



Diogo Frade Ferreira

Licenciado em Engenharia Civil

Modelação Não-linear do Comportamento de Vigas-Parede

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor Corneliu Cismasiu

Co-Orientador: Professor Doutor António Pinho Ramos

Júri:

Presidente: Professor Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues

Arguente: Professor Doutor Rui Pedro César Marreiros

Vogais: Professor Doutor Corneliu Cismasiu



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Março de 2015

Copyright © Diogo Frade Ferreira, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

O texto desta Dissertação não obedece ao Novo Acordo Ortográfico por opção do autor.

Dedicado à Cassilda e ao Rui

AGRADECIMENTOS

A colaboração demonstrada de diversas formas por diferentes pessoas, tornaram real a conclusão desta etapa.

Quero deixar um agradecimento muito especial aos meus orientadores Professor Corneliu Cismasiu e Professor António Pinho Ramos, pelo auxílio que sempre me prestaram, e pela grande paciência demonstrada.

Agradeço também ao restante corpo docente que acompanhou o meu percurso académico, que contribuiu para a minha formação.

Aos meus colegas com quem tive o prazer de partilhar momentos durante este percurso, também deixo palavras de apreço, e que se possível, que não acabe no meio académico a nossa colaboração.

Deixo também um agradecimento muito especial aos meus amigos, que apesar de não estarem directamente ligados ao meu percurso académico, proporcionaram-me momentos inesquecíveis e de valor incalculável.

Por último, e o mais importante dos agradecimentos, deixo aos meus pais e à minha irmã, que tanto perto como longe, em alturas positivas e negativas, nunca deixaram de me apoiar, de me dar coragem e força para seguir em frente.

A todos, Muito Obrigado.

RESUMO

Com a evolução dos recursos computacionais e o desenvolvimento dos modelos constitutivos disponíveis na avaliação do comportamento estrutural de elementos de betão armado, é comum recorrer-se cada vez mais a modelos numéricos que consideram a não-linearidade física e geométrica. As simulações numéricas obtidas com recurso a este tipo de modelos computacionais permitem obter um historial completo do comportamento estrutural, desde o início da aplicação do carregamento, até ao colapso total da estrutura.

Contudo, verifica-se que em zonas de descontinuidade geométrica em estruturas de betão armado, a evolução do padrão de fendilhação é um fenómeno relativamente complexo, cuja simulação numérica representa um desafio considerável.

O objectivo deste trabalho é o de verificar a aplicabilidade do Método dos Elementos Aplicados no estudo do desenvolvimento do padrão de fendilhação em paredes de betão armado, solicitadas por um carregamento monotónico. Foi analisado um conjunto de dez paredes, todas com uma abertura que provoca uma zona de descontinuidade geométrica e, conseqüentemente, um padrão de fendilhação mais complexo. Cada parede tem uma pormenorização de armadura diferente, permitindo verificar a fiabilidade do modelo computacional.

Os resultados numéricos foram comparados com ensaios experimentais realizados por Bounassar Filho [8], permitindo tirar conclusões sobre as vantagens e as limitações deste método, quando aplicado ao estudo de estruturas de betão armado solicitadas por cargas monotónicas.

Palavras-chave:

Análise não-linear; Fendilhação; Método dos Elementos Aplicados; Betão Armado.

ABSTRACT

Nowadays, with the continuous evolution of the numerical methods and the available constitutive models, it is more and more common practice to use complex physical and geometrical non-linear numerical analysis to estimate the structural behavior of reinforced concrete elements. The associated numerical simulations may yield the complete time history of the structural behavior, from the first moment the load is applied until the total collapse of the structure.

However, one note that, in geometrical discontinuous zones in reinforced concrete elements, the evolution of the cracking pattern is a relatively complex phenomena and its numerical simulation is considerably challenging.

The objective of the present dissertation is to check the applicability of the Applied Element Method in simulating the crack pattern development in reinforced concrete walls subjected to monotonic loading. A series of ten walls were analyzed, all presenting an opening that guarantee a geometrical discontinuity zone and, consequently, a more complex cracking pattern. Each wall has a different reinforcement solution, allowing to verify the reliability of the computational model.

The numerical estimates were compared with the results of experimental testing presented by Bounassar Filho [8]. This comparison allows to conclude on the advantages and the limitations of the Applied Element Method when used to estimate the behavior of reinforced concrete elements subjected to monotonic loading.

Keywords:

Non-linear analysis, Cracking, Applied Element Method, Reinforced Concrete.

ÍNDICE DE MATÉRIAS

Copyright	i
Agradecimentos	v
Resumo	vii
Abstract	ix
Índice de Figuras	xv
Índice de Tabelas	xx
Simbologia	xxi
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objectivos da dissertação	3
1.3 Organização da dissertação	4
CAPÍTULO 2 – ESTADO DE ARTE.....	5
2.1 – Introdução.....	5
2.2 - Métodos numéricos contínuos.....	5
2.2.1 - Abordagem da fissuração discreta.....	6
2.2.2 - Abordagem da fissuração distribuída.....	7
2.3 - Métodos numéricos descontínuos	7
2.3.1 - Método dos Elementos Discretos.....	7
2.3.2 - Método de Análise de Deformações Descontínuas.....	9
2.3.3 - Método dos Elementos Discretos Modificado	10
2.4 - Método Sem Malha	13
2.4.1 - Método Sem Malha de Galerkin	13
2.5 – Método numérico combinado.....	15

ÍNDICE DE MATÉRIAS

2.5.1 – Método combinado de elementos finitos e discretos.....	15
CAPÍTULO 3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS	19
3.1 – Evolução do Método dos Elementos Aplicados	19
3.2 – Apresentação do método	29
3.2.1 – Generalidades	29
3.2.2 – Formulação do método no domínio dos pequenos deslocamentos.....	31
3.2.3 – Formulação do método no domínio dos grandes deslocamentos	32
3.2.4 – Leis constitutivas dos materiais de uma estrutura de betão armado.....	34
3.2.5 – Critério de Rotura	39
3.2.6 – Coeficiente de Poisson	43
3.2.7 – Contacto entre elementos.....	43
3.2.8 – Tipos de carregamento.....	45
3.2.9 - Refinamento	45
3.3- Análise comparativa do Método dos Elementos Aplicados com outros métodos numéricos	46
CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO.....	49
4.1 - Ensaios de Bounassar Filho	49
4.1.1 – Ensaios.....	51
4.2 – Modelação Numérica.....	54
4.2.1 – Calibração das leis constitutivas dos materiais.....	54
4.2.2- Geometria das paredes	62
4.2.3- Aplicação do carregamento e das condições de fronteira	64
CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	67
5.1 – Estudos de convergência	67
5.2 – Calibração dos materiais.....	71
5.3 – Controlo em deformação vs Controlo em força	73
5.4 – Avaliação da qualidade dos resultados numéricos	74

ÍNDICE DE MATÉRIAS

5.4.1 – Análise do padrão de fendilhação.....	74
5.4.2 – Análise das curvas de capacidade.....	79
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	93
6.1 – Conclusões.....	93
6.2 – Desenvolvimentos futuros	95
REFERÊNCIAS	97
ANEXO A - PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS	103
ANEXO B - CÓDIGO PARA OBTENÇÃO DA RMS E RMS NORMALIZADA ...	121
ANEXO C - PORMENORIZAÇÃO DAS ARMADURAS DAS PAREDES DE BETÃO ARMADO	123

ÍNDICE DE FIGURAS E DE TABELAS

ÍNDICE DE FIGURAS

1.1 – Fendilhação provocada por esforços de flexão e tracção	1
1.2 – Fendilhação provocada por esforços de corte e por torção.....	2
1.3 – Fendilhação provocada por perda de aderência e acções localizadas	2
2.1 – Modelação da fendilhação pela abordagem da fissuração discreta.....	6
2.2 – Contactos pontuais entre elementos deformáveis planos	8
2.3 – Contacto entre elementos rígidos tridimensionais	9
2.4 – Viga simulada através do MADD com 130 elementos	10
2.5 – Viga simulada através do MADD com 455 elementos	10
2.6 – Modelação do betão no MEDM.....	11
2.7 – Comportamento do MEDM	12
2.8 – Esquema do processo adoptado no MEDM	13
2.9 – Modelo experimental de Sumi... ..	14
2.10 – Propagação da fissuração simulada por Fleming.....	14
2.11 – Processo de cálculo adoptado no MCEFD	15
2.12 – Exemplo de aplicação do MCEFD	16
2.13 – Padrão de fendilhação obtido experimentalmente por Ariffin.....	17
3.1 – Planta do Hotel San Diego.....	20
3.2 – Deformada do Hotel San Diego obtida através da modelação em MEA.....	21
3.3 – Casos de estudo sobre o ar retido nas longarinas da ponte de Utatsu.....	22
3.4 – Efeito do ar retido nas longarinas da ponte de Utatsu durante um tsunami.....	22
3.5 – Colapso progressivo de uma estrutura causado pelo efeito de cheias.....	23
3.6 – Efeito de diferentes alturas de vigas de fundação.....	24
3.7 – Efeito de contraventamentos diagonais	25
3.8 – Modelação da demolição de um edifício	25
3.9 – Evolução da demolição estudada por Simion	26
3.10 – Protótipo da barreira de polímeros de fibra de vidro.....	27
3.11 – Modelos constitutivos adoptados.....	27
3.12 – Fendilhação, separação e rotura dos tubos de polímeros de fibra de vidro.....	28
3.13 – Graus de liberdade no MEA	30

ÍNDICE DE FIGURAS E DE TABELAS

3.14 – Configuração de dois elementos	31
3.15 – Molas de interface entre elementos de betão	34
3.16 – Molas de interface representativas dos varões de aço	35
3.17 – Modelo constitutivo de Maekawa	36
3.18 – Modelo de comportamento do betão para tensões de corte	37
3.19 – Modelo constitutivo do aço	38
3.20 – Determinação das tensões principais	39
3.21 – Redistribuição das forças nas molas das fendas.....	41
3.22 – Redistribuição das forças nas molas pelas faces dos elementos	42
3.23 – Redistribuição tridimensional de tensões pelas faces dos elementos	43
3.24 – Contacto entre elementos	44
3.25 – Arredondamento dos elementos e respectivas molas de colisão	45
3.26 – Comparação entre o MEA, MEF e MED.....	48
4.1 – Descrição dos modelos de ensaio.....	50
4.2 – Geometria das paredes na primeira fase de ensaios (dimensões em mm)	51
4.3 – Esquema geral dos ensaios	52
4.4 – Modelação dos varões de aço	55
4.5 – Gráficos Tensão-Deformação do ensaio aos varões de aço de Bounassar Filho ...	56
4.6 – Gráficos Força-Deslocamento para varões de aço $\phi 6$ mm	57
4.7 – Gráficos Força-Deslocamento para varões de aço $\phi 8$ mm	58
4.8 – Gráficos Força-Deslocamento para varões de aço $\phi 10$ mm	58
4.9 – Gráficos Força-Deslocamento para varões de aço $\phi 12$ mm	59
4.10 – Gráficos Força-Deslocamento para varões de aço $\phi 16$ mm	59
4.11 – Pormenorização da parede MB1aa	63
4.12 – Exemplo de uma cinta em Extreme Loading for Structures	63
4.13 – Sistema de carregamento e de apoios	65
5.1 – Malha inicial de elementos no ELS	68
5.2 – Malha de elementos após primeiro refinamento h no ELS	68
5.3 – Malha de elementos após segundo refinamento h no ELS	69
5.4 – Calibração da malha de elementos – Refinamento h	70
5.5 – Calibração da malha de elementos – Refinamento p	70
5.6 – Calibração dos materiais	73

ÍNDICE DE FIGURAS E DE TABELAS

5.7 – Controlo em Deformação vs Controlo em Força	74
5.8 – Curva de capacidade da parede MB1aa	75
5.9 – Fendilhação a 70 kN (Ponto A na Figura 5.5)	75
5.10 – Fendilhação a 120 kN (Ponto B na Figura 5.5)	76
5.11 – Fendilhação a 140 kN (Ponto C na Figura 5.5)	76
5.12 – Fendilhação a 240 kN (Ponto D na Figura 5.5)	76
5.13 – Fendilhação a 300 kN (Ponto E na Figura 5.5)	77
5.14 – Fendilhação a 320 kN (Ponto F na Figura 5.5)	77
5.15 – Fendilhação a 350 kN (Ponto G na Figura 5.5)	77
5.16 – Curvas de capacidade do modelo MB1aa	79
5.17 – Curvas de capacidade do modelo MB1ae	79
5.18 – Curvas de capacidade do modelo MB1ee	80
5.19 – Curvas de capacidade do modelo MB1ee1	80
5.20 – Curvas de capacidade do modelo MB2ae	80
5.21 – Curvas de capacidade do modelo MB2ee	81
5.22 – Curvas de capacidade do modelo MB3aa	81
5.23 – Curvas de capacidade do modelo MB3ae	81
5.24 – Curvas de capacidade do modelo MB3ee	82
5.25 – Curvas de capacidade do modelo MB4ee	82
5.26 – Cálculo da Raiz Média Quadrática	83
5.27 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB1ae	84
5.28 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB1ee	85
5.29 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB1ee1	85
5.30 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB2ae	85
5.31 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB2ee	86
5.32 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB3aa	86
5.33 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB3ae	86
5.34 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB3ee	87
5.35 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB4ee	87
5.36 – Modelo constitutivo de elementos à compressão adoptado por Macedo	89
5.37 – Relação tensão-deformação do betão, do aço e do betão armado	89
5.38 – Curvas de capacidade simuladas e experimentais do modelo MB1ee	90
5.39 – Curvas de capacidade simuladas e experimentais do modelo MB2ee	91
5.40 – Curvas de capacidade simuladas e experimentais do modelo MB3ee	91

ÍNDICE DE FIGURAS E DE TABELAS

A.1 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB1ae	103
A.2 – Fendilhação a 160 kN do modelo MB1ae	103
A.3 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB1ae	104
A.4 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB1ae	104
A.5 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB1ae	104
A.6 – Fendilhação a 100 kN do modelo MB1ee	105
A.7 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB1ee	105
A.8 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB1ee	105
A.9 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB1ee	106
A.10 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB1ee1	106
A.11 – Fendilhação a 140 kN do modelo MB1ee1	106
A.12 – Fendilhação a 240 kN do modelo MB1ee1	107
A.13 – Fendilhação a 300 kN do modelo MB1ee1	107
A.14 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB1ee1	107
A.15 – Fendilhação a 80 kN do modelo MB2ae	108
A.16 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB2ae	108
A.17 – Fendilhação a 240 kN do modelo MB2ae	108
A.18 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB2ae	109
A.19 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB2ae	109
A.20 – Fendilhação a 400 kN do modelo MB2ae	109
A.21 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB2ee	110
A.22 – Fendilhação a 160 kN do modelo MB2ee	110
A.23 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB2ee	110
A.24 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB2ee	111
A.25 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB2ee	111
A.26 – Fendilhação a 420 kN do modelo MB2ee	111
A.27 – Fendilhação a 100 kN do modelo MB3aa	112
A.28 – Fendilhação a 140 kN do modelo MB3aa	112
A.29 – Fendilhação a 160 kN do modelo MB3aa	112
A.30 – Fendilhação a 220 kN do modelo MB3aa	113
A.31 – Fendilhação a 300 kN do modelo MB3aa	113
A.32 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB3aa	113
A.33 – Fendilhação a 100 kN do modelo MB3ae	114
A.34 – Fendilhação a 140 kN do modelo MB3ae	114

ÍNDICE DE FIGURAS E DE TABELAS

A.35 – Fendilhação a 220 kN do modelo MB3ae	114
A.36 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB3ae	115
A.37 – Fendilhação a 300 kN do modelo MB3ae	115
A.38 – Fendilhação a 330 kN do modelo MB3ae	115
A.39 – Fendilhação a 340 kN do modelo MB3ae	116
A.40 – Fendilhação a 140 kN do modelo MB3ee	116
A.41 – Fendilhação a 160 kN do modelo MB3ee	116
A.42 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB3ee	117
A.43 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB3ee	117
A.44 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB3ee	117
A.45 – Fendilhação a 430 kN do modelo MB3ee	118
A.46 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB4ee	118
A.47 – Fendilhação a 140 kN do modelo MB4ee	118
A.48 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB4ee	119
A.49 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB4ee	119
C.1 – Pormenorização do modelo MB1aa	123
C.2 – Pormenorização do modelo MB1ae	123
C.3 – Pormenorização do modelo MB1ee	124
C.4 – Pormenorização do modelo MB1ee1	124
C.5 – Pormenorização do modelo MB2ae	124
C.6 – Pormenorização do modelo MB2ee	125
C.7 – Pormenorização do modelo MB3aa	125
C.8 – Pormenorização do modelo MB3ae	125
C.9 – Pormenorização do modelo MB3ee	126
C.10 – Pormenorização do modelo MB4ee	126

ÍNDICE DE TABELAS

4.1 – Características dos varões de aço no ensaio de Bounassar Filho.....	56
4.2 – Modelo constitutivo de Ristic – parâmetros calibrados	60
4.3 – Caracterização dos betões utilizados	61
4.4 – Valores de calibração dos parâmetros do betão da parede MB1aa.....	62
4.5 – Valores das cargas e extensões de rotura	64
5.1 – Valores de calibração do betão	72
5.2 – Valores de calibração do aço	72
5.3 – Raízes médias quadráticas das paredes modeladas.....	84
5.4 – Comparação entre cargas de rotura	88

SIMBOLOGIA

Notações escalares

a	comprimento de influência de uma mola de interface
d	distância entre molas da mesma face
e	espessura de influência de uma mola de interface
E	módulo de elasticidade do material
E_{c0}	módulo de elasticidade inicial do betão
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão
E_{s0}	módulo de elasticidade inicial do aço
f	vector das forças exteriores aplicadas
f_c	tensão de compressão do betão
$f_{c,eq}$	resistência à compressão do betão modificada
f_{cm}	valor da tensão média de rotura do betão à compressão
F	vector das cargas U é o vector dos deslocamentos
F_m	forças interiores provocadas pela mudança geométrica
G	módulo de distorção do material
K	matriz de rigidez global do sistema
k_n	rigidez axial de uma mola de interface
k_s	rigidez de corte de uma mola de interface
N	número de pontos uniformemente distribuídos ao longo das abcissas
r	grau de liberdade de rotação do elemento i
R_g	vector das forças residuais devido às alterações geométricas da estrutura
R_m	vector das forças residuais referentes à abertura de fendas
U	vector dos deslocamentos
u_i	grau de liberdade na direcção horizontal do elemento i
$V_{exp,i}$	valores das ordenadas da curva experimental no ponto i
v_i	grau de liberdade na direcção vertical i
$V_{num,i}$	valores das ordenadas da curva numérica no ponto i

SIMBOLOGIA

Notações escalares gregas

Δf	vector incremental das cargas aplicadas
ΔU	vector incremental dos deslocamentos aplicados
β	inclinação das fendas
ε_c	extensão do betão à compressão
$\varepsilon_{c,u}$	extensão de rotura do betão
$\varepsilon_{c,l}$	extensão do betão de compressão correspondente à tensão máxima
ε_p	extensão de cedência do betão
$\varepsilon_{s,u}$	extensão última do aço
σ_1	tensão principal máxima
σ_2	tensão principal mínima
σ_c	tensão de cedência do betão
$\sigma_{c,u}$	tensão de rotura do betão
$\sigma_{s,y}$	tensão de cedência do aço
τ	tensão de corte de uma mola de interface

ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS

DEC	Departamento de Engenharia Civil
ELS	Extreme Loading for Structures
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologias
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
IST	Instituto Superior Técnico
MADD	Método de Análise de Deformações Descontínuas
MCEFD	Método Combinado de Elementos Finitos e Discretos
MEA	Método dos Elementos Aplicados
MED	Método dos Elementos Discretos
MEDM	Método dos Elementos Discretos Modificado
MEF	Método dos Elementos Finitos
MSMG	Método Sem Malha de Galerkin
NP	Norma Portuguesa
RMS	Root Mean Square

SIMBOLOGIA

UNIC	Centro de Investigação em Estruturas e Construção
UNL	Universidade Nova de Lisboa

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A fendilhação em estruturas de betão armado é um fenómeno altamente não-linear. O facto de não existirem soluções analíticas para estimar o aparecimento, o desenvolvimento e a propagação das fendas, levam a que a investigação sobre este tema, que já data de várias décadas, é ainda hoje actual.

Este fenómeno pode ocorrer antes ou após o endurecimento do betão [1]. Antes do endurecimento do betão, a fendilhação pode ocorrer por retracção plástica nos primeiros instantes após a betonagem, apresentando uma orientação irregular, ou pode ocorrer por assentamento plástico, devendo-se ao assentamento do betão fresco que, se for impedido pela existência de armaduras, pode originar fendilhação que marca, à superfície, a posição das armaduras.

Após o endurecimento, a fendilhação do betão está associada a acções de cargas aplicadas, a acções de deformações impostas ou a acções de corrosão de armaduras. Relativamente à fendilhação devido a cargas aplicadas, este fenómeno está associado às tracções que se geram no betão, em que ocorre fendilhação quando é excedida a resistência à tracção deste. Apresenta-se a Figura 1.1, onde se observam diferentes tipos de fendilhação provocadas por diferentes tipos de esforços.



Figura 1.1 – Fendilhação provocada por esforços de flexão e tracção [1]

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Observa-se que uma fenda de flexão é aproximadamente perpendicular ao eixo da peça de betão. A fenda não atravessa toda a secção da peça, e a abertura da fenda vai diminuindo da fibra extrema traccionada para o interior da peça. Quanto a uma peça sujeita a esforços de tracção, observa-se que a fendilhação gerada é perpendicular à direcção de tracção, atravessando toda a secção e não havendo variação significativa da abertura das fendas.

Quando uma peça de betão está sujeita a esforços de corte, tal como é possível ser observado, na Figura 1.2, as fendas geradas ocorrem em um plano não perpendicular ao eixo da peça. Também é possível observar que, quando uma peça está sujeita a esforços de torção, as fendas associadas a este esforço têm uma geometria tipo helicoidal.

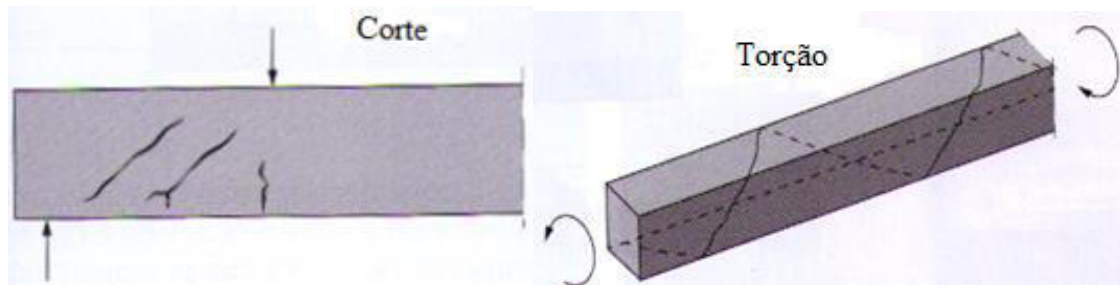


Figura 1.2 – Fendilhação provocada por esforços de corte e por torção [1]

Como se observa na Figura 1.3, as fendas associadas à perda de aderência entre o betão e as armaduras têm uma orientação paralela às armaduras. Já para acções localizadas de cargas elevadas, observa-se que as fendas têm uma orientação paralela à das cargas aplicadas.

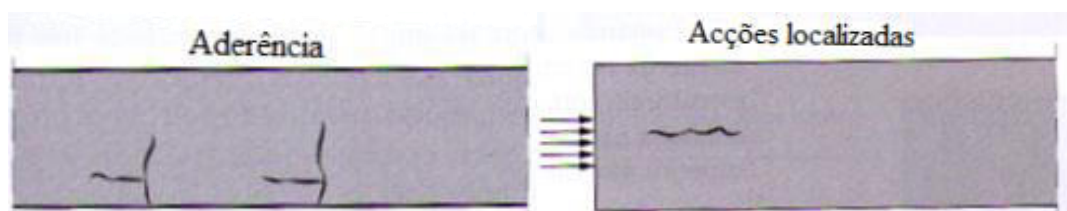


Figura 1.3 – Fendilhação provocada por perda de aderência e acções localizadas [1]

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

A fendilhação associada a deformações impostas engloba acções que podem gerar esforços auto-equilibrados, que não são cargas. Estas acções são a acção da temperatura, da fluência e da retracção, que geram tensões no betão, que serão maiores quanto maior for o impedimento interior ou exterior à livre expansão ou encurtamento dessas deformações impostas.

Assim, o estudo deste fenómeno requer abordagens complexas. Uma solução possível de análise passa pelo recurso a análises não-lineares. É neste sentido que é apresentado o Método dos Elementos Aplicados, um método numérico capaz de simular o comportamento de estruturas desde a aplicação do carregamento até ao colapso total, abrangendo fenómenos como o início e a propagação de fendas, cedência de armaduras, e separação e colisão entre elementos.

1.2 Objectivos da dissertação

A presente dissertação tem como principal objectivo analisar o comportamento de dez paredes de betão armado com uma abertura, através de um novo método numérico. Os modelos numéricos apresentados nesta dissertação, baseados no método dos elementos aplicados, permitirão tirar ilações sobre a capacidade deste tipo de análise, em simular complexos padrões de fendilhação.

Para a modelação em Método dos Elementos Aplicados, é utilizado um programa de cálculo automático, Extreme Loading for Structures [2]. Esta ferramenta permite definir com precisão as pormenorizações das paredes, apresentadas por Bounassar Filho [8].

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, que são resumidos em seguida:

- Capítulo 1, Introdução. É abordado resumidamente o conteúdo da presente dissertação.
- Capítulo 2, Estado de arte. É feita uma revisão de métodos numéricos encontrados na literatura.
- Capítulo 3, Método dos Elementos Aplicados. Apresenta-se o método implícito no programa utilizado na modelação.
- Capítulo 4, Caso de estudo. São apresentados os modelos experimentais que serão simulados em ELS, assim como é apresentada a calibração das leis constitutivas dos materiais utilizados.
- Capítulo 5, Análise de resultados. Apresentam-se os resultados obtidos nas simulações das paredes de betão armado, que são devidamente discutidos.
- Capítulo 6, Conclusões e trabalhos futuros. Referem-se as conclusões principais a retirar deste trabalho, assim como alguns trabalhos futuros a desenvolver.
- Anexos A, B e C. Apresentam-se respectivamente os padrões de fendilhação das paredes simuladas, o código para a obtenção da RMS e da RMS Normalizada e as pormenorizações das armaduras das paredes de betão armado.

CAPÍTULO 2

ESTADO DE ARTE

2.1 – Introdução

Os avanços tecnológicos evidenciados nas últimas décadas, nomeadamente na potência computacional, possibilitaram uma utilização mais vasta de modelos numéricos. Assim, a modelação numérica tornou-se numa ferramenta essencial na investigação realizada hoje em dia no domínio da análise estrutural.

A análise de estruturas por meio numérico pode ser realizada segundo dois tipos de métodos numéricos: contínuos e discretos. Uma das principais diferenças entre estes dois métodos é a capacidade dos métodos discretos conseguirem modelar o fenómeno da fractura [5]. Neste capítulo, são apresentadas duas abordagens do MEF para o estudo da fendilhação, tal como alguns métodos discretos encontrados na literatura, um método numérico sem malha e um método combinado entre elementos finitos e elementos discretos.

2.2 - Métodos numéricos contínuos

De entre os métodos numéricos contínuos, destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF). Este é o método mais abordado na literatura, por ser uma ferramenta de elevada fiabilidade e precisão. Essencialmente, este método é baseado na discretização do domínio em um número finito de subdomínios, designados por elementos finitos [46]. Estes elementos estão ligados entre si por nós, que compõem a malha de elementos finitos. Para cada um dos elementos, são definidas funções simples, como polinómios, que aproximam as variáveis do problema. A formulação do MEF requer a existência de uma equação diferencial, de maneira a substituir o integral sobre o domínio por um somatório de integrais que compreendam os diversos subdomínios. O processo de

somatório é designado por assemblagem. A equação diferencial baseia-se em princípios variacionais, tais como o princípio dos trabalhos virtuais [46]. O estudo da fendilhação é complexo através do MEF. Apresentam-se de seguida duas abordagens possíveis para o estudo do fenómeno da fendilhação através do MEF.

2.2.1 - Abordagem da fissuração discreta

Esta abordagem por fissuras discretas [35] passa por criar uma fissura no modelo, como uma entidade geométrica. Esta metodologia é implementada aumentando a dimensão da fissura quando a força nodal do nó seguinte na ponta da fissura excede a resistência à tracção do material. Então, o nó é dividido em dois, e a extremidade da fissura propaga-se para o nó seguinte. O processo repete-se quando a resistência à tracção no nó seguinte é ultrapassada pela força nodal. Apresenta-se na Figura 2.1 uma ilustração do procedimento acima referido.

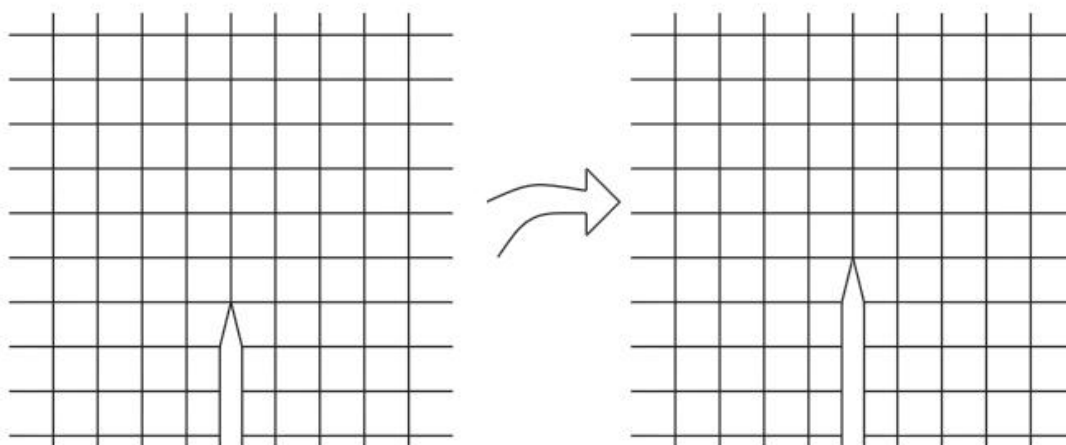


Figura 2.1 – Modelação da fendilhação pela abordagem da fissuração discreta [35]

Contudo, esta abordagem tem desvantagens, nomeadamente o facto das fissuras se propagarem segundo os limites dos elementos. Segundo De Borst [12], seria necessária uma geração automática da malha para manter a precisão na propagação da fissura, o que implicaria um grande esforço computacional. De referir que esta abordagem também tem como limitação o facto de ser necessária a localização prévia das fissuras,

assim como a sua direcção de propagação. Assim, esta abordagem acaba por ser sobretudo viável quando a ocorrência de fissuras é limitada.

2.2.2 - Abordagem da fissuração distribuída

Esta abordagem, utilizando fissuras distribuídas [43], consiste em introduzir os efeitos da fendilhação na relação tensão-deformação e na rigidez do material, sem existir uma representação gráfica da mesma. Assim, esta abordagem abrange o comportamento mecânico de fissuras, não alterando a configuração da malha de elementos finitos. Segundo Tagel-Din [43], esta abordagem oferece uma boa precisão no cálculo de deslocamentos e cargas de rotura. Porém, este enumera algumas limitações:

- A modelação efectuada é complexa;
- O comportamento de fractura não pode ser acompanhado com precisão;
- Elementos especiais teriam de ser utilizados em zonas com elevada fissuração. Tal procedimento requer a localização e direcção de propagação prévia à análise;

2.3 - Métodos numéricos descontínuos

2.3.1 - Método dos Elementos Discretos

O Método dos Elementos Discretos (MED) foi desenvolvido em 1971 por Cundall [9]. Este método foi desenvolvido para analisar problemas relacionados com a Mecânica das Rochas. No MED, os materiais são compostos por partículas discretas, cujas formas e propriedades podem ser variadas. Para cada partícula, é determinada uma posição e velocidade iniciais, de maneira a analisar as forças associadas a essa partícula. Assim, as diferentes partículas estão sujeitas, não só a forças exteriores aplicadas, mas também a forças internas, geradas pela interacção entre as partículas. Todas as forças

anteriormente citadas são somadas, determinando assim a força resultante que actua em cada partícula.

O procedimento de cálculo efectuado no MED alterna entre a aplicação da Segunda Lei de Newton para as partículas, e de leis força-deslocamento nos contactos [10]. A Segunda Lei de Newton traduz o movimento de uma partícula resultante das forças que actuem na mesma. As relações força-deslocamento são utilizadas para obter as forças de contacto geradas por deslocamentos.

Em diversas aplicações deste método, o contacto entre elementos é simulado essencialmente em contactos pontuais, em que a interacção entre elementos é efectuada através de pontos de contacto localizados nos vértices dos elementos [20]. Observa-se na Figura 2.2, a simplificação adoptada neste método, que ao invés de ser efectuado o contacto entre lados, adopta-se o contacto entre os pontos extremos dos lados (VL) ou o contacto entre dois vértices (VV).

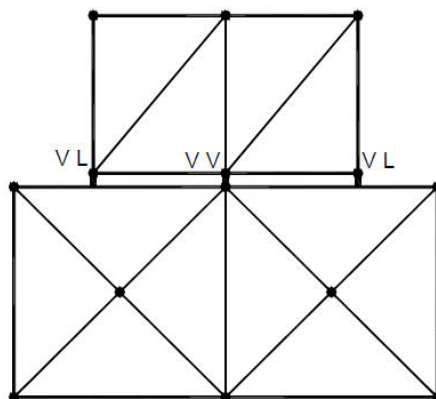


Figura 2.2 – Contactos pontuais entre elementos deformáveis planos [15]

No espaço tridimensional, a mesma simplificação é adoptada, mantendo o critério do contacto pontual, como está ilustrado na Figura 2.3. Assim, o contacto pode dar-se entre dois vértices (EE) ou entre um vértice e uma face de um elemento (VF).

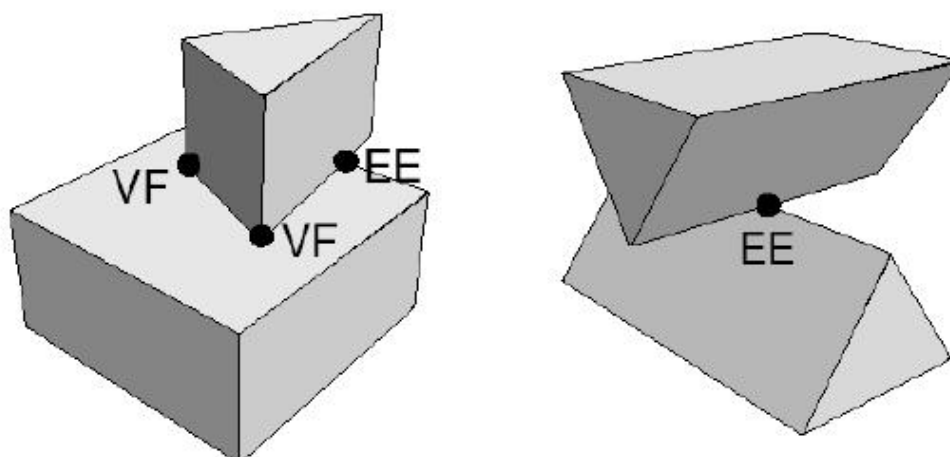


Figura 2.3 – Contacto entre elementos rígidos tridimensionais [19]

Lemos [18] salienta como vantagem da adopção destes tipos de contactos, a simplicidade e generalização na modelação, de maneira a poder simular diversos tipos de interacções geométricas.

2.3.2 - Método de Análise de Deformações Descontínuas

O Método de Análise de Deformação Descontínua (MADD) foi criado por Shi [38] em 1988 para o estudo da Mecânica das Rochas. Contudo, este foi reformulado de maneira a ser aplicado em estudos de meios descontínuos [30]. Este método resolve problemas de tensão-deformação de maneira semelhante ao MEF, derivados de princípios variacionais, tais como o princípio dos trabalhos virtuais, mas contabiliza a interacção de elementos independentes ao longo de descontinuidades. O MADD é formulado a partir do método dos deslocamentos, sendo as variáveis deste método os deslocamentos nos elementos, ao contrário do MED, que tem como variáveis as forças de interacção entre elementos. No MADD, a relação entre elementos adjacentes é governada por equações de contacto e contabiliza a fricção entre elementos.

Apresentam-se nas Figuras 2.4 e 2.5, os resultados gráficos de um estudo efectuado por Bicanic [7], que realizou dois modelos de fractura em MADD para analisar o

comportamento de uma viga de betão apoiada em 4 pontos. Os modelos realizados diferem no número de elementos que constituem a malha.

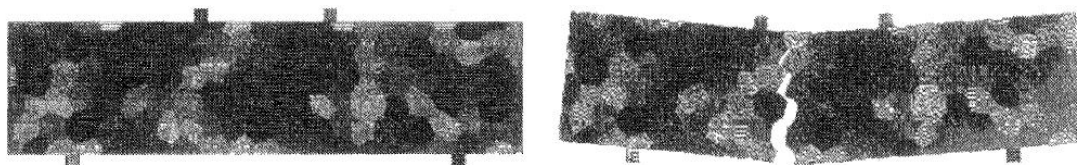


Figura 2.4 – Viga simulada através do MADD com 130 elementos [7]

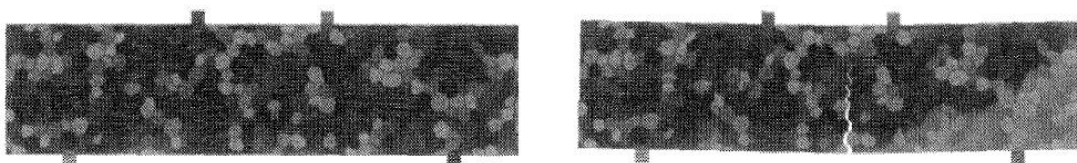


Figura 2.5 – Viga simulada através do MADD com 455 elementos [7]

Observa-se nas Figuras 2.4 e 2.5, a configuração da malha de elementos à esquerda, e o padrão de fendilhação da viga simulada à direita. Nota-se que ao ser refinado o modelo, a dimensão da fenda diminui.

Os resultados deste estudo foram apresentados em forma de gráfico tensão-deformação e comparados com ensaios experimentais, em que o erro relativo entre a carga de rotura do modelo mais refinado e a carga de rotura do ensaio experimental foi cerca de 8%, o que acaba por ser um resultado final interessante.

2.3.3 - Método dos Elementos Discretos Modificado

O Método dos Elementos Discretos Modificado (MEDM) é uma extensão do MED, apresentado por Meguro e Hakuno [22], com aplicação em materiais heterogéneos. Este método é um método numérico de análise discreta, onde é possível simular um material heterogéneo, tal como o betão, recorrendo a partículas circulares e molas não-lineares, de maneira a estudar todo o processo de fractura, abrangendo o meio contínuo e descontínuo do material em causa.

CAPÍTULO 2 – ESTADO DE ARTE

De acordo com Meguro e Hakuno [22], o MED convencional não pode ser aplicado a estruturas de betão, pelo facto dos efeitos do ligante e dos grânulos circundantes que compõem o betão não poderem ser contabilizados, sendo assim esta a principal diferença entre ambos os métodos.

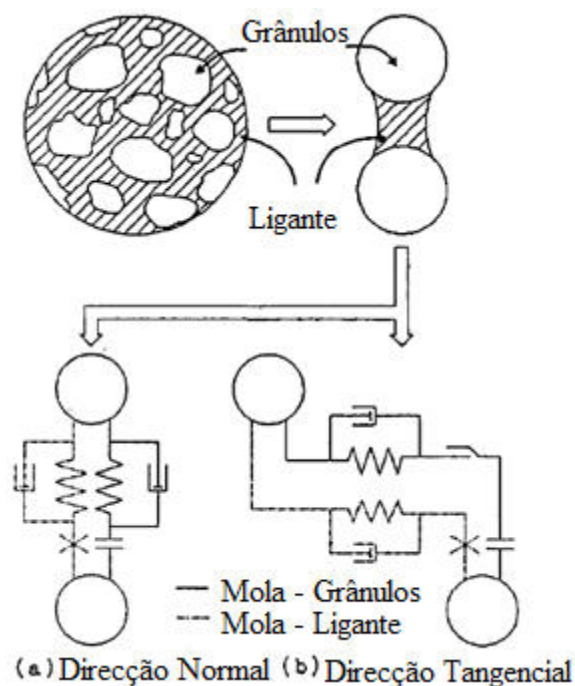


Figura 2.6 – Modelação do betão no MEDM (adaptado de [22])

Observa-se que são tidos em consideração os materiais constituintes do betão, sendo assim criado um meio contínuo. Para contabilizar o facto de o betão ser um material poroso, existem dois tipos de molas, em que são representadas as ligações efectuadas pelos grânulos (brita) e pelo ligante (cimento) respectivamente. No estado indeformado, o sistema composto pelo material poroso é estável. Contudo, quando a este sistema é aplicado um carregamento, observa-se movimento entre os elementos, e consequentemente o aparecimento de fendas por forças de tracção ou de corte. Por causa dessas fendas, o material poroso vai perder a sua resistência à tracção, e vai resistir a deformações por compressão e por corte enquanto forças de compressão actuarem entre os elementos. Com base neste fenómeno, o processo de fractura das molas representantes do ligante é dividido em 2 fases:

CAPÍTULO 2 – ESTADO DE ARTE

- antes de haver fendilhação, as molas representantes do ligante resistem não só a deformações por compressões, mas também a deformações por tracção e corte quando forças de compressão ou de tracção actuam sobre o sistema;

- após fendilhação, o efeito das molas representantes do ligante é viável apenas quando forças de compressão actuam nos elementos. As molas representantes do ligante não têm resistência à tracção, resistindo apenas a deformações de compressão e de corte enquanto forças de compressão actuem entre os elementos.

Quando as molas que ligam os elementos se rompem, passa-se para o domínio descontínuo, sendo estas responsáveis pela não-linearidade do meio [22].

Está representado, na Figura 2.7, o comportamento intrínseco neste método.

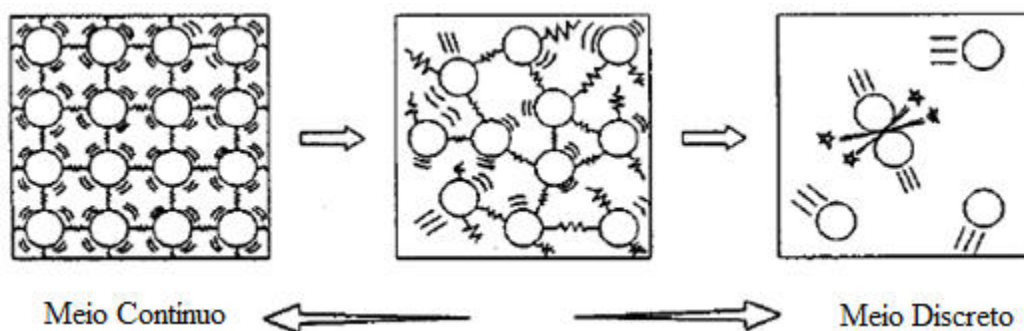


Figura 2.7 – Comportamento do MEDM (adaptado de [22])

Observa-se na Figura 2.7 que neste método, o problema passa a ser estudado como um meio discreto após a perda de capacidade das molas representantes do ligante. Assim, é formado um novo campo de tensões, tendo em conta a separação dos elementos assim como o movimento destes, e o contacto entre eles.

A estrutura do método abrange uma passagem gradual do meio contínuo para o meio descontínuo graças ao comportamento das molas. O esquema representado na Figura 2.8 traduz o processo de simulação adoptado no MEDM.

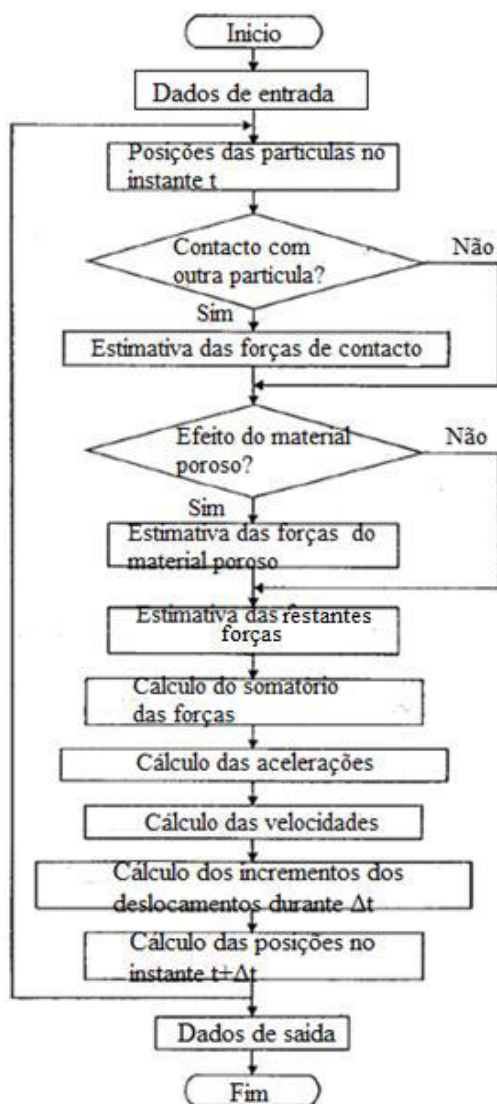


Figura 2.8 – Esquema do processo adoptado no MEDM (adaptado de [22])

2.4 – Método Sem Malha

2.4.1 - Método Sem Malha de Galerkin (MSG)

O Método sem Malha de Galerkin foi apresentado por Belytschko et al [6] em 1994. Este método foi desenvolvido para analisar a propagação de fissuras, sem ser necessária a geração de uma malha de elementos [6]. A análise é realizada em termos de um certo número de nós e das superfícies do modelo. Assim, é possível desenvolver equações a partir de um certo número de nós e da descrição das superfícies internas e externas do

CAPÍTULO 2 – ESTADO DE ARTE

modelo. A vantagem de utilizar este tipo de métodos é a de se poder modelar arbitrariamente a propagação de fissuras sem geração de malha e o refinamento na ponta das fissuras ser realizado de maneira simples.

Fleming [14] simulou um ensaio experimental realizado por Sumi [40], de maneira a averiguar a propagação da fissuração, sabendo a localização inicial de fissuração. Apresenta-se na Figura 2.9 o modelo experimental apresentado por Sumi, e na Figura 2.10, os resultados numéricos da simulação efectuada.

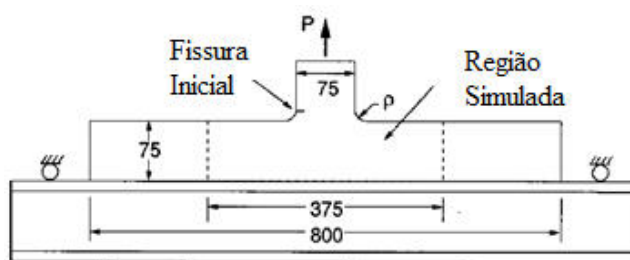


Figura 2.9 – Modelo experimental de Sumi (adaptado de [40])

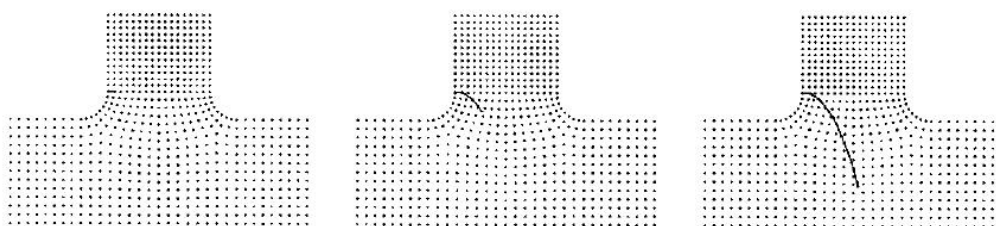


Figura 2.10 – Propagação da fissuração simulada por Fleming [14]

Observa-se na Figura 2.10, o padrão de fendilhação obtido após modelação numérica através do MSMG que, de acordo com o autor, é relativamente próximo do padrão de fendilhação obtido experimentalmente.

2.5 - Método numérico combinado

2.5.1 - Método combinado de elementos finitos e discretos (MCEFD)

Este método combina o MED com o MEF. Apresenta-se na Figura 2.11, o processo de cálculo adoptado no MCEFD.

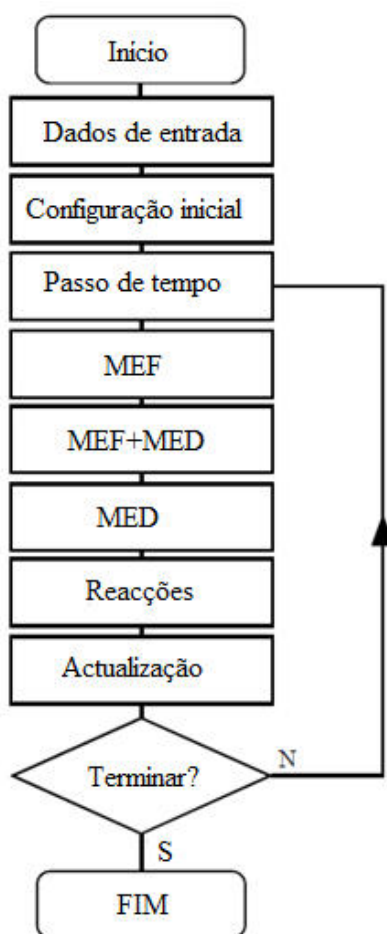


Figura 2.11 – Processo de cálculo adoptado no MCEFD (adaptado de [30])

Observa-se no esquema apresentado na Figura 2.11, que a análise através do MCEFD começa por ser feita como no MEF, em que os domínios sólidos são discretizados em elementos finitos. No caso da fractura ou fragmentação dos domínios sólidos, os domínios sólidos representados por uma malha de elementos finitos são transformados em um número de domínios que interagem entre si, em que cada domínio é

CAPÍTULO 2 – ESTADO DE ARTE

representado pela sua própria malha de elementos finitos. Este processo é geralmente efectuado através de algoritmos de transição entre o domínio contínuo e o domínio descontínuo [30]. A deformação de cada corpo individual é modelada pela discretização em elementos finitos e a interacção entre corpos é simulada pelas condições de contacto.

Um dos problemas no desenvolvimento de métodos combinados de elementos finitos e discretos é o contacto entre elementos. Dois aspectos importantes neste tema são a detecção de contacto e a interacção de contacto [30]. A detecção de contacto tem como objectivo detectar pares de elementos discretos próximos entre si. A interacção de contacto é efectuada para avaliar as forças de contacto entre elementos discretos quando é detectado contacto entre elementos discretos.

A título de curiosidade, apresenta-se um exemplo de aplicação deste método, realizado por Ariffin et al [3].

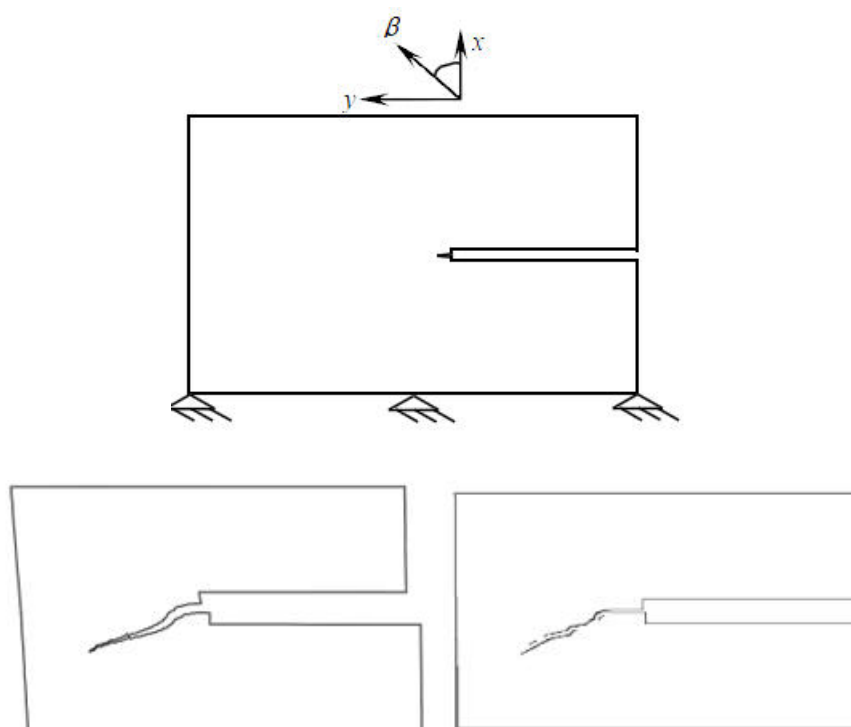


Figura 2.12 – Exemplo de aplicação do MCEFD [3]

Na Figura 2.12 apresenta-se uma parede rectangular de betão em que é aplicada uma carga no topo da parede, em que $\beta=60^\circ$, enquanto a parte inferior da parede está fixa. É apresentada também uma comparação qualitativa do padrão de fendilhação entre a modelação em MEF e MCEFD, à esquerda e à direita na Figura 2.12 respectivamente. Observa-se que ambos os padrões têm direcções semelhantes, e que a grande diferença

CAPÍTULO 2 – ESTADO DE ARTE

nos resultados numéricos obtidos centra-se na dimensão da fenda. Apresenta-se na Figura 2.13 o padrão de fendilhação obtido experimentalmente por Ariffin [3].

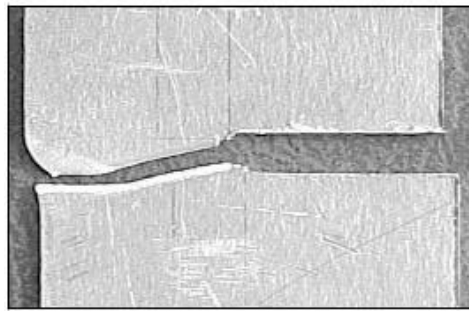


Figura 2.13 – Padrão de fendilhação obtido experimentalmente por Ariffin [3]

Da Figura 2.13, observa-se que ambos os métodos obtêm direcções de fendilhação próximas do padrão de fendilhação obtido experimentalmente. Assim, é possível ver o interesse em utilizar métodos combinados de elementos finitos e discretos quando se estudam fenómenos que passam do domínio contínuo para o domínio discreto. Contudo, não é possível afirmar-se que o MCEFD obtenha resultados mais precisos do que o MEF.

CAPÍTULO 2 – ESTADO DE ARTE

CAPÍTULO 3

MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS

Apresenta-se neste capítulo o Método dos Elementos Aplicados (MEA), explicitando a sua base teórica, começando por se mostrar a evolução do desenvolvimento do método até aos dias de hoje e aplicações deste, passando a uma apresentação genérica do método, e depois a uma descrição mais detalhada deste, abrangendo a formulação no domínio dos pequenos e grandes deslocamentos em análises estáticas. Também se abordam as leis constitutivas dos materiais, o efeito do coeficiente de Poisson, os critérios de rotura intrínsecos no método, o contacto entre elementos e os diferentes tipos de refinamentos e de carregamentos. É feita também uma análise comparativa entre o MEA, o MEF e o MED, salientando não só diferenças mas também semelhanças entre eles.

3.1 – Evolução do Método dos Elementos Aplicados

O MEA começou a ser estudado a partir da década de 90 do século XX, com o intuito de estudar o colapso de estruturas. Desde a sua criação, já foram publicados diversos estudos mostrando a evolução e a aplicabilidade deste método.

A primeira publicação está relacionada com a possibilidade do método em simular a fissuração de elementos estruturais, e os complexos fenómenos associados, tais como a sua propagação, abertura e fecho devido a cargas cíclicas [23]. Mais tarde, provou-se que a fissuração e a sua direcção de propagação não dependem do arranjo nem da forma da malha dos elementos caracterizantes da estrutura [20]. Foi provada a possibilidade de contabilização do efeito de Poisson em modelos bidimensionais, que normalmente é negligenciado em modelos discretos [42]. Foi verificada a possibilidade de simular com precisão o movimento de elementos estruturais em colapso [25]. O processo detalhado de contacto entre elementos, contabilizando a possibilidade de haver mais do que uma

CAPÍTULO 3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS

colisão entre elementos e/ou possível separação entre elementos e detalhando as cargas de colisão através de molas de contacto foi apresentado por Tagel-Din et al. em [41].

O MEA tem uma vasta aplicabilidade, nomeadamente no domínio da avaliação da vulnerabilidade de estruturas, dos efeitos de fenómenos naturais em estruturas, da análise de demolições ou adequabilidade de materiais menos comuns em elementos estruturais, tais como a aplicação de bandas de FRP e prolipopileno ou de polímeros de fibra de vidro.

Relativamente à avaliação da vulnerabilidade de estruturas, encontram-se diversas abordagens ao tema. Sasani [37] simulou a remoção em simultâneo de dois pilares externos do Hotel San Diego, de seis andares, de maneira a avaliar o comportamento do edifício. Apresenta-se na Figura 3.1, a planta do Hotel San Diego, onde se consegue observar os pilares removidos, marcados com cruzes vermelhas.

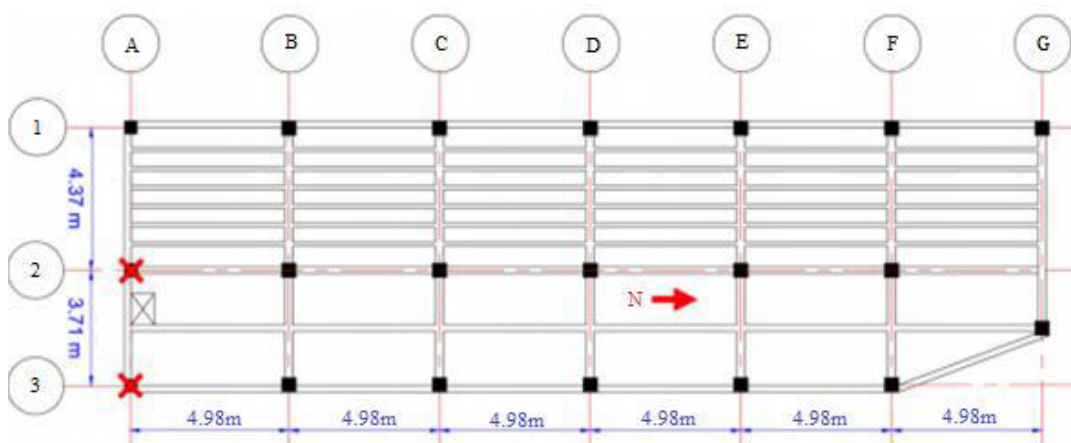


Figura 3.1 – Planta do Hotel San Diego [37]

Na Figura 3.2, apresenta-se a deformada do Hotel San Diego simulada numericamente após remoção dos pilares nos alinhamentos A2 e A3. Segundo Sasani [37], o deslocamento vertical obtido directamente na localização dos pilares removidos ronda os 6 mm, o que dá informações sobre as consequências reais da potencial remoção de elementos estruturais.

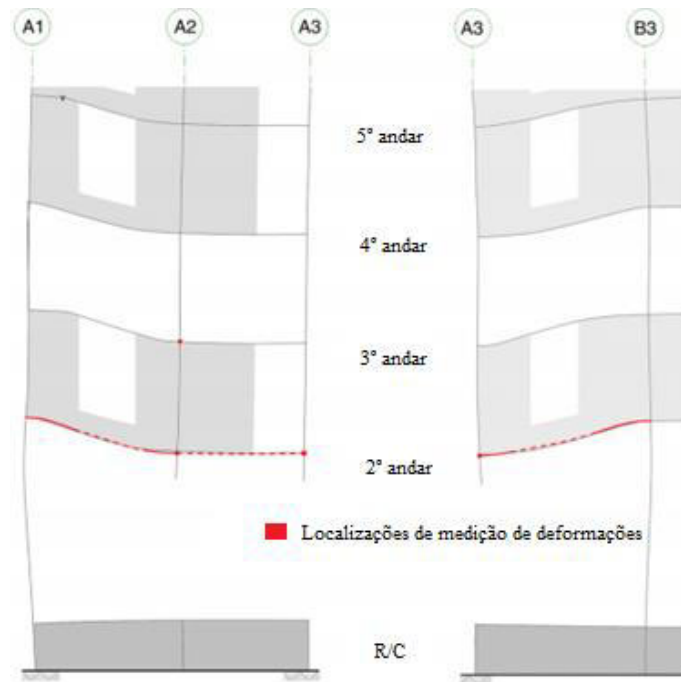


Figura 3.2 – Deformada do Hotel San Diego obtida através da modelação em MEA [37]

Os efeitos de fenómenos dinâmicos em estruturas também podem ser avaliados através do MEA. Yahia [45] analisou o efeito de cargas explosivas em elementos estruturais críticos de pontes, de maneira a averiguar o comportamento dessas estruturas, e tentar obter informações quanto a possíveis medidas de segurança a tomar relativamente a esse efeito. Entre as conclusões que o autor retira, salientam-se as seguintes: para pontes que possam estar sujeitas a explosões abaixo do tabuleiro destas, recomenda-se no dimensionamento, que as armaduras inferiores e superiores do tabuleiro sejam as mesmas em toda a secção do tabuleiro. Também é recomendada a utilização de betões mais dúcteis.

Salem [36] simulou o comportamento da ponte Utatsu Ohashi ao impacto de um tsunami, tentando descobrir possíveis causas associadas ao colapso desta. Com efeito, o autor chegou à conclusão que a quantidade de ar retido nas longarinas da ponte teve um efeito significativo sobre o comportamento estrutural desta. Na Figura 3.3, apresentam-se dois esquemas com a relação entre a altura de ar retido nas longarinas, e a altura das longarinas.

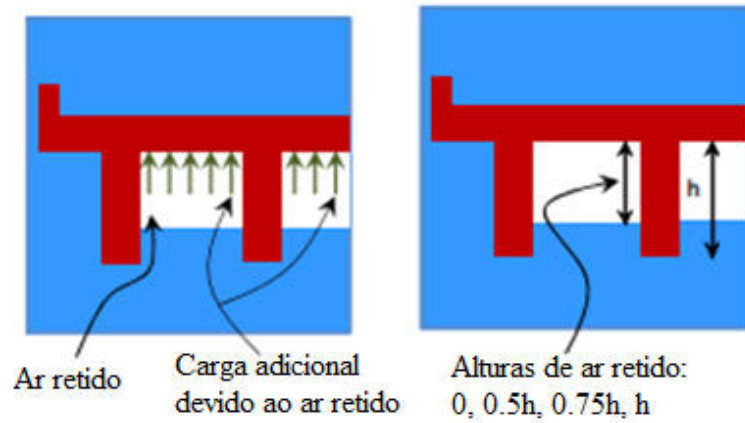


Figura 3.3 – Casos de estudo sobre o ar retido nas longarinas da ponte de Utatsu [36]

Apresenta-se na Figura 3.4, o comportamento da ponte simulada numericamente durante um tsunami, para as diversas quantidades de ar retido, acima referidas.

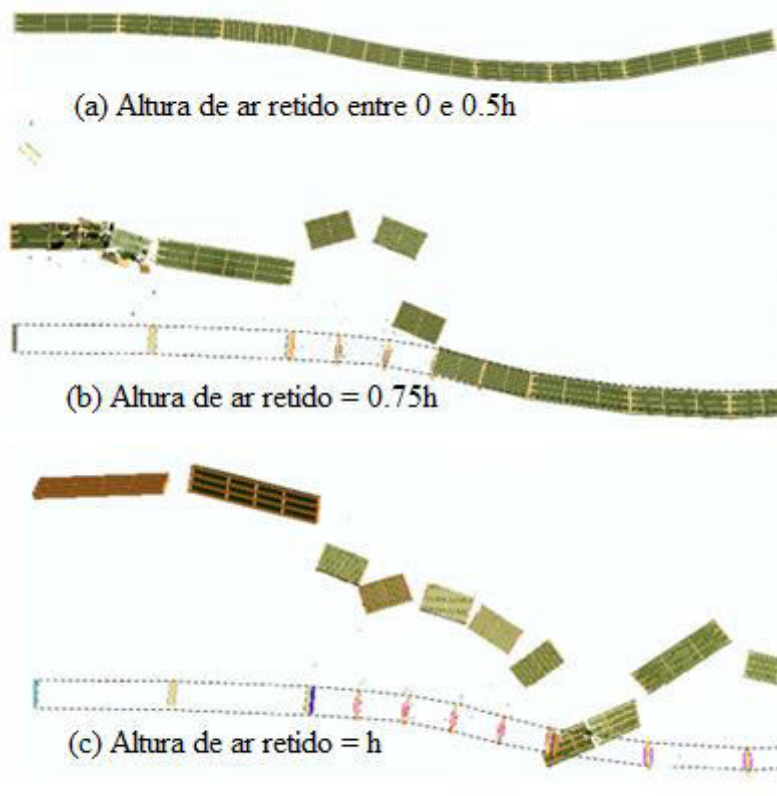


Figura 3.4 – Efeito do ar retido nas longarinas da ponte de Utatsu durante um tsunami [36]

CAPÍTULO 3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS

Observa-se que quanto maior é a quantidade de ar retido nas longarinas contabilizada, maiores são os danos inerentes na estrutura, o que está em concordância com as conclusões enunciadas pelo autor.

O efeito que as cheias podem ter em estruturas de betão armado também pode ser investigado utilizando o MEA. Hamed [16] simulou esse efeito, de maneira a estudar as suas consequências ao nível das fundações dos edifícios, repercutindo-se ao resto da estrutura. Observa-se na Figura 3.5, o colapso progressivo da estrutura simulada numericamente, com vigas de fundação de 60cm de altura.

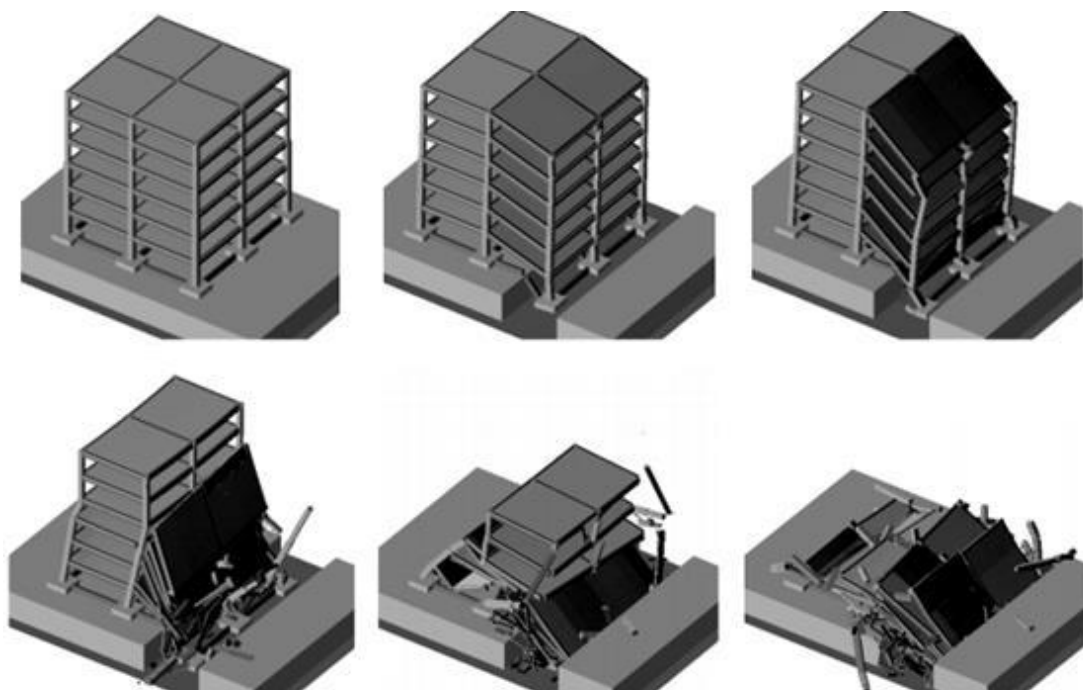


Figura 3.5 – Colapso progressivo de uma estrutura causado pelo efeito de cheias [16]

Como é possível observar na Figura 3.5, as vigas de fundação não conseguiram resistir aos assentamentos provocados pela erosão do solo. Consequentemente, as vigas e lajes dos pisos sobrejacentes colapsaram progressivamente, até ao total colapso da estrutura. Em seguida, o autor estudou a possibilidade de aumentar as dimensões das vigas de fundação. Apresentam-se na Figura 3.6, as deformadas finais resultantes da simulação numérica de quatro diferentes alturas de vigas de fundação, sendo que no primeiro caso as vigas de fundação tinham 60 cm de altura, cujo comportamento estrutural está

CAPÍTULO 3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS

patente também na Figura 3.5. As restantes alturas de vigas de fundação simuladas numericamente são de 80cm, 100cm e 120cm.

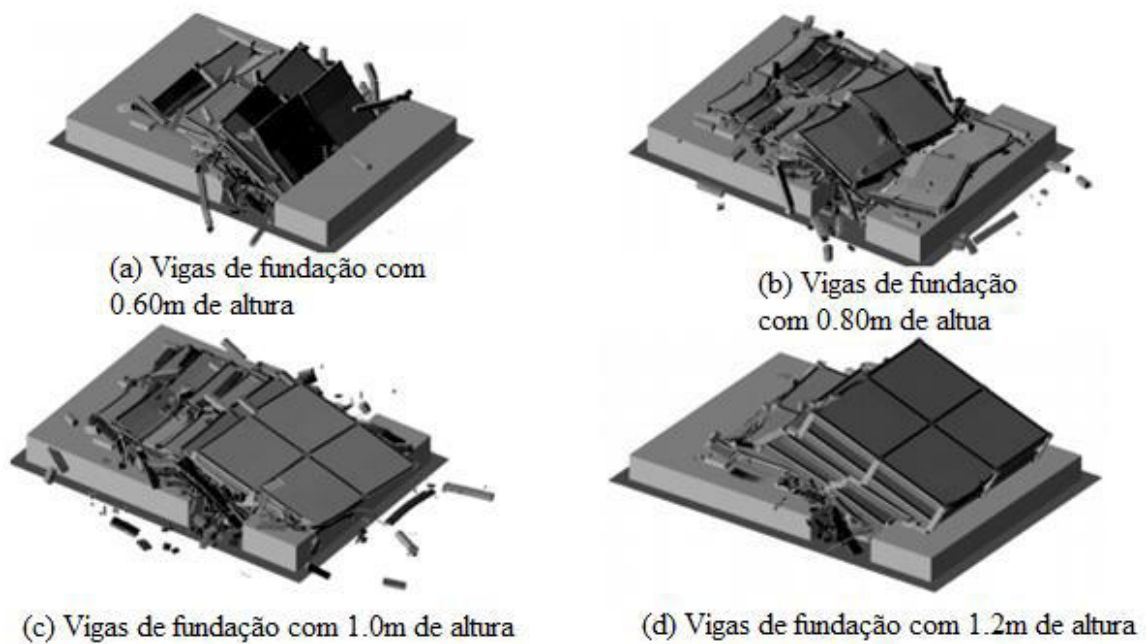


Figura 3.6 – Efeito de diferentes alturas de vigas de fundação [16]

Assim, o autor concluiu que a solução para evitar o colapso da estrutura aquando do efeito de cheias não passaria por aumentar a dimensão das vigas de fundação. Contudo, é interessante reparar que apesar de não ter sido evitado o colapso da estrutura, aumentar a altura das vigas de fundação levou a uma redução da fragmentação do edifício.

Apresenta-se na Figura 3.7, a solução proposta pelo autor, de maneira a evitar o colapso da estrutura pelo efeito de cheias.

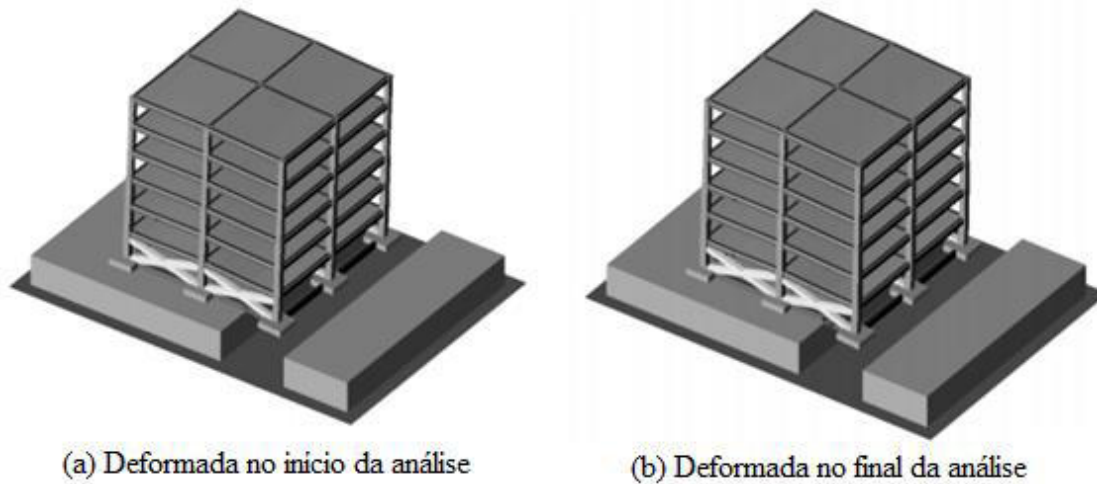


Figura 3.7 – Efeito de contraventamentos diagonais [16]

Com efeito, a solução apresentada por Hamed [16] passa por utilizar contraventamentos diagonais nos pisos inferiores da estrutura, de maneira a redistribuir as cargas geradas pelas cheias.

Simion [39] simulou a demolição de um edifício industrial através de explosão. Observa-se na Figura 3.8, a estrutura modelada comparativamente com a estrutura real.



Figura 3.8 – Modelação da demolição de um edifício [39]

Na Figura 3.9, é possível ver os resultados obtidos da simulação realizada, desde a perda inicial de estabilidade até ao colapso total desta. Estes resultados são importantes para aferir as consequências que as demolições vão provocar, sobretudo na envolvente da estrutura a demolir.

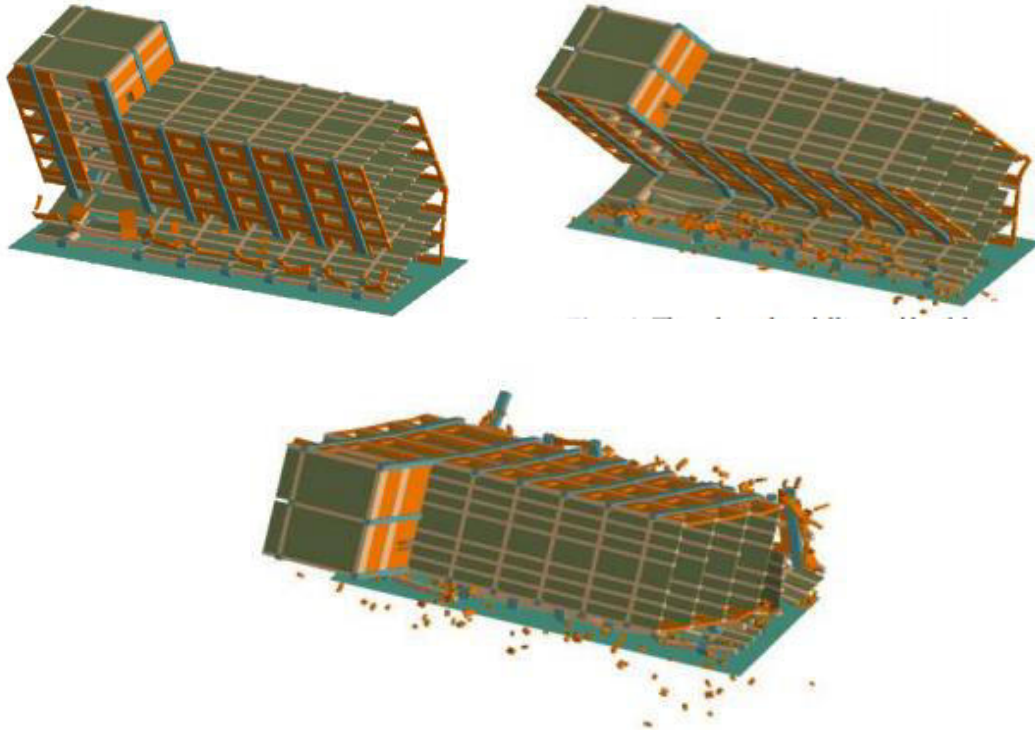


Figura 3.9 – Evolução da demolição estudada por Simion [39]

Através do MEA também se tenta averiguar a potencial utilização de outros materiais em estruturas, para além do betão armado e do aço. Por exemplo, Umair [44] simulou a aplicação de bandas de FRP e de polipropileno, introduzindo os respectivos modelos constitutivos dos materiais. Asprone [4] simulou o efeito de uma explosão numa barreira com polímeros de fibra de vidro, visando a implementação deste tipo de estrutura para protecção em aeroportos. Apresenta-se na Figura 3.10, o protótipo dessa barreira, que consiste em tubos de polímeros de fibra de vidro verticais, encastrados numa base de betão armado com 0.5m de altura.



Figura 3.10 – Protótipo da barreira de polímeros de fibra de vidro [4]

Para a modelação numérica desta barreira, foram adoptados os modelos constitutivos presentes na Figura 3.11.

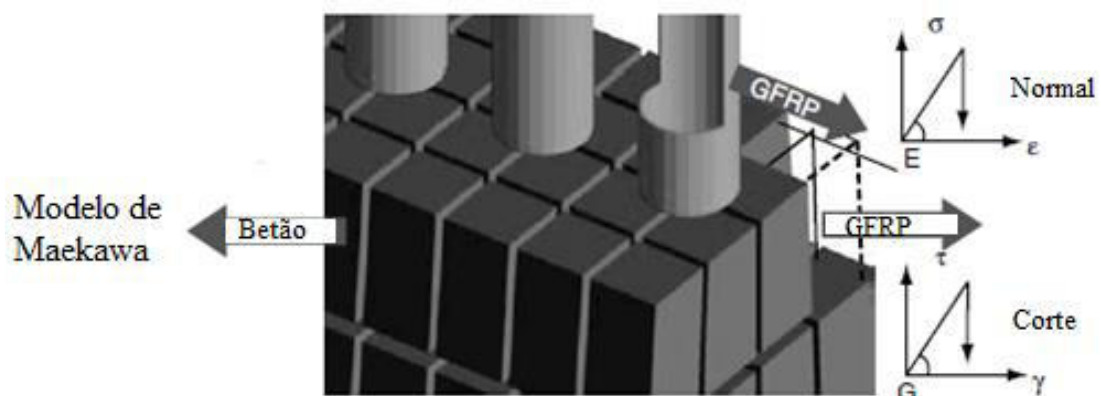


Figura 3.11 – Modelos constitutivos adoptados [4]

CAPÍTULO 3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS

Destaca-se para o betão à compressão, o modelo constitutivo de Maekawa [31], e para os polímeros de fibra de vidro, por se tratar de um material frágil, um modelo constitutivo elástico-linear até à rotura do material [4].

A barreira com polímeros de fibra de vidro foi sujeita ao efeito de uma explosão. Apresenta-se na Figura 3.12, os fenómenos de fissuração, separação e rotura da barreira com polímeros de fibra de vidro, simuladas numericamente através do MEA, gerados pelo efeito de uma explosão.

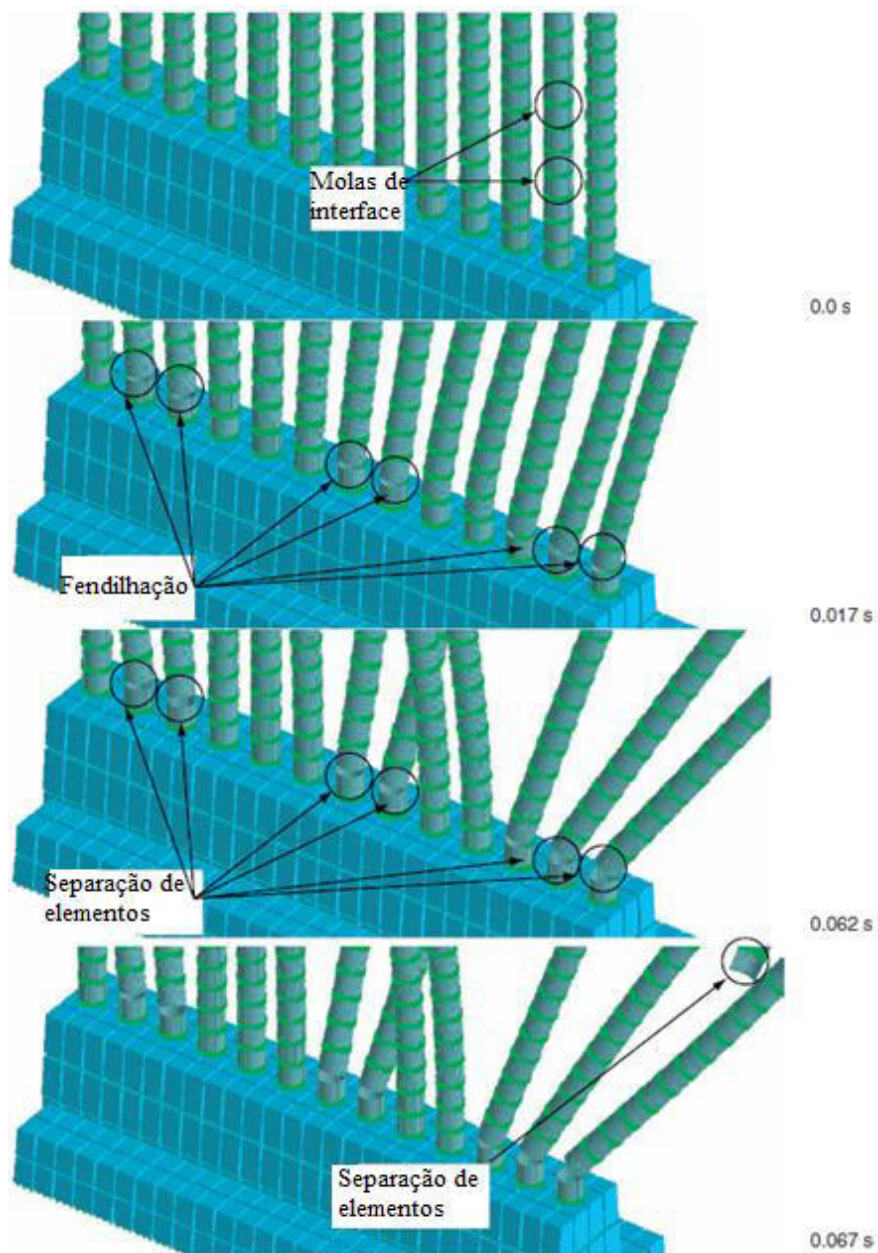


Figura 3.12 – Fendilhação, separação e rotura dos tubos de polímeros de fibra de vidro [4]

As molas representantes do polímero de fibra de vidro rompem quando a tensão nelas atinge a resistência dos polímeros de fibra de vidro. Observa-se na Figura 3.12, que quando os elementos estão fendilhados, é causada uma instabilidade nos tubos de polímero de fibra de vidro, que acabam por levar ao colapso destes.

3.2 – Apresentação do método

3.2.1 – Generalidades

O MEA é um método numérico de análise estrutural que permite simular comportamentos estruturais altamente não-lineares, incluindo o processo de separação, assemblagem e/ou colisão de elementos, o comportamento não-linear do material, a encurvadura de elementos sujeitos a cargas axiais, criação e propagação de fissuras ou o efeito do coeficiente de Poisson, com elevada eficácia e confiabilidade.

Neste método, os elementos que compõem uma estrutura estão interligados entre si por molas. Estes elementos são rígidos, ou seja, indeformáveis. Contudo, as deformações na estrutura são concentradas nas molas, pelo que se considera o sistema global como um conjunto de elementos deformável.

No espaço tridimensional, estão associados a cada elemento 6 graus de liberdade, três translações e três rotações, representados na Figura 3.13. Os graus de liberdade activos vão ter um impacto importante nos resultados finais, pelo facto de ser através destes que a estrutura terá deformações. Também à semelhança com o MEF, os deslocamentos e/ou esforços associados aos graus de liberdade são as principais incógnitas no MEA.

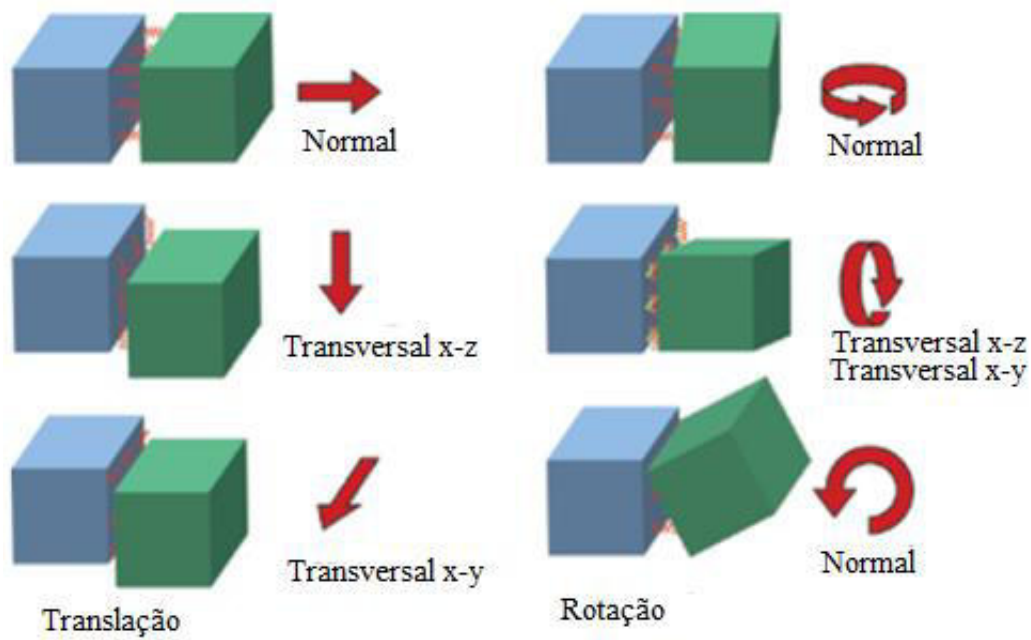


Figura 3.13 – Graus de liberdade no MEA (adaptado de [2])

Existem algumas técnicas para reduzir o tempo de análise; por exemplo, assumindo uma parte da estrutura em análise como um elemento rígido, ou seja, um elemento onde não existirão deformações, os elementos constituintes deste elemento rígido terão rotações e translações iguais. De acordo com Meguro e Tagel-Din [20], é possível utilizar elementos relativamente grandes para simular o comportamento de estruturas cujos esforços de corte sejam pequenos, tais como estruturas esbeltas em pórtico, o que diminui o tempo de processamento de um modelo. A adoção de um controlo em deformação, ao invés de um controlo em força, é também um exemplo de técnicas de redução de tempo de modelação, quando a força aplicada à estrutura excede o valor da força de rotura; com efeito, o facto da força aplicada exceder o valor da carga de rotura vai levar a um maior tempo de análise.

3.2.2 – Formulação do método no domínio dos pequenos deslocamentos

A base de funcionamento deste método passa por dividir virtualmente a estrutura em elementos rígidos ligados por um conjunto de molas de superfície, como ilustrado na Figura 3.14.

O número de conjuntos de molas pode ser variado; cada conjunto de molas, localizado na superfície de cada elemento, é composto por uma mola na direcção normal e duas molas nas direcções transversais da superfície de contacto. Este conjunto de molas tem como objectivo simular com precisão as deformações e os esforços em dada localização.

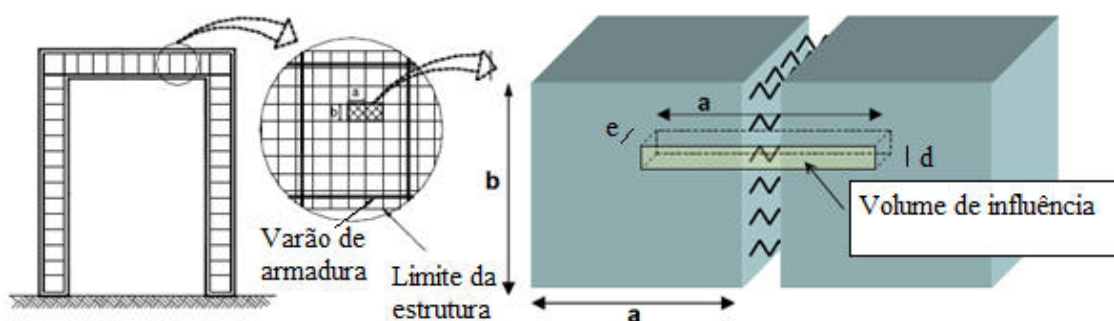


Figura 3.14 – Configuração de dois elementos (adaptado de [2])

Observa-se na Figura 3.14 que a cada mola está associado um volume de influência. As molas dão informação acerca da flexibilidade global da estrutura, sendo que a rigidez associada pode ser obtida através da equação 3.1:

$$k_n = \frac{E \times d \times e}{a} \quad k_s = \frac{G \times d \times e}{a} \quad (3.1)$$

Na equação (3.1), k_n é a rigidez axial, E é o módulo de elasticidade, k_s é a rigidez de corte, G é o módulo de distorção, d é a distância entre molas da mesma face, e é a espessura de influência da mola em causa e a é o comprimento de influência associado a cada mola. Assim, nota-se que cada mola tem uma dimensão de influência caracterizada pelos parâmetros geométricos e , d e a .

A matriz de rigidez global de uma estrutura, K , é obtida pela soma da rigidez das molas de cada elemento. Desta forma, a matriz de rigidez global depende do estado de tensão das molas, caracterizado pelos módulos de elasticidade e distorção.

A equação (3.2) é a equação que rege o sistema, no caso de uma análise estática, sendo esta:

$$F = K \times U \quad (3.2)$$

Na equação (3.2), F é o vector das cargas e U é o vector dos deslocamentos. Ao ser realizada uma análise em deformação, o vector das cargas F é a incógnita, enquanto para análises de controlo em força, é o vector dos deslocamentos U a incógnita.

De notar que a modelação da rotura de uma mola é feita ao assumir a rigidez dessa mola como nula, eliminando a mesma.

3.2.3 – Formulação do método no domínio dos grandes deslocamentos

Quando se trata de análises no domínio dos grandes deslocamentos, a alteração de geometria da estrutura em estudo é preponderante. Ligadas à alteração da geometria da estrutura estão dois factores importantes: o cálculo da matriz de rigidez para a nova geometria e a redistribuição de forças devido à mudança de geometria.

No MEA, a equação que rege o sistema aquando de uma análise estática no domínio dos grandes deslocamentos é a seguinte:

$$K \times \Delta U = \Delta f + R_m + R_g \quad (3.3)$$

Onde K é a matriz de rigidez, ΔU o vector incremental dos deslocamentos aplicados, Δf o vector incremental das cargas aplicadas, R_m o vector das forças residuais referentes à abertura de fendas ou à incompatibilidade entre tensões e deformações nas molas de contacto, e R_g o vector das forças residuais devido às alterações geométricas da estrutura. Neste ponto, já estão a ser contabilizadas as propriedades não-lineares dos materiais, que serão discutidas mais à frente no presente documento.

De acordo com Meguro e Tagel-Din [28], exemplifica-se a metodologia adoptada pelo MEA para obter os esforços residuais provenientes da mudança de geometria da estrutura:

- Resolve-se a equação que rege o sistema (3.3) admitindo R_m e R_g nulos;
- Modifica-se a geometria estrutural de acordo com ΔU ;

CAPÍTULO 3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS

- Altera-se a direcção dos vectores das forças das molas de acordo com a nova configuração de elementos. Esta alteração gera incompatibilidades entre as cargas aplicadas e os esforços internos;
- Verifica-se a ocorrência da fendilhação, para o caso de análises não-lineares, sendo calculado o vector das cargas residuais R_m . De notar que para o caso de uma análise linear, R_m é nulo;
- Calcula-se o vector de forças nos elementos F_m somando as forças das molas na envolvente do elemento;
- Calculam-se as forças geométricas residuais à volta de cada elemento através da equação 3.4:

$$R_g = f - F_m \quad (3.4)$$

Na equação (3.4), f é o vector das forças exteriores aplicadas e F_m as forças interiores provocadas pela mudança geométrica. Esta equação implica que os resíduos geométricos contabilizam a incompatibilidade entre a carga externa aplicada e as forças internas devido à mudança geométrica ocorrida.

- As pequenas deformações são contabilizadas durante cada passo de carga;
- Calcula-se a matriz de rigidez para a nova configuração da estrutura considerando alterações na rigidez devido a fissurações e/ou cedências das armaduras.
- Repete-se o processo aplicando um novo incremento de carga ou de deslocamento.

Com intuito de reduzir o tempo de processamento, os resíduos geométricos obtidos a partir do incremento anterior são incorporados na solução da equação que rege o sistema, ou seja, na equação (3.3).

Porém, existem algumas limitações enunciadas por Meguro e Tagel-Din [28]. Entre elas, temos:

- A total simetria geométrica e de carregamento devem ser evitadas no cálculo da encurvadura;
- Os incrementos de carga ou deslocamento devem ser pequenos pelo facto de ser assumida a teoria dos pequenos deslocamentos em cada incremento;

- No caso da alteração geométrica no ponto de aplicação das cargas, quando as cargas são definidas em eixos globais, estas não adoptam a alteração geométrica do ponto de aplicação, mantendo a direcção original aquando da sua aplicação.

Os parâmetros não-lineares dos materiais são muito importantes quando se realiza uma análise estática no domínio dos grandes deslocamentos. Na seguinte secção serão abordados esses parâmetros.

3.2.4 – Leis constitutivas dos materiais de uma estrutura de betão armado

O presente documento aborda a modelação de estruturas de betão armado, pelo que se enuncia nesta secção a abordagem do MEA a estruturas desse tipo. De notar, no entanto, que o método não está limitado somente a este tipo de estruturas, podendo abranger outros tipos de materiais.

No caso da modelação de uma estrutura de betão armado, o betão é considerado o material principal da estrutura. Assim, os elementos de betão estão ligados por um conjunto de molas-matriz, que representam o betão, como é possível observar na Figura 3.15.

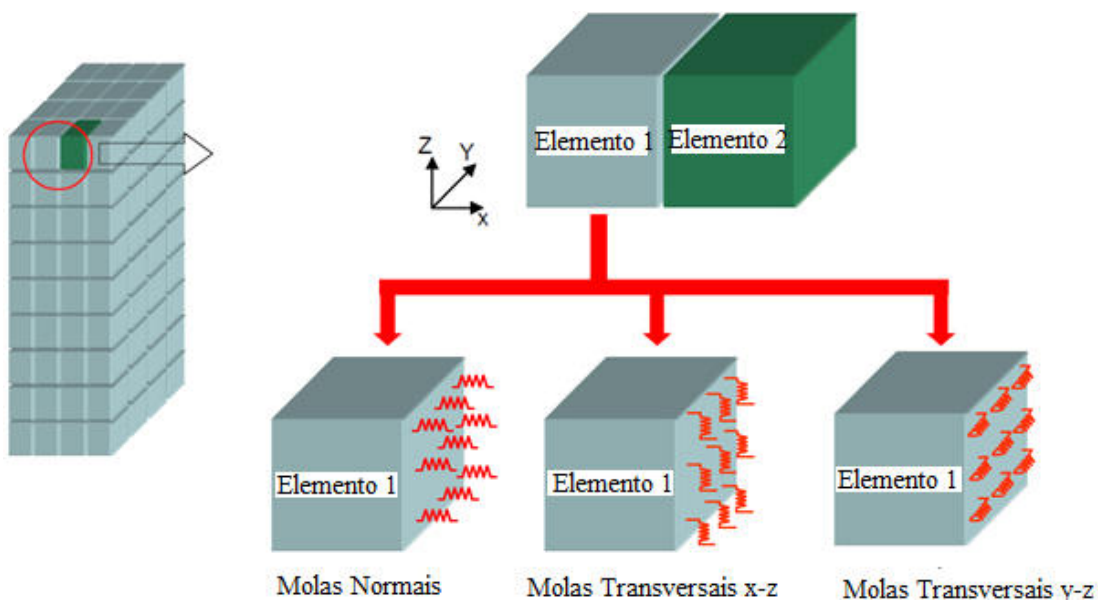


Figura 3.15 – Molas de interface entre elementos de betão (adaptado de [2])

Relativamente aos elementos de aço, são geradas molas na localização dos varões de aço, em que essas molas representam as propriedades dos varões de aço. Na Figura 3.16 é possível observar a geração dos varões de aço.

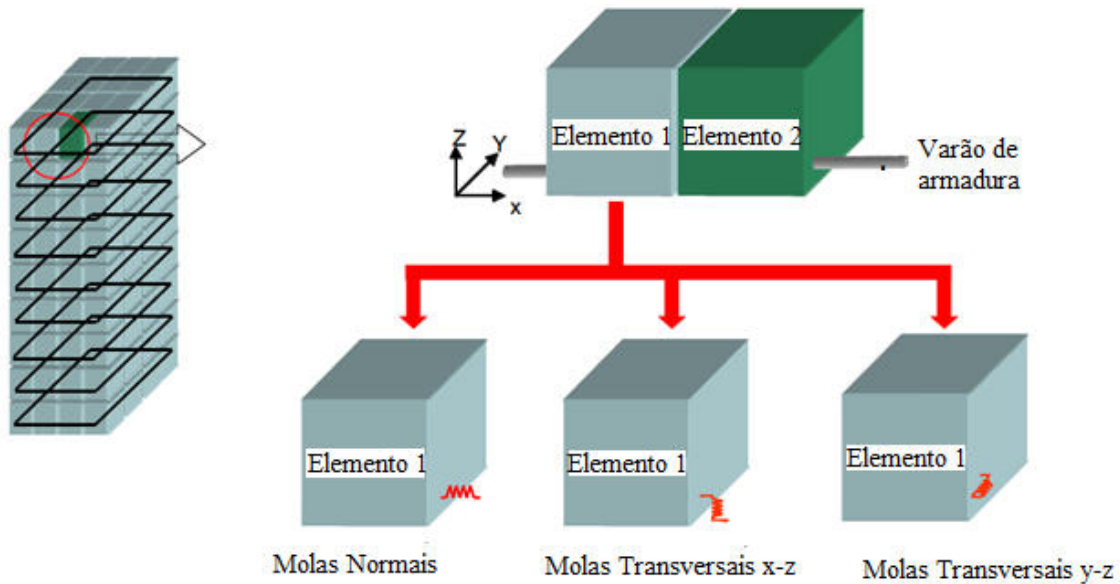


Figura 3.16 – Molas de interface representativas dos varões de aço (adaptado de [2])

De notar que o conjunto de molas é gerado na localização exacta do varão de aço, e as molas normal e transversais são geradas da mesma forma que para os restantes elementos, isto é, uma mola normal gerada na direcção do varão, e duas molas transversais geradas nas direcções transversais do varão de aço.

Apresentam-se de seguida em separado os modelos constitutivos utilizados no programa ELS [2] para o betão e para o aço.

3.2.4.1 – Betão

O modelo constitutivo do betão sujeito a compressões adoptado no Extreme Loading for Structures (ELS) é o modelo de Maekawa [31]. Apresenta-se na Figura 3.17 a curva característica tensão-deformação deste modelo, que admite um comportamento não-linear do betão.

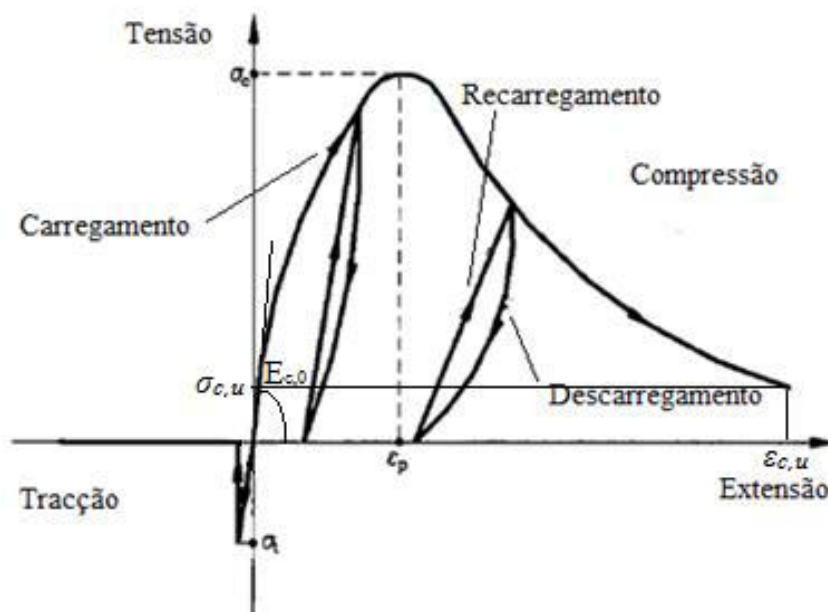


Figura 3.17 – Modelo constitutivo de Maekawa (adaptado de [31])

Os parâmetros que definem este modelo são o módulo de elasticidade inicial do betão (E_{c0}), a tensão de cedência (σ_c) e respectiva extensão (ϵ_p), assim como a tensão de rotura do betão ($\sigma_{c,u}$) e respectiva extensão ($\epsilon_{c,u}$).

Este modelo simula o betão à compressão como modelo de plasticidade que permite descargas e recargas, e como um modelo de fractura à tracção. Assim, o módulo de elasticidade inicial (E_{c0}) é um parâmetro intrínseco do material; já o módulo de elasticidade, quando existem descargas e recargas, tem de ser obtido através do valor da extensão nas molas.

Para considerar os efeitos de confinamento em zonas comprimidas, foi adoptada a função de rotura biaxial de Kupfer [17]. É calculada uma resistência à compressão do betão modificada, $f_{c,eq}$, utilizando a equação (3.5).

$$f_{c,eq} = \frac{\left(1 + 3.65 \times \frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right)}{\left(1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right)^2} \times f_c \quad (3.5)$$

Na equação (3.5), σ_1 é a tensão principal máxima, σ_2 é a tensão principal mínima e f_c é a tensão de compressão do betão, que advém do modelo de Maekawa. Assim, de acordo com a equação (3.5), percebe-se que a resistência à compressão associada a cada mola é

CAPÍTULO 3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS

variável e depende principalmente do estado de tensão na localização da mola. Após ser atingida a tensão última de compressão, a rigidez axial das molas é considerada como sendo 1% do seu valor inicial. É adoptado este valor para evitar valores de rigidez negativos. Contudo, tal facto resulta em diferenças entre as tensões calculadas e as tensões correspondentes à extensão das molas. Estas tensões residuais são redistribuídas ao aplicar a força no sentido inverso.

Para molas caracterizando o betão traccionado, a rigidez destas é assumida como a rigidez inicial até haver fendilhação do betão. Após fendilhação, a rigidez das molas sujeitas a tracção é igual a zero.

Para as molas caracterizantes do betão, a relação entre as tensões devidas ao corte e respectivas extensões é admitida como linear, até se dar a fissuração do betão. Então, as tensões devidas ao corte decrescem. O nível de decréscimo depende da interligação (ou travamento) e do coeficiente de atrito entre elementos. Este fenómeno é apresentado na Figura 3.18.

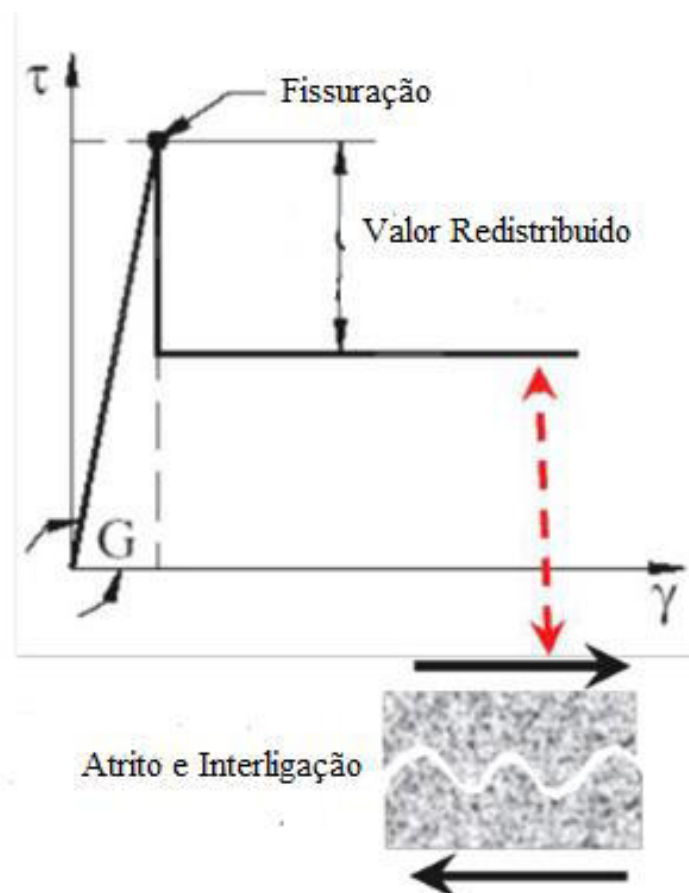


Figura 3.18 – Modelo de comportamento do betão para tensões de corte (adaptado de [2])

3.2.4.2 – Aço

O aço das armaduras numa estrutura de betão armado é caracterizado pelo modelo descrito por Ristic [33]. A Figura 3.19 ilustra o comportamento desse material.

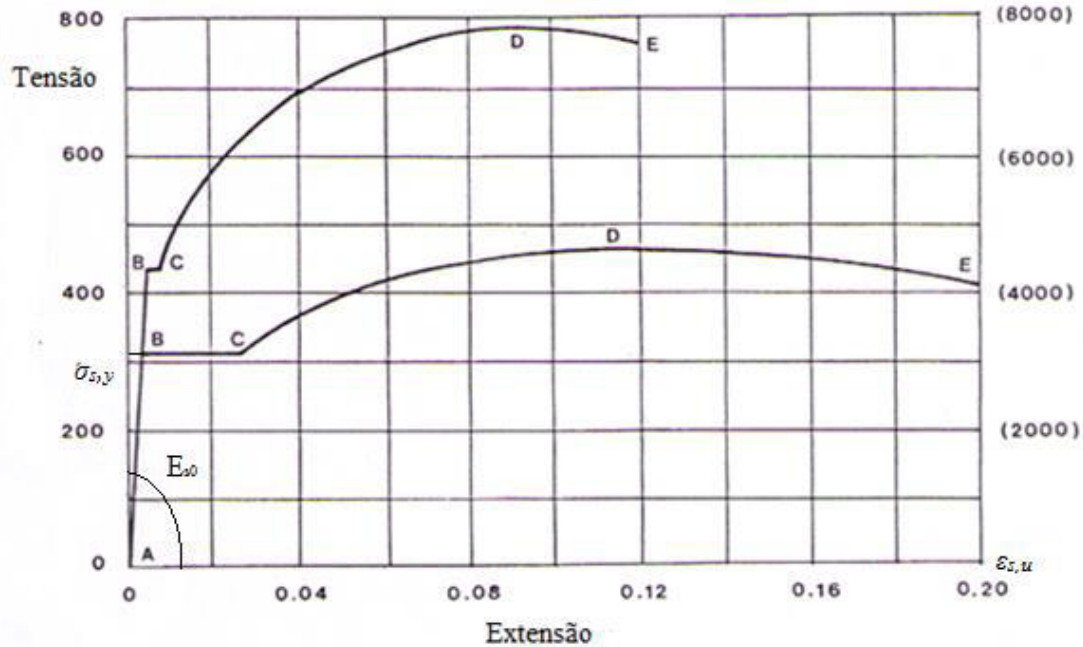


Figura 3.19 – Modelo constitutivo do aço (adaptado de [33])

Os parâmetros que definem este modelo são o módulo de elasticidade inicial do aço (E_{s0}), a tensão de cedência do material ($\sigma_{s,y}$), a extensão última do aço ($\epsilon_{s,u}$) e a relação entre a tensão última e a tensão de cedência do aço. O aço das armaduras traccionadas tem um comportamento tipicamente elástico linear até ser atingida a tensão de cedência (B). Após ser atingida a tensão de cedência, as extensões crescem sem existir aumento de tensões, ou esta é muito pequena, criando um patamar de cedência (B-C). A fase seguinte caracteriza-se pelo endurecimento do material (C-D), em que as tensões crescem com as extensões, porém, já sem ser um crescimento linear. Finalmente, a última fase do comportamento do material é caracterizada por um aumento nas extensões seguida por um decréscimo das tensões até ser atingida a rotura (D-E).

Com efeito, quando o aço atinge a extensão última, é assumida a rotura dos varões, sendo as forças nas molas redistribuídas. Essas forças são redistribuídas para os elementos adjacentes com o sentido oposto.

Segundo Meguro e Tagel-Din [41], apresentam-se algumas hipóteses associadas à formulação dos materiais pelo MEA:

- A encurvadura dos varões de aço não é considerada na análise;
- Em análises estáticas, as molas representando o betão após fendilhação têm uma rigidez mínima de 1% da sua rigidez inicial. Assim, geram-se tensões residuais que actuam nas molas normais após fendilhação, que são redistribuídas no incremento seguinte.

3.2.5 – Critério de Rotura

Os elementos utilizados nos modelos analisados pelo MEA são elementos rígidos; ou seja, para estruturas de betão armado, o betão armado é representado como elementos rígidos. Ora, um dos principais problemas associados a esta premissa é a modelação de fissuras. A aplicação do critério de rotura de Mohr-Coulomb calculado a partir das molas normais e transversais, baseado nas tensões principais, é o critério que avalia a rotura neste método. Porém, segundo Meguro [25], tem de haver uma adaptação a este critério para que não se verifique um aumento da resistência de uma estrutura e a um comportamento de fissuração impreciso da estrutura. Assim, é necessário determinar as tensões principais nos pontos de contacto das molas. Apresenta-se a Figura 3.20, que serve de apoio para a explicação da metodologia adoptada no MEA.

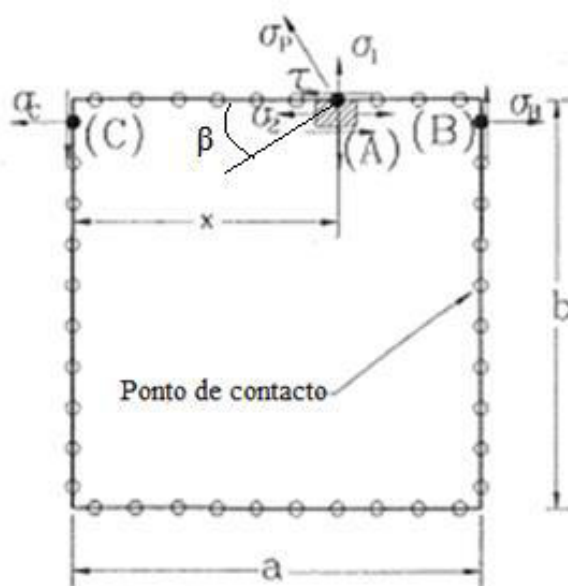


Figura 3.20 – Determinação das tensões principais (adaptado de [25])

CAPÍTULO 3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS

Para determinar as tensões principais em qualquer localização das molas, as componentes das tensões de corte e normal (τ e σ_l) nesse ponto (A) são determinadas pela deformação das molas normais e transversais ligadas ao ponto de contacto em causa (A). A tensão normal σ_2 no ponto em causa (A) é obtida pelas tensões normais nos pontos extremos do elemento (B e C) (no alinhamento onde está localizado o ponto em estudo), através da equação (3.6):

$$\sigma_2 = \frac{x}{a} \times \sigma_B + \frac{a-x}{a} \times \sigma_C \quad (3.6)$$

Com σ_1 e σ_2 , obtém-se a tensão principal σ_p através da equação (3.7):

$$\sigma_p = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad (3.7)$$

O valor da tensão principal σ_p é comparado com o valor da tensão de resistência à tracção do betão. Quando σ_p excede o valor crítico da tensão de resistência à tracção do betão, as forças das molas normal e transversais são redistribuídas no incremento seguinte ao aplicar forças nas molas no sentido contrário. As forças de redistribuição são transferidas para o centróide do elemento como uma força e um momento, e depois aplicadas à estrutura no incremento seguinte. A redistribuição das forças nas molas é muito importante para um correcto acompanhamento da propagação das fissuras. Para a mola na direcção normal, toda a força é redistribuída para que o valor da tensão de resistência à tracção nas faces das fissuras seja nulo. Refere-se que o critério de rotura de Mohr-Coulomb é utilizado também para molas sujeitas a esforços de compressão.

Relativamente à inclinação das fendas β , esta é dada em relação à face de um elemento, através da equação (3.8):

$$\beta = \frac{\arctg\left(\frac{2 \times \tau}{\sigma_1 - \sigma_2}\right)}{2} \quad (3.8)$$

Repare-se que quando as tensões tangenciais são nulas, a direcção da fenda coincide com a face do dado elemento. Em zonas cujos esforços de corte são predominantes, a direcção das fendas é regida pelos esforços de corte.

Para representar a ocorrência de fissuras, podem ser utilizadas duas técnicas. A primeira técnica passa por dividir o elemento em dois corpos, em que cada corpo tem três graus

de liberdade, se se tratar de um problema no plano. A Figura 3.21 exemplifica esta primeira técnica de obtenção de fendas.

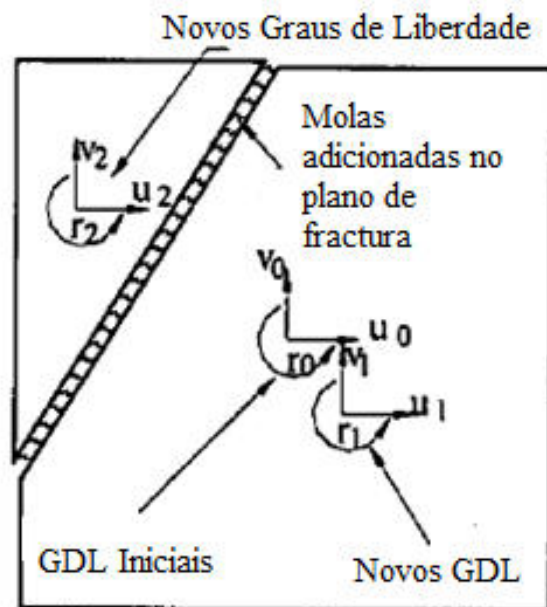


Figura 3.21 – Redistribuição das forças nas molas das fendas (adaptado de [43])

Segundo Meguro [43], esta primeira técnica tem vantagens e desvantagens. Como pontos positivos, entre outros, temos o facto da redistribuição das tensões de resistência à tracção ser precisa, assim como a direcção das fendas dentro do elemento. A largura das fendas também pode ser calculada de maneira precisa, simulando assim o processo de transferência das tensões de corte e da separação de elementos. Contudo, existem algumas complicações associadas a esta técnica, entre elas o facto do número de elementos aumentar consideravelmente após a fissuração, sobretudo se os elementos utilizados forem de pequenas dimensões e o número de fendas elevado. O tempo de análise aumenta após a fendilhação pelo facto do aumento do número de elementos, pelo que também é uma limitação a esta técnica. Também é necessário ter em atenção o número de fendas no mesmo elemento, pois podem levar a um aumento da imprecisão dos resultados.

Assim, esta primeira técnica acaba por requerer ainda alguma investigação. Consequentemente, apresenta-se a segunda técnica de modelação das fendas. Esta consiste no conceito da fendilhação dentro de um elemento ser representada pela rotura das molas de contacto. Assim, no caso de uma mola cumprir o critério de rotura, são

adoptados os seguintes passos: (1) redistribuição das forças das molas e (2) as molas que romperam ficam com rigidez nula. Apresenta-se a Figura 3.22, que esquematiza esta segunda técnica.

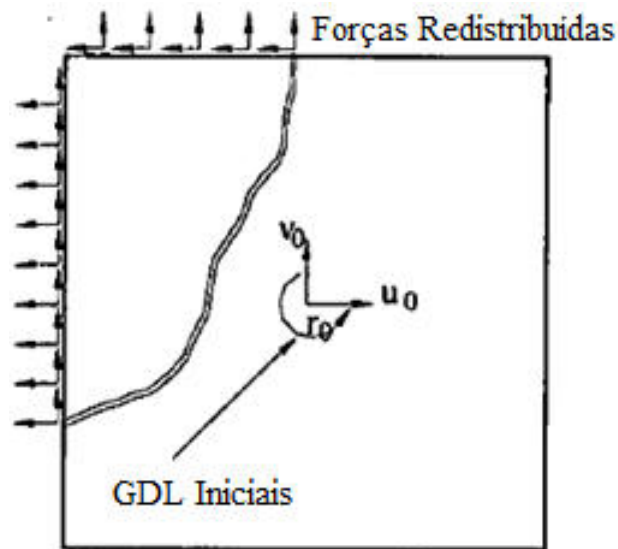


Figura 3.22 – Redistribuição das forças nas molas pelas faces dos elementos (adaptado de [43])

Esta técnica é simples e tem a vantagem de que não é necessário nenhum tratamento especial para representar a fendilhação. Esta técnica apresenta resultados bastante precisos no caso de tensões de corte reduzidas, pelo facto de a fissuração ser paralela às faces dos elementos. Contudo, esta técnica tem a limitação de não se conseguir prever a espessura das fendas, que leva a imprecisões de parâmetros de comportamento pós-fissuração que dependam da espessura das fendas. Esta técnica é a que está implementada no programa de cálculo automático ELS, para modelos tridimensionais, cuja representação é apresentada na Figura 3.23.

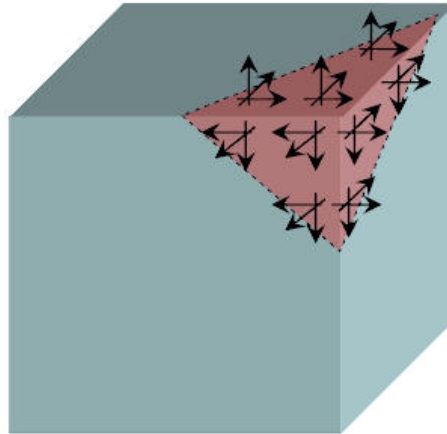


Figura 3.23 – Redistribuição tridimensional de tensões pelas faces dos elementos [2]

Observa-se na Figura 3.23 as forças das molas redistribuídas para a face do elemento após se dar a rotura destas.

3.2.6 – Coeficiente de Poisson

A introdução do efeito do coeficiente de Poisson no MEA foi estudado por Meguro e Tagel-Din [42] para problemas bidimensionais. Porém, a sua introdução em análises tridimensionais ainda não foi conseguida satisfatoriamente, pelo que ainda não é implementado no programa de cálculo automático ELS.

3.2.7 – Contacto entre elementos

Para as aplicações estudadas nesta dissertação, o fenómeno do contacto entre elementos é pouco importante, pelo facto da carga aplicada ser monotónica. Assim, deixa-se apenas a título informativo o processo de contacto entre elementos pelo MEA. Neste método, é possível simular o comportamento de uma estrutura durante a fase de colapso. Ora, nessa fase, os elementos poderão entrar em contacto entre eles, ou poderão separar-se. Como tal, o método em estudo contabiliza esse efeito em situações diferentes: contacto entre a face de um elemento e o canto de outro elemento, contacto entre arestas de dois elementos adjacentes, contacto entre duas superfícies e contacto entre um canto de um elemento e o solo. Como pode ser visto na Figura 3.24, aquando

do contacto entre um canto de um elemento e uma face de outro elemento, a coordenada do ponto de contacto é o local onde o canto de um elemento intersecta o outro elemento, gerando um conjunto de molas.

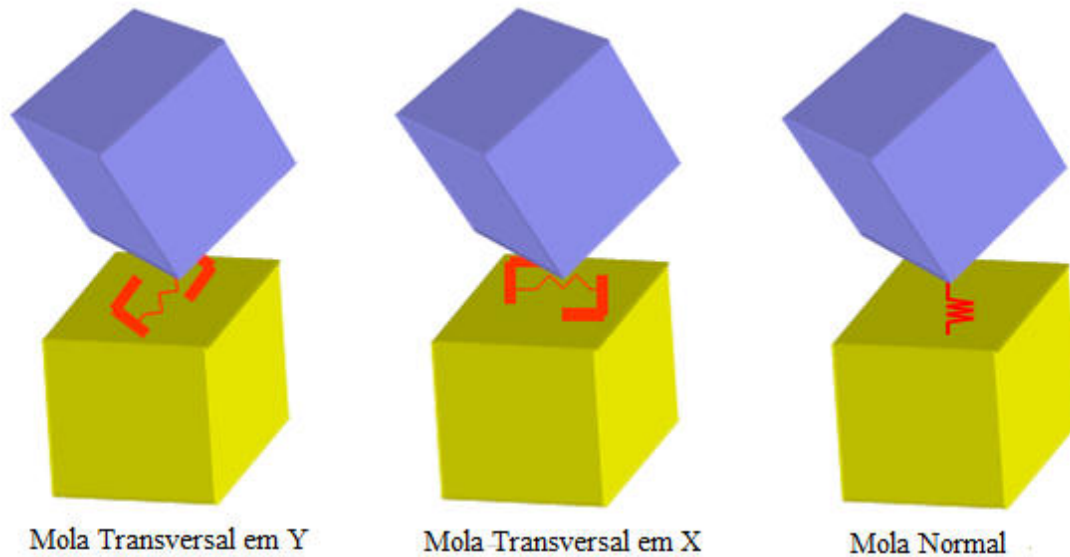


Figura 3.24 – Contacto entre elementos (adaptado de [2])

A colisão entre elementos é estudada assumindo a simplificação de que os elementos passam a ter uma forma arredondada, como se apresenta na Figura 3.25. Esta simplificação é aceitável quando os elementos são pequenos. Meguro e Tagel-Din [43] afirmam que até mesmo para elementos relativamente grandes, é aceitável pelo facto da concentração de tensões nas arestas dos elementos levar à divisão destes, e conseqüente arredondamento. Assim, de acordo com os autores já citados, a colisão entre elementos é verificada pela distância entre centros de elementos.

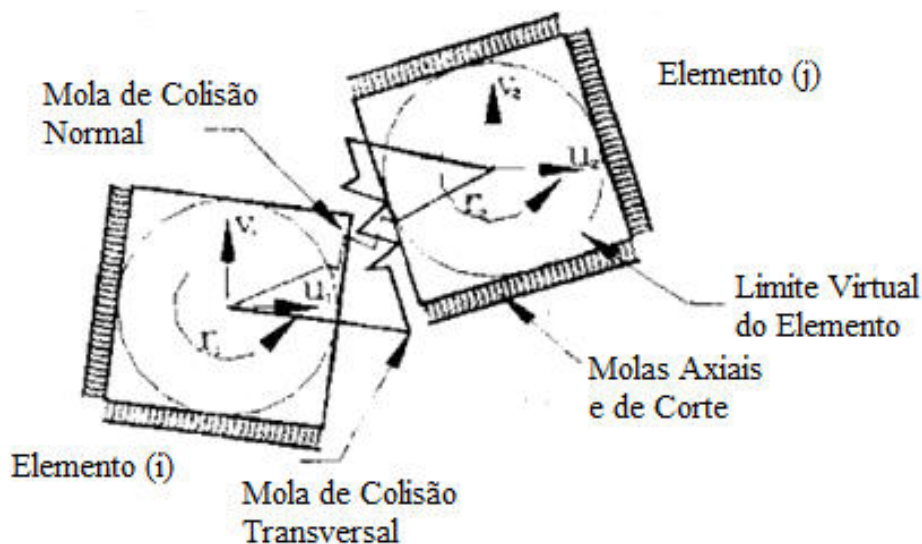


Figura 3.25 – Arredondamento dos elementos e respectivas molas de colisão (adaptado de [43])

3.2.8 – Tipos de carregamento

O MEA considera diversos tipos de carregamento, nomeadamente o peso próprio da estrutura em estudo, aplicação de cargas estáticas e cargas dinâmicas (sismos ou explosões). Neste texto, abordam-se apenas as cargas estáticas. A aplicação de uma carga estática é feita em incrementos, devendo o utilizador definir o valor da carga estática final, e o número de incrementos de carga. A aplicação do carregamento em incrementos é necessária de maneira a que a análise acompanhe com precisão as alterações geométricas. De notar que quanto maior for o número de incrementos de carga, mais precisa será a análise; porém, também tornará a análise mais morosa.

3.2.9 - Refinamento

Em relação ao refinamento da malha de elementos para obter a convergência da solução, existem dois métodos de refinamento pelo MEA, à semelhança dos refinamentos “h” e “p” do MEF: aumentar o número de elementos, reduzindo as suas dimensões, ou aumentar o número de molas, respectivamente. Aumentar o número de molas melhora os resultados obtidos em termos do estudo de fendas nas estruturas em estudo. Assim, para análises não-lineares, poderá ser mais vantajoso aumentar o número de molas de interface do que aumentar o número de elementos constituintes da malha.

Apesar de um aumento do número de molas levar ao aumento do tempo de cálculo necessário para a geração da matriz de rigidez global, o tempo necessário para a resolução das equações, que é predominante quando o número de elementos é grande, não muda porque o número de graus de liberdade é independente do número de molas utilizadas. Isto significa que se pode utilizar mais molas sem aumentar substancialmente o tempo de processamento. No entanto, como o número de molas utilizadas é geralmente grande, é necessário utilizar um computador com uma capacidade de memória grande para guardar os dados obtidos [25].

3.3- Análise comparativa do Método dos Elementos Aplicados com outros métodos numéricos

O MEA é um método numérico de análise estrutural, assim como o MEF e o MED. Apesar de já ambos terem sido descritos anteriormente, analisam-se as principais vantagens que o MEA tem comparativamente com o MEF e com o MED, tal como sublinhar algumas semelhanças entre eles, mostrando também as limitações e desvantagens associadas ao MEA.

Os aspectos positivos do MEA centram-se no facto de este método abranger o comportamento de uma estrutura desde a sua fase elástica até ao seu colapso, contabilizando fenómenos não-lineares como o início e propagação de fissuras, cedências de armaduras e separação de elementos. Contudo, este método tem algumas limitações, entre elas a inexistência do efeito do coeficiente de Poisson em análises tridimensionais, ou a dificuldade em caracterizar fissuras diagonais. Para contornar esta última dificuldade, pode-se recorrer a um refinamento da malha.

O MEF é um método muito preciso e de elevada fiabilidade quando se estuda uma estrutura no domínio dos pequenos deslocamentos. Contudo, quando se procura estudar o comportamento de uma estrutura contando com um eventual colapso parcial ou total de elementos constituintes dessa estrutura, a sua capacidade passa a ser limitada. O facto de o MEF convencional considerar os materiais como meios contínuos e uma total compatibilidade entre os nós dos elementos, torna complexa a determinação automática de fissuras, ou mais concretamente, da quebra de ligação entre elementos. No entanto,

CAPÍTULO 3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS

não deixa de ser impossível caracterizar o comportamento de colapso de uma estrutura através do MEF. Através de técnicas especiais, em que é necessário saber previamente a localização das fissuras, ou apenas contabilizando os efeitos das fissuras nas relações tensão-deformação sem haver uma dissociação física dos elementos, ou incluindo elementos especiais, tais como fissuras de interface entre elementos estruturais [43], é possível analisar problemas de colapso através do MEF.

O MED não tem uma aplicabilidade muito prática para problemas de grandes dimensões, pelo facto do esforço computacional ser muito elevado, derivado da necessidade de ter pequenos incrementos de tempo para garantir a estabilidade do cálculo.

O MEF e o MEA têm algumas semelhanças, como por exemplo, o facto de ambos conseguirem análises precisas no domínio dos pequenos deslocamentos, mas também o tempo de processamento que ambos necessitam para analisar uma estrutura. Contudo, existem algumas diferenças entre ambos importantes de referir: o tempo de modelação, quando se trata de uma análise não-linear é mais curto quando a análise é feita através do MEA, pois no MEA não existe uma dificuldade de representar fisicamente as fissuras, pelo facto de estas existirem quando deixa de existir contacto entre dois elementos, traduzido pela perda de rigidez das molas que ligam os elementos, e existem maneiras de refinar o modelo sem necessariamente aumentar o tempo de cálculo substancialmente. O tipo de ligação entre elementos é diferente entre o MEA e o MEF: no MEA, os elementos estão ligados por molas de interface que representam as tensões e deformações dos elementos, enquanto no MEF convencional, os elementos estão ligados através de nós.

Sublinha-se uma semelhança importante entre os três métodos: eles podem obter resultados precisos no domínio nos grandes deslocamentos, conseguindo acompanhar o comportamento não-linear de estruturas; contudo, se houver separação de elementos, começa a ser difícil a análise através do MEF.

Apresenta-se na Figura 3.26, a comparação entre os três métodos de análise abordados anteriormente.

CAPÍTULO 3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS APLICADOS

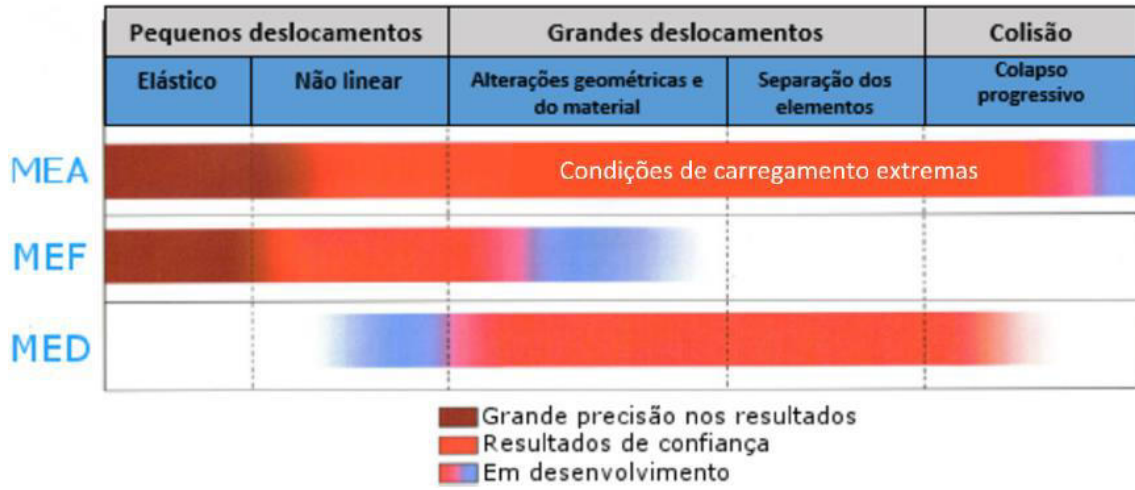


Figura 3.26 – Comparação entre o MEA, MEF e MED (adaptado de [2])

CAPÍTULO 4

CASO DE ESTUDO

4.1 - Ensaio de Bounassar Filho

Nesta secção, apresenta-se o estudo experimental realizado por Bounassar Filho no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico no âmbito do seu trabalho de doutoramento [8]. O estudo realizado engloba dez ensaios experimentais de paredes de betão armado. Os ensaios tiveram como objectivo analisar o comportamento estrutural das paredes de betão armado, sujeitas a uma carga horizontal monotónica aplicada no topo das paredes e no plano destas. É importante mencionar que a geometria das paredes caracteriza-se pela existência de regiões de descontinuidade geométrica originadas por uma abertura na zona inferior destas; de notar que estas zonas de descontinuidade geométrica, vão originar concentrações de tensões, com um papel importante no comportamento global das paredes.

Neste estudo, definiram-se dez modelos de paredes de betão armado com a mesma geometria, que se diferem pelo tipo de dimensionamento, como é apresentado na Figura 4.1.

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

Modelo Experimental	Modelos de dimensionamento	Esforços de Fronteira	Obs.
MB1ee MB1ee1* MB1ae MB1aa	(1) Modelo de Compressão	Me, Ne, Ve Me, Ne, Ve Ma, Na, Va Ma, Na, Va	* armadura adicional na parede
MB2ee MB2ae	(2) Modelo de Tracção	Me, Ne, Ve Ma, Na, Ve	
MB3ee MB3ae MB3aa	(3) Modelo Misto	Me, Ne, Ve Ma, Na, Ve Ma, Na, Va	
MB4ee	(4) Modelo de Elementos Finitos	Me, Ne, Ve	

"exemplo":

MB1ee

}

MB1 - modelo básico (1)

* - esforços normais

** - esforço transversal

|

e = elástico

a = adoptado

Figura 4.1 – Descrição dos modelos de ensaios [8]

Os modelos adoptados designam-se por modelos básicos (MB), seguidos por um número que caracteriza o tipo de modelo e por duas letras que caracterizam o critério de definição dos esforços de fronteira. O modelo básico de tipo 1 (MB1) propõe um caminho preferencial da carga por compressão transversal, o modelo básico do tipo 2 (MB2) por tracção transversal e o do tipo 3 (MB3) por um sistema misto obtido por sobreposição dos dois primeiros. Verifica-se na Figura 4.1, que foi considerado para cada modelo, o dimensionamento com base nos esforços de fronteira elásticos (ee), além das opções com esforços de fronteira obtidos por redistribuição. Assim, nos modelos com a 1ª letra “a”, tomou-se um par de esforço axial/momento adoptado por

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

redistribuição e nos modelos com a 2ª letra “a”, considerou-se no dimensionamento só 30% de esforço transversal no pilarete esquerdo.

4.1.1 – Ensaio

As paredes estruturais estão em consola, encastradas numa viga rígida. A geometria destas é apresentada na Figura 4.2.

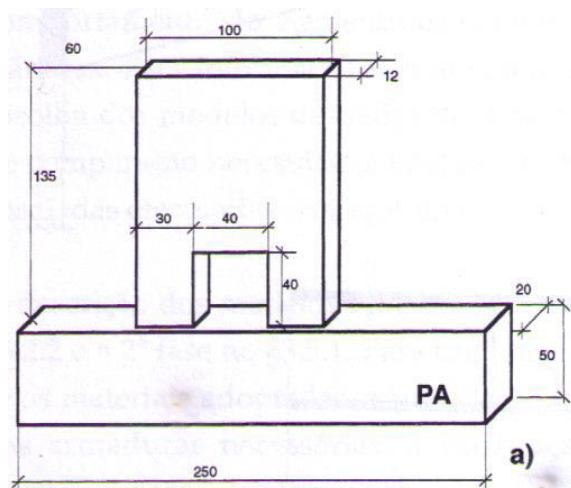


Figura 4.2 – Geometria das paredes dos ensaios (dimensões em mm) [8]

Como se consegue observar, as paredes de betão armado ensaiadas por Bounassar Filho têm uma geometria regular, sendo paredes rectangulares com dimensões de 1.0x0.12x1.35 m, cuja abertura quadrangular tem 40 cm de lado. As dimensões dos modelos foram limitadas pelas restrições impostas pela capacidade de movimentação no laboratório e pela forma e intensidade da carga a aplicar.

4.1.1.1 – Materiais

Os materiais utilizados nos ensaios foram os seguintes:

- Betão de classe C25/30 de consistência muito plástica e com um diâmetro máximo do inerte de 9.52 mm. Esta classe de betão foi escolhida tendo em conta o facto de os modelos apresentarem regiões com uma considerável concentração de armaduras.

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

- Aço nervurado normal, de uso comercial com diâmetros de 6, 8, 10, 12, 16 e 20 mm. Os varões adquiridos foram ensaiados pelo Núcleo de Comportamento das Estruturas do LNEC seguindo a regulamentação NP EN 10002-1, através de três amostras de cada lote de varões

4.1.1.2 - Instrumentação

Apresenta-se na Figura 4.3, o esquema geral do ensaio.

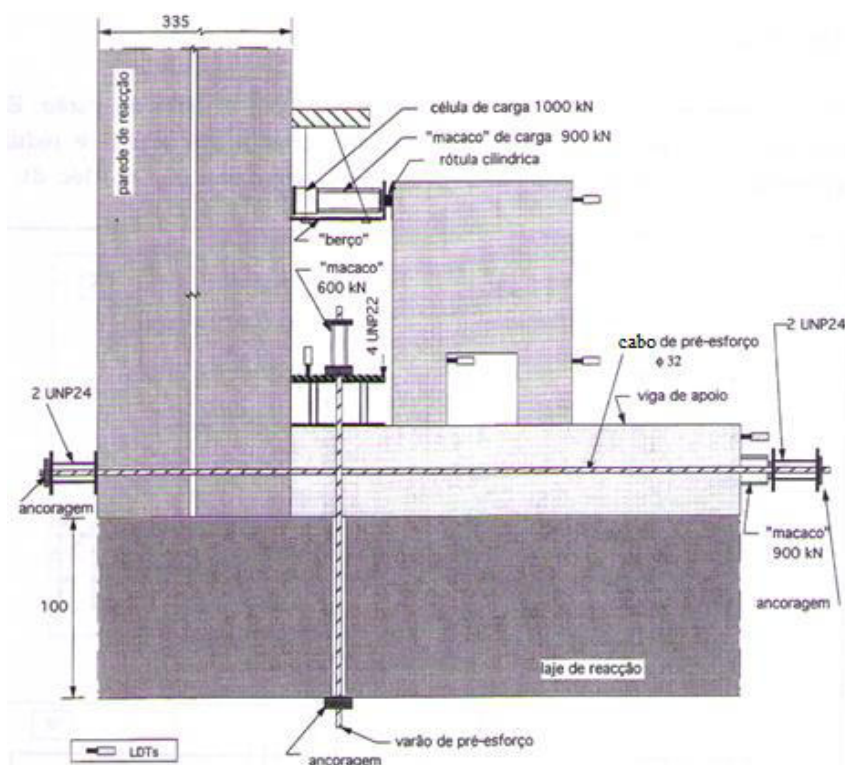


Figura 4.3 – Esquema geral dos ensaios [8]

O sistema de apoio e reacção para as paredes ensaiadas foram formados pela laje e parede de reacção utilizadas. A ligação do modelo experimental ao sistema de apoio foi feita através de aparelhos de apoio constituídos por vigas metálicas fixas por cabos pré-esforçados, de maneira a imobilizar completamente o conjunto. Foi aplicada uma carga de 350 kN/cabo para os cabos longitudinais, e uma carga de 265 kN/cabo para os cabos verticais.

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

A aplicação da carga foi efectuada por um macaco hidráulico de simples efeito (ENERPAC RC1006) com capacidade de carga máxima de 900 kN e um curso de 168 mm. O macaco hidráulico foi colocado sobre um berço moldado em madeira e fixo na posição horizontal, de maneira a possibilitar a aplicação da carga ou deslocamento ao modelo experimental. Ao êmbolo do macaco fixou-se um sistema de placas e rótula cilíndrica, de forma a garantir uma distribuição uniforme da carga na placa e a sua ortogonalidade à face do betão no decorrer de todo o ensaio. O macaco foi servo-comandado por uma unidade de controlo eléctrico hidráulico (W + b PK – NS – 19 – DH) com capacidade máxima de pressão de 700 bar e com o recurso da “manutenção da carga constante”. O equipamento fornece informação digital da carga e da pressão no êmbolo do macaco.

A força horizontal foi medida por uma célula de carga de compressão (TML – CLC – 100 A) com capacidade até 1000 kN, posicionada no sistema de carga entre o macaco hidráulico e a parede de reacção.

O equipamento de leitura e aquisição de dados utilizado foi um aparelho (HBM – UPM 100 DATA ACQUISITION / CONTROL UNIT) com capacidade para 100 canais. Os dados obtidos através da unidade de aquisição foram registados em fita de papel para análise posterior.

Para medir os deslocamentos da parede e do sistema de apoio e fixação do modelo, foram utilizados transdutores de deslocamento lineares LDT (Linear Displacement Transformer – TML) com curso máximo de 25 mm. Para as deformações nas armaduras, foram utilizados extensómetros eléctricos de resistência (TML – FLK – 6 - 11). Relativamente às deformações nas fibras de betão traccionadas e comprimidas, na superfície do modelo foram obtidas as medidas das deformações através de um alongómetro (MPE – APEK HS10B) com 10 cm de base e precisão de 10^{-3} mm.

Utilizou-se um sistema de informatização de registo automático de dados lidos pela unidade de aquisição e leitura de dados (programa BEAM para Macintosh).

O acompanhamento dos ensaios foi efectuada com o registo fotográfico da fendilhação a cada passo.

No anexo C, apresentam-se as pormenorizações de todas as paredes de betão armado estudadas. Na seguinte secção, será possível ver a pormenorização da parede de betão armado (MB1aa) escolhida para exemplificar a modelação efectuada.

4.2 – Modelação Numérica

As paredes de betão armado sujeitas a análise referidas no trabalho de Bounassar Filho [8] foram modeladas em ELS de modo a aferir a capacidade do MEA de simular o comportamento não-linear destas.

Em semelhança com os procedimentos experimentais, o estudo numérico começa com a caracterização dos materiais utilizados, substituindo os ensaios de caracterização experimental pela calibração dos modelos constitutivos utilizados na modelação numérica.

4.2.1 – Calibração das leis constitutivas dos materiais

Pelo facto das estruturas em estudo serem em betão armado, é necessário calibrar os modelos constitutivos do betão e do aço utilizado para as armaduras da estrutura.

4.2.1.1 – Calibração do modelo constitutivo do aço

O aço utilizado nos ensaios experimentais, de acordo com Bounassar Filho [8], foi um aço nervurado, de uso comercial, com diâmetros de 6, 8, 10, 12 e 16 mm. Os varões adquiridos foram ensaiados no Laboratório de Resistência de Materiais do IST, com uma máquina universal de ensaio INSTRON (capacidade de carga de 250 kN). Foi seguida a regulamentação da NP EN 10002-1 e foram ensaiadas cinco amostras para cada lote de varões. Os resultados desses ensaios foram apresentados em forma de diagramas tensão-deformação, os quais serão comparados com os resultados simulados, por forma a verificar a validade do modelo constitutivo.

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

Para modelar um varão de aço, cria-se um modelo de uma coluna com 0.5 metros de altura e o diâmetro do varão a ensaiar. Bloqueiam-se todos os graus de liberdade associados à coluna, à excepção do grau de liberdade na direcção da coluna, de maneira a simular um ensaio de tracção. Bloqueia-se então uma das extremidades da coluna, e aplica-se um deslocamento, na outra extremidade da coluna, na ordem dos 10 centímetros de forma a abranger as extensões presentes nos ensaios realizados por Bounassar Filho [8].

Apresenta-se na Figura 4.4, as vistas longitudinais e transversais de um varão de aço simulado. O modelo é composto por uma malha com 150 elementos na direcção vertical, e 9 elementos na secção transversal. A ligar cada elemento, são gerados 5 conjuntos de molas por direcção no plano das faces dos elementos. O modelo realizado consegue garantir a convergência da solução numérica.

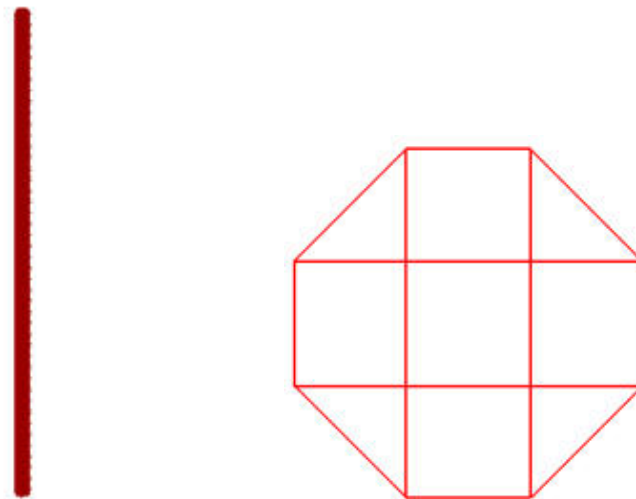


Figura 4.4 – Modelação dos varões de aço

O modelo constitutivo do aço, implementado no ELS, é o modelo de Ristic, que é caracterizado pelos seguintes parâmetros:

- Módulo de Elasticidade;
- Módulo de Distorção;
- Tensão de cedência;
- Relação entre a tensão de cedência e a tensão última;
- Extensão última;
- Factor de rigidez pós-cedência.

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

Os valores destes parâmetros foram calibrados, partindo dos valores iniciais fornecidos por Bounassar Filho, na Tabela 4.1.

Diâmetro do Varão [mm]	Módulo de Elasticidade [GPa]	Módulo de Distorção [GPa]	Tensão de Cedência [MPa]	Tensão Última [MPa]	Extensão Última [%]
φ6	200	76.9	480	630	15
φ8	200	76.9	560	644	15
φ10	200	76.9	530	670	19
φ12	200	76.9	550	616	18
φ16	200	76.9	600	666	16.5

Tabela 4.1 – Características dos varões de aço no ensaio de Bounassar (adaptado de [8])

Para uma criteriosa comparação entre os valores obtidos através da modelação e através do ensaio realizado por Bounassar Filho, os gráficos apresentados por Bounassar Filho foram digitalizados através do programa *PlotDigitizer* [34], que podem ser consultados na Figura 4.5.

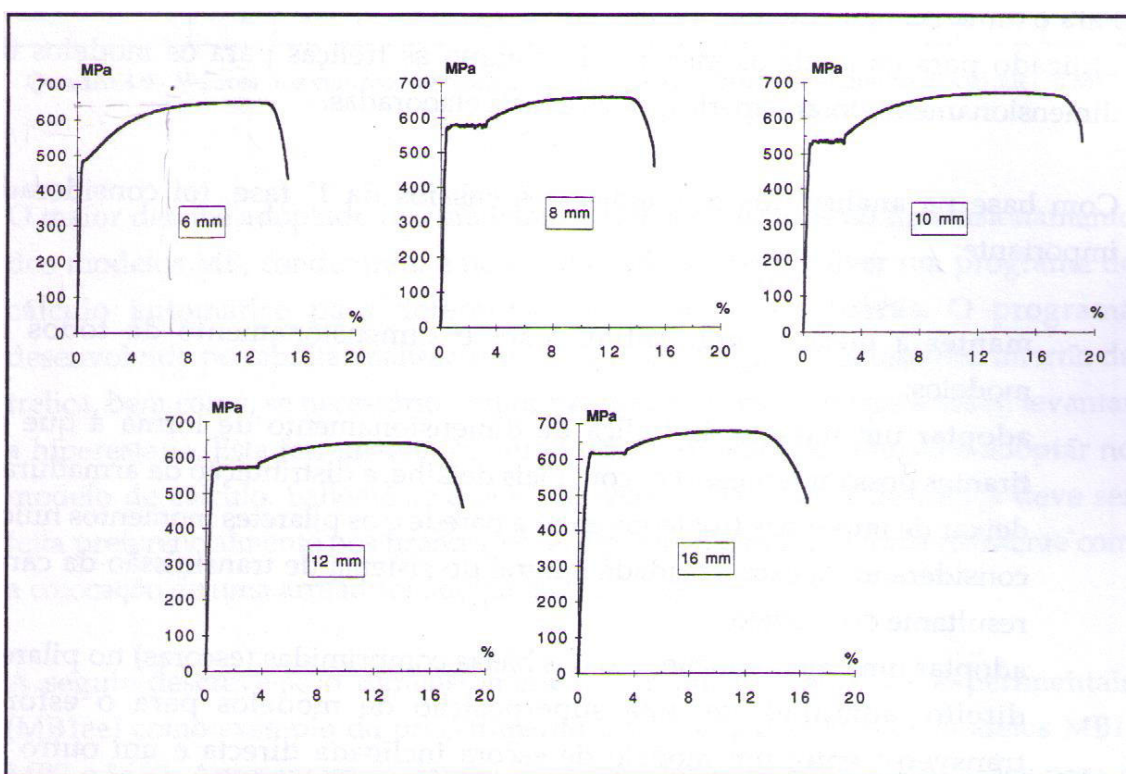


Figura 4.5 – Gráficos Tensão-Deformação do ensaio aos varões de aço de Bounassar [8]

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

É de salientar que os valores do módulo de elasticidade retirados dos gráficos da Figura 4.5 são consideravelmente menores que os valores do módulo de elasticidade apresentados por Bounassar Filho na Tabela 4.1. Este facto pode ser explicado por erros experimentais aquando da realização dos ensaios, nomeadamente, uma má fixação dos varões de aço, e ao deslize destes nas garras da máquina de tracção.

Apresentam-se em seguida os gráficos que permitem comparar os ensaios de tracção dos varões de aço simulados, com os valores apresentados por Bounassar Filho. De notar que nas Figuras 4.6 a 4.10, são apresentados a azul os valores da força-deslocamento de varões de aço obtidos experimentalmente do ensaio de Bounassar Filho, a vermelho os valores da força-deslocamento de varões de aço modelados com as características aplicadas directamente do estudo de Bounassar Filho (Tabela 4.1) para o programa de cálculo automático ELS, e a verde os valores da força-deslocamento de varões de aço modelados com as características do aço calibradas, de maneira a serem aproximados aos valores obtidos por Bounassar Filho.

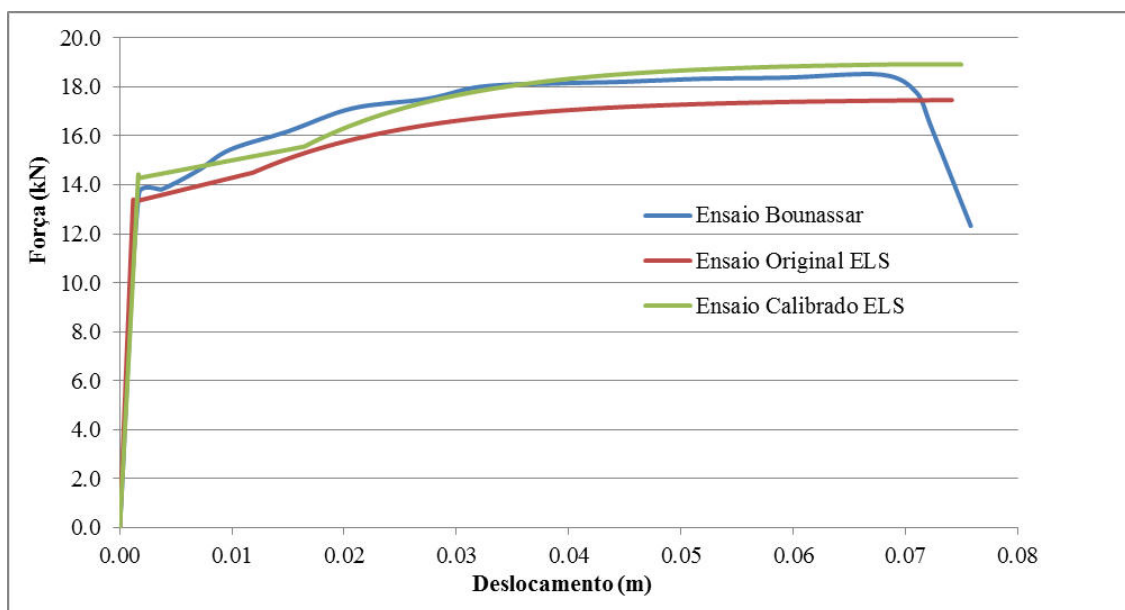


Figura 4.6 – Gráficos Força-Deslocamento para varões de aço $\phi 6$ mm

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

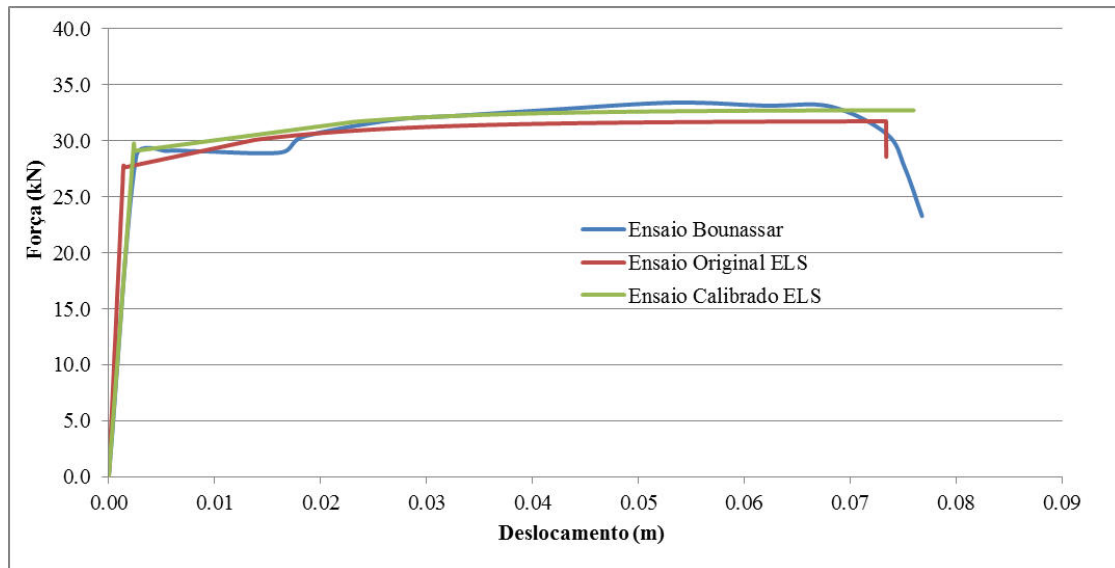


Figura 4.7 – Gráficos Força-Deslocamento para varões de aço $\phi 8$ mm

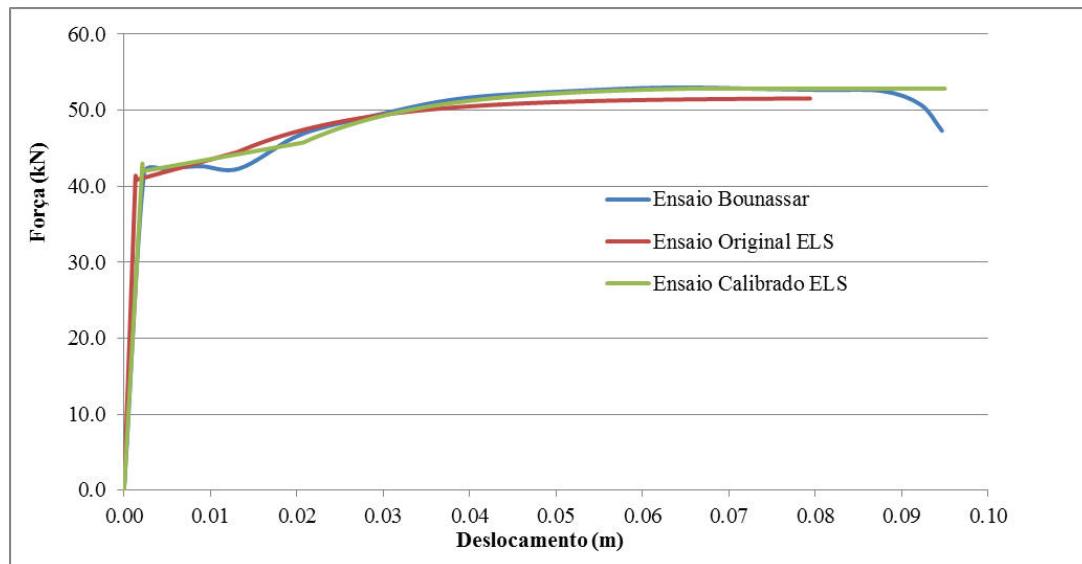


Figura 4.8 – Gráficos Força-Deslocamento para varões de aço $\phi 10$ mm

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

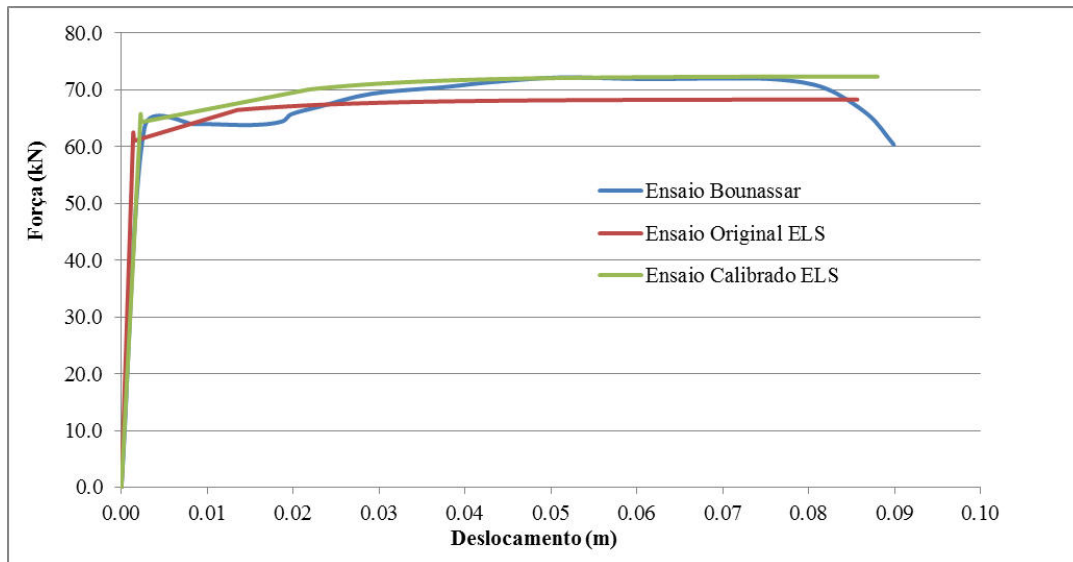


Figura 4.9 – Gráficos Força-Deslocamento para varões de aço $\phi 12$ mm

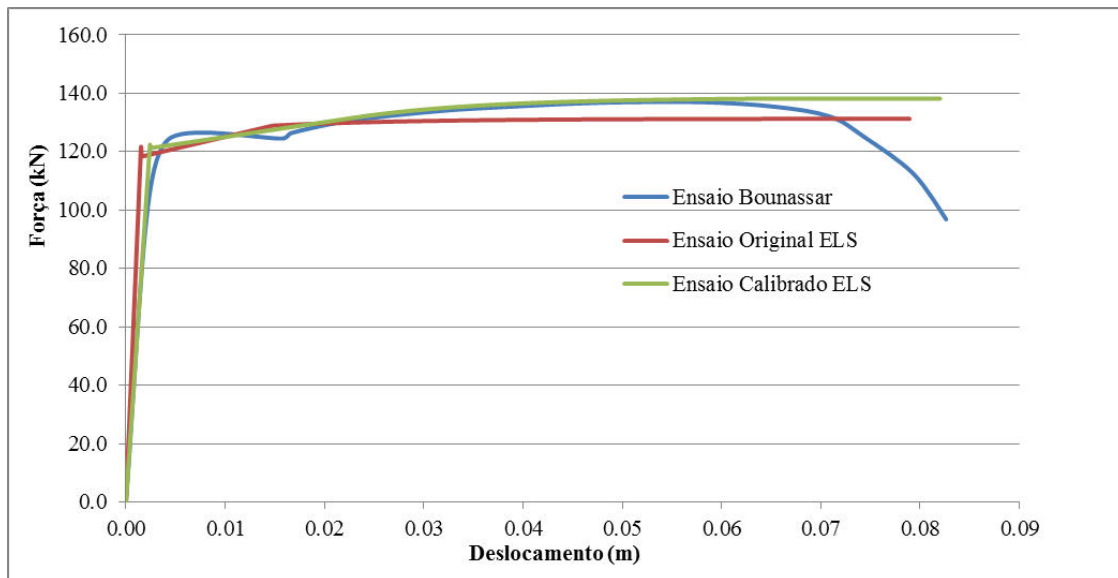


Figura 4.10 - Gráficos Força-Deslocamento para varões de aço $\phi 16$ mm

Analisando as Figuras 4.6 a 4.10, é possível observar que a curva a verde encontra-se bastante próxima da curva a azul, conseguindo assim traduzir o comportamento dos varões de aço para todos os diâmetros, como desejado.

Assim, torna-se importante apresentar os valores dos parâmetros que caracterizam o modelo constitutivo de Ristic utilizado para simular o comportamento dos varões de aço utilizados no ensaio experimental.

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

Diâmetro do Varão [mm]	Módulo de Elasticidade [GPa]	Módulo de Distorção [GPa]	Tensão de Cedência [MPa]	Extensão Última [%]	Relação entre Tensão Última e Tensão de Cedência	Factor de Rigidez Pós-Cedência
φ6	200	76.92	515	13.9	1.325	0.01
φ8	200	76.92	545	13.9	1.125	0.01
φ10	200	76.92	545	17.5	1.265	0.01
φ12	200	76.92	580	16.5	1.125	0.01
φ16	200	76.92	615	13.5	1.14	0.01

Tabela 4.2 – Modelo constitutivo de Ristic – parâmetros calibrados

Os valores apresentados na Tabela 4.2 são os valores obtidos para os diferentes parâmetros do aço, após realizada a calibração do modelo dos diferentes diâmetros de varões de aço. De notar que esta calibração foi feita com base numa análise de sensibilidade. Com efeito, o primeiro passo desta calibração foi observar as diferenças entre os resultados experimentais (curva a azul) e os resultados da simulação dos varões de aço com os parâmetros inalterados (curva a vermelho). Com base nas diferenças entre esses dois gráficos, foi realizada uma série de alterações iterativas de diferentes parâmetros, até se obter uma boa aproximação aos ensaios experimentais.

4.2.1.2 – Modelação do betão

O modelo constitutivo do betão, implementado no ELS, é o modelo constitutivo de Maekawa. Os parâmetros que o caracterizam são:

- Módulo de Elasticidade, E (ou Módulo de Young);
- Módulo de Distorção, G;
- Resistência à Tracção;
- Resistência à Compressão;
- Extensão Limite;
- Peso Específico do material;

Estes parâmetros foram obtidos através de resultados experimentais de caracterização do betão.

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

Existem outros parâmetros possíveis de serem modificados, tais como o Coeficiente de Fricção, o Factor de Rigidez de Contacto Normal e de Corte, mas que por não haver dados experimentais que permitam a calibração destes, utilizam-se os valores sugeridos no manual do programa de cálculo automático [2].

Torna-se importante referir que as propriedades dos materiais utilizados para cada parede de betão armado variam, nomeadamente o módulo de elasticidade e as resistências à tracção e compressão, como se apresenta na Tabela 4.3.

O coeficiente de Poisson do betão foi considerado igual a 0.2.

Modelo	Idade [dias]	Módulo de Elasticidade E [GPa]	Resistência à Compressão (cubos) [MPa]	Resistência à Tracção [MPa]	Extensão Limite [%]
MB1ee1	73	34.7	51	3.0	0.351
MB1ee	76	34.7	51	3.0	0.351
MB2ee	80	34.7	51	3.0	0.351
MB3ee	83	34.7	51	3.0	0.351
MB4ee	49	33.8	47	2.8	0.363
MB1ae	52	33.3	44	2.3	0.373
MB2ae	58	33.8	47	2.8	0.363
MB3ae	56	33.3	44	2.3	0.373
MB1aa	61	33.3	44	2.3	0.373
MB3aa	51	33.8	47	2.8	0.363

Tabela 4.3 – Caracterização dos betões utilizados (adaptado de [8])

De acordo com estudos (ainda não publicados) realizados no Centro de Investigação em Estruturas e Construção do Departamento de Engenharia Civil da UNL, foi demonstrado experimentalmente que o valor no ensaio dos cubos e o seu equivalente nos cilindros, da resistência média à compressão dos betões, são muito semelhantes.

Assim, nestas simulações, considerou-se a resistência à compressão do betão como sendo a sua resistência média à compressão em provetes cúbicos. Tendo como referência a parede MB1aa, foram feitos ensaios com variação de até 20% das propriedades mecânicas do betão, tal como se apresenta na Tabela 4.4..

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

Material	Betão				
Parâmetros	Módulo de Elasticidade [tonf/m ²]	Módulo de Distorção [tonf/m ²]	Resistência à Tracção [tonf/m ²]	Resistência à Compressão [tonf/m ²]	Extensão Limite [%]
0%	3330000	1387500	230	4400	0.373
5%	3496500	1456875	241.5	4620	0.39165
10%	3630000	1512500	253	4840	0.4103
15%	3829500	1595625	264.5	5060	0.42895
20%	3996000	1665000	276	5280	0.4476

Tabela 4.4 – Valores de calibração dos parâmetros do betão da parede MB1aa

4.2.2- Geometria das paredes

A geometria das paredes simuladas teve em conta o modelo apresentado na Figura 4.2. O corpo da parede foi dividido em 40 elementos na direcção horizontal, 6 elementos na direcção transversal e 38 elementos na direcção vertical, e os pilaretes foram divididos em 12 elementos na direcção horizontal, 6 elementos na direcção transversal e 16 elementos na direcção vertical, sendo que os elementos são conectados através de 5 conjuntos de molas, geradas automaticamente pelo programa. A viga subjacente à parede foi dividida em 50 elementos na direcção horizontal, 5 elementos na direcção transversal e 10 elementos na direcção vertical.

Aborda-se em seguida a criação dos varões de aço. Observe-se primeiramente a Figura 4.11, onde se apresenta no lado esquerdo a pormenorização das armaduras da parede MB1aa, e as respectivas armaduras desenhadas no programa de cálculo automático ELS.

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

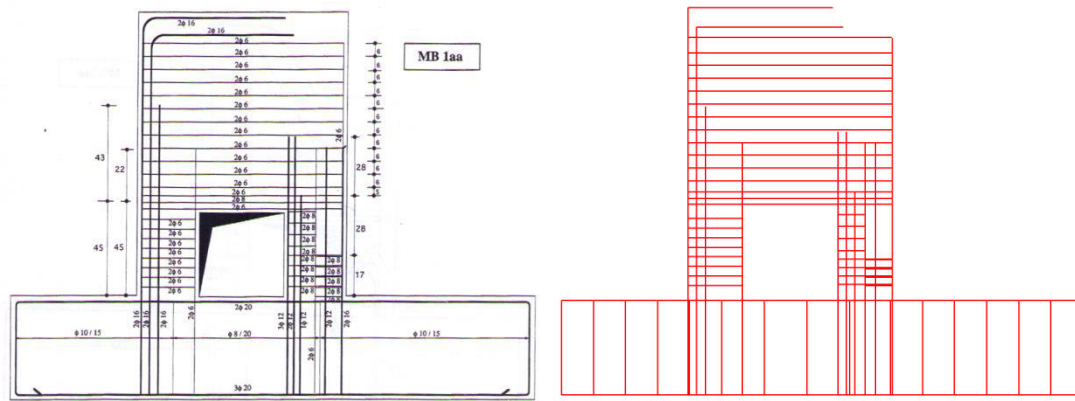


Figura 4.11 – Pormenorização da parede MB1aa

De referir que são simulados varões de aço longitudinais e varões de aço transversais, como estão presentes na pormenorização na Figura 4.12. Relativamente aos varões transversais, é necessário ter em atenção a sua modelação através de elementos contínuos fechados, conforme se vê na Figura 4.12, de forma a simular correctamente o comportamento de uma cinta fechada. Se assim não fosse, não estava garantido o confinamento do betão no interior das cintas, sendo o resultado da modelação numérica pouco preciso.

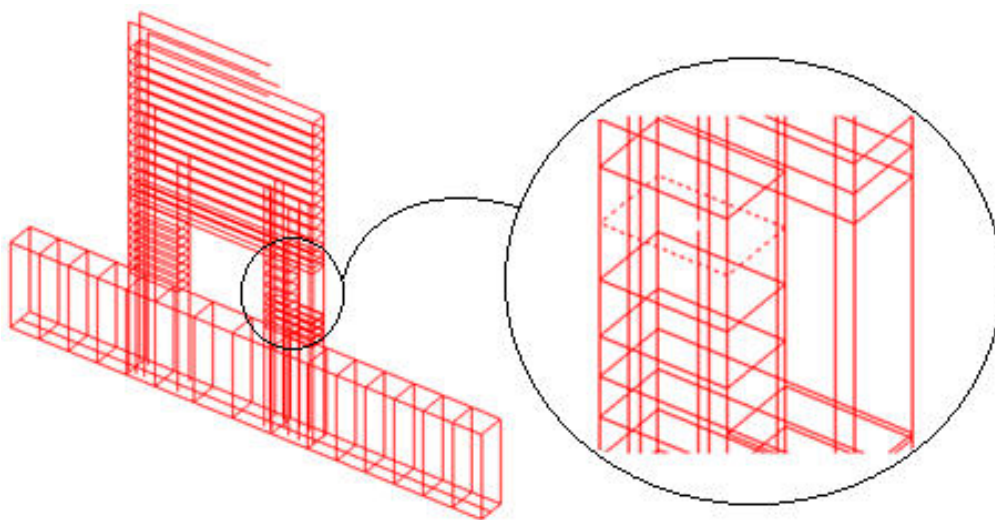


Figura 4.12 – Exemplo de uma cinta em Extreme Loading for Structures

4.2.3- Aplicação do carregamento e das condições de fronteira

O ensaio de Bounassar Filho consistiu na aplicação de uma carga estática nas paredes de betão armado. Logo, o esperado para uma modelação que se aproxime o mais possível do ensaio seria o de aplicar o mesmo nível de carga no modelo, ou seja, realizar um controlo em força. Contudo, como será explicado no capítulo da discussão de resultados, os resultados mais interessantes são os resultados obtidos através de um controlo em deformação. Assim, realizam-se dois modelos diferentes, o primeiro em que se aplica uma carga relativamente próxima à carga de rotura dada por Bounassar Filho, e um segundo modelo onde se aplica um deslocamento próximo da extensão de rotura, presentes na Tabela 4.5.

Modelo	Carga de Rotura (kN)	Extensão de Rotura (mm)
MB1aa	350.9	5.56
MB1ae	407.6	6.29
MB1ee	413.7	7.62
MB1eel	418.6	11.88
MB2ae	412.4	16.0
MB2ee	451.4	14.3
MB3aa	424.3	6.62
MB3ae	342.2	5.82
MB3ee	462.3	8.23
MB4ee	398.7	7.12

Tabela 4.5 – Valores das cargas e extensões de rotura

Tanto a carga como o deslocamento foram aplicados directamente numa placa no topo esquerdo da parede, na direcção horizontal. O programa de cálculo automático permite-nos definir o número de passos de carga, o que permite obter resultados mais precisos quanto maior for o passo de carga. Porém, aumentar o número de passos de carga leva a um acréscimo do tempo de processamento; para tal, também é possível, no programa de cálculo automático, indicar o número de passos de carga que se pretende guardar, o que ajuda a diminuir o tempo de processamento, sem perder precisão nos resultados obtidos, dado os cálculos serem realizados, mas só uma certa percentagem destes ser apresentada, a definir pelo utilizador. Assim, foram aplicadas as forças e deslocamentos presentes na Tabela 4.5, com um número de passos de carga até se conseguir obter a convergência da solução.

CAPÍTULO 4 – CASO DE ESTUDO

Já para as condições de fronteira, Bounassar Filho afirma que a parede está encastrada numa viga fixa. Assim, na modelação, bloqueiam-se os elementos de bordo da viga, deixando livres os elementos interiores da viga, pelo facto de poder haver problemas de esmagamento na ligação entre a parede e a viga.

Apresenta-se na Figura 4.13 o sistema de carregamento, tal como as condições de fronteira.

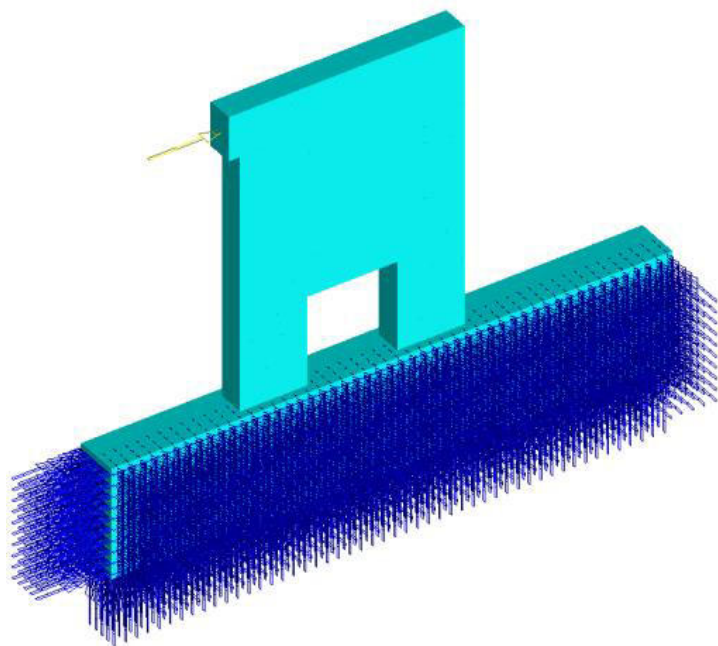


Figura 4.13 – Sistema de carregamento e de apoios

Os modelos numéricos pormenorizados para as 10 paredes ensaiadas, junto com os modelos experimentais, são apresentados no anexo C.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

No presente capítulo, apresenta-se os resultados obtidos nas modelações das paredes de betão armado estudadas por Bounassar Filho [8]. Será apresentada numa primeira fase a calibração da malha de elementos. Também se realiza uma análise quanto ao tipo de carregamento que se deve efectuar, sendo este um controlo em força ou em deslocamentos. Já para a análise das paredes de betão propriamente dita, apresentam-se as curvas de capacidade e os padrões de fendilhação das paredes com mais interesse para análise. A análise das curvas de capacidade terá para comparação os dados obtidos por Bounassar Filho [8] aquando dos seus ensaios experimentais, mas também os dados numéricos obtidos por Macedo [21]. De referir que também são comparadas as cargas de rotura, e respectivos padrões de fendilhação.

No anexo A, estão presentes os resultados das modelações numéricas realizadas para todas as paredes de betão armado estudadas por Bounassar Filho.

5.1 – Estudos de convergência

Quando se trabalha com modelos numéricos, sejam estes de elementos aplicados ou elementos finitos, a qualidade da malha é muito importante para uma optimização dos resultados. Tal facto explica-se pela precisão dos resultados que serão obtidos, mas também pelo tempo que uma análise demora a ser efectuada. Então, antes de serem apresentadas quaisquer comparações entre o ensaio experimental e a modelação realizada, estuda-se a convergência da solução. Foi utilizada a parede MB1aa como referência para ser estudada a malha. Apresentam-se as configurações das malhas estudadas nas Figura 5.1 a 5.3.

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

O modelo inicial tem uma malha com 20 elementos na direcção horizontal, 3 elementos na direcção transversal e 27 elementos na direcção vertical.

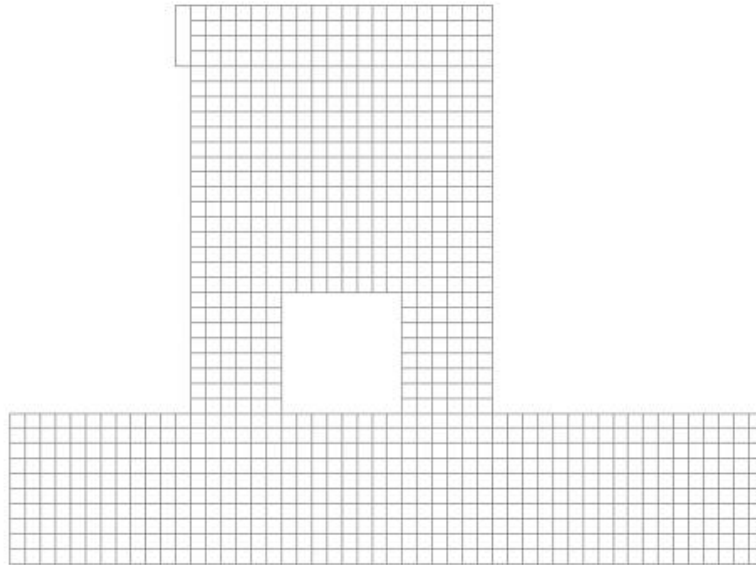


Figura 5.1 – Malha inicial de elementos no ELS

Ao realizar-se o primeiro refinamento, a malha fica com 40 elementos na direcção horizontal, 6 elementos na direcção transversal e 54 elementos na direcção vertical.

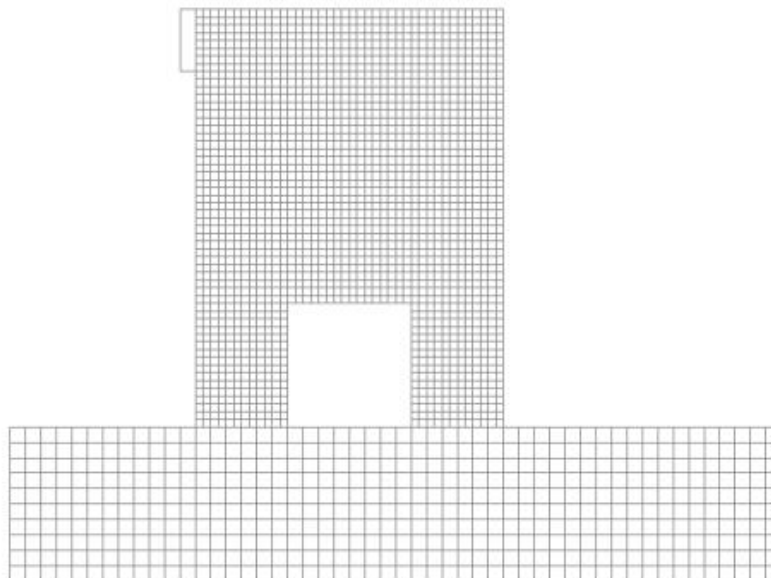


Figura 5.2 – Malha de elementos após primeiro refinamento h no ELS

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Finalmente, para o segundo refinamento, a malha fica com 60 elementos na direcção horizontal, 9 elementos na direcção transversal e 81 elementos na direcção vertical.

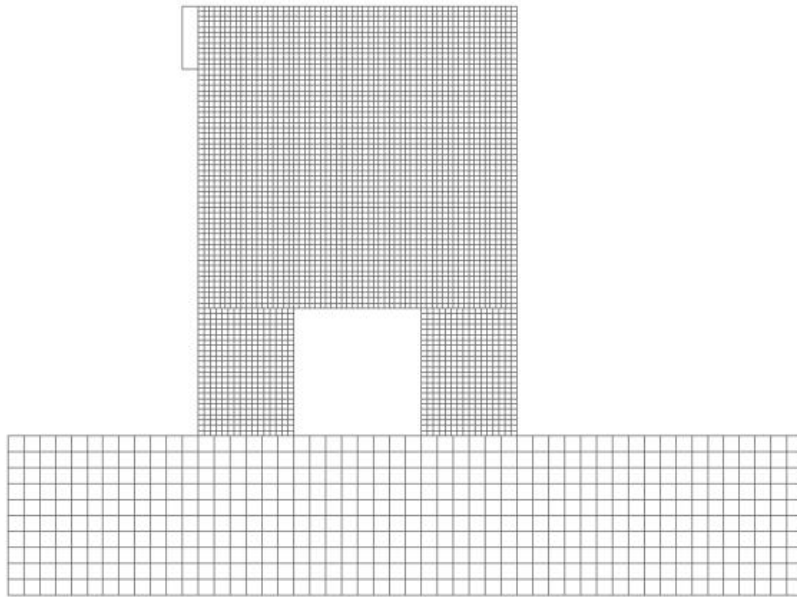


Figura 5.3 – Malha de elementos após segundo refinamento h no ELS

O objectivo desta análise é identificar o refinamento necessário para a obtenção de uma solução convergente, e evitar o uso de um número de elementos e/ou de molas de contacto inferior ou superior ao necessário. Apesar de as curvas nas Figuras 5.4 e 5.5 apresentadas caracterizarem modelos que se diferenciam no número de elementos e/ou molas de contacto, nos estudos relacionados com o refinamento h, foi sempre mantida uma regularidade geométrica das malhas, sendo utilizados elementos cúbicos.

Apresentam-se na Figura 5.4 as curvas de capacidade para o refinamento h, ou seja, para malhas com diferentes números de elementos, ilustradas na Figura 5.1 a 5.3.

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

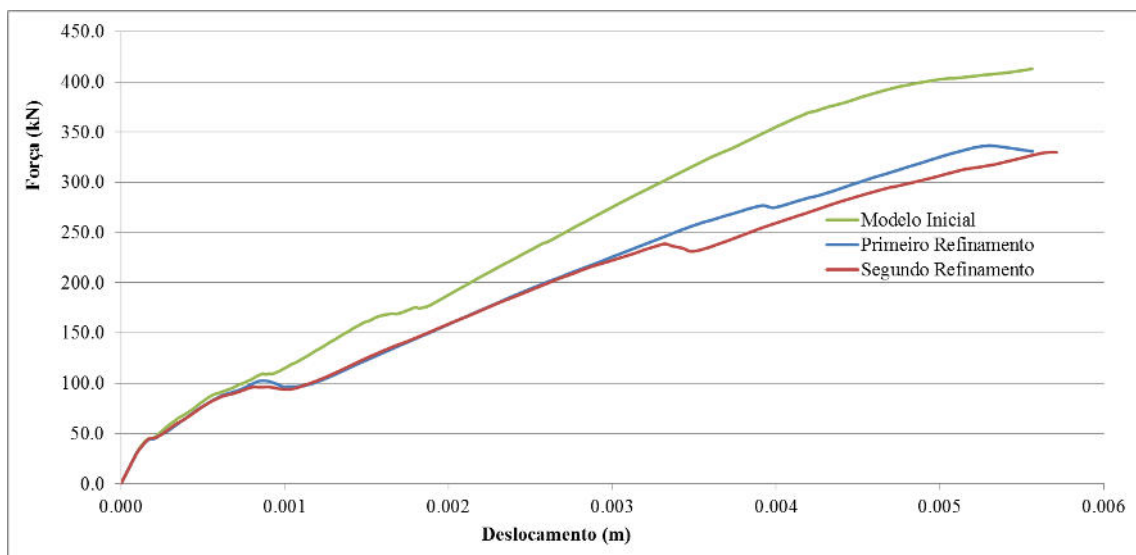


Figura 5.4 – Calibração da malha de elementos – Refinamento h

Como se observa na Figura 5.4, o facto de se aumentar o número de elementos a partir do modelo inicial aproxima significativamente a solução da convergência. Contudo, o segundo refinamento da malha já não oferece grandes alterações aos resultados obtidos, e pelo facto do tempo de corrida aumentar drasticamente (de 2 horas para 8 horas), pode-se afirmar, então, que o primeiro refinamento da malha de elementos é satisfatório para a análise.

Na Figura 5.5, apresentam-se diversas curvas de capacidade da parede, para o refinamento p, ou seja, onde cada uma difere das restantes pelo número de molas de interface geradas da malha que compõe a parede.

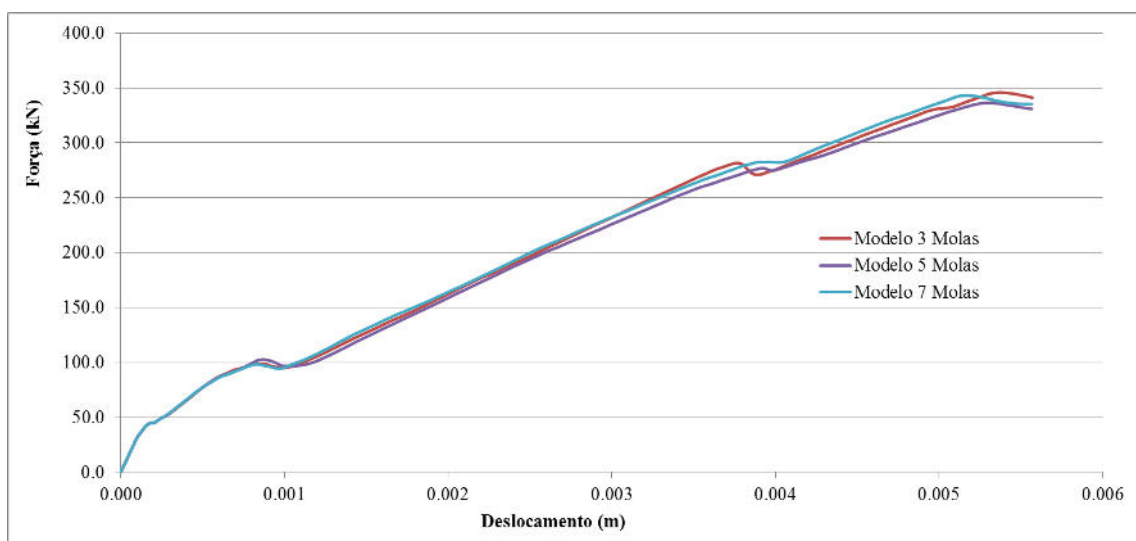


Figura 5.5 – Calibração da malha de elementos – Refinamento p

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Testaram-se malhas de elementos com 3, 5 e 7 molas de interface. Como se observa na Figura 5.5, apesar de se aumentar o número de molas de interface, não se obteve grandes alterações nos resultados obtidos, e pelo facto do tempo de processamento para o modelo com 5 molas de contacto ser pouco superior ao modelo com 3 molas de contacto, considera-se que o modelo com 5 molas de contacto é o indicado para aplicar aos restantes modelos.

Assim, após analisada a Figura 5.5, conclui-se que a malha com cinco molas de interface, utilizada nos modelos das paredes de betão armado, é satisfatória, pelo que não é necessário proceder a mais nenhum refinamento de malha.

5.2 – Calibração dos materiais

De forma a estudar a influência dos parâmetros mecânicos dos materiais, as suas propriedades foram alteradas até 20% no betão e 10% no aço. Assim, é necessário executar uma calibração dos parâmetros dos materiais de maneira a aproximar os resultados obtidos por modelação com os resultados experimentais. É importante lembrar que a calibração dos parâmetros dos materiais foi realizada para os parâmetros dos materiais utilizados na parede MB1aa. Esta calibração será depois aplicada às restantes paredes, de modo a aferir a qualidade do método.

Apresentam-se na Tabela 5.1 os diferentes incrementos das propriedades mecânicas efectuadas para o betão, os quais são combinados com os diferentes incrementos feitos para os parâmetros dos varões de aço, presentes na Tabela 5.2. É importante referir que para os diversos varões de aço, o incrementos dos parâmetros destes será feito em conjunto, e não de forma isolada.

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Material	Betão				
Majoração	Módulo de Elasticidade [tonf/m ²]	Módulo de Distorção [tonf/m ²]	Resistência à Tracção [tonf/m ²]	Resistência à Compressão [tonf/m ²]	Extensão Última [%]
0%	3330000	1387500	230.0	4400	0.373
5%	3496500	1456875	241.5	4620	0.392
10%	3630000	1512500	253.0	4840	0.410
15%	3829500	1595625	264.5	5060	0.429
20%	3996000	1665000	276.0	5280	0.448

Tabela 5.1 – Valores de calibração do betão

Diâmetro do Varão [mm]	Variação [em %]	Módulo de Elasticidade [GPa]	Módulo de Distorção [GPa]	Tensão de Cedência [MPa]	Extensão Última [%]	Relação entre Tensão Última e Tensão de Cedência	Factor de Rigidez Pós-Cedência
φ6	0	200	76.92	515.00	0.139	1.325	0.01
	5	210	80.77	540.75	0.146	1.391	0.01
	10	220	84.62	566.50	0.153	1.458	0.01
φ8	0	200	76.92	545.00	0.139	1.125	0.01
	5	210	80.77	619.50	0.146	1.181	0.01
	10	220	84.62	649.00	0.153	1.238	0.01
φ10	0	200	76.92	545.00	0.175	1.265	0.01
	5	210	80.77	572.25	0.184	1.328	0.01
	10	220	84.62	583.00	0.193	1.392	0.01
φ12	0	200	76.92	580.00	0.165	1.125	0.01
	5	210	80.77	609.00	0.173	1.181	0.01
	10	220	84.62	638.00	0.182	1.238	0.01
φ16	0	200	76.92	615.00	0.135	1.140	0.01
	5	210	80.77	645.75	0.142	1.197	0.01
	10	220	84.62	676.50	0.149	1.254	0.01

Tabela 5.2 – Valores de calibração do aço

Apresentam-se na Figura 5.6 as curvas de capacidade para as diversas combinações consideradas, sendo apresentadas as combinações mais próximas dos resultados experimentais de Bounassar Filho. As nomenclaturas utilizadas para cada curva são definidas por Bx-Ay, em que B significa betão, x é o incremento considerado para os parâmetros do betão, A significa aço e y é o incremento considerado para os parâmetros dos varões de aço.

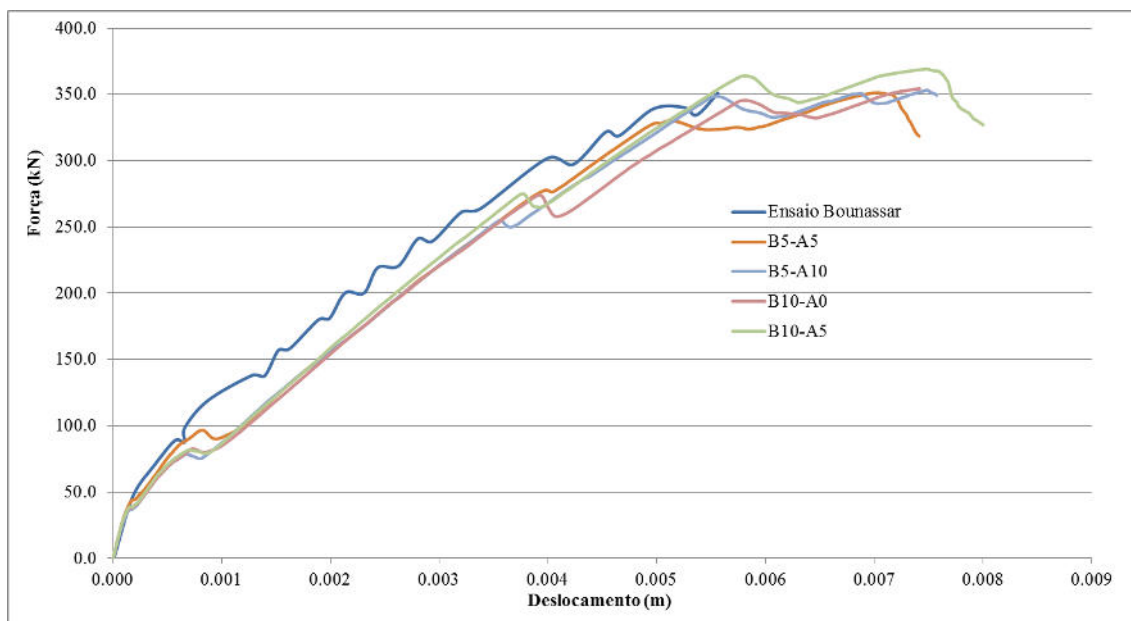


Figura 5.6 – Calibração dos materiais

Apesar de os resultados variarem pouco, observa-se que a combinação B5-A10 é a que mais se aproxima dos resultados experimentais de Bounassar Filho, sobretudo depois da fase elástica da análise, pelo que é esta a combinação adoptada para a análise das paredes de betão armado modeladas.

5.3 – Controlo em deformação vs Controlo em força

O ensaio de Bounassar Filho consistiu em aplicar uma força constante à estrutura em estudo. Assim, seria natural aquando de uma análise numérica aplicar à estrutura modelada uma força com o mesmo valor da carga aplicada no ensaio experimental. Contudo, apresenta-se a Figura 5.7, em que se comparam as curvas de capacidade do modelo MB1aa obtidas através de um controlo em força e um controlo em deslocamentos.

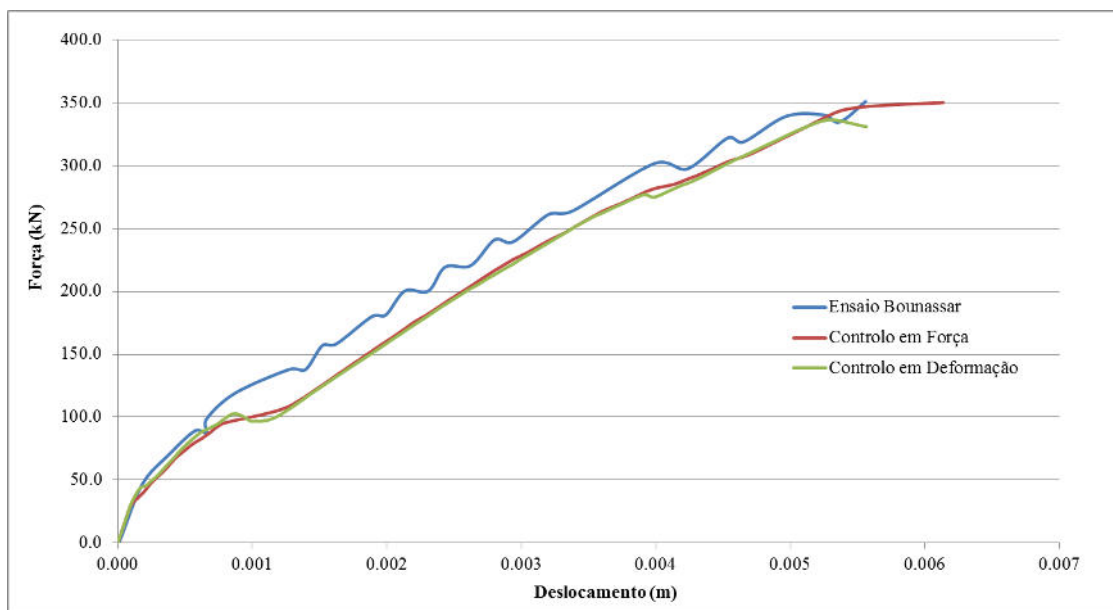


Figura 5.7 – Controle em Deformação vs Controle em Força

Como pode ser observado na Figura 5.7, a curva obtida pela aplicação da força tem um comportamento monotônico; ao ser aplicada a força, é procurado o equilíbrio em valores consecutivos de força, não sendo observados fenômenos relacionados com perdas pontuais da capacidade de carga, devido à fendilhação do material.

Conclui-se então que é mais vantajoso optar por um controle em deformação em termos de precisão de resultados relacionados com a fendilhação da parede.

5.4 – Avaliação da qualidade dos resultados numéricos

5.4.1 – Análise do padrão de fendilhação

Definida a combinação dos parâmetros dos materiais, é importante comparar o padrão de fendilhação da parede modelada numericamente e da parede ensaiada em laboratório. Assim, apresenta-se nas Figura 5.9 a 5.15, a evolução da deformação da parede MB1aa.

De notar que se obtêm os padrões de fendilhação para diversos patamares de carga, determinado previamente no trabalho de Bounassar Filho [8]; é apresentada a curva de

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

capacidade, para o modelo MB1aa, na Figura 5.8, obtida na modelação, onde é possível ver o nível de carga correspondente às Figuras 5.9 a 5.15.

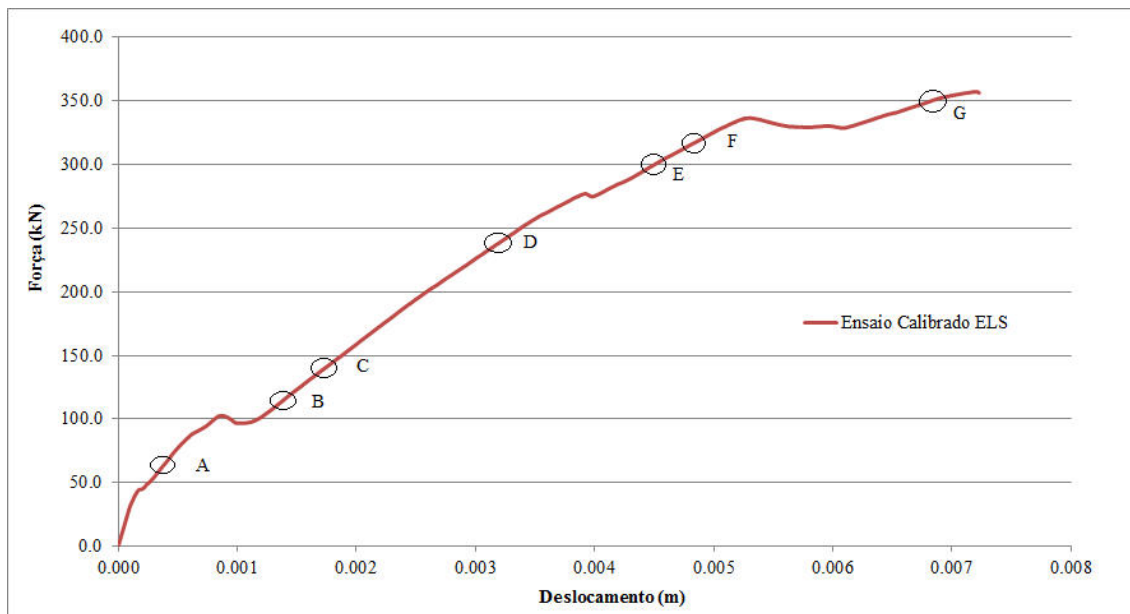


Figura 5.8 – Curva de capacidade da parede MB1aa

De seguida, apresenta-se uma série de figuras com os padrões de fendilhação obtidos por modelação e ensaiados experimentalmente, e o modelo de escoras e tirantes utilizado para o dimensionamento das armaduras. O valor máximo da escala de visualização de abertura de fendas é variado com o aumento do nível de carga aplicado, ao que o valor mínimo dessa escala é 0 mm. Com efeito, o valor máximo da escala é de 0.25 mm para uma carga de 70 kN, de 0.5 mm para as cargas de 120 kN e 140 kN, de 1.25 mm para uma carga de 240 kN e 2.5 mm para as restantes cargas apresentadas em seguida.



Figura 5.9 – Fendilhação a 70 kN (Ponto A na Figura 5.5)

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

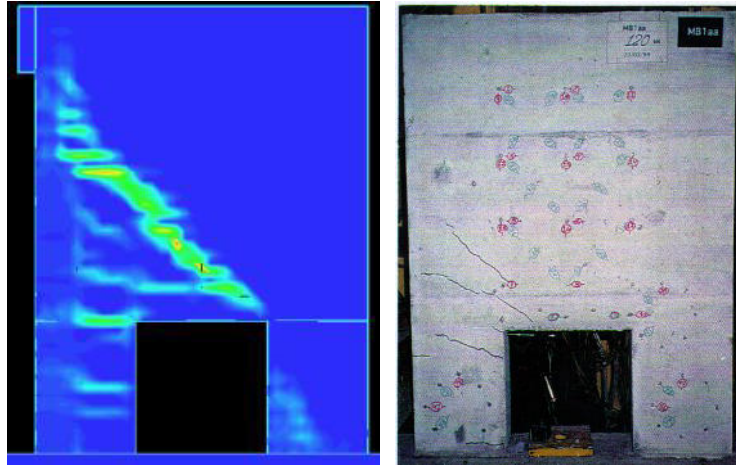


Figura 5.10 – Fendilhação a 120 kN (Ponto B na Figura 5.5)

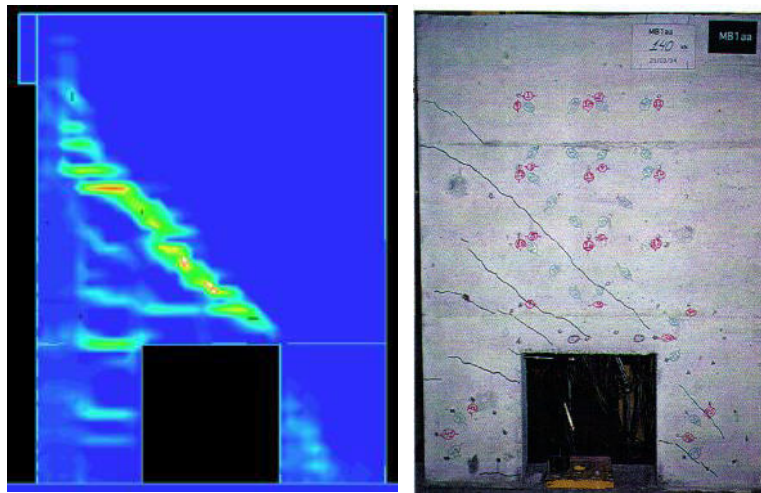


Figura 5.11 – Fendilhação a 140 kN (Ponto C na Figura 5.5)

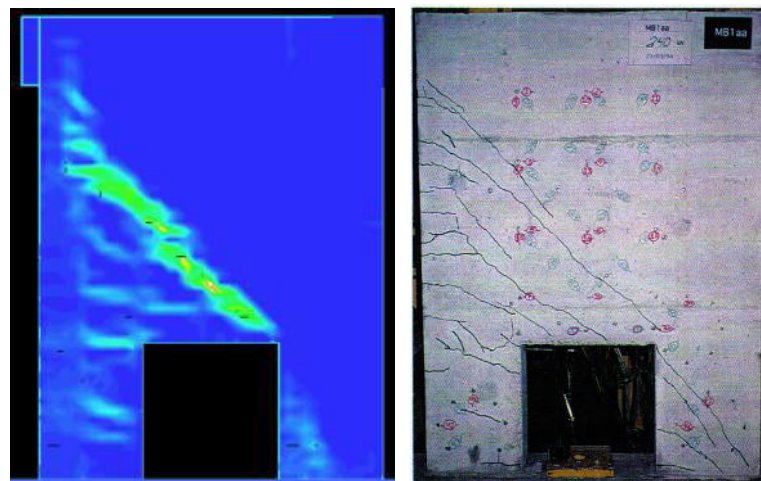


Figura 5.12 – Fendilhação a 240 kN (Ponto D na Figura 5.5)

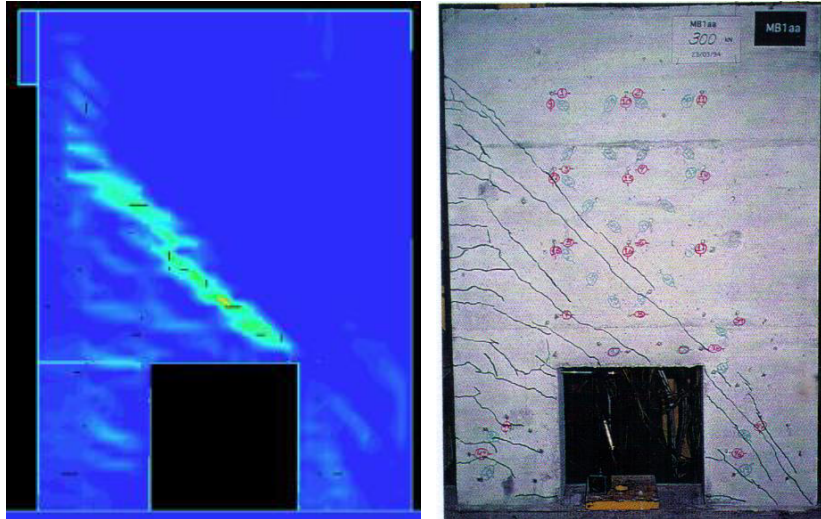


Figura 5.13 – Fendilhação a 300 kN (Ponto E na Figura 5.5)

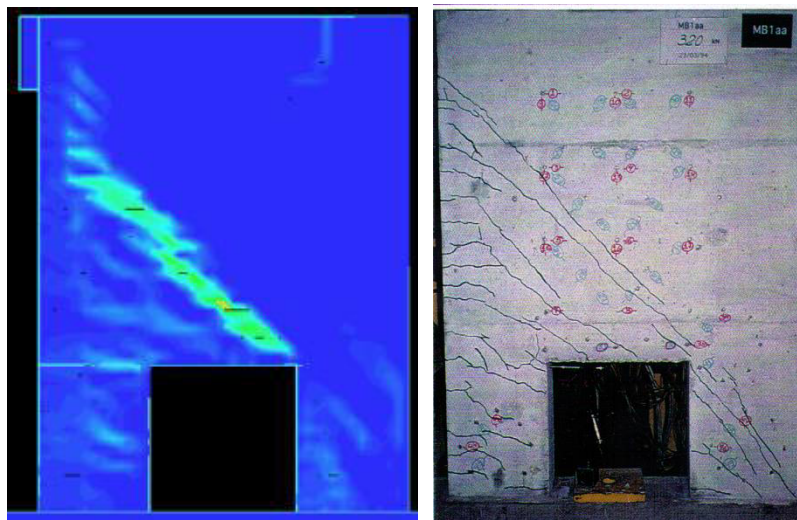


Figura 5.14 – Fendilhação a 320 kN (Ponto F na Figura 5.5)

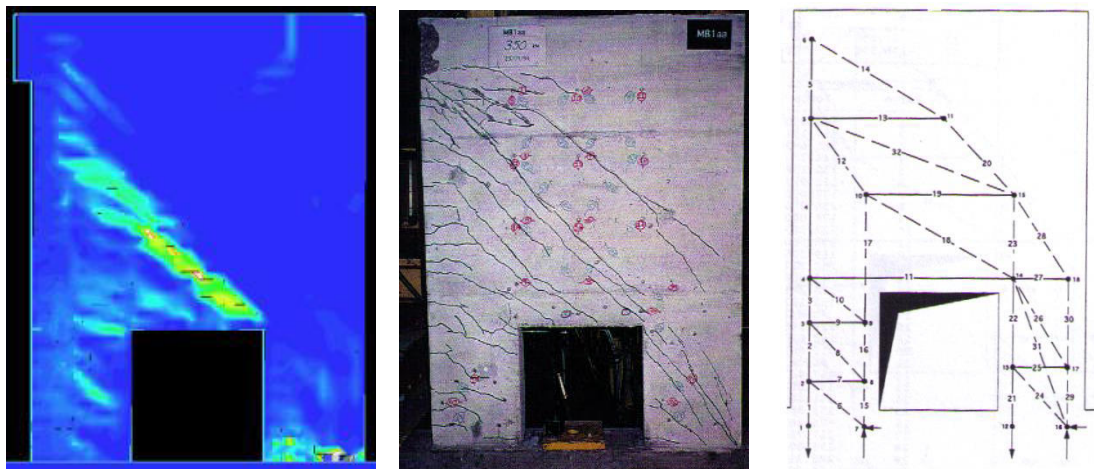


Figura 5.15 – Fendilhação a 350 kN (Ponto G na Figura 5.5)

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Observa-se nos primeiros instantes de carga um maior número de fissuras na simulação numérica; com efeito, presume-se que essas fissuras também estão presentes nas figuras divulgadas por Bounassar Filho, mas a um tamanho tal que não são possíveis de serem observadas a olho humano. De notar que na Figura 5.9, observa-se a abertura de uma fenda no padrão simulado numericamente, que corresponde com a localização dessa fenda no padrão obtido experimentalmente.

À medida que a carga aplicada à estrutura aumenta, vão sendo visíveis mais fissuras nas figuras do ensaio experimental, que até então não eram visíveis. A meia altura da parede consegue-se ver o aparecimento de fissuras diagonais com dimensões próximas do 0.2 mm, tanto no padrão de fendilhação simulado, como nas imagens disponibilizadas por Bounassar Filho, nomeadamente na Figura 5.10; o aparecimento destas fissuras coincide com o fenómeno de cedência presente na curva de capacidade na Figura 5.8, entre os pontos A e B. Também se consegue ver o aparecimento de fissuras no pilar da direita na Figura 5.11.

Nota-se que ao aumentar o nível de carga, existe uma concentração de fissuras na zona acima referida; contudo, observa-se que nos padrões simulados numericamente, as maiores fendas situam-se na parte central da parede.

Quando se atinge a carga de colapso, observa-se na figura retirada do ensaio experimental um esmagamento do betão na zona onde a carga foi aplicada. No padrão de fendilhação simulado, observa-se igualmente uma concentração de fissuras nessa zona, onde o valor máximo da escala de visualização de abertura de fendas, depreendendo-se então que existem fissuras com dimensões superiores a 2.5 mm.

De notar que o valor máximo da escala de visualização de abertura de fendas foi obtido tendo em conta a dimensão da parede, a dimensão dos elementos e valores de abertura de fendas presentes em réguas de escala para a observação de dimensões de fissuras.

5.4.2 – Análise das curvas de capacidade

Nesta secção, realiza-se uma análise global dos resultados numéricos, comparando as curvas de capacidade dos ensaios experimentais com as curvas de capacidade simuladas em MEA, e apresentando os erros relativos obtidos para cada parede. Também se apresenta a título informativo uma comparação dos resultados obtidos com os resultados de ensaios numéricos realizados por Macedo, que realizou uma análise não-linear pelo MEF, utilizando o programa ANSYS [21].

Apresentam-se nas Figuras 5.16 a 5.25 as curvas de capacidade experimentais e simuladas com controlo em deslocamentos para os diferentes modelos das paredes de betão armado.

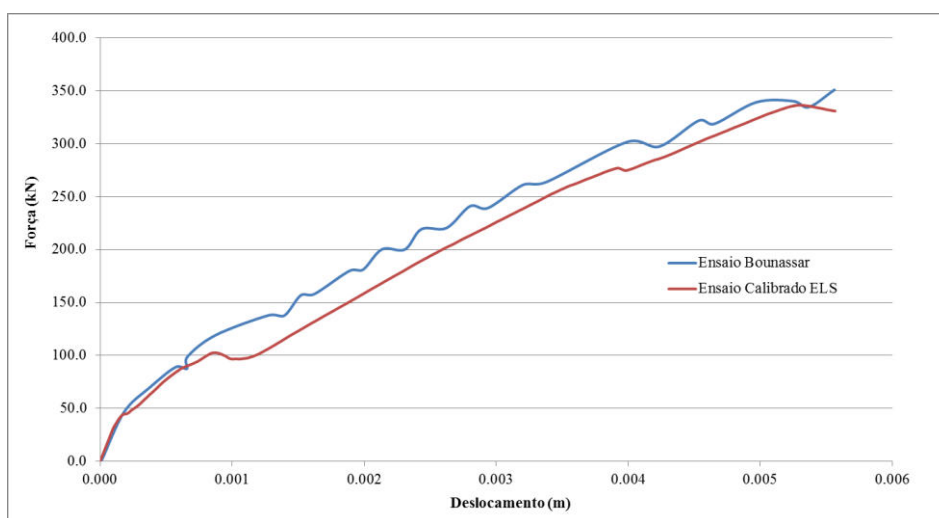


Figura 5.16 – Curvas de capacidade do modelo MB1aa

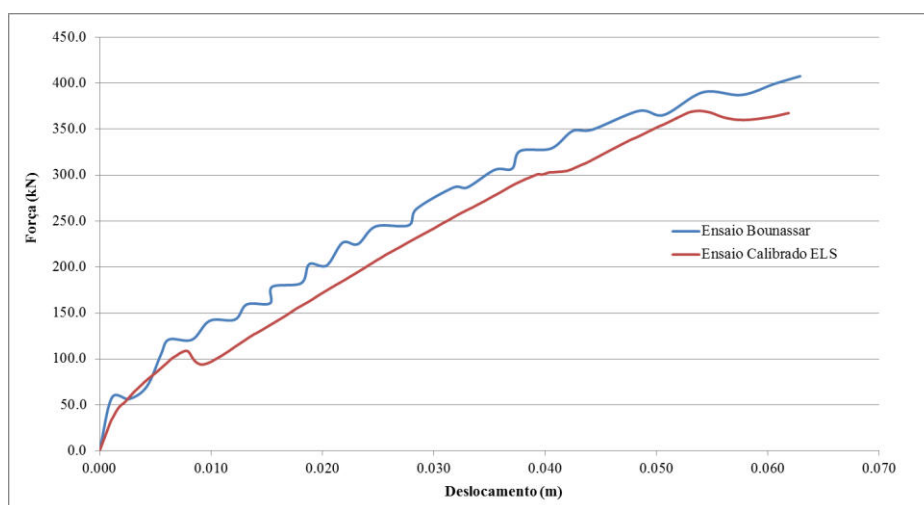


Figura 5.17 – Curvas de capacidade do modelo MB1ae

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

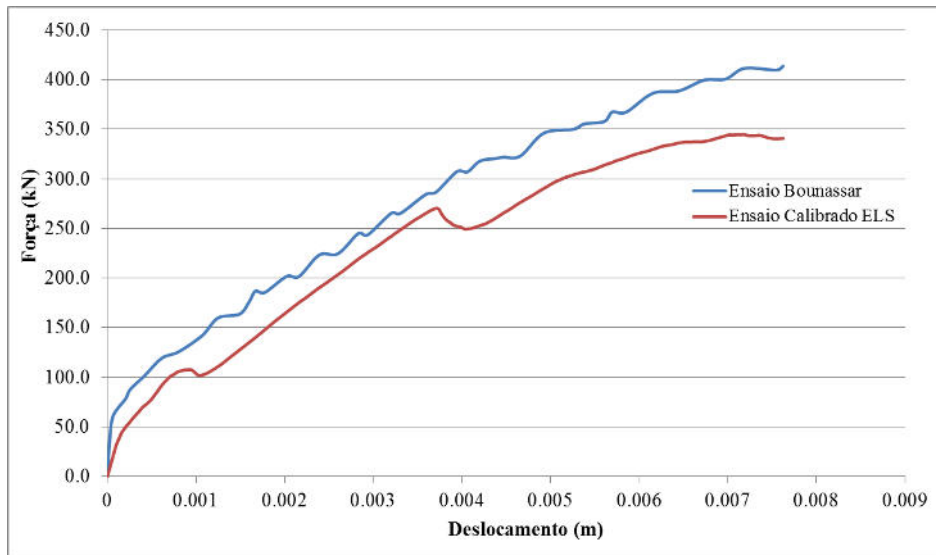


Figura 5.18 – Curvas de capacidade do modelo MB1ee

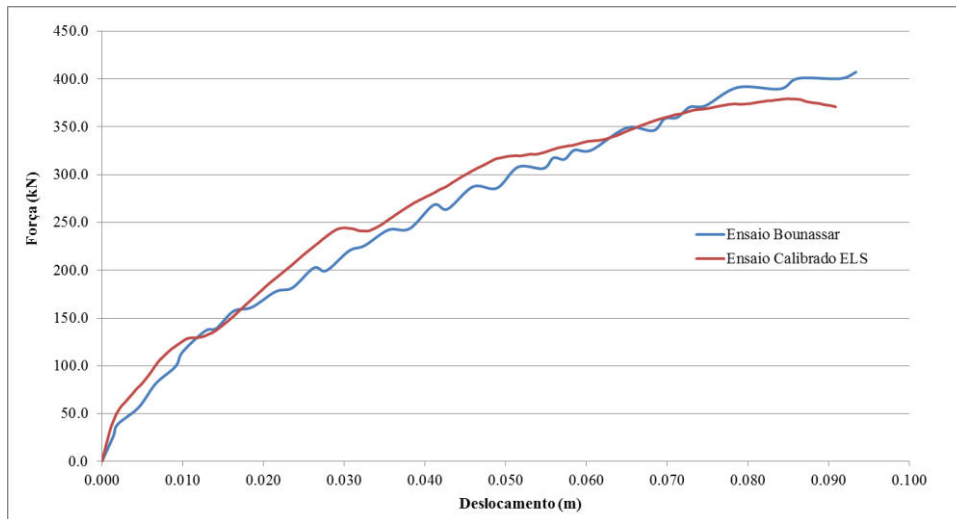


Figura 5.19 – Curvas de capacidade do modelo MB1ee1

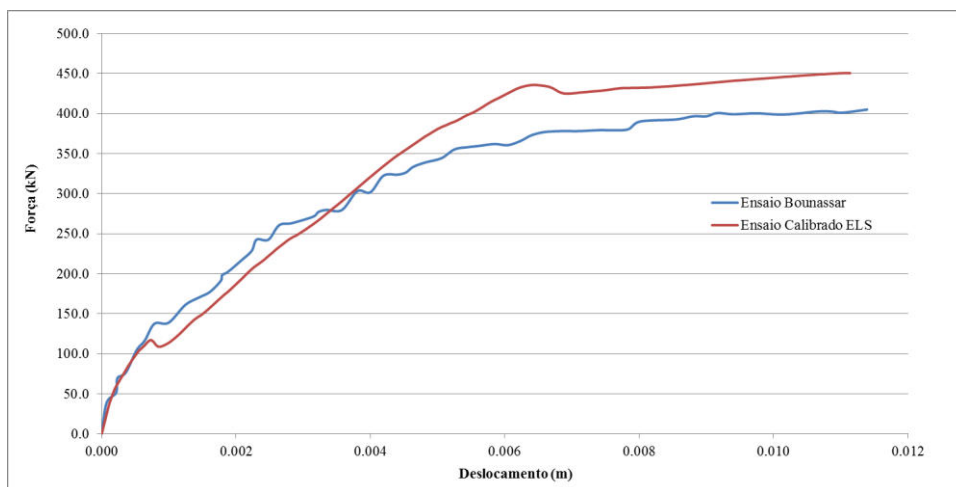


Figura 5.20 – Curvas de capacidade do modelo MB2ae

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

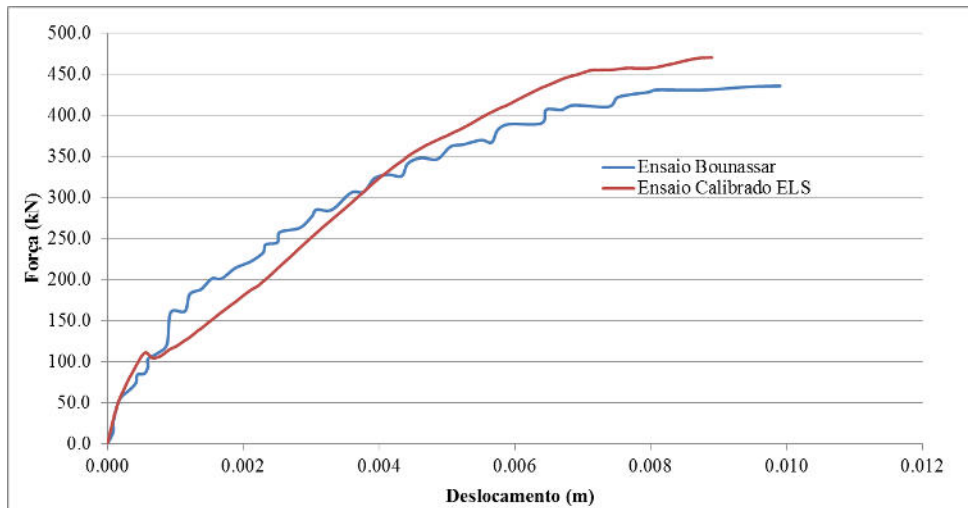


Figura 5.21 – Curvas de capacidade do modelo MB2ee

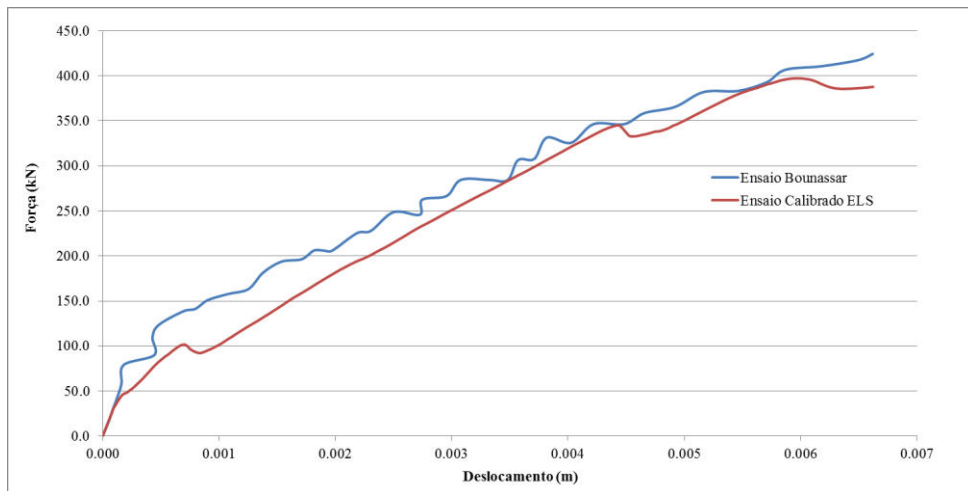


Figura 5.22 – Curvas de capacidade do modelo MB3aa

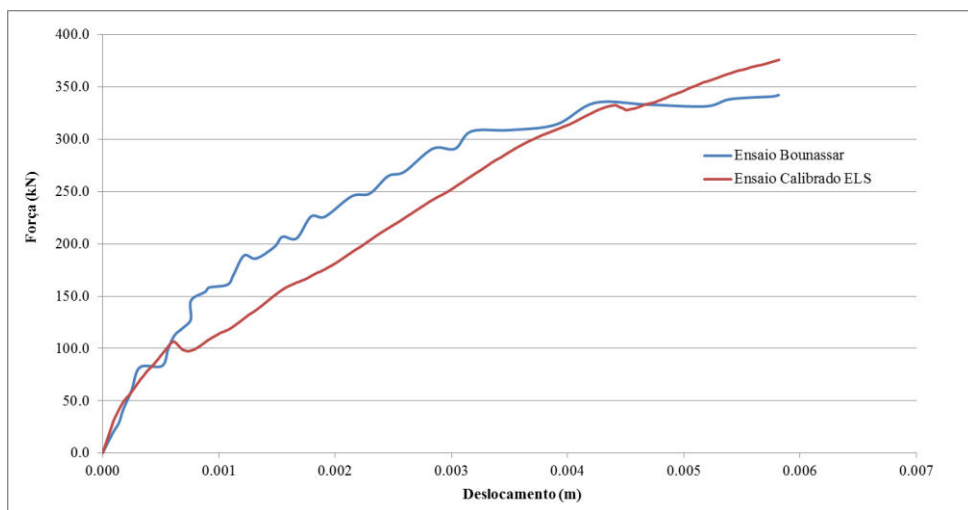


Figura 5.23 – Curvas de capacidade do modelo MB3ae

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

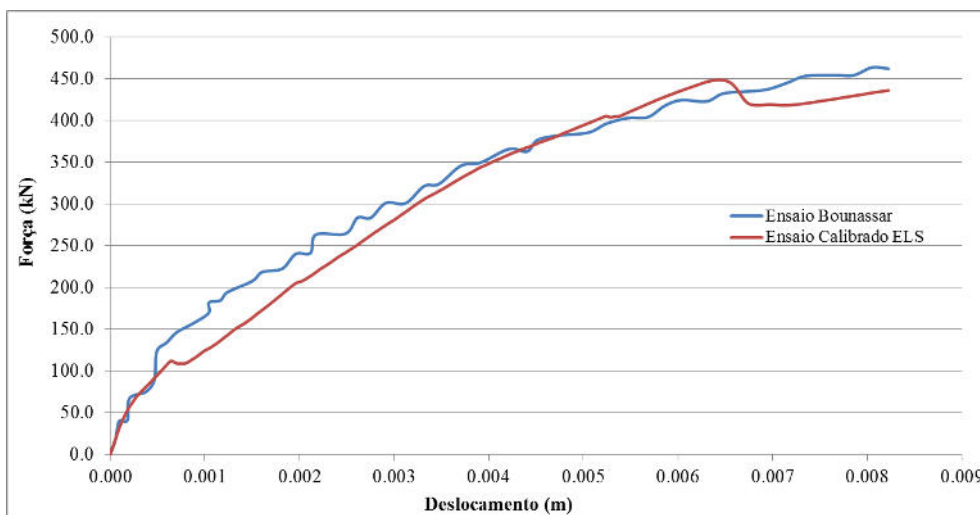


Figura 5.24 – Curvas de capacidade do modelo MB3ee

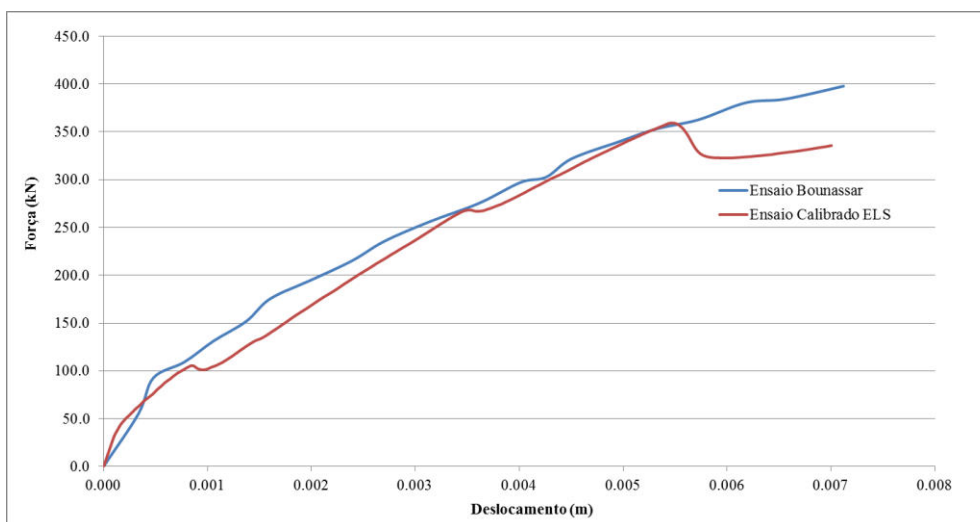


Figura 5.25 – Curvas de capacidade do modelo MB4ee

As curvas de capacidade exibem um comportamento muito próximo entre elas. Com efeito, na grande maioria dos casos, nota-se uma subestimação das cargas ao nível da modelação; contudo, esta afirmação não se aplica a todos os casos.

Um fenómeno que se consegue observar recorrentemente nas curvas de capacidade simuladas é um incremento na deformação para o mesmo nível de carregamento, no instante para o qual se verifica a abertura de novas fendas.

Análise da qualidade global da modelação

De modo a poder quantificar a qualidade das curvas de capacidade obtidas através das simulações numéricas, foi calculada, para cada ensaio, a raiz média quadrática (RMS) das diferenças das ordenadas, representando os valores da força de corte basal, entre o gráfico experimental e o seu análogo numérico, medidas em N=50 pontos, uniformemente distribuídos ao longo do eixo das abcissas.

$$RMS = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (V_{exp,i} - V_{num,i})^2}{N}} \quad (5.1)$$

Na equação (5.1), $V_{exp,i}$ e $V_{num,i}$ representam os valores das ordenadas das curvas experimental e numérica, respectivamente, obtidas no ponto i.

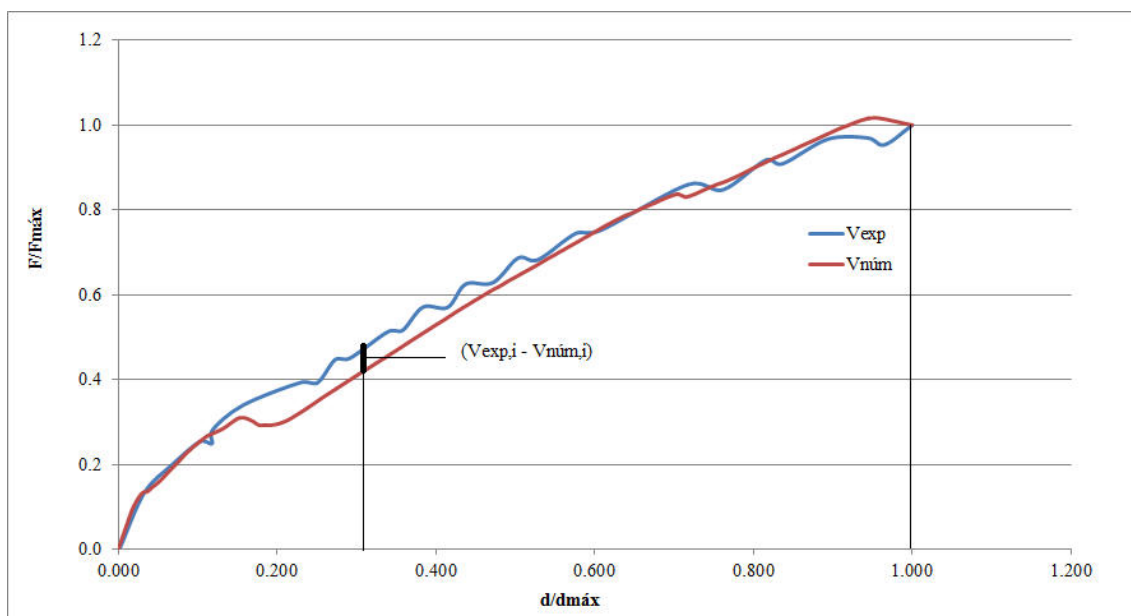


Figura 5.26 – Cálculo da Raiz Média Quadrática

Assim como ilustrado na Figura 5.26, e de modo a facilitar a comparação da qualidade das simulações numéricas entre vários ensaios diferentes, antes do cálculo da RMS, tanto as ordenadas como as abcissas das curvas de capacidade foram normalizadas com os valores máximos da força de corte basal e do deslocamento máximo do ponto de controlo, respectivamente.

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Esta normalização torna directamente comparáveis os valores da RMS obtidos para os vários ensaios, sendo que quanto mais perto de zero for o valor, menor é o erro entre as curvas obtidas pelas simulações numéricas e o ensaio experimental.

Paredes	RMS	RMS Normalizada		Paredes	RMS	RMS Normalizada
MB1aa	1.9654	0.0560		MB2ee	3.4979	0.0789
MB1ae	2.8483	0.0699		MB3aa	2.7705	0.0653
MB1ee	4.4610	0.1079		MB3ae	3.3759	0.0987
MB1ee1	2.0409	0.0500		MB3ee	2.4601	0.0530
MB2ae	3.8045	0.0939		MB4ee	2.8321	0.0721

Tabela 5.3 – Raízes médias quadráticas das paredes modeladas

Logo, conclui-se que as paredes MB1aa, MB3ee e MB1ee1 são as paredes com melhores resultados obtidos; já os resultados menos satisfatórios podem ser observados nos modelos MB1ee, MB2ae e MB3ae, mesmo assim com um erro relativamente pequeno.

De seguida, apresentam-se nas Figuras 5.27 a 5.35, os padrões de fendilhação para a carga de rotura obtidos por modelação numérica e ensaios experimentais, assim como os modelos de escoras e tirantes utilizados para o dimensionamento das armaduras [8]. A escadas das aberturas de fendas dos padrões de fendilhação simulados numericamente foram visualmente variadas entre 0 e 2.5 mm. O valor mínimo dessa escala está representado com a cor azul, e o valor máximo representado a cor vermelha. Quando o valor máximo dessa escala é ultrapassado, as aberturas de fendas são representadas a branco.

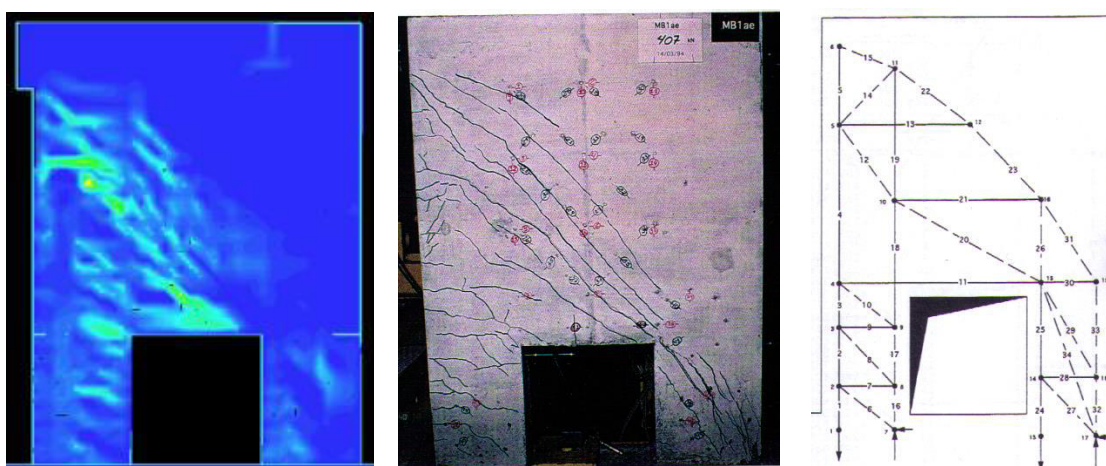


Figura 5.27 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB1ae

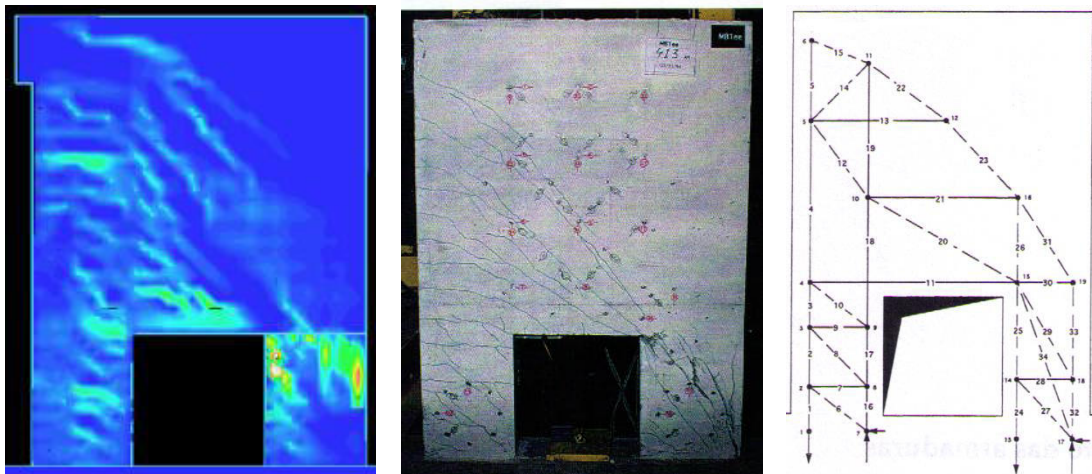


Figura 5.28 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB1ee

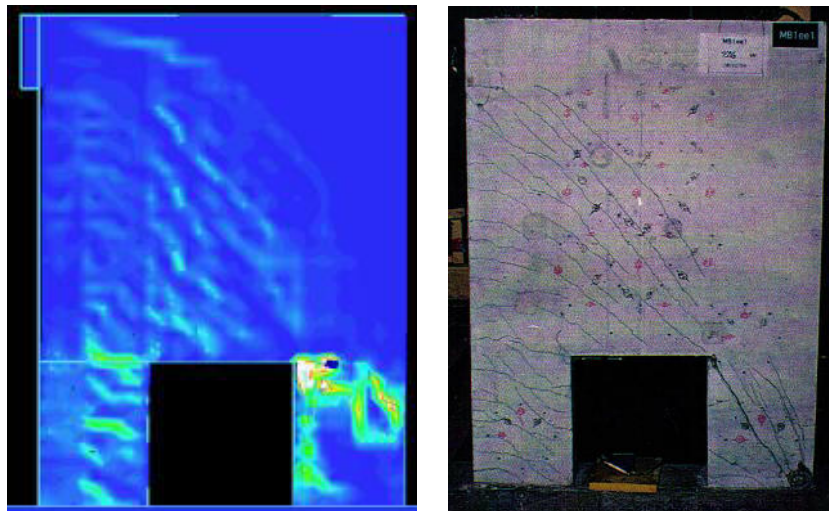


Figura 5.29 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB1ee1

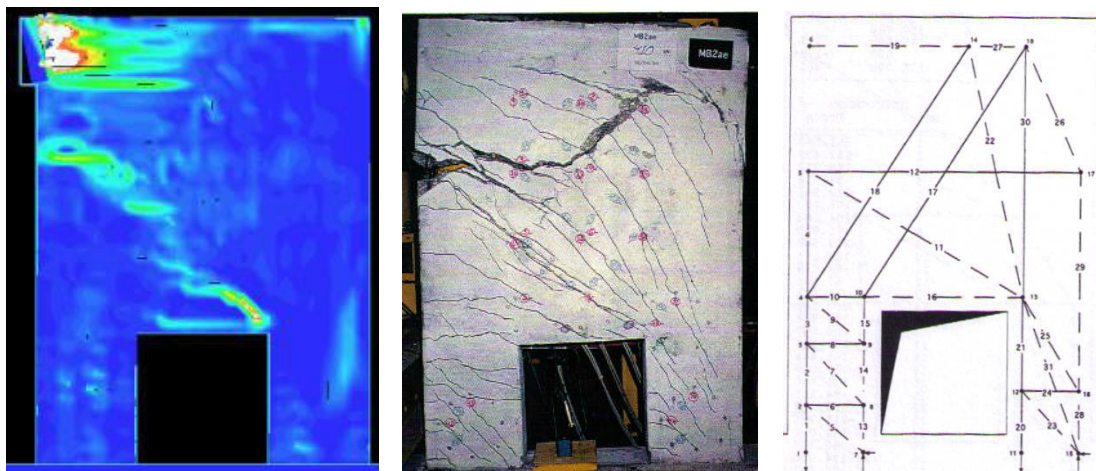


Figura 5.30 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB2ae

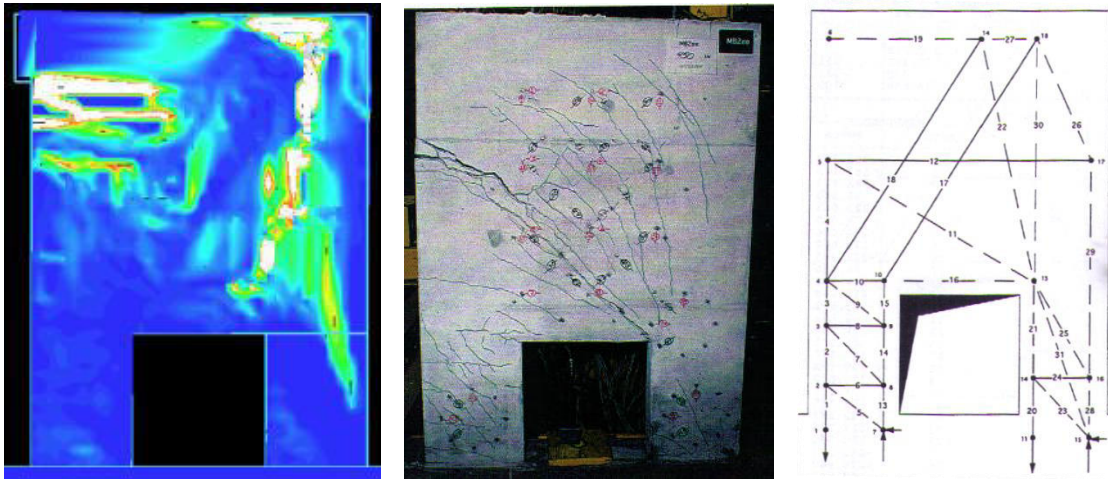


Figura 5.31 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB2ee

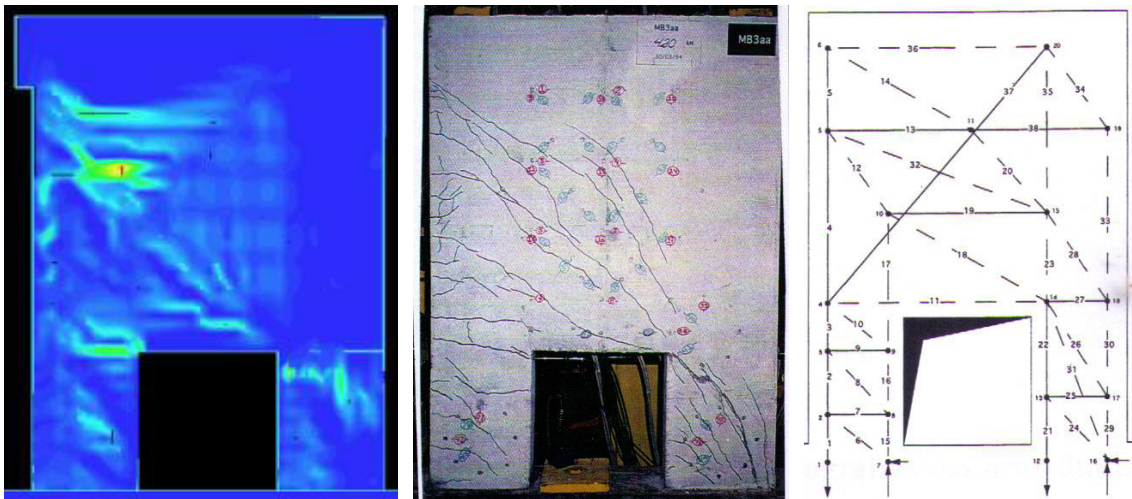


Figura 5.32 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB3aa

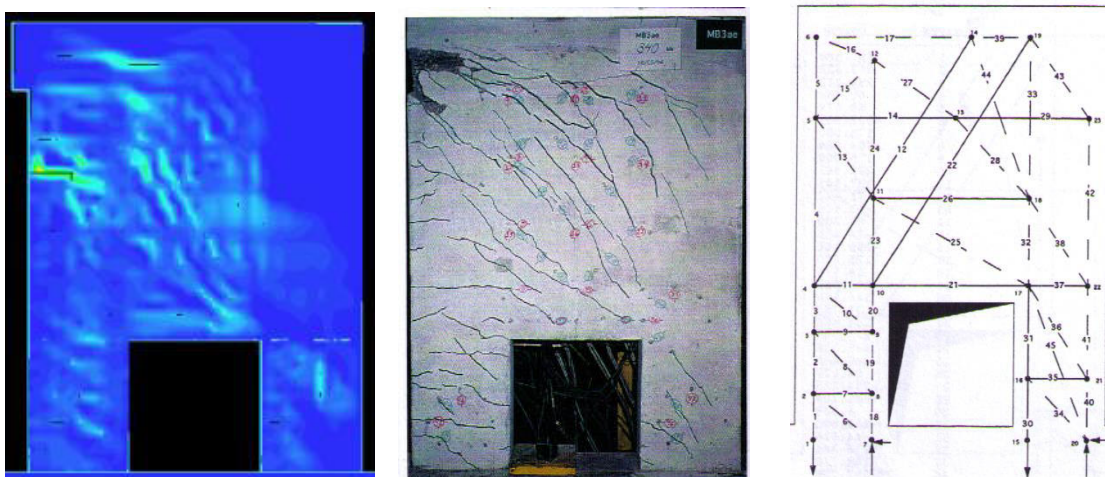


Figura 5.33 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB3ae

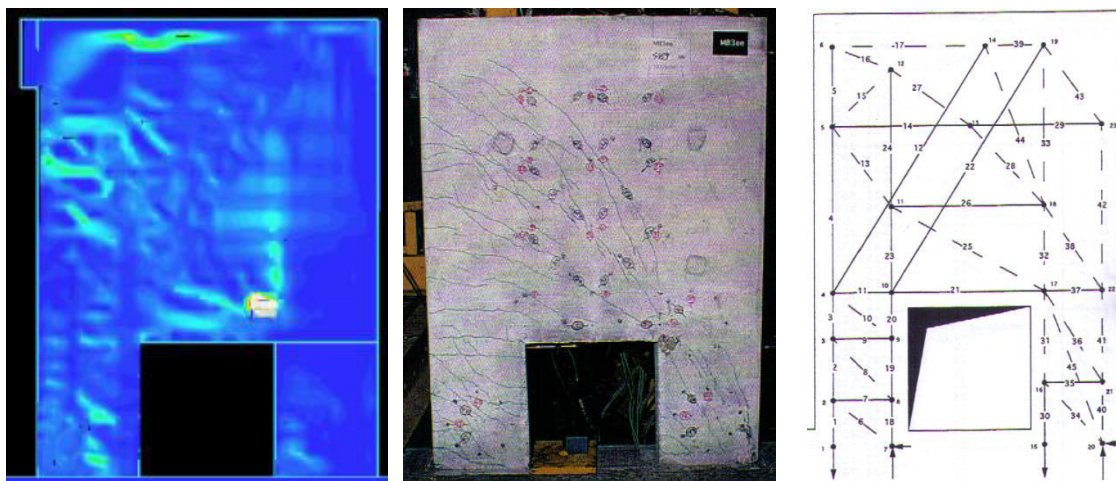


Figura 5.34 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB3ee

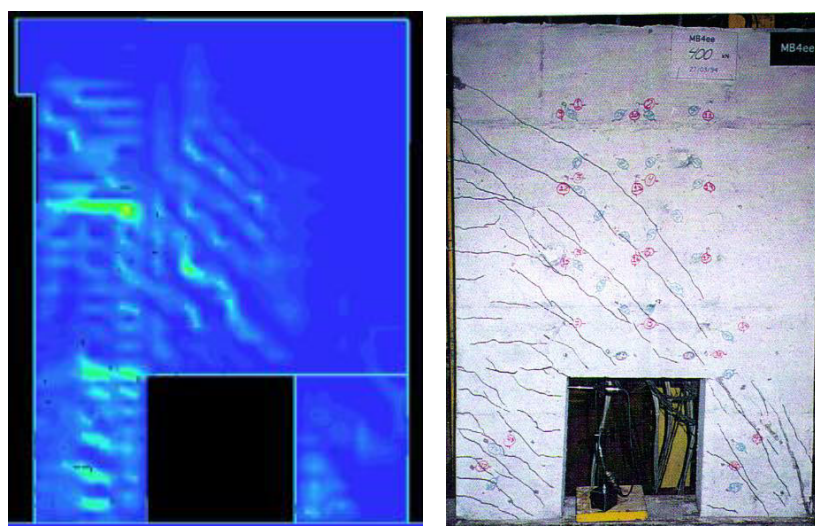


Figura 5.35 – Comparação entre padrões de fendilhação de rotura do modelo MB4ee

Após serem observadas as Figuras 5.27 a 5.35, nota-se que as regiões onde há maior concentração de fendas nas paredes ensaiadas experimentalmente, corresponde na maioria dos casos com a concentração de fendas nas paredes simuladas numericamente. É importante referir que se observam mais fendas nas figuras das paredes simuladas numericamente, o que é explicado pelo facto de, através do ELS, serem identificadas também, fendas que não podem ser observadas a olho humano nos ensaios experimentais.

De notar que a dimensão máxima de visualização de aberturas de fendas é ultrapassada em alguns modelos, nomeadamente nos modelos MB2ae e MB2ee. Observando o padrão de fendilhação simulado numericamente do modelo MB4ee, é possível reparar

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

em fissuras de média dimensão na escala de visualização de abertura de fendas acima referida, representadas a azul claro, que correspondem numa grande maioria, nas fendas que se observam no padrão de fendilhação do modelo MB4ee obtido experimentalmente.

Um dado interessante para também analisar é o valor da carga de rotura. Na Tabela 5.4, apresentam-se os valores das cargas obtidas experimentalmente e após modelação, assim como o erro relativo entre ambas.

Modelo	Carga de Rotura Experimental [kN]	Carga de Rotura após simulação [kN]	Erro Relativo [%]
MB1aa	350.9	330.9	5.70
MB1ae	407.6	367.5	9.84
MB1ee	413.7	340.8	17.62
MB1ee1	407.3	370.9	8.94
MB2ae	405.1	450.4	11.18
MB2ee	435.8	470.4	7.94
MB3aa	424.3	387.8	8.60
MB3ae	342.2	375.9	9.85
MB3ee	462.3	436.4	5.60
MB4ee	398.7	337.7	15.30

Tabela 5.4 – Comparação entre cargas de rotura

É possível observar através da Tabela 5.4, que a maioria das paredes ensaiadas experimentalmente obtém valores de carga de rotura superiores aos valores obtidos através da simulação numérica. Observa-se também que o erro relativo entre os valores apresentados varia entre os 5.6% e os 17.6%, o que demonstra que as simulações efectuadas podem ser consideradas satisfatórias em termos de carga de rotura.

Comparação entre modelações numéricas e ensaio experimental

Macedo [21] realizou modelos numéricos não-lineares de treliça no programa ANSYS, com o intuito de fazer uma comparação com os resultados experimentais dos modelos de Bounassar Filho. Para um elemento à compressão, Macedo adoptou a lei do betão à compressão, modelada por uma curva multi-linear, tal como se pode observar na Figura 5.36.

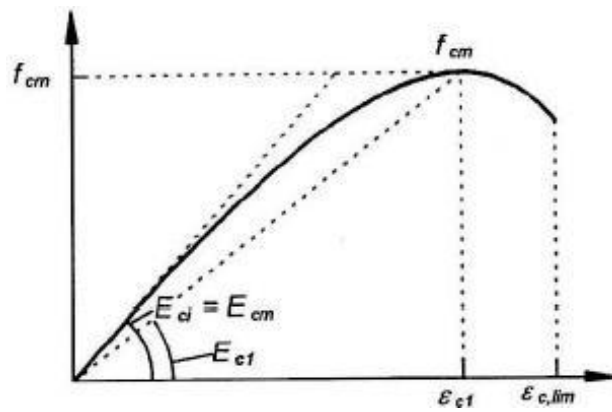


Figura 5.36 – Modelo constitutivo de elementos à compressão adoptado por Macedo [21]

Este modelo é caracterizado pelo módulo de elasticidade secante do betão E_{cm} , pelo valor da tensão média de rotura do betão à compressão f_{cm} , pela extensão do betão à compressão ϵ_c e pela extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima ϵ_{c1} .

Relativamente a elementos sujeitos a esforços de tracção, Macedo apresentou um exemplo do desenvolvimento feito de uma nova relação constitutiva de um tirante de betão armado. Esta relação trata-se de uma combinação entre as leis constitutivas do betão à tracção e do aço, como se observa na Figura 5.37.

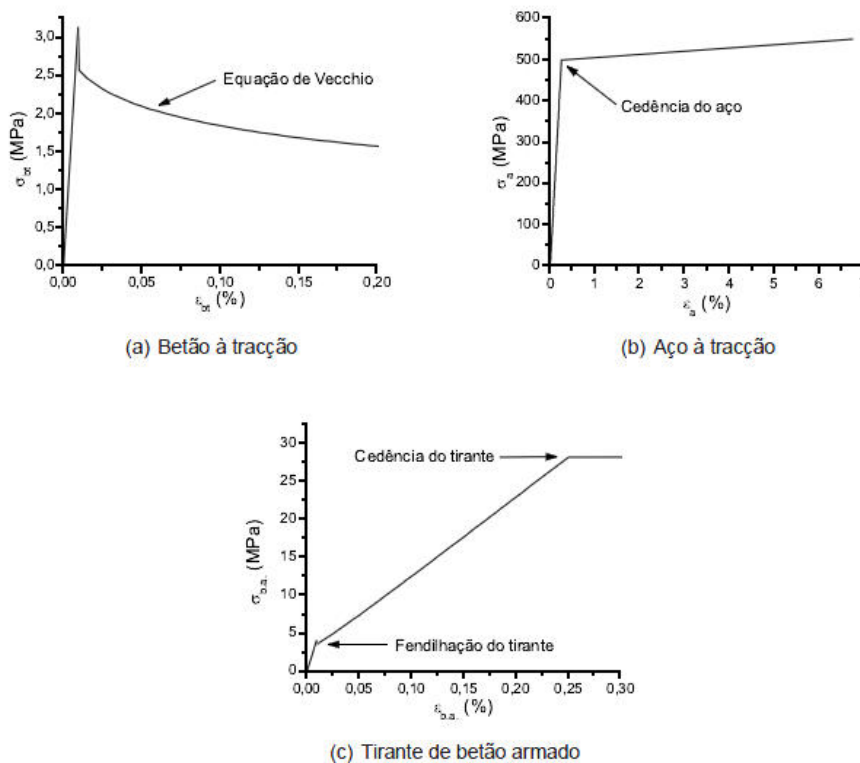


Figura 5.37 – Relação tensão-deformação do betão, do aço e do betão armado

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

O modelo adoptado para o aço é um modelo bilinear, o que leva a que depois da cedência do aço, haja um ligeiro declive que permite simular a fase de endurecimento do aço. Quando se dá o início da fendilhação, existe uma perda de rigidez no elemento, de acordo com o modelo adoptado para o betão traccionado; já após surgir a fendilhação do betão, existe uma queda repentina da tensão do elemento. Quando é atingida a tensão do elemento de betão traccionado, o material mais resistente é o aço, pois a resistência do betão que contribui para o tirante é relativamente baixa comparada com a do aço.

Apresentam-se em seguida as curvas de capacidade dos modelos MB1ee, MB2ee e MB3ee experimentais (a azul) e simuladas no programa ELS (a verde) e no programa ANSYS (a vermelho).

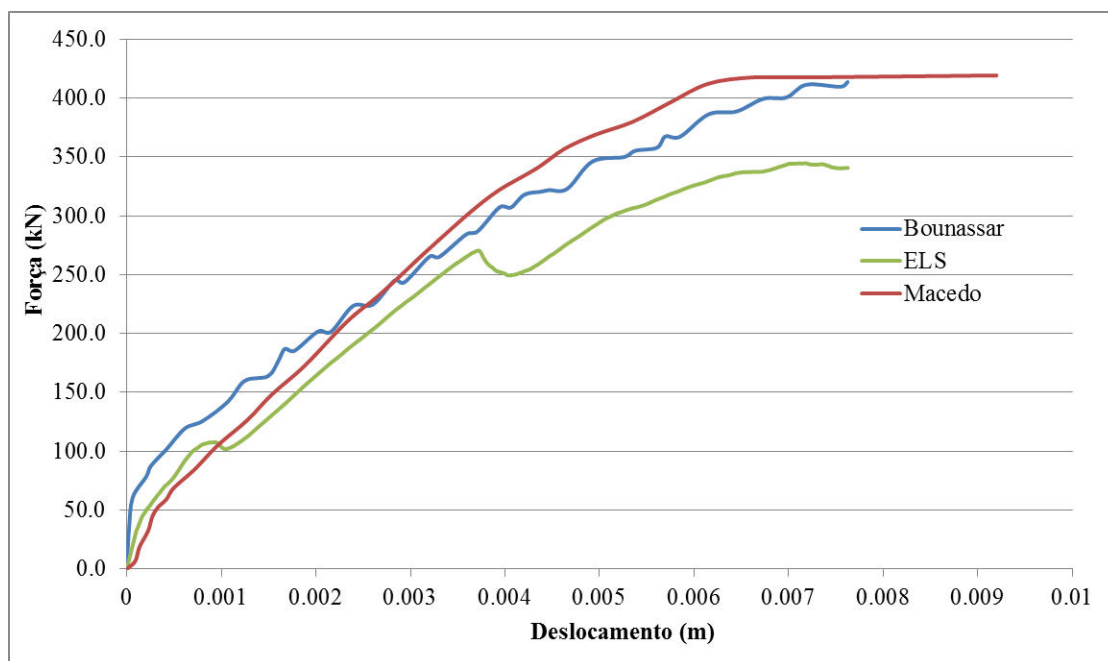


Figura 5.38 – Curvas de capacidade simuladas e experimentais do modelo MB1ee

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

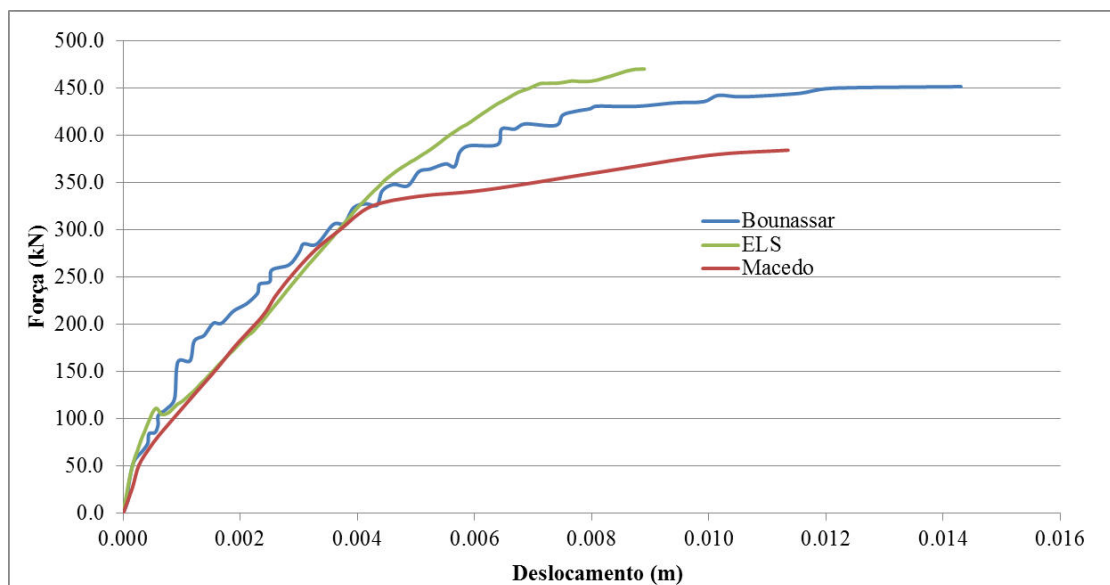


Figura 5.39 – Curvas de capacidade simuladas e experimentais do modelo MB2ee

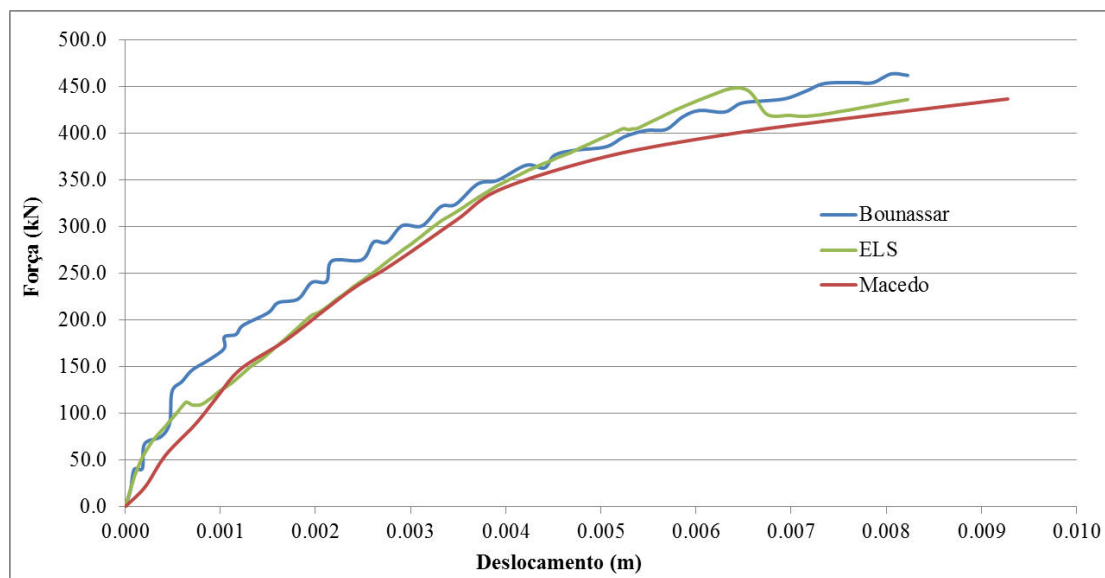


Figura 5.40 – Curvas de capacidade simuladas e experimentais do modelo MB3ee

Das Figuras 5.38 a 5.40, consegue-se observar uma proximidade entre os resultados experimentais e os resultados numéricos. No caso da parede MB1ee, observa-se uma sobrestimação do modelo numérico em MEF; contudo, esta afirmação não pode ser feita para as restantes paredes.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 – Conclusões

A análise da fendilhação em estruturas de betão armado é um tema largamente estudado. O número de ensaios experimentais é vasto, o que consequentemente possibilita a sua comparação com métodos numéricos. Não obstante, o número de estudos deste tema com recurso a modelos numéricos é também muito interessante e variado; com efeito, foram criados diversos métodos com diferentes abordagens sobre a fendilhação em estruturas de betão armado. No entanto, crê-se que ainda há passos a dar neste tema, por ser um fenómeno complexo de difícil análise.

O recurso a análises não-lineares potencia a obtenção de resultados mais fiáveis em relação a análises lineares, e precisos relativamente à fendilhação em estruturas de betão armado. O método numérico mais utilizado é o MEF. Contudo, a formulação deste método torna difícil a avaliação do comportamento estrutural quando as deformações são elevadas, e são necessárias técnicas complexas para estudar a fendilhação.

Assim, no âmbito desta temática, foi introduzido um método numérico capaz de avaliar o comportamento estrutural tanto no domínio contínuo como no domínio descontínuo. O MEA é um método numérico cujos elementos que compõem a malha estão interligados por molas de interface. Estas molas pretendem representar os esforços e deformações associadas a cada elemento.

Inicialmente, foi investigada a convergência da malha de elementos. Segundo Meguro e Tagel-Din [27], o aumento do número de molas de interface não levaria necessariamente a uma melhoria dos resultados obtidos, sendo um conjunto de cinco molas suficiente para a sua análise. Com efeito, chegou-se à mesma conclusão neste trabalho, pelo facto de aumentar mais o número de molas de interface não melhoraria substancialmente os resultados obtidos, e levaria a um acréscimo importante no tempo de processamento dos modelos.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Em seguida, foi realizada uma calibração dos materiais utilizados, de forma a estudar a influência dos parâmetros mecânicos dos materiais, sendo o modelo MB1aa tido como referência para os restantes modelos.

Dos resultados apresentados no Capítulo 5, apresentam-se as principais conclusões:

- Os padrões de fendilhação simulados seguem o andamento dos padrões de fendilhação experimentais [8]. Observa-se, no entanto, um número maior de fendas nos padrões obtidos por simulação, que é explicado pelo facto de essas fendas não serem visíveis ao olho humano nos primeiros passos de carga do ensaio experimental;
- Relativamente às curvas de capacidade, nota-se uma aproximação bastante satisfatória na maioria dos modelos. Com efeito, após ter sido calculada a RMS dos modelos, mesmo os resultados menos satisfatórios estão próximos dos restantes resultados;
- Os erros relativos obtidos para as cargas de rotura localizam-se entre os 6% e os 17%. Apesar de se tratar de uma flutuação relativamente importante, pode-se afirmar que a gama de valores destes erros relativos continua a ser aceitável;
- Por fim, ao serem analisadas as curvas de capacidade dos ensaios experimentais e as modelações numéricas em MEF e MEA, observa-se uma boa aproximação sobre os resultados obtidos.

Apesar dos resultados obtidos serem na sua generalidade aceitáveis, nota-se uma limitação importante quanto ao método utilizado que possa ter tido interferências nos resultados finais:

- A impossibilidade de quantificar as dimensões das fendas obtidas por simulação dificulta uma análise mais precisa dos padrões de fendilhação. Depreende-se que a concentração de fendas nos padrões de fendilhação simulados traduz a existência de fendas com maiores dimensões.

6.2 – Desenvolvimentos futuros

Após terem sido cumpridos os objectivos propostos deste trabalho, enumeram-se algumas sugestões para desenvolvimentos futuros nesta matéria:

- Efectuar uma modelação em MEA semelhante à modelação apresentada neste trabalho, variando as leis constitutivas dos materiais utilizados nos ensaios experimentais;
- Simular os ensaios experimentais através de outros métodos numéricos abordados no capítulo 2, tendo como base de comparação os resultados experimentais [8], e os resultados numéricos apresentados neste trabalho e apresentados por Macedo [21].
- Avaliar fenómenos estruturais complexos em diferentes tipos de elementos estruturais, através do MEA, como por exemplo, o punçoamento em lajes fungiformes;
- Através do ELS, estudar a adequabilidade de outros materiais, nomeadamente no ramo do reforço de estruturas.

REFERÊNCIAS

REFERÊNCIAS

- [1] APPLETON, J.: *Estruturas de Betão, Volume 1*. Edições, Orion. 1ª Edição, Julho de 2013.
- [2] APPLIED SCIENCE INTERNATIONAL, P.O. Box 13887 Durham, NC 27709-3887: *Extreme Loading For Structures – Theoretical Manual*, 2013.
- [3] ARIFFIN, A.K., HUZNI, S., NOR, M. e MOHAMED, N.: *Hybrid Finite-Discrete Element Simulation of Crack Propagation Under Mixed Mode Loading Condition*. Key Engineering Materials Vols. 306-308: 495-500, 2006.
- [4] ASPRONE, A., NANNI, A., SALEM, H. e TAGEL-DIN, H.: *Applied Element Method Analysis of Porous GFRP Barrier Subjected to Blast*. Advances in Structural Engineering, 13(1), May 2010.
- [5] AZEVEDO, N., LEMOS, J.V e ALMEIDA, J.R.: *Influence of aggregate deformation and contact behaviour on discrete particle modelling of fracture of concrete*. Engineering Fracture Mechanics, 75, p. 1569-1586, 2008.
- [6] BELYTSCHKO, T., LU, Y. e GU, L.: *Element Free Galerkin Methods*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 17, p. 186-195, 1994.
- [7] BICANIC, N., THAVALINGAM, A., LIAO, Z. e PEARCE, C.: *Discontinuous Deformation Analysis Framework For Modelling Concrete Fracture*. Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceeding FRAMCOS-3, Feiburg, Germany, 1998.
- [8] BOUNASSAR FILHO, J.: *Dimensionamento e Comportamento do Betão Estrutural em Zonas com Descontinuidades*. Tese de Doutoramento, IST – Instituto Superior Técnico, Maio de 1995.
- [9] CUNDALL, P.: *A Computer Model Simulating Progressive, Large Scale Movement in Blocky Rocky System*. In Proceedings of The Symposium of the International Society for Rock Mechanics. Rock Fracture, Volume 2, p. 129-136, Nancy, France, 1971.

REFERÊNCIAS

- [10] CUNDALL, P. e STRACK, O.: *A discrete numerical model for granular assemblies*. Géotechnique 29, Nº1, 47-65, 1979.
- [11] CUNDALL, P.: *Formulation of Three-Dimensional Discrete Element. Part I: A Scheme To Detect and Represent Contacts in a System Composed of Many Polyhedral Blocks*. International Journal of Rock Mechanics, Vol. 25: 107-116, 1988.
- [12] DE BORST, R., REMMERS, J., NEEDLEMAN, A., ABELLAN, M.: *Discrete vs Smeared Crack Models for Concrete Fracture: Bridging the Gap*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28:583-607, 2004.
- [13] EHAB, M., SALEM, H., MOSTAFA, H. e YEHA, N.: *Earthquake Pounding Effect on Adjacent Reinforced Concrete Buildings*. International Journal of Computer Applications 106(9):27-34, November 2014.
- [14] FLEMING, M., CHU, Y.A., MORAN, B. e BELYTSCHKO, T.: *Enriched Element-Free Galerkin Methods for Crack Tip Fields*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.40:1483-1504, 1997.
- [15] GOMES, J.P.: *Análise Experimental de Cenários de Rotura em Fundações de Barragens de Betão. Ensaios Estáticos e Dinâmicos*. Tese de Especialista do LNEC e tese de Doutoramento da Universidade Federal do Rio de Janeiro, LNEC, Lisboa, 2006.
- [16] HAMED, S.: *Computer-Aided Design of Framed Reinforced Concrete Structures to Flood Scouring*. Journal of American Science, 7(10):191-200, 2011.
- [17] KUPFER, H., HILSDORF, H. e RUSH, H.: *A Behavior of Concrete under Biaxial Stresses*. ACI Journal, 66(8):656-666, 1969.
- [18] LEMOS, J.V.: *Discrete Element Modeling of Masonry Structures*. International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis and Restoration, 1:2, 190-213, 2007.
- [19] LEMOS, J.V.: *Modeling and Failure Analysis in Rock Engineering*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2001.
- [20] LEMOS, J.V.: *Metodologias para a Detecção e Atualização de Contactos em Modelos de Elementos Discretos*. IV Encontro Nacional de Mecânica Computacional, Vol. 1: 61-72, Lisboa, 1995.

REFERÊNCIAS

- [21] MACEDO, R.: *Optimização Estrutural na Análise Não Linear dos Modelos de Escoras e Tirantes*. Tese de Mestrado, FCT-UNL: Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, Dezembro de 2011.
- [22] MEGURO, K. e HAKUNO, M.: *Fracture Analysis of Concrete Structures by the Modified Distinct Element Method*. Structural Engineering/Earthquake Eng. JSCE, 6(2):283-294, 1989.
- [23] MEGURO, K. e TAGEL-DIN, H.: *A New Efficient Technique for Fracture Analysis of Structures*. Bulletin of Earthquake Resistant Structure, 30:103-116, 1997.
- [24] MEGURO, K. e TAGEL-DIN, H.: *A New Simple and Accurate Technique for Failure Analysis of Structures*. Bulletin of Earthquake Resistant Structure, 31:51-61, 1998.
- [25] MEGURO, K. e TAGEL-DIN, H.: *A New Simplified and Efficient Technique for Fracture Behavior Analysis of Concrete Structures*. Proceeding of the Third International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FRAMCOS-3), Gifu, Japan, October 1998.
- [26] MEGURO, K. e TAGEL-DIN, H.: *Applied Element Method for Simulation of Nonlinear Materials: Theory and Application for RC Structures*. Structural Engineering/Earthquake Eng. JSCE, 17(2):137-148, October 2000.
- [27] MEGURO, K. e TAGEL-DIN, H.: *Applied Element Method for Structural Analysis: Theory and Application for Linear Materials*. Structural Engineering/Earthquake Eng. JSCE, 17(1):21-35, April 2000.
- [28] MEGURO, K. e TAGEL-DIN, H.: *Applied Element Method used for Large Displacement Structural Analysis*. Journal of Natural Disaster Science, 24(1):25-34, June 2002.
- [29] MEGURO, K. e TAGEL-DIN, H.: *Applied Element Simulation for Collapse Analysis of Structures*. Bull. ERS, 32, 1999.
- [30] MUNJIZA, A.: *The Combined Finite-Discrete Element Method*. John Wiley & Sons, Ltd, 2004.

REFERÊNCIAS

- [31] OKAMURA, H. e MAEKAWA, K.: *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete. Computers and Structures*, 1991.
- [32] RAMOS, A. P. e LÚCIO, V.: *Sebenta de Estruturas de Betão Armado I e II*. FCT-UNL: Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, Setembro de 2010.
- [33] RISTIC, D., YAMADA, Y. e IEMURA, H.: *Stress-strain Based Modeling of Hysteretic Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Load; Development and Verification*. School of Civil Engineering, 1(86), 1986.
- [34] ROHATGI, A.: *WebPlotDigitizer User Manual*. Version 3.4, September 24, 2014.
- [35] ROTS, J.G.: *Crack Models for Concrete: Discrete or Smeared? Multi-Directional or Rotating?* Delft University of Technology, Vol. 34 (1), 1989.
- [36] SALEM, H., MOHSEN, S., KOSA, K., HOSODA, A.: *Collapse Analysis of Utatsu Ohashi Bridge Damaged by Tohoku Tsunami using Applied Element Method*. Journal of Advanced Concrete Technology, 12(10):388-402, October 2014.
- [37] SASANI, M.: *Response of a Reinforced Concrete Infilled-Frame Structure to Removal of Two Adjacent Columns*. Engineering Structures, 30(9):2478-2491, September 2008.
- [38] SHI, G.H.: *Discontinuous Deformation Analysis – A New Numerical Method for the Statics and Dynamics of Block Systems*. PhD Thesis, Dept Civil Eng, University of California, Berkeley, 1988.
- [39] SIMION, A. e DRAGOMIR, C.: *The Simulation of an Industrial Building Demolition*. National Institute for Research and Development in Construction, Urban Planning and Sustainable Development, Urbanism, Architecture, Vol. 4, 2013.
- [40] SUMI, Y.: *Computational Crack Path Prediction*. Theoret. Appl. Fract. Mech. Vol. 4:149-156, 1985.
- [41] TAGEL-DIN, H. e MEGURO, K.: *Applied Element Simulation for Collapse Analysis of Structures*. Bull. ERS, 32, 1999.

REFERÊNCIAS

- [42] TAGEL-DIN, H. e MEGURO, K.: *Consideration of Poisson's Ratio Effect in Structural Analysis Using Elements with Three Degrees of Freedom*. Bulletin of Earthquake Resistant Structure, 31:41-50, 1998.
- [43] TAGEL-DIN, H. e MEGURO, K.: *Nonlinear Simulation of RC Structures Using Applied Element Method*. Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 17, 2:137-148, July 2000.
- [44] UMAIR, S., NUMADA, M. e MEGURO, K.: *Numerical Simulation of Polypropylene and Fiber Reinforced Polymer Composite Retrofitted Masonry Walls*. Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, Institute of Industrial Science, University of Tokyo, 46, March 2013.
- [45] YAHIA, M.: *Response of Bridge Structures Subjected to Blast Loads and Protection Techniques to Mitigate the Effect of Blast Hazards on Bridges*. Ph.D. Thesis, Rutgers University, 2009.
- [46] ZIENKIEWICK, O.C., TAYLOR, R.L.: *The Finite Element Method - Volume 1: The Basis*. Butterworth-Heinemann, 2000.

REFERÊNCIAS

ANEXO A

PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

Apresentam-se os padrões de fendilhação dos modelos simulados à esquerda e os padrões de fendilhação experimentais à direita.

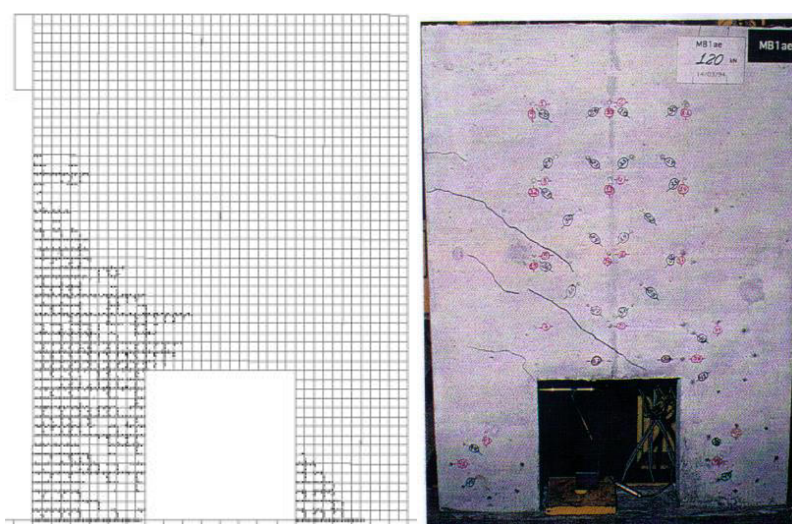


Figura A.1 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB1ae

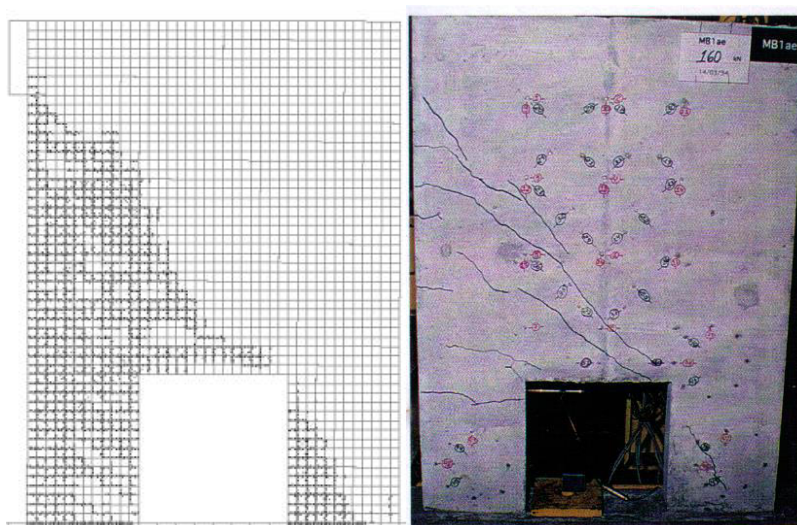


Figura A.2 – Fendilhação a 160 kN do modelo MB1ae

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

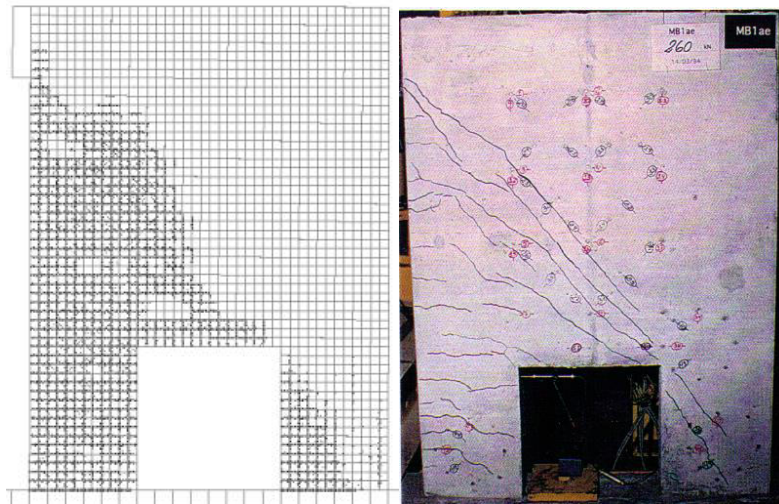


Figura A.3 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB1ae

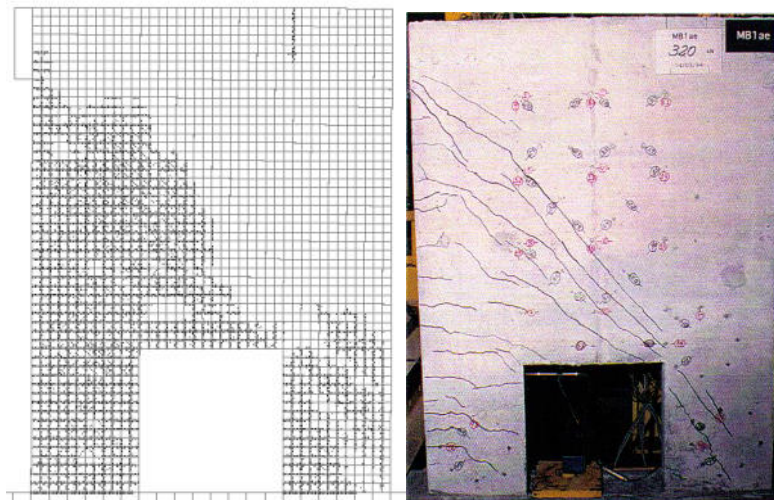


Figura A.4 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB1ae

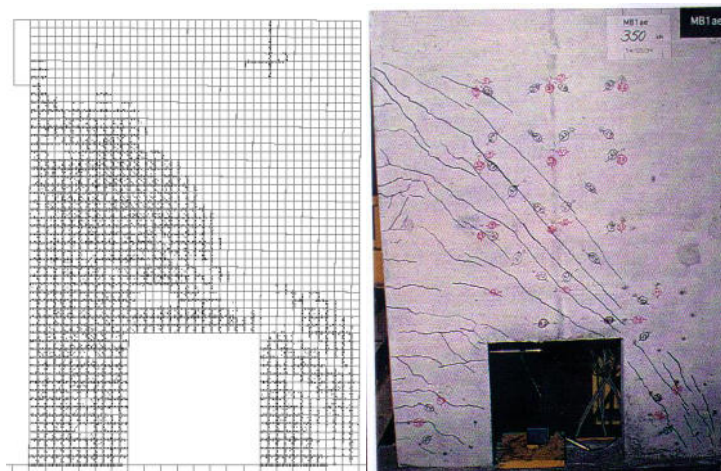


Figura A.5 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB1ae

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

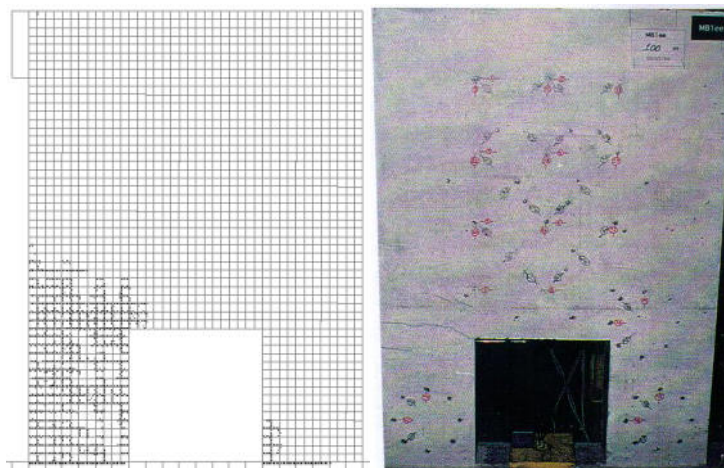


Figura A.6 – Fendilhação a 100 kN do modelo MB1ee

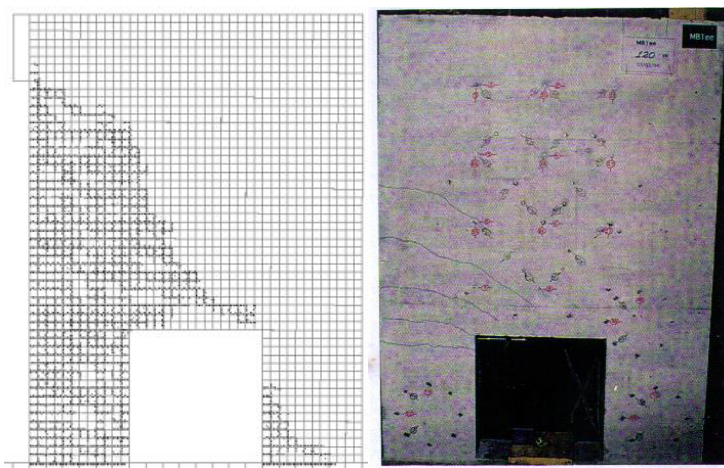


Figura A.7 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB1ee

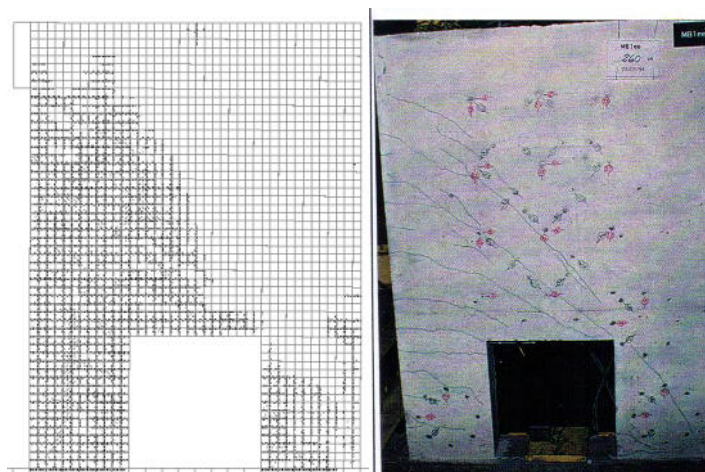


Figura A.8 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB1ee

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

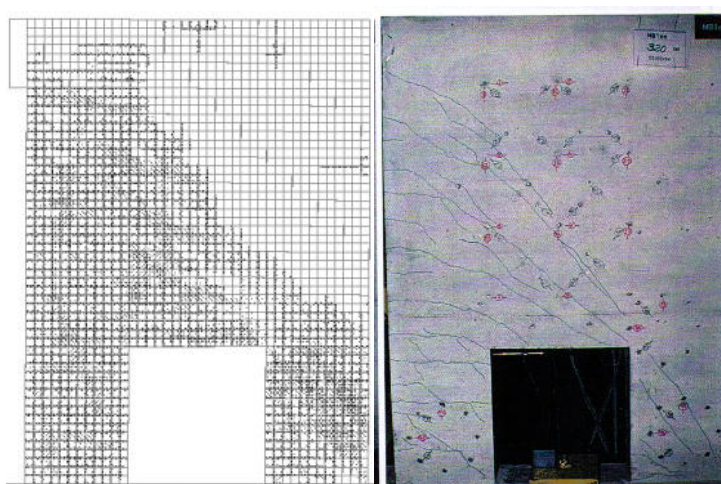


Figura A.9 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB1ee

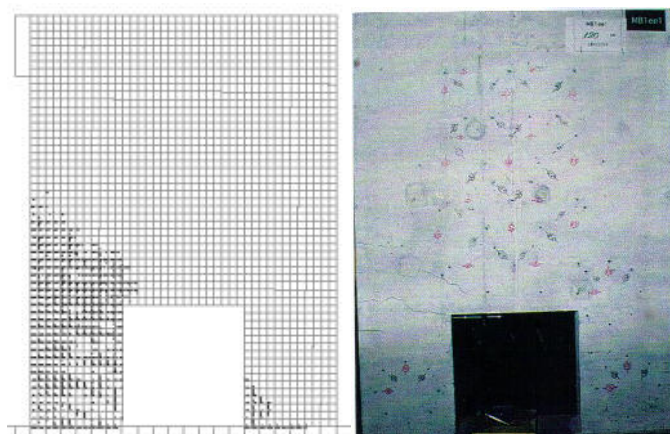


Figura A.10 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB1ee1

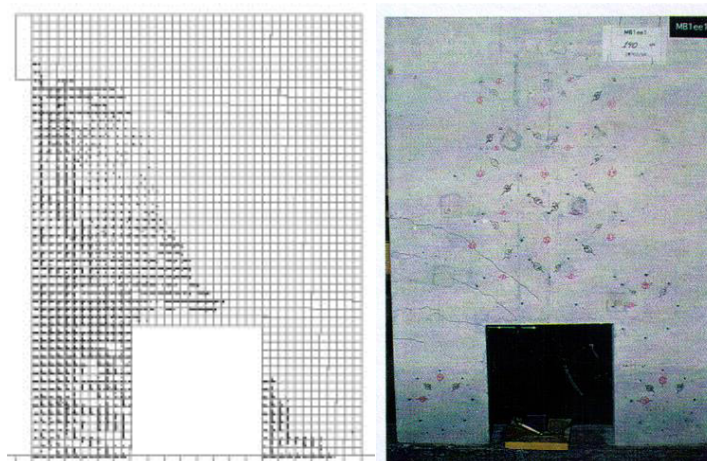


Figura A.11 – Fendilhação a 140 kN do modelo MB1ee1

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

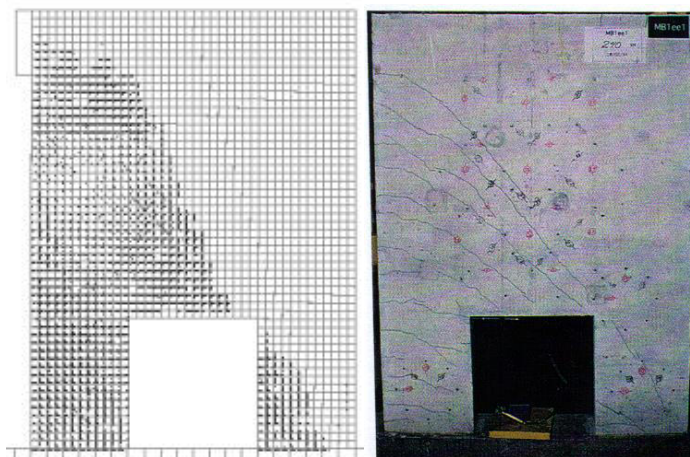


Figura A.12 – Fendilhação a 240 kN do modelo MB1ee1

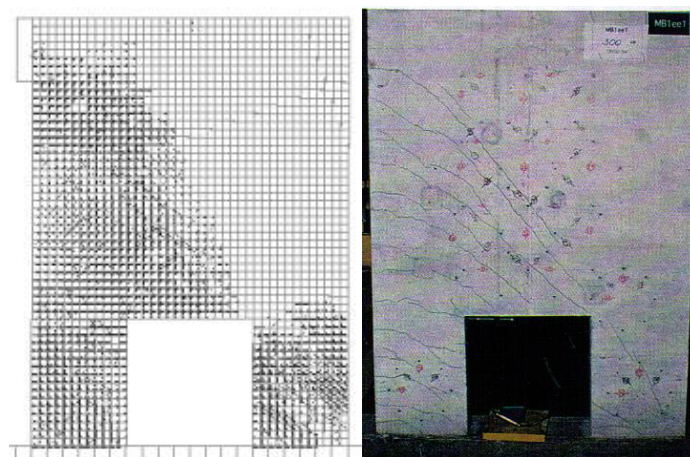


Figura A.13 – Fendilhação a 300 kN do modelo MB1ee1

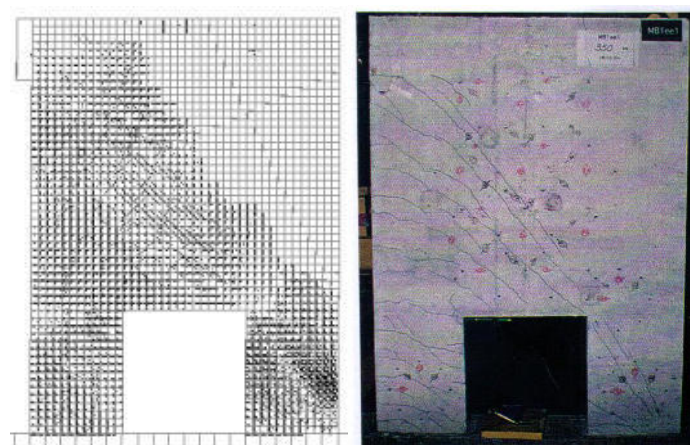


Figura A.14 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB1ee1

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

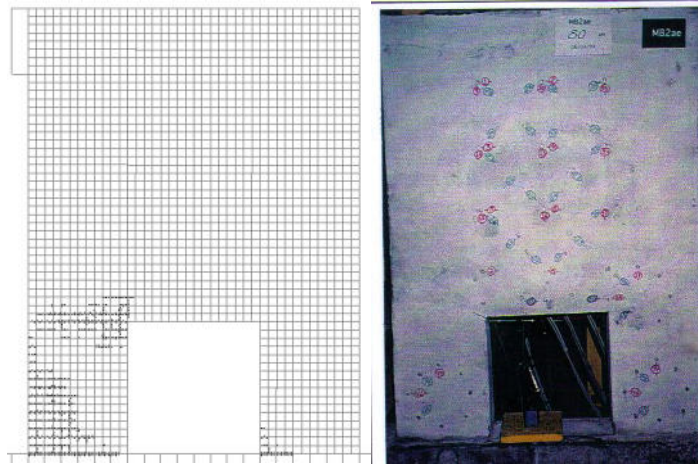


Figura A.15 – Fendilhação a 80 kN do modelo MB2ae



Figura A.16 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB2ae

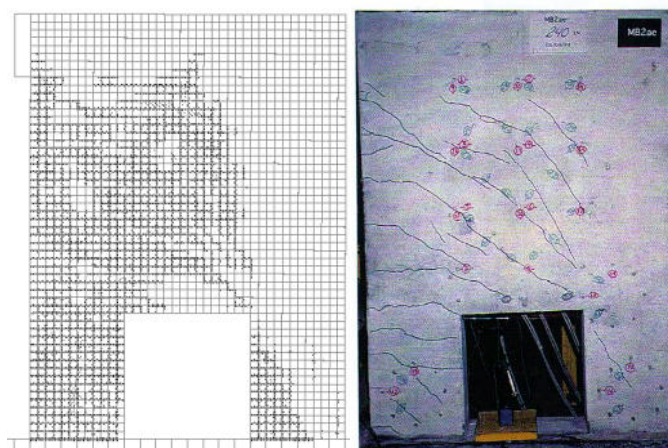


Figura A.17 – Fendilhação a 240 kN do modelo MB2ae

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

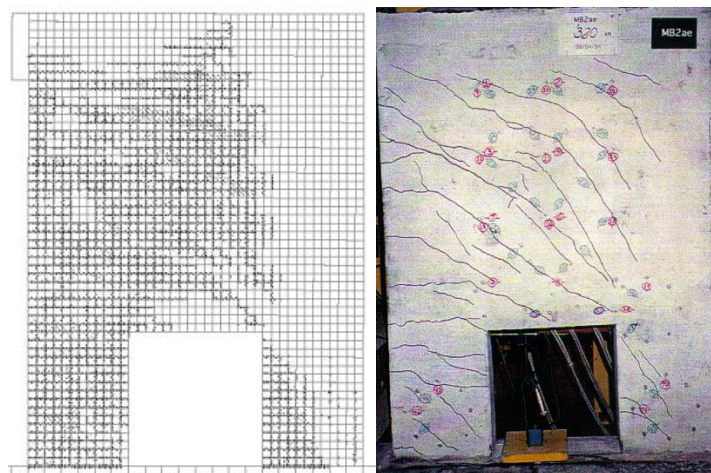


Figura A.18 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB2ae

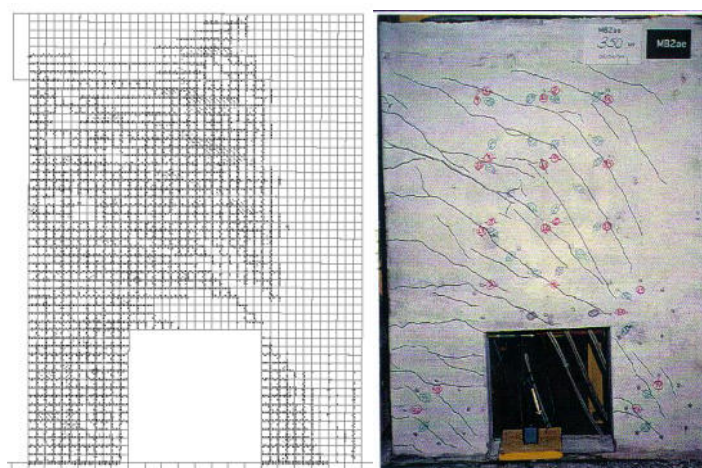


Figura A.19 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB2ae

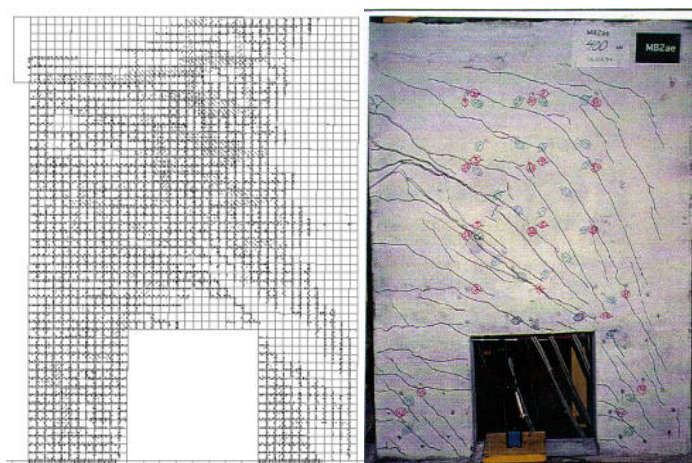


Figura A.20 – Fendilhação a 400 kN do modelo MB2ae

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

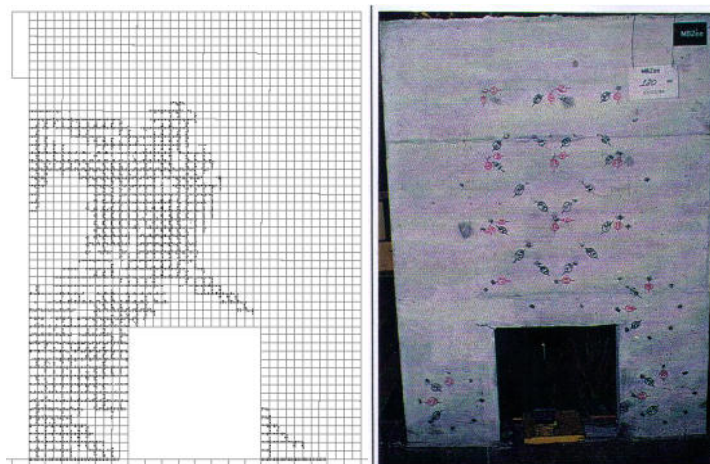


Figura A.21 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB2ee

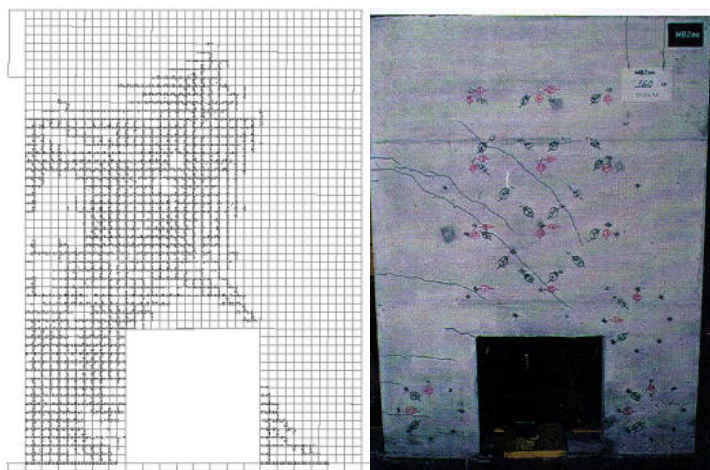


Figura A.22 – Fendilhação a 160 kN do modelo MB2ee

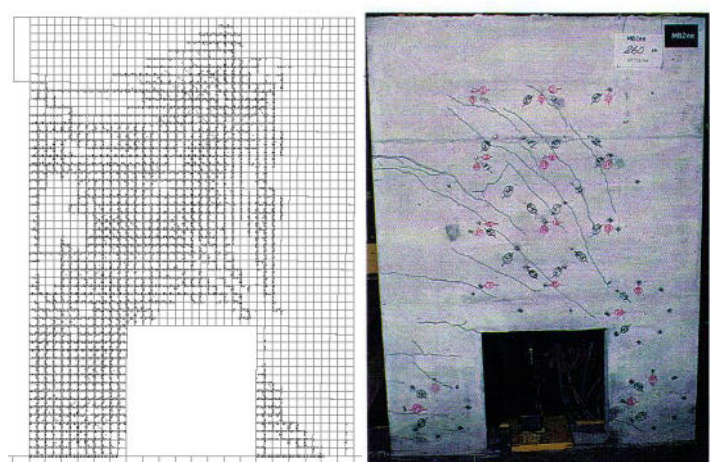


Figura A.23 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB2ee

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

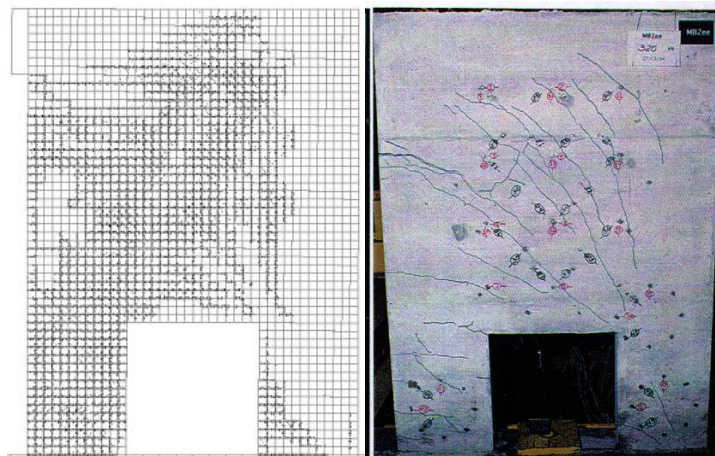


Figura A.24 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB2ee

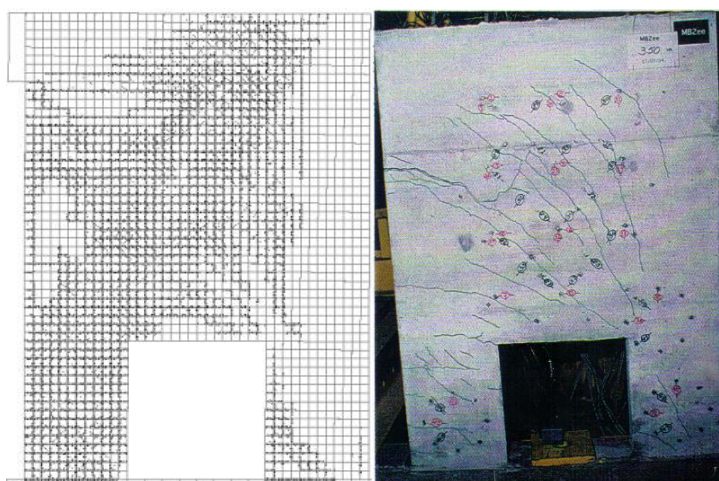


Figura A.25 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB2ee

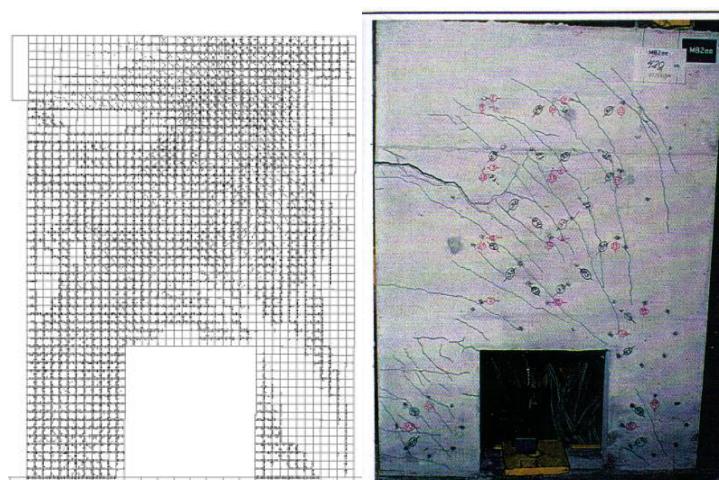


Figura A.26 – Fendilhação a 420 kN do modelo MB2ee

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

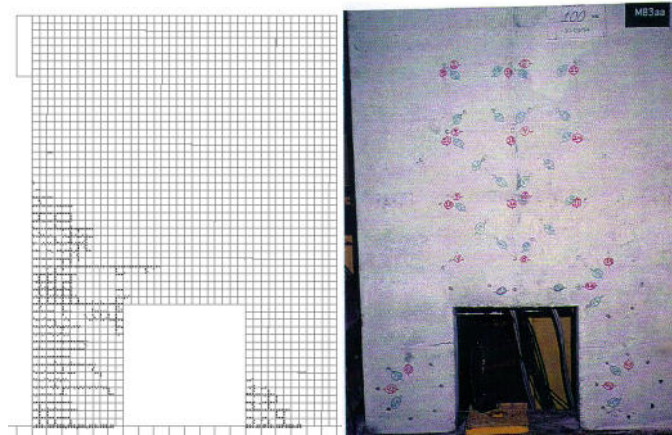


Figura A.27 – Fendilhação a 100 kN do modelo MB3aa

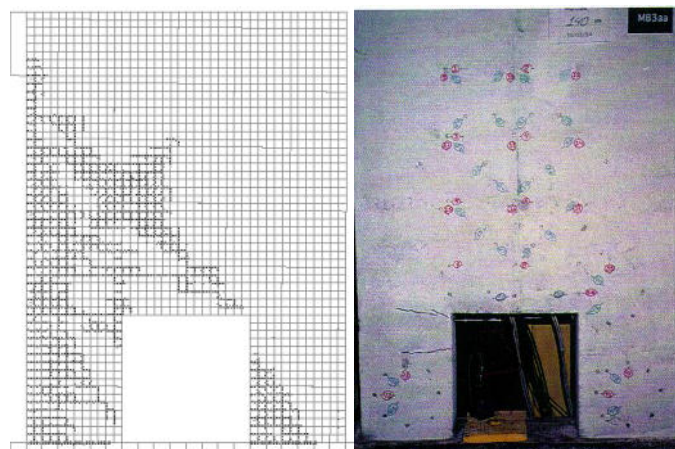


Figura A.28 – Fendilhação a 140 kN do modelo MB3aa

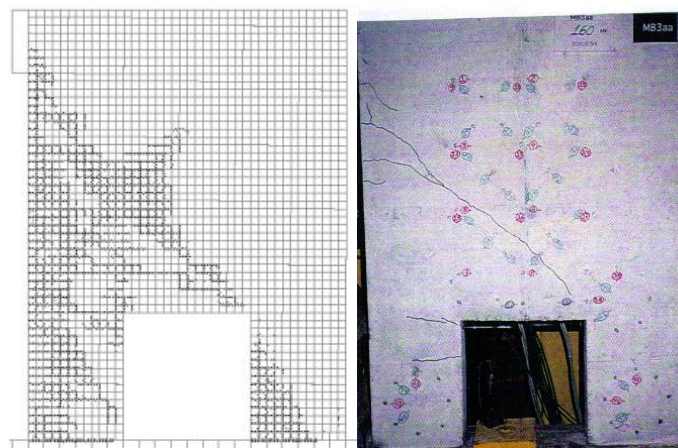


Figura A.29 – Fendilhação a 160 kN do modelo MB3aa

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

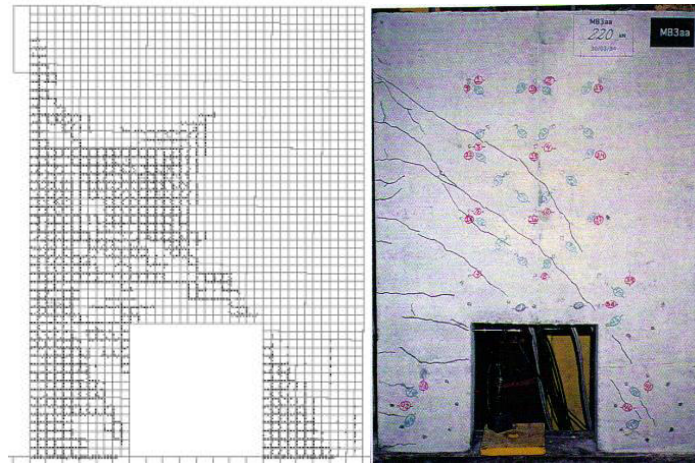


Figura A.30 – Fendilhação a 220 kN do modelo MB3aa

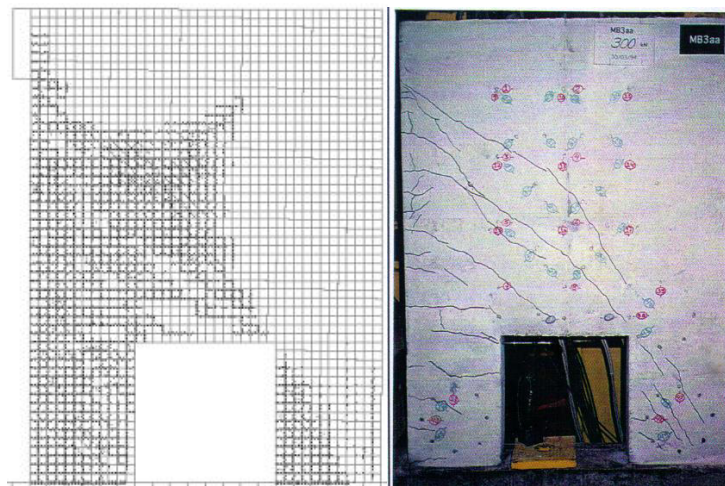


Figura A.31 – Fendilhação a 300 kN do modelo MB3aa

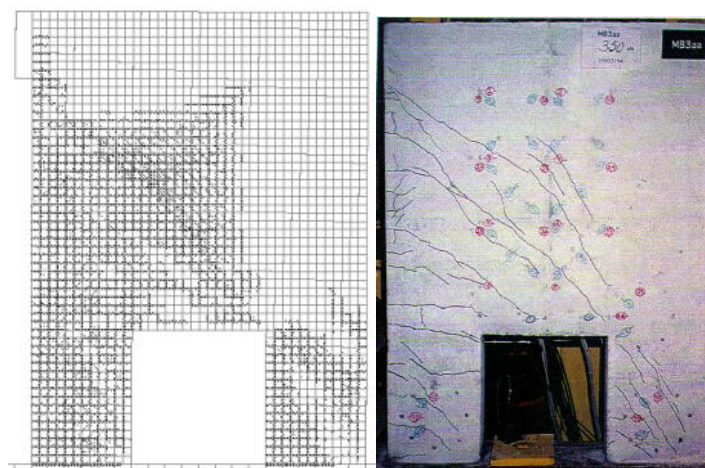


Figura A.32 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB3aa

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

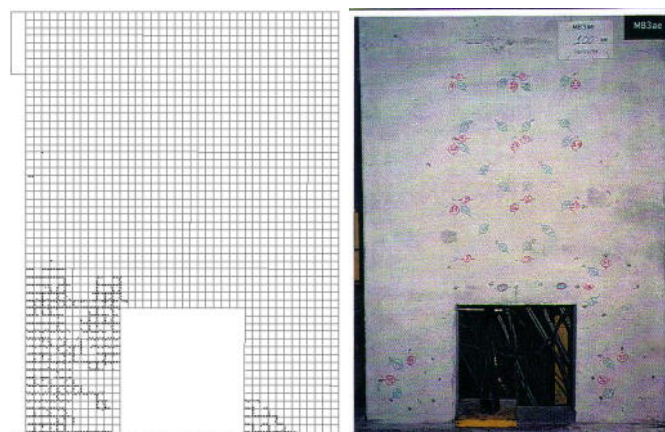


Figura A.33 – Fendilhação a 100 kN do modelo MB3ae

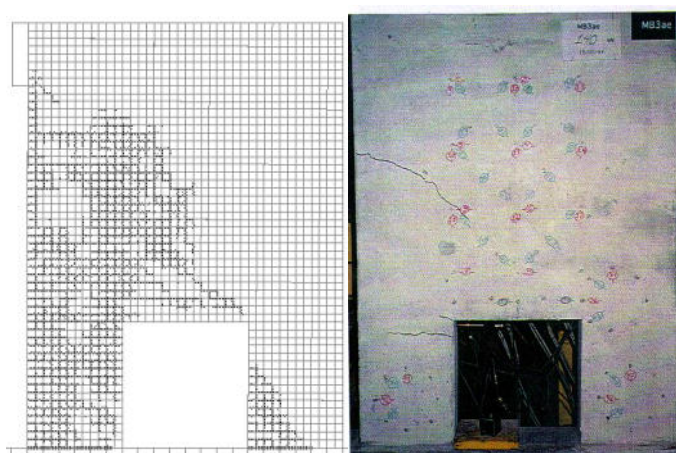


Figura A.34 – Fendilhação a 140 kN do modelo MB3ae

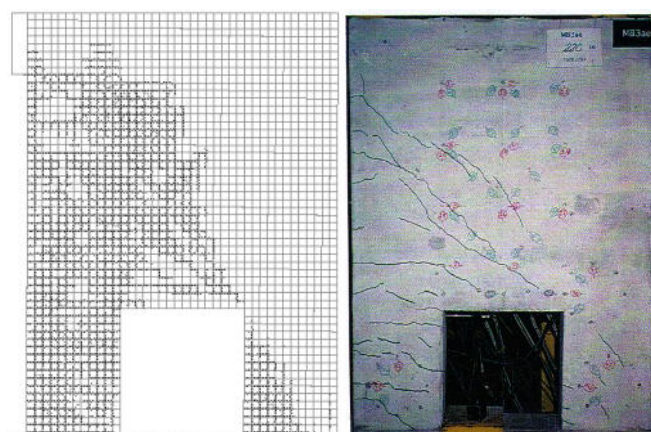


Figura A.35 – Fendilhação a 220 kN do modelo MB3ae

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

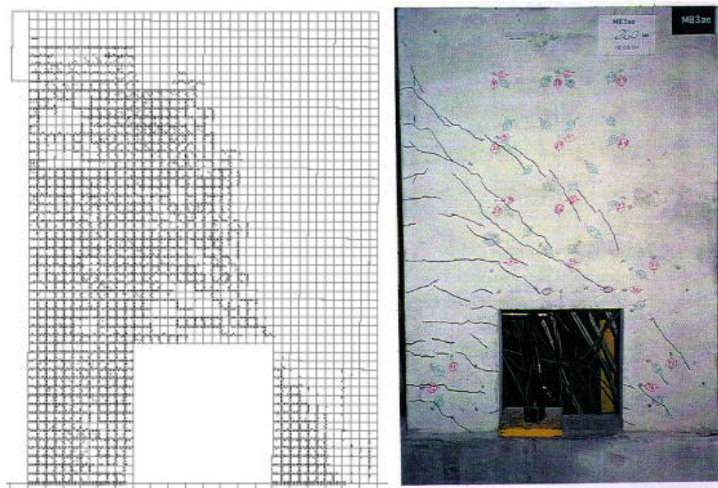


Figura A.36 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB3ae

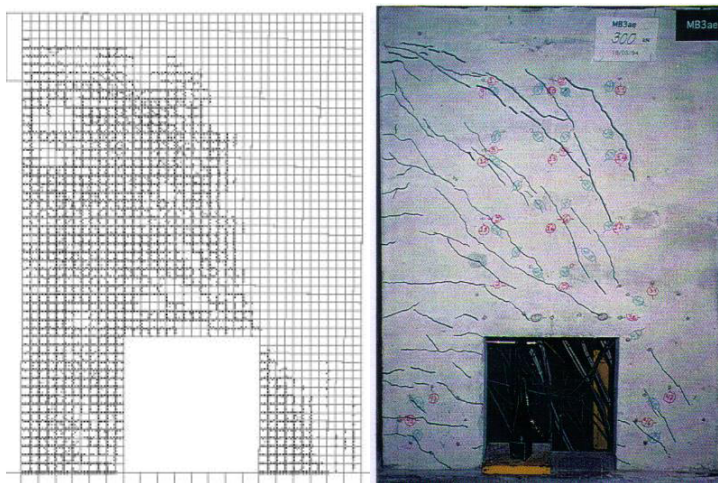


Figura A.37 – Fendilhação a 300 kN do modelo MB3ae

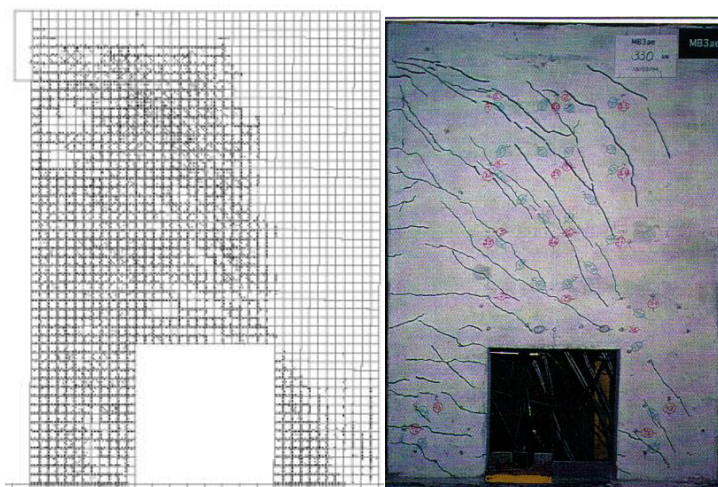


Figura A.38 – Fendilhação a 330 kN do modelo MB3ae

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

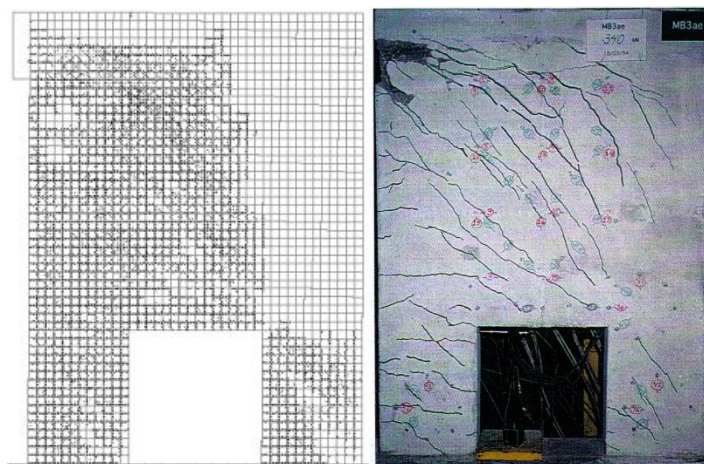


Figura A.39 – Fendilhação a 340 kN do modelo MB3ae

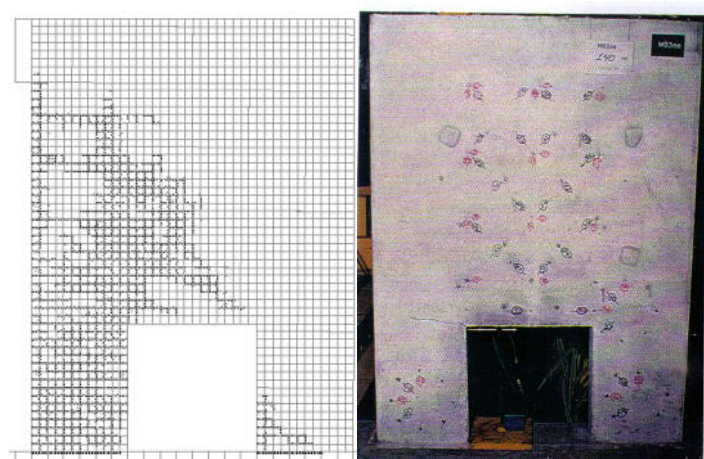


Figura A.40 – Fendilhação a 140 kN do modelo MB3ee

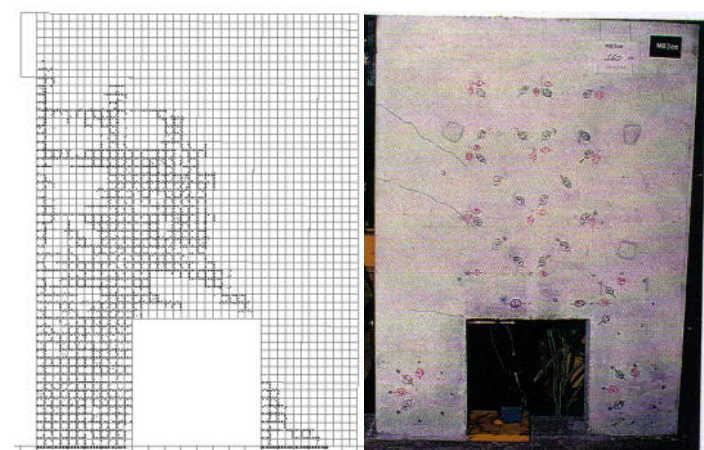


Figura A.41 – Fendilhação a 160 kN do modelo MB3ee

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

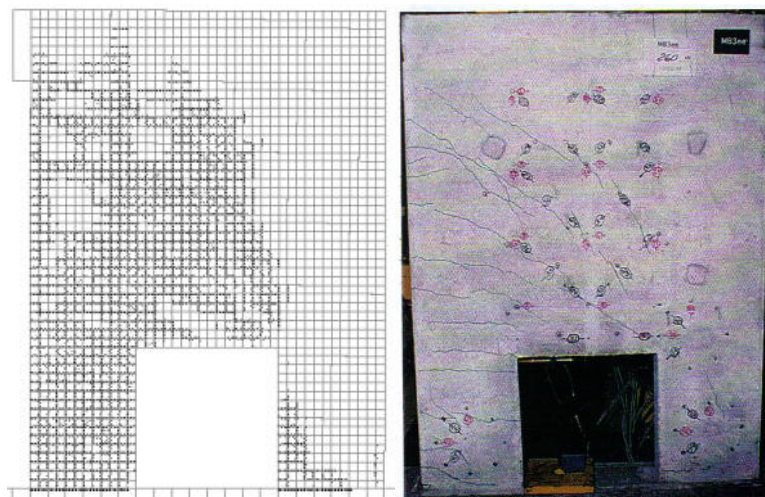


Figura A.42 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB3ee

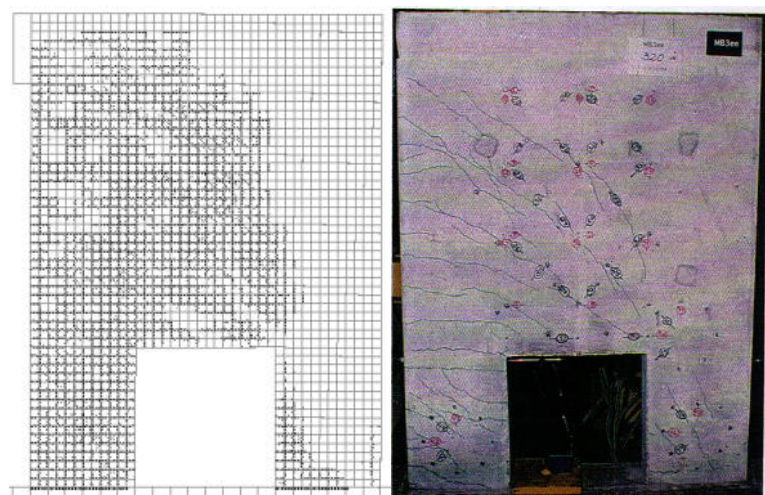


Figura A.43 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB3ee

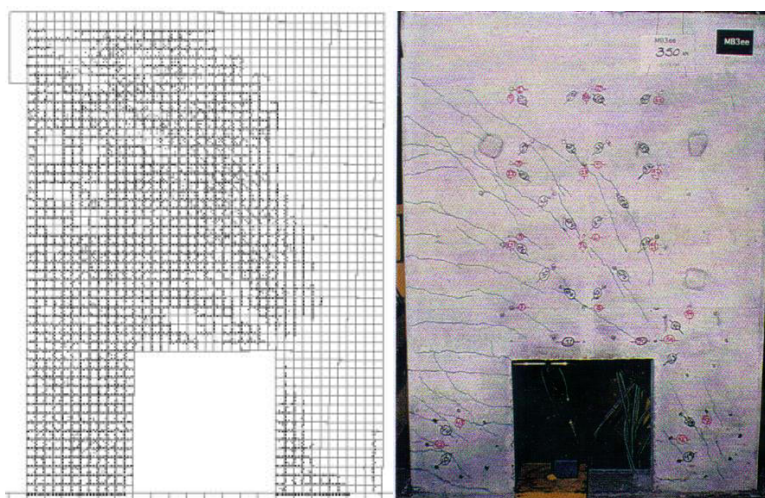


Figura A.44 – Fendilhação a 350 kN do modelo MB3ee

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

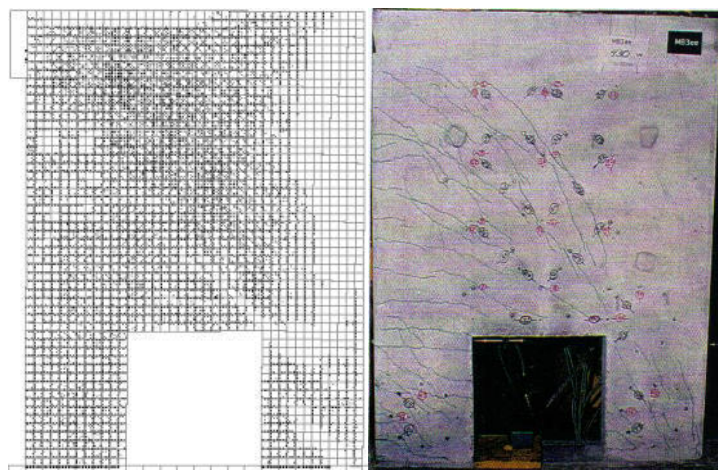


Figura A.45 – Fendilhação a 430 kN do modelo MB3ee

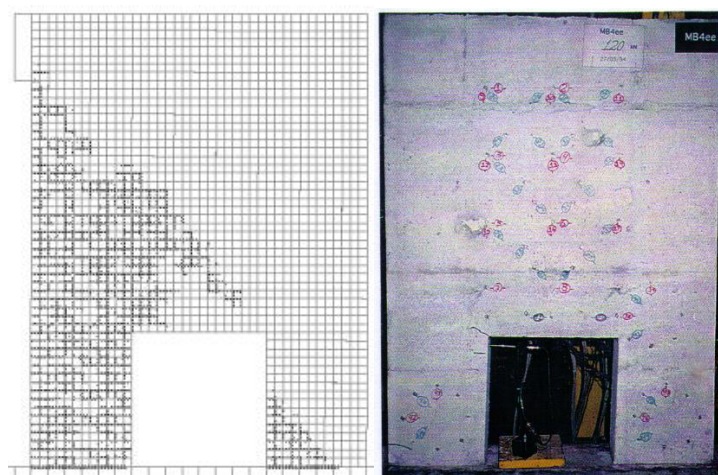


Figura A.46 – Fendilhação a 120 kN do modelo MB4ee

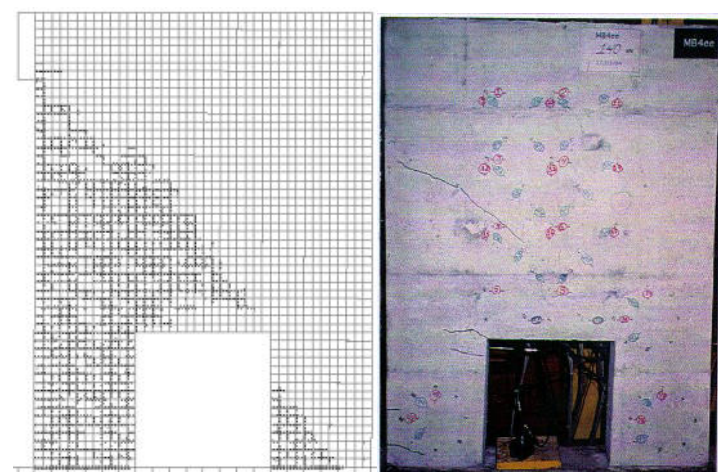


Figura A.47 – Fendilhação a 140 kN do modelo MB4ee

ANEXO A – PADRÕES DE FENDILHAÇÃO DAS PAREDES SIMULADAS

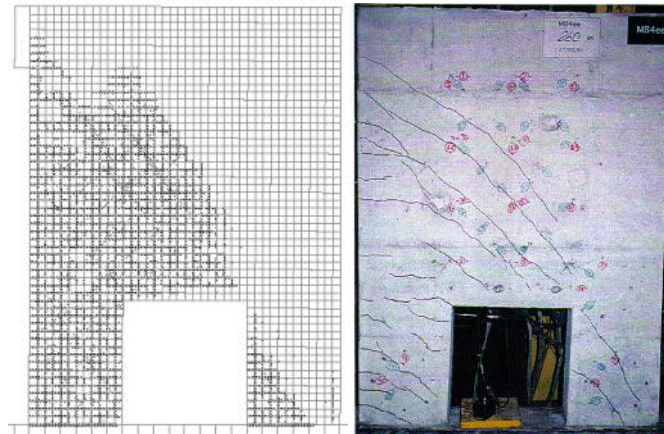


Figura A.48 – Fendilhação a 260 kN do modelo MB4ee

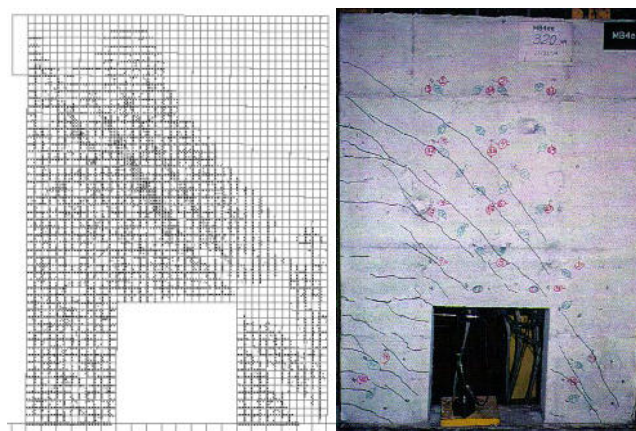


Figura A.49 – Fendilhação a 320 kN do modelo MB4ee

ANEXO B – CÓDIGO PARA OBTENÇÃO DA RMS E RMS ESCALADA

ANEXO B**CÓDIGO PARA OBTENÇÃO DA RMS E RMS NORMALIZADA**

Apresenta-se o código utilizado, no programa *Matlab*, para obter a RMS dos modelos realizados.

```

%Read ELS data from file
fid = fopen('desl_cima_els.txt', 'r');
A = fscanf(fid, '%lf %lf', [2 inf]);
fclose(fid);
x = A(:,1);
y = A(:,2);

%Read Bounassar data from file
fid = fopen('desl_cima_bounassar.txt', 'r');
A = fscanf(fid, '%lf %lf', [2 inf]);
fclose(fid);
xb = A(:,1);
yb = A(:,2);

% Interpolate experimental values to have the same points as the ELS
data
ybi = interp1(xb,yb,x);

% Compute the difference and the RMS
diff = ybi-y;
rms = sqrt(sum(diff.*conj(diff))/size(diff,1))

%Plot results
figure('Name', 'Pushover');
grid on;
plot(x,y,x,ybi),xlabel('Displacement (m)'),ylabel('Force (kN)'),title('Experimental vs. Numerical simulation - Pushover curve');
legend('ELS', 'Bounassar',4);
string = sprintf('RMS = %g',rms);
text(0.0045,7,string);

```

ANEXO B – CÓDIGO PARA OBTENÇÃO DA RMS E RMS ESCALADA

Apresenta-se o código utilizado, no programa *Matlab*, para obter a RMS Normalizada dos modelos realizados.

```
%Read ELS data from file
fid = fopen('desl_cima_els.txt', 'r');
A = fscanf(fid, '%lf %lf', [2 inf]);
fclose(fid);
x = A(:,1);
y = A(:,2);

%Read Bounassar data from file
fid = fopen('desl_cima_bounassar.txt', 'r');
A = fscanf(fid, '%lf %lf', [2 inf]);
fclose(fid);
xb = A(:,1);
yb = A(:,2);

% Interpolate experimental values to have the same points as the ELS
data
ybi = interp1(xb,yb,x);

% Compute the scaled RMS
diff_s = (ybi-y)./max(ybi);
scaled_rms = sqrt(sum(diff_s.*conj(diff_s))/size(diff_s,1))

%Plot results
figure('Name', 'Pushover');
grid on;
plot(x,y,x,ybi),xlabel('Displacement (m)'),ylabel('Force
(kN)'),title('Experimental vs. Numerical simulation - Pushover
curve');
legend('ELS','Bounassar',4);
string = sprintf('RMS = %g',scaled_rms);
text(0.0045,7,string);
```

ANEXO C – PORMENORIZAÇÃO DAS ARMADURAS DAS PAREDES DE BETÃO ARMADO

ANEXO C

PORMENORIZAÇÃO DAS ARMADURAS DAS PAREDES DE BETÃO ARMADO

Apresentam-se em seguida as pormenorizações das armaduras dos diferentes modelos das paredes de betão armado, com a respectiva imagem das armaduras utilizadas na modelação.

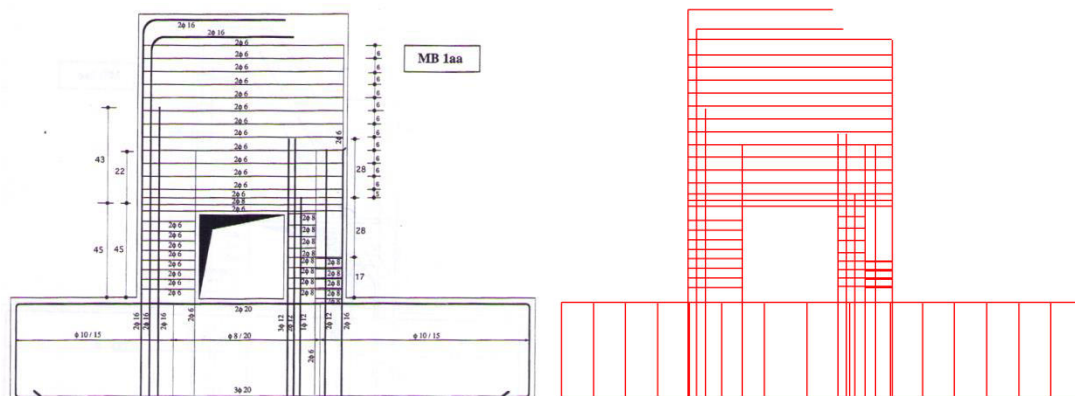


Figura C.1 – Pormenorização do modelo MB1aa

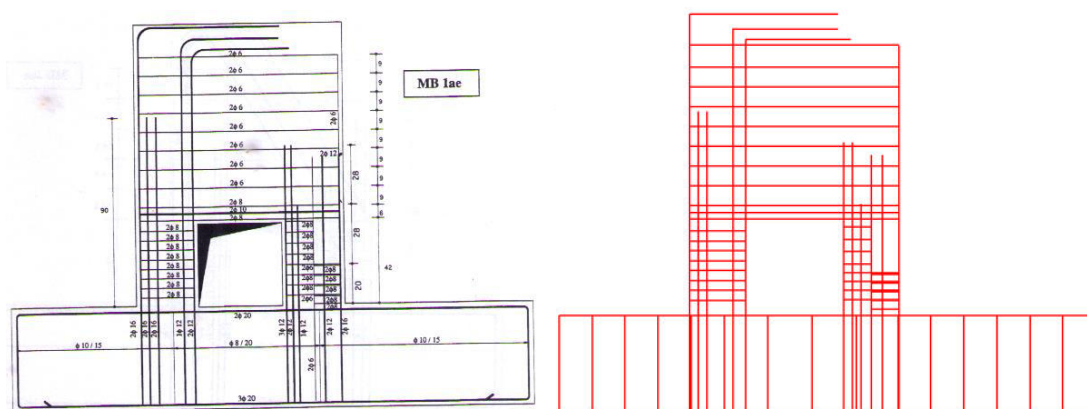


Figura C.2 – Pormenorização do modelo MB1ae

ANEXO C – PORMENORIZAÇÃO DAS ARMADURAS DAS PAREDES DE BETÃO ARMADO

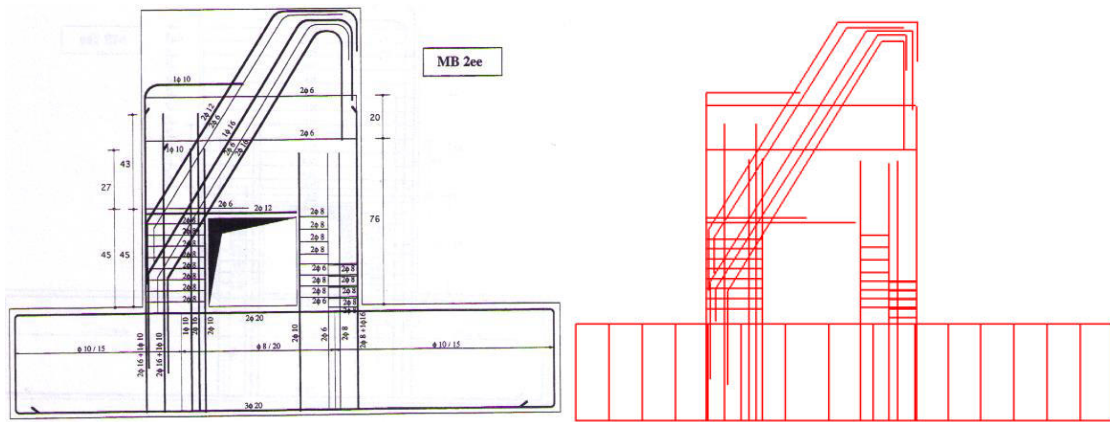


Figura C.6 – Pormenorização do modelo MB2ee

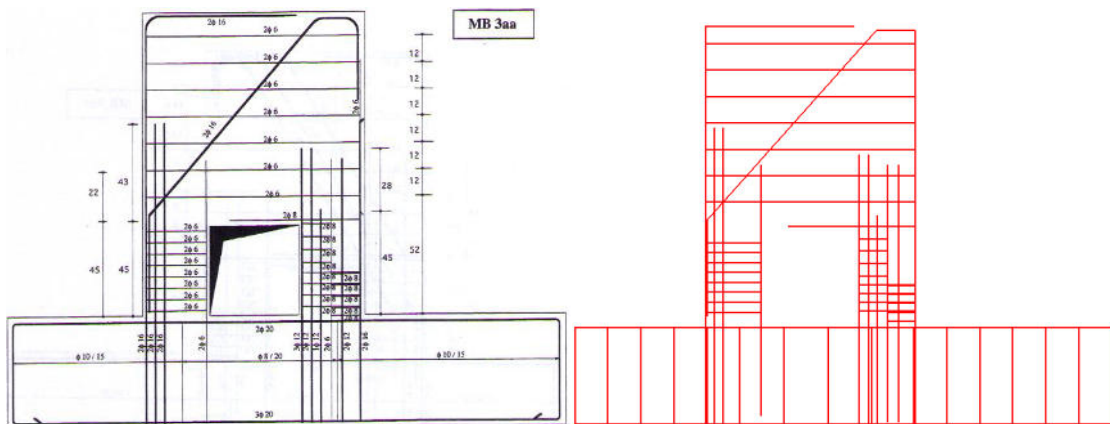


Figura C.7 – Pormenorização do modelo MB3aa

