Análise do comportamento de vigas de betão armado com dano induzido por deterioração

João Pedro dos Santos Duarte Silva

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores:

Professor Doutor António José da Silva Costa

Professor Doutor Jorge Manuel Vinagre Alfaiate

Júri

Presidente: Professor Doutor António Manuel Figueiredo Pinto da Costa

Orientador: Professor Doutor António José da Silva Costa

Vogal: Professor Doutor Augusto Martins Gomes

Outubro de 2018

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Agradecimentos

O trabalho que conclui mais de 5 anos de estudo nesta instituição não poderia ser alguma vez realizado sozinho. No decorrer daquela que considero a mais influente etapa da minha vida, não quero deixar de agradecer a determinadas pessoas.

Em primeiro lugar, aos meus orientadores: o professor António Costa e o professor Jorge Alfaiate pela imensa disponibilidade e pela partilha de conhecimento de valor inestimável para a realização deste trabalho. É louvável como, apesar de tantos anos neste ramo, a sua curiosidade académica os compele a procurar trabalhos de grande interesse didáctico. Gostaria igualmente de mencionar o professor Rui Graça e Costa pela ajuda dada em algumas situações no decorrer da utilização do programa.

Um agradecimento muito especial a toda a minha família, em particular, aos meus pais que durante toda a minha vida foram autênticos pilares e exemplos para mim. Se me considero uma pessoa bem- sucedida, devo esse sucesso à minha mãe e ao meu pai.

A todos os excelentes amigos feitos aqui no Instituto Superior Técnico e os que o precederam por todos os bons momentos, gargalhadas e, no fundo, a motivação que me deram todos os dias para superar esta etapa. Entre todas as amizades que tenho, há uma particularmente especial que é a minha namorada, que estando também ela a concluir o curso foi a minha grande companhia nos últimos meses. O encorajamento e a entreajuda constante foram essenciais.

Por fim, ao meu avô Aires que, após uma carreira de enorme sucesso no mundo de construção, não só me inspirou a enveredar por este caminho como também a querer ser melhor de dia para dia. É com grande tristeza minha que não tenha a oportunidade de testemunhar algo que ansiava ver desde que entrei em engenharia civil. Esta é para si, avô.

Resumo

O presente trabalho consiste na análise de uma viga concebida apenas para efeitos de simulação numérica. O principal objectivo da dissertação é a avaliação do comportamento de vigas de betão armado deterioradas por corrosão através de uma análise não linear. O programa utilizado baseia-se no método de elementos finitos.

A partir da revisão bibliográfica realizada adoptou-se um modelo de corrosão e de *bond-slip* para a construção do modelo de cálculo posteriormente sujeito a testes de avaliação da capacidade de carga em três fases distintas: numa primeira instância, a viga é sujeita a uma carga uniformemente distribuída até atingir um valor correspondente à carga de serviço (aproximadamente 60% da carga última); de seguida, o varão de aço é submetido a uma variação de temperatura consoante a localização do dano que se pretende impor de forma a simular o efeito da corrosão; por fim, aumenta-se o valor da carga uniformemente distribuída até o aço entrar em cedência.

Realizaram-se diferentes testes consoante o grau de corrosão e localização de dano. Os resultados apresentados neste trabalho são os diagramas carga-deslocamento de um nó localizado a meio-vão da viga e os diagramas de tensões de tracção verificadas no aço para cada fase de carregamento.

Palavras-chave: Betão armado; método de elementos finitos; corrosão; análise não linear; fissuração

Abstract

The following work consists on the analysis of a beam designed only for numerical simulation purposes. The main goal of the dissertation is the evaluation of the behavior of deteriorated reinforced concrete beams due to corrosion using a nonlinear analysis. The used program is based on the finite element method.

Based on the literature review, a corrosion and a bond-slip model were adopted for the construction of the model, which was subsequently subjected to load carrying capacity evaluation tests in three distinct stages: first of all, the beam is loaded under a uniformly distributed load until it reaches a value corresponding to the service load (approximately 60% of the ultimate load); then the steel reinforcement is subjected to a temperature variation depending on the location of the damage to be imposed in order to simulate the corrosion effect; finally, the value of the uniformly distributed load increases until yielding of the steel is reached.

Different tests were carried out according to the corrosion level and location of damage. The results presented in this work are: i) the load-displacement diagrams obtained at a specific node located at mid- span; and, ii) the tensile stress diagrams displayed by the steel reinforcement for each loading stage.

Key-words: Reinforced concrete; finite element method; corrosion; nonlinear analysis; cracking

Índice

Agradecimentos i
Resumo iii
Abstract v
Índice vii
Índice de figuras ix
Índice de tabelas xi
Índice de gráficos xiii
Simbologia xv
1- Introdução 1
1.1- Considerações gerais 1
1.2- Organização do documento 2
2- Considerações teóricas 3
2.1- Durabilidade de estruturas de betão 3
2.1.1- Processo de corrosão 3
2.1.2- Carbonatação 6
2.1.3- Ataque de cloretos 6
2.1.4- Factores de influência 7
2.1.5- Efeitos estruturais da corrosão 8
2.2- Mecânica da fractura 10
2.2.1- Abordagem da fenda discreta 11
2.2.2- Implementação numérica da abordagem de fenda discreta 12
2.2.3- Métodos não-iterativos 13
3- Estudo numérico 15
3.1- Programa utilizado 15
3.2- Relações constitutivas 15
3.2.1- Estado plano de tensão 17
3.2.2- Exemplo 17
3.3- Modelo de corrosão 20
3.4- Modelo *bond-slip* 22

3.4.1- Mecanismos de ligação 22
3.4.2- Influência do confinamento 23
3.4.3- Modelo *bond-slip* adoptado 23
4- Exemplo de referência 27
4.1- Descrição 27
4.2- Modelação da viga 28
4.2.1- Simplificação por simetria 28
4.2.2- Malha de elementos finitos 28
4.2.3- Propriedades dos materiais 29
4.2.4- Carregamento 30
4.2.5- Relação *bond-slip* 32
4.3- Parâmetros de avaliação 33
4.4- Comandos 34
5- Análise e discussão dos resultados 37
5.1- Objectivos da análise 37
5.2- Diagramas carga-deslocamento 37
5.3- Tensões de tracção na armadura 39
5.3.1- Corrosão da viga toda (teste #2) 40
5.3.2- Corrosão na zona de meio-vão (teste #3) 41
5.3.3- Comparação das tensões de tracção com e sem confinamento 44
6- Conclusão 49
6.1- Considerações finais 49
6.2- Recomendações para trabalhos futuros 50
Referências bibliográficas 51
Anexos 55
A. Tensões de tracção 57
B. Deformadas 62

Índice de figuras

Figura 2.1- Película passiva de protecção de armaduras [2] 4
Figura 2.2- Intervenientes do processo de corrosão [2] 4
Figura 2.3- Despassivação das armaduras [2] 5
Figura 2.4- Zona de rebentação vs zona de maré [4] 7
Figura 2.5- Redução da resistência à flexão (adaptado de [7]) 9
Figura 2.6- Redução da secção das armaduras [2] 10
Figura 2.7- Redução da altura útil [2] 10
Figura 3.1- Elemento do meio contínuo 18
Figura 3.2- Forças equivalentes nodais 19
Figura 3.3- Modelo de corrosão (adaptado de [25]) 21
Figura 4.1- Exemplo de referência 27
Figura 4.2- Simplificação por simetria 28
Figura 4.3- Modelo de elementos finitos 29
Figura 5.1- Deformada amplificada no fim do primeiro carregamento (testes #2-5) 40
Figura 5.2- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #2) 40
Figura 5.3- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #3) 42
Figura 5.4- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #4) 43
Figura 5.5- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #3) 44
Figura B.1- Deformada amplificada (teste #1) 62
Figura B.2- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #2) 62
Figura B.3- Ampliação da Figura B.2 (teste #2) 62
Figura B.4- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #4) 63
Figura B.5- Ampliação da Figura B.4 (teste #4) 63
Figura B.6- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #5) 63
Figura B.7- Ampliação da Figura B.6 (teste #5) 64
Figura B.8- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #5) 64
Figura B.9- Ampliação da Figura B.8 (teste #5) 64
Figura B.10- Deformada amplificada (teste #6) 65
Figura B.11- Deformada amplificada no fim do primeiro carregamento (testes #7-10) 65
Figura B.12- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #7) 65
Figura B.13- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #7) 66
Figura B.14- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #8) 66
Figura B.15- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #8) 66
Figura B.16- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #9) 67
Figura B.17- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #9) 67
Figura B.18- Ampliação da Figura B.17 (teste #9) 67
Figura B.19- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #10) 68
Figura B.20- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #10) 68

Índice de tabelas

Tabela 3.1- Tensões e extensões principais (cargas pontuais) 18
Tabela 3.2- Tensões e extensões principais (variação de temperatura) 20
Tabela 3.3- Parâmetros de Jiang et al. [30] 24
Tabela 3.4- Parâmetros calculados em função do nível de corrosão (com confinamento) 24
Tabela 3.5- Parâmetros calculados em função do nível de corrosão (sem confinamento) 25
Tabela 4.1- Propriedades dos materiais 29
Tabela 4.2- Divisão do carregamento em três etapas distintas 30
Tabela 4.3- Variações de temperatura correspondentes aos diferentes níveis de corrosão 31
Tabela 4.4- Parâmetros utilizados neste trabalho 32
Tabela 4.5- Parâmetros calculados em função do nível de corrosão nulo e de 10 e 20% (com confinamento) 32
Tabela 4.6- Parâmetros calculados em função do nível de corrosão nulo e de 10 e 20% (sem confinamento) 32
Tabela 4.7- Testes a realizar 34

Índice de gráficos

Gráfico 3.1- Bond-slip com confinamento 25
Gráfico 3.2- Bond-slip sem confinamento 25
Gráfico 4.1- Modelo bond-slip com confinamento 33
Gráfico 4.2- Modelo bond-slip sem confinamento 33
Gráfico 5.1- Diagrama carga-deslocamento do teste #1 (com confinamento; sem danos) 38
Gráfico 5.2- Tensões de tracção para p=35,4 kN/m no aço estrutural do teste #1 (com confinamento; sem danos) 38
Gráfico 5.3- Análise comparativa dos diagramas CDY dos testes com confinamento 39
Gráfico 5.4- Tensões de tracção antes e após corrosão do teste #2 41
Gráfico 5.5- Tensões de tracção antes e após corrosão do teste #3 42
Gráfico 5.6- Comparação das tensões de tracção no fim do segundo carregamento dos testes #3 e 4 43
Gráfico 5.7- Comparação das tensões de tracção da viga sem danos (teste #1) com a viga danificada (teste #3) para p=34 kN/m 44
Gráfico 5.8- Comparação das tensões de tracção no fim do segundo carregamento dos testes #4 e 9 45
Gráfico 5.9- Troços lineares representativos da relação bond-slip para η=10% (com e sem confinamento) 45
Gráfico 5.10- Comparação das tensões de tracção no terceiro carregamento dos testes #4 e 9 (p=28,4 kN/m) 46
Gráfico 5.11- Comparação das tensões de tracção no fim do segundo carregamento dos testes #5 e 10 46
Gráfico 5.12- Comparação das tensões de tracção no terceiro carregamento dos testes #5 e 10 (p=20 kN/m) 47
Gráfico A.1- Tensões de tracção (teste #2) 57
Gráfico A.2- Tensões de tracção (teste #3) 57
Gráfico A.3- Tensões de tracção (teste #4) 58
Gráfico A.4- Tensões de tracção (teste #5) 58
Gráfico A.5- Tensões de tracção do teste #6 para p=35 kN/m 59
Gráfico A.6- Tensões de tracção (teste #7) 59
Gráfico A.7- Tensões de tracção (teste #8) 60
Gráfico A.8- Tensões de tracção (teste #9) 60
Gráfico A.9- Tensões de tracção (teste #10) 61

Simbologia

Letras minúsculas latinas

a	Aumento livre do raio
a/c	Relação água-cimento
b	Largura da secção transversal de betão
c	Distância entre a face inferior do betão e o eixo do varão longitudinal (recobrimento mínimo)
cm	Centímetro (unidade de medida)
d	Altura útil da secção transversal de betão
d’	Altura útil reduzida da secção transversal de betão
d_b	Diâmetro dos varões longitudinais
e^-	Electrão
f_c	Resistência à compressão do betão
f_{cd}	Resistência de cálculo do betão à compressão
f_{cm}	Resistência média à compressão
f_t	Resistência à tracção
f_{yd}	Resistência de cálculo do aço à tracção
h	Altura da secção transversal de betão
kN	Kilonewton (unidade de força)
l	Comprimento de dano
l_{ch}	Comprimento característico
m	Metro (unidade de medida)
mm	Milímetro (unidade de medida)
n	Número de varões longitudinais confinados
p	Carga distribuída aplicada na viga sob análise
p_{Rd}	Carga resistente máxima
p_{ser}	Carga de serviço

r	Raio do varão
r_f	Raio do varão considerando o aumento provocado pelos produtos de corrosão
rec	Recobrimento
s	Escorregamento relativo
u_x	Deslocamento segundo x (horizontal)
u_y	Deslocamento segundo y (vertical)
v	Aumento de volume devido à formação dos produtos de corrosão
w	Abertura de fenda
w_1	Abertura de fenda fictícia
x	Penetração da corrosão
x	Abcissa (coordenada)
y	Cota (coordenada)

Letras maiúsculas latinas

A_s, A_o	Área da secção da armadura sã
A_s', A	Área da secção da armadura após remoção dos produtos de corrosão
A_{st}	Área dos estribos
B	Coeficiente de controlo do amolecimento da curva (ramo descendente)
$CaCO_3$	Carbonato de cálcio
$Ca(OH)_2$	Hidróxido de cálcio
Cl^-	Iões cloreto
CO_2	Dióxido de carbono
D	Coeficiente de controlo do ramo ascendente da curva
E	Módulo de elasticidade
Fe	Ferro
Fe_2O_3	Óxido de ferro-III
$Fe(OH)_2$	Hidróxido de ferro
G_F	Energia de fractura

H_2O	Água
K_{co}	Parâmetro adimensional de efeito de confinamento conferido pelo betão de recobrimento
K_{st}	Parâmetro adimensional de efeito de confinamento conferido pelos estribos
KOH	Hidróxido de potássio
MPa	Megapascal (unidade de pressão)
M_{Rd}	Momento de cálculo resistente máximo
N	Newton (unidade de força)
Na(OH)	Hidróxido de sódio
O_2	Oxigénio molecular
OH^-	Hidróxido
P	Força nodal aplicada no nó de controlo
S_{st}	Espaçamento dos estribos

Alfabeto grego

α	Coeficiente de dilatação térmica
ΔF_y^{eq}	Variação de força equivalente nodal segundo y na 2ª fase de carregamento
ΔT	Variação de temperatura
ε	Deformação
ε_c	Extensão de pico à compressão
ε_{ii}	Extensão principal segundo i
ε_t	Extensão de pico à tracção
ϕ, ϕ_L	Diâmetro dos varões longitudinais
ϕ_{EST}	Diâmetro dos estribos
η	Grau de corrosão
μ	Momento flector reduzido
μm	Micrómetro (unidade de medida)
ν	Coeficiente de Poisson

π	Proporção numérica definida pela relação entre o perímetro da uma circunferência e o seu diâmetro
σ	Tensão
σ_{ced}	Tensão característica de cedência
σ_{ii}	Tensão principal segundo i
σ_{m}	Tensão média de cedência
σ_{t}	Tensão de tracção na armadura
τ	Tensão de corte interfacial aço-betão
τ_{max}	Tensão máxima de corte interfacial aço-betão
τ_{η}	Tensão de corte interfacial em função do grau de corrosão e do escorregamento relativo
ω	Percentagem mecânica de armadura

Acrónimos & Siglas

CDY	Carga-deslocamento segundo a direcção y
DSDA	*Discrete Strong Discontinuity Approach*
ELU	Estado Limite Último
GSDA	*Generalised Strong Discontinuity Approach*
MEF	Método de Elementos Finitos
NIEM	*Non-Iterative Energy based Method*
SLA	*Sequentially Linear Approach*
TEMPY	Variação de temperatura que limita as extensões exclusivamente à direcção y (vertical)

Estrangeirismos

Bond	Interacção entre o aço e o betão circundante
Bond-slip	Relação entre a tensão pura de corte transmitida entre o aço e o betão e o escorregamento verificado na interface entre estes dois materiais
Interlocking	Interacção mecânica verificada nos varões de aço nervurados
Output	Referente aos ficheiros de saída

Softnening	Amolecimento

1- Introdução

1.1- Considerações gerais

Actualmente a reabilitação de estruturas existentes representa uma das principais actividades no ramo de engenharia civil. Isto deve-se em parte à existência de inúmeras estruturas que apresentam deterioração precoce, surgindo problemas numa idade muito inferior ao período de vida para o qual são dimensionadas.

Uma das principais causas desta deterioração do betão estrutural é a corrosão: as reacções resultantes deste processo electroquímico dão origem a produtos de corrosão com um elevado aumento de volume associado à formação destes que poderá resultar em fendilhação e delaminação do betão de recobrimento. Consequentemente, a corrosão tem efeitos altamente nefastos na capacidade de carga de diferentes elementos estruturais, afectando não só o betão como a própria armadura deste.

No domínio da área de reabilitação, as intervenções de reforço têm vindo a ganhar considerável preponderância. Uma vez que uma operação deste género requer o estudo prévio da capacidade de carga resistente dos elementos estruturais deteriorados, é importante realizar *a priori* análises que permitam esta avaliação. O progresso verificado no campo da mecânica da fractura e no método de elementos finitos permitem análises cada vez mais precisas, nomeadamente em casos de avaliação da evolução da fissuração.

De facto, uma análise elástica linear não permite avaliar correctamente os efeitos dos danos no comportamento de uma viga sujeita a corrosão, uma vez que estes envolvem não linearidades importantes (fendilhação, esmagamento à compressão, escorregamento da ligação aço-betão, comportamento plástico do aço estrutural). Para a simulação da formação e propagação das fendas induzidas pela corrosão, adopta-se uma análise não linear no âmbito da mecânica da fractura, nomeadamente uma abordagem de fenda discreta.

1.2- Organização do documento

O trabalho realizado encontra-se dividido em 6 capítulos.

O presente capítulo expõe as principais razões que conduziram à realização deste trabalho, assim como a apresentação de cada capítulo.

Em segundo lugar, os conceitos teóricos referidos no capítulo anterior são desenvolvidos através de um estudo bibliográfico, que se encontra subdividido em duas partes: a primeira refere-se à durabilidade de estruturas de betão, com principal incidência no fenómeno da corrosão e os seus principais efeitos neste tipo de estruturas; uma introdução aos principais conceitos de mecânica da fractura é realizada no segundo subcapítulo.

De seguida a metodologia por detrás da análise realizada, com a apresentação do programa utilizado e ainda os modelos de corrosão e de *bond-slip* adoptados para a correcta modelação do problema.

No quarto capítulo, é introduzido o caso de estudo, especificando os principais aspectos da modelação do mesmo assim como os principais parâmetros de avaliação a analisar no capítulo seguinte.

A análise e discussão de resultados constitui o quinto capítulo, com a exposição dos principais resultados. Estes encontram-se subdivididos em duas partes: diagramas carga-deslocamento e diagramas de tensão de tracção na armadura.

Por fim, o último capítulo sumariza o trabalho realizado, realçando as principais conclusões a retirar dos resultados obtidos. É ainda feita uma recomendação para trabalhos futuros com base nesta dissertação.

Nota: Por opção do autor, o presente trabalho está redigido ao abrigo do antigo acordo ortográfico.

2- Considerações teóricas

2.1- Durabilidade de estruturas de betão

A durabilidade é a aptidão de uma estrutura desempenhar o conjunto de requisitos funcionais durante o período de vida para o qual essa estrutura foi projectada, não considerando encargos adicionais afectos a quaisquer operações de manutenção e reparação imprevistas [1]. Como tal, o objectivo principal na área da durabilidade é controlar a deterioração a um nível mínimo durante o período de vida útil de uma estrutura.

Assim sendo, os objectivos de durabilidade são definidos em função do período de vida previsto para a estrutura, a sua importância e os custos de investimentos associados à mesma. As estruturas mais correntes são dimensionadas com um período de vida de 50 anos, inserindo-se na categoria S4 da EN 1992-1-1.

As estruturas devem ser concebidas tomando em consideração o ambiente em que se encontram inseridas, uma vez que a interacção entre este e os materiais constituintes da estrutura vai determinar a durabilidade desta [2].

Nas estruturas, em geral, as vigas e as lajes são os elementos estruturais mais afectados pela corrosão [3], fenómeno esse que é a principal causa de deterioração de betão estrutural, resultando em grandes custos financeiros aplicados na reparação de estruturas deterioradas [4].

Nesta secção, irá-se descrever de forma sucinta o processo de corrosão em estruturas de betão, assim como os diferentes mecanismos de corrosão (carbonatação e ataque de cloretos), os factores de influência e os efeitos estruturais da corrosão em diferentes elementos estruturais.

2.1.1- Processo de corrosão

O mecanismo de corrosão é um processo electroquímico, envolvendo reacções químicas e correntes eléctricas.

Considere-se como exemplo de referência uma estrutura de betão armado. Inicialmente, as armaduras encontram-se em estado passivo devido à elevada alcalinidade do betão não contaminado, que se deve principalmente a elementos como o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$), de sódio ($NaOH$) e de potássio (KOH), cujo pH varia entre 12,5 e 13,5 [2].

A passivação das armaduras consiste numa barreira de protecção constituída por óxido de ferro, designada por película passiva que impede a corrosão das armaduras, ilustrada na Figura 2.1.

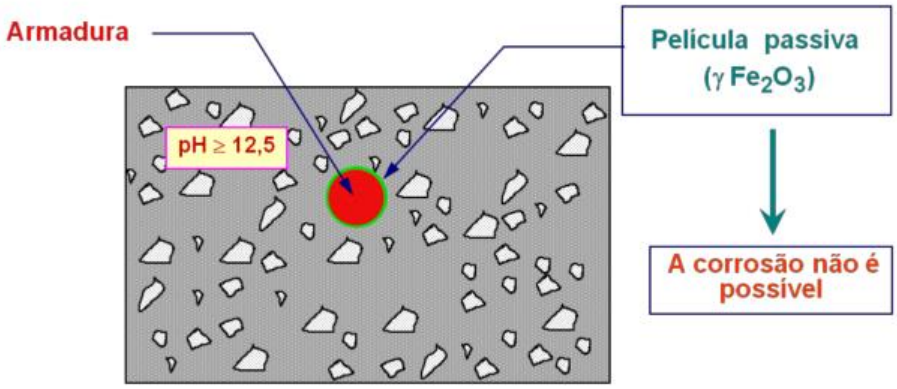

Figura 2.1- Película passiva de protecção de armaduras [2]

Quando ocorre a despassivação da armadura, o mecanismo de corrosão inicia-se. Este processo tem 4 intervenientes (Figura 2.2) que terão a sua respectiva função no desenvolvimento deste mecanismo [2]. Os intervenientes são o ânodo (zona de armadura despassivada), o cátodo (zona de armadura com acesso ao oxigénio), o condutor eléctrico (armadura) e o electrólito (betão). É necessário um conjunto de condições que ocorram de forma simultânea para que o mecanismo se desenvolva:

- na zona anódica, as armaduras devem estar despassivadas, isto é, a película passiva deve estar destruída;
- na zona catódica, deve existir disponibilidade de oxigénio;
- o ânodo e o cátodo devem estar ligados, quer electricamente (através da armadura), quer electrolicamente (através do betão).

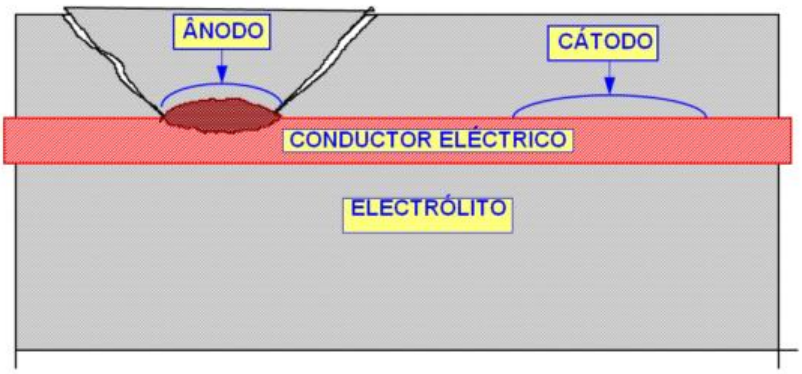

Figura 2.2- Intervenientes do processo de corrosão [2]

Caso uma destas três condições não se verifique, o mecanismo de corrosão não se desenvolverá. Tem-se como exemplo elementos submersos onde não existindo disponibilidade de oxigénio, a reacção catódica está restringida. As principais causas da despassivação de armaduras (Figura 2.3) serão melhor descritas nos subcapítulos seguintes.

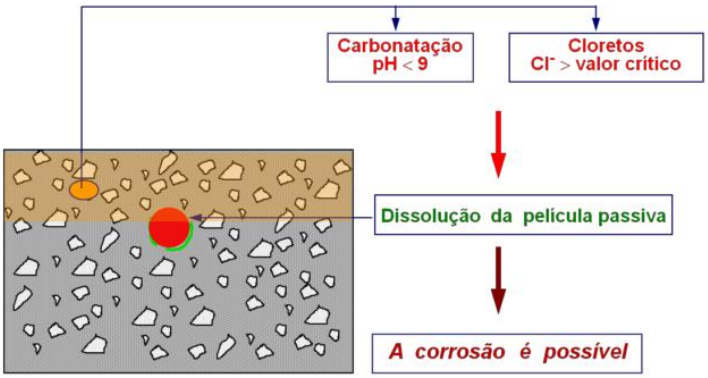

Figura 2.3- Despassivação das armaduras [2]

Quando a armadura se encontra despassivada, vai ocorrer a dissolução do aço no ânodo. Na zona catódica, ocorre a redução do oxigénio. Os produtos das duas reacções químicas vão reagir, originando a formação de hidróxido de ferro ($Fe(OH)_2$). As reacções químicas estão abaixo representadas pelas equações (2.1) a (2.3).

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^- \quad (2.1)$$

$$\frac{1}{2}O_2 + H_2O + 2e^- \rightarrow 2OH^- \quad (2.2)$$

$$Fe^{2+} + 2OH^- \rightarrow Fe(OH)_2 \quad (2.3)$$

Ainda na zona anódica, ocorrem também as reacções anódicas secundárias (equações (2.4) a (2.7)) que são responsáveis pelos produtos de corrosão com elevado aumento de volume. Este aumento de volume gera tensões de tracção muito elevadas, tendo como principais consequências a fendilhação e delaminação do betão de recobrimento.

$$Fe + 3H_2O \rightarrow Fe(OH)_3 + 3H^+ + 3e^- \quad (2.4)$$

$$3Fe + 4H_2O \rightarrow Fe_3O_4 + 8H^+ + 8e^- \quad (2.5)$$

$$Fe + 2H_2O \rightarrow FeO(OH^-) + 3H^+ + 3e^- \quad (2.6)$$

$$FeO(OH^-) + O_2 \rightarrow Fe_3O_4 \; ou \; Fe(OH)_2 \quad (2.7)$$

Um dos principais produtos de corrosão é o óxido de ferro III (Fe_2O_3), visível através da ferrugem resultante de todo este processo.

Existe a possibilidade de se desenvolver corrosão verde/negra [4], em zonas onde o conteúdo de água é elevado e por consequência existe limite do acesso de oxigénio à zona anódica. Nestes casos, os produtos de corrosão não aumentam o volume, infiltrando-se na estrutura porosa do betão sem causar delaminação ou fendilhação. Pode representar uma situação muito grave, uma vez que causa grandes perdas de secção de armadura sem indicadores visíveis de deterioração.

2.1.2- Carbonatação

Quando o pH do meio envolvente da armadura desce para valores inferiores a 10-11, a película passiva pode ser destruída, resultando na despassivação das armaduras. Esta descida do pH deve-se à carbonatação, isto é, a penetração de dióxido de carbono (CO_2) que consome o $Ca(OH)_2$, principal responsável pela elevada alcalinidade do meio, através da seguinte reacção química:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \quad (2.8)$$

Este mecanismo caracteriza-se pela formação de micro-células de corrosão, resultando na corrosão geral das armaduras. Esta corrosão uniforme tem como principal consequência para a capacidade resistente do elemento a perda de aderência (ligação aço-betão), não deixando de existir igualmente perda da secção das armaduras e delaminação do betão de recobrimento [1].

2.1.3- Ataque de cloretos

A destruição da película passiva pode também dever-se à contaminação do betão com iões cloreto (Cl^-), isto é, quando o teor de cloretos ultrapassa o teor crítico, a película passiva é destruída pelo ataque dos cloretos, despassivando a armadura.

Este tipo de iões são abundantes na água do mar, sendo uma das principais causas de corrosão em estruturas marítimas, afectando especialmente elementos sujeitos a ciclos de molhagem e secagem.

Resulta numa deterioração mais rápida que a causada por carbonatação, tratando-se de uma corrosão localizada, caracterizada pela formação de macro-células de corrosão. A corrosão localizada ocorre nas células de corrosão caracterizadas por áreas catódicas significativamente superiores às áreas anódicas, o que implica um desenvolvimento de grandes densidades de corrente no ânodo de forma a igualar a corrente anódica à catódica e, consequentemente, verifica-se uma dissolução significativa no aço, traduzida pela elevada perda de secção de armadura.

Existem três principais mecanismos de transporte dos cloretos [4]:

- permeação;
- absorção por capilaridade;
- difusão.

Os dois primeiros mecanismos são processos rápidos, ao contrário da difusão que se desenvolve lentamente. Como já foi referido, os elementos mais afectados por este tipo de corrosão são aqueles sujeitos a ciclos de molhagem e secagem. Caso o betão apresente qualidade deficiente, a sua elevada porosidade faz com que o mecanismo de absorção por capilaridade seja dominante. Após os primeiros ciclos, a armadura é despassivada e a elevada concentração de cloretos (provenientes da água do mar) aliada à baixa resistividade do betão e à disponibilidade de oxigénio conduz a uma elevada velocidade de corrosão, causando destacamento do betão de recobrimento. No caso de um elemento sujeito a ciclos de molhagem frequentes, o betão poderá estar parcialmente saturado e o mecanismo predominante nesta situação é a difusão dos iões cloreto através da estrutura porosa do betão.

2.1.4- Factores de influência

De acordo com Song *et al.* [3], existem 5 principais factores de influência especificamente em estruturas de betão marítimas: efeitos ambientais, qualidade de construção, espessura de recobrimento, propriedades do betão e tipo de estrutura. Nesta secção, serão avaliados os quatro primeiros factores e qual o seu impacto na deterioração deste tipo de estruturas.

2.1.4.1- Efeitos ambientais

Como já foi referido, o ambiente em que se insere uma estrutura é um factor preponderante na durabilidade dessa mesma estrutura. O caso particular de ambiente marítimo é altamente nefasto e pode contribuir activamente para a deterioração de uma estrutura de betão.

Neste tipo de estruturas, os elementos estruturais poderão ter localizações distintas, cada uma delas com consequências diferentes:

- zona de rebentação;
- zona de exposição à atmosfera marítima;
- zona imersa;
- zona de maré.

Na explicação do mecanismo de corrosão por contaminação de cloretos, foi indicado que as zonas mais afectadas pelo ataque deste tipo de iões são as zonas sujeitas a ciclos de molhagem e secagem. Conclui-se então que a zona de rebentação, localizada acima da maré alta, é a mais propensa a efeitos da corrosão devido aos efeitos combinados do oxigénio, sal e água. A zona de exposição à atmosfera marítima, caracterizada pelo contacto com os cloretos presentes no ar (classe XS1) é menos crítica que a primeira mencionada. As outras duas zonas têm baixo risco de corrosão, devido à dificuldade da difusão do oxigénio em betão saturado. Na Figura 2.4, é possível observar a diferença da deterioração entre a zona de rebentação e a zona de maré.

Figura 2.4- Zona de rebentação vs zona de maré [4]

2.1.4.2- Qualidade de construção

É particularmente importante a boa qualidade da construção em ambientes tão agressivos como o marítimo. Uma das causas de mau desempenho das estruturas ao nível da durabilidade pode-se

traduzir no fraco desempenho da mão-de-obra, nomeadamente em tarefas como a colocação e compactação do betão, a execução de juntas de betonagem e a colocação da armadura de modo a garantir o recobrimento necessário.

2.1.4.3- Espessura do recobrimento

O recobrimento adequado pode prevenir a corrosão, impedindo que substâncias agressivas (como os iões Cl^-) atinjam a superfície da armadura. Um maior recobrimento implica uma maior protecção das armaduras e, caso estas sejam despassivadas, uma menor velocidade de corrosão. O Eurocódigo 2 tem valores tabelados para definição de recobrimento mínimo para assegurar a durabilidade pretendida, em função da classe estrutural e da classe de exposição [1].

2.1.4.4- Propriedades do betão

Como foi referido em 2.1.4.2, a compactação é uma tarefa que poderá condicionar a qualidade do betão. A densidade deste material depende de vários factores, nomeadamente a relação água-cimento (a/c), a quantidade de cimento, a dimensão dos agregados e a possibilidade de utilização de adjuvantes: a relação a/c controla a dimensão e continuidade da estrutura porosa do betão [2] e quanto maior a relação a/c, maior será a taxa de perda de secção; contrariamente, a quantidade de cimento pode melhorar a resistência à corrosão, uma vez que para uma determinada relação a/c, maior quantidade de cimento implica menores taxas de corrosão; relativamente aos agregados, quanto maior a dimensão destes na mistura, maiores serão as taxas avaliadas anteriormente e consequentemente, maior o risco de corrosão; por fim, a utilização de adjuvantes como agentes redutores de água permitem melhorar a densidade do betão.

2.1.5- Efeitos estruturais da corrosão

A corrosão tem efeitos significativamente nocivos na capacidade de carga de diferentes elementos estruturais, afectando não só o aço como o betão. Como referido anteriormente, os produtos gerados pelo processo de corrosão resultam num aumento do volume de aço (pode-se expandir entre 2 a 6 vezes relativamente ao volume original [5] [6]) que gera tensões de tracção no betão circundante, tendo como principais consequências a fendilhação e delaminação do mesmo. Outros efeitos resultantes da corrosão são a redução de secção do aço e do betão, assim como uma diminuição de ductilidade do aço e do nível de confinamento conferido pelo betão ao aço [2] [7] [8]. A diminuição de ductilidade é traduzida por um decréscimo significativo da extensão última (pode atingir uma variação de 99% [8]) e pela abolição do patamar de cedência verificado em qualquer gráfico tensão-deformação de um aço são, o que resulta numa alteração do comportamento da estrutura de dúctil para frágil.

Independentemente do mecanismo de transporte dos agentes responsáveis pelo processo de corrosão, este resulta numa redução da aderência aço-betão, que aliado aos efeitos explicitados no parágrafo anterior, diminui a resistência do elemento estrutural.

Segue-se uma breve descrição das principais alterações no comportamento estrutural de elementos como vigas, pilares e lajes.

2.1.5.1- Vigas

Nas vigas, a corrosão pode afectar o comportamento estrutural do elemento através da diminuição da capacidade resistente à flexão e ao esforço transverso, devido a factores resultantes do processo de corrosão como a redução da secção da armadura e do estreitamento da secção, traduzido pela redução da largura da alma da secção. Na Figura 2.5, está representado um modelo que representa a secção transversal de uma viga sujeita a corrosão com diferentes consequências desse fenómeno [7]: destacamento e delaminação do betão de recobrimento, perda de secção dos varões longitudinais e degradação da ligação aço-betão.

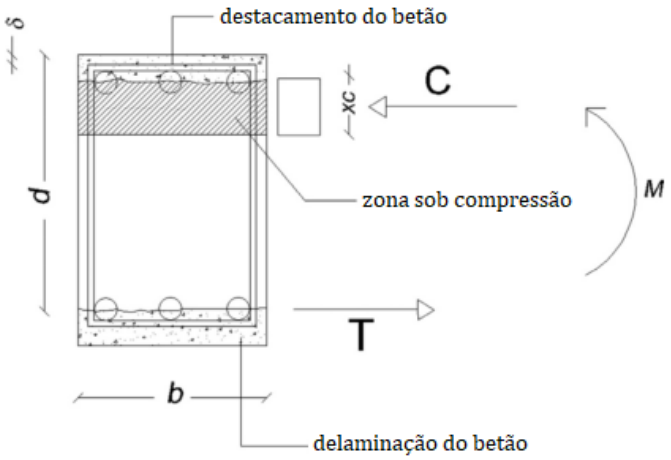

Figura 2.5- Redução da resistência à flexão (adaptado de [7])

Outra das consequências da corrosão que influencia o comportamento estrutural deste tipo de elemento é a fendilhação. As tensões introduzidas no betão circundante devido às reacções expansivas verificadas no aço, assim como a redução da aderência aço-betão, causam um aumento da abertura de fendas. A propagação da fendilhação está associado a um aumento de curvatura e ambos resultam no aumento das deformações verificadas na viga.

2.1.5.2- Pilares

Nos pilares verifica-se uma redução da resistência e da ductilidade [2]. No primeiro caso, a redução da secção da armadura e das cintas resulta numa redução da resistência das armaduras comprimidas e da resistência ao esforço transverso. A delaminação do betão verificada neste processo causa a redução da área de betão e o aumento de excentricidades devido à assimetria da delaminação, que por sua vez resulta num aumento dos esforços actuantes no pilar.

A redução da secção das cintas também resulta na redução de ductilidade do pilar, uma vez que implica uma diminuição do confinamento do betão.

2.1.5.3- Lajes

À imagem do que acontece com as vigas, a corrosão afecta estruturalmente a resistência à flexão e ao esforço transverso das lajes [2].

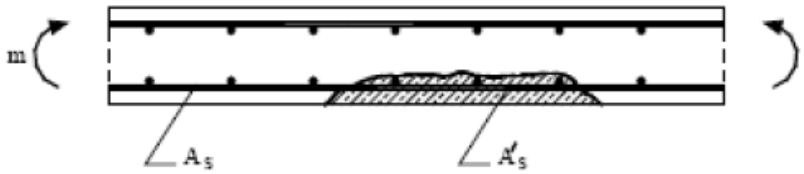

Figura 2.6- Redução da secção das armaduras [2]

Como é possível observar nas figuras 2.6 e 2.7, a redução da secção de armadura (A_s) é afectada essencialmente na zona tracionada e a redução da altura útil (d) na zona comprimida. A redução destes dois parâmetros culmina numa diminuição da capacidade resistente da laje à flexão.

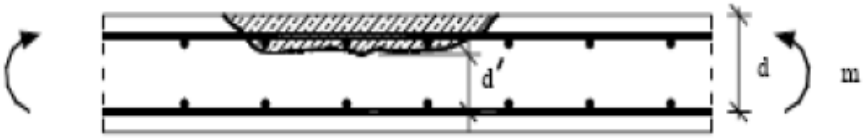

Figura 2.7- Redução da altura útil [2]

Relativamente ao esforço transverso, a redução da aderência e da amarração têm influência nos mecanismos resistentes relativos ao efeito de arco e de consola, resultando numa diminuição da resistência da laje ao esforço transverso.

2.2- Mecânica da fractura

Uma análise não linear no âmbito da mecânica da fractura permite analisar a propagação de fendas induzidas por corrosão e a sua influência no comportamento global de um elemento estrutural como a viga. Um dos principais objectivos deste trabalho consiste em analisar o risco de colapso devido ao desenvolvimento da fendilhação no material.

A mecânica da fractura é o estudo do comportamento dos materiais na proximidade de uma fenda [9]. É possível aplicar esta teoria a estruturas de betão, tendo em vista a avaliação da:

- propagação de fendas sob tracção, em modo-I de fractura;
- dependência da capacidade de carga resistente da estrutura em relação à sua dimensão (*size effect)*;
- aderência da ligação aço-betão e a sua dependência das fissuras causadas pelas nervuras das armaduras;
- desenvolvimento da fissuração por corte (modo-II de fractura).

Inicialmente, o tipo de análise realizada no âmbito da mecânica da fractura era elástica linear. No entanto, os métodos desenvolvidos por este tipo de análise não são aplicáveis em estruturas de betão [10], uma vez que este material não apresenta comportamento elástico linear, nem se trata de um material frágil. O estudo da fendilhação no betão deu origem a uma teoria diferente do que era considerado convencional: a mecânica da fractura não linear [9]. Os avanços verificados no campo da mecânica da fractura e no método de elementos finitos permitiu analisar com sucesso a evolução da fissuração [11] em estruturas de betão com sucesso [12].

A viga será analisada através de um programa não linear que utiliza o método de elementos finitos, recorrendo a dois tipos de elementos: elementos utilizados para a descrição do comportamento no meio contínuo e elementos de interface, utilizados para a descrição da fendilhação e da aderência aço-betão. O programa permite: modelar a fractura com base na abordagem de fenda discreta (*discrete crack approach*), utilizando elementos de interface ou fendas embebidas [13] [14] [15] [16], bem como métodos iterativos e não-iterativos [17] [18] [19] [20] [21].

Os aspectos referidos serão abordados nos subcapítulos seguintes (2.2.1 a 2.2.3).

2.2.1- Abordagem da fenda discreta

A abordagem da fenda discreta foi introduzida por Hillerborg *et al.* [11] em 1976. Anteriormente, os métodos utilizados apenas permitiam a análise da evolução da fendilhação e não da sua formação. Trata-se de um modelo desenvolvido para o betão, onde a zona danificada (microfissurada) se considera localizada numa fenda denominada fictícia, em que se verifica a transmissão de tensões entre as faces desta. Este modelo considera a formação da fenda no momento em que as tensões na extremidade da fenda atingem o valor da resistência do material à tracção, o que significa que permite analisar problemas em que não exista inicialmente fractura do material [9].

O modelo desenvolvido por Hillerborg permite avaliar a propagação de fendilhação e a carga máxima da estrutura de betão fendilhada [9].

A relação constitutiva uniaxial de tracção proposta neste modelo [10] é descrita por duas curvas:

1. curva tensão-deformação ($\sigma - \varepsilon$) para as zonas não fracturadas
2. curva tensão-abertura de fenda ($\sigma - w$) para as zonas fracturadas

A variação das tensões em função da abertura da fenda ($\sigma - w$) é descrita por uma lei de amolecimento (*softnening*), em que as tensões decrescem com o aumento da abertura de fenda. A partir de determinado valor da abertura da fenda fictícia (w_1) deixa de existir transmissão de tensões. No trabalho apresentado em [11] foi introduzida uma nova propriedade do material: a energia da fractura (G_F, equação (2.9)). Trata-se da quantidade de energia necessária para a formação de uma superfície de fissura com área unitária e é representada pela área entre a curva tensão-abertura de fenda e os eixos coordenados ($\sigma - w$).

$$G_F = \int_0^{w1} \sigma \, dw \tag{2.9}$$

A energia de fractura representa uma propriedade relevante para a resistência de estruturas de betão [10], podendo ser determinada através um teste uniaxial de tracção. Este ensaio exige elevada estabilidade, isto é, a deformação deve aumentar suavemente e sem saltos. Dada a considerável dificuldade na execução destes ensaios, Hillerborg apresentou em alternativa a realização de um teste de flexão de 3 pontos, medindo a quantidade de energia absorvida quando o espécime testado é dividido em duas partes. A energia de fractura é dada pela razão da energia total absorvida (representada pela área total debaixo da curva carga-deslocamento) e a área de superfície da fractura.

Actualmente, segundo o regulamento FIB Model Code 2010 [22] a energia de fractura G_F deve ser determinada experimentalmente com base em testes de flexão. No entanto e na ausência de dados experimentais, é utilizada a equação (2.10) para o valor de G_F em N/m, que conduz a uma boa aproximação com o trabalho apresentado em [12].

$$G_F = 73 \times f_{cm}^{0.18} \tag{2.10}$$

Em que f_{cm} é a resistência média à compressão em MPa.

Uma outra propriedade material que resulta da definição da energia de fractura é o comprimento característico (l_{ch}) que permite estabelecer a relação entre a energia de fractura (superficial) e a energia volumétrica disponível para fissuração. Na equação (2.11), E é o módulo de elasticidade do material e f_t é a resistência à tracção do material. O comprimento característico é uma medida de fragilidade do material, uma vez que quanto menor for l_{ch}, maior sensibilidade à propagação de fendilhação terá o respectivo material. Como referido em 2.2, existe uma dependência da capacidade de carga de determinada estrutura com as dimensões da mesma, fenómeno esse designado por efeito de dimensão (*size effect*) que pode ser descrito com base na relação entre a energia disponível e a energia dissipada [9]: a energia necessária à evolução da fissuração cresce com a superfície necessária à formação de novas fendas enquanto a energia disponível para a fissuração cresce com o volume da peça considerada.

$$l_{ch} = \frac{G_F \times E}{f_t^2} \tag{2.11}$$

De salientar que existe outra abordagem para o estudo da fissuração, onde a zona microfissurada se considera distribuída por um determinado comprimento ou largura de banda: abordagem da fenda distribuída [9]. Esta abordagem dá origem a problemas de dependência da malha que exigem um tratamento de regularização adequado, fora do âmbito deste trabalho.

2.2.2- Implementação numérica da abordagem de fenda discreta

A abordagem da fenda discreta aliada à mecânica da fractura não linear permite a simulação do comportamento de materiais quase-frágeis, como o betão. Tradicionalmente, o método dos elementos finitos (MEF) tem sido implementado com sucesso na simulação numérica da fractura do betão [13]: estas simulações numéricas de fenda fictícia foram realizadas com recurso ao MEF através da modelação de descontinuidades como elementos de interface de espessura nula. Nesta abordagem, as descontinuidades estão restringidas a evoluir ao longo das fronteiras entre elementos finitos ao longo dos quais são inseridos os elementos de interface [14].

Sempre que não é possível determinar a localização das fendas *a priori* poderá ser necessário recorrer a duas hipóteses [9]:

1. reestruturação sucessiva da malha, dando origem a um refinamento da mesma e consequente distorção dos elementos finitos na extremidade das fendas;
2. simulação do caminho de fenda sem recorrer a reestruturação da malha, projectando as propriedades da fissura sobre os elementos de interface, previamente localizados ao longo das fronteiras dos elementos

No entanto, estas alternativas apenas permitem obter caminhos de fissura aproximados além dos problemas inerentes (*e.g.*: custos computacionais) ao elevado número de elementos de interface e de graus de liberdade.

A possibilidade de embeber descontinuidades nos elementos finitos permitiu ultrapassar estas dificuldades [14], com significativa redução do número de graus de liberdade e sem necessidade de redefinição da malha [13]. A descontinuidade pode ser classificada como fraca (campo de deslocamentos contínuo) ou como forte (campo de deslocamentos descontínuo).

Na introdução da abordagem de fendas embebidas por Alfaiate *et al.* [16], esta nova implementação numérica considerou saltos de deslocamentos não homogéneos ao longo dos elementos, saltos esses que foram aproximados por graus de liberdade adicionais, obtidos em nós adicionais. Estes graus de liberdade são globais, permitindo saltos contínuos através das fronteiras do elemento dando lugar à alteração da matriz de rigidez.

Entre as abordagens de fissura embebida forte existem dois tipos: *Discrete Strong Discontinuity Approach* (DSDA) e *Generalised Strong Discontinuity Approach* (GSDA). Nesta secção apenas se refere o primeiro caso, realçando os pontos em comum desta abordagem desenvolvida em [14] com os aspectos referidos no parágrafo anterior. As principais características do DSDA são:

- saltos de deslocamentos não homogéneos em cada elemento;
- nós adicionais nas fronteiras dos elementos globais, isto é, partilhados por dois elementos numa fronteira comum;
- continuidade de saltos e tensões entre elementos automaticamente obtida;
- não se verifica *locking* nas tensões;
- saltos transmitidos através do movimento do corpo rígido;
- cinemática do meio contínuo com uma descontinuidade embebida estabelecida através da sua formulação variacional e a discretização necessária à aplicação do MEF [13].

2.2.3- Métodos não-iterativos

Os materiais quase-frágeis (como o betão e a alvenaria) exibem um comportamento com amolecimento (*softnening*), caracterizado pela diminuição de tensão com aumento da deformação, após atingir o ponto de pico de tensões num gráfico (σ-ε). A simulação numérica do comportamento de amolecimento deste tipo de material constitui um problema complexo devido à instabilidade numérica gerada pelo amolecimento, que poderá dar origem a uma matriz de rigidez tangente não positiva-definida.

Em particular no caso do betão armado, o comportamento exibe outras não linearidades para além da fissuração, que implicam um elevado número de iterações e passos neste tipo de análise, assim como um maior custo computacional e tempo investido associados. Essas não linearidades são [17]:

- esmagamento à compressão;
- escorregamento da ligação aço-betão;
- comportamento plástico do aço estrutural.

A utilização de procedimentos iterativos conduz habitualmente a grandes dificuldades numéricas. É o caso do método de Newton-Raphson que em alguns casos não é possível obter uma solução convergente. Neste âmbito, surge o *Sequentially Linear Approach* (SLA) inicialmente com uma abordagem de fendas distribuídas e depois adaptado para a *discrete crack approach*. Este método não requer procedimentos iterativos, ultrapassando estes problemas de convergência, e foi implementado na modelação de vigas de betão (armado e reforçado exteriormente) com sucesso [19] [20].

Graça-e-Costa [18] apresentou duas propostas de novos métodos não iterativos: *Automatic Method* e *Non-Iterative Energy based Method* (NIEM). Tratam-se de formulações mistas, que utilizam as abordagens incremental e total [21]. Os objectivos principais destes métodos são:

- resultados fiáveis de análises não lineares;
- ultrapassar as dificuldades de convergência presentes nos métodos iterativos;
- independência da malha;
- custo computacional reduzido;
- simulação do carregamento não proporcional.

Os métodos acima referidos fazem uso de uma abordagem mista incremental e total, em que na última se utiliza a matriz de rigidez secante, positiva-definida.

Neste trabalho optou-se por utilizar uma abordagem puramente incremental, fazendo uso de leis materiais multi-lineares. Em cada incremento de carga, o comportamento não linear do material deve- se exclusivamente a mudanças do estado de carregamento/descarregamento [17].

3- Estudo numérico

De forma a analisar uma viga deteriorada por corrosão é fundamental uma correcta modelação que aproxime o exemplo numérico a um caso real. Como tal, é importante adoptar métodos que definam diferentes comportamentos; neste caso, foi adoptado um modelo de corrosão que permita modelar a simulação do efeito de corrosão numa estrutura de betão armado assim como um modelo *bond-slip* que defina as relações constitutivas tensão tangencial-escorregamento para a interface aço-betão correspondente ao modo-II de fractura (fractura por corte).

Os modelos apresentados em 3.3 e 3.4 serão posteriormente adaptados para o exemplo de referência deste trabalho no capítulo 4-Exemplo de referência.

O presente capítulo revela então as principais metodologias adoptadas que estão por trás da análise realizada, assim como uma breve introdução ao programa utilizado e a apresentação das principais relações constitutivas em que assenta o programa.

3.1- Programa utilizado

O programa utilizado foi desenvolvido no Instituto Superior Técnico, na área científica de mecânica estrutural e estruturas [23] [24]. Trata-se de um programa não comercial, utilizado para fins de investigação, tendo sido utilizado em vários trabalhos realizados no âmbito da mecânica da fractura não linear.

Como mencionado em 2.2, o programa baseia-se no método de elementos finitos, recorrendo a dois tipos de elementos: elementos do meio contínuo e elementos de interface de espessura inicialmente nula. No primeiro tipo, tratam-se de elementos isoparamétricos bilineares de 4 nós, enquanto o segundo tipo refere-se a elementos de interface lineares de 4 nós.

Importa referir ainda que se utiliza a abordagem de fenda discreta (explicada em 2.2.1) para descrição de fendas prescritas, isto é, as fendas são modeladas *a priori*, de acordo com uma localização e caminhos pré-definidos.

3.2- Relações constitutivas

O programa em questão vai fornecer ao utilizador ficheiros de dados de *output* quer dos elementos do meio contínuo quer dos elementos de interface. Relativamente ao primeiro tipo de elemento, os principais dados que se pretende obter através deste tipo de análise são as tensões principais (σ_I e σ_{II}) e as extensões principais (ε_I e ε_{II}). O programa vai calcular os valores em cada elemento com base nas relações constitutivas tensão-deformação.

Considerando as direcções principais I e II como as direcções convencionais de um referencial (x, y, z), as deformações podem ser obtidas pela equação generalizada (3.1) em função das tensões.

$$\varepsilon_{ii} = \frac{1}{E} \times \sigma_{ii} - \frac{\nu}{E} \times (\sigma_{jj} + \sigma_{kk}) \tag{3.1}$$

Em que,

E- módulo de elasticidade

ν- coeficiente de Poisson

$i, j, k = x, y, z$

Como se pretende simular os efeitos da corrosão através de uma variação de temperatura positiva de forma a expandir determinado elemento, é necessário adicionar a parcela correspondente à extensão devido a variação de temperatura. A partir de (3.1) obtém-se as equações (3.2) a (3.4) .

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} \times \sigma_{xx} - \frac{\nu}{E} \times \left(\sigma_{yy} + \sigma_{zz}\right) + (\alpha \times \Delta T)_x \tag{3.2}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} \times \sigma_{yy} - \frac{\nu}{E} \times (\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) + (\alpha \times \Delta T)_y \tag{3.3}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} \times \sigma_{zz} - \frac{\nu}{E} \times \left(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}\right) + (\alpha \times \Delta T)_z \tag{3.4}$$

Em que,

α- coeficiente de dilatação térmica

ΔT- variação de temperatura

Invertendo as equações acima representadas de forma a obter as tensões em função das deformações, tem-se as equações (3.5) a (3.7):

$$\sigma_{xx} = E \times (\varepsilon_{xx} - (\alpha \times \Delta T)_x) + \nu \times (\sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \tag{3.5}$$

$$\sigma_{yy} = E \times \left(\varepsilon_{yy} - (\alpha \times \Delta T)_y\right) + \nu \times (\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) \tag{3.6}$$

$$\sigma_{zz} = E \times (\varepsilon_{zz} - (\alpha \times \Delta T)_z) + \nu \times (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \tag{3.7}$$

Posteriormente no exemplo de referência vai-se impor esta variação de temperatura nos nós de periferia do aço ($y = 25\ mm$ e $y = 35\ mm$) com o objectivo de abrir a fenda longitudinal (em $y = 30\ mm$), pelo que se formulou a variação de temperatura *TEMPY* que consiste na limitação das extensões verificadas nesses elementos exclusivamente segundo a direcção y, isto é, perpendicular à direcção longitudinal do varão. Pode-se então assumir:

$$(\Delta T)_x = (\Delta T)_z = 0 \tag{3.8}$$

$$(\Delta T)_y = \Delta T \tag{3.9}$$

Substituindo então nas equações (3.2) a (3.4), tem-se:

$$\varepsilon_{xx} = \tfrac{1}{E} \times \sigma_{xx} - \tfrac{\nu}{E} \times \left(\sigma_{yy} + \sigma_{zz}\right) \tag{3.10}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} \times \sigma_{yy} - \frac{\nu}{E} \times (\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) + \alpha \times \Delta T \tag{3.11}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} \times \sigma_{zz} - \frac{\nu}{E} \times \left(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}\right) \tag{3.12}$$

E, consequentemente:

$$\sigma_{xx} = E \times \varepsilon_{xx} + \nu \times (\sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \tag{3.13}$$

$$\sigma_{yy} = E \times \left(\varepsilon_{yy} - \alpha \times \Delta T\right) + \nu \times (\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) \tag{3.14}$$

$$\sigma_{zz} = E \times \varepsilon_{zz} + \nu \times (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \tag{3.15}$$

3.2.1- Estado plano de tensão

O programa vai analisar cada elemento considerando um estado plano de tensão, implicando que $\sigma_{zz} = 0$, pelo que se tem a partir das equações (3.13) e (3.14):

$$\sigma_{xx} = E \times \varepsilon_{xx} + \nu \times \sigma_{yy} \tag{3.16}$$

$$\sigma_{yy} = E \times \left(\varepsilon_{yy} - \alpha \times \Delta T\right) + \nu \times \sigma_{xx} \tag{3.17}$$

Resolvendo o sistema de equações em ordem a σ_{xx}, tem-se:

$$\sigma_{xx} = \frac{E}{1-\nu^2} \times (\varepsilon_{xx} + \nu \times \left(\varepsilon_{yy} - \alpha \times \Delta T\right)) \tag{3.18}$$

Analogamente para se obter a expressão de σ_{yy}:

$$\sigma_{yy} = \frac{E}{1-\nu^2} \times (\left(\varepsilon_{yy} - \alpha \times \Delta T\right) + \nu \times \varepsilon_{xx}) \tag{3.19}$$

Sendo então que se pode assumir:

$$\varepsilon_{yy}^{eq} = \varepsilon_{yy} - \alpha \times \Delta T \tag{3.20}$$

3.2.2- Exemplo

Considere-se o seguinte exemplo representado na Figura 3.1. Trata-se de um elemento quadrado do meio contínuo de 4 nós de lado igual a 1 mm e espessura 100 mm com as seguintes características:

$E = 32000\ MPa$[1]

$\nu = 0{,}2$

$\alpha = 10^{-5}\ ^{\circ}\mathrm{C}^{-1}$

[1] [MPa]=[N/mm^2]

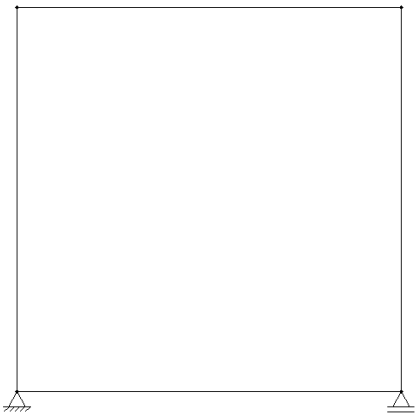

Figura 3.1- Elemento do meio contínuo

Este elemento foi testado no programa através de duas situações distintas: primeiro a aplicação de duas cargas pontuais com a magnitude $10\,N$ nos nós da fibra superior e, o segundo caso com a aplicação de uma variação de temperatura *TEMPY* em todos os nós. Os dois testes realizados visam comprovar o respeito pelas relações constitutivas referidas anteriormente.

3.2.2.1- Cargas pontuais

De forma analítica, calculam-se as tensões obtidas devido às cargas pontuais, obtendo-se um valor nulo para σ_{xx} (devido à inexistência de forças segundo a direcção x) e $-0{,}20\ MPa$ para σ_{yy} através da seguinte equação, que relaciona as forças nodais com a espessura e lado do elemento:

$$\sigma_{yy} = -\frac{10 + 10}{100 \times 1} = -0{,}20\ MPa \tag{3.21}$$

A partir das relações constitutivas definidas pelas equações (3.10) e (3.11) e substituindo pelas características materiais definidas neste exemplo e da tensão calculada em (3.21), tem-se:

$$\varepsilon_{xx} = -\frac{0{,}2}{32000} \times (-0{,}2) = 1{,}25 \times 10^{-6} \tag{3.22}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{32000} \times (-0{,}2) = -6{,}25 \times 10^{-6} \tag{3.23}$$

Observando os resultados das tensões e extensões principais do elemento obtidos através da corrida do programa, tem-se os seguintes valores:

Tabela 3.1- Tensões e extensões principais (cargas pontuais)

ε_I	σ_I [MPa]	ε_{II}	σ_{II} [MPa]	Ang [°]
0,125E-05	0,000	-0,625E-05	-0,200	0,0

De referir que a última coluna representa o ângulo que o referencial das direcções principais faz com a horizontal. Uma vez que o seu valor é nulo, pode-se constatar que as direcções x e y coincidem com

as direcções principais I e II, respectivamente, e consequentemente tem-se $\sigma_{xx} = \sigma_I$ e $\sigma_{yy} = \sigma_{II}$ assim como para as extensões principais.

Os valores representados na Tabela 3.1 coincidem com os valores calculados nas equações (3.21) a (3.23) pelo que se conclui que o programa respeita as relações constitutivas.

3.2.2.2- Variação de temperatura

O segundo caso representa a aplicação de uma variação de temperatura negativa nos quatro nós do elemento a analisar de forma a submeter o elemento a extensões segundo a direcção y.

Sendo esta variação de temperatura $-0{,}6$ ℃, calcula-se o valor de ε_{yy}^{eq} a partir da equação (3.20), que representa a extensão segundo y devido à variação de temperatura definida como *TEMPY*:

$$\varepsilon_{yy}^{eq} = -0{,}6 \times 10^{-5} = -6 \times 10^{-6} \tag{3.24}$$

Tem-se então a partir das equações (3.18) e (3.19) e do valor calculado em (3.24):

$$\sigma_{xx}^{eq} = \frac{32000}{1 - 0{,}2^2} \times \left(0{,}2 \times (-6 \times 10^{-6})\right) = -0{,}04\ MPa \tag{3.25}$$

$$\sigma_{yy}^{eq} = \frac{32000}{1 - 0{,}2^2} \times (-6 \times 10^{-6}) = -0{,}20\ MPa \tag{3.26}$$

É importante realçar que as tensões calculadas pelas equações (3.25) e (3.26) tratam-se de tensões equivalentes, isto é, resultam em forças equivalentes nodais que provocam a extensão pretendida, sendo que o valor das tensões reais a actuar sobre o elemento são nulas.

A variação de temperatura nos nós vai resultar em forças nodais equivalentes, representadas na Figura 3.2. Os valores destas forças são automaticamente calculados pelo programa.

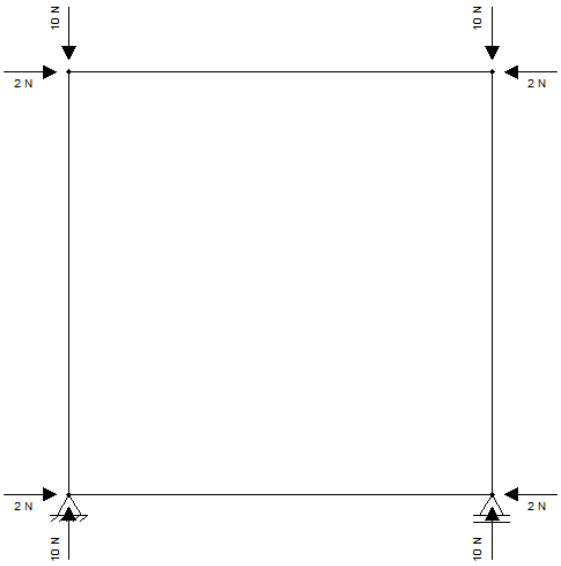

Figura 3.2- Forças equivalentes nodais

Analogamente ao primeiro caso do exemplo, é possível calcular as tensões a partir destas forças. Comparando os valores obtidos pelas equações (3.27) e (3.28) com os calculados anteriormente nas equações (3.25) e (3.26) respectivamente, chega-se à conclusão que coincidem.

$$\sigma_{xx}^{eq} = -\frac{2+2}{100 \times 1} = -0{,}04\ MPa \tag{3.27}$$

$$\sigma_{yy}^{eq} = -\frac{10+10}{100 \times 1} = -0{,}20\ MPa \tag{3.28}$$

Analisando os valores das tensões e extensões principais deste caso (Tabela 3.2), tem-se:

Tabela 3.2- Tensões e extensões principais (variação de temperatura)

ε_I	σ_I [MPa]	ε_{II}	σ_{II} [MPa]	Ang [°]
0,000E+00	0,000	-0,600E-05	-0,152E-16	0,0

Como referido anteriormente, os valores das tensões nas duas direcções principais são nulos ($\sigma_{II} \approx 0$) assim como a extensão segundo a direcção x (ε_I), ao passo que a extensão segundo y (ε_{II}) coincide com o valor calculado na equação (3.24).

3.3- Modelo de corrosão

Os trabalhos experimentais têm sido uma ferramenta essencial na avaliação de diferentes elementos estruturais e o seu comportamento em situações de corrosão, representando uma simples e eficaz avaliação dos efeitos de diferentes parâmetros no comportamento de ligação [25]. No entanto, devido à dificuldade de obter os resultados exactos expectáveis de níveis de corrosão da armadura, a utilização de análises numéricas tem vindo a ganhar alguma preponderância neste campo com a modelação numérica a assumir-se como uma alternativa fiável para o estudo dos efeitos da corrosão no comportamento das estruturas de betão armado [26] [27] [28] [29].

O modelo de corrosão proposto por Fang *et al.* [25] e que foi adoptado neste trabalho permite determinar as variações de temperatura a impor na zona do varão de aço sujeita a corrosão para os correspondentes graus de corrosão. O grau de corrosão pode ser definido pela equação (3.29) e, permitirá posteriormente, determinar o valor da penetração de corrosão [30]:

$$\eta = \frac{A_0 - A}{A_0} \times 100 \tag{3.29}$$

Em que,

η- grau de corrosão [%]

A_0- área do varão são (não-corroído)[2]

A- área do varão após remoção dos produtos de corrosão[3]

[2] $A_0 = \pi \times r^2$

[3] $A = \pi \times (r - \mathrm{x})^2$

Na Figura 3.3, estão representados os significados físicos das variáveis que permitem definir o modelo de corrosão [25]:

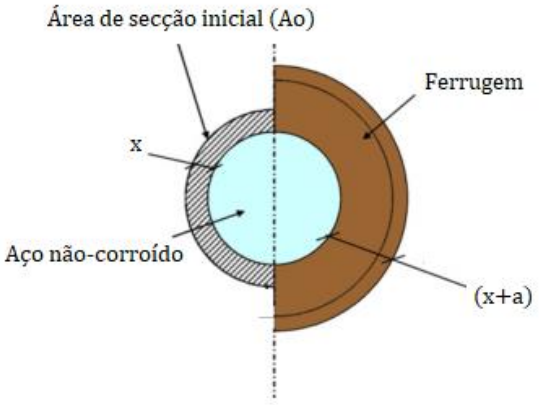

Figura 3.3- Modelo de corrosão (adaptado de [25])

As variáveis são o raio do varão (r), a penetração da corrosão (x) e o aumento livre do raio (a), sendo que este último representa a expansão do raio do varão devido à formação dos produtos de corrosão.

O aumento livre do raio vai ser calculado em função das outras duas variáveis. Existe a introdução de um outro parâmetro que representa o volume de ferrugem relativo ao aço não-corroído, isto é, o aumento de volume devido à formação dos produtos de corrosão (v). Trata-se de um parâmetro que tem o seu valor variável conforme os produtos de corrosão formados. Assume-se um valor igual a 2, uma vez que este valor foi utilizado em trabalhos relacionados [31] [32] [33].

A partir do grau de corrosão definido *a priori* é possível calcular a variação de temperatura correspondente através das equações (3.30) a (3.32):

$$a = -r + \sqrt{r^2 + (\mathrm{v} - 1) \times (2.r.\mathrm{x} - \mathrm{x}^2)} \tag{3.30}$$

$$r_f = r + a \tag{3.31}$$

$$\varepsilon = \frac{r_f - r}{r} = \alpha \times \Delta T \tag{3.32}$$

Em que,

r_f- raio do varão considerando o aumento provocado pelos produtos de corrosão [mm]

ε- deformação

α- coeficiente de dilatação térmica [$^{\circ}\mathrm{C}^{-1}$]

ΔT- variação de temperatura [$^{\circ}\mathrm{C}$]

Os cálculos serão explicitados na exposição do modelo de referência para cada grau de corrosão, no capítulo 4.2 referente à modelação do exemplo de referência (ver Tabela 4.3).

3.4- Modelo *bond-slip*

Segundo Fang *et al.* [25], *bond* define-se como a interacção entre o aço e o betão circundante. O modelo *bond-slip* apresentado neste subcapítulo pretende estabelecer a relação entre a tensão pura de corte transmitida entre o aço e o betão (τ) e o escorregamento (s) verificado na interface entre estes dois materiais.

A perda de resistência de ligação representa uma ameaça mais severa para a integridade de uma estrutura de betão armado que a perda de área da secção do varão [34]: uma perda de 2% de diâmetro de um varão não-confinado pode resultar numa redução de 80% da ligação.

Este subcapítulo divide-se em 3 partes distintas: a primeira enuncia os principais mecanismos de ligação entre o aço e o betão, explorando como estes são afectados pelo fenómeno de corrosão. De seguida, é realizado o estudo da influência do confinamento e, por fim, apresenta-se o modelo *bond- slip* que será adoptado na modelação do problema.

3.4.1- Mecanismos de ligação

A resistência de corte interfacial na ligação de dois materiais distintos envolve três tipos de mecanismos [30]: por atrito, a adesão e a interacção mecânica.

O primeiro mecanismo referido está directamente relacionado com os parâmetros coeficiente de atrito e pressão normal: os produtos de corrosão (*e.g.*: ferrugem) têm um efeito lubrificante na superfície de contacto, reduzindo o coeficiente de atrito [35]; no entanto, as reacções expansivas resultantes desses mesmos produtos aumentam a pressão normal exercida na interface aço-betão o que significa que, antes de ocorrer fendilhação significativa, um reduzido grau de corrosão aumenta a resistência de ligação. Outros autores corroboram esta melhoria denotada nas condições de ligação aço-betão para um limitado nível de corrosão [36] [37] [38]. O aumento do nível de corrosão implica uma micro-fissuração do betão circundante o que conduz a uma redução do efeito de confinamento e, consequentemente, uma redução da resistência por atrito. Como tal, para um varão de aço corroído a resistência por atrito terá numa fase inicial um ramo ascendente e a partir de determinado nível de corrosão um ramo descendente [30].

Relativamente à adesão, a corrosão provoca efeitos químicos no aço, transformando o ferro em óxido de ferro (como discretizado em 2.1.1), sendo o último classificado como débil em termos de aderência. Conclui-se então que o aumento do nível corrosão resulta numa redução contínua da adesão, enfraquecendo a interface aço-betão através da degradação da resistência por adesão.

Por fim, a interacção mecânica é um mecanismo exclusivamente aplicável a varões nervurados, estando directamente relacionado com a resistência do betão [39]: como as reacções expansivas resultantes dos produtos de corrosão resultam em micro-fissuras, o betão nessa região afectada sofre uma redução de resistência e, consequentemente, a interacção mecânica entre o varão de aço e o betão circundante decresce. Com o aumento do nível de corrosão, a micro-fissuração tem tendência para se propagar, enfraquecendo as forças de interacção mecânica. Outra das causas deste

enfraquecimento é a degradação das nervuras do varão corroído, diminuindo o *interlocking* (engrenamento dos agregados) e a capacidade de deformação do varão [35].

3.4.2- Influência do confinamento

Estudos anteriores [40] [41] demonstram que o confinamento de varões longitudinais permitem o controlo de fendilhação e retardam a degradação da ligação de forma eficaz.

Os estribos constituintes da armadura transversal tratam-se da principal fonte de confinamento após a fendilhação do betão de recobrimento. A investigação realizada sobre a influência dos estribos chegou à conclusão que a perda de ligação devido à corrosão é menor em elementos com estribos do que em elementos sem esse tipo de confinamento [40] [42] [43].

O estudo conduzido por Li *et al.* [38] atinge precisamente a mesma conclusão: quanto maior o confinamento conferido pelos estribos, menor será a degradação da ligação aço-betão.

3.4.3- Modelo *bond-slip* adoptado

Como exposto anteriormente, a ligação aço-betão representa um factor a considerar no que respeita a integridade estrutural de uma estrutura de betão armado. Como tal, definiu-se um modelo *bond-slip* que permitisse estabelecer a relação entre a tensão de corte e o escorregamento na interface destes dois materiais para diferentes níveis de corrosão e tendo em consideração ou não o confinamento.

O modelo adoptado [30] baseia-se no trabalho de Wu & Zhao [44] que incorpora a maioria dos factores condicionantes para a curva *bond-slip*: betão de recobrimento, confinamento transversal e resistência do betão, sendo aplicável em simulações numéricas. O presente modelo considera outros factores importantes como o tamanho do espécime de betão, o diâmetro do varão e o nível de corrosão. As equações (3.33) a (3.39) permitem determinar a curva pretendida.

$$(\sqrt{f_c})_\eta = \sqrt{f_c} \times [0{,}5 + 0{,}5 \times \cos(\eta^{0{,}514} \times \pi)] \tag{3.33}$$

$$(K_{co})_\eta = \frac{c}{d_b} \times \frac{1-\eta}{1 - 27{,}027 \times \eta + 1099{,}275 \times \eta^2} \tag{3.34}$$

$$K_{st} = \frac{A_{st}}{n \times S_{st} \times d_b} \tag{3.35}$$

$$\frac{(\tau_{max})_\eta}{(\sqrt{f_c})_\eta} = \frac{2{,}5}{1+3{,}1 \times e^{-0{,}47 \times [(K_{co})_\eta + 33.K_{st}]}} \tag{3.36}$$

$$B = \frac{0{,}0254 + K_{st}}{-0{,}0232 - 8{,}34 \times K_{st}} \tag{3.37}$$

$$D = 3 \times \ln\left(\frac{0{,}7315 + (K_{co})_\eta + 33.K_{st}}{5{,}176 + 0{,}3333 \times [(K_{co})_\eta + 33.K_{st}]} - 0{,}13\right) - 3{,}375 \tag{3.38}$$

$$\tau_\eta = \frac{(\tau_{max})_\eta}{[e^{-B \times \frac{\ln(B/D)}{(B-D)}} - e^{-D \times \frac{\ln(B/D)}{(B-D)}}]} \times (e^{B.s} - e^{D.s}) \tag{3.39}$$

Em que,

f_c- resistência à compressão do betão em MPa

η- grau de corrosão

$(\sqrt{f_c})_\eta$- resistência à compressão do betão degradada pela corrosão

$(K_{co})_\eta$- parâmetro adimensional de efeito do confinamento conferido pelo betão de recobrimento

c- distância entre a face inferior do betão e o eixo do varão longitudinal (recobrimento mínimo) em mm

K_{st}- parâmetro adimensional de efeito do confinamento conferido pelos estribos

A_{st}- área dos estribos em mm^2

n- nº de varões longitudinais confinados pelos estribos

S_{st}- espaçamento entre estribos em mm

d_b- diâmetro dos varões longitudinais em mm

$(\tau_{max})_\eta$- tensão máxima de corte interfacial em MPa

B- coeficiente de controlo do amolecimento da curva (ramo descendente)

D- coeficiente de controlo do ramo ascendente da curva

τ_η- tensão de corte interfacial em função do grau de corrosão e do escorregamento relativo em MPa

s- escorregamento relativo em mm

Considere-se os seguintes parâmetros utilizados em [30]:

Tabela 3.3- Parâmetros de Jiang et al. [30]

A_{st} [mm^2]	56,5
c [mm]	40
d_b [mm]	20
f_c [N/mm^2]	30
S_{st} [mm]	100
n	1

Considerando 5 níveis de corrosão (η=0, 1, 3, 5, 10 %) e através da Tabela 3.3 em conjunto com as equações (3.33) a (3.38), obtêm-se as tabelas 3.4 e 3.5, que permitem estabelecer a curva *bond-slip* com confinamento e sem confinamento, respectivamente, através da equação (3.39).

Tabela 3.4- Parâmetros calculados em função do nível de corrosão (com confinamento)

η [%]	$(\sqrt{f_c})_\eta$	$(K_{co})_\eta$	K_{st}	$(\tau_{max})_\eta$	B	D
0	5,48	2,00	0,03	7,69	-0,21	-5,67
1	5,36	2,36	0,03	8,07	-0,21	-5,39
3	5,12	1,65	0,03	6,65	-0,21	-5,99
5	4,88	0,79	0,03	5,13	-0,21	-7,02
10	4,30	0,19	0,03	3,81	-0,21	-8,13

Tabela 3.5- Parâmetros calculados em função do nível de corrosão (sem confinamento)

η [%]	$(\sqrt{f_c})_\eta$	$(K_{co})_\eta$	K_{st}	$(\tau_{max})_\eta$	B	D
0	5,48	2,00	0	6,19	-1,09	-6,63
1	5,36	2,36	0	6,62	-1,09	-6,21
3	5,12	1,65	0	5,27	-1,09	-7,14
5	4,88	0,79	0	3,89	-1,09	-9,06
10	4,30	0,19	0	2,81	-1,09	-12,58

Os gráficos 3.1 e 3.2 representam a relação entre a tensão pura de corte transmitida entre o aço e o betão (τ) e o escorregamento relativo (s) verificado na interface entre o aço e o betão, a partir da qual se baseará a modelação da interface entre estes dois materiais. O Gráfico 3.1 representa a curva *bond- slip* com estribos e o Gráfico 3.2 a curva *bond-slip* sem estribos (sem confinamento) considerados.

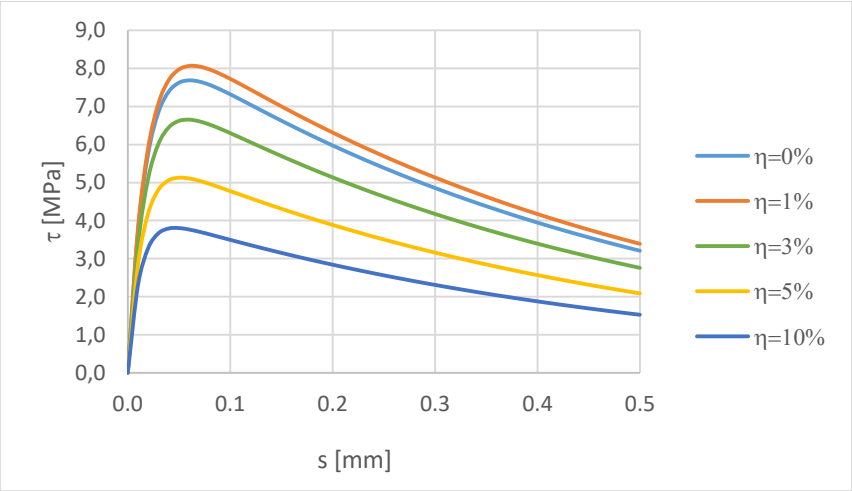

Gráfico 3.1- Bond-slip com confinamento

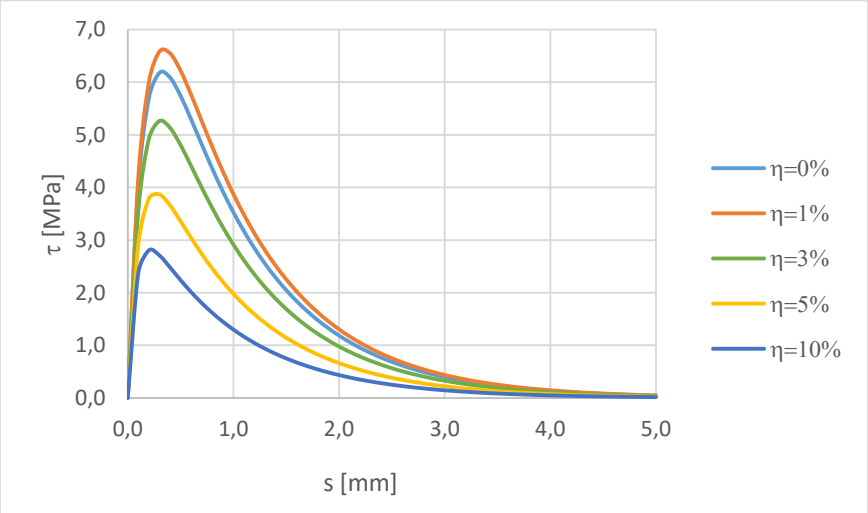

Gráfico 3.2- Bond-slip sem confinamento

4- Exemplo de referência

4.1- Descrição

O exemplo de referência que servirá como caso de estudo para o trabalho em questão trata-se de uma viga idealizada com dimensões reduzidas e uma secção transversal simples. Como tal, considera-se uma viga de betão armado com um vão de 2,00 m e secção transversal rectangular com largura igual a 0,10 m e altura 0,20 m. A viga está armada com três varões de aço de diâmetro 10 mm em toda a sua extensão com o eixo central coincidente com a cota 30 mm. Na Figura 4.1 está representado o principal modelo de cálculo, sobre o qual irá incidir a análise.

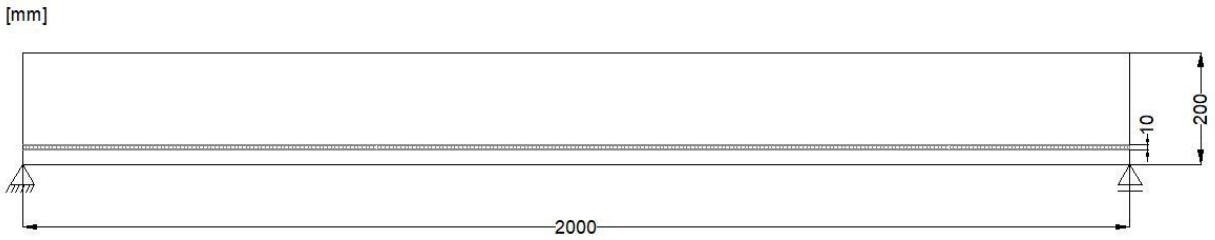

Figura 4.1- Exemplo de referência

Para efeitos de aproximação deste modelo a uma viga real, foram igualmente implementados um varão de aço superior (com igual recobrimento ao varão inferior) e um conjunto de estribos espaçados de 10 cm ao longo de todo o vão uniformemente, começando ao lado da origem ($x = 10\ mm$) e terminando perto da extremidade direita ($x = 1990\ mm$). De forma a obter uma distribuição simétrica de estribos, optou-se pela dispensa de estribos entre as abcissas $x = 910$ e $x = 1090\ mm$ (exclusive).

Foram implementadas dez fendas prescritas: nove fendas transversais (x =500, 650, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1350 e 1500 mm) e uma fenda longitudinal, localizada a meio do varão de aço inferior ($y = 30\ mm$). Importa salientar que a distância entre fendas determinada está de acordo com a NP EN 1992-1, que apresenta um valor médio na ordem dos 100 mm e um valor característico de aproximadamente 150 mm. Esta implementação pretende simular uma situação de carregamento uniforme sobre a viga, sendo expectável a abertura das fendas verticais e, posteriormente devido a efeitos da corrosão a abertura da fenda longitudinal.

Neste capítulo, pretende-se explicar como foi realizada a modelação deste modelo de cálculo. Ainda se irá referir os principais parâmetros de avaliação sujeitos a análise no capítulo seguinte (5-Análise e discussão dos resultados) que determinaram o tipo de testes a realizar e, os comandos utilizados no programa.

4.2- Modelação da viga

A modelação da viga engloba vários aspectos, entre os quais se incluem a malha de elementos finitos que se pretende adoptar, os materiais utilizados ou os carregamentos a que a estrutura será sujeita.

Neste subcapítulo, será explicitada a modelação dos diversos aspectos mencionados, além da adaptação dos modelos de corrosão e de *bond-slip*, definidos anteriormente no capítulo 3, para o modelo de viga a analisar.

4.2.1- Simplificação por simetria

Devido às condições geométricas perfeitamente simétricas da viga considerada, é possível fazer uma simplificação por simetria considerando um corte a meio-vão. É de notar que existem alterações ao nível das condições de apoio. Na Figura 4.2, é possível observar que o apoio fixo junto à extremidade esquerda passa a um apoio móvel segundo x; na zona do eixo de simetria no lugar de um encastramento deslizante ter-se-á um conjunto de apoio móveis segundo y, uma vez que o programa trabalha exclusivamente com elementos bidimensionais, isto é, apenas considera os graus de liberdade correspondentes aos deslocamentos x e y (u_x e u_y, respectivamente). A modelação dos apoios móveis referidos é visível posteriormente na Figura 4.3.

O modelo de simplificação por simetria permite ainda a redução da modelação das fendas transversais, sendo necessária apenas a implementação de 5 das fendas verticais referidas em 4.1: com abcissas compreendidas entre 500 mm e 1000 mm, inclusive.

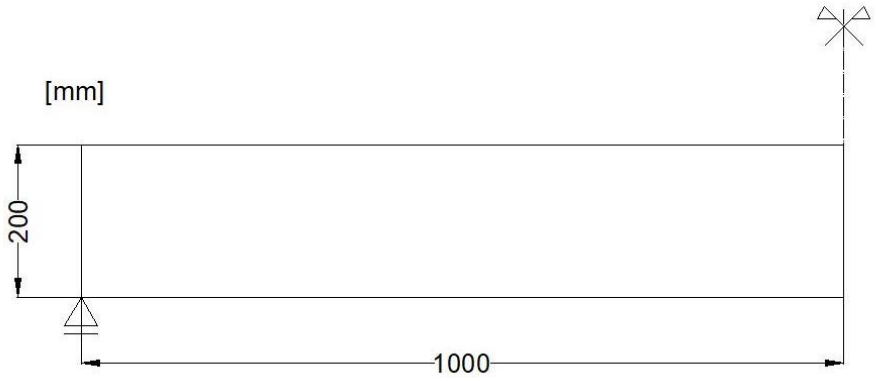

Figura 4.2- Simplificação por simetria

4.2.2- Malha de elementos finitos

Como já foi referido em 3.1, o programa em questão recorre ao método de elementos finitos. Uma vez que se trata de um modelo de cálculo simples, optou-se por uma malha suficientemente refinada para que se obtivesse resultados em elementos localizados em diferentes zonas na viga. É igualmente importante referir que na própria malha há a distinção de 8 blocos aos quais se atribuem diferentes geometrias ou propriedades materiais: o bloco 1 corresponde ao betão; o segundo bloco ao aço; o terceiro, quarto e quinto à ligação aço-betão localizada nas cotas $y = 25\,mm$ e $y = 35\,mm$ para diferentes intervalos de abcissa; o sexto bloco refere-se especificamente à fenda longitudinal (sendo que as fendas transversais estão incluídas no bloco 1); o sétimo bloco engloba todos os estribos

utilizados, sendo que estes asseguram a ligação entre o varão de aço inferior e superior; por fim, o último bloco assegura a amarração do varão de aço inferior na extremidade esquerda, afectando os primeiros elementos de interface aço-betão.

Utilizou-se elementos de três tipos: elementos isoparamétricos de 4 nós com dimensões 10x10 mm^2 e 10x5 mm^2 para o betão e aço (sendo que o betão contém os dois tipos de elementos com diferentes dimensões e o aço é constituído na íntegra pelos elementos quadrangulares); elementos de interface de espessura inicial nula para a ligação aço-betão, assim como nas zonas coincidentes com o caminho previsto das fendas verticais e horizontal; por fim, elementos-barra, isto é, elementos de 2 nós para o varão de aço superior e os estribos.

Considerando a simplificação por simetria efectuada em 4.2.1, tem-se a incorporação desta malha de elementos finitos na Figura 4.3. De forma a ilustrar os elementos de interface de espessura inicial nula utilizados neste modelo, foi realizada uma ampliação da fenda central onde se vê nós de coordenadas iguais que foram duplicados de forma a conceber os elementos de interface constitutivos da fenda central. As restantes interfaces são modeladas de forma análoga.

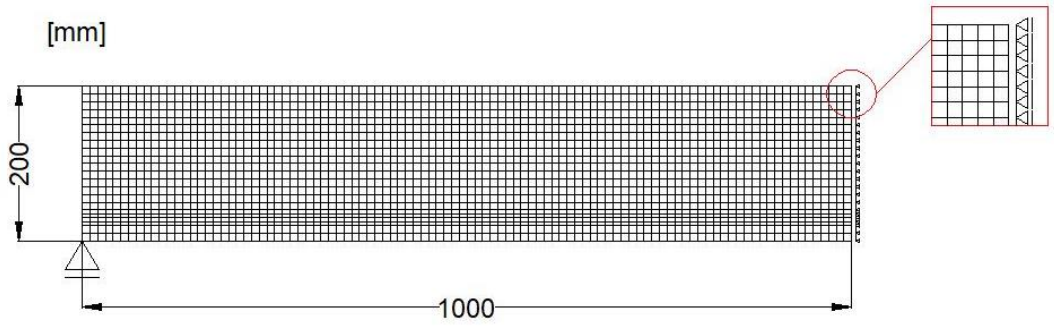

Figura 4.3- Modelo de elementos finitos

Obtém-se um total de 2746 nós e 2950 elementos dos quais 2300 elementos isoparamétricos de 4 nós (2200 de betão e 100 de aço), 410 elementos de interface (200 representativos da ligação aço-betão, 100 da fenda longitudinal e 110 das fendas transversais) e 240 elementos-barra (100 correspondentes ao varão de aço e os outros 140 aos 10 estribos considerados).

4.2.3- Propriedades dos materiais

A viga de betão armado considera dois materiais utilizados: o betão e o aço. Assume-se um betão C30/37 e um aço A400. Na Tabela 4.1 estão representadas as principais propriedades destes dois tipos de materiais.

Tabela 4.1- Propriedades dos materiais

MATERIAL	E [MPa]	ν	α [$^{\circ}C^{-1}$]	f_c [MPa]	f_t [MPa]	ε_c	ε_t
BETÃO	32000	0,2	0,00001	30	3	0,003	0,001
AÇO	200000	0	0,00001		400		0,003

Em que,

E- módulo de elasticidade

ν- coeficiente de Poisson

α- coeficiente de dilatação térmica

f_c- resistência à compressão

f_t- resistência à tracção

ε_c- extensão de pico à compressão

ε_t- extensão de pico à tracção

Como se observou no exemplo em 3.2.2, o coeficiente de Poisson dá origem a forças equivalentes nodais horizontais (que serão muito elevadas) devido à variação de temperatura. Como se pretende apenas forças segundo a direcção y, opta-se por igualar o coeficiente de Poisson a zero no bloco de aço de forma a anular essas forças equivalentes nodais (apenas se obtém forças verticais de forma a simular o efeito de corrosão).

4.2.4- Carregamento

O carregamento consiste em três fases distintas: a viga é numa fase inicial sujeita a uma carga uniformemente distribuída correspondente à carga de serviço (na ordem dos 60% da carga última); uma vez atingido esse valor, o varão de aço é sujeito a uma variação de temperatura até atingir o nível de corrosão pretendido, concluindo-se com aplicação de nova carga uniformemente distribuída, sendo o objectivo final atingir a cedência do aço. Na Tabela 4.2 estão sumarizadas as três etapas do carregamento com a correspondente descrição.

Tabela 4.2- Divisão do carregamento em três etapas distintas

Fase do carregamento	Descrição
1ª	Até atingir carga de serviço
2ª	Corrosão
3ª	Aumento da carga distribuída

Tendo em consideração os varões de aço seleccionados, calcula-se a carga máxima a que estes resistem através da sucessão de equações abaixo representadas:

$$A_s(3\phi 10) = 3 \times (\pi \frac{\phi^2}{4}) = 2{,}36\ cm^2 \quad (4.1)$$

$$\omega = \frac{A_s}{b \times d} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0{,}2414 \quad (4.2)$$

$$\mu \approx \omega(1 - 0{,}588\omega) = 0{,}2072 \quad (4.3)$$

$$M_{Rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd} = 11{,}97\ kNm \quad (4.4)$$

$$p_{Rd} = \frac{8 \times M_{Rd}}{L^2} = 23{,}95\ kN/m \quad (4.5)$$

Em que,

A_s- área da secção transversal do aço

ϕ- diâmetro da secção transversal do aço ($\phi = 10mm = 1cm$)

ω- percentagem mecânica de armadura

b- largura da secção transversal do betão ($b = 0{,}100m$)

d- altura útil da secção transversal do betão ($d = h - rec - \phi_{EST} - \frac{\phi_L}{2} \approx 0{,}170m$)

f_{yd}- resistência de cálculo do aço à tracção ($fyd = 348\ MPa$)

f_{cd}- resistência de cálculo do betão à compressão ($fcd = 20\ MPa$)

μ- momento flector reduzido

M_{Rd}- momento resistente máximo

p_{Rd}- carga resistente máxima

Como calculado na equação (4.5), a carga máxima que a viga resiste no Estado Limite Último (ELU) é de aproximadamente 24 kN/m pelo que se terá uma carga de serviço correspondente igual a 14,4 kN/m (valor na ordem de 60% da carga de cálculo).

Na primeira fase do carregamento, esta carga inicial será modelada através de cargas pontuais de magnitude 144 N ($14{,}4 \times 0{,}01 = 0{,}144\ kN = 144\ N$) ao longo dos nós da fibra superior da viga ($y = 200\ mm$) com a excepção dos nós de extremidade, isto é, com abcissa nula ($x = 0$) e coincidente com o eixo de simetria ($x = 1000\ mm$) onde a carga pontual será 72 N ($14{,}4 \times 0{,}005 = 0{,}72\ kN = 72\ N$).

A segunda fase como já foi referido consiste na aplicação de uma variação de temperatura (ΔT) conforme o grau de corrosão que se pretenda induzir nos varões de aço; de acordo com o modelo de corrosão explicitado em 3.3- Modelo de corrosão e com as equações expostas no mesmo subcapítulo para os diferentes níveis de corrosão referidos em 3.4- Modelo *bond-slip* (e adicionalmente η=20%) tem-se:

Tabela 4.3- Variações de temperatura correspondentes aos diferentes níveis de corrosão

η [%]	x [mm]	a [mm]	a [μm]	r_f [mm]	ε	ΔT [°C]
0	0	0	0	5	0	0
1	0,025	0,0249	25	5,02	0,005	498
3	0,076	0,0749	75	5,07	0,015	1497
5	0,127	0,1239	124	5,12	0,025	2477
10	0,257	0,2444	244	5,24	0,049	4888
20	0,528	0,4773	477	5,48	0,095	9547

Optou-se por testar dois níveis de corrosão distintos: 10 e 20% uma vez que é nos graus de corrosão maiores que se nota maior efeito (foram também realizados testes com o grau de corrosão de 3%, não se notando efeitos significativos); a modelação da corrosão será então efectuada através da aplicação de uma variação de temperatura de 5000 ou 9500°C (valores aproximados) para os referidos graus de

corrosão, respectivamente, em todos os nós que fazem a ligação aço-betão conforme a localização do dano, isto é, os nós constituintes dos elementos de aço localizados ao longo da viga nas cotas $y = 25\,mm$ e $y = 35\,mm$. O programa vai reproduzir esta variação de temperatura através de cargas equivalentes nodais, sendo que nos nós de cota inferior as forças têm o sentido de cima para baixo (↓) e nos de cota superior o sentido é de baixo para cima (↑), simulando uma expansão dos produtos de corrosão traduzida pela abertura da fenda longitudinal localizada na cota $y = 30\,mm$ em modo-I de fractura.

Por fim, o terceiro carregamento corresponde ao aumento da carga uniformemente distribuída de forma a atingir valores de tensão de tracção no aço entre 400 e 500 MPa, isto é, o intervalo de valores de tensão entre o valor característico e o valor médio da tensão de cedência de um aço A400.

4.2.5- Relação *bond-slip*

Como foi referido e demonstrado no modelo *bond-slip* apresentado em 3.4, a corrosão é responsável pela degradação das condições de aderência a partir de um considerável grau de dano. Através do modelo enunciado no mesmo subcapítulo, ajustam-se os principais parâmetros (Tabela 4.4) para a modelação efectuada no presente capítulo, obtendo-se os valores apresentados pela Tabela 4.5 e pela Tabela 4.6 para o modelo de viga (com os graus de corrosão nulo e de 10 e 20%) com e sem confinamento, respectivamente:

Tabela 4.4- Parâmetros utilizados neste trabalho

A_{st} [mm^2]	56,5
c [mm]	30
d_b [mm]	10
f_c [N/mm^2]	30
S_{st} [mm]	100
n	3

Tabela 4.5- Parâmetros calculados em função do nível de corrosão nulo e de 10 e 20% (com confinamento)

η [%]	$(\sqrt{f_c})_\eta$	$(K_{co})_\eta$	K_{st}	$(\tau_{max})_\eta$	B	D
0	5,48	3,00	0,02	8,75	-0,25	-5,16
10	4,30	0,29	0,02	3,57	-0,25	-8,69
20	3,28	0,06	0,02	2,52	-0,25	-9,46

Tabela 4.6- Parâmetros calculados em função do nível de corrosão nulo e de 10 e 20% (sem confinamento)

η [%]	$(\sqrt{f_c})_\eta$	$(K_{co})_\eta$	K_{st}	$(\tau_{max})_\eta$	B	D
0	5,48	3,00	0	7,79	-1,09	-5,61
10	4,30	0,29	0	2,91	-1,09	-11,63
20	3,28	0,06	0	2,04	-1,09	-14,76

Às tabelas 4.5 e 4.6 correspondem os gráficos 4.1 e 4.2, representativos da relação *bond-slip* para os dois modelos de viga a testar (com e sem estribos, respectivamente).

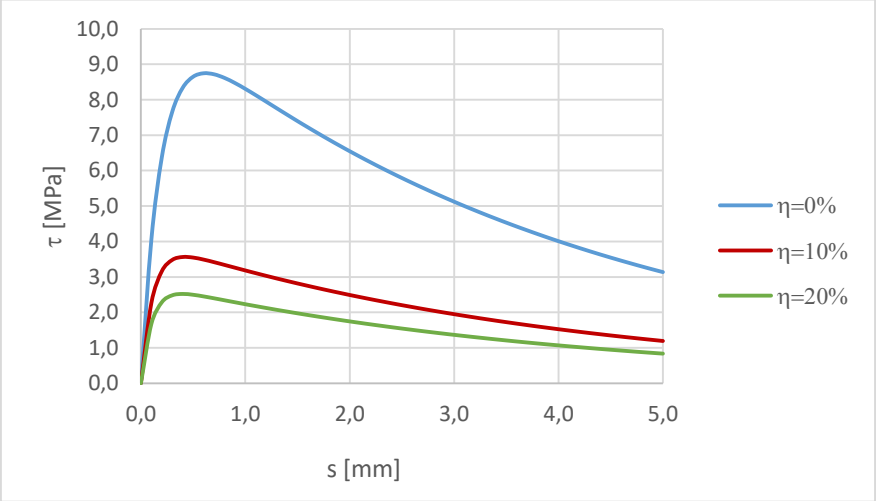

Gráfico 4.1- Modelo bond-slip com confinamento

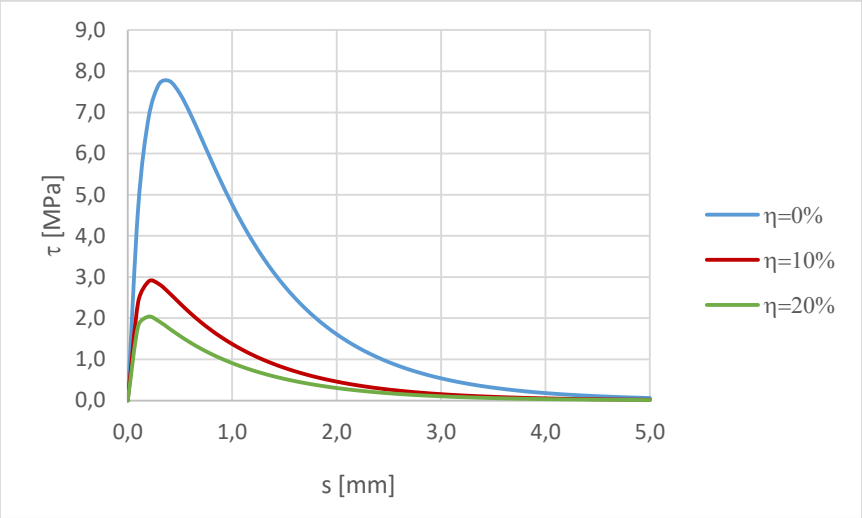

Gráfico 4.2- Modelo bond-slip sem confinamento

As relações traduzidas pelas curvas acima representadas serão impostas nas zonas de interface aço- betão consoante a localização do dano e o grau de corrosão. Esses parâmetros de avaliação serão melhor explicitados no subcapítulo seguinte.

4.3- Parâmetros de avaliação

Existem três parâmetros principais pelos quais se irá guiar a série de testes: tipo de confinamento, localização do dano e grau de corrosão.

O tipo de confinamento depende da existência ou não existência dos estribos. No caso da modelação não existe necessidade de eliminar os elementos-barra representativos dos estribos para o caso da viga sem confinamento, impondo-se apenas um módulo de elasticidade muito reduzido (*e.g.*: 2 MPa); os estribos ficam desta forma inactivos, não existindo qualquer tipo de tensão nos elementos referidos.

O dano pode estar localizado em três zonas diferenciadas: em toda a extensão dos varões de aço e na zona de meio-vão com duas extensões de dano distintas. Conclui-se que no primeiro caso, o dano tem uma extensão de 2,0 m (totalidade do vão da viga) e assume-se que terá uma extensão de 0,8 m e 1,0 m para danos localizados na zona de meio-vão. É importante realçar que para o caso a analisar, as extensões do dano na zona de meio-vão terão apenas metade desse valor, devido à simplificação de simetria. Como foi referido em 4.2.2, a interface aço-betão divide-se em três blocos distintos que serão caracterizados em função do dano e da sua localização. Conclui-se então que o bloco 3 corresponde à interface aço-betão entre a abcissa $x = 10$ e $x = 500$, o bloco 4 entre $x = 500$ e $x = 600$ e, o bloco 5 entre $x = 600$ e $x = 1000$ (danos distintos na zona de meio-vão). Recorde-se que os valores das abcissas mencionados estão em milímetros.

Como já foi referido, os graus de corrosão que serão avaliados são η=10% e η=20%. De forma a evitar a repetição de testes sem contribuição significativa, o grau de corrosão de 20% será imposto num comprimento de dano igual a 0,8 m à imagem de um dos testes realizados para o nível de corrosão de 10%.

Combinando os diferentes parâmetros sob avaliação efectuam-se 8 testes aos quais se irá acrescentar o teste relativo à avaliação da mesma viga sem corrosão para as duas situações distintas de confinamento (com ou sem estribos), obtendo-se um total de 10 testes a realizar, representados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7- Testes a realizar

Testes	Confinamento	Localização dano	Extensão do dano [m]	Grau de corrosão [%]
1	Com	Sem dano	0,0	0
2		Viga toda	2,0	10
3		Meio-vão	0,8	10
4			1,0	10
5			0,8	20
6	Sem	Sem dano	0,0	0
7		Viga toda	2,0	10
8		Meio-vão	0,8	10
9			1,0	10
10			0,8	20

4.4- Comandos

Na primeira fase de carregamento é no nó de coordenadas $(x, y) = (1000, 200)$ que será feito o controlo de deslocamento segundo y, bem como o controlo de carga. Permitindo um deslocamento desse nó relativamente alto (*e.g.*: $u_y = 5\,mm$), assegura-se que a força nodal desse nó atinja a correspondente carga de serviço.

Os resultados obtidos nesta primeira fase são ficheiros de dados com informação sobre as tensões obtidas passo a passo nos elementos de meio contínuo assim como dos elementos de interface e ainda

a relação carga-deslocamento do nó controlado. O comando utilizado para o controlo da solução permite obter o sentido da evolução do carregamento correspondente ao aumento incremental da dissipação de energia na estrutura.

Analogamente ao primeiro caso de carregamento, a variação de temperatura dá origem ao mesmo tipo de ficheiros de dados de *output*, sendo que importa realçar o controlo de um novo nó de coordenadas $(x, y) = (1000, 35)$ correspondente ao nó localizado na periferia (fibra superior) do varão de aço inferior sujeito à variação de temperatura. Desta forma obtém-se informação sobre as forças equivalentes nodais aplicadas neste nó passo a passo.

Na segunda fase de carregamento, o controlo da solução adoptado corresponde ao aumento incremental da carga equivalente nodal de forma proporcional. Por exemplo para um grau de corrosão de 10%, a força equivalente nodal nesse segundo nó de controlo é igual a 1180000 N (igual a 1180 kN); optando pela utilização deste comando com a corrida do programa em 500 passos tem-se uma variação de força equivalente nodal (ΔF_y^{eq}) de 2360 N, isto é, de passo para passo, a força equivalente nodal vai aumentar de forma constante este valor de variação até atingir a força equivalente nodal correspondente ao nível de corrosão obtido. À imagem do exemplo dado, o número de passos para o segundo carregamento e para o grau de corrosão indicado (η=10%) foi 500, pelo que se utilizou 1000 passos para o nível de corrosão igual a 20%. Nesta etapa, com a definição de um número de passos suficientemente elevado que garanta uma variação da força equivalente nodal na ordem de grandeza anteriormente mencionada ($\Delta F_y^{eq} \approx 2360\ N$), obtém-se bons resultados para a simulação da corrosão de acordo com o modelo de corrosão definido em 4.2.4.

A fase final de carregamento corresponde ao aumento da carga uniformemente distribuída, utilizando o mesmo controlo de solução adoptado na fase anterior com 300 passos. Uma vez que a força nodal indicada no terceiro carregamento é igual a 152 N (força nodal suficientemente elevada de forma a causar a cedência do aço), o incremento de força será de aproximadamente 0,50 N de passo para passo. Este incremento da força aplicada no principal nó de controlo, com coordenadas $(x, y) = (1000, 200)$, permitirá uma maior discretização da relação carga-deslocamento do mesmo, que será um dos principais resultados a analisar no capítulo 5.

Este comando, apesar de ser muito vantajoso do ponto de vista do tempo computacional (trata-se de uma análise incomparavelmente mais rápida face ao controlo adoptado na primeira fase), não permite impor as relações constitutivas de forma tão precisa quanto o resultado obtido na primeira fase do carregamento. O controlo da solução com base na dissipação de energia (1ª fase do carregamento) não permite obter convergência da solução na segunda e terceira fase de carregamentos devido à interacção entre a evolução das fendas de flexão e da fenda horizontal induzida por corrosão.

5- Análise e discussão dos resultados

5.1- Objectivos da análise

A corrosão das armaduras apresenta efeitos importantes ao nível do comportamento estrutural e da segurança dos elementos estruturais afectados por este tipo de deterioração. Como referido em 2.1.5 (Efeitos estruturais da corrosão) e em 3.4.1 (Mecanismos de ligação), a corrosão para além de reduzir a secção da armadura, pode afectar a ductilidade do aço estrutural, podendo mesmo alterar o seu comportamento de dúctil para frágil; tem ainda graves implicações na deterioração da ligação entre o aço e o betão, podendo no limite desligar o aço do betão, anulando o efeito compósito dos dois materiais.

De forma a avaliar o significado físico destas consequências estruturais, realizou-se a análise dos testes enunciados em 4.3 (Parâmetros de avaliação) com o intuito de obter dois tipos de resultados: o diagrama carga-deslocamento do nó localizado na fibra superior da secção de betão sob o eixo de simetria com coordenadas $(x,y) = (1000,200)$ e o diagrama de tensões de tracção na armadura para cada etapa do carregamento.

Este capítulo divide-se então em duas partes distintas que apresentarão os principais resultados retirados a partir da análise da viga modelada em 4-Exemplo de referência; na primeira secção, será apresentado um estudo comparativo dos diagramas carga-deslocamento para os diferentes testes realizados e, apresentar-se-á de seguida os principais diagramas de tensão de tracção no aço que permitem tirar conclusões.

Em anexo, incluem-se os diagramas de tensão de tracção na armadura (Anexo A) e as deformadas (Anexo B) para cada fase do carregamento, que não sejam apresentados no presente capítulo.

5.2- Diagramas carga-deslocamento

Os primeiros dados a tratar foram retirados dos resultados dos primeiros cinco testes, isto é, da viga modelada com estribos. A terceira etapa do carregamento foi definida de forma a permitir um aumento da carga aplicada na viga que provocasse a cedência do aço estrutural.

Após a execução do programa, cada curva carga-deslocamento (CDY) foi analisada segundo os seguintes critérios:

1. caso exista um patamar assinalável que sugira cedência do aço estrutural, verificam-se as tensões dos elementos de aço nesse preciso passo com o intuito de verificar que estas ultrapassam a tensão de cedência do aço A400[4] utilizado;
2. na eventualidade de não existir nenhum patamar notável no diagrama CDY, deve-se avaliar as tensões de tracção no aço até estas atingirem valores na ordem dos 500 MPa[5], representativo de valores médios de tensão neste tipo de aço.

[4] $\sigma_{ced} = 400\ MPa$
[5] $\sigma_m = 500\ MPa$

Serve de ilustração o Gráfico 5.1 representativo da viga com confinamento e sem danos devido a corrosão (teste #1) onde é possível observar um patamar no gráfico CDY quando a carga uniformemente distribuída atinge valores aproximados de 36 kN/m (correspondente a uma força nodal no nó de controlo de 177 N). Importa referir no mesmo gráfico que P é a força nodal no nó de controlo e u_y é o deslocamento segundo y medido nesse mesmo nó.

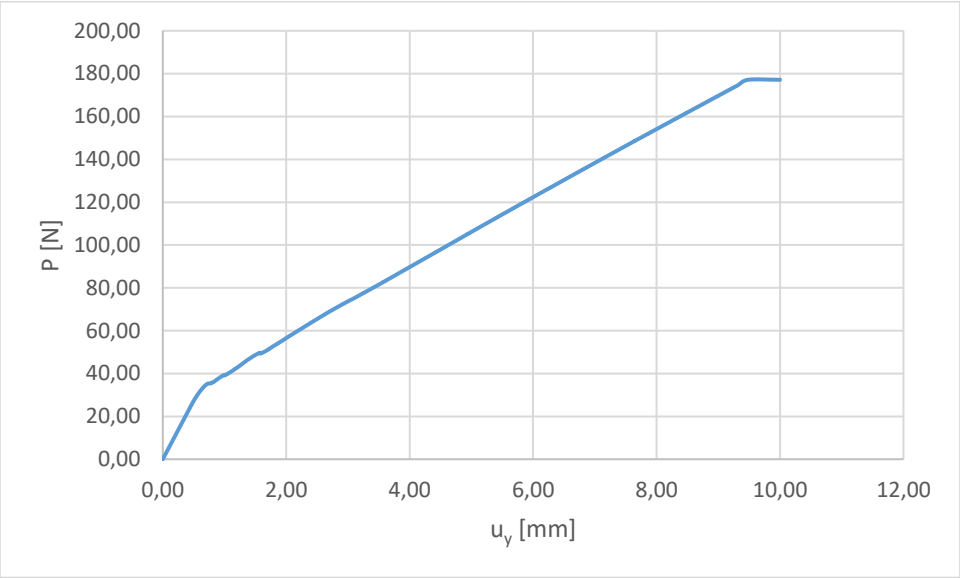

Gráfico 5.1- Diagrama carga-deslocamento do teste #1 (com confinamento; sem danos)

No Gráfico 5.2 estão representadas as tensões de tracção (σ_t) ao longo da viga (x representa as abcissas do modelo) medidas pelo programa para a carga anteriormente mencionada (p=35,4 kN/m). Verifica-se que estas ultrapassam a tensão de cedência e na zona junto ao eixo de simetria, as tensões máximas estão na ordem dos 500 MPa, logo o aço encontra-se em cedência.

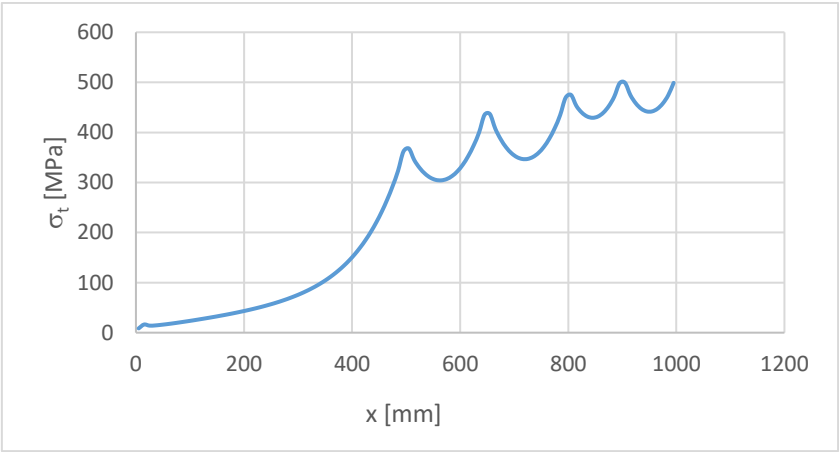

Gráfico 5.2- Tensões de tracção para p=35,4 kN/m no aço estrutural do teste #1 (com confinamento; sem danos)

De referir ainda que os picos de tensão verificados nas abcissas x=500, 650, 800, 900 e 1000 mm coincidem com a localização das fendas transversais nesses alinhamentos, o que implica a abertura destas com o aumento da carga uniformemente distribuída. O aço passa então a resistir sem a ligação ao betão, aumentando as tensões suportadas pela armadura longitudinal nas zonas mencionadas.

De acordo com os critérios acima enunciados, realizou-se a análise comparativa dos cinco primeiros testes (com confinamento), representada no Gráfico 5.3:

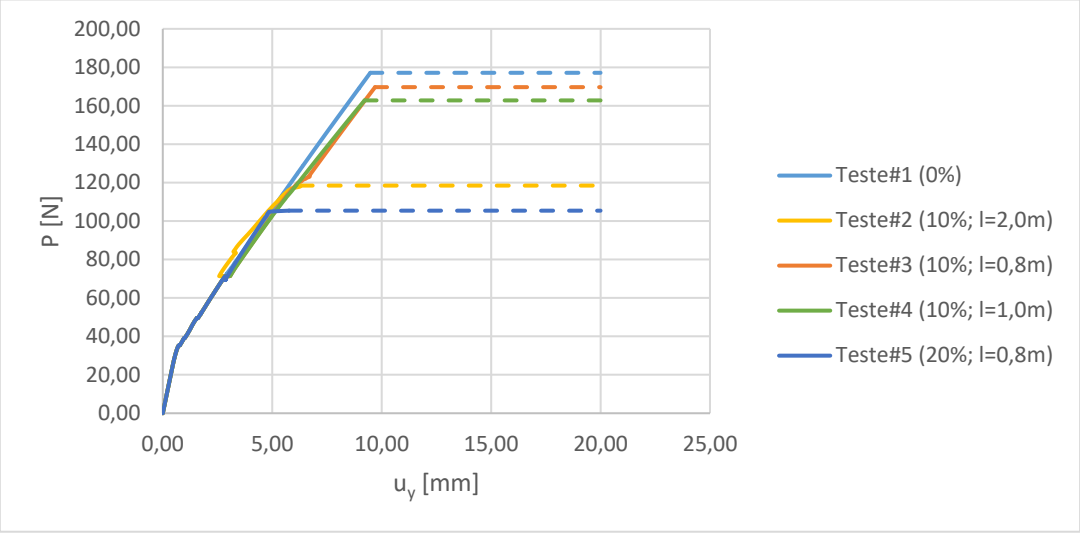

Gráfico 5.3- Análise comparativa dos diagramas CDY dos testes com confinamento

No Gráfico 5.3 foram traçados descontinuamente patamares horizontais para propósitos ilustrativos e comparativos dos diferentes testes realizados. Na legenda estão identificadas as curvas correspondentes a cada teste, consoante o grau de corrosão (η) em percentagem e o comprimento de dano (l) em metros.

Os diagramas CDY correspondentes ao teste #2 (η=10%; dano na viga toda) e ao teste #5 (η=20%; dano a meio vão) exibiram um patamar horizontal e, verificadas as tensões nesse passo, concluiu-se que o aço estava em cedência.

Relativamente aos restantes testes (η=10%; dano na zona de meio-vão com diferentes comprimentos de corrosão), verificaram-se tensões na ordem dos 450 MPa para o último passo, evidenciando a cedência do aço estrutural.

Como expectável, o teste com o maior grau de corrosão (teste #5) atinge o patamar de cedência de forma prematura evidenciando os graves efeitos da corrosão na capacidade resistente da viga. Os resultados também demonstraram que maiores extensões de dano implicam menores cargas de cedência. Comparando os testes com um nível de corrosão de 10% (testes #2,3,4), pode-se observar que o patamar de cedência ocorre primeiro no teste com maior comprimento de dano (teste #2), seguido do dano localizado de 1,0 m (teste #4) e por fim o dano localizado de 0,8 m (teste #3).

5.3- Tensões de tracção na armadura

A resistência de um elemento de betão armado depende da ligação entre a armadura e o betão, isto é, da aderência entre os dois materiais. A ligação deve resistir às tensões de corte que ocorrem na interface de ligação aço-betão quando o elemento é solicitado. Uma perda de aderência associada a determinado grau de corrosão implica uma diminuição destas tensões de corte na interface, reduzindo a resistência de uma estrutura deteriorada.

Nesta secção, irá-se verificar este efeito da corrosão ao nível das tensões de tracção (proporcionais às forças de tracção) medidas pelo programa nas diferentes etapas de carregamento para os testes mais relevantes. É expectável que com o aumento do grau de corrosão, as tensões de tracção da armadura longitudinal aumentem em zonas deterioradas por corrosão.

5.3.1- Corrosão da viga toda (teste #2)

O segundo teste realizado tem uma importância relevante para a análise uma vez que avaliou uma extensão de corrosão no aço total, isto é, traduz a situação de corrosão uniforme com um grau de 10%.

A Figura 5.1 representa a deformada com os deslocamentos dos nós amplificados por um factor de 10, para efeitos visuais. No fim do segundo carregamento, a corrosão vai forçar a abertura da fenda longitudinal, com valores aproximados de 0,50 mm, estando este valor de abertura de acordo com o que foi definido anteriormente no modelo de corrosão em 4.2.4 para um grau de corrosão de 10% (ver Tabela 4.3). A deformada após corrosão está representada na Figura 5.2 e também se encontra (assim como todas as deformadas apresentadas posteriormente) amplificada por um factor de 10.

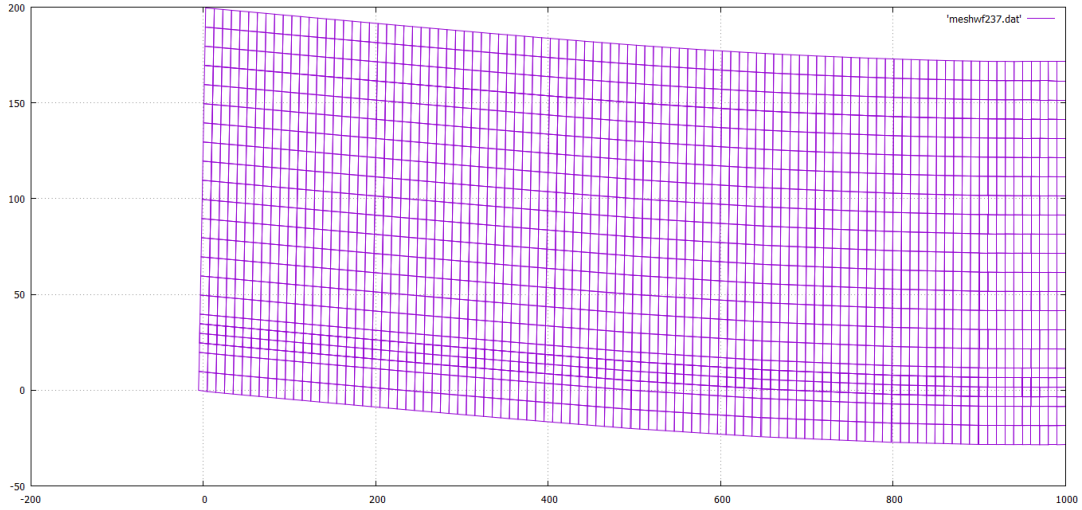

Figura 5.1- Deformada amplificada no fim do primeiro carregamento (testes #2-5)

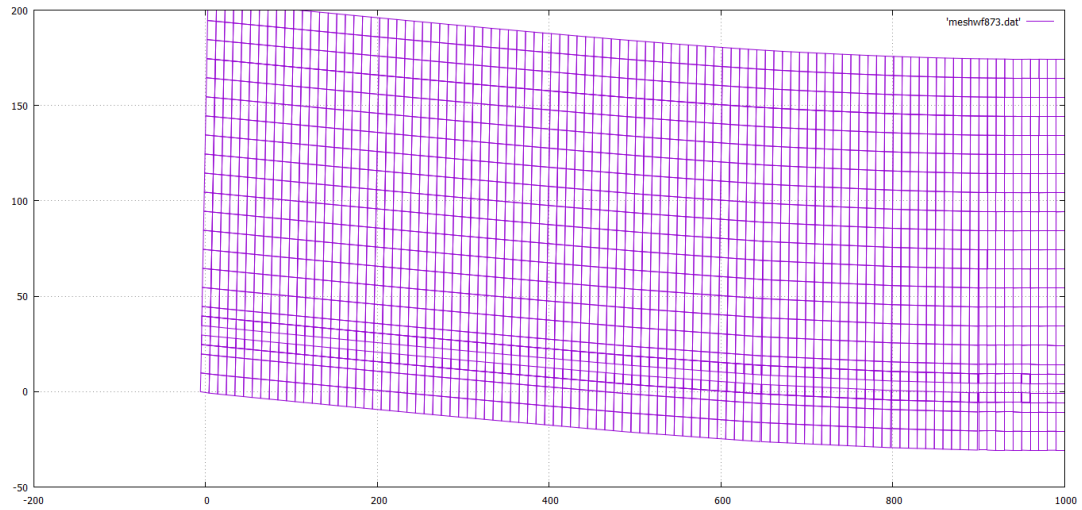

Figura 5.2- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #2)

No Gráfico 5.4, é possível observar dois diagramas que relacionam (à imagem do Gráfico 5.2) as tensões de tracção ao longo do meio-vão da viga modelada: a azul tem-se o fim da primeira fase de carregamento (correspondente à deformada representada na Figura 5.1) e a verde o fim do segundo carregamento (variação térmica que simula a corrosão do aço com um grau de 10%, representado na Figura 5.2). Pela simplificação de simetria no alinhamento x=1000 mm, ter-se-á tensões simétricas entre x=1000 e x=2000 mm.

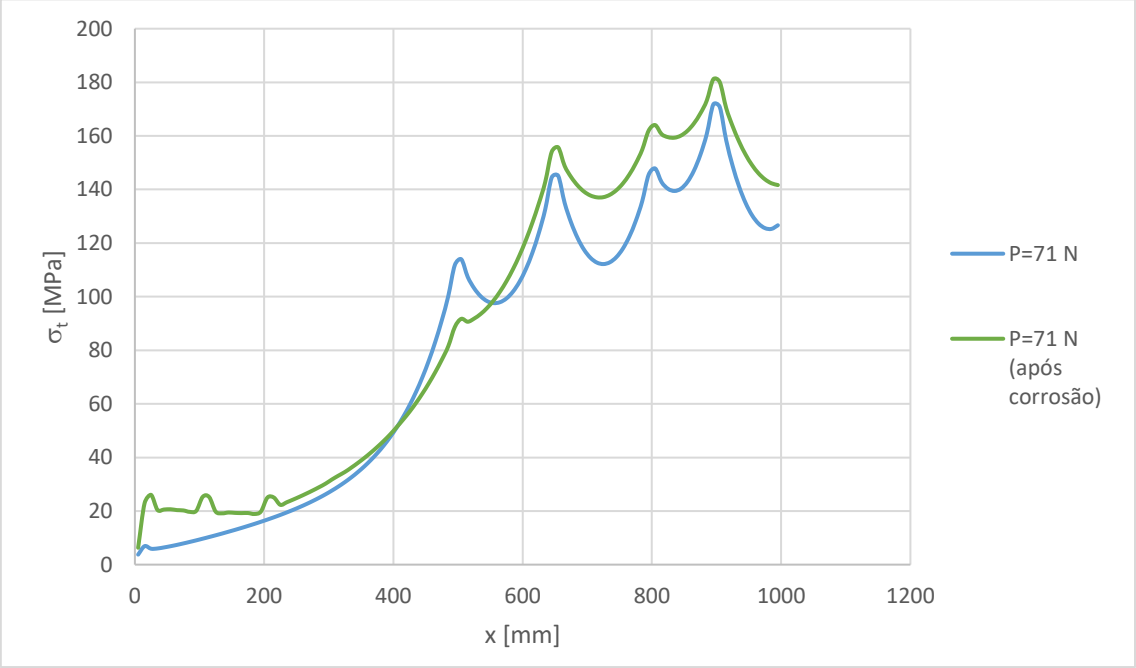

Gráfico 5.4- Tensões de tracção antes e após corrosão do teste #2

As tensões medidas correspondem à mesma carga uniformemente distribuída aplicada na viga, inferindo-se que as alterações se devem exclusivamente aos efeitos resultantes das reacções expansivas devido à corrosão que têm como consequência a perda de ligação existente na interface aço-betão.

Como é possível observar pelo gráfico, os resultados estão de acordo com o expectável: as tensões junto à zona do apoio aumentam até atingir um patamar constante de aproximadamente 20 MPa nos primeiros 200 mm da viga; relativamente às tensões a meio-vão estas sofrem um incremento de magnitude que traduz a perda de aderência modelada para o segundo carregamento.

5.3.2- Corrosão na zona de meio-vão (teste #3)

O 3º teste realizado representa uma situação de corrosão localizada entre as abcissas x=600 e x=1400 mm, num total de 0,8 m de comprimento de dano. Corresponde ao mesmo grau de corrosão (η=10%) avaliado em 5.3.1 com igual degradação de aderência pelo que será expectável que tenha influência nas tensões de tracção apenas na zona danificada.

Na Figura 5.3 tem-se a deformada após corrosão localizada da viga, onde é possível observar a abertura da fenda longitudinal apenas a partir da abcissa x=600 mm. Os valores de abertura da fenda são aproximadamente de 0,50 mm, como foi verificado em 5.3.1 (para o teste #2).

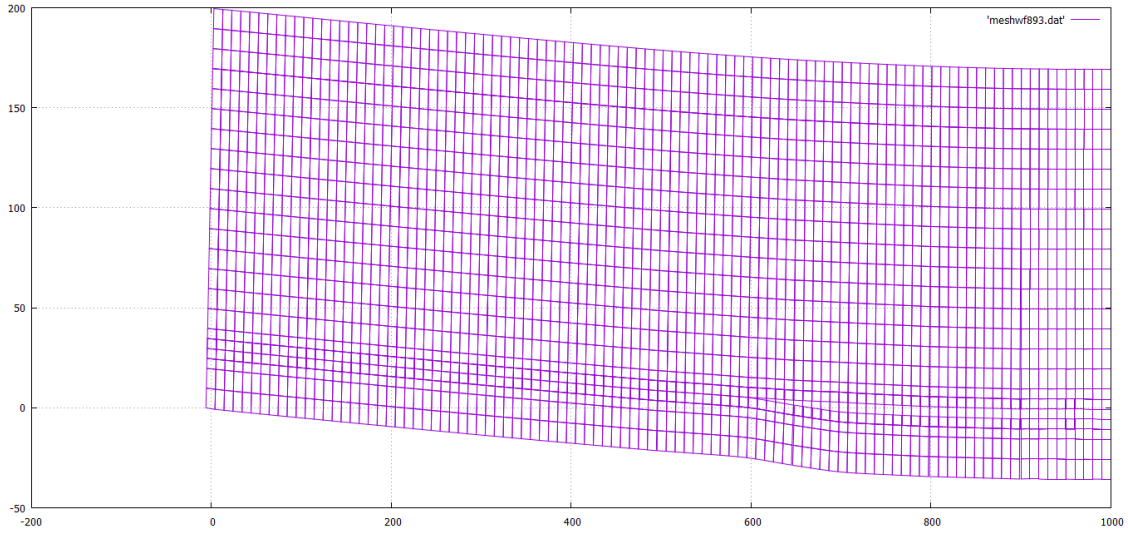

Figura 5.3- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #3)

Têm-se então no Gráfico 5.5, as tensões de tracção na armadura longitudinal no fim da 1ª fase de carregamento (a azul, Figura 5.1) e no fim da 2ª fase de carregamento (a verde, Figura 5.3):

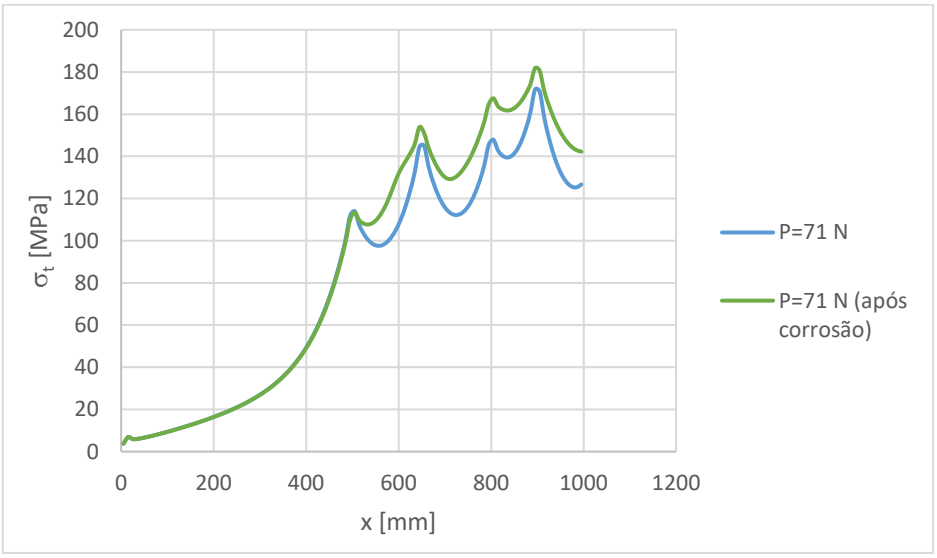

Gráfico 5.5- Tensões de tracção antes e após corrosão do teste #3

Devido à localização do dano, os efeitos da corrosão apenas são observáveis nessa zona deteriorada por corrosão. Analogamente aos resultados obtidos do teste #2, o aumento de tensões deve-se à degradação da aderência.

Acrescentando o diagrama de tensões obtido para a mesma fase de carregamento (fim da fase de corrosão) do teste #4 (deformada na Figura 5.4), é possível concluir que um ligeiro aumento do comprimento de dano tem influência na tensão da armadura aumentando-a na zona com corrosão mais próxima do apoio; este último teste referido corresponde ao mesmo grau de corrosão com um aumento da extensão de dano de 20 cm. Os resultados são visíveis no Gráfico 5.6.

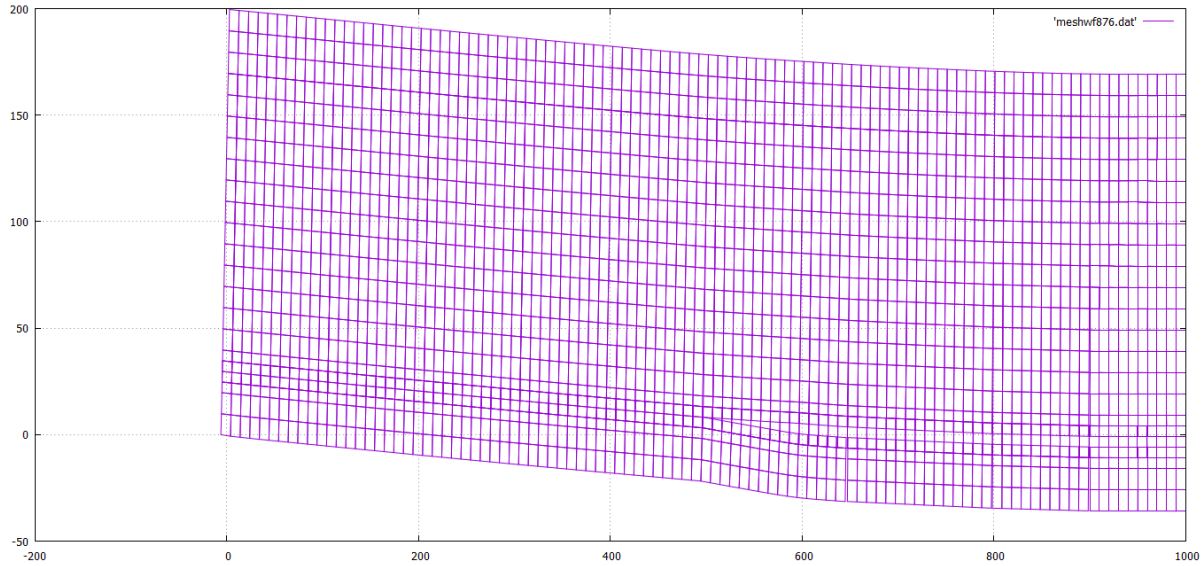

Figura 5.4- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #4)

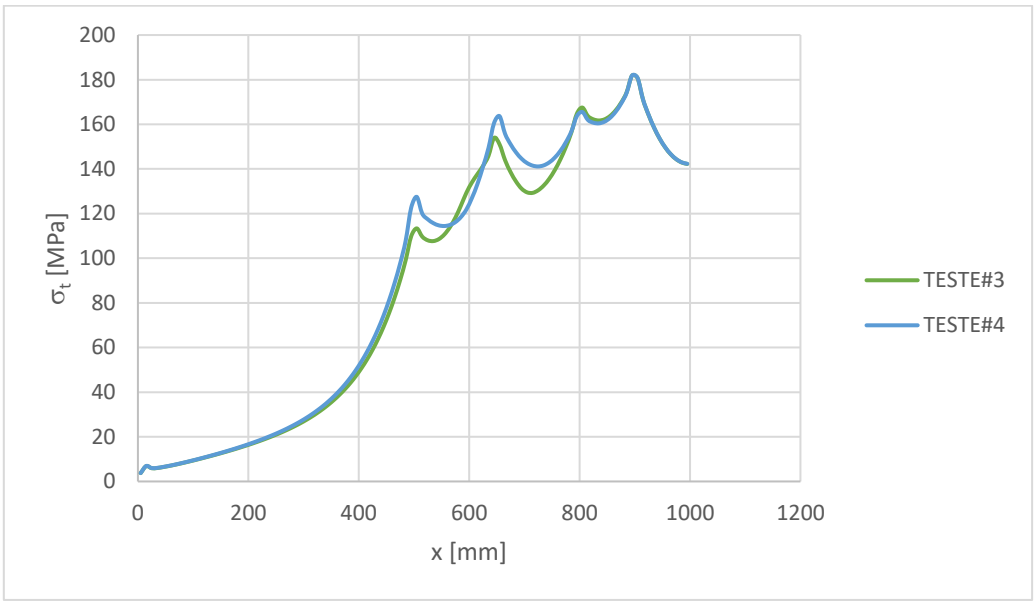

Gráfico 5.6- Comparação das tensões de tracção no fim do segundo carregamento dos testes #3 e 4

O mesmo se sucede no Gráfico 5.7, representativo das tensões de tracções obtidas no teste #1 (sem danos) e no teste sob análise para uma força nodal na ordem dos 170 N e correspondente ao fim do 3º teste. De relembrar que estes 170 N correspondem a uma carga uniformemente distribuída de 34 kN/m, atingindo valores de tensão na ordem de grandeza da tensão de cedência em ambos os casos. Este valor de carga forçará a abertura das fendas transversais como se pode ver na Figura 5.5.

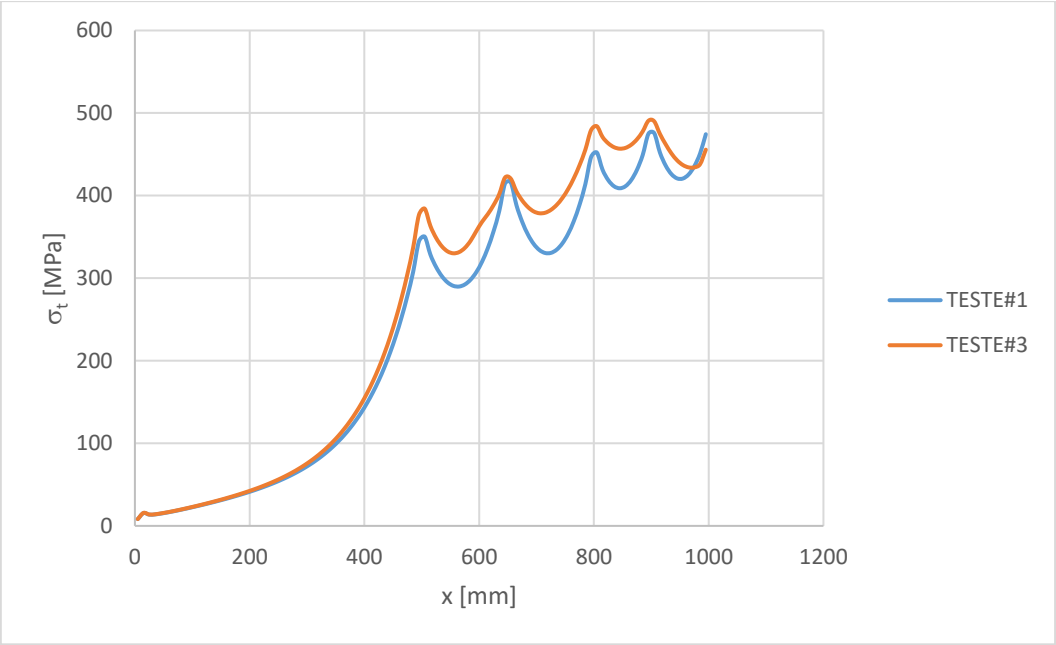

Gráfico 5.7- Comparação das tensões de tracção da viga sem danos (teste #1) com a viga danificada (teste #3) para p=34 kN/m

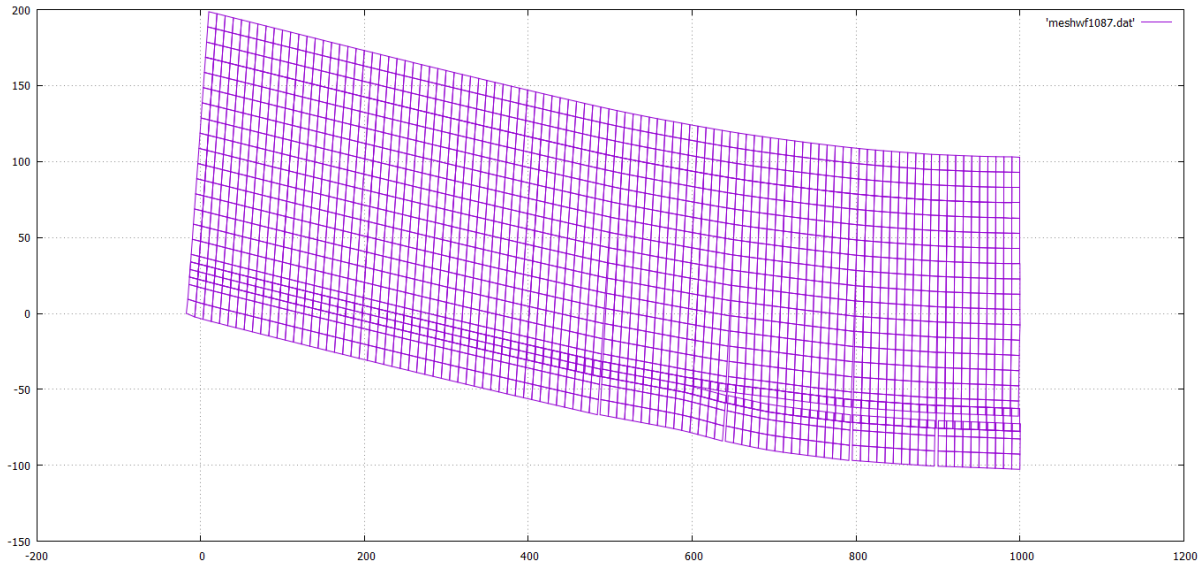

Figura 5.5- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #3)

5.3.3- Comparação das tensões de tracção com e sem confinamento

Este subcapítulo visa realizar a comparação de testes idênticos à excepção das condições de confinamento. Considere-se o teste #4 que representa uma situação de corrosão de grau 10% para um comprimento total de dano de 1,0 m. Este teste considera um modelo de viga com confinamento por estribos, tendo o correspondente sem confinamento no teste #9.

O Gráfico 5.8 representa as tensões de tracção na armadura aquando o fim do segundo carregamento, isto é, após a corrosão. As tensões do teste #4 (com estribos) apresentam uma maior magnitude que as tensões correspondentes do teste #9 (sem estribos), algo que não é expectável devido às condições de aderência serem melhores no teste #4.

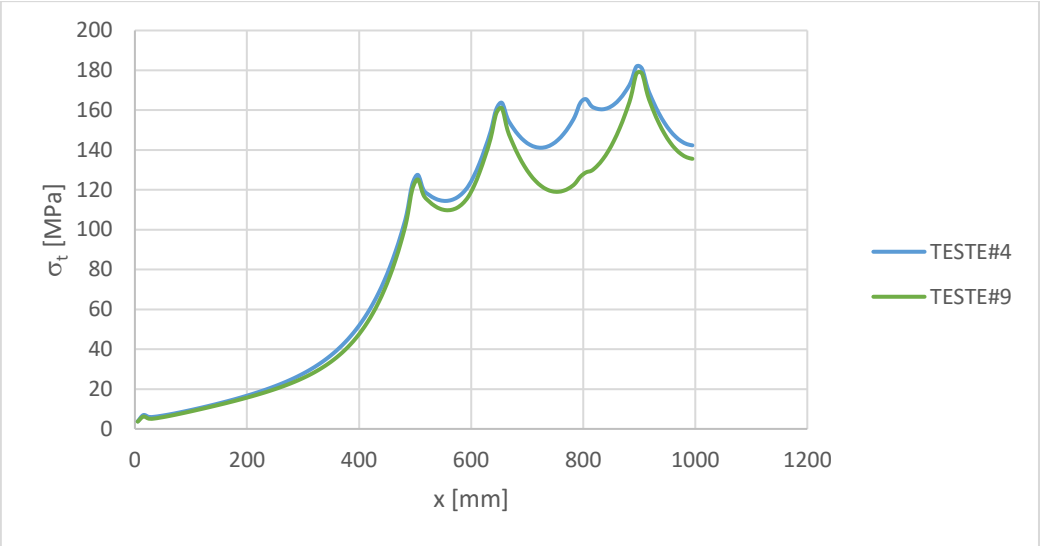

Gráfico 5.8- Comparação das tensões de tracção no fim do segundo carregamento dos testes #4 e 9

Estes resultados podem ser justificados pela curva *bond-slip* representada no Gráfico 5.9 através dos troços lineares utilizados para modelação desta relação na interface aço-betão.

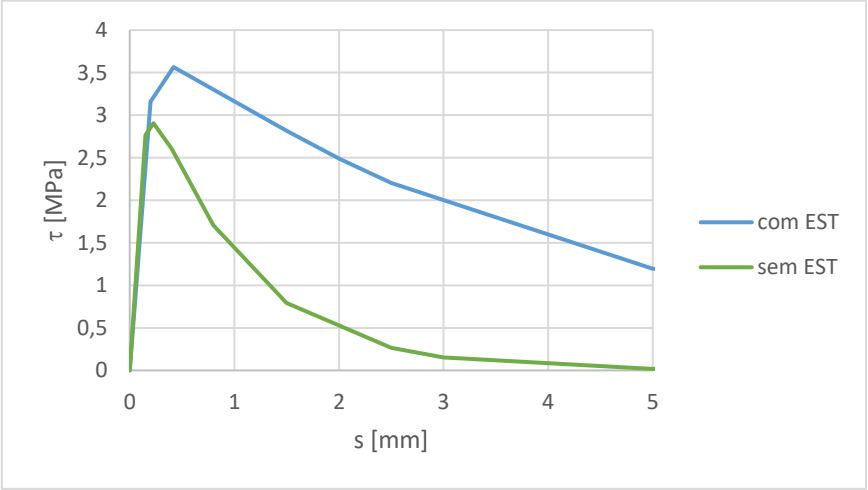

Gráfico 5.9- Troços lineares representativos da relação bond-slip para η=10% (com e sem confinamento)

No primeiro ramo, a curva correspondente ao exemplo com confinamento apresenta menor declive que a curva sem confinamento, tendo no entanto uma diferença muito reduzida. Com o aumento da carga distribuída (3º carregamento), o escorregamento relativo (s) vai aumentar para valores relativos aos quais as tensões de aderência diferem significativamente, notando-se posteriormente esta diferença reflectida nas tensões de tracção na armadura entre uma viga com estribos e outra sem estribos.

É precisamente isso que vai acontecer para uma carga distribuída de aproximadamente 28 kN/m, representada no Gráfico 5.10, com as tensões de tracção verificadas no teste #9 a ultrapassarem os valores do teste #4 na zona adjacente a x=800 mm.

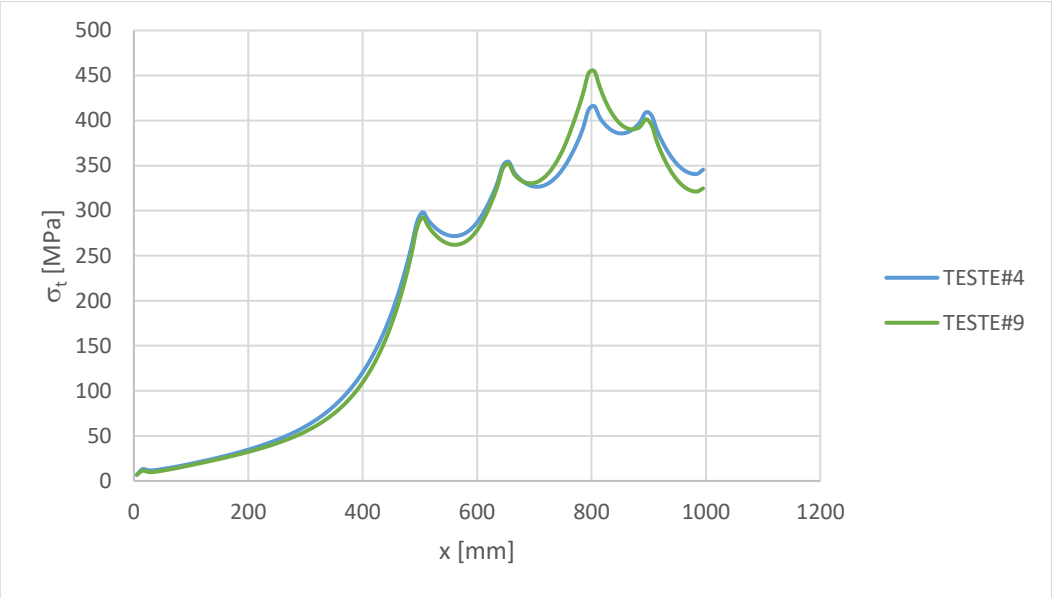

Gráfico 5.10- Comparação das tensões de tracção no terceiro carregamento dos testes #4 e 9 (p=28,4 kN/m)

No caso de um grau de corrosão maior (η=20%), os efeitos dos estribos têm uma influência mais significativa como se pode comprovar pelo Gráfico 5.11.

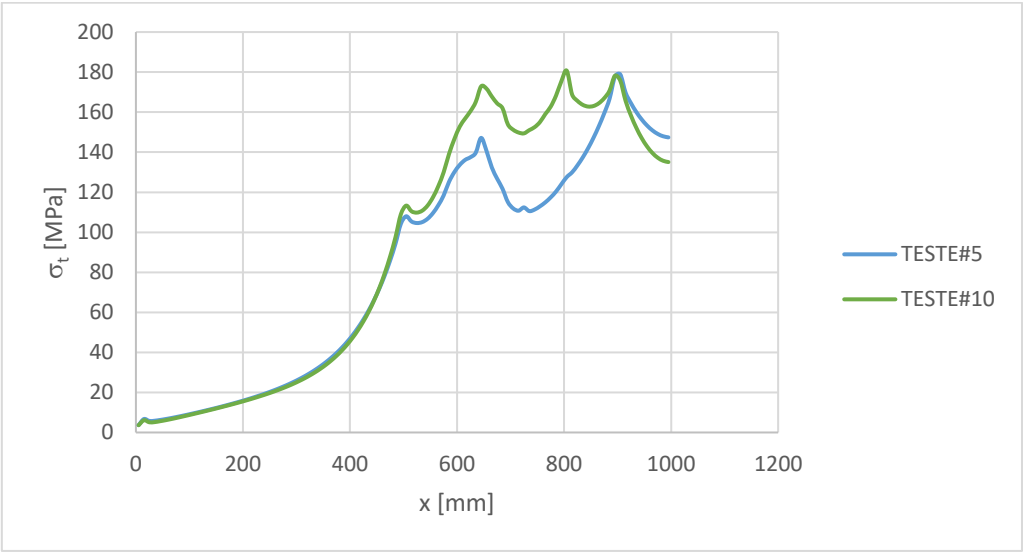

Gráfico 5.11- Comparação das tensões de tracção no fim do segundo carregamento dos testes #5 e 10

No fim do segundo carregamento, ou seja, quando a zona de meio-vão com a extensão total de dano l=0,8 m apresenta uma corrosão de grau η=20%, as tensões verificadas no teste #5 (com confinamento) são consideravelmente menores que as do teste #10, devido à maior degradação da aderência no segundo caso.

Este comportamento mantém-se quando a carga aumenta: o Gráfico 5.12 representa a análise comparativa das tensões de tracção dos dois testes em questão para um nível de carga superior ao anterior, verificando-se que a degradação de ligação aço-betão está melhor traduzida pela curva do teste #10 (a verde).

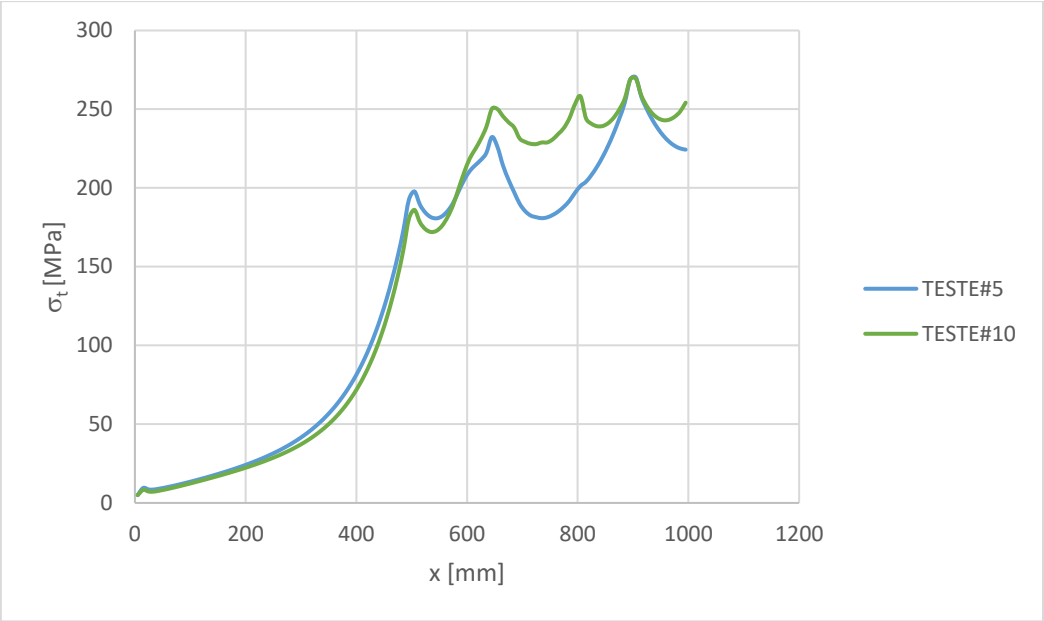

Gráfico 5.12- Comparação das tensões de tracção no terceiro carregamento dos testes #5 e 10 (p=20 kN/m)

6- Conclusão

6.1- Considerações finais

A deterioração de estruturas de betão tem sido uma problemática cada vez mais recorrente. Uma das principais causas de deterioração é a corrosão do aço estrutural, que pode afectar a estrutura a vários níveis: perda de secção da armadura e do betão; fendilhação e delaminação do betão de recobrimento; degradação da ligação entre o aço e o betão.

O trabalho realizado consistiu na análise de uma viga de betão armado, considerando importantes não linearidades (*e.g.*: escorregamento na interface aço-betão) que não são possíveis modelar numa análise elástica linear.

A viga sob análise é numa primeira instância carregada até atingir a carga de serviço, impondo-se de seguida uma variação de temperatura nos varões de aço, conforme o grau de corrosão e extensão do dano, de forma a simular os efeitos das reacções expansivas resultantes dos produtos de corrosão. Na etapa final, aumenta-se a carga distribuída aplicada na viga até se atingir a cedência do aço.

Os resultados apresentados e discutidos em 5-Análise e discussão dos resultados permitem tirar as seguintes conclusões:

- uma viga deteriorada por um grau de corrosão elevado pode atingir o patamar de cedência do aço de forma prematura;
- maiores extensões de dano implicam menores cargas de cedência;
- as reacções expansivas resultantes da corrosão têm como uma das consequências principais a degradação da ligação existente na interface aço-betão;
- um ligeiro aumento da extensão de dano tem influência na tensão da armadura;
- para pequenos escorregamentos na interface aço-betão, os efeitos dos estribos não são muito significativos;
- o aumento da carga aplicada numa viga deteriorada pode aumentar o escorregamento relativo na interface, sendo que a partir de determinada magnitude desta variável os estribos têm um efeito mais assinalável;
- para um grau de corrosão considerável, os estribos ganham preponderância na retardação da degradação de ligação aço-betão.

No entanto, a análise realizada resultou em inúmeros testes que não foram apresentados quer por os resultados serem pouco expressivos, quer por os resultados não serem os expectáveis face à realidade que traduz os significados físicos da corrosão.

Uma das justificações desta questão poderá estar relacionada com a forma como o terceiro carregamento foi modelado; devido à limitação de tempo para execução dos testes e posterior tratamento de dados, foi fundamental o controlo do tempo computacional investido em cada análise.

6.2- Recomendações para trabalhos futuros

O programa inclui a funcionalidade da abordagem de fendas embebidas, que consiste na incorporação de descontinuidades no interior dos elementos finitos, deixando de ser necessário prescrever caminhos possíveis para a propagação da fendilhação. Trabalhos futuros neste âmbito devem passar certamente pela utilização desta abordagem, de forma a obter resultados mais fidedignos e com maior possibilidade de explorar diversos cenários (*e.g.*: corrosão junto à zona do apoio).

É importante salientar que foi a primeira vez que se utilizou o programa em questão para um problema de corrosão. Será relevante a avaliação de vigas com dimensões reais (relativamente ao exemplo de referência analisado), assim como de vigas pré-esforçadas, que podem sofrer efeitos mais nocivos com este tipo de deterioração face às estruturas de betão armado.

Referências bibliográficas

[1] A. Costa, J. Almeida, J. Appleton, C. Marchão e J. Camara, “Durabilidade de estruturas de betão armado e pré-esforçado,” em *Estruturas de betão*, Lisboa, IST, 2017/2018, pp. 140-164.

[2] A. Costa, *Durabilidade de Estruturas de Betão,* Lisboa: IST.

[3] Y. P. Song, L. Y. Song e G. F. Zhao, “Factors affecting corrosion and approaches for improving durability of ocean reinforced concrete structures,” em *Ocean Engineering*, 2004, pp. 779-789.

[4] A. Costa e J. Appleton, “Case studies of concrete deterioration in a marine environment in Portugal,” em *Cement and Concrete Composites*, 2002, pp. 169-179.

[5] R. Cornell e U. Schwertmann, “The iron oxides,” em *Struct. Prop.*, 2001.

[6] T. Marcotte e C. Hansson, “Corrosion products that form on steel within cement paste,” em *Materials and Structures 40 (3)*, 2007, pp. 325-340.

[7] G. Campione, F. Cannella e L. Cavaleri, “Shear and flexural strength prediction of corroded R.C. beams,” em *Construction and Building Materials*, vol. 149, 2017, pp. 395-405.

[8] R. François, S. Laurens e F. Deby, “Effects of Reinforcement Corrosion on the Mechanical Behaviour of Reinforced Concrete,” em *Corrosion and its Consequences for Reinforced Concrete Structures*, 2018, pp. 105-133.

[9] J. Alfaiate, “Estudo e modelação do comportamento do betão fissurado,” IST, Lisboa, 1992.

[10] A. Hillerborg, “The theoretical basis of a method to determine the fracture energy Gf of concrete,” em *Matériaux et Constructions*, 1985, pp. 291-296.

[11] A. Hillerborg, M. Modéer e P. E. Petersson, “Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements,” em *Cement and Concrete Research*, 1976, pp. 773-781.

[12] P. Okumus, M. G. Oliva e S. Becker, “Nonlinear finite element modeling of cracking at ends of pretensioned bridge girders,” em *Engineering Structures*, 2012, pp. 267-275.

[13] D. Dias-da-costa, J. Alfaiate e E. Júlio, “Modelação Numérica de Descontinuidades Fortes Baseada numa Abordagem de Fenda Discreta,” 2007.

[14] D. Dias-da-Costa, “Strong Discontinuities in the scope of the Discrete Crack Approach,” FCTUC, 2010.

[15] J. Alfaiate, G. Wells e L. Sluys, “On the use of embedded discontinuity elements with crack path continuity for mode-I and mixed-mode fracture,” em *Eng. Fracture Mech*, vol. 69, 2002, pp. 661-686.

[16] J. Alfaiate, A. Simone e L. J. Sluys, “Non-homogeneous displacement jumps in strong embedded discontinuities,” em *International Journal of Solids and Structures*, vol. 40, 2003, pp. 5799-5817.

[17] R. Graça-e-Costa, J. Alfaiate, D. Dias-Da-Costa e L. J. Sluys, “A non-iterative approach for the modelling of quasi-brittle materials,” em *International Journal of Fracture*, vol. 178, 2012, pp. 281-298.

[18] R. Graça-e-Costa, “Modelling Nonlinear Fracture Behaviour Using Non-Iterative Numerical Methods,” IST, Lisboa, 2012.

[19] R. Graça-e-Costa, “Modelação de vigas de betão armado reforçadas com chapas metálicas,” IST, Lisboa, 2005.

[20] R. Graça-e-Costa e J. Alfaiate, “The numerical analysis of reinforced concrete beams using embedded discontinuities,” em *SDHM Struct Durab Health Monit*, vol. 2, 2006, pp. 11-18.

[21] J. Alfaiate e L. J. Sluys, “On the use of non-iterative methods in cohesive fracture,” em *International Journal of Fracture*, vol. 210, 2018, pp. 167-186.

[22] FIB Model Code, 2010.

[23] J. Alfaiate, E. Pires e J. Martins, “Numerical analysis of cracked concrete behaviour using the fictitious crack model,” em *Relatório CMEST AI nº8*, Lisboa, 1989.

[24] J. Alfaiate, “Strong discontinuities embedded in finite elements,” em *Relatório ICIST, DTC nº09/00*, Lisboa, 2000.

[25] C. Fang, K. Lundgren, M. Plos e K. Gylltoft, “Bond behaviour of corroded reinforcing steel bars in concrete,” em *Cement and Concrete Research*, vol. 36, 2006, pp. 1931-1938.

[26] L. Lowes, J. Moehle e S. Govindjee, “Concrete–steel bond model for use in finite element modeling of reinforced concrete structures,” em *ACI Struct. J.*, 2004, pp. 501-511.

[27] K. Lundgren, “Bond between ribbed bars and concrete: Part 1. Modified model,” em *Magazine of Concrete Research 57 (7)*, 2005, pp. 371-382.

[28] D. Coronelli, “Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bars in reinforced concrete,” em *ACI Struct. J. 99 (3)*, 2002.

[29] M. Berra, A. Castellani, D. Coronelli, S. Zanni e G. Zhang, “Steel–concrete bond deterioration due to corrosion: finite-element analysis for different confinement levels,” em *Magazine of Concrete Research 55 (3)*, 2003, pp. 237-247.

[30] C. Jiang, Y. F. Wu e M. J. Dai, “Degradation of steel-to-concrete bond due to corrosion,” em *Construction and Building Materials*, vol. 158, 2018, pp. 1073-1080.

[31] K. Lundgren, “Bond between ribbed bars and concrete: Part 2. The effect of corrosion,,” em *Magazine of Concrete Research 57 (7)*, 2005, pp. 383-396.

[32] D. Coronelli, “Bar corrosion in steel–concrete bond: material and structural effects in R/C,” Politecnico di Milano, Milão, 1998.

[33] F. Molina, C. Alonso e C. Andrade, “Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part 2. Numerical model,” em *Materials and Structures 26*, 1993, pp. 532-548.

[34] Y. Auyeung, “Bond properties of corroded reinforcement with and without confinement,” The State University of New Jersey, 2001.

[35] B. Sanz, J. Planas e J. M. Sancho, “Study of the loss of bond in reinforced concrete specimens with accelerated corrosion by means of push-out tests,” em *Construction and Building Materials*, vol. 160, 2018, pp. 598-609.

[36] M. Maslehuddin, I. Allam, G. Al-Sulaimani, A. Al-Mana e S. Abduljauwad, “Effect of rusting of reinforcing steel on its mechanical properties and bond with concrete,” em *ACI-Mater.*, 1990, pp. 496-502.

[37] Y. Ma, Z. Guo, L. Wang e J. Zhang, “Experimental investigation of corrosion effect on bond behavior between reinforcing bar and concrete,” em *Construction and Building Materials*, vol. 152, 2017, pp. 240-249.

[38] H. Lin, Y. Zhao e M. Sun, “Effects of Stirrups on Bond Behaviour Between Concrete and Corroded Steel Bars,” em *Proceedings of the 4th International Conference on the Durability of Concrete Structures*, 2014, pp. 122-126.

[39] C. Jiang, B. Nan e J. Omboko, “Enhancing FRP-to-concrete bond behavior by epoxy interlocking,” em *ACI Spec. J.*, 2017.

[40] C. Fang, K. Lundgren, L. Chen e C. Zhu, “Corrosion influence on bond in reinforced concrete,” em *Cement and Concrete Research 34*, 2004, p. 2159–2167.

[41] Y. Zhao, H. Lin, K. Wu e W. Jin, “Bond behaviour of normal/recycled concrete and corroded steel bars,” em *Construction and Building Materials*, vol. 48, 2013, pp. 348-359.

[42] K. Hanjuri, D. Coronelli e K. Lundgren, “Severely corroded reinforced concrete with cover cracking: part 2. Anchorage capacity,” em *Modelling of Corroding Concrete Structures: Proceedings of the Joint fib-RILEM Workshop*, Madrid, Espanha, 2011, pp. 207-217.

[43] C. Juarez, B. Guevara, G. Fajardo e P. Castro-Borges, “Ultimate and nominal shear strength in reinforced concrete beams deteriorated by corrosion,” em *Engineering Structures 33*, 2011, pp. 3189-3196.

[44] Y. Wu e X. Zhao, “Unified bond stress-slip model for reinforced concrete,” em *Structural Engineer*, 2012, pp. 1951-1962.

Anexos

Anexo A- Tensões de tracção

Anexo B- Deformadas

A. Tensões de tracção

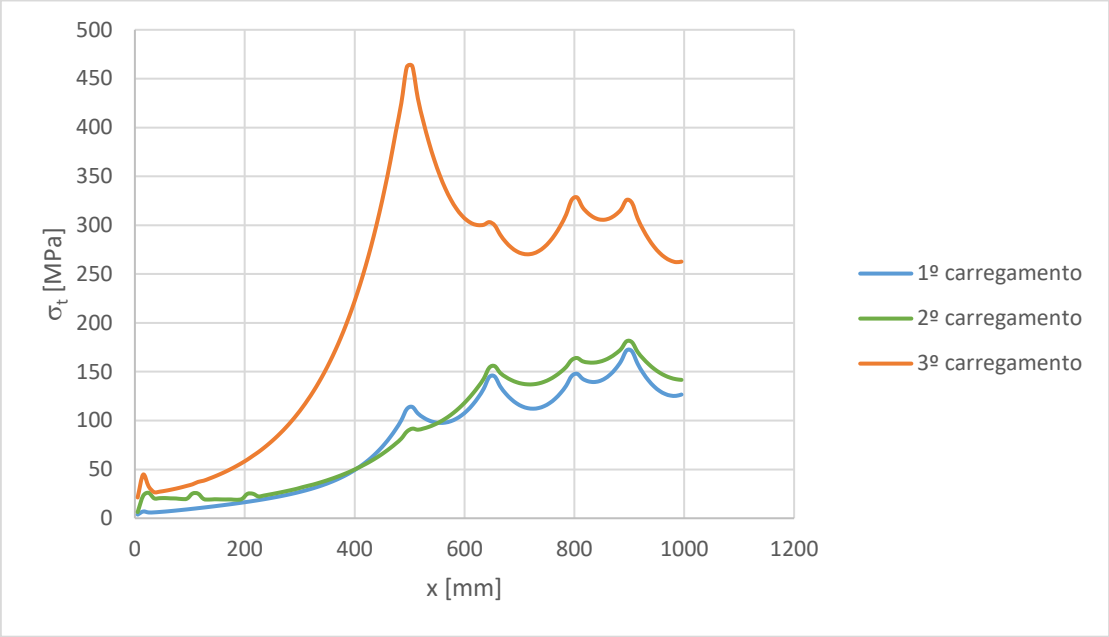

Gráfico A.1- Tensões de tracção (teste #2)

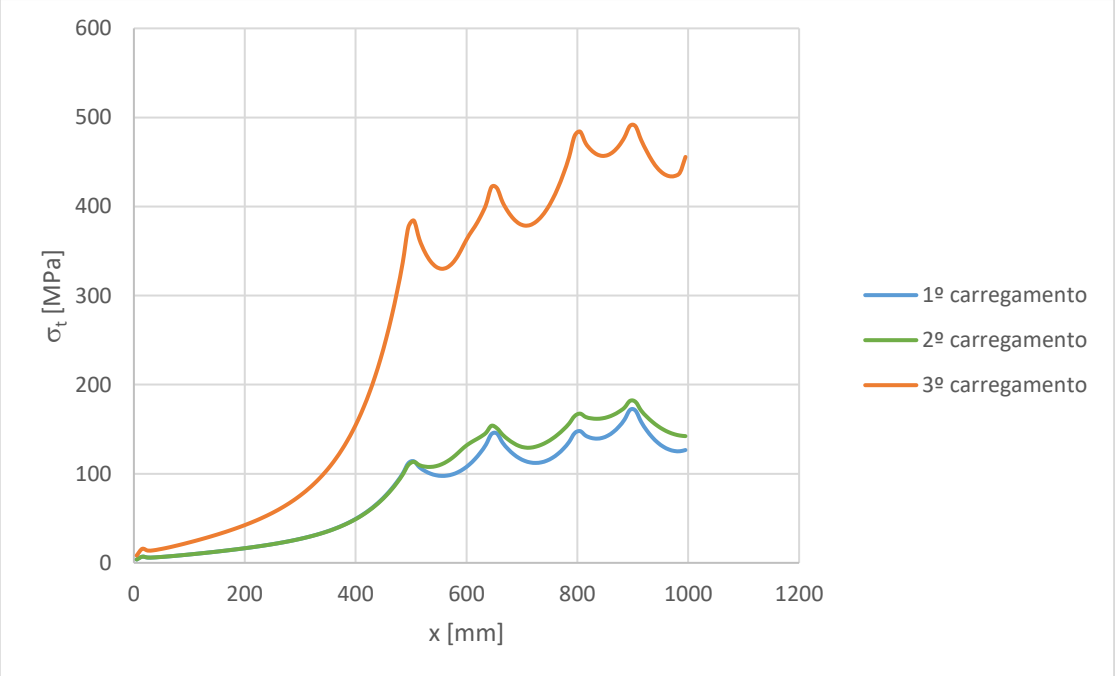

Gráfico A.2- Tensões de tracção (teste #3)

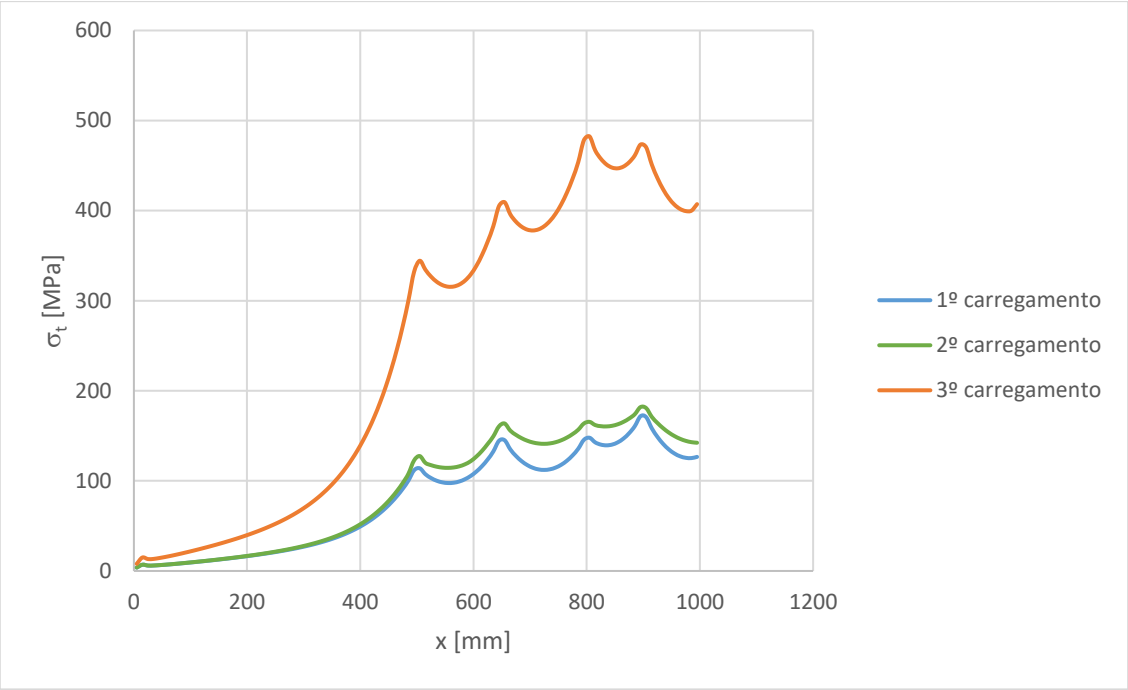

Gráfico A.3- Tensões de tracção (teste #4)

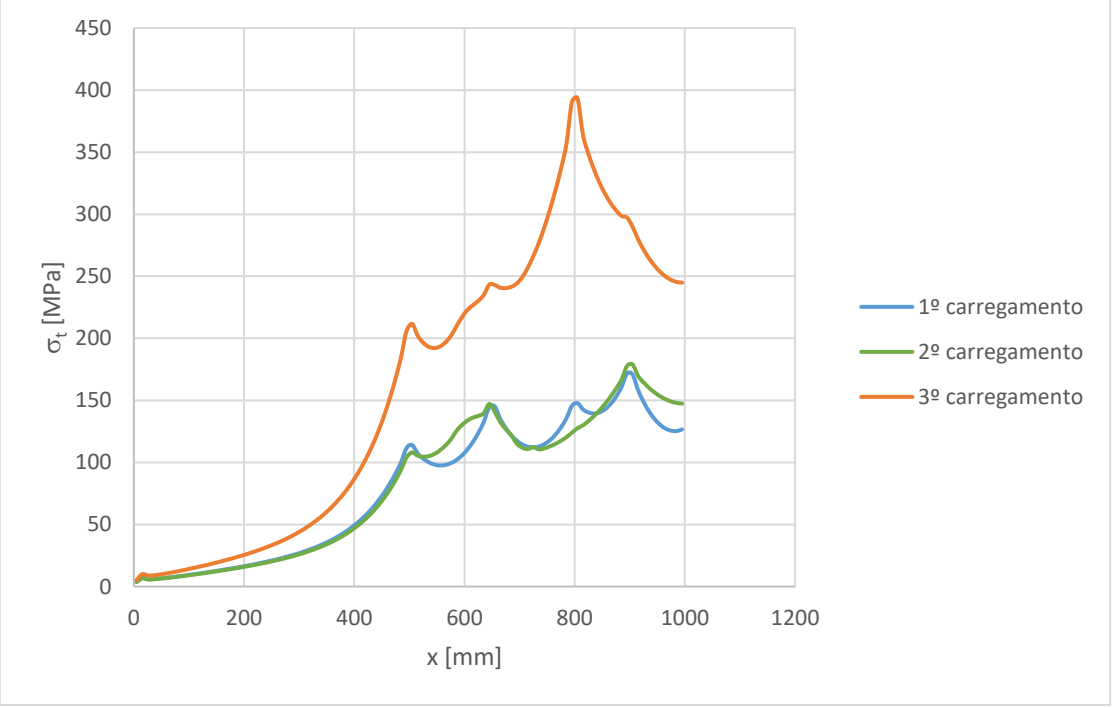

Gráfico A.4- Tensões de tracção (teste #5)

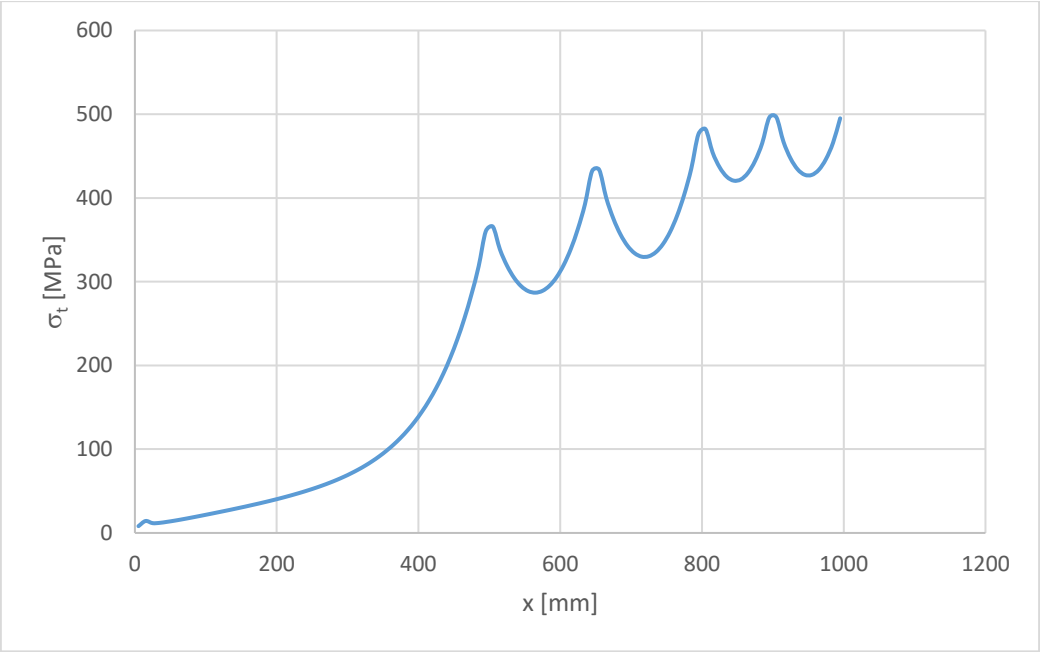

Gráfico A.5- Tensões de tracção do teste #6 para p=35 kN/m

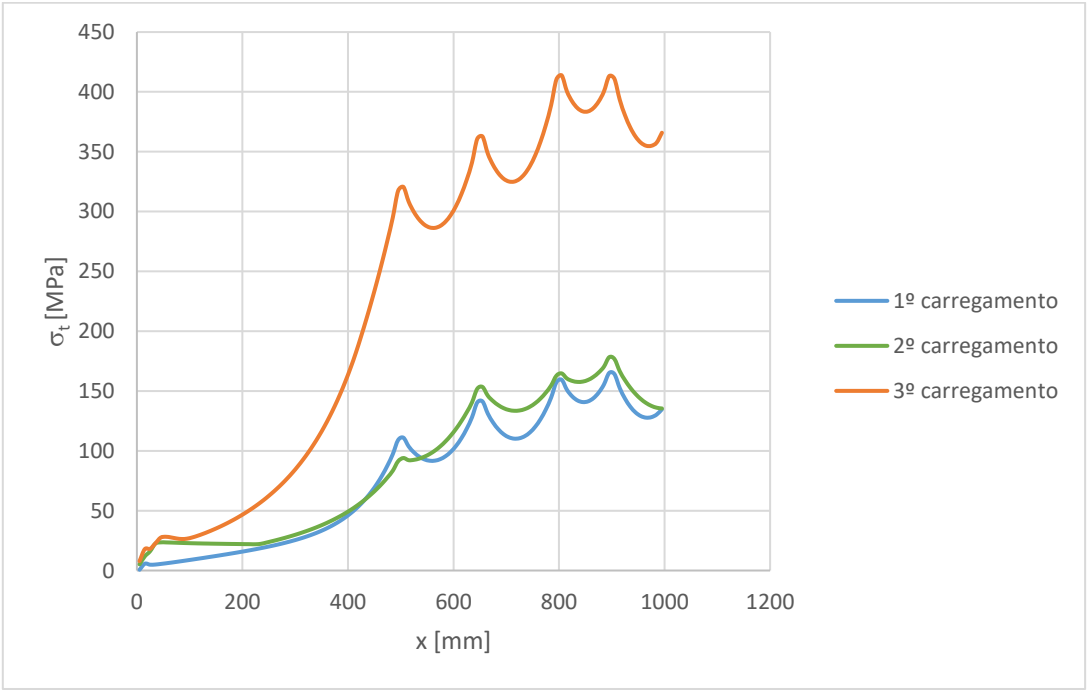

Gráfico A.6- Tensões de tracção (teste #7)

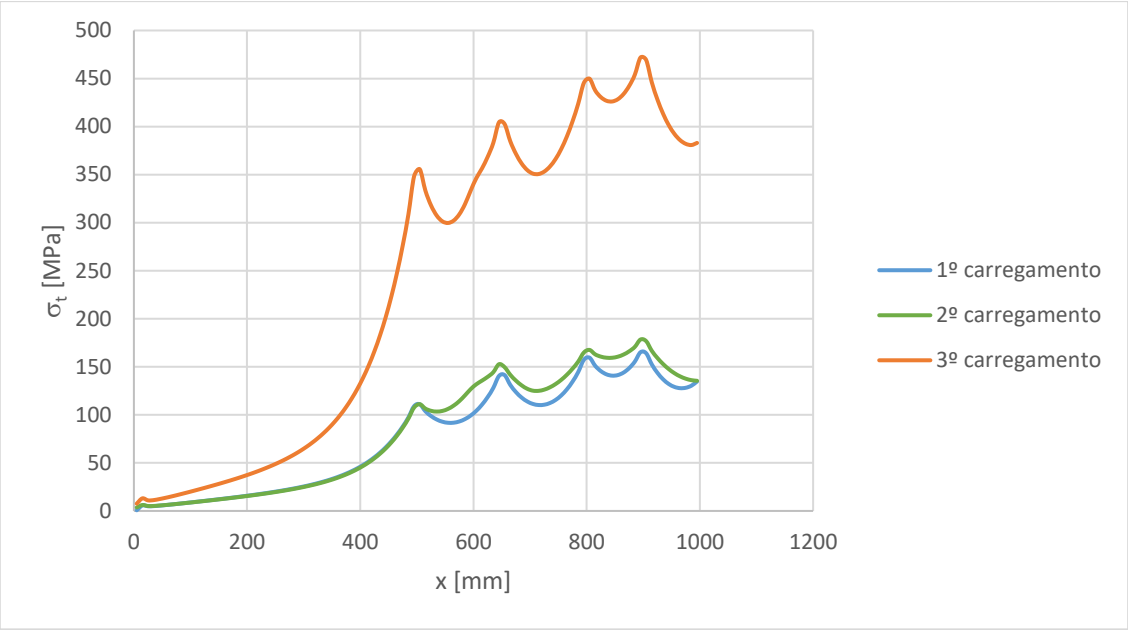

Gráfico A.7- Tensões de tracção (teste #8)

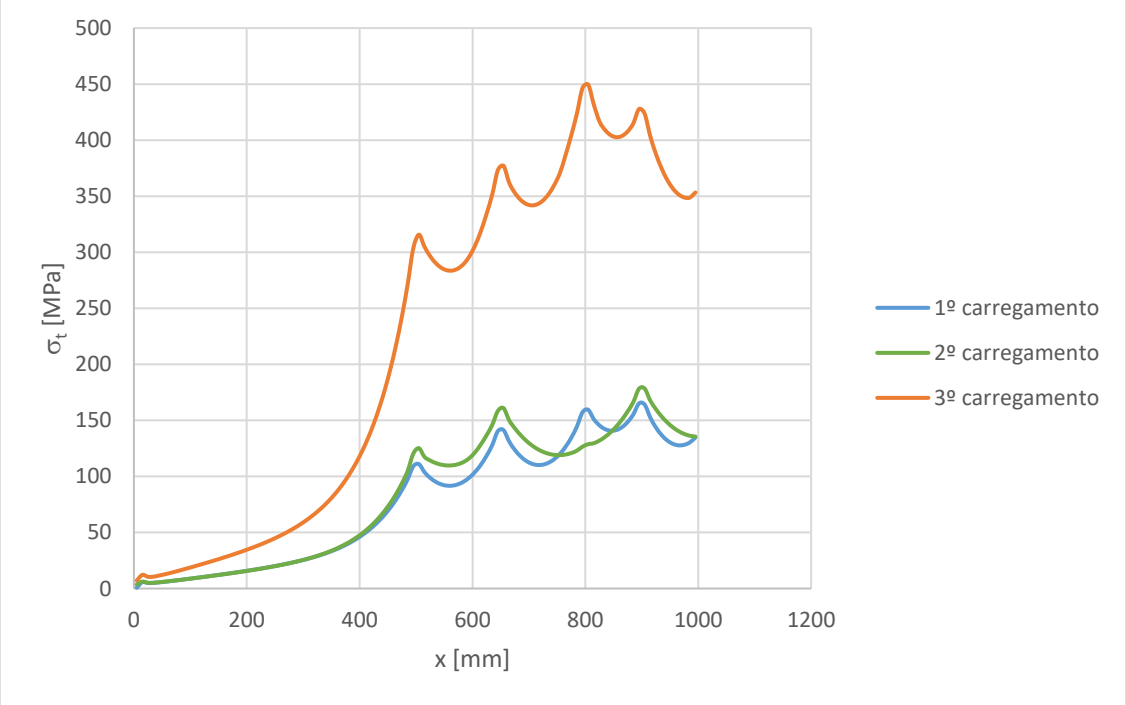

Gráfico A.8- Tensões de tracção (teste #9)

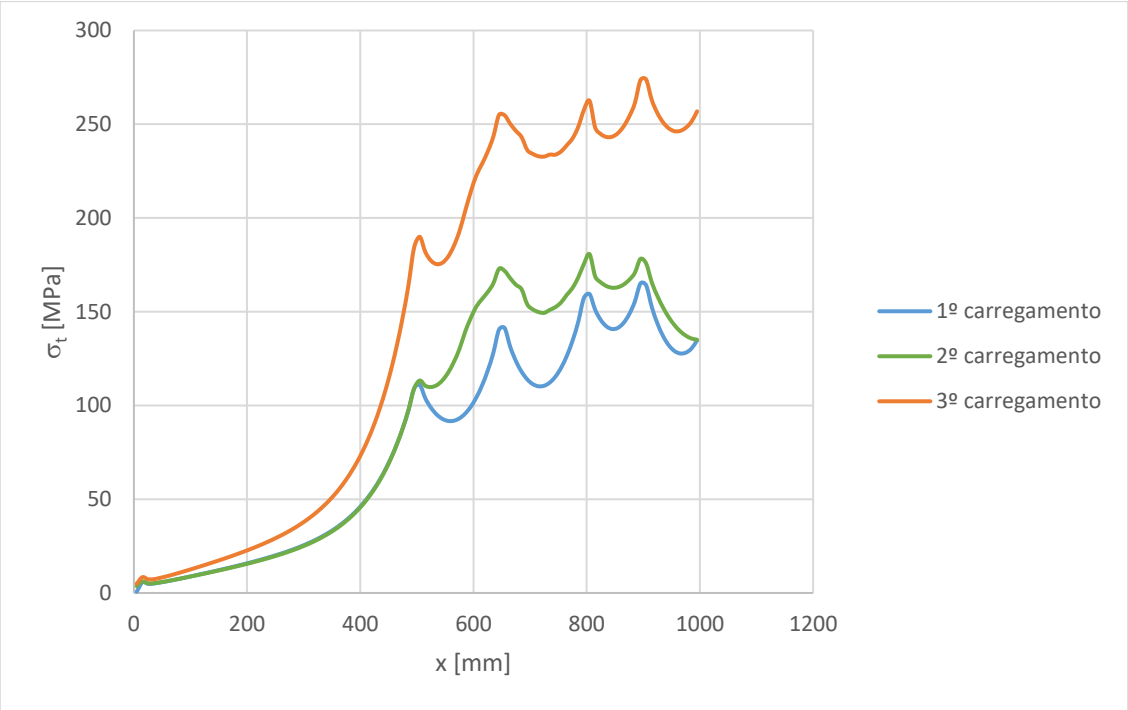

Gráfico A.9- Tensões de tracção (teste #10)

B. Deformadas

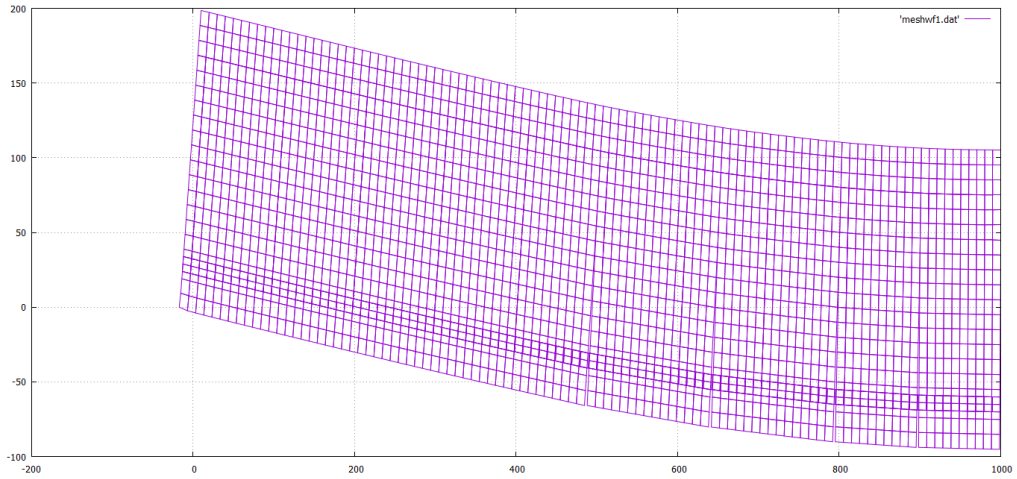

Figura B.1- Deformada amplificada (teste #1)

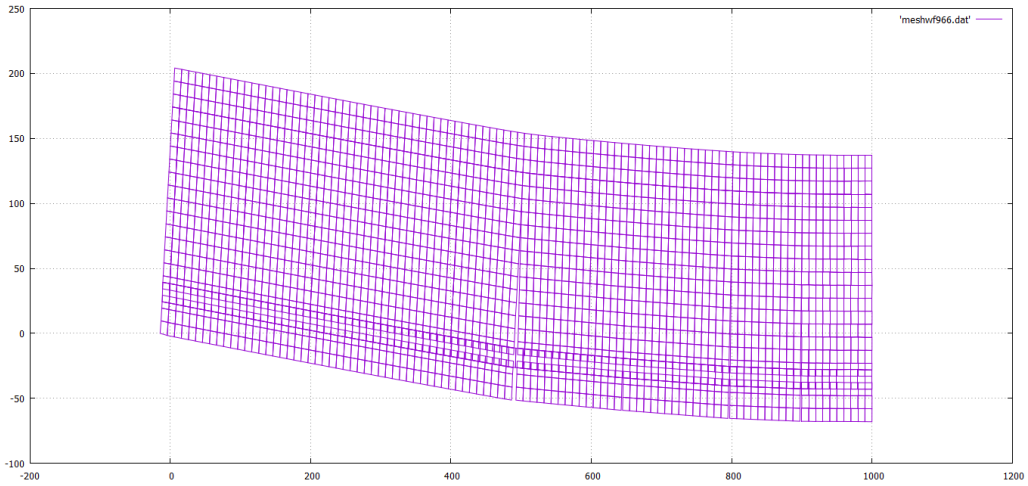

Figura B.2- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #2)

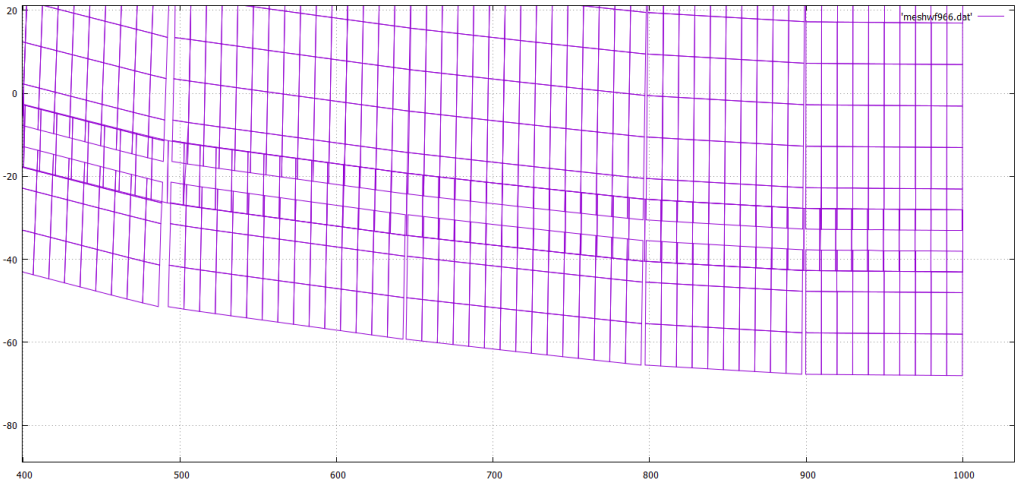

Figura B.3- Ampliação da Figura B.2 (teste #2)

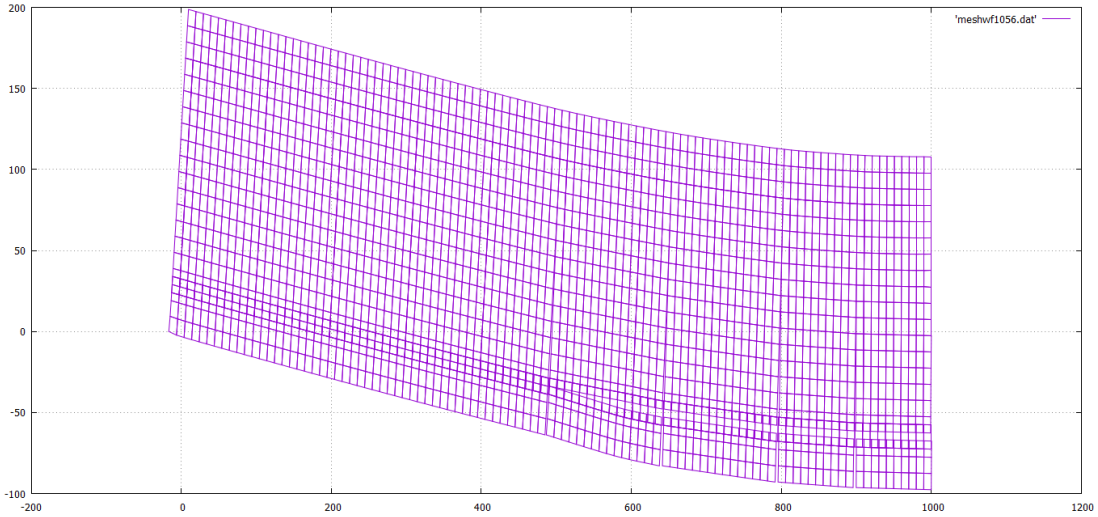

Figura B.4- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #4)

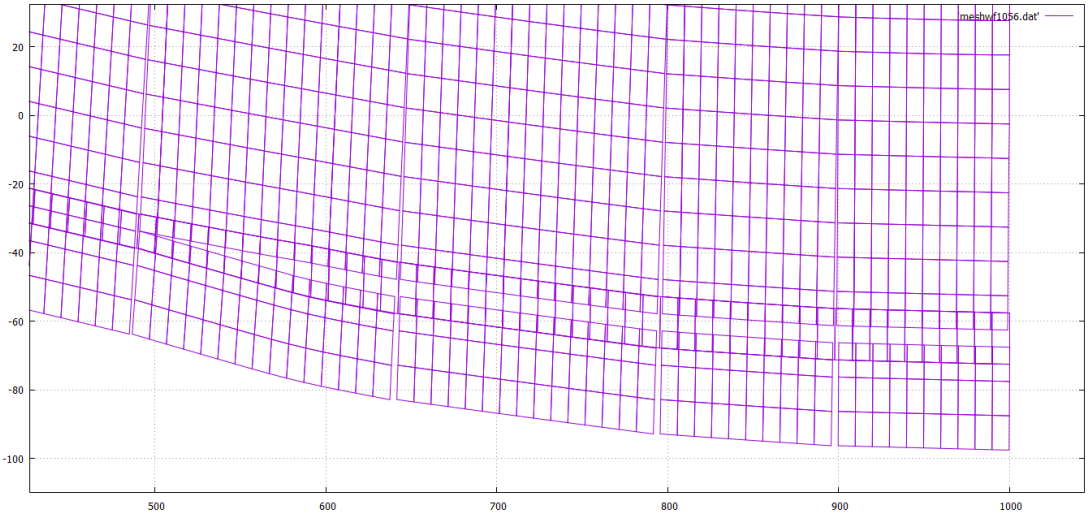

Figura B.5- Ampliação da Figura B.4 (teste #4)

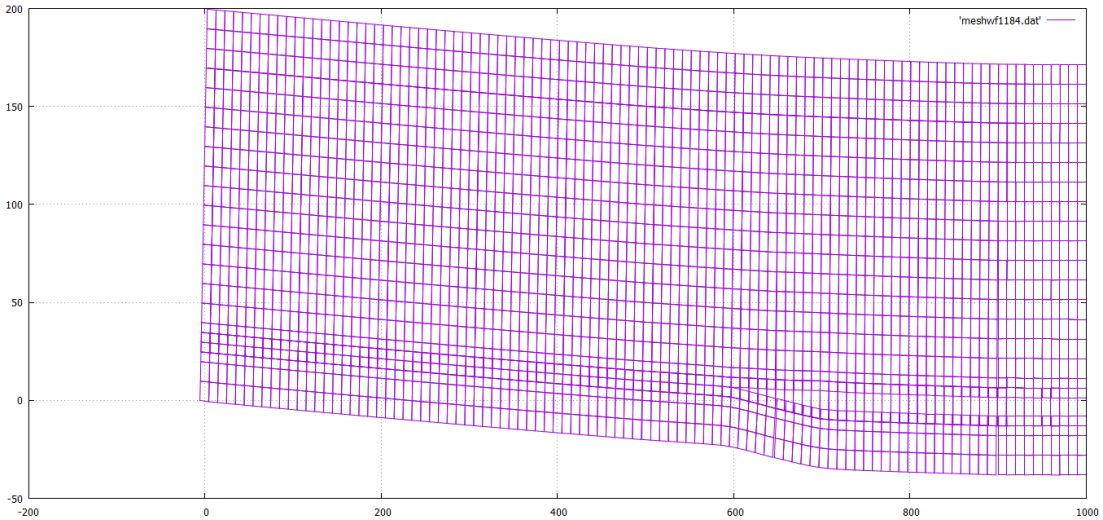

Figura B.6- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #5)

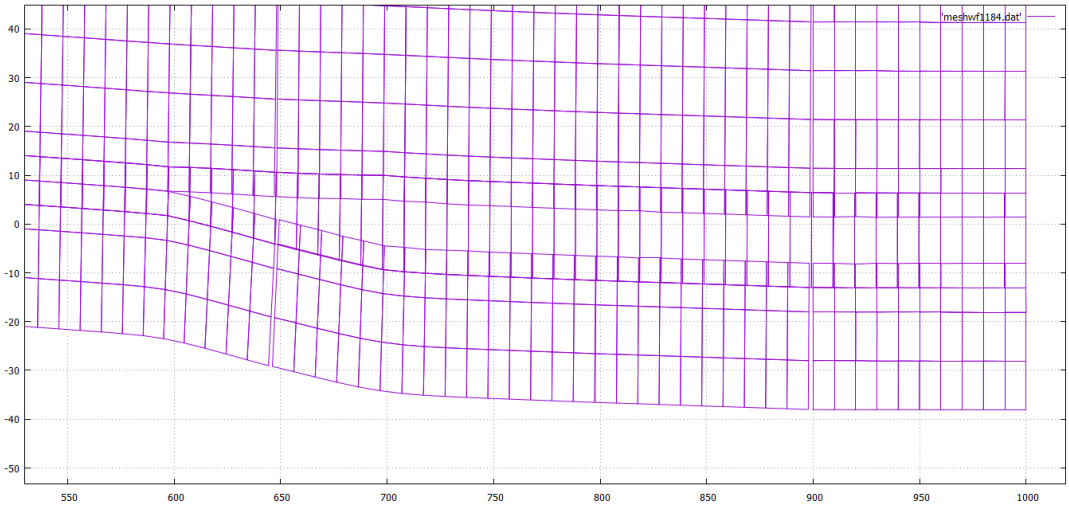

Figura B.7- Ampliação da Figura B.6 (teste #5)

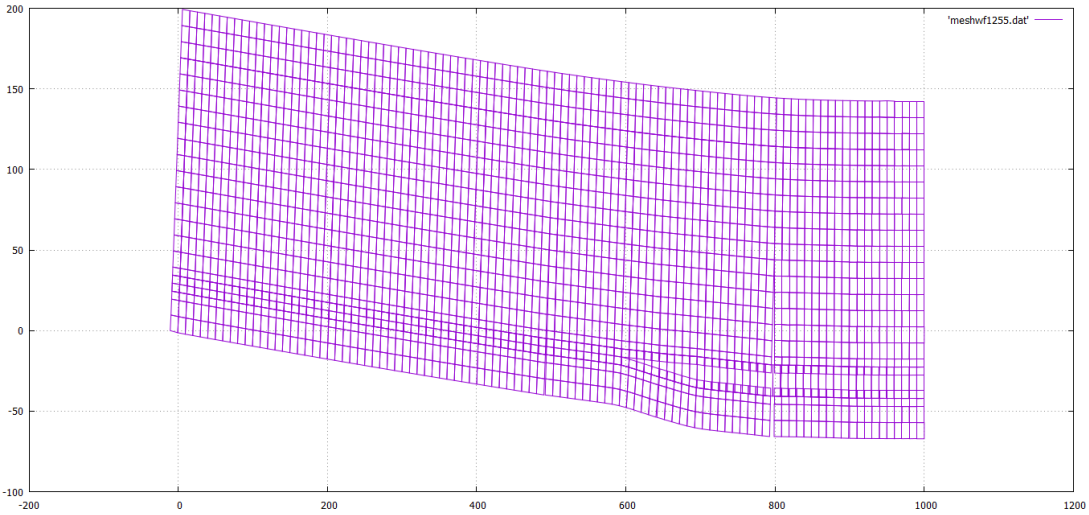

Figura B.8- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #5)

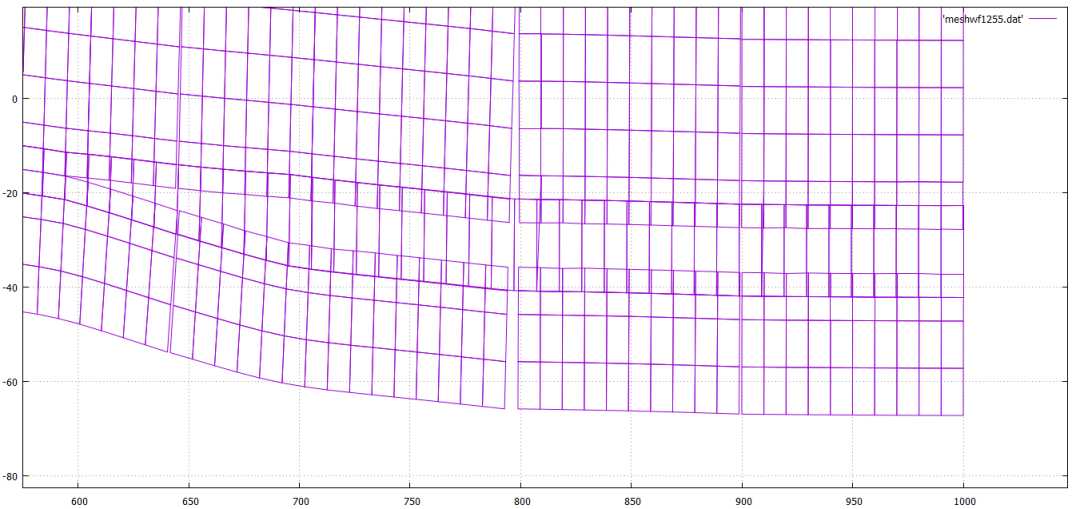

Figura B.9- Ampliação da Figura B.8 (teste #5)

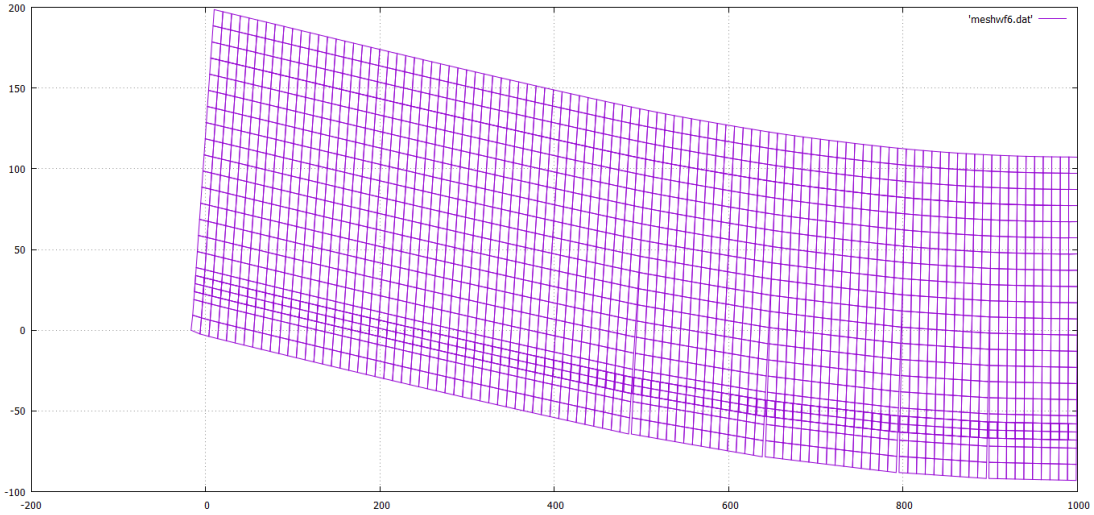

Figura B.10- Deformada amplificada (teste #6)

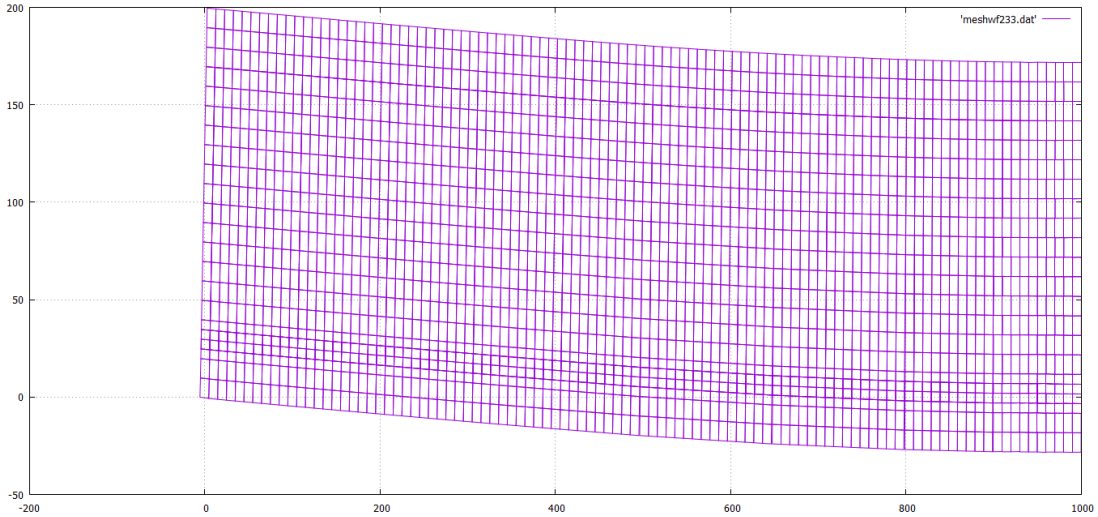

Figura B.11- Deformada amplificada no fim do primeiro carregamento (testes #7-10)

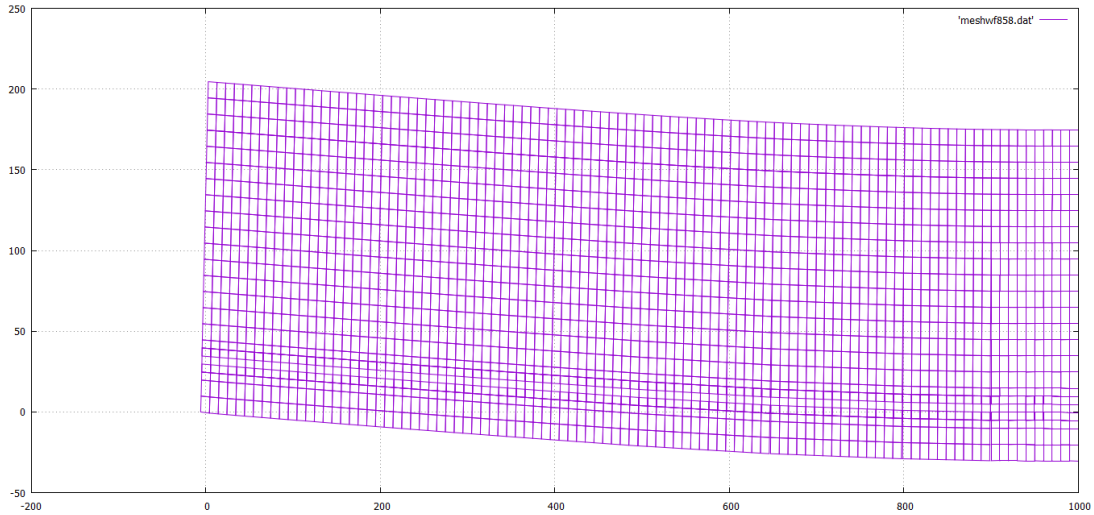

Figura B.12- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #7)

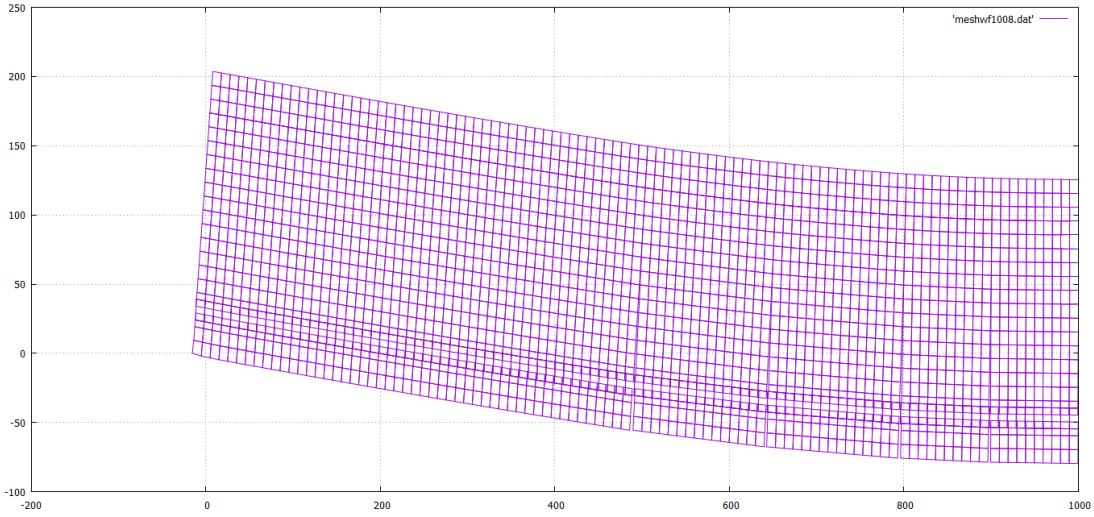

Figura B.13- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #7)

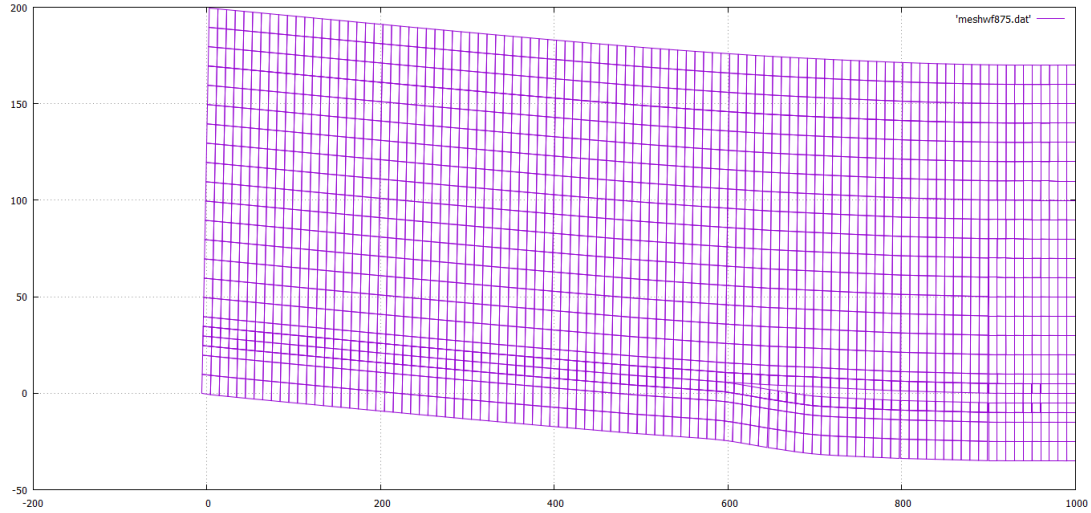

Figura B.14- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #8)

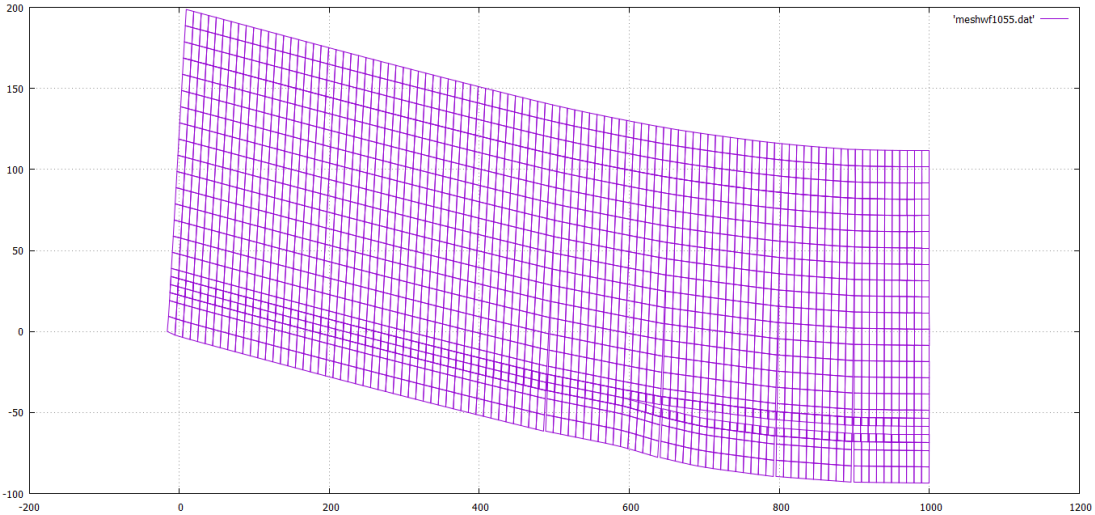

Figura B.15- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #8)

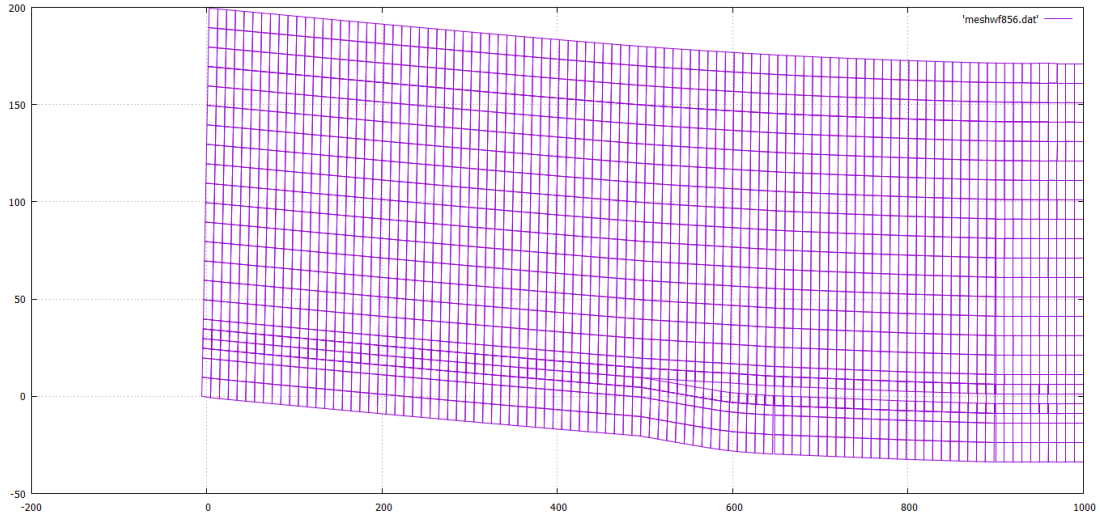

Figura B.16- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #9)

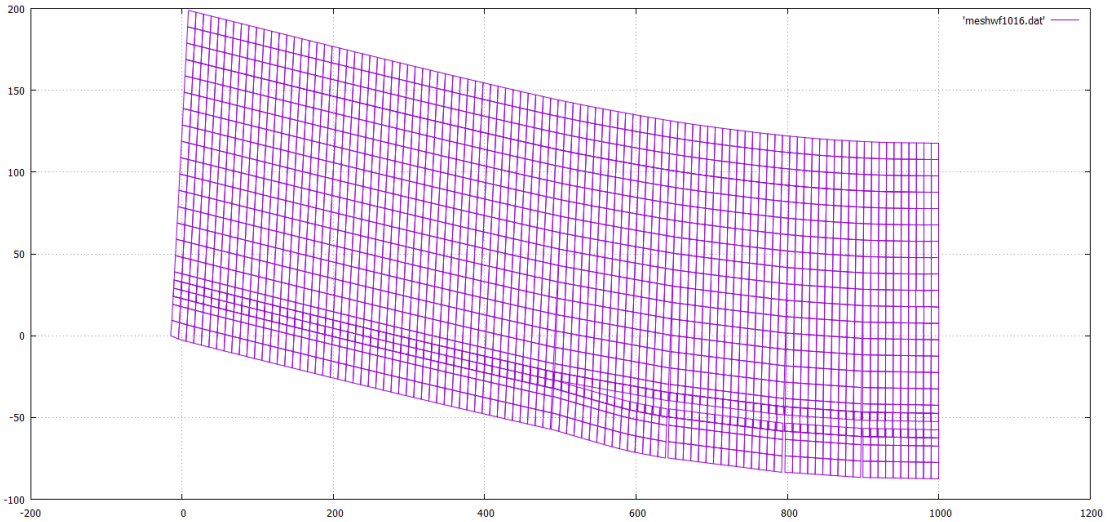

Figura B.17- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #9)

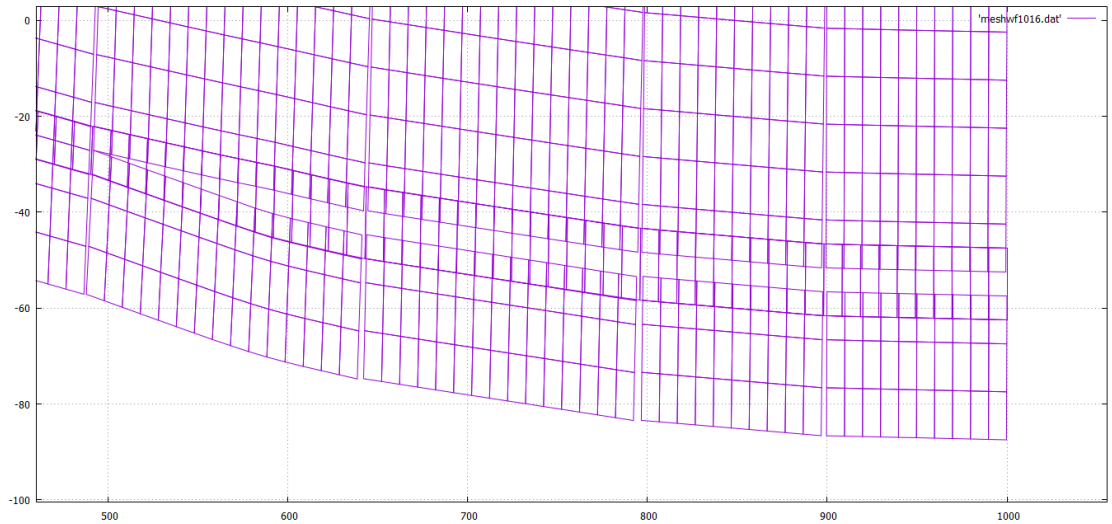

Figura B.18- Ampliação da Figura B.17 (teste #9)

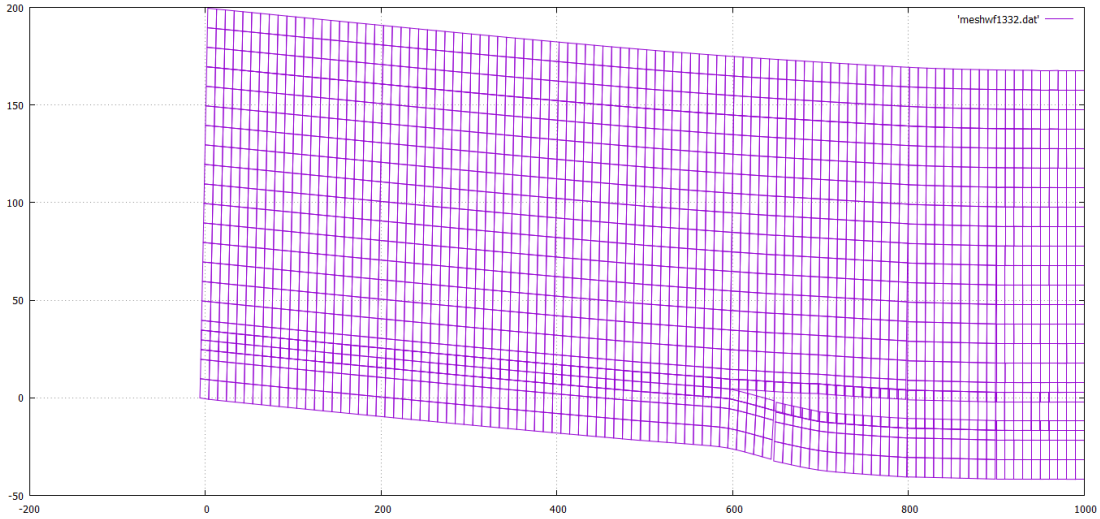

Figura B.19- Deformada amplificada no fim do segundo carregamento (teste #10)

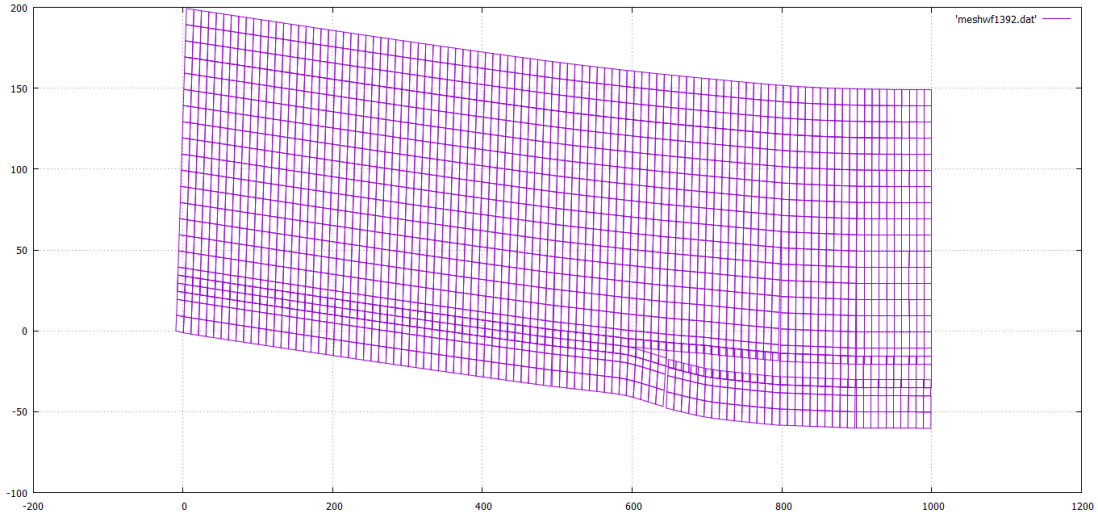

Figura B.20- Deformada amplificada no fim do terceiro carregamento (teste #10)