 (c/reforço)		52,1 (c/reforço)	
ε _{sm} (‰)	1,08	0,70	-54%	0,76	-42%

Tabela 26 - Extensão da secção C30/37_φ20 para diferentes comprimentos de chapa

l (m)	2/3*l=3,33				1/2*l=2,5			
Carga (kN/m)	48		52,1		48		52,1	
ε _{sm} (‰)	0,70	-54%	0,76	-42%	0,70	-54%	0,76	-42%

$$\rho_{p,eff} = \frac{1,26 * 10^{-3}}{0,1625 * 0,25} = 0,030 \quad (85)$$

$$S_{r,max} = 3,4 * 0,03 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \frac{0,020}{0,030} = 0,215 \text{ m} \quad (86)$$

$$w_k = 0,215 * \frac{1,08}{1000} = 0,00023 \text{ m} \quad (87)$$

Como é possível verificar neste caso, a fendilhação também se encontra controlada e com uma redução significativa quando aplicado o reforço.

6.6. VARIAÇÃO DA RESINA

Os resultados obtidos previamente forneceram dados sobre a variação das tensões na resina ao longo do comprimento da chapa. Para analisar a influência da resina no comportamento da viga, foram realizados estudos adicionais nos quais o módulo de elasticidade da resina foi reduzido em 25% e 50%. Essas reduções foram aplicadas apenas na primeira secção de estudo, C25/30_φ20, para a chapa a ocupar a extensão total da viga e para a carga limite última.

Na redução de 25% do módulo de elasticidade da resina, obteve-se um valor de 8,4 GPa. Já na redução de 50%, o módulo de elasticidade foi ajustado para 5,6 GPa. Conforme mencionado no capítulo anterior, o programa de análise calcula automaticamente o módulo de distorção, sendo, para um coeficiente de Poisson de 0,3, de 3,23 GPa e de 2,15 GPa, respetivamente.

Tal como nos resultados prévios, as tensões na resina foram analisadas em três diferentes direções distintas: horizontal, vertical e de corte.

A figura 77 apresenta as tensões S11 na resina.

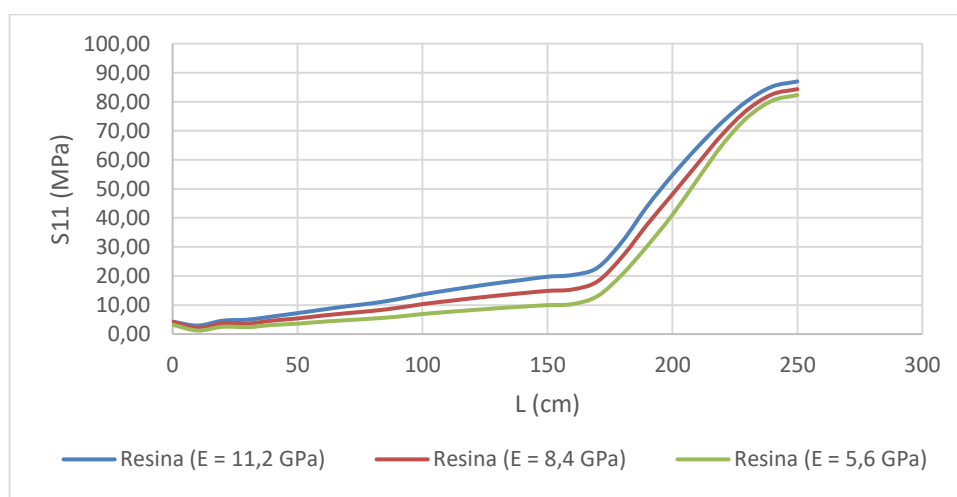


Figura 77 - Gráfico das tensões S11 na resina em função da variação da sua rigidez material

Como se observa, quanto mais rígida for a resina maior são as tensões horizontais atuantes na resina ao longo do comprimento.

Isso ocorre porque, quanto mais rígida for a resina menor será a sua capacidade de deformação sob cargas aplicadas, resultando numa transmissão maior de tensões para a resina. Em contrapartida, uma resina mais flexível terá uma maior capacidade de deformação, distribuindo as tensões ao longo da sua extensão e reduzindo as tensões horizontais em pontos específicos.

A figura 78 apresenta o gráfico com as tensões S22 na resina.

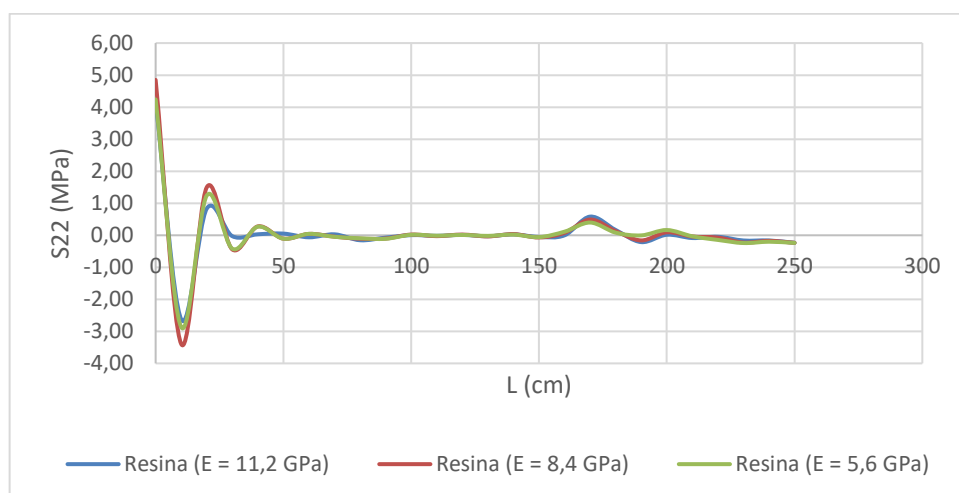


Figura 78 - Gráfico das tensões S22 na resina em função da variação da rigidez material

Ao examinar os valores fornecidos pelo gráfico, observa-se que a resina com uma rigidez de 8,4 GPa exibe tensões S22 ligeiramente maiores na região junto ao apoio. No entanto, é de destacar que não existe uma variação de tensões significativa para as resinas estudadas, concluindo-se que não existe uma relação direta entre a rigidez da resina e as tensões S22 sentidas pelo material.

O gráfico da figura 79 apresenta as tensões S12 na resina.

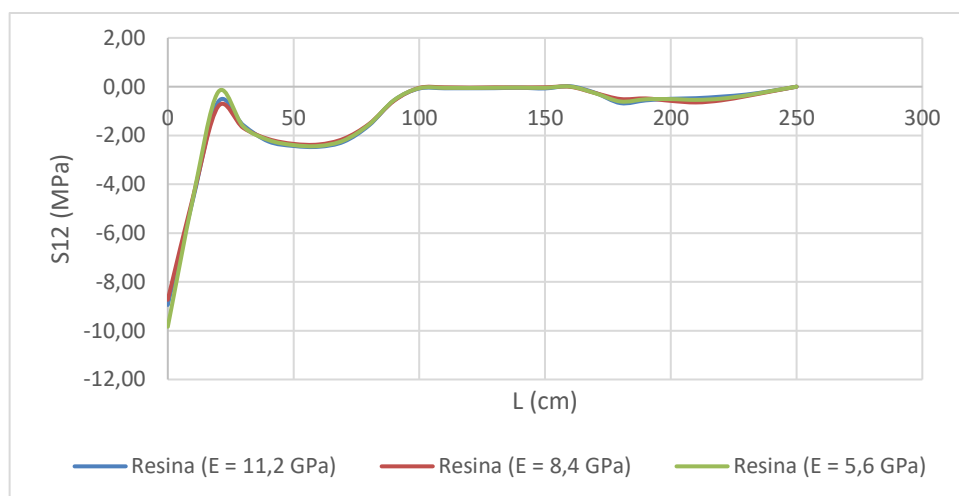


Figura 79 - Gráfico das tensões S12 na resina em função da variação da rigidez material

Com base nos resultados obtidos, é possível concluir que a variação de rigidez da resina não apresenta uma grande influência sobre os resultados das tensões de corte, S12, na própria resina. Ao analisar a região crítica, que é a zona do apoio onde as tensões de corte são mais influentes, observa-se que as tensões S12 são ligeiramente maiores para a resina com o menor valor de rigidez; porém a diferença é mínima.

Para além das tensões na resina, também foram analisadas as extensões horizontais, E11, da face inferior do betão (betão de recobrimento) e da chapa de reforço, de forma a perceber o efeito da variação da rigidez da resina na transferência das extensões do betão para a chapa.

A figura 80 apresenta o gráfico da variação das extensões E11 na face inferior do betão.

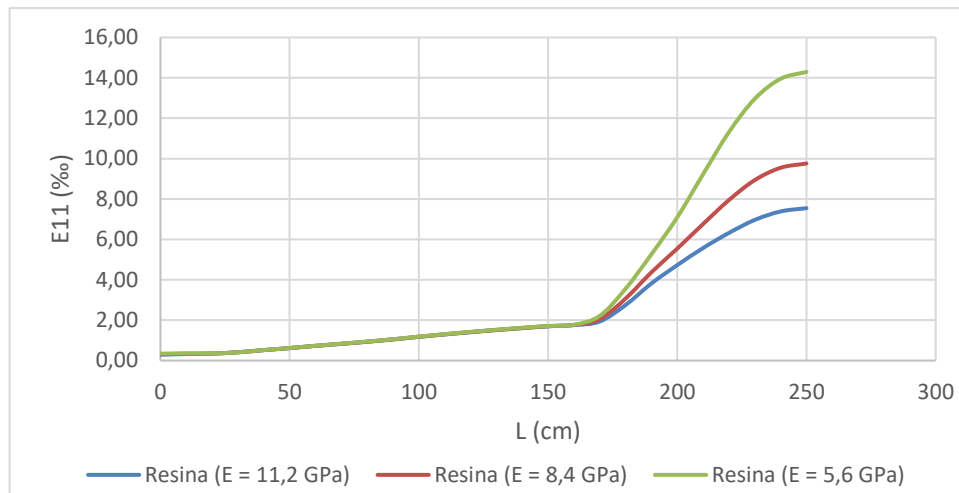


Figura 80 - Gráfico das extensões E11 na face inferior do betão em função da variação da rigidez da resina

Os resultados mostram que a rigidez da resina exerce uma influência significativa nas extensões do betão: quanto menor a rigidez da resina, maior é a extensão do betão. Ou seja, quando a rigidez da resina aumenta, diminui a sua deformabilidade, restringindo a deformação do betão que apresenta extensões menores. Por outro lado, uma resina mais flexível apresenta uma maior deformabilidade, permitindo que o betão se deforme mais livremente, resultando em maiores extensões no betão.

Também foi analisado o comportamento das extensões ao longo da chapa metálica (figura 81).

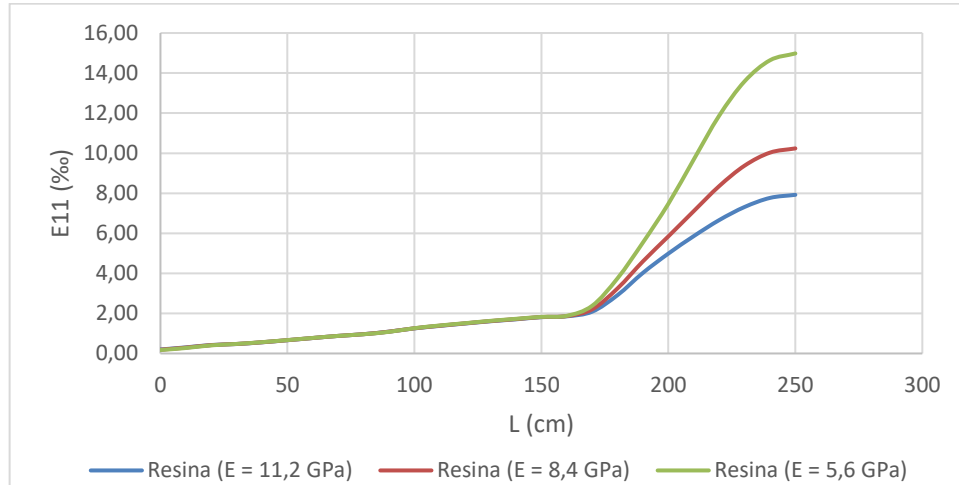


Figura 81 - Gráfico das extensões E11 na chapa metálica em função da variação da rigidez da resina

Estes gráficos mostram que a chapa metálica apresenta o mesmo comportamento que a face do betão onde cola: quanto mais rígida é a resina, menor são as extensões na chapa metálica de reforço. Este comportamento resulta do facto de uma menor rigidez na resina implicar uma maior deformação do betão e, por inerência, uma maior deformação da chapa, que não é compensada pelo maior escorregamento que a chapa sofre em relação à superfície do betão. A título de curiosidade, a deformação a meio vão da viga para as rigidezes da resina de 11,2 GPa e 5,6 GPa, é igual a 0,0247 m e 0,0371 m, respetivamente.

Os resultados mostram ainda que, mesmo para resinas menos rígidas, a extensão na chapa é maior do que a extensão registada na face de betão onde cola. Este efeito resulta do facto do aumento da deformação da chapa resultante da rotação da secção extrema da viga ser superior à redução da deformação da chapa resultante da rotação em sentido contrário da espessura da resina.

7.

Conclusão

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A reabilitação de estruturas é um tema cada vez mais relevante no campo da engenharia civil em Portugal. A maioria das estruturas de betão armado ultrapassou o seu limite de vida útil, tornando-se necessário reavaliar o seu comportamento.

Ao longo desta dissertação procurou-se determinar o impacto do reforço estrutural de uma viga de betão armado através da colagem de chapas metálicas na face tracionada. Para isso, foram consideradas quatro diferentes secções de betão armado com a mesma secção aparente, $0,25 \times 0,65 \text{ m}^2$. As duas primeiras secções apresentam a mesma classe de betão e diferentes percentagens de aço, enquanto a última mantém a armadura de uma das secções anteriores, mas altera a classe de resistência do betão.

O dimensionamento da viga sem reforço, assim como da chapa de reforço foi feito com o auxílio de uma folha de cálculo automático em Excel. Com o reforço pretendeu-se aumentar a capacidade resistente da viga em 25%. A viga, com e sem reforço, foi depois modelada no programa SAP2000.

A análise dos resultados obtidos com as simulações numéricas permitiu extrair conclusões importantes relativamente ao impacto do reforço no comportamento da viga, nas condições estabelecidas: viga com 5,0 m de comprimento, simplesmente apoiada e solicitada por uma carga uniformemente distribuída.

Analisando a variação das tensões ao longo do comprimento da viga, constata-se que a adição da chapa metálica, para a mesma carga, reduz em aproximadamente 34% as tensões atuantes na armadura de tração. As tensões na armadura aumentam de forma progressiva a partir da extremidade, atingindo a sua tensão máxima a meio-vão. Por outro lado, quando a chapa metálica não apresenta o mesmo comprimento que a viga, a armadura de tração é submetida a tensões iniciais mais elevadas que reduzem subitamente quando a chapa entra em funcionamento. Essas conclusões indicam que o reforço com chapa metálica proporciona uma significativa redução das tensões na armadura de tração, contribuindo para uma melhor distribuição das cargas ao longo da viga.

Em relação à chapa metálica, as tensões também aumentam de forma progressiva até atingir a sua tensão máxima. No caso específico deste estudo, que considera que a chapa metálica é colocada desde o início do carregamento, a chapa atinge a tensão máxima antes da armadura de tração. Quanto à variação de comprimento da chapa metálica, conclui-se que, nas condições de análise, a sua colocação ao longo do comprimento total da viga traz benefícios significativos em termos do desenvolvimento de tensões nesse elemento estrutural. Ao cobrir toda a extensão da viga, evita-se o aumento brusco das tensões na chapa metálica, com a redução localizada da tensão nas armaduras, proporcionando uma distribuição mais

equilibrada das tensões nas várias camadas de aço até atingirem a tensão máxima. Ou seja, contribui para uma distribuição mais uniforme das cargas ao longo da estrutura e minimiza o surgimento de concentrações de tensões em pontos específicos.

Foi também analisado o estado de tensão axial e de corte na resina. Na direção longitudinal da viga, observou-se um aumento progressivo das tensões axiais, sendo o valor máximo encontrado na zona central da peça, que se encontra mais solicitada. Na direção transversal, verificou-se um valor muito elevado das tensões axiais na zona de apoio. Isso ocorre porque a chapa metálica tem tendência a se destacar-se da peça, e a resina desempenha o papel de cola, evitando essa separação. No que diz respeito às tensões de corte, observam-se tensões mais elevadas na zona de apoio. Isso indicia um maior “escorregamento” da chapa metálica nessa região. As tensões verticais e de corte elevadas na zona extrema das chapas justifica a boa prática de colocação de conectores mecânicos nessa área, garantindo um melhor desempenho do reforço. Tal como acontece na chapa metálica, também na resina a consideração de chapas mais curtas causam variações das tensões mais abruptas. Esses resultados evidenciam a importância de considerar esses fatores ao utilizar a resina numa técnica de reforço. A compreensão desses efeitos é fundamental para garantir o desempenho adequado da estrutura reforçada e adotar medidas complementares, como a utilização de ligadores mecânicos, se necessário. Em relação ao impacto na viga da variação da rigidez da resina, constatou-se que quanto mais rígida for a resina, maiores serão essas tensões axiais S11 na própria resina. Isso ocorre porque uma resina mais rígida possui uma capacidade de deformação mais reduzida quando submetida a cargas aplicadas, resultando numa transmissão maior de tensões para a resina. Proveniente disso, também se verificou que quanto maior será a rigidez menor serão as extensões sofridas pela face inferior do betão e pela chapa metálica de reforço.

Ao analisar as condições de serviço, como a fendilhação e a deformação, observou-se que a colocação da chapa metálica resulta numa redução significativa da flecha e das extensões máximas no aço. Em comparação com o caso sem reforço, a utilização da chapa metálica reduz em cerca de 38% a flecha e 53% a extensão média do aço de tração, para a mesma carga aplicada. Esses valores indicam uma melhoria na rigidez e no comportamento estrutural da viga quando é utilizado o reforço com chapa metálica. Por outro lado, a variação do comprimento da chapa metálica não demonstrou uma influência significativa nestes parâmetros; independentemente do comprimento da chapa metálica, a redução a flecha e nas extensões médias do aço foi semelhante. Portanto, pode-se concluir que o reforço com chapa metálica é eficaz na redução da deformação e na prevenção da fendilhação da viga, mesma quando consideradas chapas de menor extensão. Estes resultados indicam que a adição da chapa metálica como reforço estrutural pode melhorar significativamente o desempenho da viga em termos de deformação e fendilhação, proporcionando uma melhor funcionalidade e uma maior durabilidade à estrutura.

Em relação às secções analisadas, observou-se que, independentemente da quantidade de armadura presente na secção original, os efeitos do reforço com chapa metálica, dimensionada para o mesmo aumento relativo da capacidade resistente da viga, nos parâmetros avaliados foram semelhantes. Da mesma forma, a alteração da resistência do betão não causou variações significativas nestes resultados, que indicam que o uso de chapa metálica como reforço estrutural foi eficaz, independentemente da quantidade de armadura e da resistência do betão considerada na secção original analisada. No entanto, é fundamental que o dimensionamento da chapa metálica seja adequado, face às cargas atuantes e os requisitos de segurança e normativos aplicáveis.

7.2. TRABALHOS FUTUROS

Considerando os resultados obtidos nesta dissertação, é possível identificar alguns temas a tratar em trabalhos futuros relativamente ao estudo do reforço de estruturas de betão armado.

Em primeiro lugar seria importante estudar a mesma técnica de reforço, mas considerando o faseamento de cargas, ou seja, que a chapa metálica não seria carregada desde o início, mas após a aplicação de, pelo menos, a carga permanente. Isso permitirá avaliar o desempenho do reforço numa situação mais próxima da real em termos construtivos.

Outro aspeto a ser explorado é a variação da secção transversal de betão. Neste estudo foi considerada uma secção transversal fixa, com dimensões específicas, variando apenas a armadura, ou a resistência do betão. No entanto, é importante investigar os efeitos do reforço com chapa metálica em secções de diferentes geometrias e proporções. Isso poderia incluir variações na largura e altura da secção. Essas análises permitirão verificar como o reforço se comporta em diferentes configurações de secção e entender melhor a sua influência nas tensões, deformações e fendilhação da estrutura.

Será também interessante explorar outras técnicas de reforço. Nesta dissertação, a chapa metálica foi utilizada como método de reforço de flexão. No entanto, as chapas podem ser utilizadas como reforço ao esforço transversal e na melhoria do confinamento do betão. Para além disso, existem outras técnicas de reforço disponíveis, por exemplo, utilizando fibras de carbono (FRP), ou betão armado no alargamento da secção ou no encamisamento do elemento estrutural, ou mesmo utilizando sistemas de pré-esforço externo. Comparar o desempenho dessas diferentes técnicas de reforço em termos de tensões, deformações e fendilhação contribuirá para um melhor conhecimento nesta área e para uma melhor aplicação destas técnicas em projetos de reabilitação estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Committee. (2013). ACI 562-13 - Code Requirements for Evaluation , Repair , and Rehabilitation of Concrete Buildings (No. 562M-13; Vol. 28). American Concrete Institute.
- Appleton, J. (2003). Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e tecnologias de intervenção (E. Orion (ed.); 1a Edição).
- Appleton, J., & Gomes, A. (1997). Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 41, 15–20.
- Cachim, P. (2020). Corrosão de armaduras no betão armado – causas, prevenção, reparação à luz da norma NP EN 1504. *Construção Magazine, Construção (Betão estrutural)*. <https://www.construcaomagazine.pt/noticias/corrosao-armaduras-betao-armado-causas-prevencao-reparacao/>
- Costa, A. (2012). Corrosão e Deterioração do Betão. In *Apontamentos da Cadeira de Reabilitação e Reforço de Estruturas*. Autor, A., Autor, A. (ano). *Título da Comunicação em itálico*. Designação da ata de congresso ou conferência (Editor A., ed.), Data de realização, Local de realização, páginas, Editora, Cidade de publicação.
- Costa, R. (2022). Reabilitação e Reforço de Vigas de Betão Armado com Chapas Metálicas [FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto]. In *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto*. <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/144338/2/585348.pdf>
- Cruz, M. (2016). Avaliação da Segurança de Estruturas Existentes e Estudo do Reforço de um Edifício de Betão Armado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/85723/2/150185.pdf>
- Hille, F., Rohrmann, R., & Rücker, W. (2005). Guideline for the assessment of existing structures. *Proceedings of the 5th International Conference on Bridge Management*, 227–234.
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (2006). NP EN 1504-1: Produtos e sistemas para protecção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 1: Definições. <https://doi.org/01.040.91;91.080.40>
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (2007). E 461-2007: Metodologias para prevenir reações químicas expansivas de origem interna (E 461; Documentação Normativa).
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (2009). NP EN 1990: 2009: Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. In *Instituto Português da Qualidade*.
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (2009). NP EN 1991-1-1: 2009: Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. In *Instituto Português da Qualidade*.
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (2010). NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projecto estruturas de betão. In *Design*.
- NCREP. (2020). Profundidade de Carbonatação. <https://ncrep.pt/servicos/ensaios/profundidade-de-carbonatacao/>
- Pinto, G. (2020). Estudo do Dano e da Substituição dos Tirantes numa Ponte Atirantada Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/128228/2/411025.pdf>

Seitl, S., Pokorný, P., Miarka, P., Klusák, J., Kala, Z., & Kunz, L. (2020). Comparison of fatigue crack propagation behaviour in two steel grades S235, S355 and a steel from old crane way. <https://doi.org/10.1051/mateconf/202031000034>

Sika. (2018). Sikadur®-30 - Ficha técnica. <https://prt.sika.com/content/dam/dms/pt01/b/sikadur - 30.pdf>

Sousa, A. (2008). Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado [FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto]. In Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/58292/1/000129827.pdf>

Varum, H., & Guedes, J. (2022). Intervention on reinforced concrete structures – part 1. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Vila Pouca, N., & Nunes, S. (2021). Secções Sujeitas à Flexão e ao Esforço Axial [Slides de Aula]. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto