

INSTABILIDADE DE COLUNAS MISTAS DE SECÇÃO QUADRADA (SHS) PREENCHIDAS COM BETÃO:

Comparação Experimental e Computacional

JOANA INÊS PINTO ARANDAS

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

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de
Barros

Co-Orientador: Professora Doutora Sandra da Conceição Barbosa
Nunes

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha Mãe
Ao meu Pai (1958-2010)
Aos meus Avós

“Life is like riding a bicycle. To keep your balance you must keep moving.”

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

A finalização do Mestrado Integrado em Engenharia Civil depende da realização de uma dissertação, neste caso em Estruturas, que por sua vez depende do auxílio de várias pessoas e entidades. Este espaço reserva-se aos, como o próprio título indica, agradecimentos a quem possibilitou a concretização desta dissertação.

Ao meu pai agradeço tudo o que me ensinou, a dedicação e os valores que me transmitiu enquanto aqui estive.

À minha mãe e ao meu irmão agradeço o apoio, coragem, dedicação e força. À minha mãe em particular os conselhos, princípios que me inculuiu, tudo o que me ensinou e por ser um pilar de altíssima resistência na estrutura complexa desta família.

Aos meus avós, o facto de me proporcionarem meios para poder continuar a investir na minha formação académica, o apoio incondicional, impulso e motivação.

Aos meus amigos o ânimo, boa disposição, dicas e companheirismo que demonstraram durante a realização desta dissertação. Em especial ao Raynerson Maia, ao Luis Oliveira e à Sandra Marcelino pela preciosa ajuda em alguns momentos críticos da realização da mesma.

Ao Professor Rui Carneiro de Barros, meu orientador e Diretor da Secção de Estruturas da F.E.U.P., exprimo a minha gratidão, pela possibilidade da realização deste trabalho. Pela disponibilidade manifestada, interesse, entusiasmo, acompanhamento, pelo conhecimento cedido e pelo prestimoso apoio bibliográfico fornecido.

À Metalgalva por ter disponibilizado as colunas de aço e chapas de contacto.

Ao Eng.º Braz César por ter facultado o software utilizado na análise elástica não linear e pela disponibilidade e ajuda com o uso do mesmo.

À Eng.ª Geraldina Gonçalves o tempo despendido e ajuda na realização da modelação das colunas.

À Eng.ª Paula Silva do LABEST pela ajuda, pronta disponibilidade e auxílio na realização dos ensaios.

À Professora Sandra Nunes, coordenadora do Laboratório de Estruturas do LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural da F.E.U.P., pela ajuda na definição da composição do betão auto-compactável e no fornecimento da bibliografia de apoio sobre o mesmo.

Ao Professor Rui Faria responsável científico do LABEST onde se realizaram os trabalhos experimentais a custos simbólicos.

À Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pela cedência de meios, em particular, ao Departamento de Estruturas e a todo o seu pessoal, bem como à biblioteca da F.E.U.P.

Uma vez mais, a todos os meus mais cordiais agradecimentos.

RESUMO

O sector da construção e a Engenharia Civil encontram-se em constante evolução. O nível de exigência é cada vez maior e torna-se indispensável idealizar soluções cada vez melhores, mais eficazes e de exequibilidade mais rápida.

Este trabalho é um estudo investigativo sobre colunas de aço preenchidas com betão de secção quadrada onde se utiliza betão auto-compactável.

A escolha deste tema advém do facto deste tipo de elementos estruturais ter um campo vasto de aplicações, com especial utilidade em edifícios de grande altura; para além de, bastantes vantagens relativamente aos elementos semelhantes de betão armado ou em aço, como por exemplo o tempo de execução; a redução das secções transversais; a resistência ao fogo; a dispensa do uso de cofragem, etc. que acabam por convergir numa redução dos custos associados à execução dos mesmos.

O tipo de betão utilizado foi auto-compactável que é um betão de elevado desempenho e portanto apresenta valores de resistência à compressão bastante altos, para além de ter a particularidade de não necessitar de vibração, o que é extremamente vantajoso nas situações em que a altura dos elementos é muito grande e a secção transversal tem dimensões especialmente reduzidas.

Encontramo-nos perante um tipo de elementos estruturais que combina as mais-valias dos dois materiais mais usados atualmente na construção. Apesar das vantagens já mencionadas, não são totalmente conhecidas todas as especificidades do comportamento destas colunas face às solicitações a que são sujeitas durante o seu tempo de exploração. Como tal, ainda existe muito terreno para desbravar no que diz respeito ao desempenho destes elementos e assim, este tema torna-se bastante pertinente.

Nesta dissertação estudam-se 8 colunas com 1,90 m de altura e secção 100x100x3 [mm] sujeitas a uma carga de compressão no laboratório LABEST da FEUP com controlo de deformações na secção média e rotações numa secção próxima da extremidade inferior de cada coluna segundo dois planos ortogonais usando LVDT's e RVDT's.

Pretende-se analisar de que forma as deformações iniciais presentes nas colunas e as excentricidades iniciais da carga aplicada influenciam a sua capacidade resistente fazendo um estudo comparativo entre os ensaios feitos em laboratório e simulações computacionais.

Através da formulação de Southwell foi possível calcular a carga crítica, P_{cr} , para cada coluna usando os valores das cargas e deformações atingidas pelas mesmas colunas em cada ensaio. Deduzem-se as curvas de interação momento fletor plástico com esforço axial baseadas na metodologia de Moy e ainda com a fórmula de Merchant-Rankine modificada calculando o fator de correção K_{FMRm} .

O software utilizado para fazer a análise computacional não linear geométrica foi o Midas Civil que funciona utilizando algoritmos que traduzem o método dos elementos finitos.

No final formulam-se algumas conclusões e sugerem-se possíveis trabalhos futuros no seguimento deste estudo.

PALAVRAS-CHAVE: colunas mistas, colunas de aço secção retangular preenchidas com betão (SHS), betão auto-compactável, capacidade última, diagramas de interação.

ABSTRACT

Construction sector and Civil Engineering knowledge are constantly evolving. The level of excellency demand is increasing and it is essential to devise successively better and more effective solutions that can be quickly executed.

This work is about an experimental and computational research study on columns of steel square hollow sections filled with self-compacting concrete.

The choice of this subject is due to the fact that such structural elements have a wide field of applications, being particularly useful in high-rise buildings; besides they also have many advantages when compared to similar reinforced concrete or steel elements, such as execution time, the reduction of the cross sections, the fire resistance, the exemption of the use of formworks, and so on. All of which eventually converge in a reduction of costs associated with their execution.

The type of concrete used is self-compacting of high performance, leading to very high compressive strength. In addition it does not need vibration, which is extremely advantageous in situations where the column length is very high and the cross section has particularly small dimensions.

This type of structural element combines the virtues of the two more frequently used materials in construction nowadays. Notwithstanding the named advantages, the specificities of the column's behaviour when subjected to strains is not fully known. Therefore there is much yet to be studied when it comes to the performance of these elements and thus this subject here addressed becomes quite relevant.

In this dissertation 8 columns with 1.90 m in height and a cross section of 100x100x3 [mm] are studied. They were subjected to a compressive load in the laboratory LABEST at FEUP, where the deformation of the middle section and the rotation of the section near the lower end of each column were measured along two orthogonal planes using LVDT's and RVDT's.

The aim is to examine how the initial deformation of the columns and the initial eccentricities of the applied load influence the bearing capacity of these slender elements, making a comparative study of tests made in the laboratory and their computational simulations.

By using the Southwell's plot formulation it was possible to calculate the critical load, P_{cr} , for each column using the values of loads and elastic deformations achieved by the columns in each trial. The interaction curves for the bending plastic moment versus axial load were deduced using Moy's methodology and the Merchant-Rankine modified formula. The correction factor K_{FMRm} was also calculated.

The software used to make the nonlinear elastic geometric analysis was Midas Civil which runs using algorithms that formulate the finite elements method.

In the end some conclusions are taken and suggestions are made for future follow-up research and development (R&D) studies.

KEYWORDS: composite columns, in-filled square hollow sections, self-compacting concrete, ultimate strength, interaction diagrams.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVO	1
1.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS	2
1.3. INTERESSE DO TEMA ABORDADO	3
1.4. ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS	4
2. ESTADO DA ARTE	5
2.1. ESTUDOS EXPERIMENTAIS	5
2.1.1. MODOS DE ROTURA	7
2.1.2. BETÕES DE ALTA RESISTÊNCIA EM COLUNAS	7
2.2. ESTUDOS ANALÍTICOS	9
2.3. IMPORTÂNCIA DA LIGAÇÃO AÇO-BETÃO	9
2.4. OUTROS MATERIAIS APLICADOS A COLUNAS	10
3. PRINCÍPIOS TEÓRICOS PATENTES NESTE TRABALHO	11
3.1. INSTABILIDADE ESTRUTURAL	11
3.1.1. FÓRMULA DE RANKINE-GORDON	12
3.1.2. ADAPTAÇÃO DA FÓRMULA DE RANKINE-GORDON A COLUNAS MISTAS	12
3.1.3. FÓRMULA DE MERCHANT-RANKINE	13
3.1.3.1. COEFICIENTE DE CORREÇÃO DA FÓRMULA MERCHANT-RANKINE	13
3.2. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS	14
3.2.1. DEFORMADA INICIAL	15
3.2.2. EXCENTRICIDADES DE CARGA	16
3.2.3. DIAGRAMA DE SOUTHWELL	18
3.3. RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA DE SECÇÕES DE COLUNAS	19
3.4. EQUAÇÕES DE INTERAÇÃO CARGA AXIAL-MOMENTO FLETOR PARA COLUNAS TUBULARES EM AÇO	19

3.5. EQUAÇÕES DE INTERAÇÃO CARGA AXIAL-MOMENTO FLETOR PARA COLUNAS TUBULARES MISTAS 21

3.5.1. DESENVOLVIMENTOS DAS EQUAÇÕES DE INTERAÇÃO 27

4. ENSAIOS DAS COLUNAS MISTAS E SEU IMPACTO TÉCNICO 29

4.1. PROCEDIMENTO 29

4.1.1. CARACTERIZAÇÃO DAS COLUNAS 29

4.1.2. DEFORMAÇÕES INICIAIS 30

4.1.3. BETONAGEM 32

4.1.3. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS 29

4.1.4. EXCENTRICIDADES DE CARGA 37

4.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS 37

4.3. TRATAMENTO DE DADOS E DISCUSSÃO DE RESULTADOS 41

4.3.1. DADOS COMPUTACIONAIS 41

4.3.2. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS COMPUTACIONAIS 42

4.3.3. DADOS EXPERIMENTAIS 43

4.3.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS 44

4.3.5. CARGAS ÚLTIMAS DE ENSAIO E TEÓRICAS 44

4.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE POTENCIAIS MELHORIAS DE FUTUROS ENSAIOS EXPERIMENTAIS ... 48

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 49

5.1. SÍNTESE GERAL 49

5.2. CONCLUSÕES 49

5.3. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 50

ANEXO A1

RESULTADOS DOS TRABALHOS EXPERIMENTAIS 57

COLUNA 1 59

COLUNA 2 61

COLUNA 3 65

COLUNA 4 69

COLUNA 5	73
COLUNA 6	77
COLUNA 7	81
COLUNA 8	85
ANEXO A2	89
ENSAIO À COMPRESSÃO DE PROJETES CILÍNDRICOS	91
ANEXO A3	93
DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE EM COMPRESSÃO	95

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Fig.1.1 – Tipos de secções transversais mais utilizadas	2
---	---

CAPÍTULO 2 - ESTADO DA ARTE

CAPÍTULO 3 - PRINCÍPIOS TEÓRICOS PATENTES NESTE TRABALHO

Fig.3.1 – Diagrama de interacção de Merchant-Rankine: FMR e FMR modificado, adaptado de Moy [13].....	14
Fig.3.2 – Configuração de deformada inicial, adaptado de Reis e Camotim [32].....	15
Fig.3.3 – Excentricidade de carga, adaptado de Reis e Camotim [32].....	15
Fig.3.4 – Configuração deformada inicial, adaptado de Reis e Camotim [32].....	15
Fig.3.5 – Trajetória de equilíbrio de uma coluna comprimida axialmente sujeita a uma deformada inicial, adaptado de Reis e Camotim [32].....	16
Fig.3.6 – Coluna submetida a carregamento excêntrico, adaptado de Reis e Camotim [32]	17
Fig.3.7 – Trajetória de equilíbrio de uma coluna comprimida axialmente de forma excêntrica, adaptado de Reis e Camotim [32].....	17
Fig.3.8 – Diagramas de Southwell	18
Fig.3.9 – Relação momento-curvatura, adaptado de Chen e Atsuta [39].....	19
Fig.3.10 – Curvas de interação para secções retangulares e secções em I, adaptado de Moy [34] e de Barros, Gonçalves e Cesar [14]	21
Fig.3.11 - Secção transversal reta quadrada das colunas analisadas nesta dissertação, onde b representa a dimensão exterior da secção, e t a espessura das paredes do tubo de aço.	21
Fig.3.12 - Eixo neutro plástico na sua posição de flexão pura	22
Fig.3.13 - Diagramas de tensões no aço provocados pela descida do eixo neutro	22
Fig.3.14 - Diagramas de tensões no aço quando o eixo neutro se desloca para a “parede” de aço	23
Fig.3.15 – Curvas de Interação para as secções retangulares cheias, secções em I e quadrangulares ocas	25
Fig.3.16 - Diagramas de tensões na secção para a hipótese $\frac{z}{2} < \frac{b}{2} - t$ considerando a contribuição do betão.....	25
Fig.3.17 - Diagramas de tensões na secção para a hipótese $\frac{z}{2} \geq \frac{b}{2} - t$ considerando a contribuição do betão.....	26

Fig.3.18 – Diagramas de interacção para secção quadrada mista confrontados com os anteriormente explicitados	27
Fig.3.19 – Diagramas de interacção para a função f	28
Fig.3.20- Diagramas de interacção para as secções mistas calculadas com as funções g e f , e para a secção quadrangular de aço	28

CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DAS COLUNAS MISTAS E SEU IMPACTO TÉCNICO

Fig.4.1 – Colunas antes da betonagem.....	29
Fig.4.2 - Desenho esquemático da divisão das colunas em estações.	30
Fig.4.3 - Eixos ortogonais de referência onde: $x_a x_d$ referem-se ao plano xx e $y_a y_d$ referem-se ao plano yy	30
Fig.4.4 – Demarcação das estações e dos planos xx e yy	31
Fig.4.5 – Registo do padrão de deformações iniciais.	31
Fig.4.6 – Esq.: Padrão de deformações da coluna 8 segundo o eixo dos xx ; Dir.: Padrão de deformações da coluna 8 segundo o eixo dos yy	32
Fig.4.7 – Realização de uma amassadura	32
Fig.4.8 - Esq.: Cone de Abrams; Dir.: Betão espalhado ao qual se mediu o diâmetro de acordo com [44]	33
Fig.4.9 - Teste do funil em V - Esq.: Enchimento do funil com betão; Dir.: Cronometragem do tempo que o betão demora a passar pelo funil de acordo com [45]	33
Fig.4.10 – 8 colunas betonadas	34
Fig.4.11 – Colunas após betonagem e provetes.....	34
Fig.4.12 – Máquina de compressão universal.....	35
Fig.4.13 – Pórtico resistente	36
Fig.4.14 – Apoio superior - Atuador.....	36
Fig.4.15 – a) Cadilho utilizado no ensaio da primeira coluna; b) Cadilho fabricado tendo em conta a carga máxima a ser aplicada.....	36
Fig.4.16 – LVDT's	37
Fig.4.17 – Inclínómetros	37
Fig.4.18 – Cadilho deformado após primeiro ensaio.....	38
Fig.4.19 – 1ª coluna no final do ensaio	38
Fig.4.20 – Primeira e segunda coluna após serem ensaiadas	39
Fig.4.21 – Diagrama carga-deslocamento da Coluna 8.....	40
Fig.4.22 – Trajectória da secção a meia altura da Coluna 8.....	40
Fig.4.23 - Imagem do modelo utilizado para simular cada coluna no Midas	41

Fig.4.24 - Pormenor do “rigid link” realizado para simular a excentricidade da aplicação da carga axial	41
Fig.4.25 – Curva de carga-deslocamento da secção média da Coluna 8	42
Fig.4.26 – Diagrama de Southwell da Coluna 8.....	43
Fig.4.27 – Diagrama de interacção da FMR modificado segundo o plano xx	46
Fig.4.28 – Diagrama de interacção da FMR modificado segundo o plano yy	46
Fig.4.29 - Diagrama de interacção da FMR modificada para o $k_{FMR,médio} = 0.746$ (linha a cheio verde)	47

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

ANEXO A1 - RESULTADOS DOS TRABALHOS EXPERIMENTAIS

Fig.A1.1 – Coluna 1 antes do ensaio	59
Fig.A1.2 – Coluna 1 depois do ensaio	59
Fig.A1.3 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx	60
Fig.A1.4 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy	60
Fig.A1.5 – Coluna 2 antes do ensaio	61
Fig.A1.6 – Coluna 2 depois do ensaio	61
Fig.A1.7 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx	62
Fig.A1.8 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy	62
Fig.A1.9 – Diagrama de Southwell.....	62
Fig.A1.10 – Diagrama comparativo das quatro curvas estudadas	63
Fig.A1.11 – Coluna 3 antes do ensaio	65
Fig.A1.12 – Coluna 3 depois do ensaio	65
Fig.A1.13 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx	66
Fig.A1.14 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy	66
Fig.A1.15 – Trajectória da secção a meia altura.....	66
Fig.A1.16 – Diagrama de Southwell.....	67
Fig.A1.17 – Diagrama comparativo das quatro curvas estudadas	67
Fig.A1.18 – Coluna 4 antes do ensaio	69
Fig.A1.19 – Coluna 4 depois do ensaio	69
Fig.A1.20 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx	70
Fig.A1.21 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy	70
Fig.A1.22 – Trajectória da secção a meia altura.....	70
Fig.A1.23 – Diagrama de Southwell.....	71

Fig.A1.24 – Diagrama comparativo das quatro curvas estudadas	71
Fig.A1.25 – Coluna 5 antes do ensaio	73
Fig.A1.26 – Coluna 5 depois do ensaio.....	73
Fig.A1.27 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx	74
Fig.A1.28 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy	74
Fig.A1.29 – Trajectória da secção a meia altura	74
Fig.A1.30 – Diagrama de Southwell	75
Fig.A1.31 – Diagrama comparativo das quatro curvas estudadas	75
Fig.A1.32 – Coluna 6 antes do ensaio	77
Fig.A1.33 – Coluna 6 depois do ensaio.....	77
Fig.A1.34 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx	78
Fig.A1.35 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy	78
Fig.A1.36 – Trajectória da secção a meia altura	78
Fig.A1.37 – Diagrama de Southwell	79
Fig.A1.38 – Diagrama comparativo das quatro curvas estudadas	79
Fig.A1.39 – Coluna 7 antes do ensaio	81
Fig.A1.40 – Coluna 7 depois do ensaio.....	81
Fig.A1.41 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx	82
Fig.A1.42 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy	82
Fig.A1.43 – Trajectória da secção a meia altura	82
Fig.A1.44 – Diagrama de Southwell	83
Fig.A1.45 – Diagrama comparativo das quatro curvas estudadas	83
Fig.A1.46 – Coluna 8 antes do ensaio	85
Fig.A1.47 – Coluna 8 depois do ensaio.....	85
Fig.A1.48 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx	86
Fig.A1.49 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy	86
Fig.A1.50 – Trajectória da secção a meia altura	86
Fig.A1.51 – Diagrama de Southwell	87
Fig.A1.52 – Diagrama comparativo das quatro curvas estudadas	87

ANEXO A2 - ENSAIO À COMPRESSÃO DE PROVETES CILÍNDRICOS

ANEXO A3 - DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE EM COMPRESSÃO

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

CAPÍTULO 2 - ESTADO DA ARTE

CAPÍTULO 3 - PRINCÍPIOS TEÓRICOS PATENTES NESTE TRABALHO

CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DAS COLUNAS MISTAS E SEU IMPACTO TÉCNICO

Tabela 4.1 – Excentricidades de carga.....	37
Tabela 4.2 – Tabela Resumo dos resultados experimentais.....	39
Tabela 4.3 – N ^o de pontos utilizados para efetuar o método de Southwell	44
Tabela 4.4 – Tabela de comparação entre P_{cr} experimental e P_{cr} da AENL	44
Tabela 4.5 – Tabela de comparação entre $P_{último}$ teórico e experimental.....	45
Tabela 4.7 – Factor de correcção $k_{FMR,médio}$	47
Tabela 4.8 – Tabela de comparação do P_u experimental com o P_u teórico	47

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

ANEXO A1 - ENSAIO À COMPRESSÃO DE PROVETES CILÍNDRICOS

ANEXO A2 - DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE EM COMPRESSÃO

ANEXO A3 - RESULTADOS DOS TRABALHOS EXPERIMENTAIS

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ALFABETO LATINO (MAIÚSCULAS)

A - Área da secção

B - Comprimento de uma secção quadrada segundo Meichun, Jianxin, Qingxiang e Xiufeng

D - Diâmetro de colunas tubulares circulares

E - Módulo de elasticidade [GPa]

$E_{cm,cl}$ - Módulo de elasticidade médio do betão determinado em provetes cilíndricos

E_t - Módulo de elasticidade tangencial [GPa]

I - Momento de Inércia da secção transversal

K_{ab} - Constante de majoração, obtida pelas expressões de Euler, para converter a resistência das colunas em aço na resistência de colunas em aço-betão

L - Comprimento de uma coluna

M_p - Momento plástico de uma secção

$M_{p,aço}$ - Momento plástico da secção só de aço

M'_{misto} - Momento plástico, reduzido pelo esforço axial, de uma secção quadrada aço-betão

M'_p - Momento plástico, reduzido pelo esforço axial, de uma secção quadrada

$M_{p,reduced}$ - Momento fletor plástico da secção reduzido pela existência do esforço axial

$N_{b,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço axial de resistência à encurvadura

P - Carga axial atuante numa coluna

P_{cr} - Carga axial crítica [KN]

$P_{cr,a}$ - Carga crítica elástica da coluna de aço

$P_{cr,ab}$ - Carga crítica elástica da coluna de aço e betão

P_E - Carga de Euler

P_p - Carga de esgotamento plástico da secção

$P_{p,misto}$ - Carga de esgotamento plástico da secção mista, aço-betão

$P_{p,aço}$ - Carga de esgotamento plástico da secção só de aço

P_r - Carga de Rankine-Gordon

$P_{RG, mistas}$ - Carga máxima obtida pela fórmula de Rankine-Gordon para colunas mistas

P_u - Carga axial última [KN]

P_y - Carga plástica da secção

$P_{y,a}$ - Carga plástica da coluna de aço

$P_{y,ab}$ - Carga plástica da coluna de aço e betão

ALFABETO LATINO (MINÚSCULAS)

b - Comprimento de uma secção quadrada

e - excentricidade de carga

e_x - Excentricidade da carga atuante relativamente ao eixo longitudinal de uma coluna segundo o eixo dos xx

e_y - Excentricidade da carga atuante relativamente ao eixo longitudinal de uma coluna segundo o eixo dos yy

f_c - Tensão de resistência à compressão do betão

$f_{cm,cil}$ - Tensão de resistência média à compressão do betão determinada em provetes cilíndricos

f_y - Tensão de cedência do aço

i - Raio de giração

k_{FMRm} - Coeficiente de correção da Fórmula de Merchant-Rankine

l - Comprimento da escora

t - Espessura de colunas tubulares

w_0 - Deformada inicial de uma peça

w - Deformada de uma peça

z - Profundidade da parcela da distribuição das tensões resultantes da atuação da carga axial P

z_0 - Imperfeição inicial

z_i - Curvatura inicial ou excentricidade

ALFABETO GREGO

α - Fator de imperfeição relacionado com a curva de encurvadura

δ - Deslocamento máximo

λ_{cr} - Parâmetro proveniente da análise limite

λ_p - Parâmetro de carga plástico

λ_u - Parâmetro de carga último

σ_y - Tensão de cedência do aço

σ_c - Tensão de resistência à compressão do betão

ABREVIATURAS

AENL - Análise elástica não linear

DEC - Departamento de Engenharia Civil

BAC - Betão auto-compactável

EC4 - Eurocode 4 (EN1994-1-1:2004)

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FMR - Fórmula de Merchant-Rankine

FMR_{modificada} - Fórmula de Merchant-Rankine modificada

LABEST- Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural

LVDT's - Linear Variable Differential Transformers

RVDT's - Rotary Variable Differential Transformers

RHS - Rectangular Hollow Section

SHS - Square Hollow Section

1

INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVO

Este trabalho foi realizado no âmbito da disciplina Dissertação em Estruturas e tem como fim fazer um estudo da instabilidade de colunas mistas de secção quadrada (SHS) preenchidas com betão na perspectiva de estender anteriores resultados obtidos para colunas mistas de secção circular. [1]

1.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As colunas tubulares apresentam um conjunto de características que as tornam extremamente apelativas para a construção. Com a evolução socioeconómica surgem exigências no âmbito da maior rapidez de execução que são satisfeitas com este tipo de elementos estruturais.

Podendo ser aplicadas a qualquer tipo de estrutura, é nos edifícios de grande altura que a sua utilização se encontra mais estendida, o que se deve ao facto de, quando comparadas com as colunas de betão armado, a sua secção transversal ser mais reduzida para um mesmo esforço axial.

A associação do betão com o aço estrutural melhora a resistência ao fogo dos perfis em aço e simultaneamente diminui os fenómenos de encurvadura local.

Existem vários tipos de secções transversais de colunas mistas conforme se apresenta na Fig.1.1.

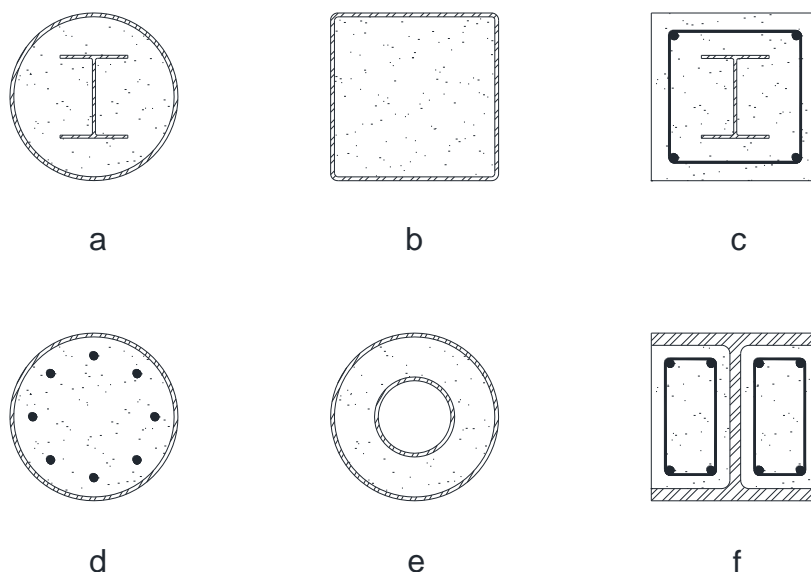


Fig. 1.1 – Tipos de secções transversais mais utilizadas

Atualmente, as colunas mistas com perfis de aço totalmente betonados têm pouca utilização, Fig.1.1 - c, já que necessitam de cofragem para serem executadas, o que aumenta os tempos e os custos de construção. Assim, as colunas mistas com perfis tubulares cheios de betão tornam-se soluções mais atrativas, Fig. 1.1 - b e d, já que o tubo funciona simultaneamente como cofragem e como armadura, o que permite diminuir os tempos de construção. Na generalidade dos casos, as colunas tubulares cheias de betão são desprovidas de armadura no interior, mais uma vez, devido à exigência da velocidade de construção. Em situações em que as colunas possam estar sujeitas a ações de fogo é frequente recorrer à inserção de um tubo em aço no seu interior ou eventualmente a uma armadura longitudinal, Fig.1.1 – d e e. Para evitar a utilização de cofragem e também para proteger o tubo numa situação de incêndio, empregam-se as colunas parcialmente betonadas, Fig.1.1 – f.

Apesar destes elementos estruturais começarem a ser cada vez mais utilizados ainda há lacunas de informação no que diz respeito ao seu comportamento face a fenómenos e solicitações a que são sujeitos durante a sua vida útil, mais especificamente, às cargas axiais. Este trabalho visa contribuir para a redução destas falhas tendo sido feita uma análise teórico-experimental sobre a capacidade axial resistente das colunas tubulares mistas de aço-betão de secção quadrada, com vista a analisar as influências de certos parâmetros condicionantes.

Nesta dissertação efetuou-se a caracterização do padrão de deformações iniciais de 8 colunas com 1,90 m de altura preenchidas com betão auto compactável. Após os ensaios realizados no pórtico de reação do Laboratório de Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, LABEST, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, onde se caracterizaram a trajetória de carregamento até à carga última e alguns estádios de deformação posteriores, compararam-se os resultados com uma análise computacional obtidos por software adequado que permite fazer uma análise elástica não-linear destas colunas, nomeadamente o MIDAS Civil.

1.3. INTERESSE DO TEMA ABORDADO

Pelas razões acima mencionadas as colunas de tubulares de betão encamisado em aço têm vindo a tornar-se um elemento estrutural relativamente frequente na construção moderna.

O uso do betão na construção exige sempre a utilização de aço devido à sua fraquíssima resistência aos esforços de tração, mesmo nas estruturas mais correntes. Mas a possibilidade de combinar todas as características que tornam o aço estrutural um material nobre com as qualidades do betão, transformando o funcionamento do elemento num composto, constitui um avanço tecnológico na prática da engenharia civil.

É, portanto, perfeitamente justificável que se alarguem os conhecimentos sobre o comportamento estrutural deste tipo de elementos face às solicitações a que as estruturas estarão sujeitas durante o seu tempo de vida quer sobre a forma do seu desempenho quer sobre a capacidade resistente. No caso específico das colunas tubulares mistas ainda existe carência de informação e intenta-se, neste trabalho, combater algumas dessas falhas.

Existem artigos publicados sobre estudos acerca de colunas de betão armado encamisadas com polímeros ou plásticos reforçados com fibras. O próprio betão também pode ser reforçado com fibras, por exemplo, de vidro.

No que diz respeito ao dimensionamento de secções mistas, utiliza-se o Eurocódigo 4, no entanto os métodos do mesmo não se adequam completamente a este tipo de colunas já que só permitem a utilização de betões com tensão de resistência à compressão inferior a 50 MPa, pondo de parte a utilização de betões de alta resistência, resistência esta avaliada em provetes cilíndricos, o que significa que os diagramas de interação das secções mistas consideradas para betões de elevado desempenho, que é o caso do betão utilizado neste trabalho, não são apropriadas. [2]

As principais razões que justificam o uso do tipo de elementos estruturais aqui estudados são o comportamento espacial, o excelente comportamento face a efeitos de torção, boa ductilidade, boa resistência ao fogo, a dispensa do uso de cofragem, uma vez que o perfil tubular funciona como cofragem perdida na fase de construção, e também, como reforço na fase de serviço e a possibilidade de serem utilizados em qualquer tipo de estrutura, com especial interesse nos edifícios de grande altura.

São ainda de salientar a capacidade de formação de rótulas plásticas, a possibilidade de pré-fabricação e a facilidade na execução das ligações entre as colunas e as vigas.

O tubo em aço, para além de elemento resistente, funciona como uma cinta contínua, o que permite a mobilização de tensão de confinamento que acresce a resistência do betão interior. É possível utilizar secções transversais mais reduzidas; devido à diminuição da percentagem de armadura e do betão interior, consegue-se um incremento da resistência ao fogo, podendo reduzir-se a percentagem da espessura da proteção contra incêndio. E ainda, diminuem os problemas associados à aderência e deslizamentos ao longo das superfícies de contacto entre o aço e o betão, dada a impossibilidade do betão se separar do aço quando na presença de esforços de compressão.

Apesar destes elementos estruturais serem bastantes interessantes pelas razões já referidas, eles apresentam desvantagens. Chen [3] menciona algumas, como por exemplo: a aderência aço-betão que é muito importante para a eficiência do comportamento das colunas, que é especialmente influenciada pela compactação do betão, e que garante a transferência apropriada de esforços de corte; e o aumento da esbelteza provocado pela diminuição da secção, o que torna mais relevantes os efeitos de segunda ordem.

Para eliminar o problema da compactação do betão, utilizou-se, neste trabalho, betão auto compactável (BAC) visto o mesmo não necessitar de ser vibrado.

Com a utilização de BAC podem também excluir-se os custos associados à vibração e otimizar-se o tempo de execução, usufruindo de um betão de alta resistência.

1.4. ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS

Conforme supra referido o intuito desta dissertação é fazer um estudo comparativo entre resultados experimentais e computacionais acerca do comportamento de colunas mistas quando solicitadas por cargas de compressão axiais.

No presente capítulo é feita uma breve introdução do tema investigado onde se expõem os objetivos do trabalho, o seu interesse e a forma como o mesmo está estruturado, bem como um resumo de cada capítulo.

No segundo capítulo apresenta-se um apanhado geral do estado da arte, os trabalhos que têm sido realizados relacionados com o tema desta dissertação, os trabalhos de investigação mais relevantes e as suas conclusões, que em muito contribuíram para a realização deste trabalho e para o avanço tecnológico da construção, nomeadamente no que diz respeito ao aumento progressivo da utilização de colunas mistas.

Os princípios teóricos para a análise não linear de colunas são explicitados no capítulo 3. Aqui define-se o elemento estrutural, viga-coluna e desenvolvem-se os conceitos teóricos das suas análises. Apresentam-se os conceitos relativos à instabilidade estrutural e às imperfeições geométricas evidenciando a influência que as mesmas têm no comportamento de colunas mistas.

No capítulo 4 procede-se a uma descrição dos ensaios realizados no LABEST, apresentam-se os resultados e realiza-se uma discussão dos mesmos comparando os resultados experimentais com os resultados teóricos.

Faz-se uma breve referência a potenciais melhorias nos ensaios, criticando possíveis erros e imprecisões, propondo alternativas para colmatar essas falhas na ocorrência de trabalhos futuros.

No quinto e último capítulo revelam-se as conclusões inferidas dos resultados teóricos e experimentais expostos nos capítulos anteriores.

Propõem-se possíveis desenvolvimentos futuros nomeadamente mais investigação sobre determinados aspetos do comportamento das colunas mistas.

2 ESTADO DA ARTE

Dois tipos de colunas mistas são usados frequentemente na construção: as de secção metálica revestidas com betão e as de secção metálica cheias com betão, ou seja, tubos de betão encamisado com aço estrutural.

Para as colunas mistas em que o perfil de aço se encontra revestido por betão, total ou parcialmente, têm sido conduzidos estudos extensivos. As colunas de secção de aço oca preenchida com betão têm recebido atenção limitada quando comparadas com as anteriores.

As colunas revestidas por betão tornaram-se as colunas preferencialmente escolhidas em muitas estruturas sismicamente resistentes. Sob grandes esforços de flexão, o betão exterior fendilha resultando numa redução de rigidez, no entanto o perfil interior de aço fornece capacidade resistente de corte e ductilidade quando a estrutura está sujeita a ciclos de carga sequenciais.

Colunas de aço preenchidas com betão têm sido utilizadas em estruturas do tipo elementos de pontes sujeitas ao impacto do tráfico, colunas para suportar depósitos de armazenamento, tabuleiros ferroviários, colunas em edifícios altos e como pilares.

Estas colunas necessitam de isolamento adicional quando se torna necessária proteção ao fogo.

Devido ao crescente uso de colunas mistas têm sido levados a cabo vários estudos teóricos e experimentais.

De seguida apresenta-se uma síntese dos trabalhos mais relevantes para o tema, nomeadamente estudos experimentais e analíticos sobre o comportamento de colunas mistas esbeltas. Mencionam-se trabalhos sobre o uso de betões de alta resistência, o efeito da encurvadura local, força da ligação aço-betão, confinamento do betão e comportamento sísmico com a finalidade de perceber o comportamento e capacidade resistente das mesmas.

2.1. ESTUDOS EXPERIMENTAIS

Alguns dos primeiros estudos realizados em colunas mistas foram levados a cabo por Burr [4] e seguidos por outros investigadores ao longo dos anos. Foram realizados trabalhos experimentais no sentido de ajudar na análise e modelação, e formulação de critérios de dimensionamento.

Para as secções de aço revestido com betão foram conduzidos estudos por Mirza and Skrabek [5,6] que investigavam o efeito das resistências do betão e do aço, as dimensões das secções transversais de betão e aço, a presença de perfis de aço e armadura ordinária na resistência da coluna mista, examinando dois rácios de 0 e 21.9 e fizeram variar um rácio de excentricidade de 0 a 4 com um

intervalo de 0.05. Os resultados indicam que o ratio de excentricidade na extremidade de 0.5 ou inferior são críticos uma vez que têm um efeito significativo na resistência das vigas-coluna.

Hunaiti e Fattah [7] investigaram a capacidade resistente de colunas mistas de 2.4 metros de comprimento de encurvadura parcialmente revestidas com betão sujeitas a cargas axiais excêntricas. As variáveis estudadas incluem a excentricidade da carga aplicada, o rácio de excentricidades nas extremidades das colunas e o efeito da resistência do betão. Em todos os testes foram observadas fissuras para cargas de cerca de 70% da carga última. A resistência máxima das colunas foi obtida a partir de métodos de deflexão usando a técnica de integração numérica de Newmark.

Foram conduzidos testes em duas colunas tubulares de 14 metros de altura e 33 cm de diâmetro de secção transversal, uma oca e outra cheia com betão. [8] Concluiu-se que o betão aumenta a capacidade resistente da coluna sem haver necessidade de aumentar as dimensões da coluna.

Prion e Boehme [9] experimentaram em colunas tubulares de aço com rácio de diâmetro-espessura (D/t) de 92 e tensão de cedência f_y num intervalo de 250-350 MPa, cheias com betão cuja tensão de resistência à compressão f_c se encontrava entre 70 e 90 MPa. Perceberam que o efeito de confinamento do betão era significativo em colunas de rácio L/D (comprimento da coluna/diâmetro da coluna) inferior a 15 e que não foi encontrada uma diferença expressiva na capacidade resistente entre espécimes de colunas curtas e longas ou entre o carregamento feito em toda a secção ou só no betão.

Secções retangulares de aço ocas cheias com betão de 3 metros de altura foram testadas para 3 tipos de carregamento diferentes, nomeadamente axial, flexão simples aplicada segundo o eixo de maior e menor inércia da secção e flexão composta [10]. O efeito do rácio das excentricidades nas extremidades das colunas, e_x/D e e_y/D , até 0.5 também foi estudado. Na maioria das colunas, a tensão de cedência foi alcançada, nas zonas comprimidas, para cargas variando entre 80% e 90% da carga última. Depois de atingida a carga última, os esforços de tração atingiram a cedência enquanto as colunas foram sujeitas a grandes deslocamentos laterais e conseqüentemente a grandes momentos fletores. Chegou-se à conclusão que o modo de rutura de todas as colunas foi um modo de encurvadura global, sem qualquer sinal de encurvadura local da secção de aço. Outros testes seguidos por Shakir-Khalil e Mouli [11] elaborados em colunas de secção retangular de aço preenchida com betão mostraram que o enchimento com betão aumenta consideravelmente a capacidade resistente da coluna. Para além de variar a secção da coluna, os efeitos da variação das capacidades resistentes de cálculo do aço, a capacidade resistente avaliada em provetes cúbicos do betão e o comprimento das colunas foram também investigados. A resistência relativa das colunas mistas em relação às de aço aumenta quando as dimensões da secção de aço são aumentadas, e com o uso de betões de alta resistência.

Shakir-Khalil e Rawdan [12] utilizaram o software ABAQUS para analisar as cargas últimas e as relações cargas-deslocamentos até e para além do colapso, de colunas mistas cheias com betão de 3, 4 e 5 metros. A capacidade resistente à tração do betão foi considerada como sendo 10% da capacidade resistente à compressão na encurvadura, isto é, $0.06f_{cu}$. Resultados de um resultado experimental de um estudo sobre o comportamento elasto-plástico de colunas em e com betão armado sujeitas a compressão excêntrica nos dois sentidos mostrou que a curva carga-deformação apresenta um pico pronunciado de uma coluna curta devido a um esmagamento do betão, enquanto o efeito P- Δ foi mais pronunciado numa coluna longa aquando de um descarregamento gradual. [13]

Barros, César e Gonçalves [14] fizeram um estudo sobre o comportamento não linear geométrico e material de colunas circulares onde compararam colunas tubulares ocas de aço com colunas de aço preenchidas com betão. Utilizaram o programa TBCOL para fazer previsões computacionais e ensaios experimentais dos quais obtiveram resultados válidos e úteis. Calcularam ainda curvas de interação esforço axial-momento fletor através da fórmula Merchant-Rankine concluindo que os valores de carga última obtidos pela mesma são conservativos mas que ainda se justifica a sua utilização.

2.1.1. MODOS DE ROTURA

As colunas mistas de pequeno comprimento exibem um mecanismo de rotura caracterizado pela cedência do aço e pelo esmagamento do betão. As colunas de comprimento médio têm um comportamento inelástico e falham pela cedência parcial do aço, esmagamento do betão à compressão e fendilhação à tração. Quando é aplicada uma carga excêntrica à coluna na direção de maior inércia, pode ocorrer flexão biaxial, caso a sua rigidez a fenómenos como a encurvadura nessa direção seja menor que a correspondente rigidez na direção de menor inércia. Em colunas sujeitas a este tipo de flexão, o eixo neutro muda a sua posição continuamente, combinando translação e rotação. A rigidez da coluna varia ao longo do seu comprimento, devido às diferenças do estado de fendilhação entre as extremidades e a secção central, onde a fendilhação é maior. Alguns destes modos de encurvadura local foram estudados por Ge et al [15] comparando colunas só de aço, colunas de aço preenchidas com betão, com elementos de contraventamento, *stiffeners*, e sem os mesmos.

Nas colunas mistas analisadas, verificou-se que o betão preveniu a encurvadura local dos elementos de contraventamento longitudinais. Mesmo quando a rigidez dos *stiffeners* é baixa, concluiu-se que os mesmos influenciaram bastante a encurvadura global das colunas.

Nas colunas de aço ocas, encurvadura local nas paredes das colunas ocorreu antes das mesmas atingirem a carga máxima. Já nas colunas mistas a encurvadura local aconteceu inicialmente numa só parede de cada coluna imediatamente antes de ser alcançada a sua carga máxima e após ser atingido o pico de carga ocorreram as restantes deformações por encurvadura. As deformações aumentam e aceleram depois de ocorrer encurvadura local e fissuras na soldadura ocorreram em algumas das colunas de aço preenchidas com betão.

2.1.2. BETÕES DE ALTA RESISTÊNCIA EM COLUNAS

O aço de alta resistência tem inúmeras vantagens na construção de edifícios altos, sendo que o seu baixo peso e alta resistência são as suas características mais vantajosas, principalmente no caso de sismos.

A rigidez do betão aumenta com a sua tensão característica. Betão de elevada resistência tem um modelo de elasticidade inicial que aumenta bruscamente com a sua resistência à compressão e com a sua densidade [16]. Rangan e Joyce [17] e O'Brian e Rangan [18] elaboraram relatórios dos testes realizados com cargas excêntricas aplicadas a ambas as extremidades de colunas de aço tubulares esbeltas, preenchidas com aço de elevada resistência. Em todos os testes ocorreu a rotura do betão a meia altura, na zona de compressão, verificando-se que as fibras extremas das secções não atingiram a tensão de cedência do aço. Os cálculos de Rangan e Joyce [17] ficaram bastante longe dos resultados experimentais, com diferenças até 68% para a carga última.

Foram realizadas experiências semelhantes para estudar o comportamento de colunas do tipo atrás mencionado com espessuras de aço muito baixas e betões de muito grande resistência (115 MPa) [19].

Realizando testes tanto com cargas axiais como excêntricas, verificou-se que a resposta à descompressão do betão é rápida e pode exibir uma reversão da deformação experimentalada, o chamado *snap-back process*.

O betão de elevada resistência tem menos agregados grosseiros e mais materiais finos que o betão convencional. Apesar de se conseguir atingir resistências maiores, há visíveis perdas na sua rigidez, o que não acontece em colunas preenchidas com betões de resistência normal [15]. O ritmo da deformação é alto após ser atingido o pico de carga, apesar da carga ser mantida em valores constantes num certo nível de carregamento, e portanto, a rigidez decresce rapidamente em colunas mistas preenchidas com betão.

Meichun, Jianxin, Qingxiang e Xiufeng [20] realizaram um estudo experimental onde utilizaram betão autocompactável de alta resistência em 18 colunas mistas com secção transversal quadrada sujeita a uma carga axial centrada e onde foi colocada ainda armadura no interior para reforçar o betão em alguns elementos. Concluíram que os modos de rotura das colunas com e sem a secção interior de aço são bastante diferentes porque a secção de aço interior pode retardar o esmagamento do betão; que o efeito de confinamento só se verifica quando a carga atuante atinge 80% da carga última das colunas e que tanto o tubo de aço como a secção de aço interior entram em cedência quando se alcança a carga última. A relação entre a altura da coluna, L , sobre o comprimento da secção quadrada, B , (L/B) tem um efeito muito marcante na resistência última da coluna, pelo que os autores aconselham à não utilização de colunas com valores altos de L/B na prática da engenharia civil. A existência do perfil interior só influencia o comportamento da coluna depois de ser atingido o pico de carga e portanto a sua contribuição para a capacidade resistente do betão pode ser desprezada. Propuseram ainda, fórmulas para o cálculo da carga última resistente de colunas mistas sujeitas a uma carga axial centrada com as quais obtiveram resultados próximos dos obtidos experimentalmente.

Uy e Patil [21] apresentaram um estudo do comportamento de colunas em caixa de aço de elevada resistência preenchidas com betão. Esse estudo relata que, neste tipo de colunas, o aço pode não atingir a sua tensão de cedência quando o betão atinge a rotura, dependendo da tensão de cedência do aço.

Um estudo de comparação de custos mostra que este tipo de colunas requer menos 50% de material, comparando com as colunas de caixa de aço convencionais, permitindo reduzir as dimensões da coluna.

Barros e BlazeVICIUS [22] elaboraram um estudo experimental em colunas curtas cujos resultados visavam validar os procedimentos de cálculo do Eurocódigo 4.

Qingxiang, Dazhou e Ping [23] elaboraram um estudo experimental com vista a analisar a tensão e a ductilidade de colunas tubulares em aço com o núcleo em betão armado. Os ensaios tiveram como finalidade averiguar a influência; da tensão do betão constituinte do núcleo das colunas, o nível de confinamento, a quantidade de aço estrutural e a esbelteza dos exemplares ensaiados. Os exemplares experimentados eram de dois tipos; colunas em aço encamisado em betão e betão encamisado em aço. Com este trabalho, os autores retiraram algumas conclusões:

- Esta tipologia de colunas é vantajosa, uma vez que a tensão, ductilidade e energia de absorção das colunas é aumentada consideravelmente por causa da interação entre o tubo em aço, o aço interior e o betão;
- A secção em aço previne as fissuras por corte do betão constituinte do núcleo;
- O aço de reforço das colunas compostas incrementa a tensão crítica e a ductilidade; estes parâmetros são igualmente aumentados com o aumento do efeito do confinamento do betão;

- Quanto maior for a esbelteza da coluna, menor é a sua capacidade resistente
- As expressões que permitem prever a carga última das colunas, por eles propostas no referido trabalho, conduzem a resultados satisfatórios.

2.2. ESTUDOS ANALÍTICOS

A carga última de uma coluna pode ser definida como a carga máxima para a qual a sua rigidez se torna zero. A determinação desta carga pode ser dificultada por certos fatores, como a não-linearidade dos materiais, imperfeições geométricas e tensões residuais na secção de aço. Envolve subdividir a secção transversal em várias partes para permitir que a distribuição de esforços seja idealizada como uma única função linear. As forças em cada parte podem, então, ser estabelecidas e integradas de forma a obter-se o esforço axial. Quando o esforço axial converge com a carga aplicada, o eixo neutro é definido. Analisar uma secção consiste em estabelecer uma curva de interação entre cargas e momentos. Numa coluna carregada excentricamente, a interseção entre a curva da carga com a envolvente de esforços é dada como a carga última. Existem vários métodos analíticos formulados no sentido de examinar a aplicabilidade de colunas mistas sob a ação de várias condições de solicitações, alguns dos quais se mencionam a seguir.

Ehab e Ben [24] apresentaram um modelo de elementos finitos não linear para o comportamento e dimensionamento de colunas mistas de secção transversal retangular e quadrangular sujeitas a esforços axiais.

Reza, Soroush e Mohammad [25] fizeram uma investigação numérica do comportamento de colunas RHS usando o método dos elementos finitos. Utilizaram o software LUSAS para realizar os modelos segundo uma análise não-linear para estimar a capacidade elástica e última resistente das colunas comparando secções em forma de caixa com secções formadas por quatro cantoneiras soldadas. Concluíram que a forma da secção tem uma influência significativa no comportamento e na capacidade das colunas.

2.3. IMPORTÂNCIA DA LIGAÇÃO AÇO-BETÃO

Em circunstâncias especiais em que os limites de esforços de ligação são passíveis de serem ultrapassados, poderá ser necessário o uso de conectores mecânicos. Pode-se estar na presença destas situações, por exemplo, em casos de existência de esforços transversos significativos na coluna ou quando existem cargas dinâmicas.

Para uma superfície de aço lisa, a resistência mecânica tem menor importância do que para uma superfície de aço com irregularidades, como tal a influência da pressão da interface na transferência de forças é mais importante para uma superfície de aço regular e lisa, encontrada em colunas mistas, do que para uma superfície com irregularidades.

Shakir-Khalil e Mouli [11] realizaram testes dos quais concluíram que as forças de ligação variam entre os 0.39 e os 0.51 N/mm², o que é relativamente baixo quando comparado com os resultados de outras experiências com barras de betão armado ou secções circulares ocas. Os autores determinaram ainda que, devido à relativa flexibilidade das paredes da coluna, ocorre alguma variação no formato das secções retangulares, o que pode ter efeitos negativos nas forças de ligação. Estes efeitos não ocorrem em colunas circulares. Virdi e Dowling [26] mostraram que a ligação acontece através do “travamento” do betão por dois tipos de imperfeições, nomeadamente as irregularidades da superfície do aço e as variações da forma da secção.

Lin-Hai e Guo-Huang [27] fizeram um estudo sobre a importância da compactação do betão na capacidade resistente das colunas mistas de secção retangular de onde intuíram que com melhor compactação tanto a ligação entre o betão e a parede interior rugosa do tubo de aço, *microlocking*, [28] como a variação da forma da secção transversal do tubo de aço segundo o eixo do xx, *macrolocking*, [28] são melhoradas resultando em maiores capacidades resistentes das colunas. As resistências das colunas afiguram-se maiores quando o betão é vibrado mecanicamente do que quando vibrado manualmente. Quanto maiores dimensões tiver a secção transversal, maior for a esbelteza e maior for o rácio da excentricidade da carga, e/r , maior será a perda de capacidade resistente. Onde e representa a excentricidade da carga aplicada segundo o eixo da menor dimensão da secção e $r=B/2$, sendo B a dimensão mais pequena da secção transversal.

2.4. OUTROS MATERIAIS APLICADOS A COLUNAS

Têm sido feitos outros estudos nos últimos anos sobre reforço de colunas de betão armado onde se utilizam novos materiais, nomeadamente o FRP (fibre-reinforced plastics), ou seja, revestimentos de fibras de plásticos.

Tastani e Pantazopoulou [29] fizeram uma avaliação experimental de colunas de betão armado que sofreram corrosão reforçadas com *FRP jackets*, e denotaram um aumento significativo da capacidade resistente das colunas.

Carlos Chastre e Manuel A.G. Silva [30] estudaram e modelaram o comportamento axial de colunas circulares de betão armado confinadas com CFRP (carbon-fibre reinforced plastics).

3

PRINCÍPIOS TEÓRICOS PATENTES NESTE TRABALHO

As colunas são por definição [31] elementos verticais, raramente inclinados, cuja finalidade é principalmente transmitir as cargas gravíticas da estrutura. As colunas podem ser incorporadas em conjuntos constituídos entre elementos horizontais (pisos) e podem trabalhar em pórticos. Nestes casos, elas estão sujeitas a momentos nas extremidades provocando um trabalho de flexão.

3.1. INSTABILIDADE ESTRUTURAL

A noção de estabilidade está presente no dimensionamento de estruturas [32], pois é utilizada para classificar o equilíbrio. Quando uma dada estrutura sujeita a cargas exteriores sofre uma perturbação, esta é identificada através dos deslocamentos sofridos pela estrutura, os quais caracterizam a configuração de equilíbrio.

A configuração de equilíbrio é explicada por vários autores através de um exemplo clássico da esfera rígida. Este diz-nos que uma esfera rígida quando sujeita a ação de seu peso próprio e em repouso sobre uma superfície côncava, desenvolve um equilíbrio estável; numa superfície convexa desenvolve um equilíbrio instável e por sua vez numa superfície horizontal desenvolve um equilíbrio neutro. No entanto, a estabilidade ou instabilidade de corpos deformáveis é influenciada pela forma como as tensões se distribuem no interior do corpo.

Aquando do dimensionamento de um elemento estrutural, principalmente se este for esbelto, devem ter-se presentes quer os conceitos de segurança relacionados com a resistência e deformabilidade quer os fenómenos que envolvem conceitos de instabilidade, tanto do elemento em estudo como da estrutura em que este elemento se insere. Estes fenómenos são denominados por “fenómenos de instabilidade estrutural”.

A segurança de uma estrutura tem de ser verificada para os estados limites últimos e de utilização ou serviço. Com os estados limites últimos, verifica-se a segurança da estrutura a situações de colapso total ou parcial da estrutura. Com os estados limites de serviço ou utilização, verifica-se se o serviço ou exploração eficiente da estrutura está comprometido. A verificação a fenómenos de instabilidade estrutural realiza-se para o estado limite último – também denominados [32] estados limites de instabilidade ou encurvadura. Esta última designação deve-se ao facto da regulamentação de estruturas nacional adotar o termo genérico “encurvadura” (do inglês *buckling*) para designar os fenómenos de instabilidade estrutural.

Com vista a determinar a carga crítica de uma coluna submetida a um carregamento de compressão axial, Euler empregou a análise da forma crítica diretamente. Esta coluna, designada por coluna de Euler, consiste numa coluna elástica de comprimento L , simplesmente apoiada sob ação de uma carga axial P . Salienta-se que a carga crítica, segundo os autores Reis e Camotim [32], é a carga a partir da qual as perturbações nas “configuração de equilíbrio” atrás mencionadas, provocam fenómenos de instabilidade. A carga axial necessária para encurvar a coluna e impor (e manter) uma perturbação na configuração de equilíbrio é zero, estando-se portanto, na presença do equilíbrio indiferente. Consequentemente, a carga crítica é aquela que está em equilíbrio com o momento fletor, quando a coluna começa a sofrer fenómenos de instabilidade. [32]

No entanto, a previsão da carga de encurvatura pela fórmula de Euler é apenas razoável para escoras muito longas e esbeltas que têm imperfeições geométricas muito pequenas. [33]

3.1.1. FÓRMULA DE RANKINE-GORDON

Na prática, muitas escoras sofrem esmagamento plástico (para colunas muito curtas de muito baixa esbeltezas) ou instabilidade elasto-plástica (para esbeltezas médias) e obtêm experimentalmente cargas de encurvatura mais baixas que a previsão de Euler. Para as escoras desta categoria, a fórmula de Rankin-Gordon é satisfatória. Esta fórmula consiste numa equação semi-empírica que tem em conta a tensão de cedência, σ_y , do material, o módulo de elasticidade, E , e a razão de esbelteza l/i (onde l é o comprimento da escora e i o raio de giração).

Designando por P_y a carga plástica da secção de área A de uma coluna, como a carga para a qual todas as fibras seccionais estão esforçadas pela tensão de cedência para extensões iguais ou superiores à extensão de cedência, então:

$$P_y = \sigma_y \times A \quad (3.1)$$

A carga de Rankine-Gordon P_r é então obtida [33] a partir de:

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{P_E} + \frac{1}{P_y} \quad (3.2)$$

Onde P_E é a carga de Euler.

3.1.2. ADAPTAÇÃO DA FÓRMULA DE RANKINE-GORDON A COLUNAS MISTAS

O comportamento das colunas mistas é aqui considerado como que baseado em duas hipóteses simplificativas: funcionamento em série, para modelar os desempenhos – eventualmente simultâneos – das duas fases de comportamento elástico e plástico; e funcionamento em paralelo, para modelar a contribuição dos dois materiais solicitados - aço e betão - da mesma estrutura coluna mista.

Nesta perspetiva, a perda de capacidade resistente ocorrerá para uma carga máxima $P_{RG, mistas}$ que devido ao funcionamento em série, segundo o esquema de extrapolação que se realiza pela fórmula de Rankine-Gordon para colunas em aço, será agora expresso por:

$$\frac{1}{P_{RG, mistas}} = \frac{1}{P_{cr, ab}} + \frac{1}{P_{y, ab}} \quad (3.3)$$

Onde:

$$P_{y,ab} \Rightarrow P_{y,a} + P_{y,b} \text{ - devido ao funcionamento em paralelo.}$$

$$P_{cr,ab} \Rightarrow K_{ab} \times P_{cr,a}$$

Sendo K_{ab} uma constante de majoração obtida pelas expressões de Euler e $P_{cr,a}$, a carga crítica do aço.

3.1.3. FÓRMULA DE MERCHANT-RANKINE

Na análise plástica de 1ª ordem de uma viga-coluna, segundo Reis e Camotim [32], determina-se o valor do parâmetro de carga plástico λ_p , e numa análise limite obtêm-se os valores λ_{cr} . Assim, conhecendo λ_{cr} e λ_p é possível determinar o valor último do parâmetro de carga λ_u associado à carga última, utilizando para tal a fórmula de Merchant-Rankine, que se caracteriza por:

$$\frac{\lambda_u}{\lambda_{cr}} + \frac{\lambda_u}{\lambda_p} < 1 \Rightarrow \lambda_u = \frac{\lambda_p}{1 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}}} \quad (3.4)$$

Este parâmetro de carga λ_u advém de uma integração linear entre os fenómenos de plasticidade e de instabilidade.

Salienta-se que a fórmula de Merchant-Rankine conduz a valores conservativos de λ_u . Este tema será retomado posteriormente neste capítulo.

3.1.3.1. Coeficiente de correção da Fórmula Merchant-Rankine

Moy [34], Reis e Camotim [32], e inúmeros outros autores, mencionam um coeficiente de correção a aplicar na fórmula de Merchant-Rankine (FMR), com vista a determinação da carga última com uma maior precisão, face a resultados de ensaios experimentais. Este coeficiente, mencionado por estes autores, é adequado à correção da FMR associada a pórticos metálicos em aço.

Este coeficiente corretor foi utilizado no passado por vários autores, nomeadamente Moy [34], para determinar mais rigorosamente pela fórmula expedita de FMR, a carga última elasto-plástica de vigas-coluna reais em aço. No caso de vigas-coluna de secções retangulares e de acordo com a Fig. 3.1, o coeficiente corretor, k_{FMR} , é da ordem de 0,9 face ao universo de dados de ensaios experimentais utilizados na sua determinação.

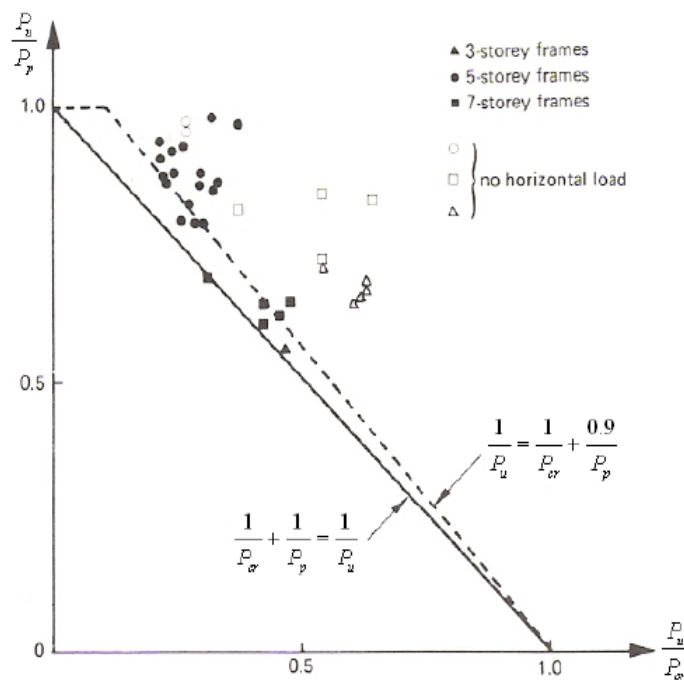


Fig.3.1 – Diagrama de interação de Merchant-Rankine: FMR e FMR modificado, adaptado de Moy [13]

A fórmula de Merchant-Rankine, segundo os autores Wood [35], Moy [34] e Reis e Camotim [32] mencionados em Barros, Cesar e Gonçalves [14] é expressa nos seguintes termos de carga:

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = P_{cr} \quad \text{para} \quad \frac{P_{cr}}{P_p} > 10 \\ \frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{cr}} + \frac{k_{FMR}}{P_p} \quad \text{para} \quad 10 > \frac{P_{cr}}{P_p} > 4 \quad \text{e} \quad k_{FMR} = 0,9 \end{array} \right. \quad (3.5)$$

Este coeficiente tem por finalidade modificar a carga última, obtida pela fórmula de Merchant-Rankine sem termo corretor, para que esta se aproxime melhor do valor da carga última exata. É menor que a unidade e é obtido a partir dos resultados da análise numérica. Este coeficiente corretor da FMR, segundo diversos autores nomeadamente Barros [36], demonstra ser adequado para colunas tubulares em aço.

3.2. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

Os conceitos teóricos até agora tratados neste capítulo para colunas axialmente comprimidas assentam no pressuposto que as colunas são perfeitas, isto é, o eixo longitudinal da coluna, localizado segundo a linha de ação da carga axial – é retilíneo.

Este pressuposto não corresponde à realidade prática. As colunas possuem imperfeições geométricas das quais se destacam: configuração com deformada inicial, que é o mesmo que dizer que o eixo da coluna na fase inicial não se encontra retilíneo (Fig.3.2); e excentricidade de carga, ou seja, o carregamento axial não é aplicada no eixo da coluna. (Fig.3.3)

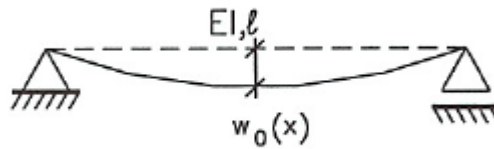


Fig.3.2 – Configuração de deformada inicial, adaptado de Reis e Camotim [32]

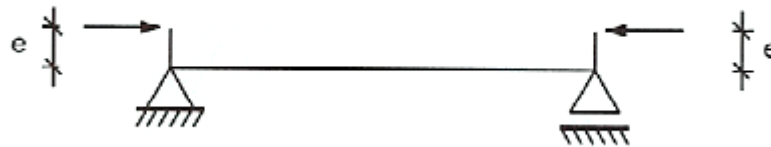


Fig.3.3 – Excentricidade de carga, adaptado de Reis e Camotim [32]

De seguida são demonstrados, de forma mais pormenorizada, os tipos de imperfeições acima representadas. Salienta-se que nos princípios abaixo expostos considera-se que as colunas são simplesmente apoiadas.

3.2.1. DEFORMADA INICIAL

Considere-se uma coluna simplesmente apoiada, a qual apresenta uma configuração de deformada inicial definida $w_0(x)$, axialmente carregada por uma carga P . [32] Após carregamento a configuração de equilíbrio é definida por:

$$w_0(x) + w(x) \quad (3.6)$$

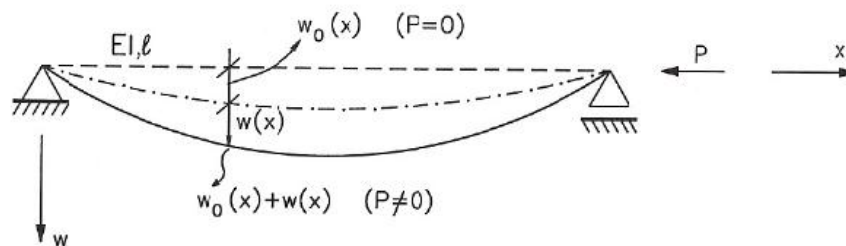


Fig.3.4 – Configuração deformada inicial, adaptado de Reis e Camotim [32]

O comportamento da coluna é definido pela equação diferencial:

$$E.I.w_{xx} + P(w_0 + w) = 0 \quad (3.7)$$

Após alguns desenvolvimentos matemáticos e aplicações de condições fronteira, conforme demonstrado em [32] chega-se à expressão que define a configuração da deformada inicial da coluna, quando submetida a um esforço axial constante P de compressão.

$$w(x) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{P}{P_b^n - P} \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \quad (3.8)$$

Da expressão matemática acima mencionada infere-se o seguinte:

- Cada termo da série corresponde a um modo de instabilidade;
- A amplitude de cada modo de instabilidade é dada pelo fator $\frac{P}{P_b^n - P}$, que é designado, segundo Reis e Camotim [32] de fator de ampliação;
- Cada componente das imperfeições iniciais, [32] é ampliada por um fator, o qual é inversamente proporcional à carga de bifurcação correspondente e é dependente do carregamento axial.

Através da expressão matemática que caracteriza a configuração de equilíbrio obtêm-se as trajectórias de equilíbrio apresentadas na Fig.3.5.

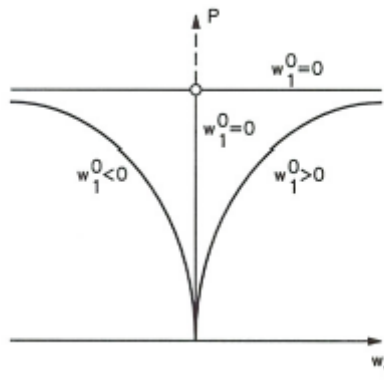


Fig.3.5 – Trajetória de equilíbrio de uma coluna comprimida axialmente sujeita a uma deformada inicial, adaptado de Reis e Camotim [32]

Analisando a Fig.3.5, observa-se que as colunas com deformada inicial não exibem bifurcação de equilíbrio. Isto deve-se à presença de momentos fletores que provocam um aumento gradual dos deslocamentos.

Assim conclui-se que, transcrevendo Reis e Camotim [32] “uma coluna imperfeita não apresenta bifurcação de equilíbrio, ..., os deslocamentos se tornam infinitos quando se atinge a carga crítica (que é uma assíntota horizontal das trajectórias de equilíbrio)”.

3.2.2. EXCENRICIDADES DE CARGA

Considere-se a viga-coluna simplesmente apoiada, abaixo apresentada na Fig.3.6, sujeita a um carregamento axial de compressão, P , aplicada com uma excentricidade e .

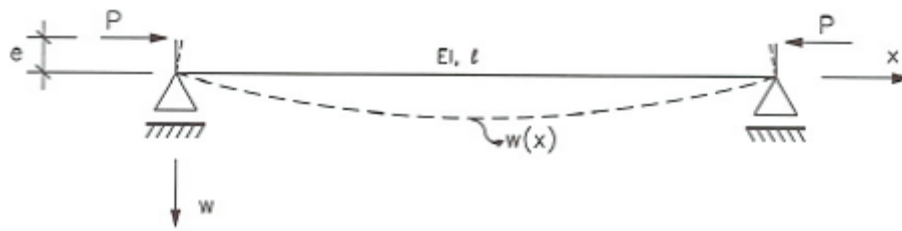


Fig.3.6 – Coluna submetida a carregamento excêntrico, adaptado de Reis e Camotim [32]

O equilíbrio é dado pela seguinte equação diferencial:

$$E.I.w_{xx} + P.(w + e) = 0 \Leftrightarrow \quad (3.9)$$

$$E.I.w_{xx} + P.w = -P.e \quad (3.10)$$

Mais uma vez, através das condições fronteira e alguns desenvolvimentos matemáticos conclui-se que, o deslocamento máximo ocorre a meio vão e é dado por:

$$\delta = w\left(\frac{l}{2}\right) = e \cdot \left(\sec\left(\frac{kl}{2}\right) - 1 \right) = e \cdot \left(\sec\left(\frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{P}{P_E}}\right) - 1 \right) \quad (3.11)$$

Através desta expressão são obtidas as trajetórias de equilíbrio, apresentadas a seguir na Fig.3.7.

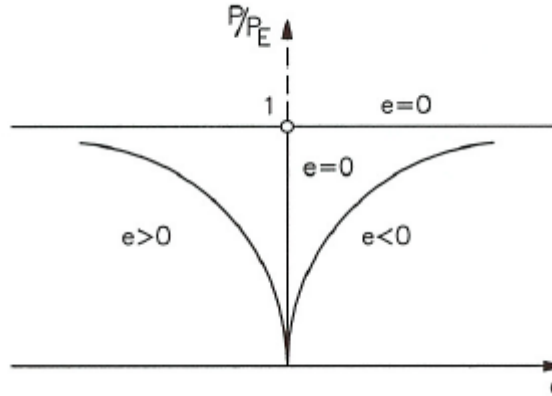


Fig.3.7 – Trajetória de equilíbrio de uma coluna comprimida axialmente de forma excêntrica, adaptado de Reis e Camotim [32]

Analisando a figura anterior observa-se que as colunas axialmente comprimidas de forma excêntrica não exibem bifurcação de equilíbrio, que se deve à presença de momentos fletores.

Verifica-se que, a trajetória de equilíbrio de uma coluna com um padrão de deformações iniciais comprimida axialmente (Fig.3.6), e a trajetória de equilíbrio de uma coluna comprimida axialmente de forma excêntrica (Fig.3.7) apresentam a mesma forma ou configuração.

3.2.3. DIAGRAMA DE SOUTHWELL

O Diagrama de Southwell foi desenvolvido por Southwell em 1932. Esta metodologia tem por finalidade determinar a carga crítica, P_{cr} , de uma forma direta, através dos resultados obtidos dos ensaios de colunas. De uma forma sucinta, esta metodologia extrapola os resultados experimentais de estabilidade de colunas e vigas-coluna.

Segundo Bazant [37] todas as colunas têm alguma curvatura inicial ou excentricidade e portanto $z_i = z_0 + w$. No entanto, a imperfeição inicial é difícil de quantificar e métodos que determinem a carga crítica independentemente de z_0 , não são convenientes.

Para se calcular o P_{cr} medem-se os deslocamentos w para vários valores de P , sendo P a carga atuante.

Representa-se num gráfico os valores dos deslocamentos w , nas abcissas, e a razão w/P correspondente nas ordenadas obtendo-se um conjunto de pontos cuja porção central é essencialmente reta. Com estes pontos faz-se uma regressão linear de onde se calcula o P_{cr} fazendo o inverso do declive da reta, isto é, o inverso de m na equação cartesiana da reta que representa a regressão linear. A ordenada na origem da mesma reta, b , dá uma ideia da magnitude das imperfeições.

Este método de Southwell está limitado ao campo das pequenas deformações, o que significa que quanto menores forem as imperfeições maior será o alcance da regressão linear e melhor será a estimativa do P_{cr} . À medida que ao comportamento da coluna real entra em fase elasto-plástica, os deslocamentos aumentam e começam os pontos a desviar-se da reta da regressão linear.

É portanto vantajoso minimizar as imperfeições para que se consigam resultados de P_{cr} melhor aproximados.

Esta metodologia foi utilizada nos resultados dos ensaios experimentais apresentados no capítulo 4 obtidos no âmbito desta dissertação, pois possibilita a obtenção da carga crítica de instabilidade de vigas-coluna por extrapolação de resultados experimentais e através de ensaios não destrutivos.

A Fig.3.8 ilustra a metodologia associada ao diagrama de Southwell, adaptação de Reis e Camotim [32] e de Barros [38].

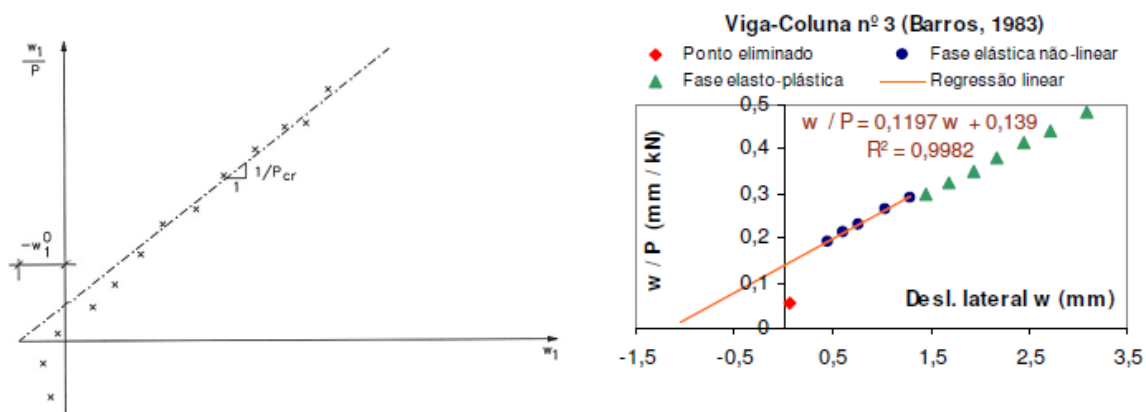


Fig.3.8 – Diagramas de Southwell

3.3. RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA DE SECÇÕES DE COLUNAS

Em qualquer análise realizada a uma coluna a quantidade rigidez flexional EI é indispensável (Chen e Atsuta [39]), e pode ser considerada como a inclinação da curva momento-curvatura. Esta quantidade está presente nos coeficientes da equação diferencial de uma viga-coluna, a qual é expressa:

$$(EIw'')'' + Pw'' = q(x) \quad (3.12)$$

A quantidade EI é constante no regime elástico; mas o mesmo já não se verifica no regime elasto-plástico, pois a resposta momento-curvatura é não linear e deve ser utilizada a rigidez instantânea à flexão $E_t I$, sendo E_t o módulo de elasticidade tangencial.

Uma típica relação momento-curvatura é a da secção de um perfil I em aço, apresentado na Fig.3.9:

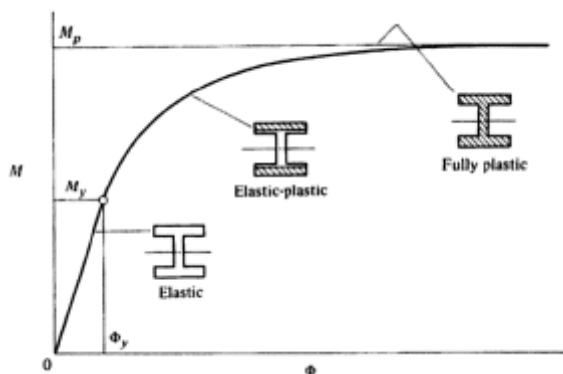


Fig.3.9 – Relação momento-curvatura, adaptado de Chen e Atsuta [39]

A relação momento-curvatura depende da existência do impulso axial P sobre a secção transversal.

No próximo subcapítulo, estuda-se a resposta elasto-plástica da secção da coluna submetida aos esforços combinados de momentos fletores com esforços axiais de compressão. Nomeadamente em secções tubulares em aço e em aço-betão.

3.4. EQUAÇÕES DE INTERAÇÃO CARGA AXIAL-MOMENTO FLETOR PARA COLUNAS TUBULARES EM AÇO

Citando Barros [36] e Barros, Gonçalves e Cesar [14], o aço é um material preferencial nas construções modernas de engenharia civil e trata-se de um material quase perfeito em análises e dimensionamento plásticos. As estruturas deste material nobre são formadas por elementos unidos por ligações nodais; estas últimas têm que ser capazes de transmitir esforços entre os elementos, sejam elas ligações rígidas (constituindo nós rígidos, de rotação teoricamente nula nas secções de inserção dos elementos barra na entidade nó estrutural) ou semi-rígidas (nos casos em que também existe alguma rotação das referidas secções em simultâneo com capacidade de transmissão e de resistência a momentos fletores).

Na maioria dos elementos estruturais o esforço axial pode ter uma importância secundária; o mesmo não se verifica quando se esta na presença de colunas. Estes elementos estruturais em aço, principalmente quando fazem parte integrante de edifícios altos, estão normalmente sujeitos a esforços axiais significativos. Assim, nestes casos, os esforços axiais conjugados com momentos fletores,

provocam uma deslocação do eixo neutro da secção das peças, em relação à sua posição inicial, mesmo quando o carregamento axial seria aparentemente desprezável (quando atuando isoladamente).

Nas estruturas analisadas e dimensionados sob o domínio plástico, a carga axial é o principal causador da alteração do momento plástico, para além de alterações associadas quer às dimensões da secção quer à forma do perfil. As alterações do momento plástico causadas pelos esforços de corte são menores do que as consequentes do carregamento axial, e apenas são considerados nos casos em que o esforço de corte é elevado. Assim quanto mais alta for a estrutura mais significativos são as reduções do momento plástico, embora neste casos a instabilidade seja o agente controlador.

Alterando a posição do eixo neutro da secção, o incremento de carga axial P reduz o momento plástico fletor resistente da secção M_p , *reduced*. Este efeito é traduzido analiticamente pela equação de interação momento fletor-esforço axial.

A referida equação de interação momento fletor-esforço axial, é tradicionalmente deduzida para secções retangulares ($b \times h$), para as quais é expressa por:

$$\frac{M_{p, reduced}}{M_p} = 1 - \left(\frac{P}{P_p} \right)^2 \quad (3.13)$$

Massonnet e Save [40] estenderam a expressão acima para secções em I; nestes casos existem duas possibilidades de localização do eixo neutro: nos banzos ou na alma.

O momento plástico de uma secção retangular sob flexão pura é dado por:

$$M_p = \sigma_y \cdot \frac{bh^2}{4} \quad (3.14)$$

A carga axial máxima que a secção pode suportar antes do esmagamento ocorre quando todas as fibras da secção entraram em cedência sob a carga de rotura plástica, $P_p = \sigma_y \cdot b \cdot h$.

O momento plástico é reduzido igualmente por esforços axiais de tração ou de compressão; este fator de redução é dado, para secções retangulares, por $\left(\frac{P}{P_p} \right)^2$.

A curva de interação destas secções retangulares pode ser observada, sob representação adimensional, na Fig.3.10; nesta última é também apresentada a curva de interação para secções em I, adaptada de Moy [34] e de Barros, Gonçalves e Cesar [14].

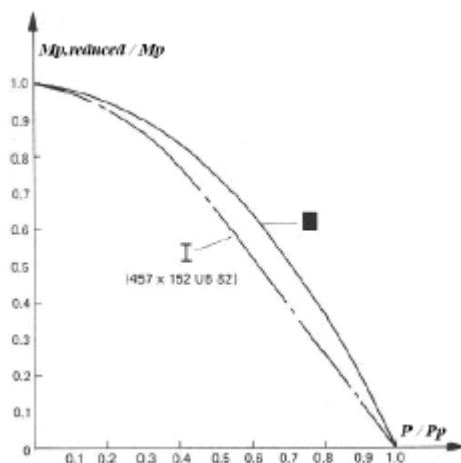


Fig.3.10 – Curvas de interação para secções retangulares e secções em I, adaptado de Moy [34] e de Barros, Gonçalves e Cesar [14]

A equação de interação para secções tubulares circulares foi deduzida por Barros [36].

3.5. EQUAÇÕES DE INTERAÇÃO CARGA AXIAL-MOMENTO FLETOR PARA COLUNAS TUBULARES MISTAS

Para as colunas mistas alvo de estudo nesta dissertação (Fig.3.11) deduziram-se as equações de interação conforme, de seguida, se demonstra.

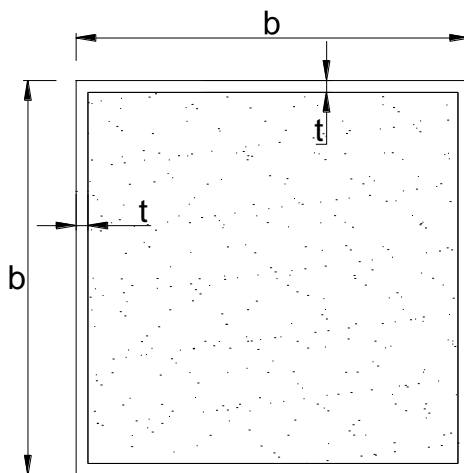


Fig.3.11 - Secção transversal reta quadrada das colunas analisadas nesta dissertação, onde b representa a dimensão exterior da secção, e t a espessura das paredes do tubo de aço.

A força de compressão P aplicada é tal que provoca uma deslocação do eixo neutro da sua posição central de flexão pura (Fig.3.12); a distribuição de tensões obtidas pode ser substituída pela soma de duas distribuições de tensões distintas (Fig.3.13); uma distribuição central com tensões resultantes P e uma outra distribuição periférica (de duas porções simétricas) com tensões resultantes M' . Como o

aumento do momento fletor também aumenta a curvatura, a cedência propaga-se em direção ao eixo neutro, com a tensão limitada pela tensão de cedência, mas a extensão aumenta enormemente devido ao fluxo plástico.

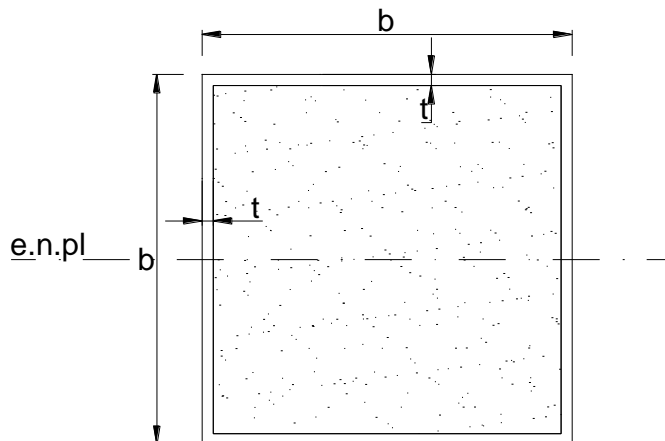


Fig.3.12 - Eixo neutro plástico na sua posição de flexão pura

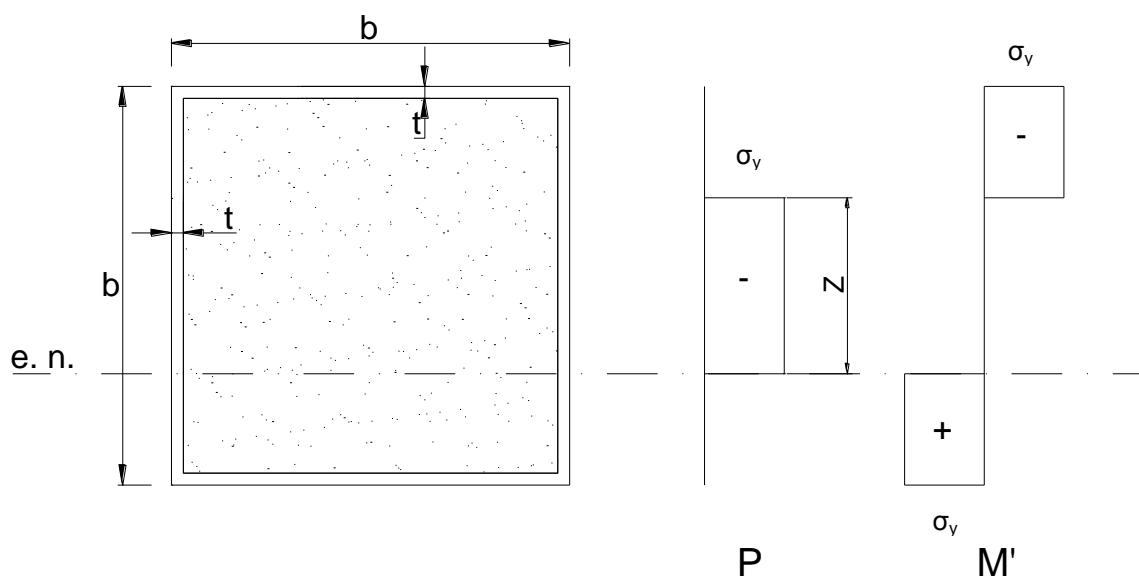


Fig.3.13 - Diagramas de tensões no aço provocados pela descida do eixo neutro

Sabe-se que $P = \sigma_y \times A_{aço}$. Então, para a referida secção:

$$P = \sigma_y 2[bt + (b - 2t)t] \tag{3.15}$$

O momento plástico resistente é a força P multiplicada pela distância à linha neutra plástica.

$$M_p = \sigma_y 2t \left[b \left(\frac{b-t}{2} \right) + \left(\frac{b-t}{2} \right)^2 \right] \quad (3.16)$$

Como se trata de uma secção retangular oca existem dois cenários possíveis para a posição do eixo neutro. O primeiro será ter o eixo neutro nas proximidades da sua posição central de flexão pura que aqui se designa com a condição $\frac{z}{2} < \frac{b}{2} - t$, (Fig.3.13); o segundo cenário (e menos provável) será o eixo neutro encontrar-se numa das “paredes” de aço da secção, $\frac{z}{2} \geq \frac{b}{2} - t$, (Fig.3.14).

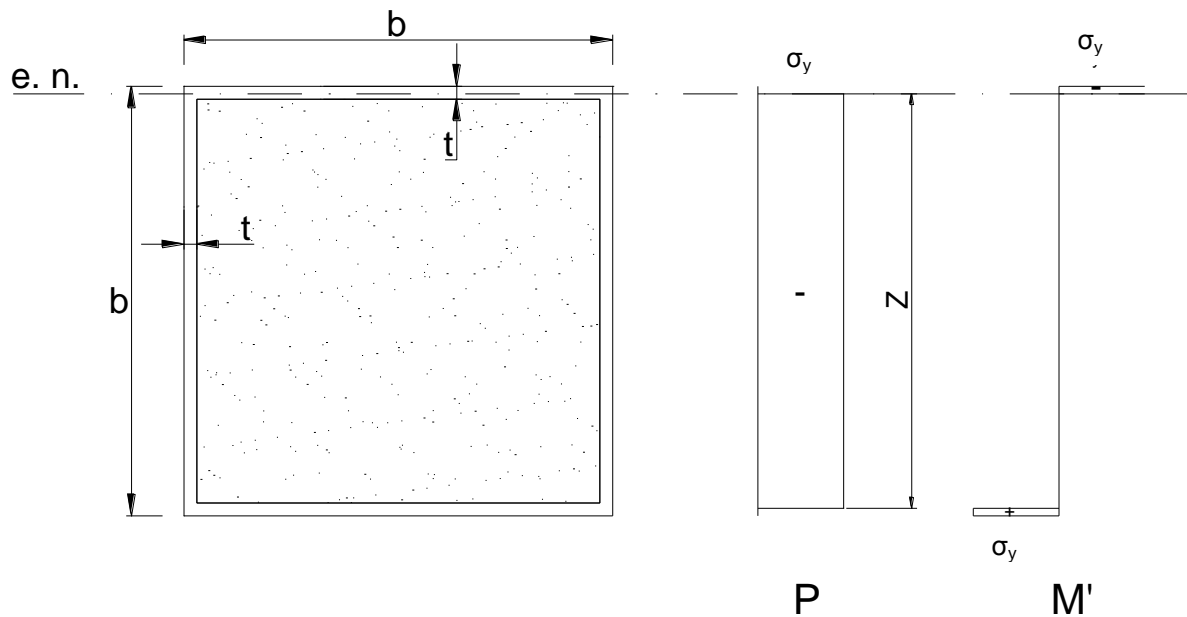


Fig.3.14 - Diagramas de tensões no aço quando o eixo neutro se desloca para a “parede” de aço

Para cada um destes cenários obteve-se $P(z)$ e $M_p'(z)$.

No primeiro cenário, $\frac{z}{2} < \frac{b}{2} - t$, obteve-se:

$$P(z) = \sigma_y \cdot t \cdot 2 \cdot z \quad (3.17)$$

$$M_p'(z) = \sigma_y \cdot t \cdot 2 \cdot \left[b \left(\frac{b-t}{2} \right) + \left(\frac{b-t}{2} - \frac{z}{2} \right) \left(\frac{b-t}{2} + \frac{z}{2} \right) \right] \quad (3.18)$$

No segundo cenário, $\frac{z}{2} \geq \frac{b}{2} - t$, obteve-se:

$$P(z) = \sigma_y \cdot 2 \cdot \left[\left(\frac{z}{2} - \left(\frac{b}{2} - t \right) \right) b + t(b - 2t) \right] \quad (3.19)$$

$$M_p'(z) = \sigma_y \cdot b \left(\frac{b}{2} - \frac{z}{2} \right) \left(\frac{b}{2} + \frac{z}{2} \right) \quad (3.20)$$

A dedução das equações de interação esforço axial-momento fletor faz-se num raciocínio análogo aos das colunas de secção retangular cheia ou em I. Divide-se $\frac{P}{P_p}$ e escreve-se $z = f\left(\frac{P}{P_p}\right)$. Divide-se

$\frac{M'_p}{M_p}$ e substitui-se z pela expressão anterior ficando com $\frac{M'_p}{M_p} = f\left(\frac{P}{P_p}\right)$.

$$\frac{P}{P_p} = \frac{\sigma_y 2tz}{\sigma_y 2t[b + (b - 2t)]} \Leftrightarrow \quad (3.21)$$

$$\frac{P}{P_p} (b + (b - 2t)) = z \quad (3.22)$$

A equação de interação fica, então, com o seguinte aspeto:

$$\frac{M'_p}{M_p} = \frac{\left[b(b-t) + t \left[\left(\frac{b-t}{2} \right)^2 - \left(\frac{z}{2} \right)^2 \right] \right]}{\left[b(b-t) + 2 \left(\frac{b-t}{2} \right)^2 \right]} \quad (3.23)$$

Para chegar à equação de interação no segundo cenário, $\frac{z}{2} \geq \frac{b}{2} - t$, o raciocínio é exatamente o mesmo.

A curva de interação passa a ser:

$$\frac{M'_p}{M_p} = \frac{\sigma_y b \left(\frac{b-z}{2} \right) \left(\frac{b+z}{2} \right)}{\sigma_y t \left(b(b-t) + 2 \left(\frac{b-t}{2} \right)^2 \right)} \quad (3.24)$$

A Fig.3.15 mostra os diagramas para as secções quadrangulares de aço ocas juntamente com os das secções em I e retangulares cheias.

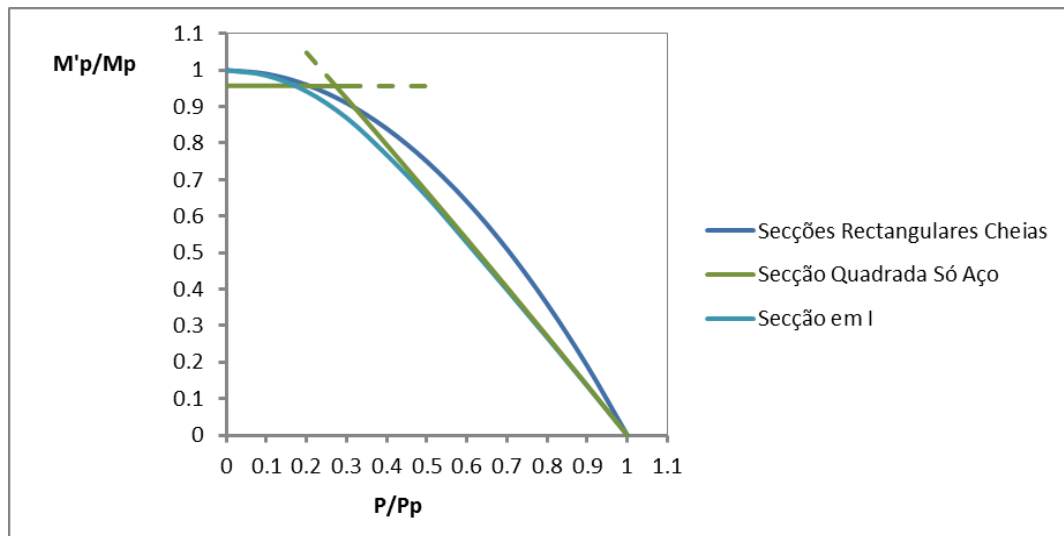


Fig.3.15 – Curvas de Interação para as secções retangulares cheias, secções em I e quadrangulares ocas

Daqui parte-se para a dedução das equações de interação para as colunas mistas com um raciocínio perfeitamente semelhante ao que foi feito até aqui mas considerando a parcela de contribuição para a resistência do betão.

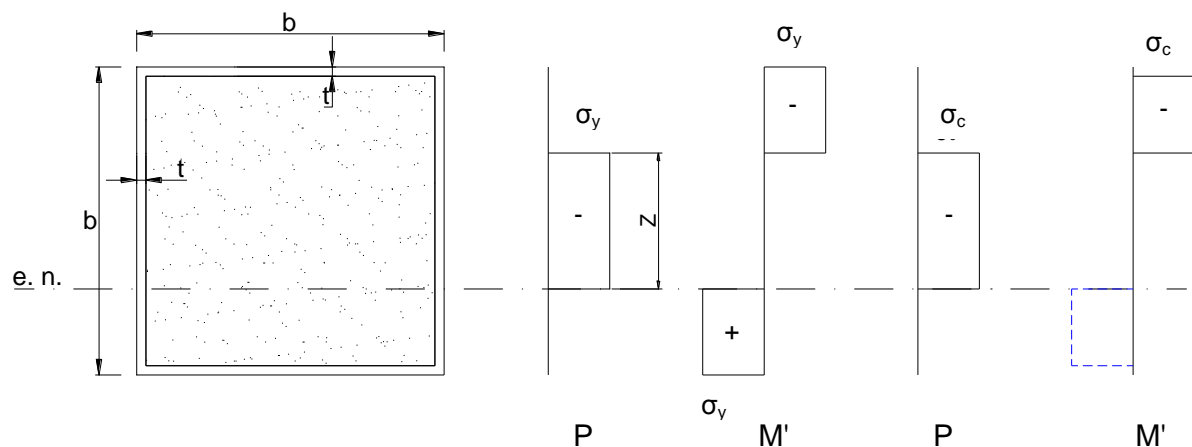


Fig.3.16 - Diagramas de tensões na secção para a hipótese $\frac{z}{2} < \frac{b}{2} - t$ considerando a contribuição do betão

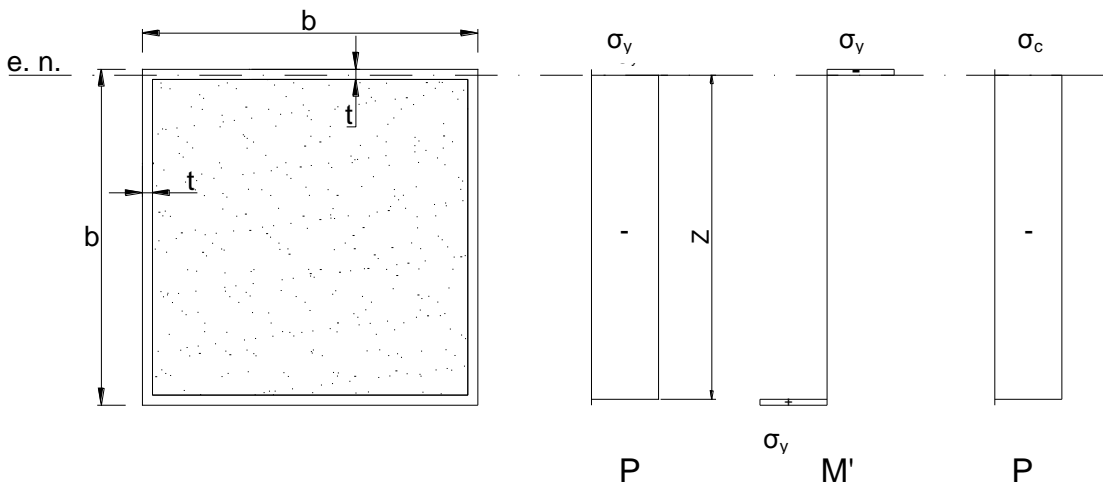


Fig.3.17 - Diagramas de tensões na secção para a hipótese $\frac{z}{2} \geq \frac{b}{2} - t$ considerando a contribuição do betão

Com a adição da parcela de betão apresentou-se uma dúvida na configuração dos diagramas de tensões referentes ao betão. Foram tidas em conta as considerações do Eurocódigo 4 (EC4) [41], que é a norma europeia desenvolvida para o cálculo de estruturas mistas, no cálculo do M'_p que sugerem a consideração do diagrama do betão como sendo retangular. Tendo em conta que as considerações do eurocódigo são sempre para cenários de situação limite, não é de todo descabido utilizar a metodologia do EC4.

No cálculo do M_p admitiu-se que o diagrama do betão seria triangular.

As equações de interação para colunas mistas de secção quadrada apresentam-se da seguinte forma.

Para o primeiro cenário:

$$\frac{M'_p}{M_p} = \frac{\sigma_y t \left[b(b-t) + t \left[\left(\frac{b}{2} - t \right)^2 - \left(\frac{z}{2} \right)^2 \right] \right] + \sigma_c \left(\frac{b}{2} - t \right) \left[\left(\frac{b}{2} - t \right)^2 - \left(\frac{z}{2} \right)^2 \right]}{\sigma_y t \left[b(b-t) + 2 \left(\frac{b}{2} - t \right)^2 \right] + \sigma_c \left(\frac{b}{2} - t \right)^3 \frac{2}{3}} \quad (3.25)$$

Para o segundo cenário:

$$\frac{M'_p}{M_p} = \frac{\sigma_y b \left(\frac{b}{2} - \frac{z}{2} \right) \left(\frac{b}{2} + \frac{z}{2} \right)}{\sigma_y t \left[b(b-t) + 2 \left(\frac{b}{2} - t \right)^2 \right] + \sigma_c \left(\frac{b}{2} - t \right)^3 \frac{2}{3}} \quad (3.26)$$

As curvas representam-se graficamente na figura seguinte.

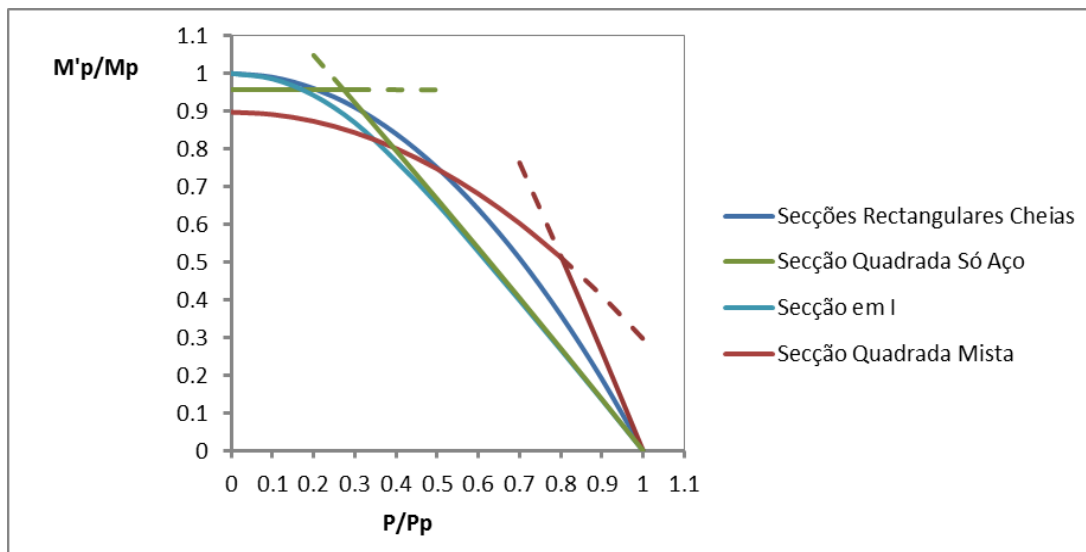


Fig.3.18 – Diagramas de interacção para secção quadrada mista confrontados com os anteriormente explicitados

Analisando os gráficos verifica-se que para a secção quadrada mista o gráfico inicia com valores de M'_p/M_p inferiores aos da secção só de aço. Isto significa que para valores de P muito baixos, a secção só de aço é suficiente para resistir aos momentos instalados. Também se pode inferir que as secções mistas têm um intervalo de P/P_p e M'_p/M_p para os quais o seu comportamento é mais eficiente, na zona em que “ultrapassa” os restantes diagramas.

3.5.1. DESENVOLVIMENTOS DAS EQUAÇÕES DE INTERACÇÃO

Na busca das considerações mais adequadas para a dedução das equações de interacção surgiram alguns cenários sobre os quais valeria a pena pensar.

Colocaram-se mais duas novas hipóteses. Calcular equações de interacção considerando M_p só com contribuição do aço, $f\left(\frac{M'_{p,misto}}{M_{p,aço}}; \frac{P}{P_{p,misto}}\right)$, e ainda $g\left(\frac{M'_{p,misto}}{M_{p,aço}}; \frac{P}{P_{p,aço}}\right)$.

Chegou-se às seguintes representações gráficas.

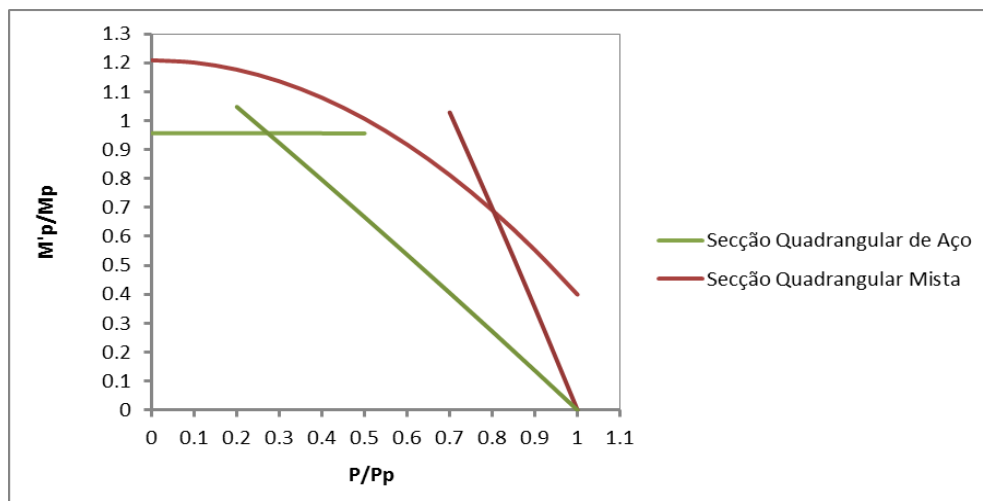


Fig.3.19 – Diagramas de interacção para a função f .

Neste caso, já se verifica um ganho de resistência da secção mista relativamente à só de aço em todo o domínio dos gráficos o que vai de encontro ao que se inferiu anteriormente.

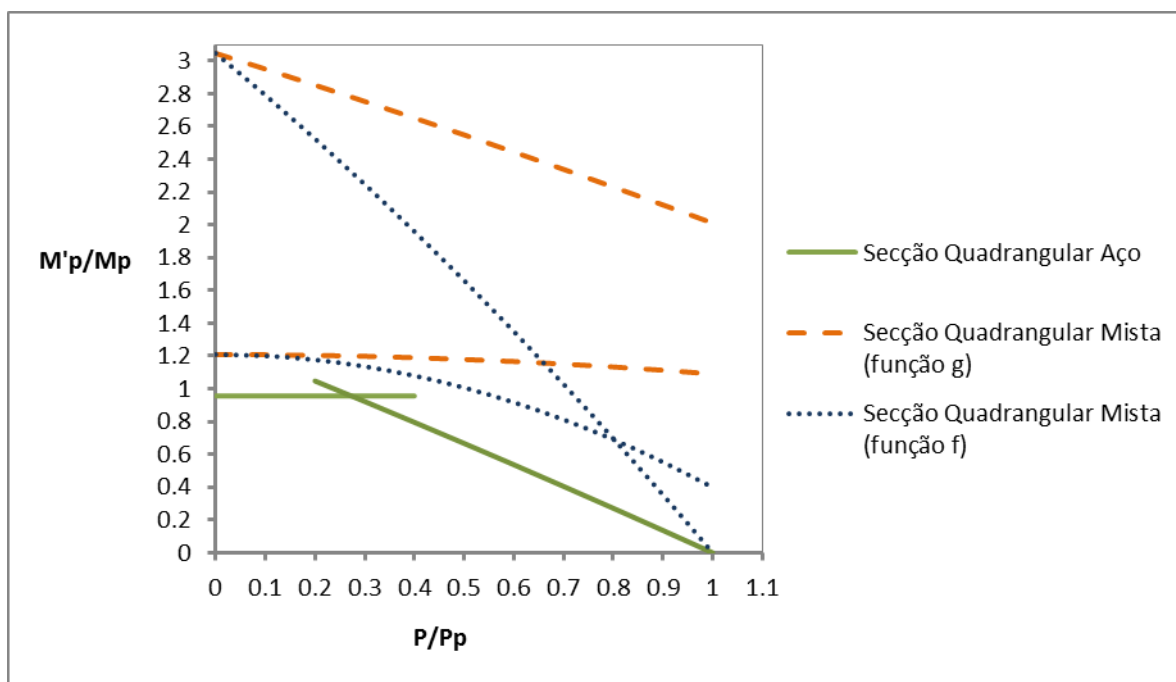


Fig.3.20- Diagramas de interacção para as secções mistas calculadas com as funções g e f , e para a secção quadrangular de aço

Aqui mostra-se que se se retirar a parcela de contribuição do betão no denominador, ou seja, no P e nos M resistentes, as curvas não se intersectam no domínio da construção gráfica, sendo o seu início coincidente com a hipótese da função f .

4

ENSAIOS DAS COLUNAS MISTAS E SEU IMPACTO TÉCNICO

Como já foi referido anteriormente, os trabalhos experimentais foram realizados utilizando um pórtico de reação do Laboratório de Estruturas da FEUP.

O intuito dos ensaios das colunas mistas é determinar a curva carga-deformações, segundo dois planos ortogonais (plano xx e plano yy) que traduz a trajetória das colunas no plano de carga. O valor máximo da carga aplicada a cada coluna é a respetiva capacidade resistente.

4.1. PROCEDIMENTO

4.1.1. CARACTERIZAÇÃO DAS COLUNAS

Foram ensaiados 8 tubos de aço, preenchidos com betão, de secção 100x100x3 [mm] e 1,90 m de altura e foi soldada uma chapa de 2 mm de espessura numa das extremidades para que a força que o atuador do pórtico de reação aplica fosse distribuída da forma mais uniforme possível no betão e no aço. O aço que constituía as colunas era de classe de resistência S275.



Fig.4.1 – Colunas antes da betonagem.

4.1.2. DEFORMAÇÕES INICIAIS

Por maior e melhor que seja o controlo de fabrico dos elementos estruturais, é impossível evitar que se forme um padrão de deformações iniciais originado pelo manuseamento e pelo próprio processo de fabrico. No tipo de elementos aqui estudado este padrão de deformações influencia a trajetória carga-deformações e foi, portanto, necessário registar as deformações iniciais de cada coluna antes da realização dos ensaios.

Dividiram-se as colunas em 8 partes (estações) de 20 cm, e 3 estações de 10 cm na zona de meia altura de cada coluna, Fig.4.2.

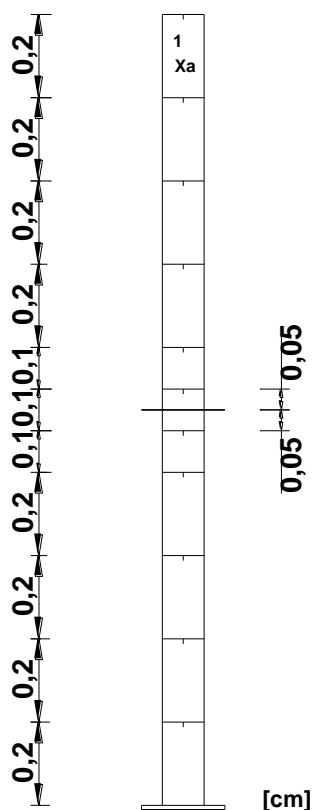


Fig.4.2 - Desenho esquemático da divisão das colunas em estações

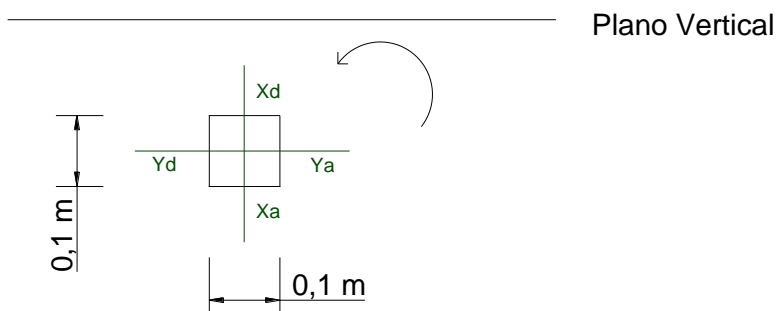


Fig.4.3 - Eixos ortogonais de referência onde: $x_a x_d$ referem-se ao plano xx e $y_a y_d$ referem-se ao plano yy

Definiram-se dois eixos ortogonais entre si e marcou-se em cada coluna as suas direções, Fig.4.3 e Fig.4.4. Conforme se mostra na Fig.4.5, colocaram-se as colunas perto de uma superfície que se verificou ser vertical e mediram-se as distâncias do meio de cada parede da coluna até à referida superfície vertical com o auxílio de uma fita métrica. Isto foi realizado em cada estação das oito colunas e transposto para uma folha de cálculo onde se efetuou uma média aritmética entre os dois valores obtidos segundo cada eixo para se estimar a deformada inicial no centro da secção segundo o respetivo eixo.



Fig.4.4 – Demarcação das estações e dos planos xx e yy



Fig.4.5 – Registo do padrão de deformações iniciais

Com estas medições construíram-se os gráficos de seguida apresentados que representam a configuração da deformada inicial segundo o eixo xx e segundo o eixo yy para a coluna 8. As representações gráficas referentes às restantes colunas encontram-se no Anexo A1. Refira-se que os gráficos foram obtidos pela união dos pontos através de uma curva de aproximação gerada pelo EXCEL que não representa a variação real dos deslocamentos.

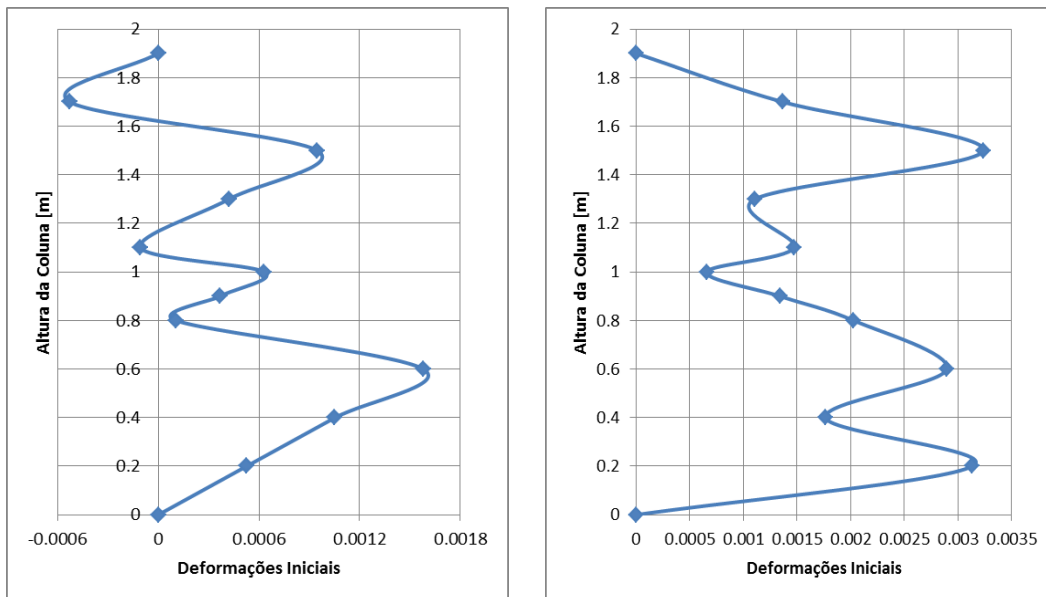


Fig.4.6 – Esq.: Padrão de deformações da coluna 8 segundo o eixo dos xx; Dir.: Padrão de deformações da coluna 8 segundo o eixo dos yy

4.1.3. BETONAGEM

O betão utilizado foi um betão auto compactável realizado no LABEST em 3 amassaduras de onde se betonaram as 8 colunas, 3 provetes cúbicos e 3 cilíndricos que foram mais tarde ensaiados.

A confeção do betão foi feita segundo as European Guidelines for Self Compacting Concrete [42] que por sua vez se apoia na norma EN 12350 [43] que dita as especificações dos ensaios do betão fresco. A Fig.4.7 ilustra o betão a ser elaborado.



Fig.4.7 – Realização de uma amassadura

Relativamente ao betão fresco auto-compactável, as normas indicam que se devem ser feitos alguns testes dos quais se fizeram o de espalhamento - cone de Abrams (slump-flow test) regido pela EN 12350-8 [44], ilustrado na Fig.4.8; o teste de funil em V (V-funnel test) descrito na EN12350-9 [45] e representado na Fig.4.9 e o de segregação no peneiro (sieve segregation test) presente na EN 12350-11 [46].



Fig.4.8 - Esq.: Cone de Abrams; Dir.: Betão espalhado ao qual se mediu o diâmetro de acordo com [44]



Fig.4.9 - Teste do funil em V - Esq.: Enchimento do funil com betão; Dir.: Cronometragem do tempo que o betão demora a passar pelo funil de acordo com [45]

Após a betonagem das 8 colunas (Fig.4.10) e dos provetes cilíndricos e quadrangulares (Fig.4.11) foram realizados ensaios aos provetes na máquina de compressão universal que se apresenta na Fig.4.12 de modo a caracterizar a resistência do betão e o seu módulo de elasticidade.

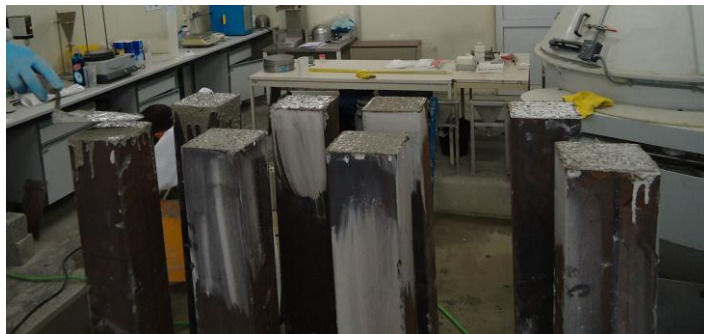


Fig.4.10 – 8 colunas betonadas



Fig.4.11 – Colunas após betonagem e provetes

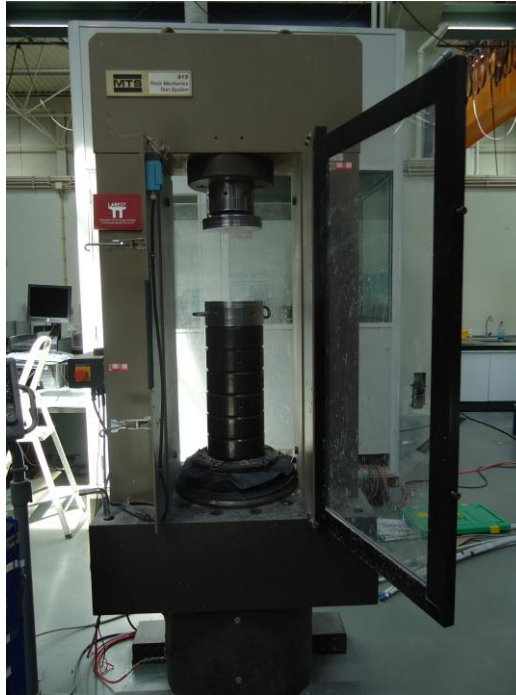


Fig.4.12 – Máquina de compressão universal

O ensaio de resistência à compressão foi realizado de acordo com a norma EN 12390-3/2003 [47] em controlo de deslocamentos a uma velocidade de 0.01 mm/s e obteve-se uma resistência ($f_{cm,cil}$) do betão de 58,53 MPa. Os resultados deste ensaio encontram-se no Anexo A2.

Para se determinar o módulo de elasticidade ($E_{cm,cil}$) fez-se um ensaio de acordo com a norma DIN 1048-Part 5 [48] de onde se obteve um valor de 39,37 GPa. Os resultados deste ensaio apresentam-se no Anexo A3.

4.1.3. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

As colunas foram colocadas no pórtico resistente apresentado na Fig.4.13 onde foram submetidas a uma carga de compressão. Na extremidade superior encontrava-se um atuador hidráulico, com capacidade máxima de 1000 kN. (Fig.4.14)



Fig.4.13 – Pórtico resistente



Fig.4.14 – Apoio superior - Atuador

A articulação dos apoios foi garantida, na parte superior, pela rótula universal constituente do atuador, e na parte inferior por uma semi-esfera, fixa a uma placa aparafusada à viga inferior do mesmo pórtico que é uma superfície reativa, onde encaixa num cadilho que recebe as colunas conforme apresentado nas Fig.4.15. A semiesfera que constitui o apoio inferior é a mesma que já tinha sido utilizada nos ensaios das colunas circulares no âmbito da tese de mestrado de Geraldina Gonçalves. O cadilho foi fabricado tendo em conta as dimensões da secção transversal das colunas e a carga máxima que poderia ser aplicada pelo atuador.



Fig.4.15 – Esq.: Cadilho utilizado no ensaio da primeira coluna; Dir.: Cadilho fabricado tendo em conta a carga máxima a ser aplicada

Foram controlados os deslocamentos através da colocação de LVDT's (linear variable differential transformers) em cada uma das direções xx e yy a meia altura (Fig.4.16) e as rotações com a fixação de inclinómetros RVDT's (rotary variable differential transformers) ao nível da primeira estação, ou seja, a 20 cm da base, também em cada um dos planos xx e yy . (Fig.4.17)



Fig.4.16 – LVDT's

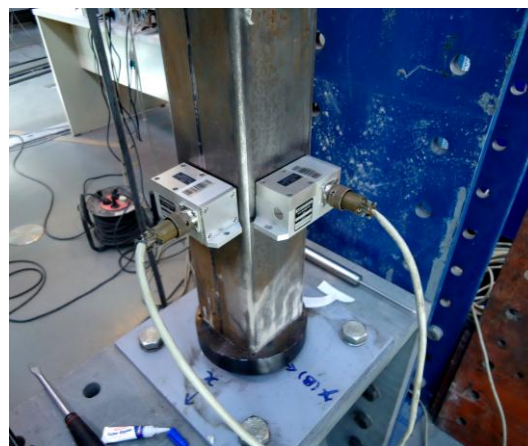


Fig.4.17 – Inclínómetros

4.1.4. EXCENRICIDADES DE CARGA

As colunas foram colocadas no pórtico e com a ajuda de um nível de bolha tentou garantir-se a maior verticalidade possível. No entanto é inevitável a existência de excentricidades de carga, por isso, com o mesmo nível de bolha, de 1 m de extensão, e uma régua, procedeu-se ao seu registo imediatamente antes do início do carregamento. Este procedimento foi efetuado para todas as colunas segundo o plano xx e o plano yy.

Os valores das excentricidades apresentam-se na tabela seguinte:

Tabela 4.1 – Excentricidades de carga

Coluna	Excentricidades	
	x [mm]	y [mm]
1	10	38
2	-22	7
3	-4	-12
4	4	-12
5	-4	3
6	3	-37
7	4	-4
8	-4	4

O sinal negativo é meramente indicativo do sentido da excentricidade.

4.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Das oito colunas ensaiadas foi necessário excluir a primeira, visto a peça que foi fabricada para receber a coluna e assentar na semiesfera não ter sido executada tendo em conta a carga máxima a que as colunas estariam sujeitas, tendo-se deformado no decorrer do primeiro ensaio, conforme se pode verificar analisando a Fig.4.18.

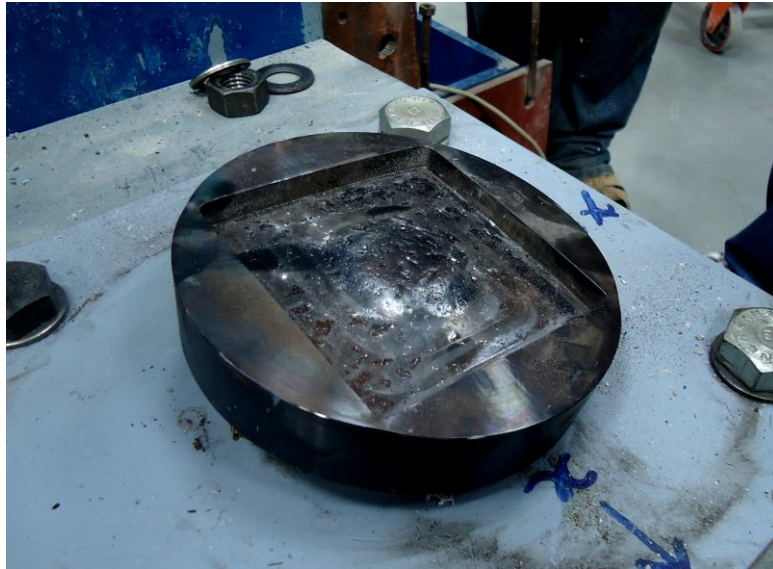


Fig.4.18 – Cádhlo deformado após primeiro ensaio

Deduz-se que, ao aplicar a compressão, o cádhlo deformou-se por ser menos rígrado que a semiesfera onde assentava, comprimindo, por sua vez, o betão na extremidade da coluna que “empurrou” as paredes de aço e formou saliências semelhantes às da encurvadura local. (Fig.4.19) Não foi sequer visível encurvadura global que é o âmago deste estudo, conforme demonstra a Fig.4.20 onde se pode verificar a diferença entre a primeira e a segunda coluna depois de serem ensaiadas.



Fig.4.19 – 1ª coluna no final do ensaio

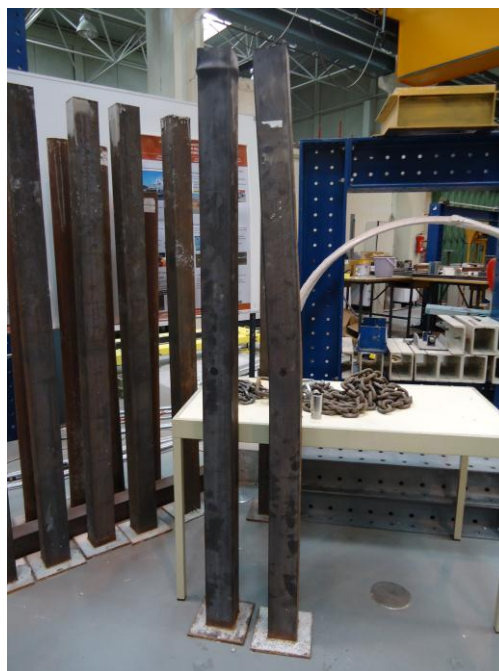


Fig.4.20 – Primeira e segunda coluna após serem ensaiadas

Em relação à segunda coluna, é importante referir que houve um erro na leitura da informação captada pelo LVDT que se encontrava a ler os deslocamentos na secção média segundo a direção yy e portanto só puderam ser utilizados os dados referentes à direção xx.

Após a realização dos oito ensaios verificou-se que, depois de ser atingida a capacidade resistente última elasto-plástica, as colunas apresentam ainda capacidade resistente pós-encurvadura considerável.

Sintetizam-se na tabela seguinte as cargas últimas, $P_{\text{último}}$, atingidas por cada coluna e o correspondente deslocamento na secção média bem como a orientação do plano de encurvadura.

Tabela 4.2 – Tabela resumo dos resultados experimentais

Coluna	$P_{\text{último}}$ [kN]	Deslocamento [m]	Orientação da Curvatura
1	635.817	0.005476499	-
2	757.224	0.006676561	Plano xx
3	752.686	0.01184932	Plano yy
4	829.429	0.010992912	Plano yy
5	848.925	0.010616851	Plano yy
6	773.212	0.010860054	Plano xx
7	748.147	0.009197807	Plano yy
8	865.532	0.007986852	Plano yy

Excluindo o primeiro ensaio da análise pelos motivos referidos anteriormente encontram-se valores de cargas últimas distintos para todas as colunas, embora relativamente próximos. Isto deve-se aos

diferentes padrões de deformações iniciais e às diferentes excentricidades na aplicação da carga na extremidade superior de cada coluna.

Construíram-se os gráficos carga-deslocamento para cada coluna e esboçou-se a trajetória da secção a meia altura de cada coluna baseados nos valores lidos pelos LVDT posicionados em cada um dos eixos ortogonais. Apresentam-se de seguida os mesmos diagramas obtidos para a coluna 8 nas figuras 4.21 e 4.22. Os restantes encontram-se em anexo.

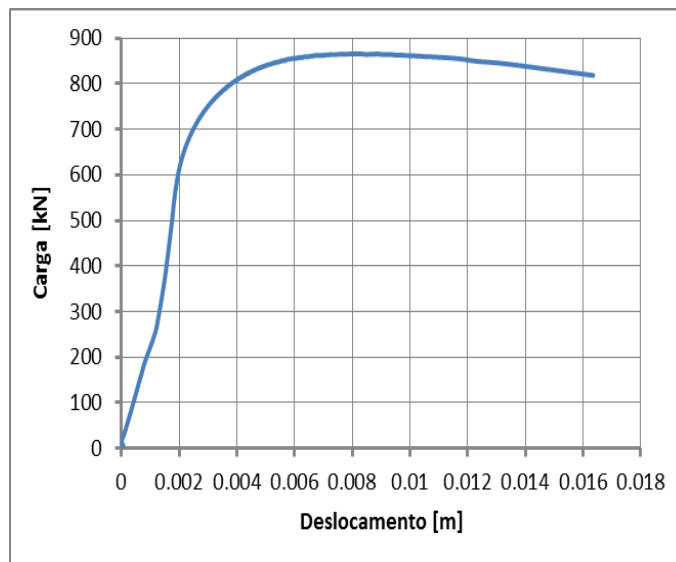


Fig.4.21 – Diagrama carga-deslocamento da Coluna 8

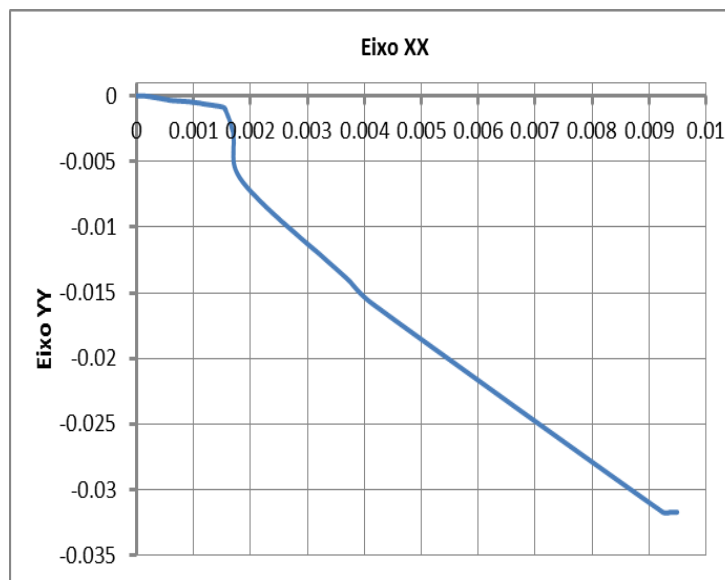


Fig.4.22 – Trajetória da secção a meia altura da Coluna 8

4.3. TRATAMENTO DE DADOS E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

4.3.1. DADOS COMPUTACIONAIS

Como já foi mencionado, o objetivo deste trabalho é fazer uma comparação de resultados experimentais com resultados computacionais. Para tal fez-se uma simulação no Midas Civil com modelos de barras e pontos.

O comprimento de cada barra corresponde à altura de cada estação, ou seja, 8 barras de 20 cm e 3 barras de 10 cm no centro da coluna, perfazendo um total de 1,90 m de altura. Aos nós foram atribuídas coordenadas correspondentes às deformações medidas inicialmente em cada estação. Na Fig.4.23 apresenta-se uma imagem do modelo utilizado.

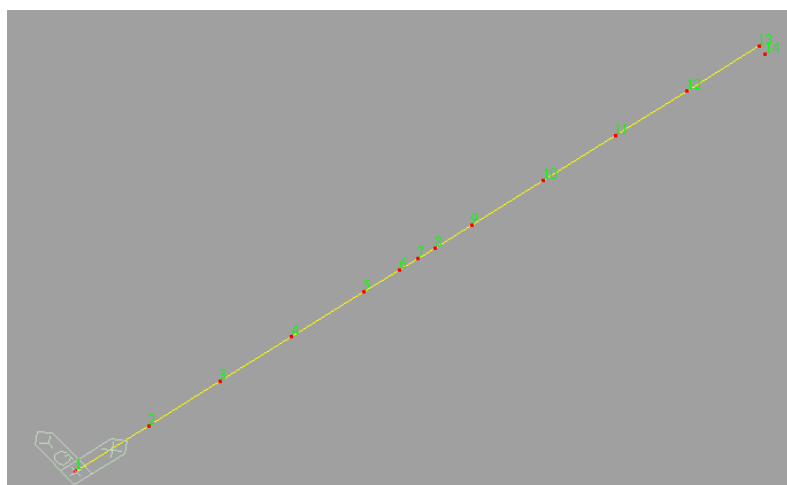


Fig.4.23 - Imagem do modelo utilizado para simular cada coluna no Midas

Para simular as excentricidades iniciais da carga aplicada criou-se um nó adicional (nó 14 na Fig.4.23) com as coordenadas correspondentes às mesmas excentricidades, efetuou-se um “rigid link” entre esse nó e o nó representante da extremidade onde a carga foi aplicada em laboratório (nó 13 na Fig.4.23) e aplicou-se a carga atuante no nó adicional. Na Fig.4.24 apresenta-se um pormenor dos nós entre os quais se estabelece o “rigid link” onde está representada a força aplicada (neste caso, o nó 14); adicionalmente apresentam-se os dígitos “0” e “1”, representando respetivamente as direções cujos graus de liberdade estão livres (com o algarismo 0) e os que estão restringidos (com o algarismo 1) relativamente aos eixos de referência do modelo.

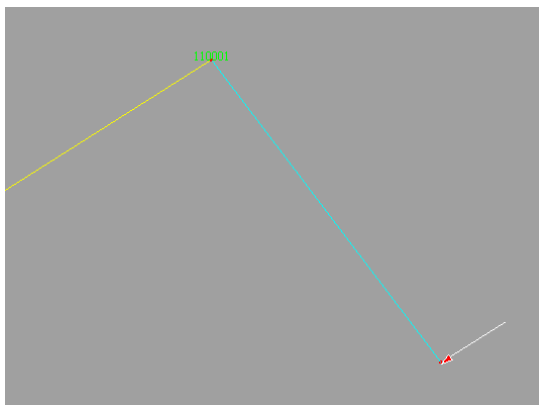


Fig.4.24 - Pormenor do “rigid link” realizado para simular a excentricidade da aplicação da carga axial

Introduziram-se as propriedades dos materiais e a geometria da secção transversal e fez-se uma análise elástica não linear geométrica do modelo. Calcularam-se também os diagramas carga-deslocamento para cada uma das direções de cada coluna.

De seguida mudaram-se as propriedades dos materiais de forma a gerar um padrão carga-deslocamento considerando que o betão estaria confinado, e ainda admitindo que a coluna seria só de aço, de forma a poder comparar os três diagramas com o diagrama obtido com os trabalhos experimentais.

Nos diagramas obtidos pelo Midas traça-se uma assíntota e obtemos a carga crítica, P_{cr} , que é igual para todas as colunas excetuando a coluna 2.

4.3.2. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS COMPUTACIONAIS

Apresenta-se na Fig.4.25, a título de exemplo, o diagrama comparativo com as curvas de carga-deslocamento para a coluna 8 onde estão esboçadas: a curva da análise não linear geométrica para a coluna de aço; as curvas para a coluna mista sob análise não linear geométrica, considerando o betão confinado e não confinado e ainda o diagrama realizado com os valores do ensaio. Os diagramas de comparação relativos às restantes colunas encontram-se em anexo.

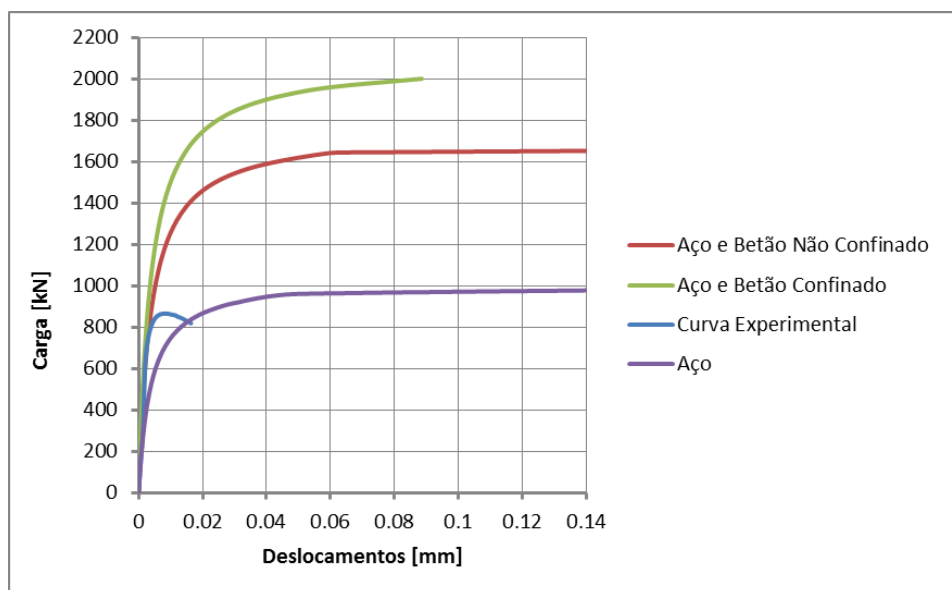


Fig.4.25 – Curva de carga-deslocamento da secção média da Coluna 8

Note-se que, enquanto a curva da coluna real se encontra em fase elástica, as quatro curvas têm que ser coincidentes, inclusive as curvas gerados pela análise elástica não linear geométrica e material feita com o software computacional para o betão confinado e não confinado, uma vez que, no início do carregamento, as tensões de confinamento têm uma influência reduzida. Em todos os casos se verifica que inicialmente as quatro curvas se sobrepõem.

As curvas teóricas realizadas segundo a análise elástica não linear demonstram, como seria de esperar, que as colunas mistas têm uma capacidade resistente substancialmente superior às suas homólogas constituídas só por aço, especialmente quando na presença de fenómenos de confinamento.

Verifica-se que a curva experimental, portanto a curva da coluna real, se localiza abaixo da curva teórica para a secção mista considerando o betão confinado e não confinado e acima da curva teórica resultante da análise elástica não linear geométrica para a coluna só de aço. Também se pode verificar que a curva real, em fase de pós-encurvadura, intersecta a curva teórica da coluna só de aço. Daqui podemos inferir que os fenómenos de confinamento não ocorreram, pelo menos, de forma significativa, o que não seria de esperar, e que o modelo computacional realizado não traduz a interface aço-betão da forma mais próxima da real, traduz uma ligação perfeita, o que não corresponde à realidade.

Pode referir-se que as colunas com secção transversal reta retangular mobilizam menos tensão de confinamento do que as suas homólogas com secção transversal circular. Meichun Zhu, Jianxin Liu, Qingxiang Wang e Xiufeng Feng [20] fizeram um estudo, já referido no capítulo 2, onde concluem que para colunas esbeltas, com L/B altos, sendo L a altura da coluna e B a dimensão da secção transversal quadrangular, a rotura dá-se por instabilidade e como tal não se pode considerar o acréscimo de resistência conferido pelo confinamento.

A ausência, ou o reduzido efeito de confinamento pode dever-se ao facto de os inertes constituintes do betão terem grandes dimensões. Em casos onde seja utilizado betão com dimensões dos inertes mais reduzidas, como, por exemplo, o betão utilizado em estacas, seria de esperar um efeito de confinamento mais visível.

4.3.3. DADOS EXPERIMENTAIS

A partir dos dados obtidos pelos LVDT constroem-se os diagramas de Southwell para que se possa estimar a carga crítica, P_{cr} , de cada coluna conforme descrito no capítulo 3.

Na Fig. 4.26 encontra-se o diagrama de Southwell para a coluna 8. Mais uma vez, a informação referente às restantes colunas está presente em anexo.

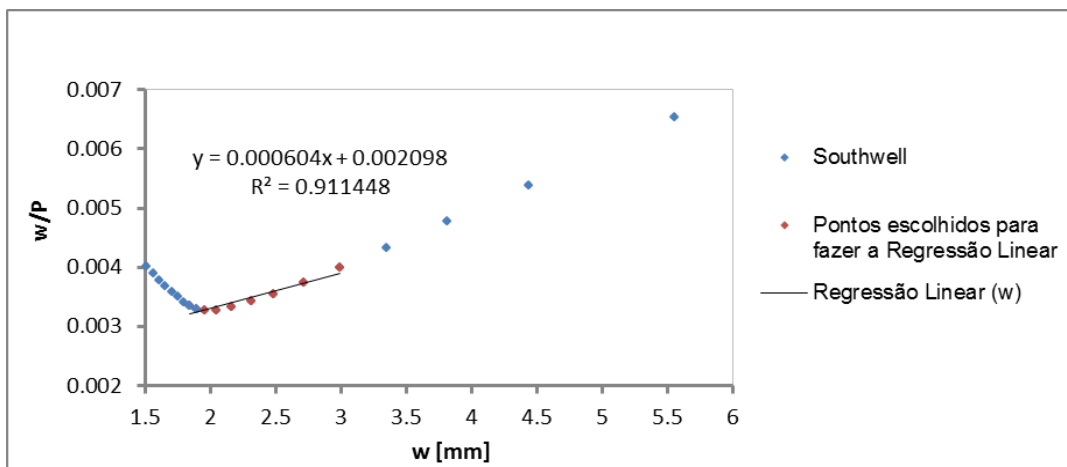


Fig.4.26 – Diagrama de Southwell da Coluna 8

Os valores w foram obtidos fazendo uma raiz quadrática dos valores dos deslocamentos segundo xx e yy

Procurou-se controlar o número de pontos escolhidos para fazer a regressão linear nos diagramas de Southwell (Tabela 4.3) de forma a manter coerência entre os resultados, nunca descurando a obrigatoriedade de escolher pontos que se encontrassem ainda em fase elástica.

Tabela 4.3 – N° de pontos utilizados para efectuar o método de Southwell

Coluna	N° de pontos	P_{cr} [kN]
2	10	1639.344
3	8	1736.111
4	9	1647.446
5	9	1666.667
6	9	1626.016
7	7	1620.746
8	9	1655.629

4.3.4. DISCUSSÃO DOS DADOS EXPERIMENTAIS

Na tabela seguinte, Tabela 4.4, apresentam-se os valores das cargas críticas estimadas a partir dos valores dos ensaios comparados com as cargas críticas obtidas a partir da análise elástica não linear-geométrica efectuada com o Midas Civil, bem como a percentagem de erro.

Tabela 4.4 – Tabela de comparação entre P_{cr} experimental e P_{cr} da AENL

Coluna	$(P_{cr})_{Experimental}$ [kN]	$(P_{cr})_{Midas}$ [kN]	% Erro
2	1639.344	1600	-2.46
3	1736.111	1720	-0.94
4	1647.446	1700	3.09
5	1666.667	1680	0.79
6	1626.016	1680	3.21
7	1620.746	1680	3.53
8	1655.629	1700	2.61

Apesar de, o diagrama de Southwell ser muito susceptível a pequenas variações w/P (deslocamento lateral/carga axial) e a quaisquer origens de não linearidades, quer da não linearidade material, quer da não linearidade do ajuste de equipamentos de medida no início dos ensaios, o erro associado à diferença entre o P_{cr} estimado a partir dos dados experimentais e o P_{cr} calculado pela análise elástica não linear geométrica é bastante reduzido, sendo em valor absoluto inferior a 5%.

4.3.5. CARGAS ÚLTIMAS DE ENSAIO E TEÓRICAS

A carga última de ensaio corresponde ao valor mais elevado da carga aplicada pelo atuador em cada coluna. Neste parágrafo confrontam-se estas cargas com as cargas últimas teóricas, determinadas a partir das equações de interacção para colunas mistas de secção rectangular deduzidas no Capítulo 3.

Se se escreverem as equações de interacção da seguinte forma:

$$M'_p = M_p \cdot \sigma_y t \frac{\left[b(b-t) + t \left(\frac{b}{2} - t - \frac{z}{2} \right) \left(\frac{b}{2} - t + \frac{z}{2} \right) \right] + \sigma_c (b-2t) \left(\frac{b}{2} - t - \frac{z}{2} \right) \left[\left(\frac{b}{2} - t - \frac{z}{2} \right) \frac{1}{2} + \frac{z}{2} \right]}{\sigma_y t \left[b(b-t) + 2 \left(\frac{b}{2} - t \right)^2 \right] + \sigma_c \left(\frac{b}{2} - t \right)^3 \frac{2}{3}} \quad (5.1)$$

Admitindo que o eixo neutro real se encontrará algures próximo do meio da secção e sabendo que,

$$M'_p = P(w + e) \quad (5.2)$$

Então tem-se:

$$P(w + e) = M_p \cdot \sigma_y t \frac{\left[b(b-t) + t \left(\frac{b}{2} - t - \frac{z}{2} \right) \left(\frac{b}{2} - t + \frac{z}{2} \right) \right] + \sigma_c (b-2t) \left(\frac{b}{2} - t - \frac{z}{2} \right) \left[\left(\frac{b}{2} - t - \frac{z}{2} \right) \frac{1}{2} + \frac{z}{2} \right]}{\sigma_y t \left[b(b-t) + 2 \left(\frac{b}{2} - t \right)^2 \right] + \sigma_c \left(\frac{b}{2} - t \right)^3 \frac{2}{3}} \quad (5.3)$$

Onde z é função de P/P_p como foi anteriormente demonstrado.

A carga axial de esgotamento plástico das colunas imperfeitas, P_p , corresponde à carga P , quando w é igual a zero e, portanto, só existe dependência das excentricidades iniciais da carga aplicada. Como, no caso destas colunas existem excentricidades em duas direcções ortogonais, tem-se por consequência, P_p em cada um dos planos.

Calculado o P_p de cada coluna já existe toda a informação necessária para se poder calcular a carga última teórica de cada coluna através da fórmula de Merchant-Rankine (FMR) [32, 34, 35, 36].

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{cr}} + \frac{1}{P_p} \quad (5.4)$$

Os valores de P_{cr} são os valores inferidos pela análise elástica não linear geométrica realizada com o Midas Civil.

Esta formulação é utilizada porque se trata de uma forma expedita de estimar os valores das capacidades últimas das colunas. Outra possibilidade seria explorar os métodos e recomendações dos Eurocódigos para as estruturas de aço e mistas.

Os valores das cargas últimas experimentais comparados com os valores das cargas últimas teóricas bem como a percentagem de erro associado à diferença entre os mesmos encontram-se na tabela seguinte.

Tabela 4.5 – Tabela de comparação entre $P_{\text{último}}$ teórico e experimental

Coluna	$(P_u)_{\text{Experimental}}$	$(P_{cr})_x$	$(P_{cr})_y$	P_{px}	P_{py}	$(P_u)_x_{\text{FMR}}$	$(P_u)_y_{\text{FMR}}$	% Erro	% Erro
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	$P_{u,x}$	$P_{u,y}$
2	757.224	1600	1600	2126.669	795.408	913.0594	531.2883	-17.0674	42.52603
3	752.686	1720	1720	1182.227	1561.511	700.6448	818.464	7.427554	-8.03681
4	829.429	1720	1680	884.996	1561.511	584.3359	809.2948	41.94391	2.487884
5	848.925	1680	1680	1182.227	917.649	693.9146	593.4791	22.33847	43.04202
6	773.212	1680	1680	919.324	3087.856	594.1791	1088.036	30.13121	-28.935
7	748.147	1680	1680	886.670	1182.227	580.3651	693.9146	28.90971	7.81542
8	865.532	1720	1680	1182.227	886.670	700.6448	580.3651	23.53359	49.13572

Na tabela de comparação, Tabela 4.5, observa-se que existem percentagens de erro entre os 40% e 50% que se considerariam inaceitáveis. No entanto, para a mesma coluna, a percentagem de erro entre a carga última calculada com a FMR e a carga última experimental, do plano ortogonal ao que dá origem a erros grandes, apresenta um erro reduzido compensando-se assim um ao outro.

Daqui prosegue-se para a estimativa do fator de correção, k_{FMR} , introduzidos por Barros [36, 38] e já estudado, também, por Gonçalves [1] e posteriormente por Barros e Gonçalves [49], utilizado na fórmula de Merchant-Rankine modificada.

Constroem-se os diagramas de interação da fórmula de Merchant-Rankine modificado e calcula-se o factor de correcção, k_{FMR} , em cada uma das direcções fazendo-se posteriormente uma média, os quais se apresentam nas três figuras 4.27, 4.28 e 4.29. Nesta última figura condensam-se os três resultados determinados para o k_{FMR} podendo-se apreciar a pouca dispersão em torno da média inerente ao valor determinado do $k_{FMR,médio}$.

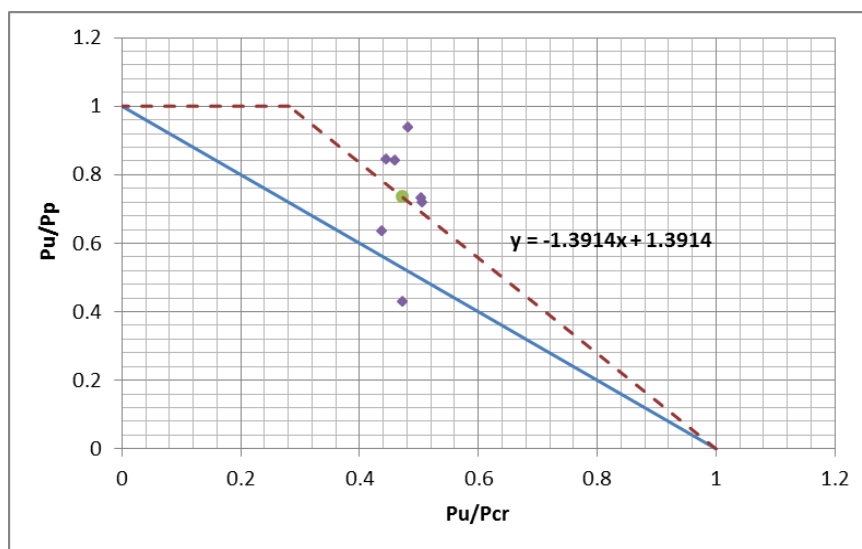


Fig.4.27 – Diagrama de interação da FMR modificado segundo o plano xx

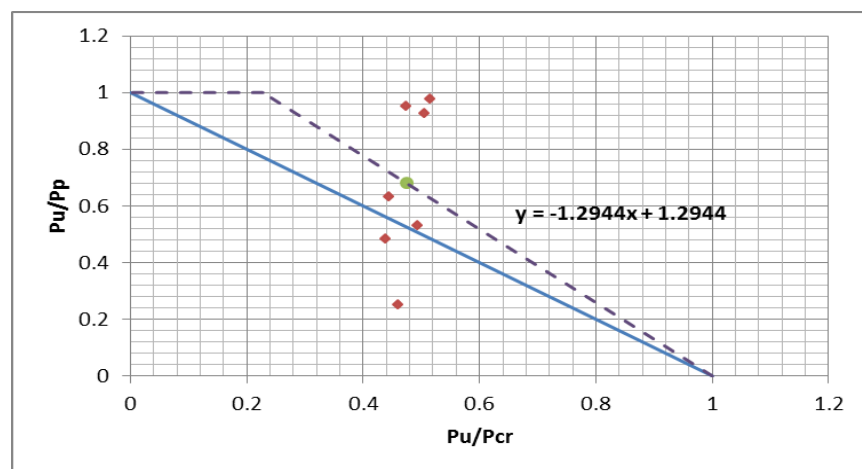


Fig.4.28 – Diagrama de interação da FMR modificado segundo o plano yy

Para o cálculo do k_{FMR} não foram incluídos os casos experimentais em que a percentagem de erro entre o P_u obtido experimentalmente e o P_u teórico se encontra na ordem dos 40%; também se apresenta a média do k_{FMR} para cada uma das direcções (Tabela 4.6).

Tabela 4.6 – Factor de correcção $k_{FMR,médio}$

$k_{FMR, médio}$	
xx	yy
0.719	0.773
0.746	

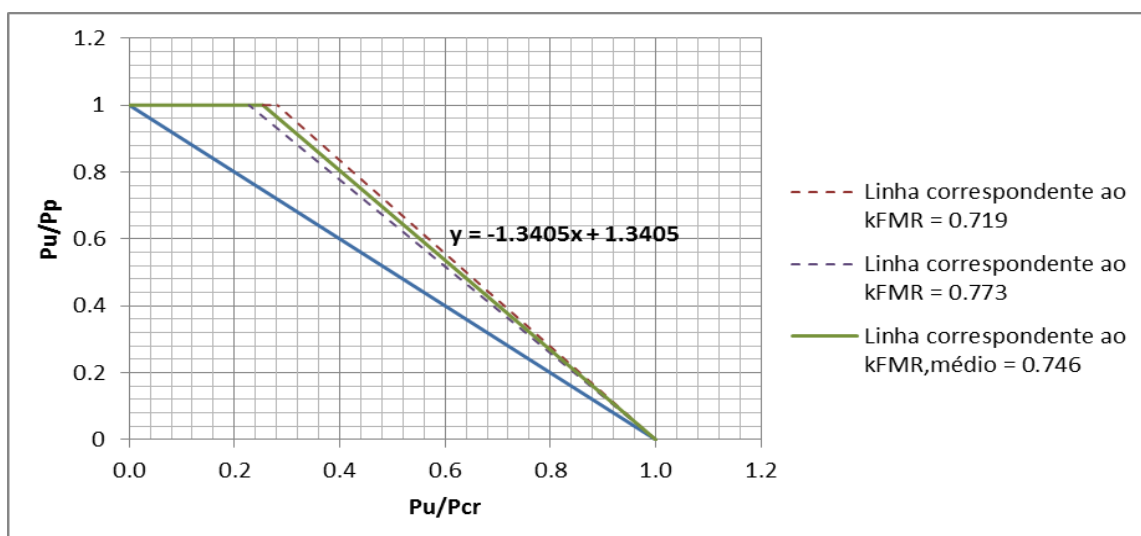


Fig.4.29 - Diagrama de interacção da FMR modificada para o $k_{FMR,médio} = 0.746$ (linha a cheio verde)

De seguida, calculam-se as cargas últimas teóricas corrigidas e faz-se uma estimativa dos erros.

A fórmula de Merchant-Rankine modificada apresenta-se:

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{cr}} + \frac{k_{FMR}}{P_p} \quad (5.5)$$

Os valores de P_u calculados com a FMR modificada apresentam-se na seguinte tabela.

Tabela 4.7 – Tabela de comparação do P_u experimental com o P_u teórico

Coluna	$(P_u)_{Experimental}$	$(P_u)_{FMR,x}$	$(P_u)_{FMR,y}$	$(P_u)_{FMR m,x}$	$(P_u)_{FMR m,y}$	% Erro	% Erro
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	$P_{u,x}$	$P_{u,y}$
2	757.224	913.059	531.288	1025.0074	640.04063	-26.125	18.30876
3	752.686	700.645	818.464	825.0261	944.3836	-8.76827	-20.2987
4	829.429	584.336	809.295	702.29494	932.19712	18.10268	-11.0243
5	848.925	693.915	593.479	815.71018	710.34524	4.071829	19.50872
6	773.212	594.179	1088.036	711.09283	1195.164	8.73579	-35.3049
7	748.147	580.365	693.915	696.30378	815.71018	7.445482	-8.28275
8	865.532	700.645	580.365	825.0261	696.30378	4.909608	24.30374

Verifica-se que, quando se utiliza o factor de correcção médio, $k_{FMR, \text{médio}}$ a percentagem de erro diminui relativamente aos valores calculados com a FMR clássica, conforme seria esperado.

4.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE POTENCIAIS MELHORIAS DE FUTUROS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Durante a execução dos ensaios e dos procedimentos adoptados foram-se observando possíveis fontes de imprecisões. Poder-se-iam efetuar os registos das imperfeições geométricas das colunas e das excentricidades iniciais de forma a obter maior grau de precisão nos resultados.

Seria prático construir uma base de dados de ensaios de colunas mistas que permitisse o cruzamento e a regularização dos resultados característicos destes ensaios.

Também teria utilidade colocar dois inclinómetros na extremidade superior.

5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. SÍNTESE GERAL

A presente dissertação teve por objeto apresentar um estudo comparativo experimental e computacional acerca do desempenho e da capacidade axial resistente de colunas mistas de secção retangular oca, cheias com betão auto-compactável com o objetivo de estender estudos anteriormente realizados por Geraldina Gonçalves com colunas mistas de secção circular.

5.2. CONCLUSÕES

Neste parágrafo realçam-se as principais conclusões desta tese, nomeadamente as referentes aos resultados dos estudos experimentais e teórico-experimentais expostos nos capítulos anteriores.

Os resultados experimentais obtidos foram, no geral, satisfatórios.

Da análise das curvas resultantes da análise elástica não linear (AENL) geométrica e material pode retirar-se que as colunas mistas têm melhor desempenho do que as mesmas colunas constituídas só por aço. Este comportamento é mais evidente quando na presença de fenómenos de confinamento.

Quando se confrontam os resultados obtidos para a carga crítica, P_{cr} , pela análise computacional (AENL) com os valores obtidos pela metodologia de Southwell observam-se erros dentro do intervalo [-2,46% a 3,53%]. Todas as colunas apresentam erro absoluto abaixo dos 5%.

Os valores da carga crítica elástica obtidos por uma AENL são muito superiores à carga última (elasto-plástica) obtida nos ensaios.

O facto das curvas teóricas se encontrarem bastante acima da curva experimental de cada coluna pode ter como razão, no MIDAS, não ter sido simulada a perda de resistência que ocorre na interface dos dois materiais, nos casos reais, onde a passagem de esforços de um material para o outro não é ideal.

As observações já realizadas das fontes de possíveis erros no capítulo anterior poderão permitir compreender esta tendência numérica.

Outro ponto importante é a existência de confinamento que conjugado com uma melhor avaliação das excentricidades, permite corrigir o valor da carga crítica utilizado, implicando uma imediata subida do valor aproximado da carga última determinada através da fórmula de Merchant-Rankine.

Foi possível determinar para cada uma das colunas ensaiadas o coeficiente corretor da fórmula de Merchant-Rankine (k_{FMR}) de modo a explicitá-la na sua versão modificada para colunas

quadrangulares de aço e betão. Este estudo para as colunas ensaiadas de secção quadrangular oca continua a possibilitar a utilização eficiente da FMR e da sua alternativa $FMR_{\text{modificada}}$, que constituem excelentes auxiliares práticos na determinação da capacidade última de colunas imperfeitas.

5.3. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Seria interessante continuar o estudo de colunas mistas fazendo o mesmo tipo de análises realizadas no âmbito desta dissertação para colunas com secção retangular, visto já ter sido feito um estudo equivalente de colunas com secções transversais circulares. Ainda no âmbito desta tese, fazer um estudo comparativo entre colunas tubulares de secções diferentes, com ou sem reforço em armadura ordinária ou com perfis metálicos no interior.

Como existem também inovações no sentido da utilização de outros materiais para reforço de colunas de betão, como por exemplo, encamisamento com trechos ou bandas de FRP, seria relevante fazer um estudo teórico-experimental sobre o efeito das imperfeições iniciais geométricas das colunas na sua capacidade resistente.

O valor do k_{FMR} poderia ser mais refinado caso se realizassem trabalhos experimentais com um universo de colunas experimentadas consideravelmente maior.

Poder-se-ia fazer um estudo comparativo entre ensaios experimentais e computacionais usando software que permitisse efetuar análises elasto-plásticas, por exemplo o Ansys, tendo em conta que as colunas reais se encontram em fase elasto-plástica quando atingem a carga última e as análises teóricas efetuadas foram baseadas em pressupostos do domínio elástico.

Efetuar modelação pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) com elemento sólido de modo a ser possível captar as transferências na interface aço-betão, aproximaria ainda mais as hipóteses computacionais dos casos reais, conforme já realizado por Masoudnia, Amiri e Sadeghian [25].

Uma abordagem futura de teses semelhantes às já desenvolvidas na FEUP (por Gonçalves [1] e a presente dissertação) e outras efetuadas por Ge e Usami [15] em que as colunas possuam conetores interiores seria proveitoso no sentido de se poderem efetuar comparações e verificar eventuais vantagens.

Em vez de utilizar as formulações e métodos expeditos de Merchant-Rankine sugere-se a utilização das metodologias dos Eurocódigos 3 [50] e/ou 4 [41] e eventualmente encontrar uma analogia entre o coeficiente k_{FMR} com o coeficiente α (fator de imperfeição relacionado com a curva de encurvadura mais adequada ao caso em estudo) presente na metodologia utilizada pelo Eurocódigo 3 [49], secção 6.3.1 “Elementos uniformes comprimidos” para determinar o valor de cálculo do esforço axial de resistência à encurvadura $N_{b,Rd}$.

Finalmente, sugere-se o desenvolvimento de uma tese futura no âmbito das colunas tubulares, mas agora com secções do tipo RHS (rectangular hollow sections)

BIBLIOGRAFIA

- [1] Gonçalves, Geraldina *Estudo Comparativo acerca do Desempenho e da Capacidade Axial Resistente de Colunas Tubulares em Aço e em Aço-Betão*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [2] Romero, M. L., Bonet, J. L., Ivorra, S., Hospitaler A. *Estudio Numérico de Preñiles Tubulares de Acero Rellenos de Hormigón de Alta Resistência*. Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería, Granada, 2005.
- [3] Chen, W. F. *End Restraint and Column Stability*, Journal of the Structural Division, 1980, 106 (N.º ST11, Proc. Paper 157969), 2279-2295, ASCE.
- [4] Burr, W. H. *Composite columns of concrete and steel*. Proc. Institution of Civil Engineers, 1912, 188:114-26.
- [5] Mirza, S. A., Skrabek, B. W. *Reliability of short composite beam-column strength interaction*. Journal of Structural Engineering, 1991, 117(8):2320-39, ASCE.
- [6] Mirza, S. A., Skrabek, B. W. *Statistical analysis of slender composite beam-column strength*. Journal of Structural Engineering, 1992, 118(5):1312-31, ASCE.
- [7] Hunaiti, Y. M., Fattah, B. A. *Design considerations of partially encased composite columns*. Proc. Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings, 1994, 106(Feb.):75-82.
- [8] Gosh, R. S. *Strengthening of slender hollow steel columns by filling with concrete*. Canadian Journal of Civil Engineering, 1977, 4(2):127-33.
- [9] Prion, H. G. L., Boehme, J. *Beam-column behavior of steel tubes filled with high-strength concrete*. In *Fourth International Colloquium*, SSRC, 439-49, New York, 1989.
- [10] Shakir-Khalil, H., Zeghiche, J. *Experimental behaviour of concrete-filled rolled rectangular hollow section columns*. The Structural Engineer, 1989, 67(19):346-53.
- [11] Shakir-Khalil, H., Mouli, M. *Further tests on concrete-filled rectangular hollow section columns*. The Structural Engineer, 1990, 68(20):405-13.
- [12] Shakir-Khalil, H., Al-Rawdan, A. In *Composite construction in steel and concrete 3*. ASCE, 222-35, Buckner, D., Shahrooz, B. M., editors, New York, 1994.
- [13] Morino, S., Matsui, C., Watnabe, H. *Strength of biaxially loaded SRC columns*. In *Composite and mixed construction*, ASCE, 185-94, Roeder, C. W., editor, New York, 1984.
- [14] Gonçalves, G., Barros, R., C., Cesar, M., B. *Geometrical and material nonlinear analysis of imperfect circular hollow section (CHS) columns: Steel tubes and concrete filled tubes*. 3rd International Conference on Integrity, Reliability and Failure, 20-24/Julho/2009, Porto.
- [15] Ge, H., Usami, T. *Strength of concrete-filled thin walled steel box columns: experiment*. Journal of Structural Engineering, 1992, 119(11):3036-54, ASCE.
- [16] Furlong, R. W. *Design of steel-encased concrete beam-columns*. Journal of the Structural Division, 1968, 94(1):267-81, ASCE.
- [17] Rangan, B. V., Joyce, M. *Strength of eccentrically loaded slender steel tubular columns filled with high-strength concrete*. 1992, 89(6):676-81, ACI Structural Journal.

- [18] O'Brian, A. D., Rangan, B. V. *Tests on slender tubular steel columns filled with high strength-concrete*. Australian Civil Engineering Transactions, 1993, 35(4):287-92.
- [19] O'Shea, M., D., Bridge, R., Q. *Circular thin walled concrete filled steel tubes*. In *PSSC '95 4th Pacific Structural Steel Conference, vol. 3, Steel-Concrete Composite Structures*, 53-60, 1995.
- [20] Zhu, M., Liu, J., Wang, Q., Feng, X. *Experimental research on square steel tubular columns filled with steel-reinforced self-consolidating high-strength concrete under axial load*. Engineering Structures 32, 1/April/2010, 2278-2286, Elsevier Ltd.
- [21] Uy, B., Patil, S., B. *Concrete-filled high strength steel box columns for tall buildings: behavior and design*. The Structural Design of Tall Buildings, 5:75-93, 1996.
- [22] Barros, R., C., BlazeVICIUS, Z. *On the Strength of Composite Columns of Steel*. Confined Concrete, 2001, FEUP, Porto.
- [23] Wang, Q., Zhao, D., Guan, P. *Experimental Study on the Strength and Ductility of Steel Tubular Columns Filled with Steel*. Reinforced Concrete, Engineering Structures, 2004, 907-915, Elsevier Applied ScienceDirect.
- [24] Ellobody, E., Young, B. *Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns*. Thin-Walled Structures 44, 18/July/2006, 919-930, Elsevier.
- [25] Masoudnia, R., Amiri, S., Sadeghian, M., A. *Numerical Investigation of Behavior of RHS Columns Using FE Method*. European Journal of Scientific Research Vol.51 No.1, 2011, 109-114, EuroJournals Publishing, Inc.
- [26] Viridi, K., S., Dowling, P., J. *The ultimate strength of composite columns in biaxial bending*. Proc. Institution of Civil Engineers, Part 2, 1973, 55(Mar.):251-71.
- [27] Han, L., Yao, G. *Influence of concrete compaction on the strength of concrete-filled steel RHS columns*. Journal of Constructional Steel Research 59, 30/August/2002, 751-767, Elsevier Science.
- [28] Heyde, S., Geibler, K. *Strength of concrete filled historic cast-iron columns*. Composite Construction in Steel and Concrete VI: Proceedings of the 2008 Composite Construction in Steel and Concrete Conference VI (Roberto T. Leon, Tiziano Perea, Gian Andrea Rassati, Jörg Lange, ed.), July 2008, Tabernash, Colorado, 304-316, ASCE Publications.
- [29] Tastani, S., P., Pantazopoulou, S., J. *Experimental evaluation of FRP jackets in upgrading RC corroded columns with substandard detailing*. Engineering Structures 26, 4/Feb/2004, 817-829, Elsevier Ltd.
- [30] Chastre, C., Silva, M. A. G. *Monotonic axial behavior and modelling of RC circular columns confined with CFRP*. Engineering Structures 32, 1/April/2010, 2268-2277, Elsevier Ltd.
- [31] Thonier, H. *Conception et Calcul des Structures de Bâtiment*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées; 1^o edição, Vol. 3, Paris, 1995.
- [32] Reis, A., Camotim, D. *Estabilidade Estrutural*. McGraw-Hill de Portugal, Lda; 1^o edição, Amadora, 2001.
- [33] Allen, H. G., Bulson, P. S. *Background to Buckling*. McGraw-Hill Book Company Ltd, U.K., 1980.
- [34] Moy, S.S.J. *Plastic Methods for Steel and Concrete Structures*. A Halsted Press Book, John Wiley & Sons, New York, 1981.

- [35] Wood, R.H. *Effective Lengths of Columns in Multistorey Buildings*. BRE Current Paper 85/74, U.K., September/1974
- [36] Barros, R.C. *On the Determination of the Interaction Equation of Circular Tubular Sections of Steel Tubular Columns*, Deptº Engª Civil, Secção de Estruturas, F.E.U.P., 14th/February/2009.
- [37] Bazant, Z.P., Cedolin, L. *Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories*. Oxford University Press Inc., New York, 1991.
- [38] Barros, R.C. *Sobre a Extrapolação de Resultados Experimentais em Problemas Estruturais de Instabilidade e Vibrações*. Revista Mecânica Experimental, 2004, 1-12, Edição da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões (APAET), Nº 10, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [39] Chen, W.F., Atsuta, T. *Theory of Beam-Columns - Space behavior and design, Vol.1 and 2*. New York: McGraw – Hill Book Company, Inc., 1978.
- [40] Massonnet, C., Save, M. *Calculo Plastico de las Construcciones*. Tomo I: Estructuras Planas, Montaner y Simon S.A., Barcelona, 1966.
- [41] European Committee For Standardization *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings*. 2004, CEN: Brussels
- [42] EFNARC, *The European Guidelines for Self Compacting Concrete: Specifications, Production and Use*. 2005.
- [43] EN12350 *Testes do betão fresco*. 2010, IPQ
- [44] EN12350 *Testes do betão fresco. Parte 8: Betão autocompactável - Teste de espalhamento - cone de Abrams*. 2010, IPQ
- [45] EN12350 *Testes do betão fresco. Parte 9: Betão autocompactável -Teste do Funil em V*. 2010, IPQ
- [46] EN12350 *Testes do betão fresco. Parte 11: Betão autocompactável - Ensaio de segregação no peneiro*. 2010, IPQ
- [47] EN 12390-3/2003 *Testing hardened concrete. Part 3: compressive strength of test specimens*. 2003
- [48] DIN 1048-5 *Testing concrete Part 5 - Testing of hardened concrete (specimens prepared in mould)*. 1991
- [49] Barros, R. C., Gonçalves, G. *Comparative experimental-theoretical study on the performance and strength of imperfect circular hollow section (CHS) columns: steel tubes and concrete filled tubes*. International Conference on Recent Advances in Nonlinear Models - Structural Concrete Applications, CoRAN (Barros, H., Faria, R., Pina, C., Ferreira, C., eds.), 24-25 November 2011, Coimbra, Portugal, 281-302, RAGRAF
- [50] CT 115 LNEC *Eurocódigo 3 - Projecto de Estruturas de Aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 2010, IPQ

Anexo

A1

RESULTADOS DOS TRABALHOS EXPERIMENTAIS

COLUNA 1



Fig.A1.1 – Coluna 1 antes do ensaio



Fig.A1.2 – Coluna 1 depois do ensaio

Características das Colunas	
Secção:	100x100 [mm]
Espessura:	3 mm
Altura:	1900 mm
Aço S275	Betão
$f_y = 275$ MPa	$f_{ck} = 58,53$ MPa
$E_s = 210$ GPa	$E_c = 39,37$ GPa

Observações	A coluna 1 foi excluída do grupo de colunas em análise porque a base onde as colunas apoiam se deformou.
--------------------	--

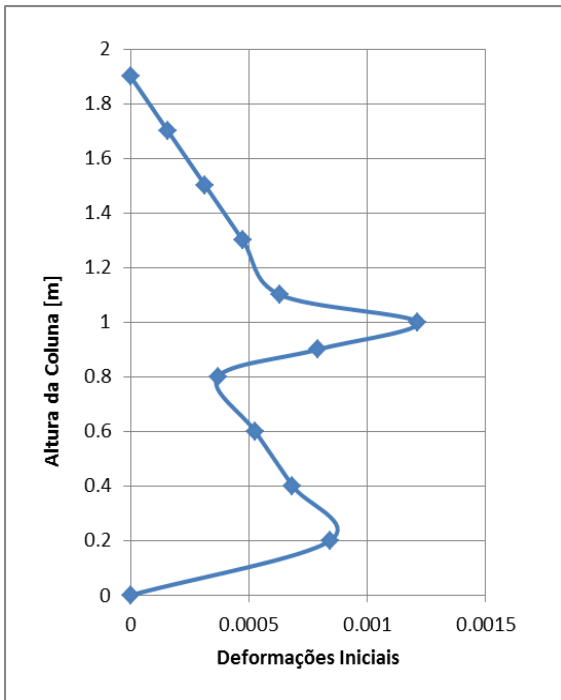


Fig.A1.3 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx

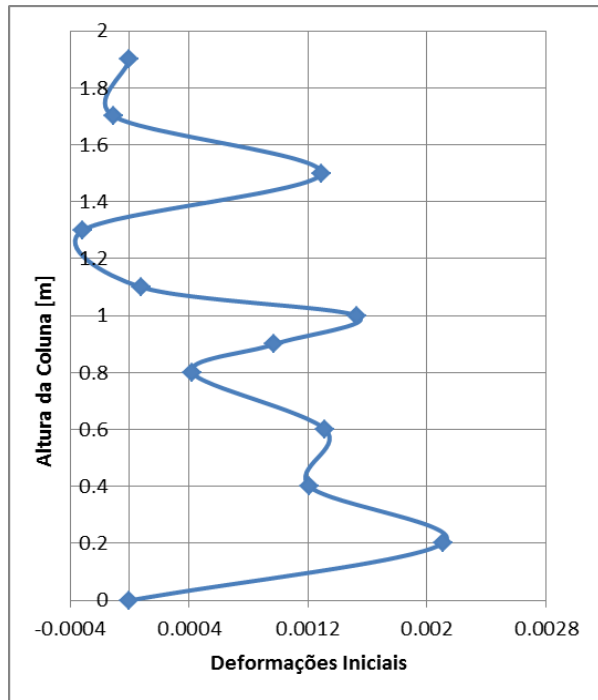


Fig.A1.4 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy

COLUNA 2



Fig.A1.5 – Coluna 2 antes do ensaio

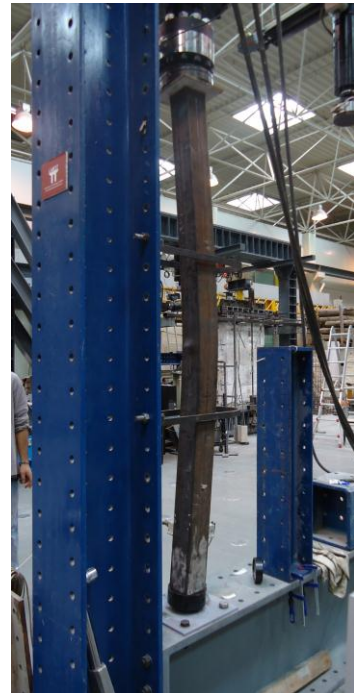


Fig.A1.6 – Coluna 2 depois do ensaio

Características das Colunas	
Secção:	100x100 [mm]
Espessura:	3 mm
Altura:	1900 mm
Aço S275	
$f_y = 275$ MPa	$f_{ck} = 58,53$ MPa
$E_s = 210$ GPa	$E_c = 39,37$ GPa

Observações	Devido a um erro nas ligações dos LVDT's a leitura feita no plano yy foi comprometida e portanto só se consideram os cálculos feitos com a informação relativa à direção xx, não podendo fazer-se o diagrama da trajetória da secção média.
--------------------	---

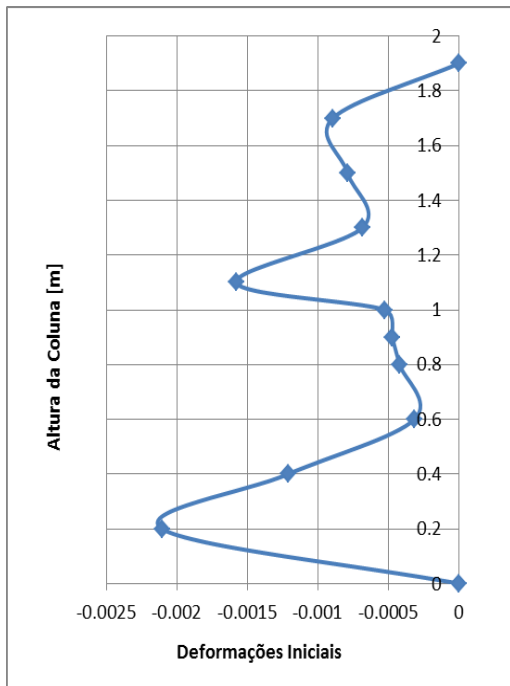


Fig.A1.7 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx

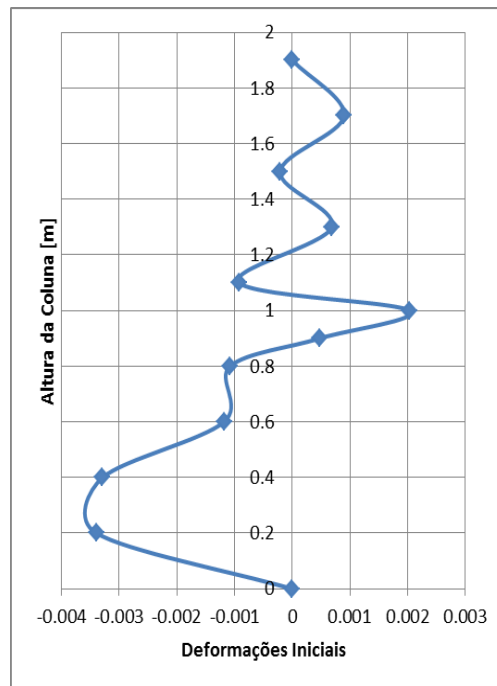


Fig.A1.8 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy

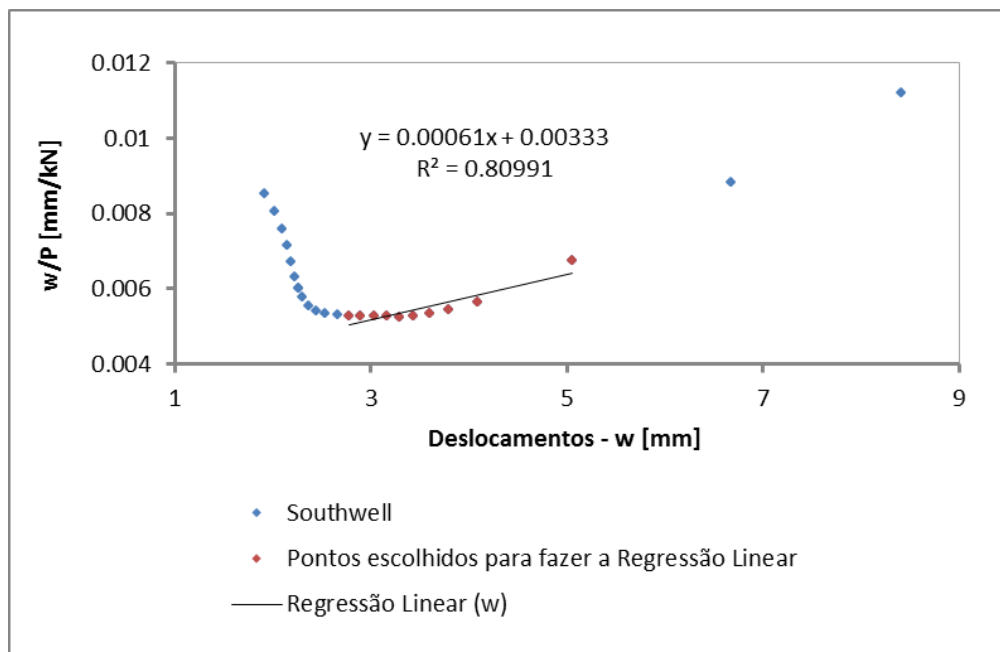


Fig.A1.9 – Diagrama de Southwell

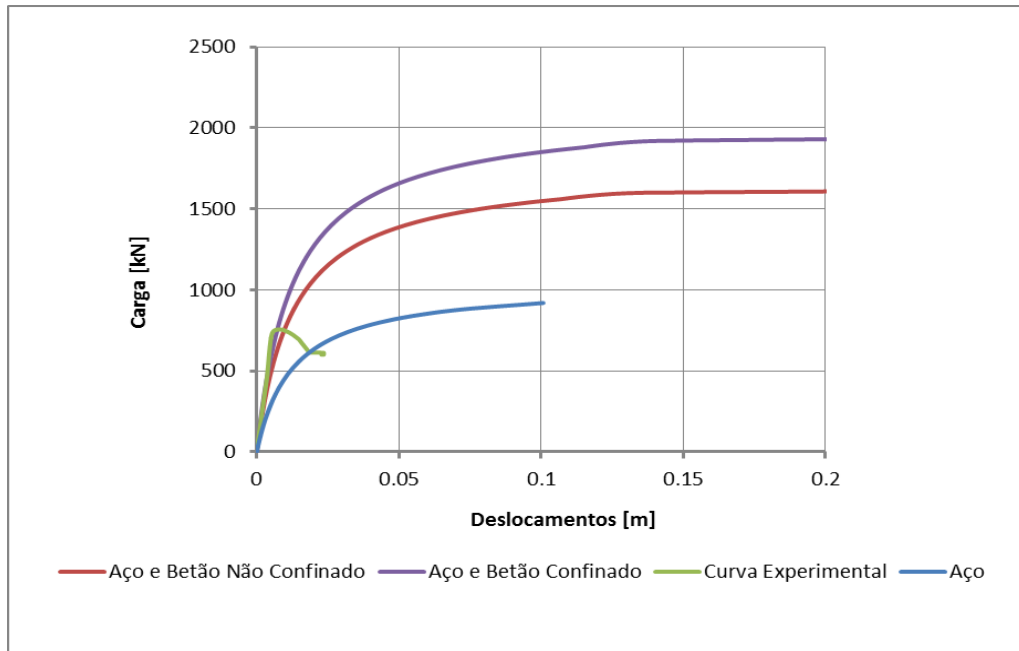


Fig.A1.10 – Diagrama comparativo das quatro curvas estudadas

COLUNA 3



Fig.A1.11 – Coluna 3 antes do ensaio



Fig.A1.12 – Coluna 3 depois do ensaio

Características das Colunas	
Secção:	100x100 [mm]
Espessura:	3 mm
Altura:	1900 mm
Aço S275	
$f_y = 275$ MPa	Betão
$E_s = 210$ GPa	$f_{ck} = 58,53$ MPa
	$E_c = 39,37$ GPa

Observações	
--------------------	--

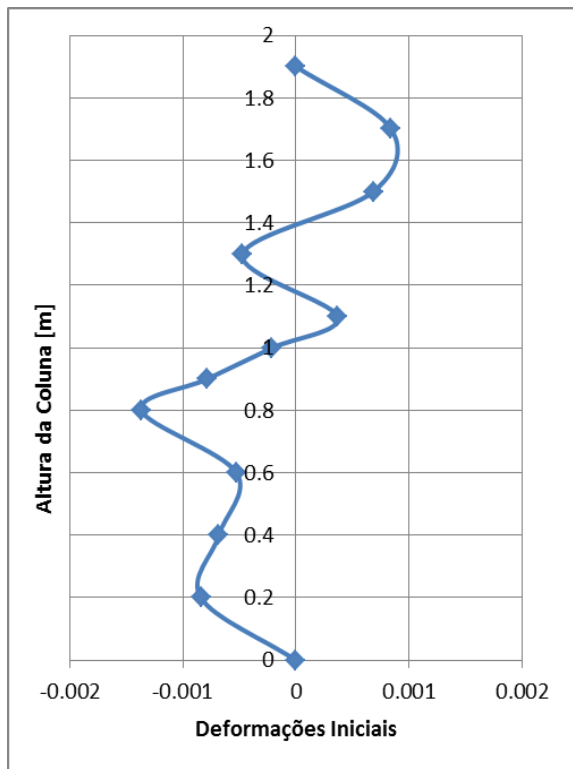


Fig.A1.13 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx

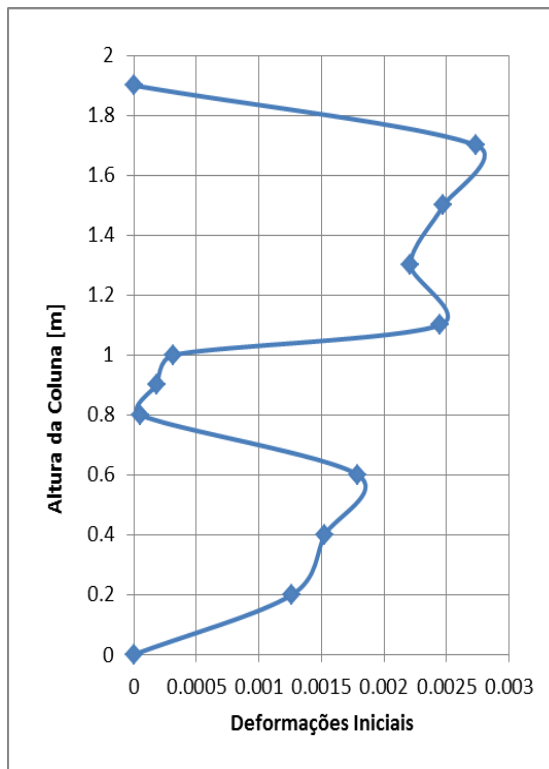


Fig.A1.14 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy

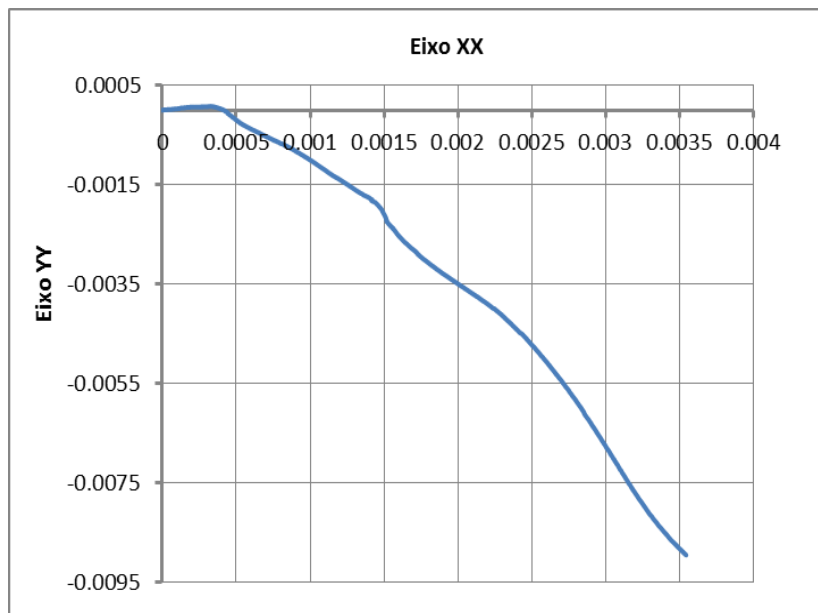


Fig.A1.15 – Trajectória da secção a meia altura

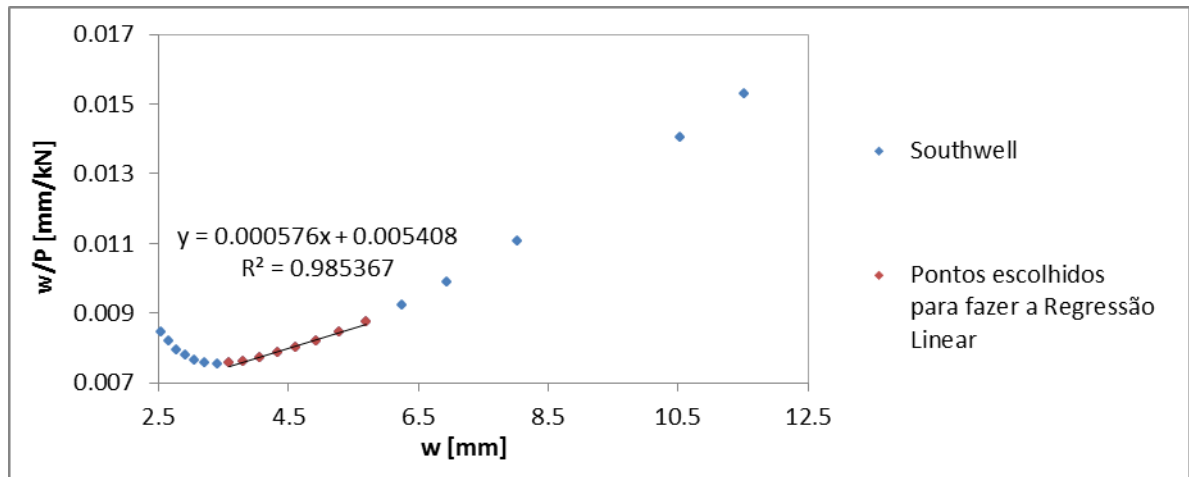


Fig.A1.16 – Diagrama de Southwell

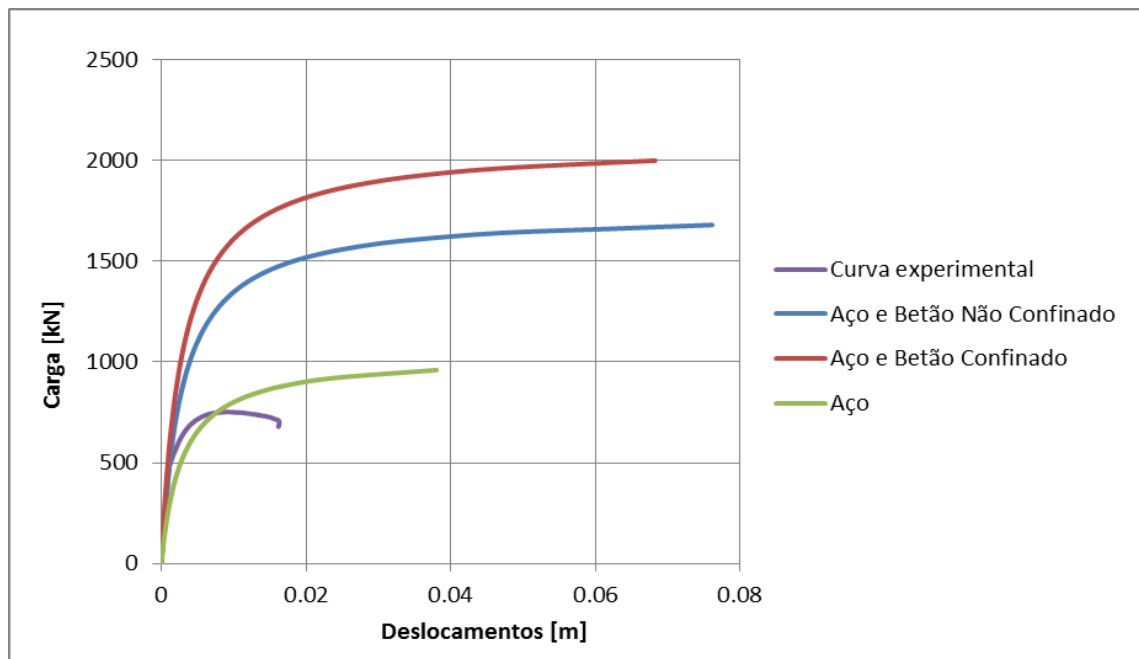


Fig.A1.17 – Diagrama comparativo das quatro curvas estudadas

COLUNA 4



Fig.A1.18 – Coluna 4 antes do ensaio



Fig.A1.19 – Coluna 4 depois do ensaio

Características das Colunas	
Secção:	100x100 [mm]
Espessura:	3 mm
Altura:	1900 mm
Aço S275	Betão
$f_y = 275$ MPa	$f_{ck} = 58,53$ MPa
$E_s = 210$ GPa	$E_c = 39,37$ GPa

Observações	
--------------------	--

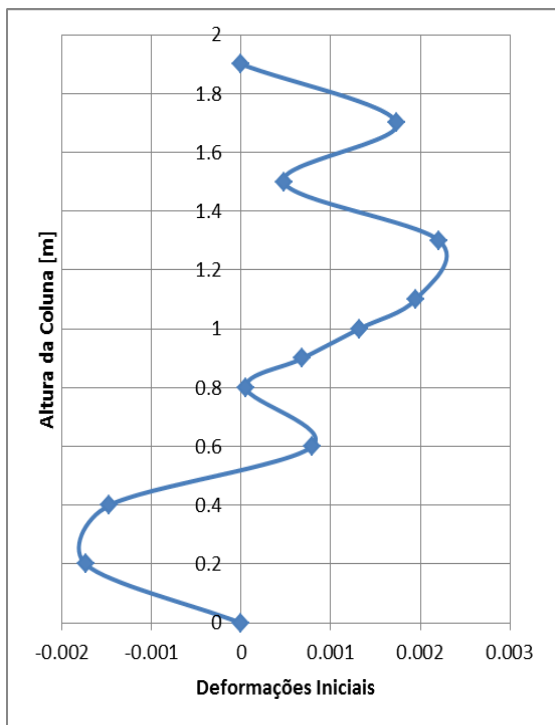


Fig.A1.20 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx

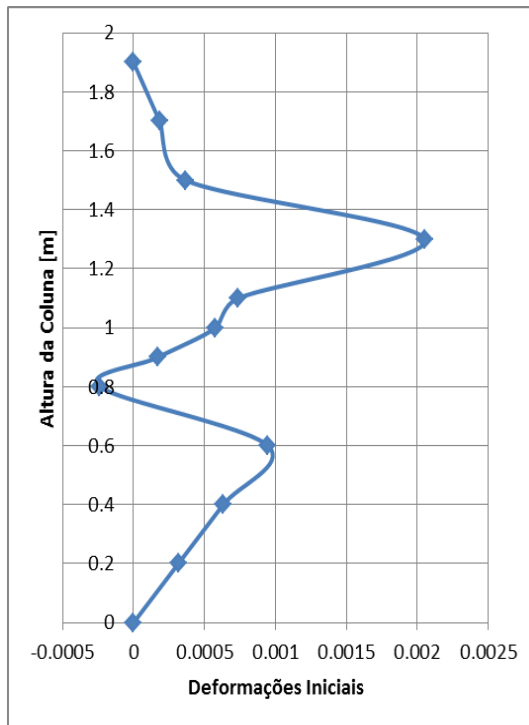


Fig.A1.21 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy

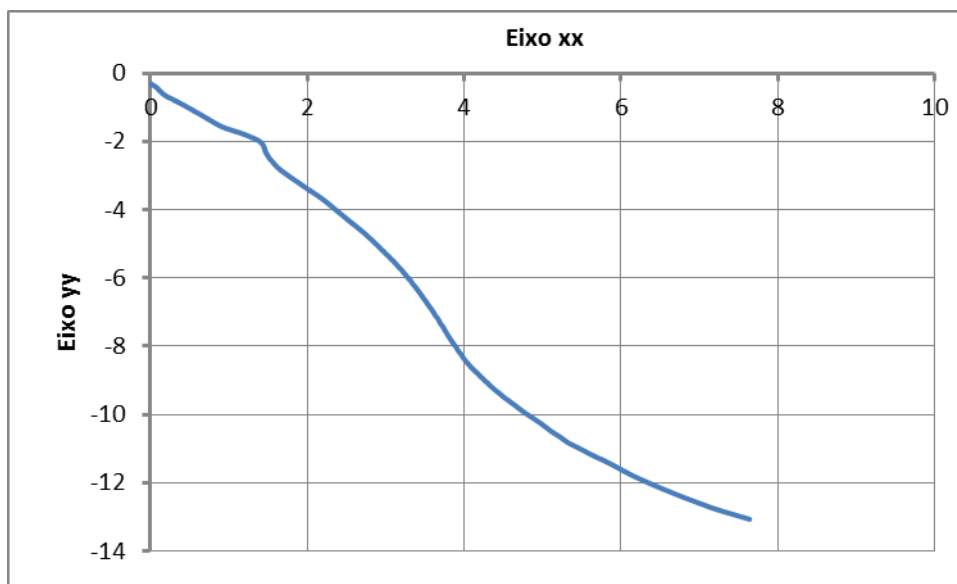


Fig.A1.22 – Trajectória da secção a meia altura

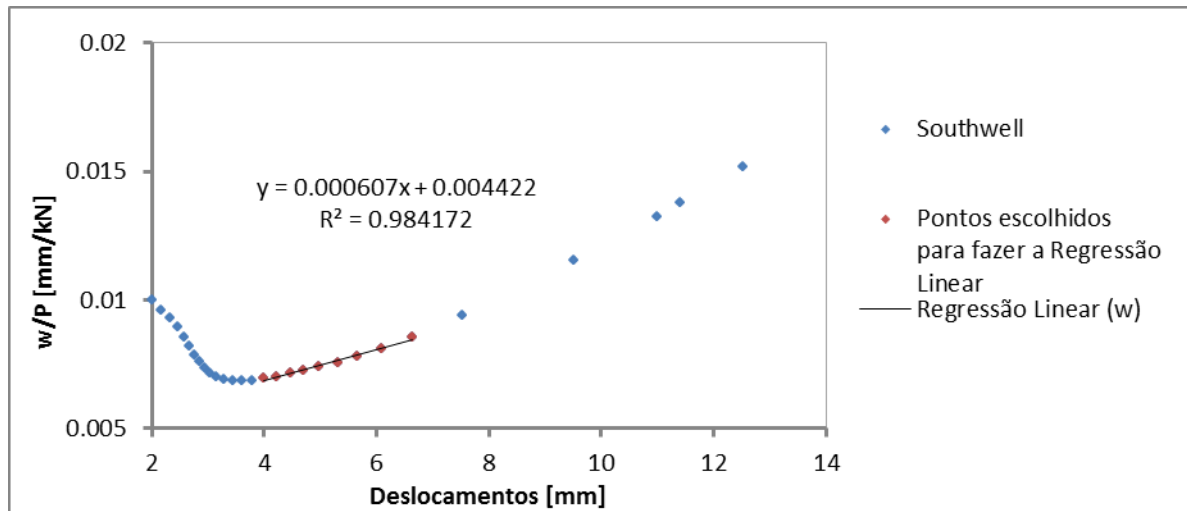


Fig.A1.23 – Diagrama de Southwell

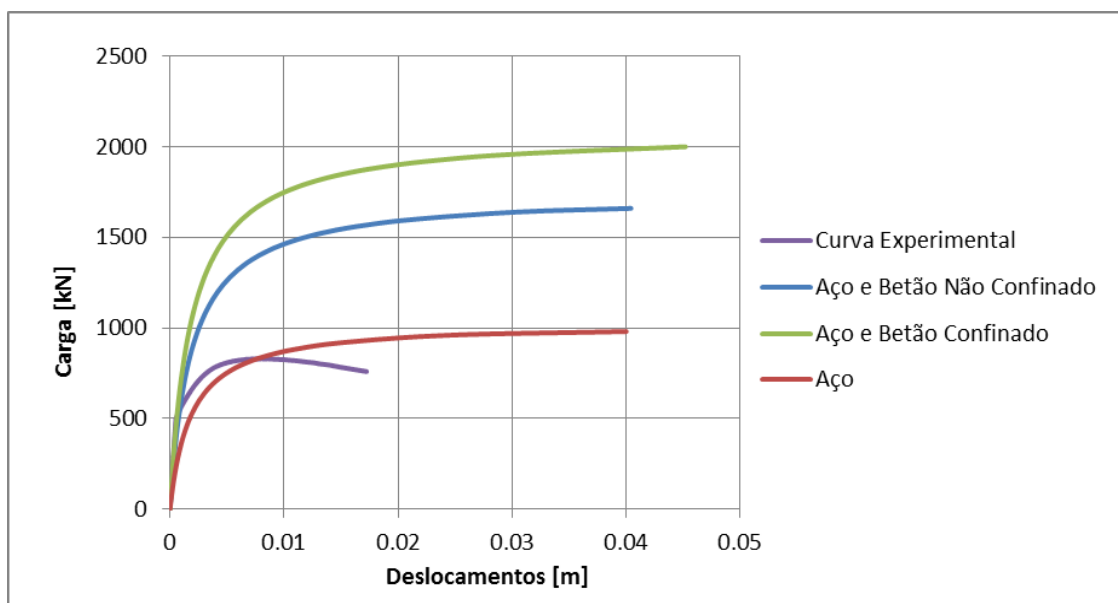


Fig.A1.24 – Diagrama comparativo das quatro curvas estudadas

COLUNA 5



Fig.A1.25 – Coluna 4 antes do ensaio



Fig.A1.26 – Coluna 4 depois do ensaio

Características das Colunas	
Secção:	100x100 [mm]
Espessura:	3 mm
Altura:	1900 mm
Aço S275	
$f_y = 275$ MPa	Betão
$E_s = 210$ GPa	$f_{ck} = 58,53$ MPa
	$E_c = 39,37$ GPa

Observações	
--------------------	--

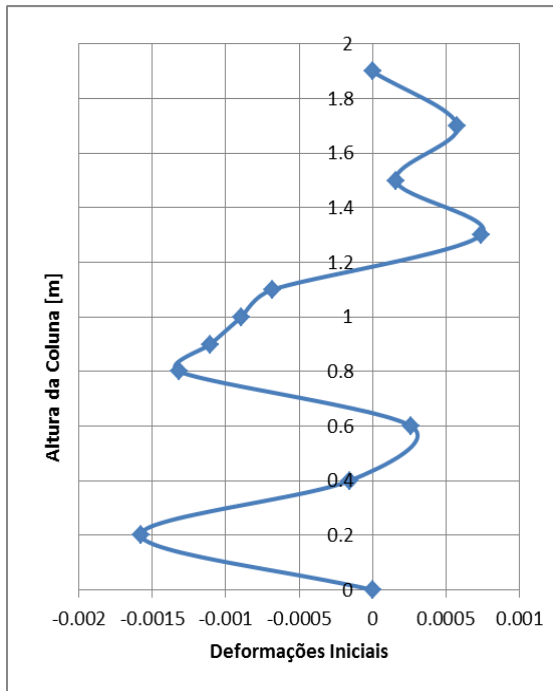


Fig.A1.27 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx

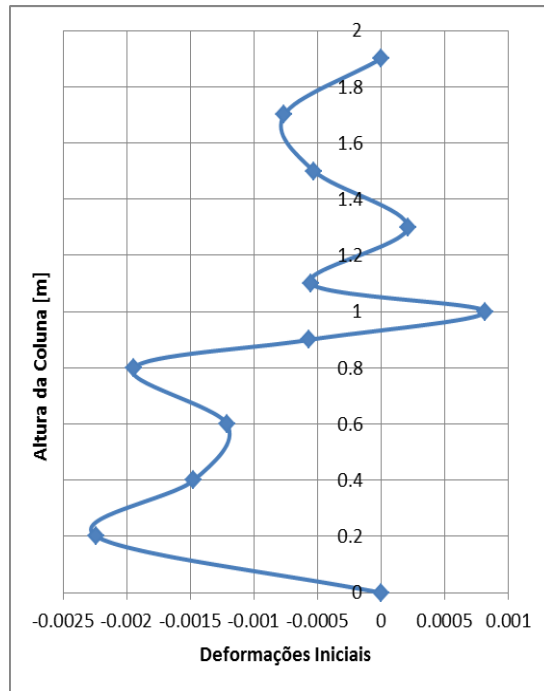


Fig.A1.28 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy

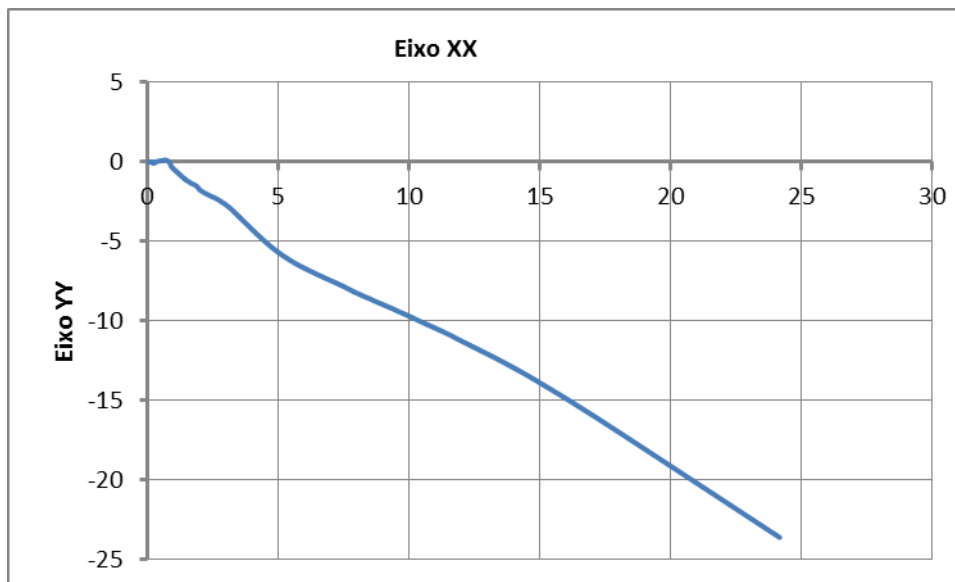


Fig.A1.29 – Trajectória da secção a meia altura

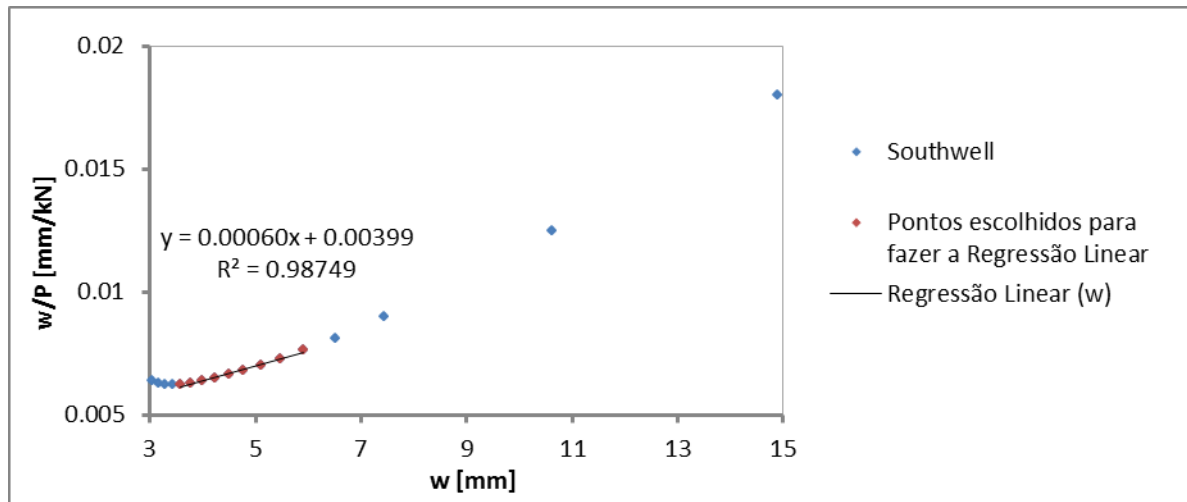


Fig.A1.30 – Diagrama de Southwell

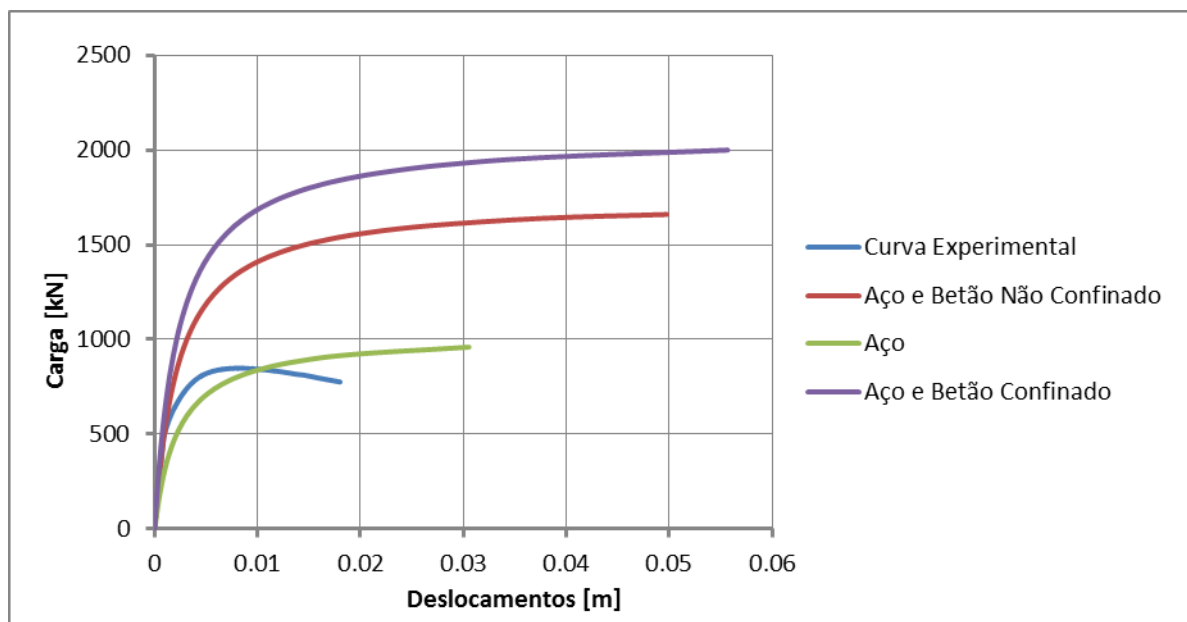


Fig.A1.31 – Diagrama de comparação das quatro curvas

COLUNA 6



Fig.A1.32 – Coluna 4 antes do ensaio



Fig.A1.33 – Coluna 4 depois do ensaio

Características das Colunas	
Secção:	100x100 [mm]
Espessura:	3 mm
Altura:	1900 mm
Aço S275	Betão
$f_y = 275$ MPa	$f_{ck} = 58,53$ MPa
$E_s = 210$ GPa	$E_c = 39,37$ GPa

Observações	
--------------------	--

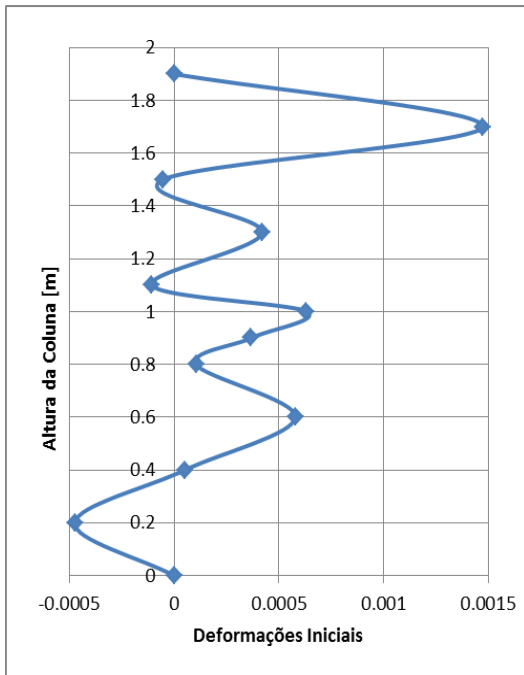


Fig.A1.34 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx

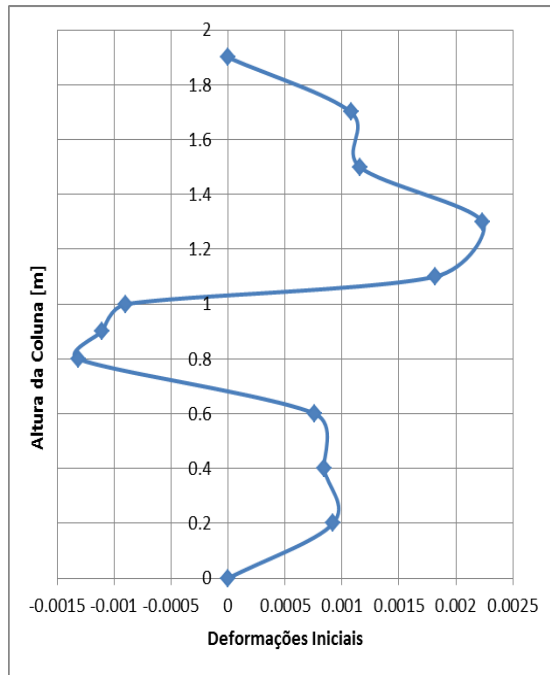


Fig.A1.35 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy

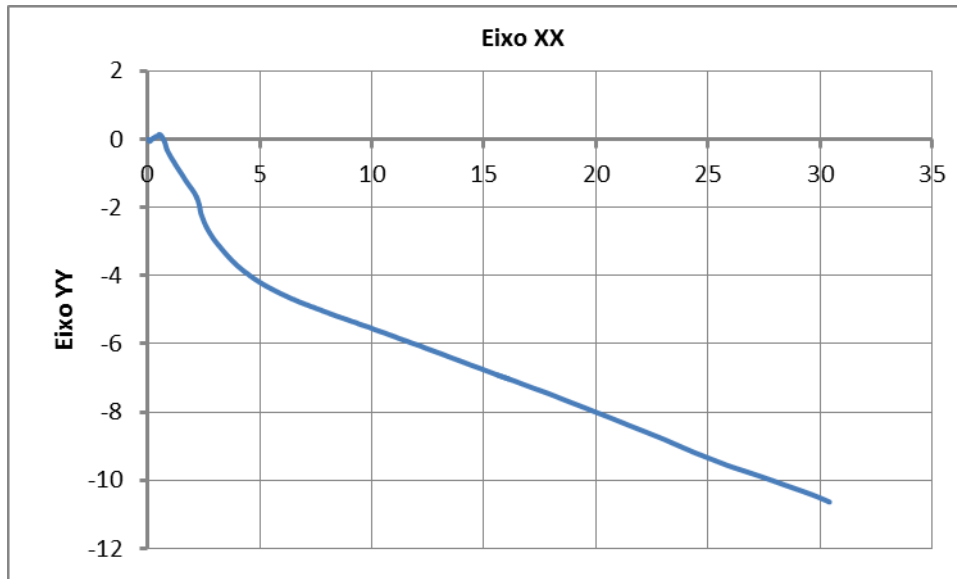


Fig.A1.36 – Trajectória da secção a meia altura

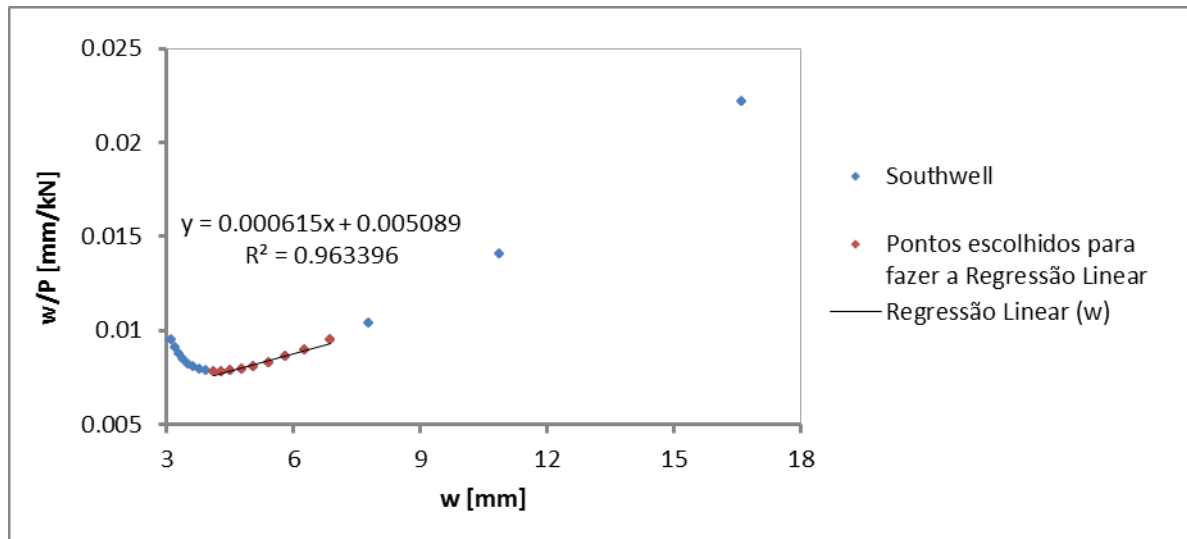


Fig.A1.37 – Diagrama de Southwell

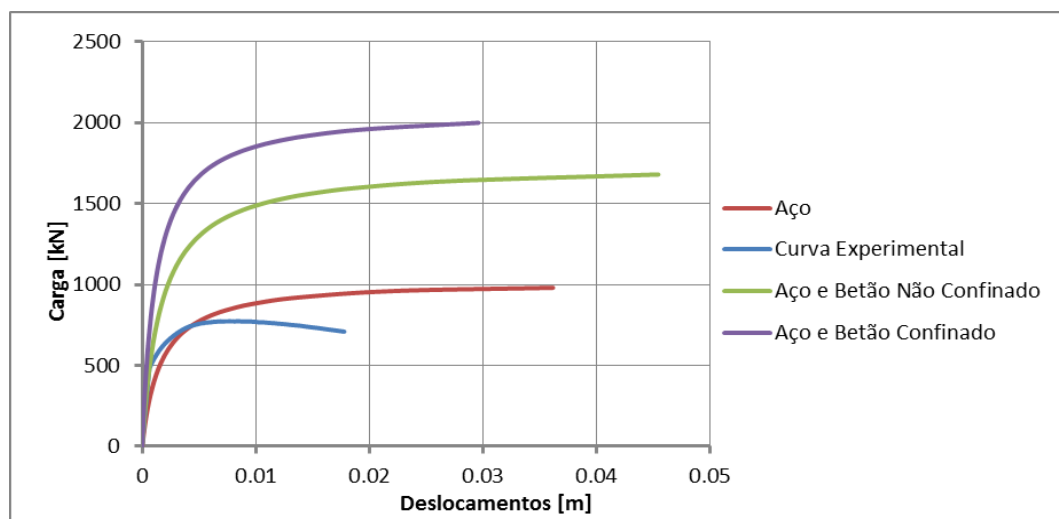


Fig.A1.38 – Diagrama de comparação das quatro curvas

COLUNA 7



Fig.A1.39 – Coluna 4 antes do ensaio

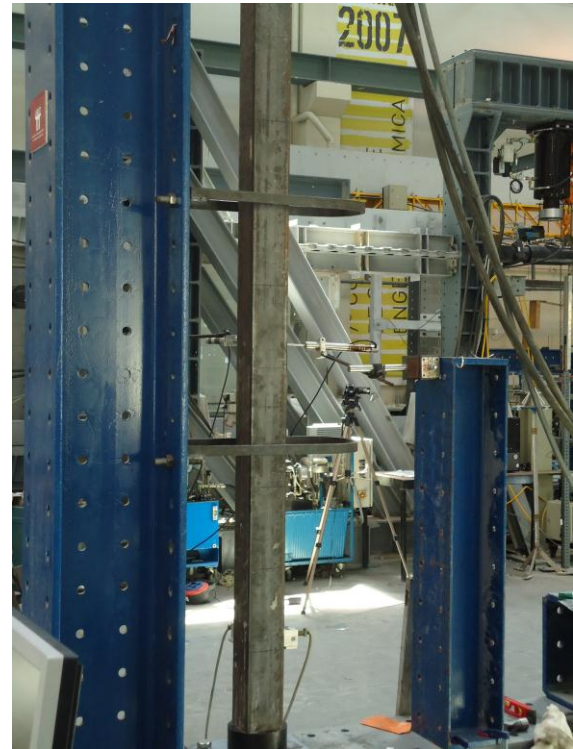


Fig.A1.40 – Coluna 4 depois do ensaio

Características das Colunas	
Secção:	100x100 [mm]
Espessura:	3 mm
Altura:	1900 mm
Aço S275	
$f_y = 275$ MPa	Betão
$E_s = 210$ GPa	$f_{ck} = 58,53$ MPa
	$E_c = 39,37$ GPa

Observações	
--------------------	--

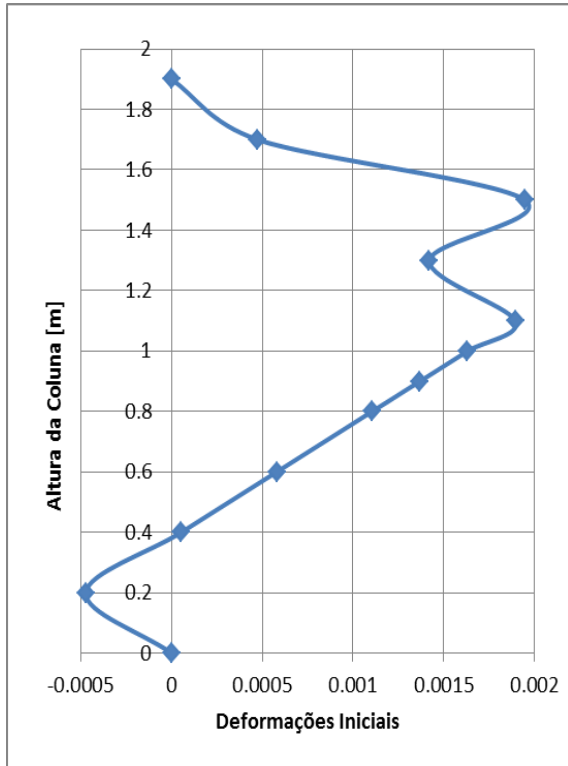


Fig.A1.41 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx

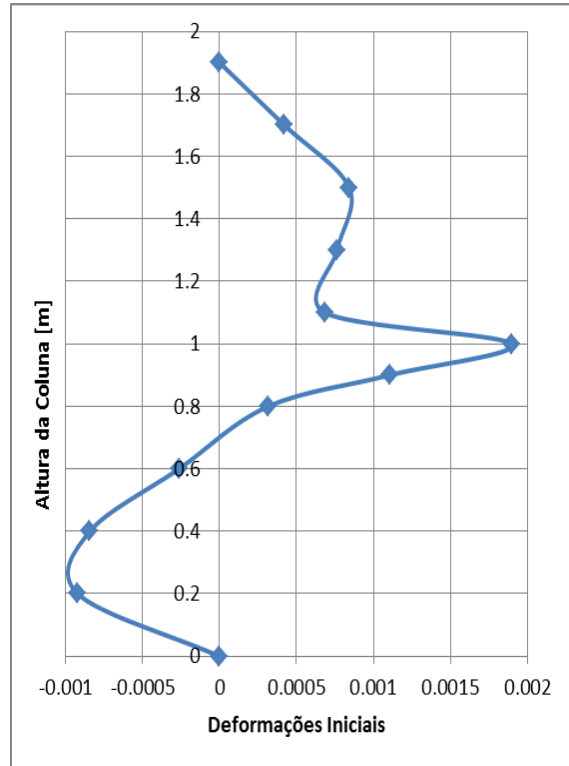


Fig.A1.42 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy

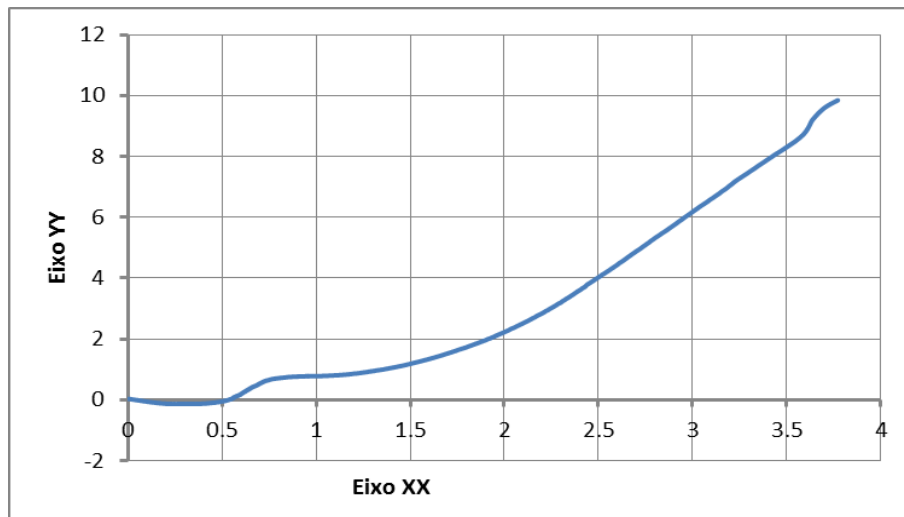


Fig.A1.43 – Trajectória da secção a meia altura

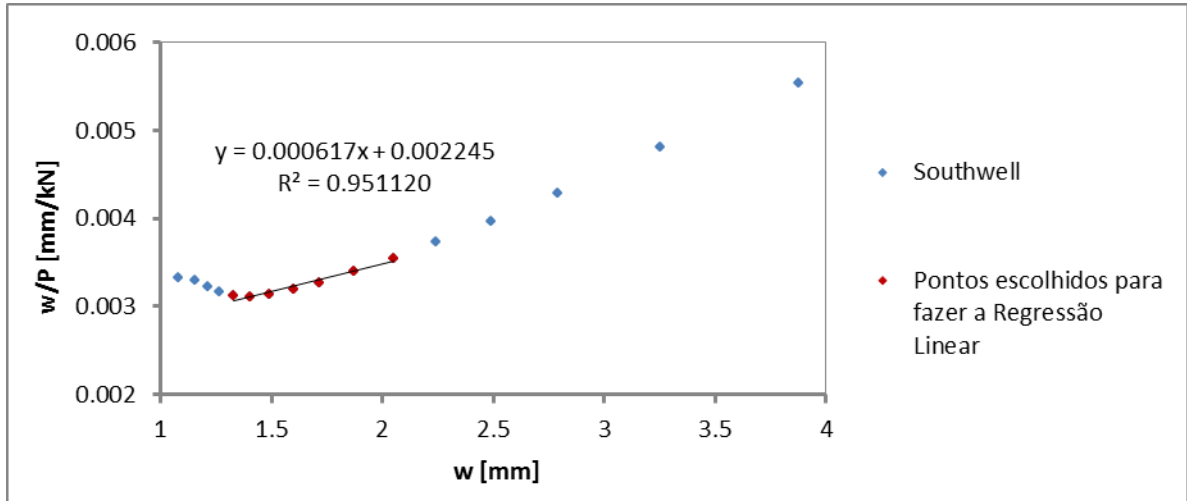


Fig.A1.44 – Diagrama de Southwell

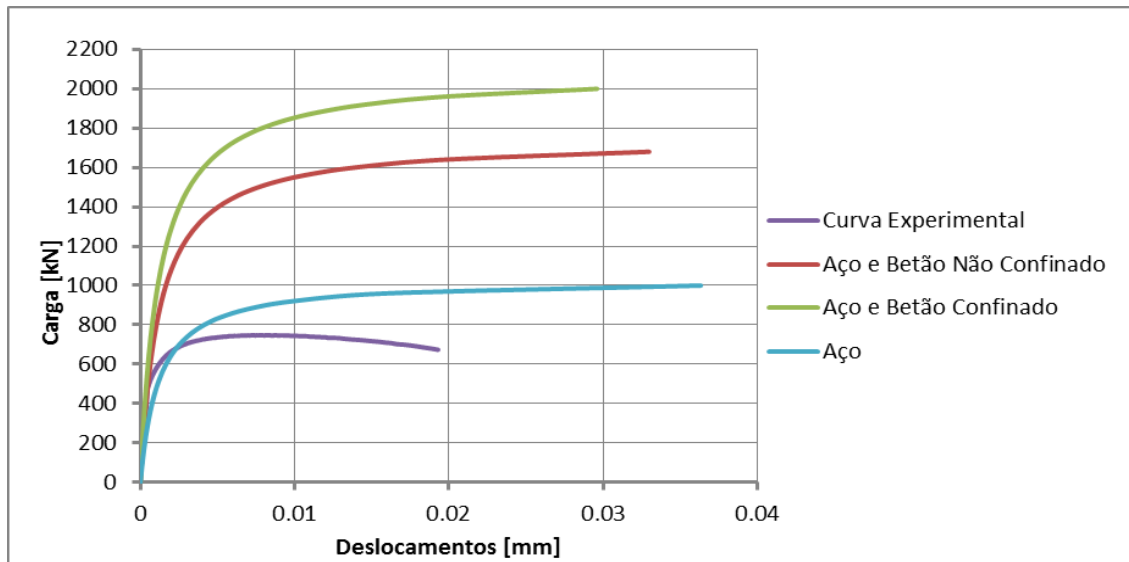


Fig.A1.45 – Diagrama de comparação das quatro curvas

COLUNA 8



Fig.A1.46 – Coluna 4 antes do ensaio

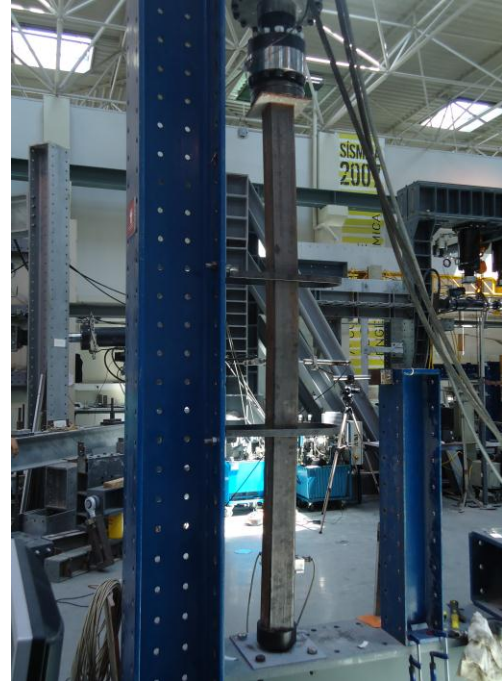


Fig.A1.47 – Coluna 4 depois do ensaio

Características das Colunas	
Secção:	100x100 [mm]
Espessura:	3 mm
Altura:	1900 mm
Aço S275	
$f_y = 275$ MPa	
$E_s = 210$ GPa	
Betão	
$f_{ck} = 58,53$ MPa	
$E_c = 39,37$ GPa	

Observações	
--------------------	--

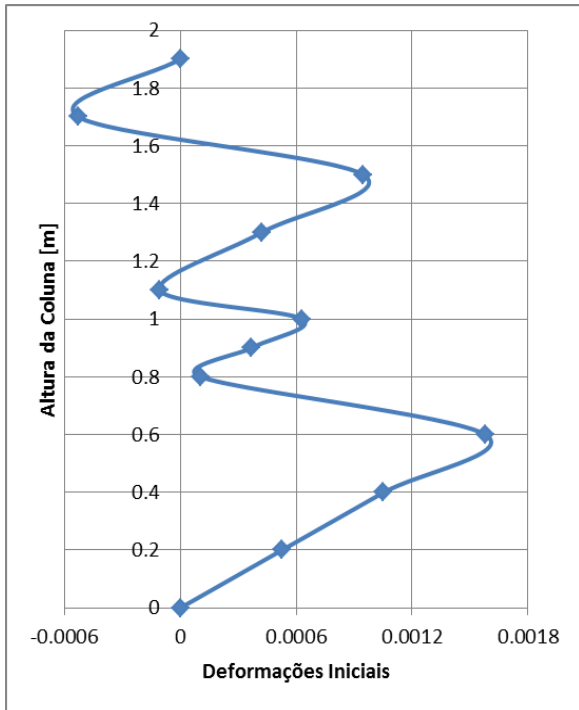


Fig.A1.48 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano xx

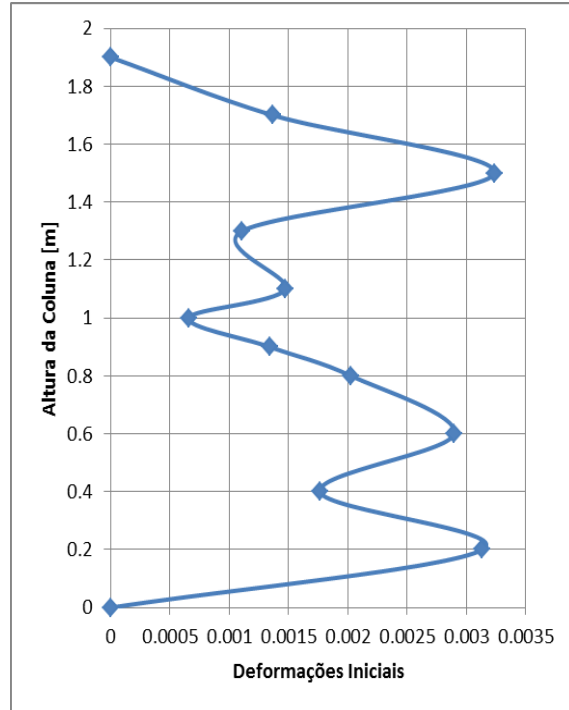


Fig.A1.49 – Padrão de deformações iniciais segundo o plano yy

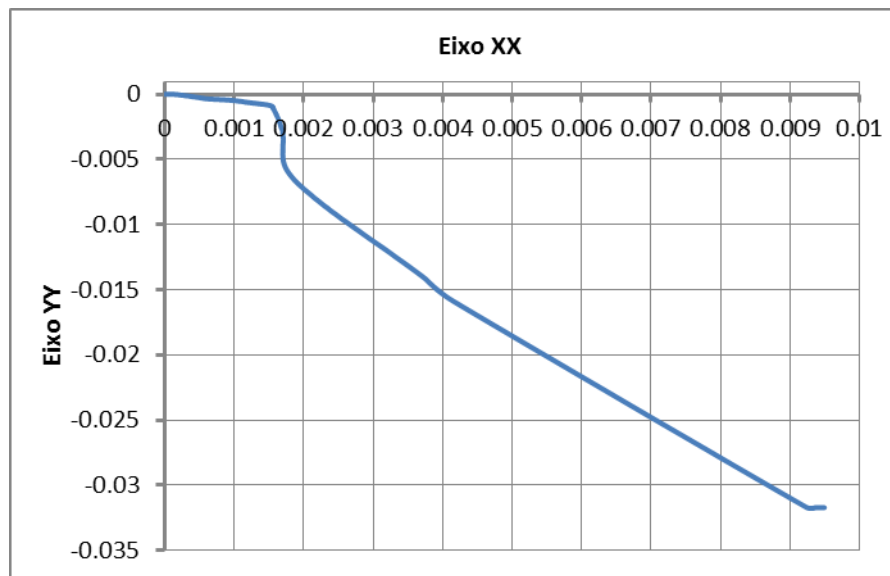


Fig.A1.50 – Trajectória da secção a meia altura

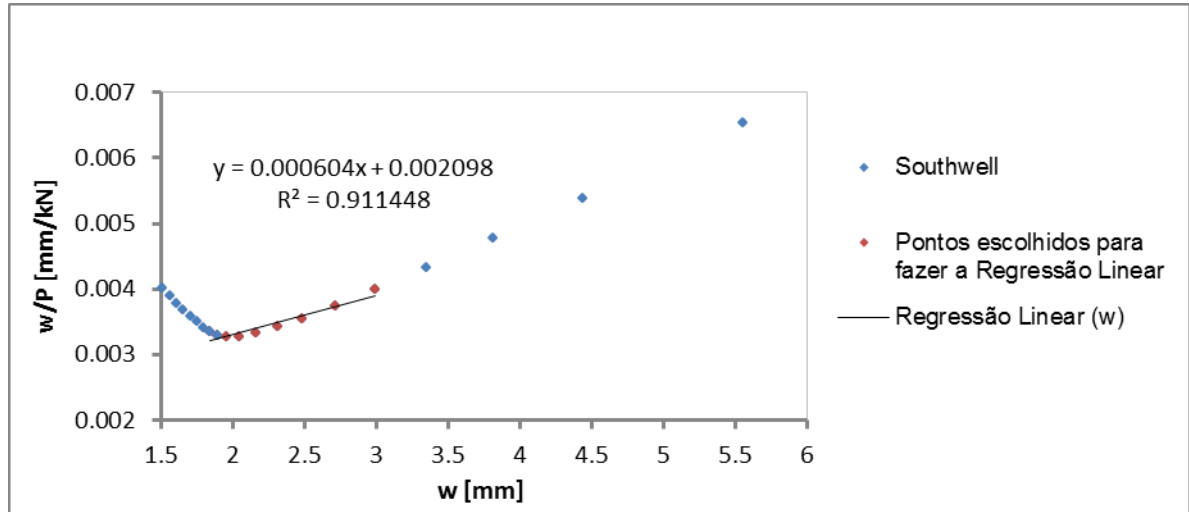


Fig.A1.51 – Diagrama de Southwell

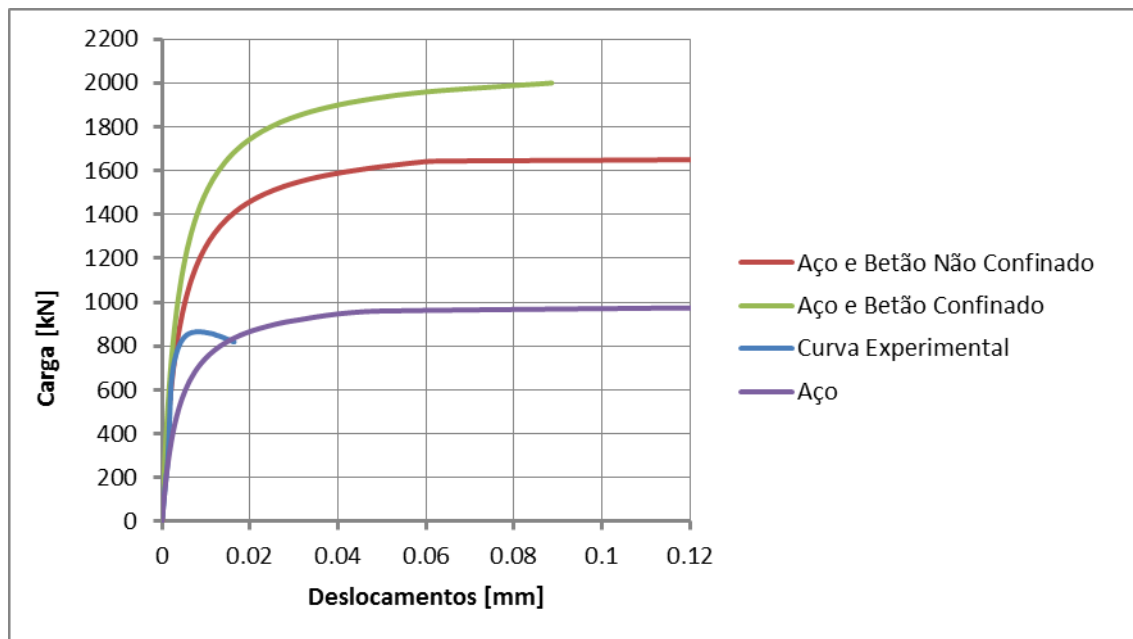


Fig.A1.52 – Diagrama de comparação das quatro curvas

Anexo

A2

ENSAIO À COMPRESSÃO DE PROVETES CILÍNDRICOS

Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural



Laboratório de Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural

Requerente: MIEC 2012 - Professor Rui Carneiro de Barros

Data do Ensaio

09-05-2012

Ensaio realizado: Ensaio à Compressão de Provetes Cilíndricos

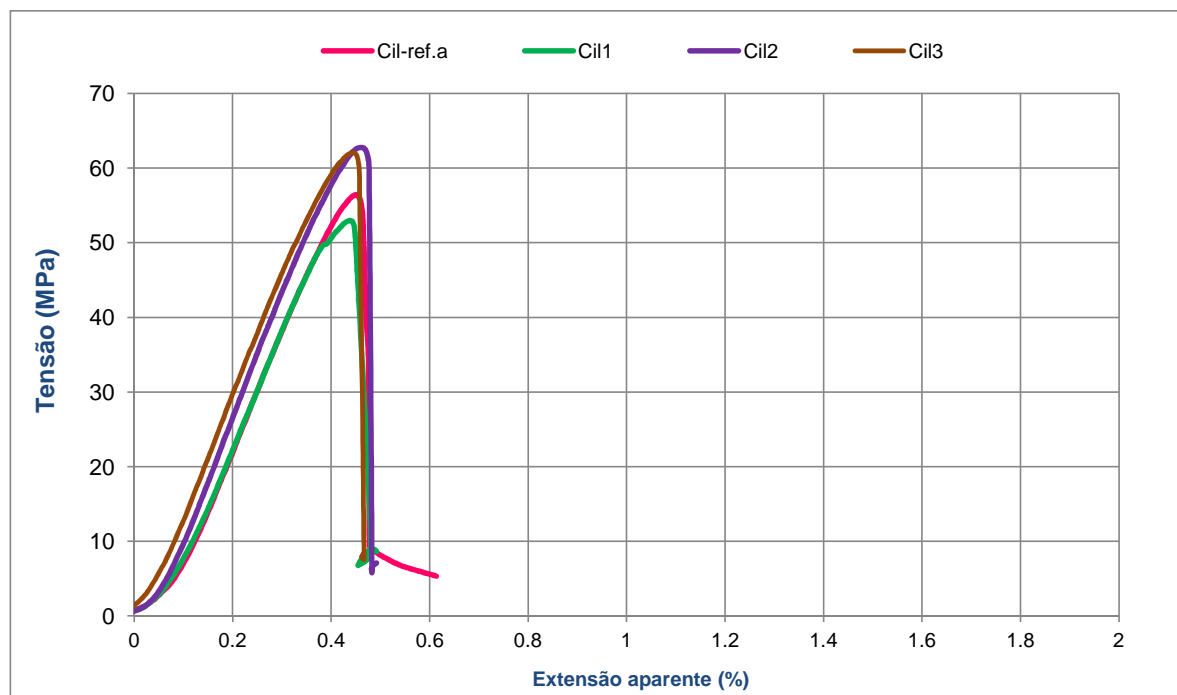
Data de Betonagem: 26 de Março de 2012

Procedimento de ensaio:

O ensaio foi baseado na Norma EN 12390-3/2003, em controlo de deslocamento, a uma velocidade constante de 0.01 mm/s.

Resultados obtidos:

Ref. ^a	h (mm)	Ø (mm)	ϕ (kg/m ³)	F _u (kN)	σ_c (MPa)	σ_{cm} (MPa)	δ (%)
Cil 1 - 1. ^a amass.	298	150	2332.85	996.86	56.41	58.53	8.00
Cil2 - 3. ^a amass.	293		2372.66	935.45	52.94		
Cil 3 - 3. ^a amass.	300		2317.30	1108.42	62.72		
Cil 4 - 2. ^a amass.	300		2317.30	1096.55	62.05		



Técnico do Laboratório: Paula Silva

Diretora do Laboratório: Professora Sandra Nunes

Anexo

A3

DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE EM COMPRESSÃO

Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural



Requerente: MIEC 2012 - Professor Rui Carneiro de Barros

Data do Ensaio

09-05-2012

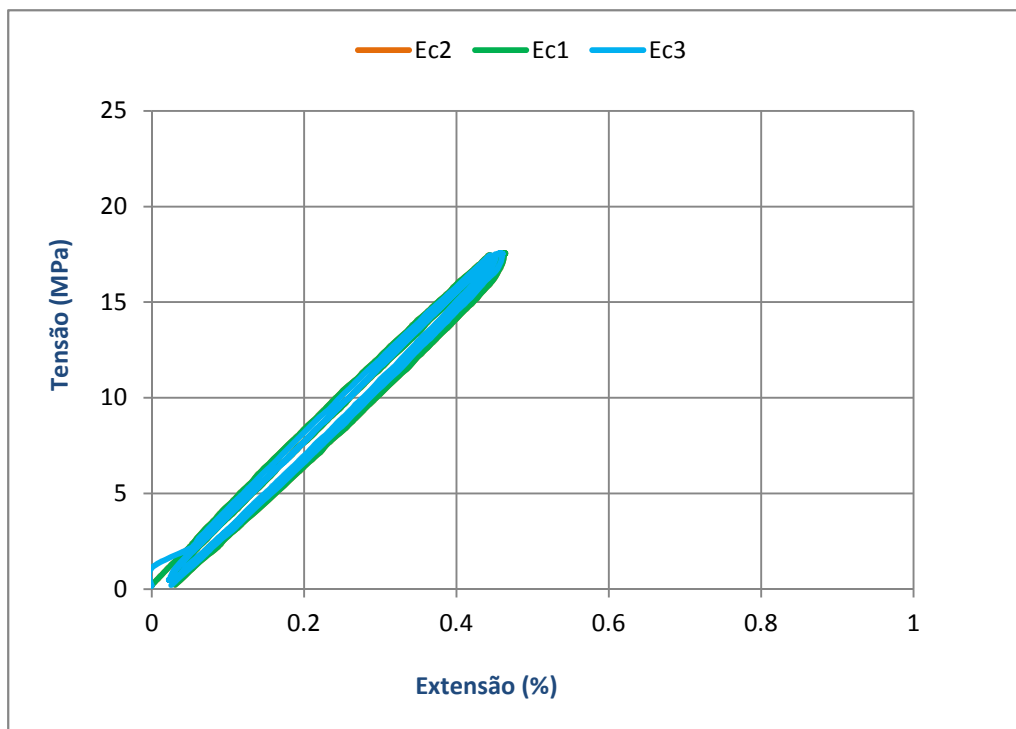
Ensaio realizado: Determinação do Módulo de Elasticidade em Compressão

Procedimento de ensaio:

O ensaio foi realizado de acordo com a norma DIN 1045 Part 5.

Resultados obtidos :

Ref. ^a	$\sigma_{\min.}$ (MPa)	$\sigma_{\max.}$ (MPa)	Área (mm ²)	$E_{c, cil}$ (GPa)	$E_{cm, cil}$ (GPa)	δ (%)
Ec 1				39.12		
Ec 2	0.50	17.50	17671.46	40.05	39.37	1.49
Ec 3				38.95		



Técnico do Laboratório: Paula Silva

Diretora do Laboratório: Professora Sandra Nunes