

DIMENSIONAMENTO DE ZONAS DE ANCORAGEM DE CABOS DE PRÉ- ESFORÇO

MIGUEL JOÃO AMARAL PIRES

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

Orientador: Professor Catedrático Joaquim de Azevedo Figueiras

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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.

Aos meus Pais, Valentim Pires e Graça Amaral, e irmã, Catarina Pires

Conhecimento é Poder
Francis Bacon

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todas as pessoas que directa ou indirectamente tornaram possível a realização deste trabalho, nomeadamente:

- ao meu orientador, Professor Catedrático Joaquim Figueiras, pela sua permanente disponibilidade e estímulo científico que me transmitiu as suas curiosidades e conhecimentos;
- aos meus pais por todo o apoio durante toda esta longa e difícil jornada de vida académica e, acima de tudo, por seu amor e dedicação durante toda a minha vida;
- aos meus amigos, Ana Lara e Pedro Gil, por estarem ao meu lado nos cinco anos que dediquei ao Mestrado Integrado em Engenharia Civil, pela sua amizade, companheirismo, paciência e dedicação. Ao Nuno Ferreira agradeço a sua ajuda na utilização dos programas computacionais;
- aos professores que tiveram um papel importante no meu caminho de aprendizado por me transmitirem parte do seu extraordinário conhecimento;
- à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pelas excelentes condições que apresentam a toda a comunidade académica.

RESUMO

Este trabalho aborda o efeito do confinamento desenvolvido em zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço reforçadas com armadura transversal. Através da introdução de armadura em forma de hélice ou espiral, junto da superfície carregada com o pré-esforço e centrada com esta, é possível mobilizar o efeito de confinamento no betão, restringindo a expansão lateral. Com o confinamento, ou cintagem, o betão exibe ganhos bastante significativos na resistência à compressão e na ductilidade.

A interacção da armadura em hélice com o betão armado nas proximidades da zona de ancoragem suscita muitas incertezas e interrogações. O betão compreendido no interior da armadura em hélice, devido ao confinamento desta, apresenta maior resistência à compressão e ductilidade, do que o betão exterior à armadura em hélice, sem ganhos significativos na resistência à compressão nem na ductilidade. A conjugação entre estes dois tipos de betão nos cálculos de dimensionamento de zonas ancoragem é extremamente complicado, e, com a finalidade de compreender este problema, efectua-se uma análise experimental com ensaios de carregamentos concentrados de compressão em modelos à escala reduzida, para simular a aplicação do pré-esforço nas zonas de ancoragem. Constroem-se seis modelos, divididos em três tipos de casos diferentes, variando as condições de carregamento concentrado, placa de carregamento quadrada ou circular, e variando a disposição da armadura, com ou sem armadura em hélice.

Completa-se todo o conhecimento adquirido realizando um exemplo prático sobre o dimensionamento de uma zona de ancoragem de cabos de pré-esforço.

PALAVRAS-CHAVE: zonas de ancoragem, pré-esforço, confinamento, armadura em hélice, resistência à compressão.

ABSTRACT

This paper deals with the effect of confinement developed in pre-stressing tendon anchorage zones with transverse reinforcement. Through introduction of spiral reinforcement, along the surface loaded with pre-stressing and focused with this, it is possible mobilizing the effect of confinement, restricting its lateral expansion. With confinement, the concrete shows substantial gains in compressive strength and ductility.

The interaction between spiral reinforcement and concrete near the anchorage zones raises many doubts and questions. The concrete included within of spiral reinforcement, due to confinement, has greater compressive strength and ductility than the concrete outside the spiral reinforcement, without significantly better gains in compressive strength or the ductility. The combination of these two types of concrete in the calculations for design of anchorage zones is extremely complicated, and, in order to understand this problem, it was carried out an experimental analysis with concentrated load compression tests of on reduced scale models, to simulate the application of pre-stressing in anchorage zones. Six models were built, divided into three different types, varying the concentrated loading conditions, load plate square or circular, and varying the disposition of reinforcement, with or without spiral reinforcement.

All knowledge acquired is completed by solving a practical example on the design of pre-stressing tendon anchorage zones.

KEYWORDS: anchorage zones, pre-stressing, confinement, spiral reinforcement, compressive strength.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. ASPECTOS GERAIS	1
1.2. OBJECTIVO DA TESE	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
 2. ESTADO DA ARTE DA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ZONAS DE ANCORAGEM	 5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO	8
2.2.1. TENSÕES DE COMPRESSÃO NA ZONA DE CONTACTO	8
2.2.2. TENSÕES DE TRACÇÃO DE TRANSVERSAIS (INTERIORES)	8
2.2.3. TENSÕES SUPERFICIAIS DE TRACÇÃO	9
2.3. ESPALHAMENTO DE FORÇAS CONCENTRADAS	9
2.4. PROBLEMAS DO CARREGAMENTO CONCENTRADO	10
2.5. EFEITO DO CONFINAMENTO NO BETÃO	12
2.5.1. INTRODUÇÃO	12
2.5.2. MECANISMO DO CONFINAMENTO	14
2.5.3. COMPORTAMENTO DO BETÃO CONFINADO SEGUNDO FIB (1999)	16
2.6. ANOMALIAS NO CÁLCULO DA ZONA DE ANCORAGEM	23
2.7. COMPORTAMENTO DO BETÃO SOB A ACTUAÇÃO DE CARGAS ELEVADAS DE LONGA DURAÇÃO	24
 3. CONSTRUÇÃO DE MODELOS À ESCALA REDUZIDA	 25
3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. CASOS DE ENSAIO	27
3.2.1. CASO 1	27
3.2.2. CASO 2	28

3.2.3. CASO 3.....	29
3.3. MATERIAIS	31
3.3.1. BETÃO.....	31
3.3.2. AÇO	33
3.4. CÁLCULOS DOS MODELOS SEM A ABORDAGEM DO CONFINAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL.....	34
3.4.1. GENERALIDADES.....	34
3.4.2. REGULAMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO EM TERMOS DE VALORES DE CÁLCULO	34
3.4.2.1. Caso 1	36
3.4.2.2. Caso 2	37
3.4.2.3. Caso 3	38
3.4.3. REGULAMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO EM TERMOS DE VALORES DE MÉDIOS	38
3.4.3.1. Tensões de tracção a absorver	38
3.4.3.2. Caso 1	41
3.4.3.3. Caso 2	42
3.4.3.4. Caso 3	44
3.5. CÁLCULOS DOS MODELOS USANDO A VERDADEIRA CLASSE DO BETÃO SEM A ABORDAGEM DO CONFINAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	44
3.5.1. GENERALIDADES.....	44
3.5.2. REGULAMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO EM TERMOS DE VALORES MÉDIOS	44
3.5.2.1. Caso 1	44
3.5.2.2. Caso 2	45
3.5.2.3. Caso 3	46
3.6. CÁLCULOS DOS MODELOS COM A ABORDAGEM DO CONFINAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL USANDO A VERDADEIRA CLASSE DO BETÃO.....	46
3.6.1. GENERALIDADES.....	46
3.6.2. REGULAMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO EM TERMOS DE VALORES MÉDIOS	47
3.6.2.1. Caso 1	48
3.6.2.2. Caso 2	49
3.6.2.3. Caso 3	50
4. ENSAIOS DOS MODELOS	55
4.1. INTRODUÇÃO	55
4.2. INSTRUMENTAÇÃO COM LVDT'S	57

4.3. ENSAIO DOS MODELOS DOS 3 CASOS	57
4.3.1. CASO 1	57
4.3.1.1. Primeiro Ensaio	57
4.3.1.2. Segundo Ensaio	60
4.3.1.3. Caminho das Tensões Principais.....	63
4.3.2. CASO 2	63
4.3.2.1. Primeiro Ensaio	63
4.3.2.2. Segundo Ensaio	66
4.3.2.3. Caminho das Tensões Principais.....	69
4.3.3. CASO 3	69
4.3.3.1. Primeiro Ensaio	69
4.3.3.2. Segundo Ensaio	73
 5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	75
5.1. CONSIDERAÇÕES.....	75
5.2. CASOS DE ENSAIO	76
5.2.1. CASO 1	76
5.2.2. CASO 2	77
5.2.3. CASO 3	78
 6. APLICAÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE UMA ZONA DE ANCORAGEM	81
6.1. INTRODUÇÃO	81
6.2. PORMENORIZAÇÃO E ARMADURAS DE REFORÇO	82
6.2.1. FORÇAS DE CÁLCULO	82
6.2.2. ANÁLISE DA VERIFICAÇÃO DA PRESSÃO LOCAL NO BETÃO	82
 7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	87
7.1. CONCLUSÕES.....	87
7.2. SUGESTÕES DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	88
 BIBLIOGRAFIA.....	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Representação de rotura junto de uma zona de ancoragem.....	2
Fig.1.2 – Representação de rotura junto de uma zona de ancoragem.....	2
Fig.2.1 – Esticamento dos cabos para aplicação do pré-esforço	5
Fig.2.2 – Trajectória das tensões principais na zona de descontinuidade	6
Fig.2.3 – Tracções na zona superficial junto à força concentrada.....	6
Fig.2.4 – Desenvolvimento das tensões de tracção verificadas junto à força concentrada	7
Fig.2.5 – Potenciais avarias que podem ocorrer nas zonas de ancoragem	7
Fig.2.6 – Comportamento do betão cintado à compressão	8
Fig.2.7 – Distribuição das tracções transversais ao longo do eixo de carga para várias relações de a_0/h	9
Fig.2.8 – Zona de ancoragem com aplicação do sistema de pré-esforço na Ponte de Vegarrozadas, Espanha	11
Fig.2.9 – Ilustração sobre o confinamento do betão. Modificada de Hanai et al (2005).....	12
Fig.2.10 – Deformação de um corpo-de-prova num ensaio à compressão uniaxial. Modificada de Hanai et al (2005)	13
Fig.2.11 – Ilustração sobre a distribuição das tensões axiais no corpo de prova com cintamentos na base e no topo. Modificada de Hanai et al (2005)	13
Fig.2.12 – Ilustração sobre a distribuição das tensões axiais no corpo de prova com cintamentos na base, no topo e na secção intermediária. Modificada de Hanai et al (2005).....	14
Fig.2.13 – Mecanismo de confinamento do betão. Modificada de FIB (1999)	15
Fig.2.14 – Ganho da resistência à compressão em função da tensão confinante (estado triaxial de compressão); modificada de FIB (1999)	17
Fig.2.15 – Formação da pressão lateral ou radial pela cedência da armadura em forma de hélice	18
Fig.2.16 – Área efectiva de confinamento de acordo com a configuração da armadura longitudinal e transversal. Modificada de Souza (2002)	19
Fig.2.17 – Diagrama tensão-deformação específica do betão sob estado triaxial de tensão	20
Fig.2.18 – Diagrama parábola-rectângulo específico para o betão confinado. CEB-FIP (1990)	21
Fig.2.19 – Expressões de W_{wd} em função da geometria da secção transversal e da disposição da armadura transversal. CEB-FIP (1990).....	22
Fig.2.20 – Vazio deixado pela trompette e pela bainha na zona de ancoragem	23
Fig.3.1 – Armaduras realizadas no laboratório dos modelos dos 3 casos	25
Fig.3.2 – Betonagem de um dos modelos	26
Fig.3.3 – Fim da betonagem dos modelos.....	26

Fig.3.4 – (a) Representação da secção transversal de todos os planos de estribos de armadura transversal, excepto o primeiro. (b) Representação da secção transversal para o primeiro plano de estribos de armadura transversal	27
Fig.3.5 – Representação do corte longitudinal do modelo evidenciando todos os planos de estribos	25
Fig.3.6 – Representação da armadura realizada no laboratório para este caso	28
Fig.3.7 – (a) Representação da secção transversal de todos os planos de estribos de armadura transversal, excepto o primeiro. (b) Representação da secção transversal para o primeiro plano de estribos de armadura transversal	28
Fig.3.8 – (a) Representação da secção transversal dos dois primeiros planos de estribos de armadura transversal e com a armadura em hélice. (b) Representação da secção transversal para os restantes planos de estribos de armadura transversal	29
Fig.3.9 – Representação da armadura em hélice na parte superior do modelo	29
Fig.3.10 – Representação da armadura realizada no laboratório para este caso	31
Fig.3.11 – Execução da amassadura do betão usado nos modelos	31
Fig.3.12 – Provetes cilíndricos e cúbicos para medir as características do betão segundo as normas.....	32
Fig.3.13 – Diagrama de tensões-extensões dos varões de aço de 6 e de 8 mm de diâmetro.....	33
Fig.3.14 – Representação das condições de carregamento dos modelos do caso 1	36
Fig.3.15 – Representação das condições de carregamento dos modelos do caso 2	37
Fig.3.16 – Distribuição da força de tracção transversal	38
Fig.3.17 – Distribuição de tensões e mecanismo de equilíbrio na zona de aplicação de uma força concentrada	39
Fig.3.18 – Prisma para distribuição das armaduras que absorvem a força de tracção transversal, F_t	39
Fig.3.19 – Desenho esquemático da armadura para absorver a força de tracção transversal, F_t	41
Fig.3.20 – Representação da zona a distribuir a armadura resistente aos esforços de tracção transversal	41
Fig.3.21 – Representação do primeiro plano de estribos que efectua o confinamento	48
Fig.3.22 – Primeira situação hipotética para o estabelecimento das áreas de cálculo	51
Fig.3.23 – Segunda situação hipotética para o estabelecimento das áreas de cálculo	52
Fig.4.1 – Ensaio à compressão localizada dos modelos	56
Fig.4.2 – Representação da colocação dos Lvdts.....	56
Fig.4.3 – Representação esquemática da distribuição de Lvdts nas faces laterais dos modelos	56
Fig.4.4 – Representação esquemática do interior de um Lvdts.....	57
Fig.4.5 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no primeiro ensaio do caso 1.....	58
Fig.4.6 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no primeiro ensaio do caso 1.....	58

Fig.4.7 – Evolução da fendilhação na frente de ensaio	59
Fig.4.8 – Fendilhação na base devido à elevada compressão.....	59
Fig.4.9 – Evolução da fendilhação na face posterior do ensaio	59
Fig.4.10 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no segundo ensaio do caso 1.....	60
Fig.4.11 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no segundo ensaio do caso 1	60
Fig.4.12 – Evolução da fendilhação na face posterior	61
Fig.4.13 – Evolução da fendilhação na frente de ensaio	61
Fig.4.14 – Fendilhação na base	62
Fig.4.15 – Apresentação de uma grande fenda à esquerda junto do lvdt	62
Fig.4.16 – Obtenção do caminho das tensões principais usando o programa Robot Structural Analysis Professional.....	63
Fig.4.17 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no primeiro ensaio do caso 2	64
Fig.4.18 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no primeiro ensaio do caso 2	64
Fig.4.19 – Evolução da fendilhação na frente de ensaio	65
Fig.4.20 – Evolução da fendilhação na face posterior	65
Fig.4.21 – Apresentação de uma grande fenda junto de um Lvdt	65
Fig.4.22 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no segundo ensaio do caso 2.....	66
Fig.4.23 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no segundo ensaio do caso 2	67
Fig.4.24 – Evolução da fendilhação na frente de ensaio	67
Fig.4.25 – Evolução da fendilhação na face traseira	67
Fig.4.26 – Pormenor do esmagamento do betão na zona de contacto com a placa de carregamento	68
Fig.4.27 – Obtenção do caminho das tensões principais usando o programa Robot Structural Analysis Professional.....	69
Fig.4.28 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no primeiro ensaio do caso 3	70
Fig.4.29 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no primeiro ensaio do caso 3	71
Fig.4.30 – Evolução da fendilhação na frente de ensaio	71
Fig.4.31 – Evolução da fendilhação na face traseira	72
Fig.4.32 – Pormenor da fendilhação na parte superior do modelo onde se situa a hélice.....	72
Fig.4.33 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no segundo ensaio do caso 3.....	73
Fig.4.34 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no segundo ensaio do caso 3	73

Fig.4.35 – (a) Fendilhação na frente de ensaio. (b) Fendilhação na face traseira.....	74
Fig.5.1 – Representação do comportamento do betão durante a execução do confinamento da hélice. (a) Na face superficial carregada. (b) Secção transversal com corte na hélice demonstrando a restrição da expansão lateral	76
Fig.6.1 – Representação esquemática da zona de ancoragem.....	82
Fig.6.2 – Representação dos novos limites da área de cálculo A_{C0}	84

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 3.1 – Resultados das tensões de rotura em valores médios no ensaio à compressão do betão referido a provetes cilíndricos	32
Quadro 3.2 - Resultados das tensões de rotura em valores médios no ensaio à compressão do betão referido a provetes cúbicos	32
Quadro 3.3 - Resultados das tensões de cedência e resistências à tracção em valores médios no ensaio à tracção dos varões de aço de 6 e de 8 mm de diâmetro	33
Quadro 3.4 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 1.....	36
Quadro 3.5 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 2.....	37
Quadro 3.6 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 1.....	41
Quadro 3.7 – Dimensionamento da armadura transversal para o caso 1	42
Quadro 3.8 – Solução da armadura transversal para o caso 1	42
Quadro 3.9 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 2.....	42
Quadro 3.10 – Dimensionamento da armadura transversal para o caso 2	43
Quadro 3.11 – Solução da armadura transversal para o caso 2	43
Quadro 3.12 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 1.....	44
Quadro 3.13 – Dimensionamento da armadura transversal para o caso 1	45
Quadro 3.14 – Solução da armadura transversal para o caso 2	45
Quadro 3.15 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 2.....	45
Quadro 3.16 – Dimensionamento da armadura transversal para o caso	46
Quadro 3.17 – Solução da armadura transversal para o caso	46
Quadro 3.18 – Avaliação do factor redutor α_s para o caso 1	48
Quadro 3.19 – Avaliação taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento para o caso 1....	48
Quadro 3.20 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 1.....	49
Quadro 3.21 – Avaliação do factor redutor α_s para o caso 2	49
Quadro 3.22 – Avaliação taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento para o caso 2....	49
Quadro 3.23 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 2.....	50
Quadro 3.24 – Condições para a primeira situação do caso 3.....	51
Quadro 3.25 – Avaliação do factor redutor α_s para a primeira situação do caso 3	52
Quadro 3.26 – Avaliação taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento para a primeira situação do caso 3	52
Quadro 3.27 – Determinação do valor limite da força concentrada para a primeira situação do caso 3	52
Quadro 3.28 – Condições para a segunda situação do caso 3	53

Quadro 3.29 – Avaliação do factor redutor α_s para a segunda situação do caso 3.....	53
Quadro 3.30 – Avaliação taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento para a segunda situação do caso 3.....	53
Quadro 3.31 – Determinação do valor limite da força concentrada para a segunda situação do caso 3..	53
Quadro 5.1 – Síntese dos resultados	80

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A_c – Área da secção transversal do betão

A_{conf} – Área de betão efectivamente confinada

A_{c0} – Área carregada, sobre a qual se aplica a força

A_{c1} - Maior área de distribuição de cálculo homotética de A_{c0} , sendo geometricamente idêntica a esta, tendo o mesmo centro de gravidade, e inscreve-se totalmente dentro da área da secção transversal, A_c

A_s – Área da secção de uma armadura longitudinal ou de cabos de pré-esforço

A_{sw} – Área da secção de armaduras transversais

F_{Rdu} - Valor limite de cálculo da força concentrada

F_t – Força de tracção transversal

F_{cr} – Valor da força de rotura do betão à tracção simples

N – Valor da força concentrada aplicada

N_{Rd} – Valor de cálculo da força de rotura do betão à compressão

W_v – Taxa de armadura transversal volumétrica

W_w – Taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento

W_{wd} – Taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento em valores de cálculo

f_c – Tensão de rotura do betão à compressão

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

$f_{ck,j}$ - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos j dias de idade, antes dos 28 dias

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples

$f_{c,cf}$ – Tensão de rotura do betão confinado à compressão (Eurocódigo 2)

$f_{ck,cf}$ – Valor característico da tensão de rotura do betão confinado à compressão aos 28 dias de idade

$f_{cd,cf}$ – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão confinado à compressão aos 28 dias de idade

f_c^* - Tensão de rotura do betão confinado à compressão (Modelo Código 90)

$f_{cm,sus}(t,t_0)$ – Resistência média à compressão do betão à idade t , quando sujeito a elevadas compressões à idade $t_0 < t$

f_y – Tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras transversais

f_{ym} – Valor médio da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

p_{Rdu} – Valor de cálculo da pressão local que o betão resiste

t – idade do betão em dias

t_0 – idade a que o betão é posto em carga

α_n - factor de redução que expressa a área efectiva de betão no plano da secção transversal

α_s - factor de redução que expressa a área efectiva de betão no plano perpendicular ao da secção transversal

σ – Tensão de confinamento lateral

ϵ_{c1} – deformação específica correspondente à tensão de rotura do betão não confinado

ϵ_{c1}^* – deformação específica correspondente à tensão de rotura do betão confinado

$\epsilon_{c.85}$ – deformação específica correspondente a 85% da deformação específica correspondente à tensão última do betão não confinado

$\epsilon_{c.85}^*$ – deformação específica correspondente a 85% da deformação específica correspondente à tensão última do betão confinado

$\epsilon_{cc}(t)$ - coeficiente que depende da idade do betão

$\epsilon_{c,sus}(t,t_0)$ - coeficiente dependente da duração da carga $(t-t_0)$ que descreve a diminuição da resistência com o tempo $(t-t_0) \geq 0.015$ dias

LVDT – Linear Variable Differential Transformer

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

Durante a execução de obras singulares, tais como viadutos, edifícios, estruturas especiais, aparecem problemas relacionados, geralmente, com o desrespeito dos regulamentos em vigor por excesso das forças concentradas aplicadas nas placas de ancoragem de cabos de pré-esforço que pode resultar em tensões de compressão elevadas para o betão em causa. As zonas de ancoragem carecem de cuidados essenciais no seu dimensionamento, bem como na sua aplicação. Assim, se não se detectar o problema atempadamente, é necessário decidir de forma rápida e viável a resolução eficiente deste. As estruturas têm o papel de manter a integridade da construção e de assegurar um desempenho satisfatório para possibilitar a sua utilização durante a vida útil prevista. Para evitar estes problemas, muitas vezes podem ser necessárias intervenções nas construções, de maneira a aumentar as capacidades resistentes dos elementos estruturais. O aumento da capacidade resistente é possível com a mobilização do efeito do confinamento no betão através do reforço estrutural.

Este trabalho aborda o reforço de zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço no betão armado. Entre as técnicas de reforço utilizadas, por meio de armadura transversal disposta em estribos ou com armadura em forma de hélice ou espiral.

O efeito de confinamento desenvolve-se com a presença de pressões transversais ao longo do eixo longitudinal do elemento estrutural (pressões laterais), as quais possibilitam o aumento da capacidade resistente e da ductilidade. As pressões laterais derivam com a restrição da expansão lateral do betão por meio de armaduras.

1.2. OBJECTIVOS DA TESE

A grande motivação que conduziu a este trabalho foi o desenvolver o estudo dos problemas correntes do dimensionamento de zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço, tais como a danificação e fendilhação do betão na zona de ancoragem que são a causa mais frequente do surgimento de problemas na construção de obras pré-esforçadas. Estes problemas devem-se a uma forma de proceder na avaliação no efeito de cintagem, ou confinamento, com varões de aço em forma de hélice, ou espiral, colocados junto à ancoragem. Na prática de engenharia usa-se uma forma de proceder considerando que as características de resistência à compressão do betão confinado, no interior da hélice, se podem estender a toda a área da superfície carregada. Então, o grande objectivo é demonstrar que esta forma de proceder é errada, dado que o betão exterior à hélice não está confinado, mantendo as suas características, e mesmo que tenha estribos a sua resistência à compressão não apresenta grandes ganhos significativos, como se pretende provar. As figuras 1.1 e 1.2. mostram

problemas de rotura nas zonas de ancoragem em fase de construção, os quais se pretende evitar, podendo comprometer toda a estrutura.



Fig.1.1. – Representação de rotura junto de uma zona de ancoragem



Fig.1.2. – Representação de rotura junto de uma zona de ancoragem

O âmbito do trabalho desenvolvido na presente dissertação centrou-se na análise de zonas de aplicação do pré-esforço em estruturas, ou seja, zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço, com o intuito do seu dimensionamento mais eficiente. Quando o pré-esforço é aplicado gera-se uma carga concentrada de compressão na zona de aplicação que pode conduzir a várias formas de rotura do betão nas vizinhanças destas zonas. Existem três formas principais de rotura do betão, tais como, o esmagamento do betão na zona de contacto do órgão de aplicação de carga, tracções que ocorrem ao longo do eixo longitudinal e a alguma distância do ponto de carga, e também devido a tensões superficiais de tracção.

A carga concentrada do pré-esforço está condicionada pela qualidade do betão e pela disposição da armadura envolvente. Deste modo, pretende-se neste trabalho analisar os efeitos de confinamento desenvolvidos pela aplicação de armadura transversal disposta em planos de estribos e em forma de

espiral. O trabalho envolve a análise experimental de modelos de betão armado à escala reduzida, que reproduzem estas zonas de ancoragem, reforçados com esta técnica com ensaios de compressão axial concentrada e centrada. Procura-se observar os efeitos de confinamento desenvolvidos pela hélice em todo o modelo de betão armado, ou seja, compreender a interacção entre o betão no interior da hélice com o betão no exterior da hélice reforçado com armadura transversal.

A análise experimental limita-se a ensaios de curta duração, não sendo verificado o comportamento ao longo do tempo, nem mesmo efeitos de pré-carregamento.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

No que se refere à organização deste trabalho optou-se por uma divisão em 7 capítulos. Estes capítulos iniciam-se com uma breve introdução, dando a conhecer alguns exemplos e mencionando, também, aspectos gerais inerentes a estruturas com zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço.

No segundo capítulo, apresenta-se e descreve-se os principais problemas e perplexidades que envolvem estas zonas de ancoragem de cabos de pré-esforços das mais variadas estruturas. Apresenta-se o mecanismo de funcionamento e comportamento estrutural do betão sob a actuação de cargas concentradas devido ao efeito do pré-esforço.

Nestas zonas de ancoragem pretende-se ter o máximo de reforço para resistir da forma mais eficiente ao carregamento concentrado. Apresenta-se o efeito que os diversos tipos de armadura de reforço acarretam no betão, que é um assunto bastante complexo. O objectivo do reforço é aumentar a resistência do betão à compressão, ou seja, confinamento do betão, bem como resistir aos esforços de tracção. Então, descreve-se o método de dimensionamento da armadura com base na carga concentrada e o mecanismo de betão confinado.

No terceiro capítulo, faz-se o dimensionamento de modelos de betão armado à escala reduzida com base na regulamentação em vigor e a teoria apresentada no capítulo 2, que envolvam os problemas do carregamento concentrado e do confinamento do betão, com a finalidade de tentar simular a aplicação de pré-esforço. Estabelecem-se três casos diferentes, considerando diferentes combinações de formas de carregamento e disposições de armadura transversal.

No quarto capítulo, apresentam-se os resultados dos ensaios, realizados no laboratório, dos respectivos modelos de betão à escala reduzida para cada um dos três casos mencionados no capítulo 3, de modo a comparar e tirar conclusões entre os ensaios e os cálculos de dimensionamento efectuados à luz da regulamentação.

No quinto capítulo, faz-se a análise e discussão dos resultados obtidos nos ensaios dos modelos, no capítulo 4, comprovando a viabilidade da teoria e regulamentação em vigor.

No sexto capítulo, analisa-se um exemplo de aplicação ao dimensionamento de zonas de ancoragem, de um projecto da prática da engenharia civil, de modo a verificar o método de raciocínio usado para dimensionar estas zonas e comparando com conclusões e reflexões obtidas neste trabalho de dissertação.

Por fim, no sétimo capítulo são tecidas considerações finais, através de conclusões do trabalho realizado, com apresentação de futuros desenvolvimentos.

2

ESTADO DA ARTE DA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ZONAS DE ANCORAGEM

2.1. INTRODUÇÃO

O pré-esforço instalado em zonas de ancoragem dos diversos componentes estruturais de betão armado origina um efeito de carregamento concentrado nestas zonas. O respectivo dimensionamento é de grande importância, porque se a carga concentrada for demasiado elevada pode surgir fendilhação excessiva no betão ou até ocasionar a rotura prematura. As zonas de elementos na vizinhança de cargas concentradas devem ser sujeitas a verificações específicas baseadas quer numa análise por intermédio da teoria da elasticidade quer em esquemas simples de equilíbrio de bielas, conforme os modelos de escoras e tirantes, que se encontrem comprovados por meio de ensaios experimentais. As zonas de ancoragem das peças de betão pós-tensionado são um caso particular, muito importante, do dimensionamento a efectuar para zonas localizadas. [5]



Fig.2.1. – Esticamento dos cabos para aplicação do pré-esforço [4]

A zona em estudo corresponde à parte de um elemento estrutural de betão situada entre a face de aplicação da carga localizada e a secção a partir da qual se desenvolve uma distribuição linear de tensões característica de peças lineares (princípio de Saint Venant). Corresponde assim a uma zona de transição no betão onde se desenvolve uma distribuição não linear de tensões – zona de descontinuidade. [5]

Na Figura 2.2 está representado o campo de tensões numa zona de descontinuidade do elemento estrutural de betão, ilustrando-se as trajetórias das tensões principais de zonas sujeitas a forças concentradas. A Figura 2.2.b) caracteriza um corte da peça de betão correspondente ao plano xy, verificando-se o desenvolvimento de tracções transversais que aumentam gradualmente ao longo do eixo longitudinal (*bursting stresses*), o que pode originar fendilhação longitudinal. [5]

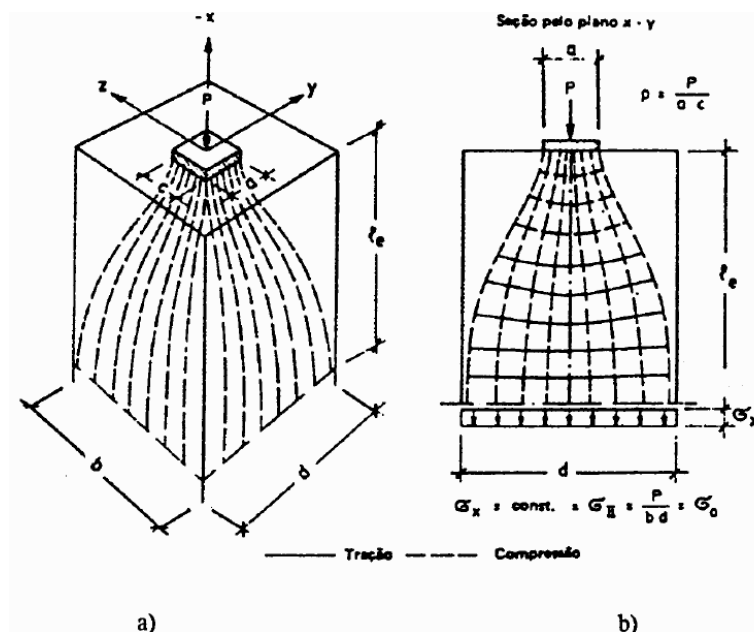


Fig.2.2. – Trajetória das tensões principais na zona de descontinuidade [5]

O comportamento das regiões mais superficiais destas zonas está ilustrado na figura 2.3 para duas disposições distintas de carregamento concentrado. Na Figura 2.3 a) mostram-se as tracções geradas nas zonas inertes dos cantos da peça de betão e na Figura 2.3 b) com carga excêntrica, notam-se tensões de tracção significativas junto à superfície, capazes de provocar a fendilhação superficial (*spalling stresses*). [5]

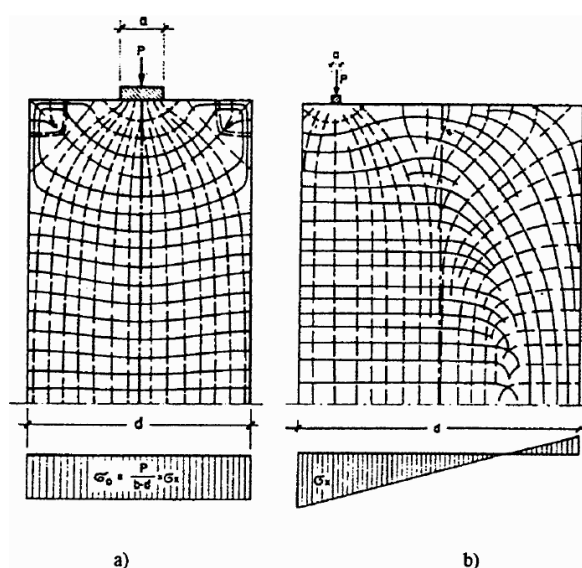


Fig.2.3. – Tracções na zona superficial junto à força concentrada [5]

Considere-se uma viga carregada uniformemente sobre uma zona de altura igual a $h/8$ e com excentricidade $3h/8$, simulando o efeito de um carregamento de pré-esforço na zona de ancoragem, como se pode observar na figura 2.4. Na Figura 2.4 b) representam-se os contornos de igual tracção vertical, transversal ao eixo longitudinal, σ_y , com os coeficientes correspondentes à relação entre a tensão vertical e a tensão média de compressão longitudinal, $\sigma_y/(P/b \times h)$. Encontra-se assinalado nas Figuras 2.4 b) e 2.4 c) os fenómenos de *bursting stresses* e *spalling stresses*. [5]

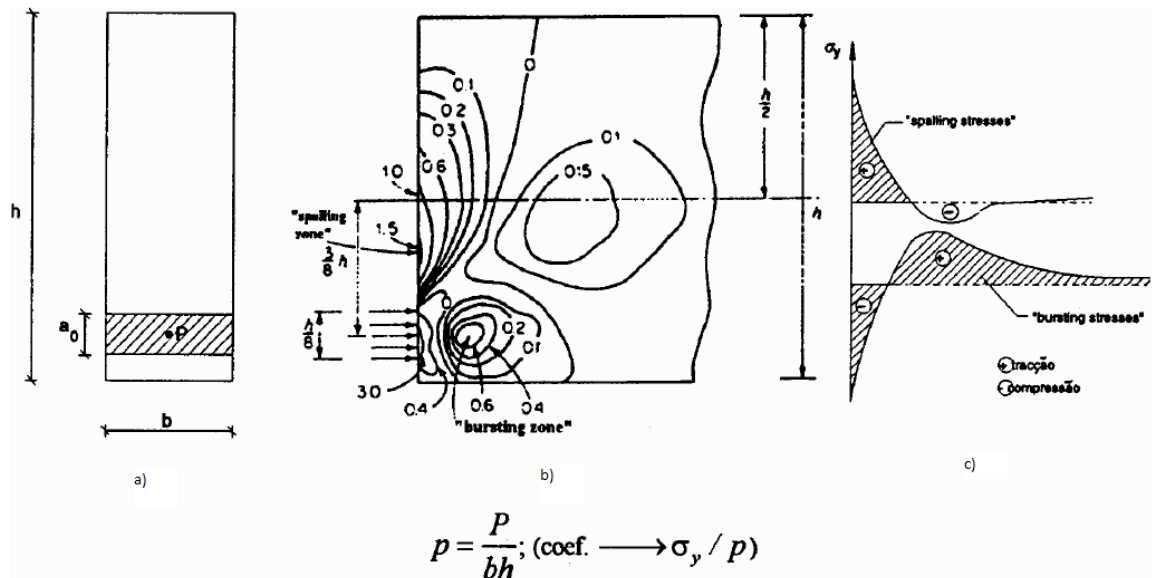


Fig.2.4. – Desenvolvimento das tensões de tracção verificadas junto à força concentrada [5]

Como se observa nas Figuras 2.4 b) e c), aparecem elevadas tensões de tracção ao longo do eixo da carga aplicada e a pequena distância da zona solicitada, *bursting stresses*, e tensões de tracção elevadas junto à face carregada, *spalling stresses*. As potenciais avarias que podem surgir devido às compressões localizadas, e às tracções transversais inerentes, na zona de introdução de cargas concentradas estão ilustradas na Figura 2.5 a). Na Figura 2.5 b) representa-se o mecanismo de bielas que pode ser usado para estabelecer o equilíbrio na zona de transição. [5]

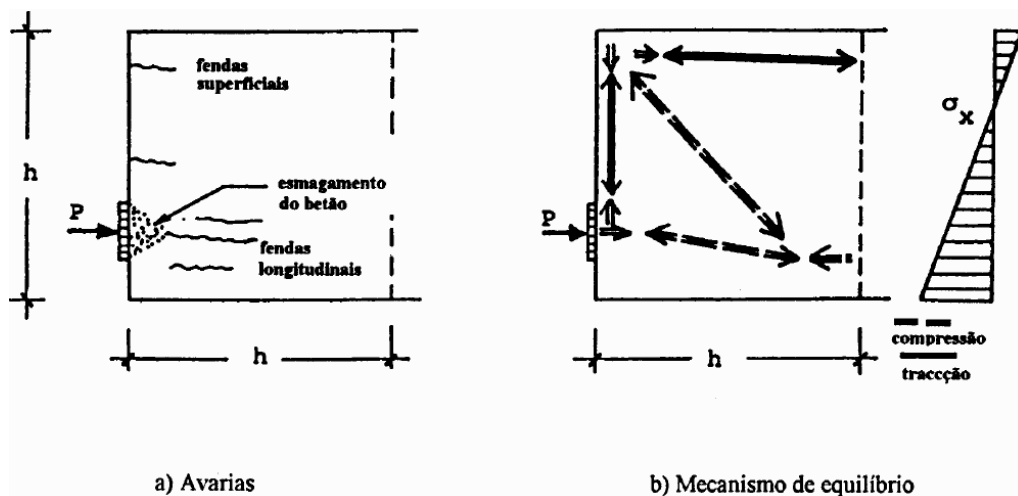


Fig.2.5. – Potenciais avarias que podem ocorrer nas zonas de ancoragem [5]

2.2. PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO

Quando se procede ao dimensionamento de zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço deve-se ter em ponderação três parâmetros principais de dimensionamento relacionados com os três modos de rotura do betão sob o efeito de carregamentos localizados, na medida de se evitar problemas de fendilhação e rotura do betão. [5]

2.2.1. TENSÕES DE COMPRESSÃO NA ZONA DE CONTACTO

De modo a evitar o esmagamento do betão na zona de contacto do órgão de aplicação de carga, ilustrado na Figura 2.5 a), é necessário garantir que a pressão local não ultrapasse determinados valores de tensão de compressão. Estes valores limites dependem da classe de betão, da geometria da área carregada e ainda da zona extrema em estudo. [5]

As tensões a que o betão resiste nesta zona localizada podem ser sensivelmente superiores à resistência do betão à compressão uniaxial, f_c , devido ao efeito da cintagem a que está sujeita a região de aplicação de carga concentrada, evidenciado na Figura 2.6, assunto este que é abordado detalhadamente mais à frente e designado como efeito de confinamento do betão. [5]

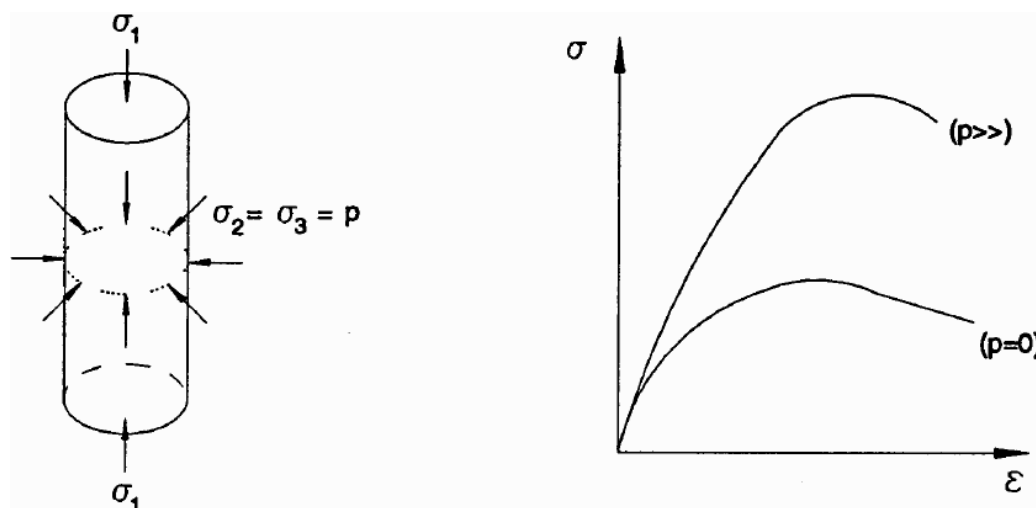


Fig.2.6. – Comportamento do betão cintado à compressão [5]

O efeito de cintagem ou confinamento do betão, caracteriza-se por introdução de pressão lateral, aumentando bastante a resistência à compressão do betão, facilitando a utilização de cargas concentradas superiores.

2.2.2. TENSÕES DE TRACÇÃO TRANSVERSAIS (INTERIORES)

As tracções que ocorrem ao longo do eixo longitudinal e a alguma distância do ponto de carga (bursting stresses), já ilustradas nas Figuras 2.4 e 2.5, têm uma distribuição e grandeza que depende essencialmente da relação a_0/h (observe-se na Figura 2.7) e em menor grau dependem da excentricidade e inclinação da força. [5]

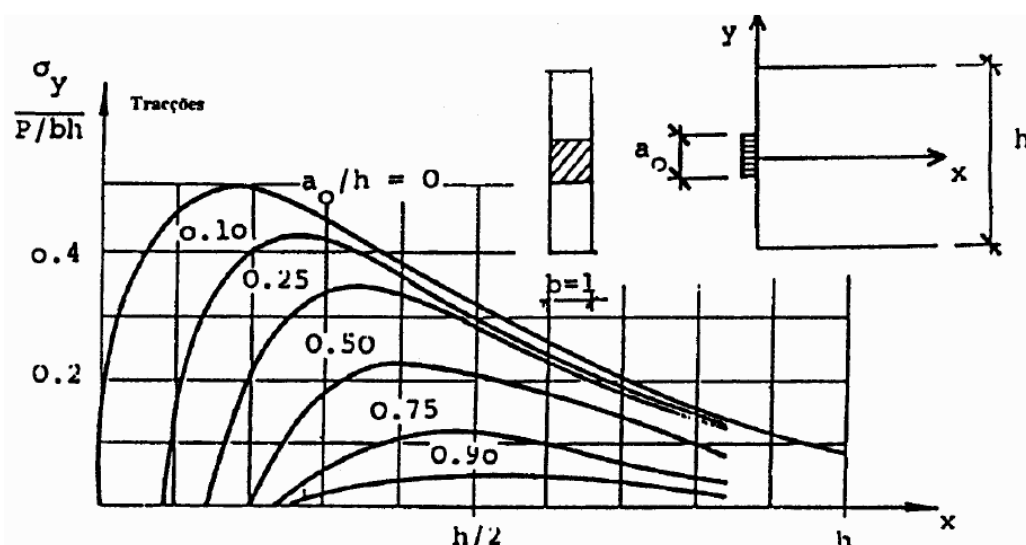


Fig.2.7. – Distribuição das tracções transversais ao longo do eixo de carga para várias relações de a_0/h [5]

Da Figura 2.7 observa-se que estas tensões tomam valores mais significativos, para valores correntes de a_0/h , num comprimento compreendido aproximadamente entre $0,1 \times h$ e $0,8 \times h$, sendo necessário, em geral, dispor armadura transversal para resistir a estas tracções transversais. [5]

2.2.3. TENSÕES SUPERFICIAIS DE TRACÇÃO

São as tensões de tracção que ocorrem junto à superfície carregada e decrescem rapidamente para o interior, veja-se nas Figuras 2.4 e 2.5. Dependem da proporção entre a área da secção e a do órgão de ancoragem e fundamentalmente da excentricidade da carga aplicada. Estas tensões de tracção (spalling stresses) podem provocar a fendilhação e rompimento numa zona superficial de betão, sendo necessário a existência de armadura nesta zona junto à superfície. [5]

2.3. ESPALHAMENTO DE CARGAS CONCENTRADAS

O espalhamento de cargas concentradas necessita de atenção especial em estruturas de betão devido à fraca capacidade resistente do betão à tracção, em particular em elementos estruturais de betão pós-tensionado em que a força de pré-esforço é aplicada pelos cabos, bem como em zonas de apoios de grandes estruturas aplicando cargas muito pesadas através de áreas relativamente pequenas. [6]

Anteriormente, existia uma abordagem semi-empírica, com base no cálculo da tensão de corte que não trouxe respostas satisfatórias para algumas dificuldades de aplicação e interpretação. O Eurocódigo 2 apresenta uma orientação bastante limitada: sugere a adopção de um modelo de escoras e tirantes ou outra representação apropriada. Mas a aplicação do modelo de escoras e tirantes pode ser bastante complexa e pode levar a resultados irrealistas, se não for usado com um bom nível de especialização, mas para a grande maioria dos casos (situações mais correntes) estes modelos já estão bem estabelecidos. [6]

Muitas das dificuldades levantadas pelo cálculo das regiões de descontinuidade são devido à propagação de forças concentradas aplicadas em cabos de pré-esforço, em que o crescimento desta

força torna o dimensionamento de zonas de ancoragem mais complexo, que são frequentemente sujeitos a fendilhação e roturas indesejáveis. [6]

O dimensionamento de zonas de ancoragem é uma tarefa muito complicada, devido aos vários itens a seguir expostos [6]:

- É um problema tridimensional e para uma grande variedade de elementos estruturais (lajes, vigas, etc.) complica a definição de regras gerais;
- No passado, a teoria da elasticidade foi usada para definir regras de dimensionamento, mas esta metodologia não é conveniente onde o betão está fendilhado ou até mesmo micro-fendilhado;
- Actualmente, o modelo de escoras e tirantes necessita de uma boa compreensão dos caminhos de carga num elemento estrutural de betão armado de geometria bastante complexa.

A regulamentação específica do betão estrutural pode ser sujeita a várias interpretações, o que significa que o projecto resultante pode ser controverso. [6]

As ancoragens são componentes comerciais que estão sujeitas a testes especiais para a incorporação no elemento estrutural de betão. O principal objectivo destes testes é definir a quantidade mínima de armadura de reforço em modelos com forma de blocos de dimensões reduzidas de tal forma que a tensão de compressão no betão da estrutura, resultante da força concentrada simulando o pré-esforço, esteja em conformidade com a regra definida no Eurocódigo 2, devidamente limitada a [6]:

- $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t).$

O reforço mínimo, através da colocação de armadura nestas regiões com a disposição conveniente, deve assegurar o controlo adequado da fendilhação do betão nas zonas de cada ancoragem do elemento estrutural. [6]

2.4. PROBLEMAS DO CARREGAMENTO CONCENTRADO

As cargas concentradas que actuam em componentes de construção de betão podem ser encontradas em diversos campos de aplicação, por exemplo, zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço de superestruturas, ou áreas de transmissão de carga nas paredes, pilares, vigas, lajes, etc. Em geral, as forças de ancoragem e as forças de suporte nos apoios são transferidas através de uma área relativamente pequena no betão e os esforços de tracção, que ocorrem devido à distribuição das cargas concentradas, podem levar à fissuração do betão na vizinhança da zona de ancoragem e, progressivamente, a uma falha estrutural. Portanto, estas zonas necessitam obrigatoriamente de armadura de reforço que impeça estas falhas. A inexistência de armadura de reforço que resista aos esforços de tracção afecta o comportamento do elemento estrutural de betão, traduzindo uma ductilidade menor, podendo haver rotura prematura sem aviso. [6]



Fig.2.8. – Zona de ancoragem com aplicação do sistema de pré-esforço na Ponte de Vegarrozadas, Espanha [3]

As normas ou códigos correntes como o Eurocódigo 2, fornecem poucas informações relativamente aos problemas de carregamentos de cargas localizadas. Além disso, as especificações respeitantes à influência ou quantidade necessária e disposição da armadura de reforço estrutural são, de certo modo, raras. Para aplicações práticas, o engenheiro civil tem de encontrar soluções adequadas com base nos princípios dados na literatura técnica, regulamentação e normas pertinentes. [6]

Vários autores têm realizado diversas análises numéricas e testes experimentais de forma a melhorar a compreensão do comportamento de carga de modelos de betão sob carga concentrada. Com o intuito de extrair resultados mais conclusivos recorre-se à utilização de uma análise em elementos finitos em regime não linear. Estas investigações que se têm efectuado, tentam aperfeiçoar as especificações e recomendações referentes ao reforço estrutural mínimo, melhoria da capacidade de resistente do betão, bem como a própria manutenção de áreas de carregamento. [6]

Se este reforço estiver devidamente distribuído na área de carregamento, a capacidade resistente do betão local, ou seja, do betão associado com a armadura do reforço à tracção, pode exceder a resistência uniaxial de compressão do betão simples devido ao efeito de confinamento, ou cintagem, que estas armaduras proporcionam. Este assunto do efeito do confinamento do betão é bastante complexo, sendo abordado mais à frente de modo mais aprofundado com cálculos e ensaios experimentais nos capítulos seguintes. [6]

A capacidade de carga do betão não reforçado e reforçado sob acções de forças concentradas tem sido investigada de forma bastante ampla, quando a técnica de construção de betão pré-esforçado passou a ser mais amplamente usada, a partir da década de 60. Diferentes abordagens relativas ao cálculo das tensões de capacidade local foram desenvolvidas. Essas abordagens são predominantemente baseadas em interpretações empíricas, de modo que as áreas de aplicação das respectivas forças concentradas são limitadas. [6]

Conforme as especificações das normas, como Eurocódigo 2 e DIN 1045-1, no que diz respeito aos problemas de aplicação de cargas concentradas em elementos estruturais de betão, são praticamente idênticos em grande medida. A capacidade de carga de um elemento estrutural de betão, de resistência normal, reforçado com a correspondente armadura resistente à rotura de tracção, é limitada por uma

aproximação de raiz quadrada de áreas, assunto este, apresentado de modo pormenorizado no capítulo seguinte. [6]

2.5. EFEITO DO CONFINAMENTO NO BETÃO

2.5.1. INTRODUÇÃO

Cánovas define confinamento do betão como a capacidade de impedir a deformação transversal à direcção de aplicação da carga no elemento estrutural. Esse atributo, em particular quando relacionado com betão de elevado desempenho, propicia um melhor aproveitamento da sua alta resistência à compressão e a diminuição da fragilidade desses materiais. Em termos práticos, o confinamento modifica, de forma notável a parte descendente (pós-pico) do diagrama de tensão-deformação, mostrando uma maior capacidade de deformação e consequente absorção de energia. Essa absorção de energia deve ser bastante rápida e capaz de passar por situações de serviços severas, como no caso de eventos sísmicos, sem, portanto chegar ao colapso do elemento estrutural. [9]

Para a correcção do efeito de falta de ductilidade em pilares, Cánovas enfatiza que várias normas adoptam um valor mínimo de armadura transversal, baseada em critérios experimentais e de resistência. [9]

Impedimento das deformações transversais, logicamente considerando o limite de resistência do material utilizado para tal, é ilustrado por Hanai et al (2005). [9]

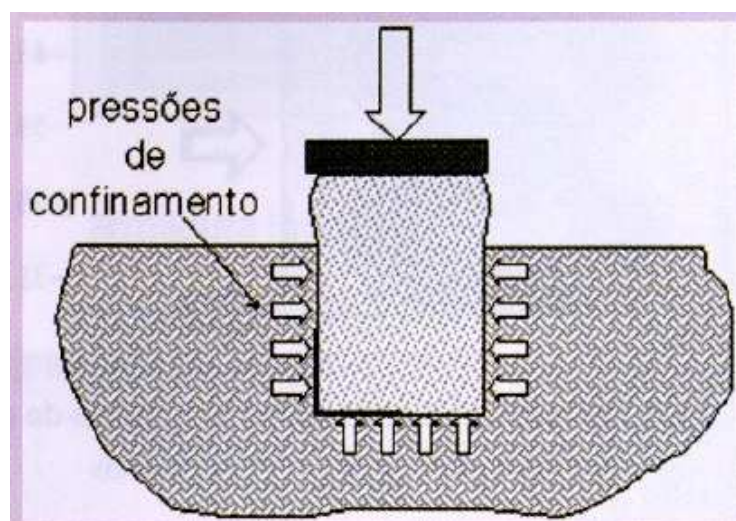


Fig.2.9. – Ilustração sobre o confinamento do betão. (Adaptado de Hanai et al [9])

Na Figura 2.9, verificam-se as deformações laterais na parte superior da peça junto da aplicação da carga, onde não existe o mecanismo de confinamento do betão, ou seja, impedimentos às deformações laterais.

Hanai utiliza o ensaio de corpos-de-prova cilíndricos de betão à compressão axial para exemplificar o conceito de confinamento de betão em elementos comprimidos. Nesse tipo de ensaio o atrito no contacto entre as superfícies de topo e a de base do corpo-de-prova e os pratos da máquina de ensaios impedem a livre deformação transversal do betão nestas regiões. [9]

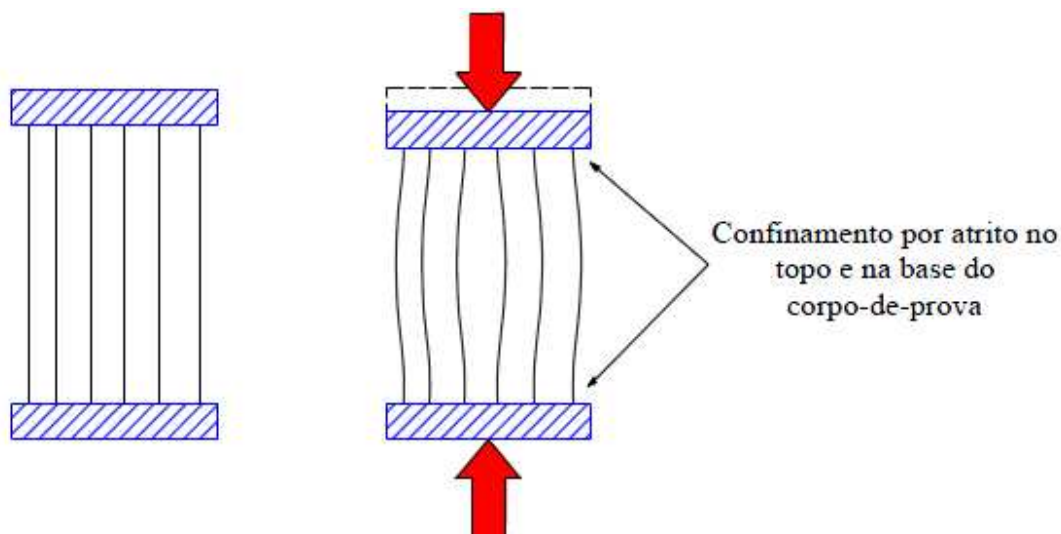


Fig.2.10. – Deformação de um corpo-de-prova num ensaio à compressão uniaxial. (Adaptado de Hanai et al [9])

Esse mesmo autor exemplifica, através de simulação numérica não-linear pelo Método de Elementos Finitos, e considerando a aplicação de uma tensão uniforme de 26 MPa, um confinamento perfeito no topo e na base e que a distribuição de tensões axiais não se faz uniformemente. Existe um arqueamento ao longo do corpo-de-prova, como se evidencia nas linhas a tracejado na ilustração da Figura 2.11.

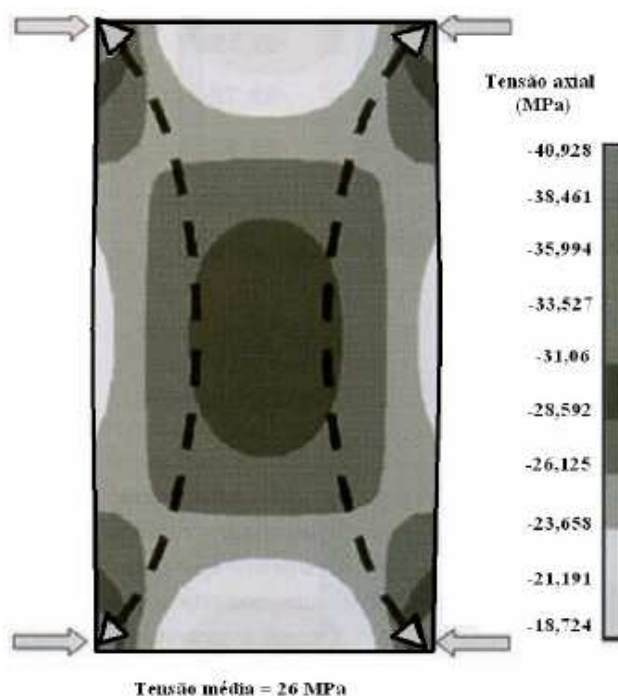


Fig.2.11. – Ilustração sobre a distribuição das tensões axiais no corpo de prova com cintamentos na base e no topo. (Adaptado de Hanai et al [9])

Esse mesmo processo pode representar o comportamento das tensões axiais com confinamento intermédio no corpo-de-prova, como mostrado na Figura 2.12.

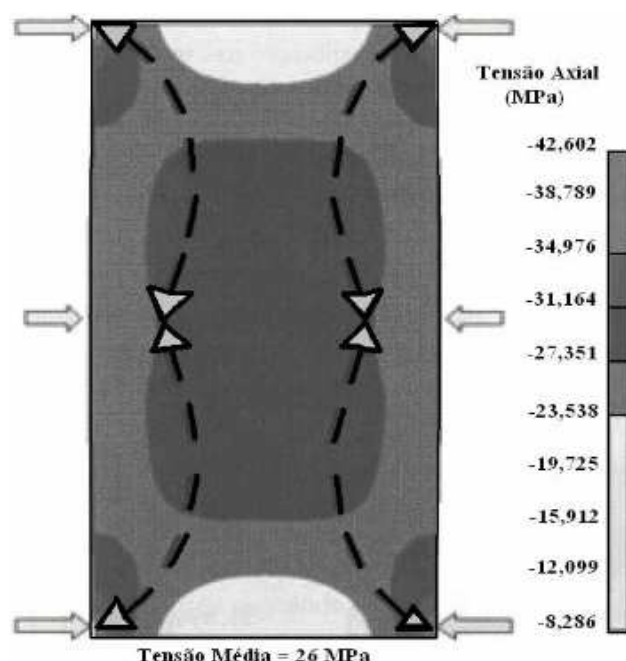


Fig.2.12. – Ilustração sobre a distribuição das tensões axiais no corpo de prova com cintamentos na base, no topo e na secção intermediária. (Adaptado de Hanai et al [9])

2.5.2. MECANISMO DO CONFINAMENTO

Com o intuito de compreender a acção de confinamento no betão, é imprescindível ter em conta a consideração de um mecanismo de rotura do betão sob carregamento uniaxial de modo pormenorizado e simplificado, conforme o FIB (1999) [8].

O betão corrente é constituído aproximadamente por 75 % de agregados de vários tamanhos, de modo a obter um nível de compacidade suficientemente eficaz, como se pode observar na Figura 2.13-a). Os agregados são os componentes mais rígidos do betão e as forças de compressão impostas pelo carregamento procuram um caminho de partícula para partícula, como se pode ver na Figura 2.13-a). O equilíbrio das forças apenas é possível se existem forças laterais, como se mostra na Figura 2.13-b), em que no betão não confinado, estas forças laterais, ocorrem em virtude da coesão da pasta de cimento entre os agregados. Quando se supera esta coesão surgem as primeiras microfissuras na interface entre os agregados e a pasta de cimento, como ilustrado na Figura 2.13-c). As primeiras microfissuras ocorrem durante a “presa” do betão (retracção plástica) e não durante a fase de carregamento. As microfissuras crescem com o aumento da carga e o betão rompe com fissuração paralela à aplicação de carga. A acção de confinamento aumenta a coesão da pasta de cimento, resultando numa maior resistência à compressão do betão, como se pode observar na Figura 2.13-d). [8] [10]

Quando o confinamento é obtido por meio de armaduras transversais são necessárias grandes deformações laterais para mobilizá-lo e consequentemente ocorre um aumento de ductilidade. O

confinamento é, portanto, muito importante para aplicações em regiões sísmicas de elevada intensidade, FIB (1999) [8]. [10]

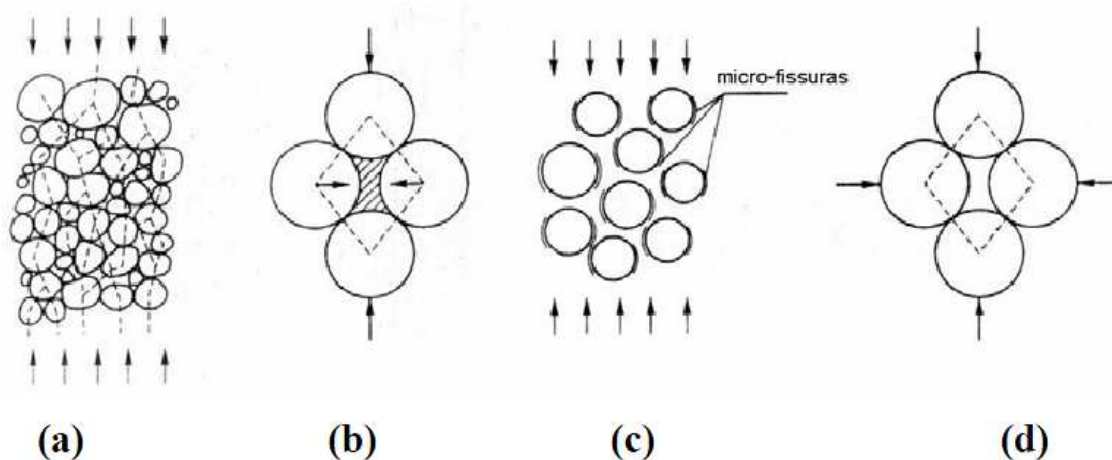


Fig.2.13. – Mecanismo de confinamento do betão. (Adaptado de FIB (1999) [8] [10])

O comportamento de elementos estruturais de betão sob carregamento uniaxial de compressão é diferente consoante o tipo de confinamento instalado. Existem, assim, dois tipos de mecanismo de confinamento, por intermédio de armaduras transversais ou por meio de materiais compósitos, contudo, neste trabalho aborda-se apenas o confinamento do betão por intermédio de armaduras transversais. O confinamento obtido com armaduras transversais realiza-se através de cintas, estribos fechado ou em espiral ou hélice, e torna-se importante em tensões da ordem da resistência uniaxial do betão. A deformação lateral do betão é muito pequena antes do início da microfendilhação. Com o desenvolvimento da microfissuração a um nível de tensão mais elevado a expansão lateral cresce consideravelmente solicitando as armaduras transversais. A cintagem do betão, por meio de armadura transversal, provoca uma alteração da relação tensões – extensões no betão, ou seja, tanto a resistência como as extensões últimas são mais elevadas. Pode considerar-se no cálculo que as outras características básicas do material não são afectadas. [8] [10]

As propriedades do material confinante também influenciam o betão. Existe uma grande diferença na pressão lateral por armadura transversal em aço e por compósitos. O aço, após atingir a condição de cedência pela extensão lateral do betão, proporciona uma pressão constante, enquanto com materiais compósitos possibilita uma pressão crescente até à sua rotura. Logo os modelos de confinamento são diferentes para os dois materiais confinantes, principalmente em relação à deformabilidade do betão confinado. Aborda-se apenas a forma de confinamento por armadura transversal neste trabalho, dado que se estuda zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço, instalando-se junto desta carga a armadura transversal de confinamento. [10]

O confinamento do betão por meio de espirais é uma forma muito antiga de aumentar a capacidade resistente e a deformabilidade de elementos estruturais em betão armado. [10]

O confinamento por meio de armaduras transversais de aço é influenciado pelas seguintes variáveis: taxa volumétrica, disposição, distribuição, espaçamento e resistência de armadura transversal, e distribuição da armadura longitudinal na secção, forma da secção transversal e resistência do betão. A taxa volumétrica de armadura transversal é o factor mais importante sobre o confinamento, dado que

envolve todas as variáveis atrás mencionadas. A pressão lateral, calculada pelo equilíbrio de forças, depende directamente da taxa volumétrica de armadura transversal. [10]

O comportamento do betão confinado varia significativamente com a resistência do betão não confinado. Quando o betão é de menor resistência apresenta uma maior microfissuração, resultando numa maior expansão lateral. Consequentemente, mobilizam mais facilmente a armadura transversal. Segundo El-Dash e Ahmad (1995) o acréscimo relativo de resistência e ductilidade devido ao confinamento, decrescem com o aumento da resistência do betão não confinado. [10]

O espaçamento entre armaduras transversais influencia a pressão efectiva de confinamento. Alguns autores consideram este efeito através da redução da área confinada efectiva como Mander et al, enquanto outros considerem a variação de pressão lateral entre estribos, como Razvi e Saatcioglu. Deste modo, aplicam factores redutores da pressão lateral. [10]

Uma das aplicações do confinamento é melhorar a ductilidade do betão de alta resistência, por meio de elevadas taxas de armadura transversal. Após uma certa carga, o recobrimento desprende-se, ou seja, com o aumento da carga forma-se um plano de separação entre o recobrimento e o núcleo da região da armadura transversal. Devido à perda do recobrimento ocorre uma queda na resistência. [10]

Em elementos estruturais de secções transversais diferentes da circular os estribos rectilíneos apresentam tensões não uniformes, com concentração de tensão nos pontos de encontro com a armadura longitudinal. O arqueamento destes estribos, que possuem pequena rigidez, provoca uma considerável redução da pressão lateral. Porém com arranjos adequados das barras transversais e longitudinais pode-se atingir níveis de confinamento semelhantes aos das secções transversais circulares. Do mesmo modo que ocorre no espaçamento entre armaduras transversais, aplicam-se factores redutores da pressão lateral dependendo do espaçamento dos varões longitudinais. Elementos estruturais de secções transversais circulares apresentam a mesma deformabilidade que os de secção quadrada com taxas de armadura mais elevadas. [10]

Segundo Fardis e Khalili (1981), elementos com secções transversais rectangulares com armadura transversal o confinamento resultante apresenta um baixo acréscimo na resistência, mas, em contrapartida a ductilidade apresenta um grande acréscimo. No caso de espirais consegue-se um grande aumento tanto na resistência como na ductilidade. [10]

2.5.3. COMPORTAMENTO DO BETÃO CONFINADO SEGUNDO FIB (1999)

O FIB [8] complementou o CEB/FIP Model code 1990 em muitos pontos, mas o mais importante para este trabalho é o comportamento resistente do betão confinado definido por essas recomendações.

A figura 2.14 mostra o desenvolvimento de aumento de resistência do betão à compressão de um elemento cilíndrico de betão, através de uma função de tensão efectiva de confinamento radial, ou lateral, $\sigma_2 = \sigma_3$, que relaciona a resistência do betão não confinado com a resistência do betão confinado, através de uma aproximação linear. [8] [9]

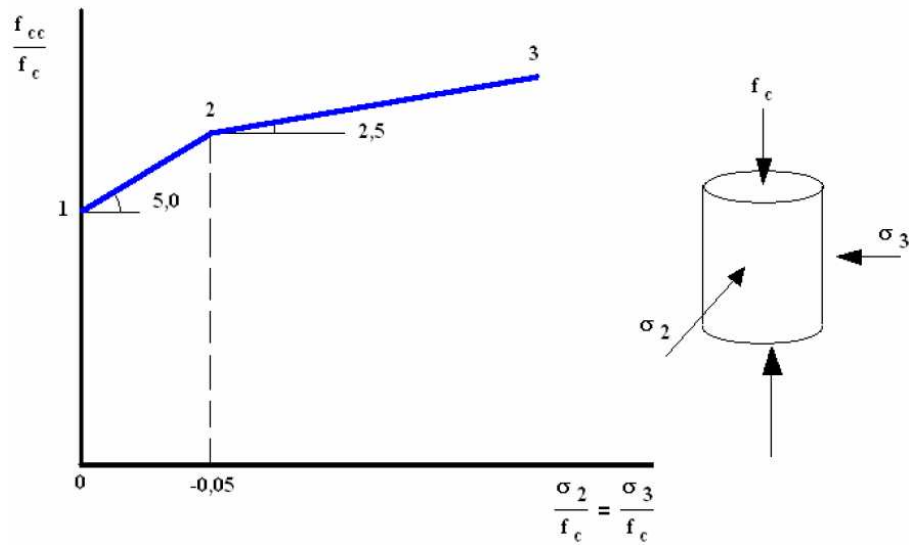


Fig.2.14. – Ganho de resistência à compressão em função da tensão confinante (estado triaxial de compressão);
(Adaptado de FIB (1999) [8] [9])

As equações para a resistência à compressão associadas ao diagrama da Figura 2.14 são, respectivamente [8] [9]:

$$f_{cc} = f_c \times \left(1.000 + 5.0 \times \frac{\sigma_2}{f_c} \right) \text{ para } \frac{\sigma_2}{f_c} < 0.05 \quad (2.1.)$$

Ou

$$f_{cc} = f_c \times \left(1.125 + 2.50 \times \frac{\sigma_2}{f_c} \right) \text{ para } \frac{\sigma_2}{f_c} > 0.05 \quad (2.2.)$$

Conforme a norma, se um cilindro de betão é carregado uniaxialmente por uma carga concentrada até esta atingir a sua condição plástica, ou seja, até a armadura de confinamento (estribo fechado ou cintas) começar a ceder como se pode observar a Figura 2.15, a tensão de confinamento lateral, $\sigma = \sigma_2 = \sigma_3$, é expressa por [8] [9]:

$$\sigma = \frac{2 \times A_{sw} \times f_y}{b \times s} \quad (2.3.)$$

Onde:

- σ – tensão de confinamento lateral;
- A_{sw} – área da secção transversal do varão de aço usado para a confinamento;
- f_y – valor da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras transversais;
- b – diâmetro médio do núcleo cintado;
- s – espaçamento dos estribos ou passo da espiral.

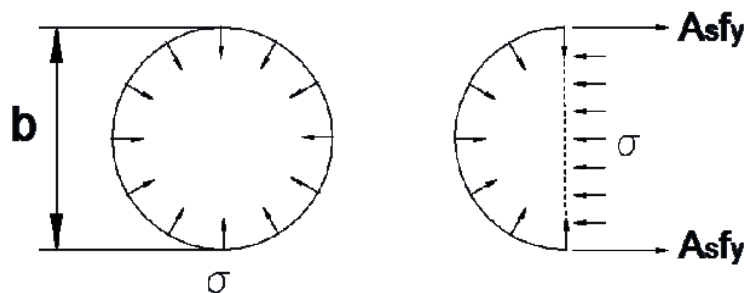


Fig.2.15. – Formação da pressão lateral ou radial pela cedência da armadura em forma de hélice [8] [9]

A taxa de armadura transversal volumétrica W_v é definida como a relação entre o volume do elemento confinante e o volume de betão por ele confinado, [8] [9]:

$$\omega_v = \frac{4 \times A_{sw}}{b \times s} \quad (2.4.)$$

A taxa mecânica volumétrica da armadura de confinamento, é dada por, [8] [9]:

$$\omega_w = \frac{4 \times A_{sw}}{b \times s} \times \frac{f_y}{f_c} \quad (2.5.)$$

A relação entre a tensão de confinamento e a resistência do betão não confinado é dada pela equação (2.6.). Essa formulação é válida para as diferentes configurações de armadura transversal, bastando para tal calcular a taxa de armadura transversal volumétrica correspondente. Então, a partir das equações (2.3.), (2.4.) e (2.5.) verifica-se que, [8] [9]:

$$\frac{\sigma}{f_c} = 0.5 \times \omega_w \quad (2.6.)$$

Quando se está presente de uma secção transversal de forma rectangular de um elemento estrutural de betão, reforçado com armadura de confinamento usando uma combinação de estribos rectangulares fechados, travados nos seus cantos atrás dos varões longitudinais e aplicando-se o mesmo raciocínio para o caso de secção circular, consegue-se chegar à mesma dedução alcançada anteriormente representada na equação (2.6.) e, portanto, aplica-se da mesma forma. [8] [9]

Então, com a equação (2.6) e a Figura 2.14, é possível calcular o aumento da resistência do betão à compressão, quer seja secção transversal de forma rectangular, quer seja secção transversal de forma circular. [8] [9]

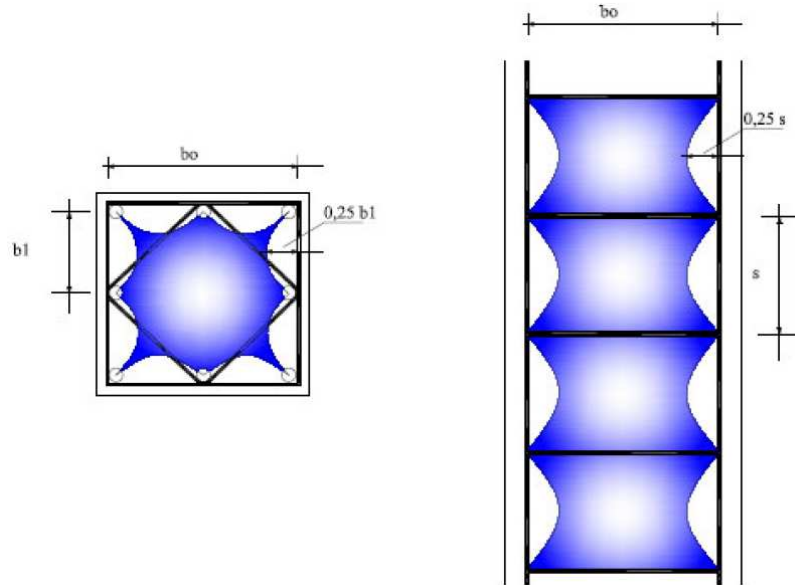


Fig.2.16. – Área efectiva de confinamento de acordo com a configuração da armadura longitudinal e transversal. (Adaptado de Souza (2002) [8] [9])

A equação (2.6) é baseada numa tensão radial uniforme distribuída, σ , situação que só ocorre de forma aproximadamente verdadeira em alguns casos. A configuração das armaduras longitudinais e transversais faz com que a tensão radial não seja uniforme, sendo, portanto, necessária a introdução de factores de correcção α_n e α_s no cálculo da tensão de confinamento, obtidos pelas seguintes expressões, ver Figura 2.15, [8] [9]:

para $b_1 \leq 200$ mm

$$\alpha_n = 1 - \frac{8}{3} \times \frac{1}{n} \quad (2.7.)$$

para $b_0 \leq b_0/2$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \times b_0}\right)^2 \quad \text{para } s < \frac{b_0}{2} \quad (2.8.)$$

Onde:

- n – número total de varões longitudinais confinados;
- b_0 – distância eixo a eixo entre os varões longitudinais nos cantos (dimensão da área cintada);
- b_1 - distância eixo a eixo entre os varões longitudinais internos;
- s – espaçamento entre estribos que devem atender aos limites $\leq 0,5 \times b_0$ ou 20 cm.
-

α_n é um factor de redução que expressa a área efectiva de betão no plano da secção transversal (dependendo do padrão de cintas na secção transversal).

α_s é um factor de redução que expressa a área efectiva de betão no plano perpendicular ao da secção transversal (dependendo do espaçamento das cintas). Para secções transversais de forma circular apenas é necessário introduzir o factor de redução α_s

Os varões longitudinais actuam como pontos de apoio para os arcos representados a linhas pontilhadas, delimitando o núcleo confinado da secção transversal. A profundidade dos arcos é cerca de $0,25 \times b_1$ e $0,25 \times s$. Quando a secção transversal é de forma circular, este factor é equivalente à unidade. [8] [9]

Portanto a expressão (2.6.) pode ser reescrita da seguinte forma, [8] [9]:

$$\frac{\sigma_2}{f_c} \approx \frac{\sigma_3}{f_c} = 0.5 \times \alpha_n \times \alpha_s \times \omega_w \quad (2.9.)$$

As relações constitutivas para o betão confinado, segundo o Bulletin I FIB (1999), SOUZA (2001), que faz menção aos estudos realizados por Ahmad e Shah e Mander, Priestley e Park, são apresentadas a seguir na Figura 2.17. [8] [9]

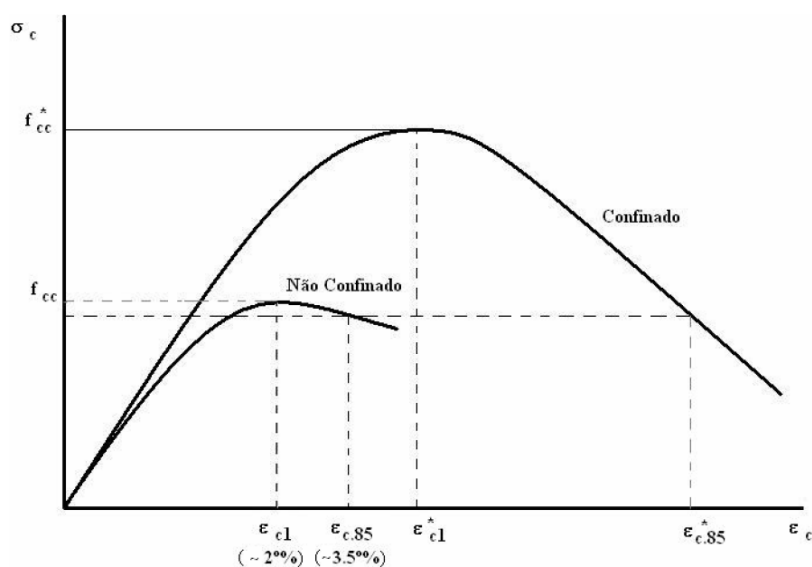


Fig.2.17. – Diagrama tensão-deformação específica do betão sob estado triaxial de tensão [8]

Segundo o CEB-FIP (1990), as deformações expressas na Figura 2.17 podem ser expressas pelas seguintes formulações, [8] [9]:

$$\epsilon_{c1}^* = \epsilon_{c1} + \left(\frac{f_{cc}^*}{f_{cc}} \right)^2 \quad (2.10.)$$

$$\epsilon_{c.85}^* = \epsilon_{c.85} + 0,1 \times \alpha \times \omega_w \quad (2.11.)$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s \quad (2.12.)$$

Sendo α_n e α_s obtidos (2.7.) e (2.8.), e W_w definido pela equação (2.5.).

Onde:

- ϵ_{c1} - deformação específica correspondente à tensão de rotura do betão não confinado;
- ϵ_{c1}^* - deformação específica correspondente à tensão de rotura do betão confinado;
- $\epsilon_{c,85}$ - deformação específica correspondente a 85% da deformação específica correspondente à tensão última do betão não confinado;
- $\epsilon_{c,85}^*$ - deformação específica correspondente a 85% da deformação específica correspondente à tensão última do betão confinado;
- f_{cc} - resistência de rotura do betão não confinado;
- f_{cc}^* - resistência de rotura do betão confinado.

O diagrama parábola-rectângulo, adoptado pelo CEB-FIP (1990) para cálculo é idêntico, em sua essência, ao Eurocódigo 2. Os parâmetros utilizados são: α é o factor redução para cargas de longa duração, adaptado como 0,85, sendo que na cláusula 3.1.6. do Eurocódigo 2 faculta a cada País integrante a variação entre 0,8 e 1,0, mas recomenda o valor igual a 1. O coeficiente de segurança do betão é fixado em $\gamma_c = 1,5$. [8] [9]

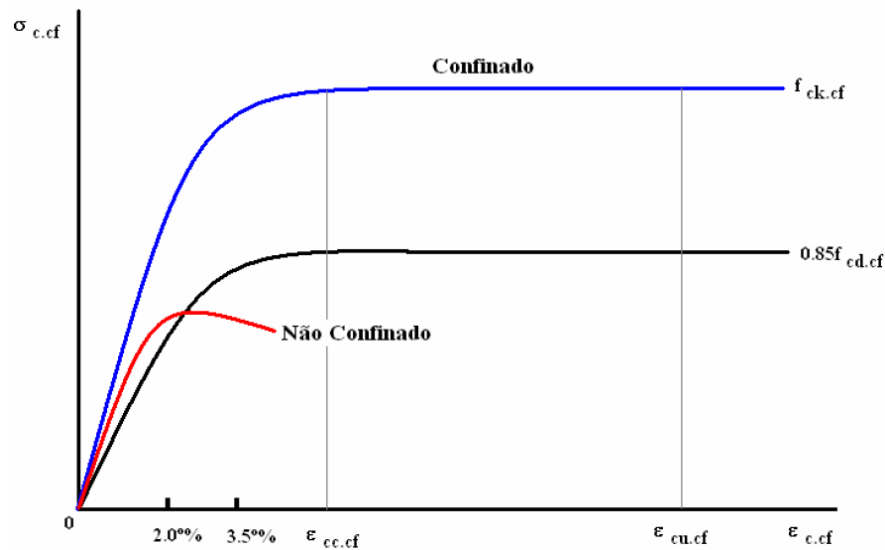


Fig.2.18. – Diagrama parábola-rectângulo específico para o betão confinado. CEB-FIP (1990) [8]

As tensões e deformações específicas são obtidas pelas seguintes expressões, [8] [9]:

$$f_{ck,cf} = f_{ck} \times \left(1,000 + 5,0 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ para } \sigma_2 \leq 0,05 \times f_{ck} \quad (2.13.)$$

Ou

$$f_{ck,cf} = f_{ck} \times \left(1,125 + 2,50 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ para } \sigma_2 > 0,05 \times f_{ck} \quad (2.14.)$$

$$\varepsilon_{cc,cf} = 2,0 \times 10^{-3} \times \left(\frac{f_{ck,cf}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (2.15.)$$

$$\varepsilon_{cu,cf} = 3,5 \times 10^{-3} + 0,2 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad (2.16.)$$

$$\frac{\sigma_2}{f_{ck}} = 0,5 \times \alpha_n \times \alpha_s \times \omega_{wd} = 0,5 \times \alpha \times \omega_{wd} \quad (2.17.)$$

Sendo a taxa mecânica volumétrica de confinamento em valores de cálculo, ω_{wd} , expressa por, [8] [9]:

$$\omega_{wd} = \frac{\omega_{s,trans}}{\omega_{c,cf}} \times \frac{f_{yd,trans}}{f_{cd}} \quad (2.18.)$$

Onde

- $W_{s,trans}$ - é o volume de armadura transversal;
- $W_{c,cf}$ - é o volume de betão confinado;
- $f_{yd,trans}$ - é o a tensão de cedência de cálculo da armadura transversal;
- f_{cd} - é a resistência de cálculo à compressão do betão não confinado.

O CEB-FIP (1990) fornece ainda algumas expressões para ω_{wd} em função do tipo de arranjo de secção transversal e disposição da armadura transversal, como se pode observar na Figura 2.19. [8] [9]

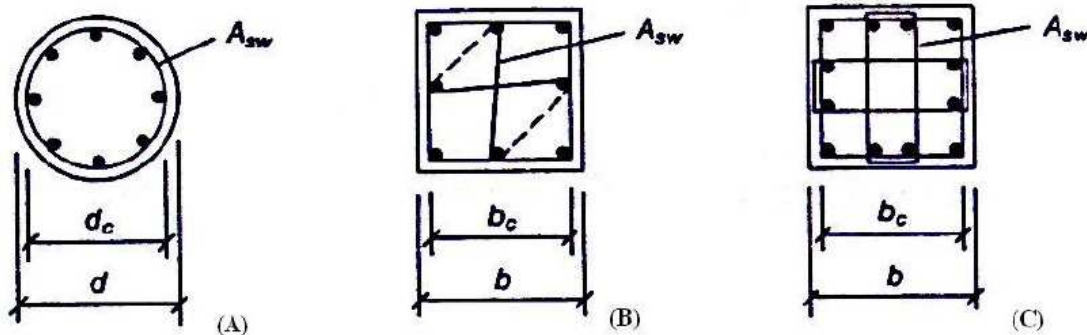


Fig.2.19. – Expressões de ω_{wd} em função da geometria da secção transversal e da disposição da armadura transversal. CEB-FIP (1990) [8] [9]

- arranjo da figura 2.18 (a)

$$\omega_{wd} = \frac{4 \times A_{sw}}{d_c \times s} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.19.)$$

- arranjo da figura 2.18 (b)

$$\omega_{wd} = \frac{6 \times A_{sw}}{b_c \times s} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.20.)$$

- arranjo da figura 2.18 (c)

$$\omega_{wd} = \frac{9 \times A_{sw}}{b_c \times s} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.21.)$$

2.6. ANOMALIAS NO CÁLCULO DA ZONA DE ANCORAGEM

Neste subcapítulo aborda-se uma questão problemática nas regiões de elementos estruturais de betão, junto da face da aplicação de pré-esforço, que normalmente passa despercebida tanto na regulamentação em vigor como em projectos de dimensionamentos de zonas de ancoragem efectuados por engenheiros civis. A instalação de uma ancoragem de cabos de pré-esforço na face de carregamento do elemento de betão, requer um espaço vazio no betão interior da zona de carregamento devido à existência da bainha, ilustrado na Figura 2.19, que é uma componente constituinte da ancoragem de cabos de pré-esforço, permitindo a passagem dos cabos no interior do betão para que realizem o seu efeito de minimizar as tracções no betão e grandes flechas nos elementos estruturais. Deste modo, tendo em consideração a bainha, reflecte-se numa diminuição da quantidade de betão disponível para resistir à solicitação da carga concentrada, sendo esta diminuição ainda bastante significativa, podendo alterar o comportamento resistente do elemento de betão previsto nos cálculos de dimensionamento destas zonas. Se a quantidade de betão diminui implica, justamente, a diminuição da resistência desta zona. Consequentemente, a força concentrada dimensionada é elevada de mais, ou então deve-se aumentar a quantidade de armadura de reforço que resiste esforços de tracção, bem como a armadura de confinamento, de modo a manter o valor da força concentrada de pré-esforço a instalar.

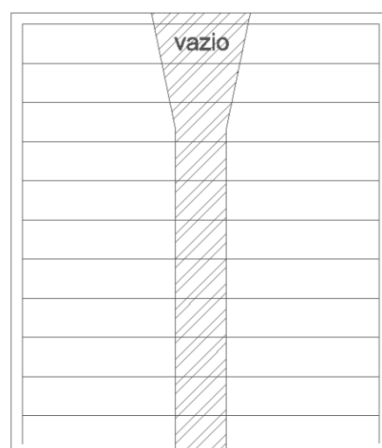


Fig.2.20. – Vazio deixado pela trompette e pela bainha na zona de ancoragem

Estas zonas de ancoragem têm uma importância fulcral, na estrutura de qualquer obra de arte ou edifício, uma possível falha na ancoragem pode originar o colapso global da estrutura. Estas zonas devem ser analisadas ao máximo detalhe, devendo ser esta anomalia mais valorizada para melhorar a eficiência da construção. Este assunto é interessante e que efectivamente se passa muitas vezes por cima, devendo ser discutido com pré-esforço aderente e não aderente.

2.7. COMPORTAMENTO DO BETÃO SOB A ACTUAÇÃO DE CARGAS ELEVADAS DE LONGA DURAÇÃO

Quando o betão se encontra sob a actuação de cargas concentradas elevadas com carácter permanente, que é o caso das forças de pré-esforço, manifesta um comportamento resistente diferente, em que nos inícios da aplicação das cargas a resistência pode baixar ligeiramente, o que pode, em grande modo, comprometer a estrutura. Quando se está perante a aplicação forças de pré-esforço, este assunto tem uma importância acrescida, dado que a respectiva aplicação efectua-se frequentemente antes dos 28 dias necessário para que o betão obtenha a totalidade da resistência, normalmente aplica-se logo aos seis, sete dias. [5]

A resistência à compressão do betão também depende do período de tempo durante o qual é exercida uma tensão constante. A actuação de tensões elevadas leva a que o processo de micro-fendilhação prossiga podendo eventualmente conduzir à rotura após determinado período de actuação. A tensão máxima a que o betão resiste por um período longo é chamada de resistência para cargas de longa duração. O seu valor depende também da idade de carregamento aos dois efeitos interligados:

- Efeito da redução da resistência com a carga de longa duração;
- Efeito de aumento da resistência com a idade.

O período de tempo (contado a partir do carregamento) em que o betão atinge o valor mínimo da resistência é designado de período crítico. Um betão carregado aos 28 dias apresenta um $f_{cm,sus,mínimo} \approx 0,78 \times f_{cm}$. [5]

$$f_{cm,sus}(t, t_0) = f_{cm} \times \beta_{cc}(t) \times \beta_{c,sus}(t, t_0) \quad (2.22.)$$

$$\beta_{c,sus}(t, t_0) = 0.96 - 0.12 \{ \ln[72(t - t_0)] \}^{1/4} \quad (2.23.)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}} \quad (2.24.)$$

Em que:

- $f_{cm,sus}(t, t_0)$ – Resistência média à compressão do betão à idade t , quando sujeito a elevadas cargas de compressões à idade $t_0 < t$;
- $\beta_{cc}(t)$ – coeficiente que depende da idade do betão;
- t – idade do betão em dias;
- s – coeficiente que depende do tipo de cimento:
 - 0,20 para cimento das classes de resistência CEM42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (classe R)
 - 0,25 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (classe N)
 - 0,38 para cimento das classes de resistência CEM32,5 N (classe S);
- $\beta_{c,sus}(t, t_0)$ – coeficiente dependente da duração da carga $(t - t_0)$ que descreve a diminuição da resistência com o tempo $(t - t_0) \geq 0.015$ dias;
- t_0 – idade a que o betão é posto em carga.

3

CONSTRUÇÃO DE MODELOS À ESCALA REDUZIDA**3.1. INTRODUÇÃO**

No desenvolvimento do estudo de aplicação do pré-esforço nas estruturas de betão, procedeu-se à construção e ensaio de modelos à escala reduzida sujeitos a forças concentradas de modo a simular o efeito do pré-esforço em zonas de ancoragens para testemunhar a fidelidade do estudo com o comportamento estrutural. Portanto, centralizando o estudo no que se refere ao confinamento do betão na proximidade das ancoragens, interessa analisar o tipo de armadura que realiza efectivamente o seu efeito, bem como a armadura que resiste ao esforço de tracção. Posto isto, formalizara-se 3 casos distintos de zonas de ancoragem para evidenciar de forma viável o problema em estudo. Por cada caso fez-se 2 modelos de ensaio para permitir a melhor precisão possível, minimizando os erros casuais que pudessem ocorrer.



Fig.3.1. – Armaduras realizadas no laboratório dos modelos dos 3 casos

Todos os modelos têm forma de paralelepípedo com secção quadrangular de 25×25cm e altura de 50cm. Os varões longitudinais, bem como os diversos planos de estribos são constituídos por varões de $\Phi 6$, a armadura em hélice é constituída por varões de $\Phi 8$.

A betonagem de todos os modelos efectuou-se, no laboratório, com cofragem adequada, bem montada e alinhados, na qual se aplicou um óleo próprio com a ajuda de um pincel de modo a diminuir a aderência entre os moldes de madeira e o betão.



Fig.3.2. – Betonagem de um dos modelos



Fig.3.3. – Fim da betonagem dos modelos

A simulação do pré-esforço nos modelos tornou-se possível através da aplicação de compressões localizadas em placas de carregamento de aço de diferentes formas colocadas no topo dos modelos.

Neste estudo, parte-se do pressuposto que apenas a armadura em espiral executa a função de confinamento do betão na parte superior dos modelos e que a restante armadura transversal composta por planos de estribos não faz qualquer tipo de intervenção no confinamento do betão, embora confira algum confinamento, resistindo aos esforços de tracção que são gerados no caminho das forças.

3.2. CASOS DE ENSAIO

3.2.1. CASO 1

No primeiro caso optou-se por usar uma placa de carregamento quadrangular de dimensão 10×10cm no topo do modelo para executar a força concentrada. No que diz respeito à armadura transversal, optou-se por usar cintas de 2 ramos no primeiro plano junto da aplicação de carga e nos restantes sete planos de armadura transversal usara-se cintas de 4 ramos, sem introdução de armadura em hélice. Os espaçamentos entre planos foram de 6cm, com excepção dos dois últimos espaçamentos que possuem espaçamentos de 7,5cm. As Figuras 3.4 e 3.5 ilustram toda a disposição de armadura para este caso. Todo o processo de dimensionamento e disposição de armadura encontra-se fundamentado no subcapítulo seguinte.

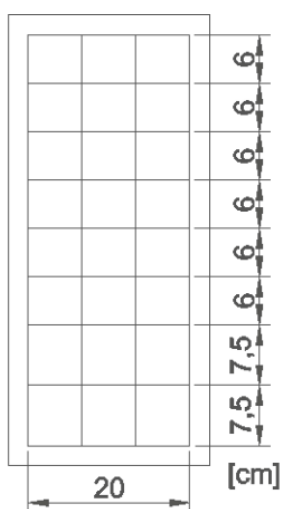
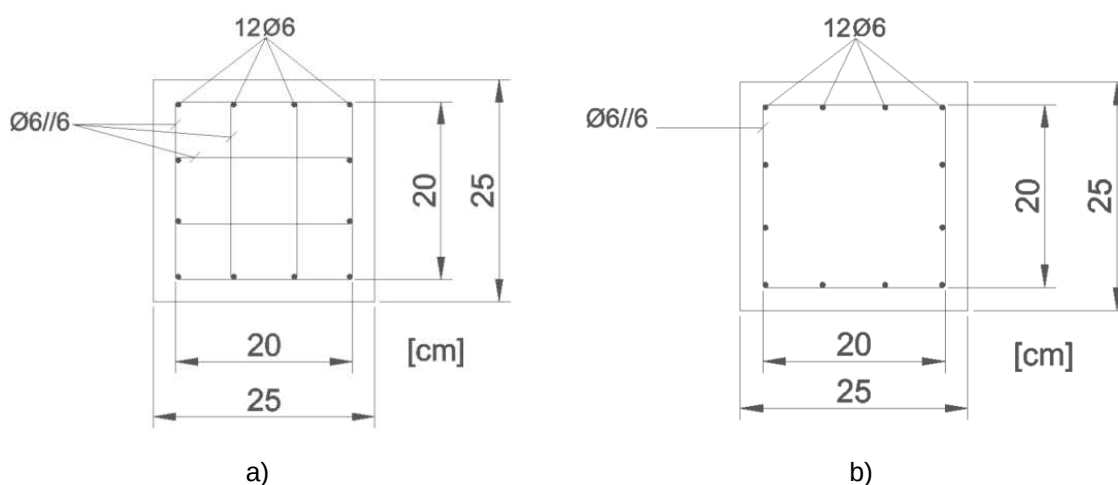


Fig.3.5. – Representação do corte longitudinal do modelo evidenciando todos os planos de estribos

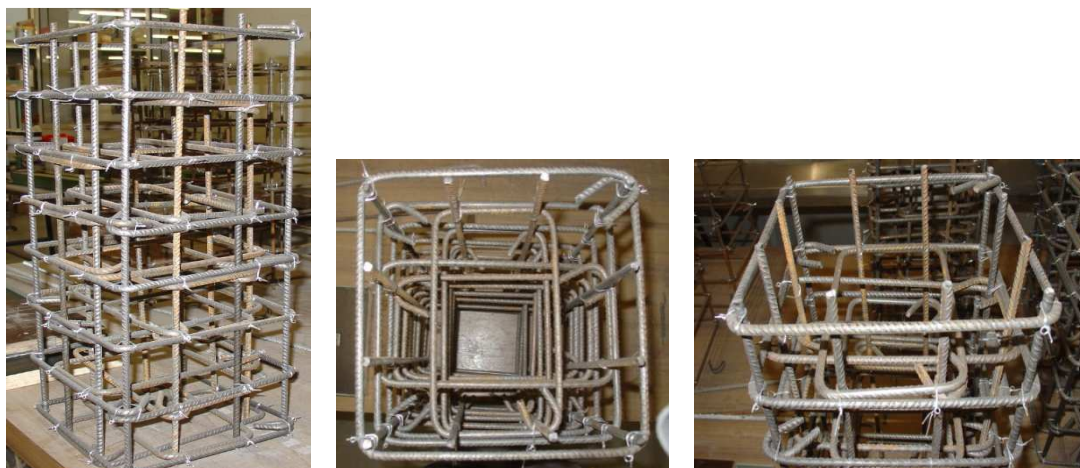


Fig.3.6. – Representação da armadura realizada no laboratório para este caso

3.2.2. CASO 2

No segundo caso optou-se pelo uso de uma placa de carregamento circular com diâmetro de 15cm no topo do modelo para executar a força concentrada. Relativamente à armadura, tenta-se repetir a mesma solução de armadura transversal do caso anterior, sem introdução de armadura em hélice. A utilidade deste caso é essencial, para ver os efeitos e diferenças do comportamento estrutural da peça devido à variação do tamanho da placa de carregamento, bem como para descobrir alguma analogia do comportamento dos modelos deste caso e os modelos do Caso 3 a seguir apresentado.

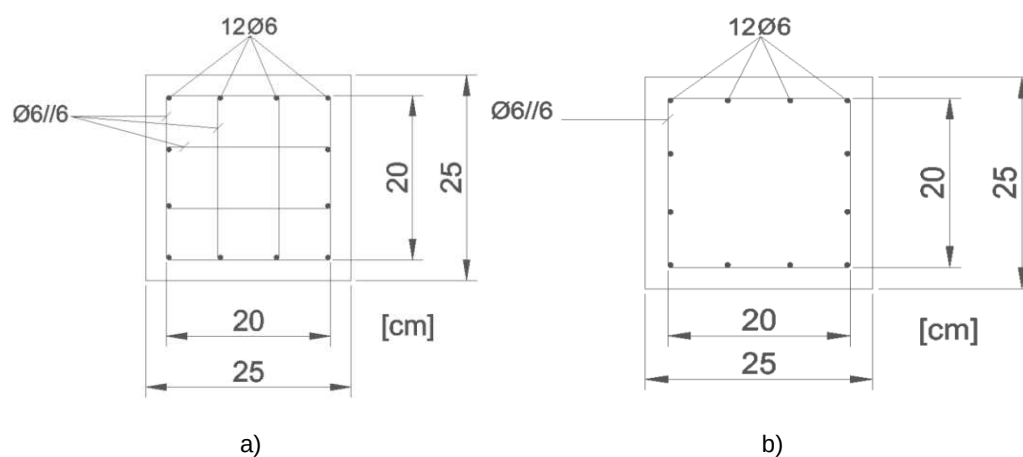


Fig.3.7. – (a) Representação da secção transversal de todos os planos de estribos de armadura transversal, excepto o primeiro. (b) Representação da secção transversal para o primeiro plano de estribos de armadura transversal

3.2.3. CASO 3

No terceiro e último caso, decidiu-se novamente pelo uso da placa de carregamento quadrangular de dimensão 10×10cm no topo do modelo para executar a força concentrada. Introduce-se armadura disposta em forma de hélice ou espiral no topo do modelo, junto da superfície superior sujeita à aplicação de carga.

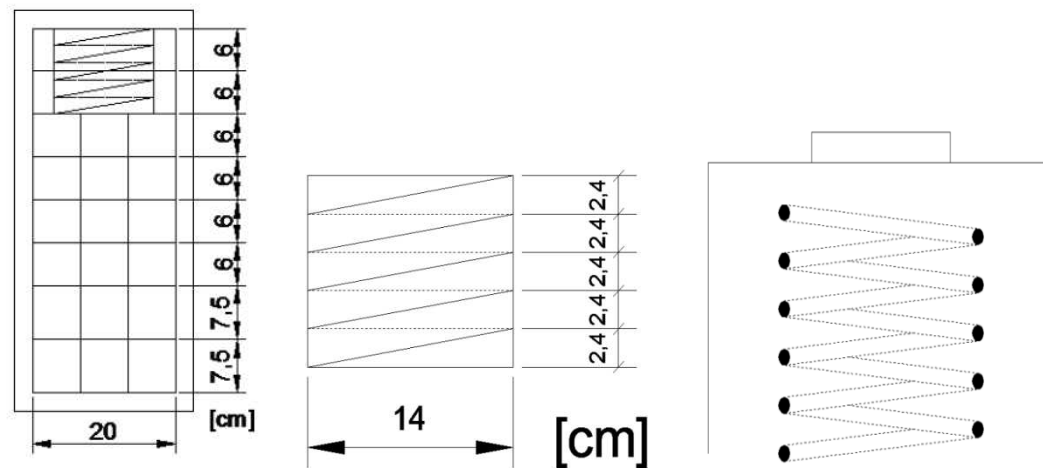
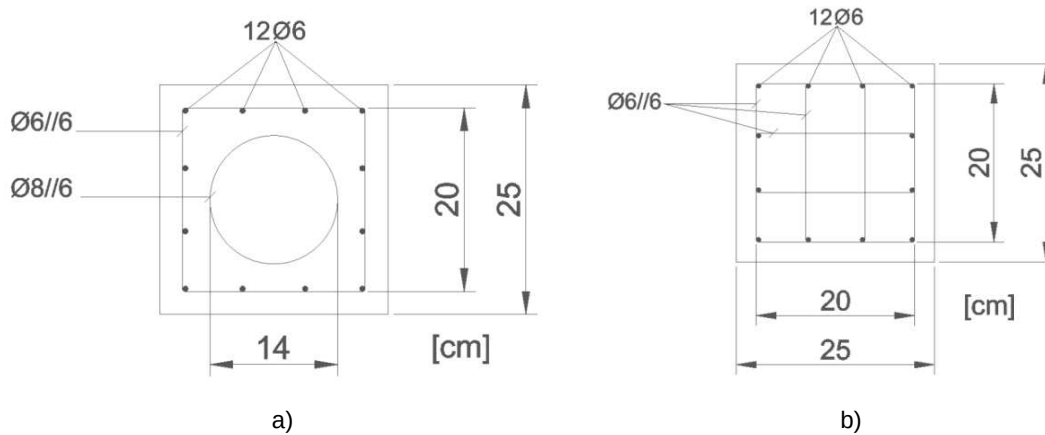


Fig.3.9. – Representação da armadura em hélice na parte superior do modelo

Este caso é a hipótese principal deste trabalho, dado que se conjectura-se que o betão no interior da hélice origine no betão subjacente um efeito e comportamento semelhante ao do carregamento dos modelos de betão com a placa circular do caso anterior. Então é fundamental que a placa de carregamento e a hélice tenham o mesmo diâmetro, ou seja, ambas de 15 cm, justificando-se assim a aplicação de uma placa circular no Caso 2. No entanto, a hélice apresenta um diâmetro médio de 14 cm, dado que inicialmente o diâmetro pretendido para a placa de carregamento circular do caso anterior seria de 14 cm, mas devido à existência no laboratório de uma placa de carregamento circular

de diâmetro ligeiramente diferente, usa-se no Caso 2 uma placa de diâmetro a rondar os 15 cm, podendo comprometer ligeiramente a comparação dos resultados.

O grande objectivo de estudo deste caso é o efeito de confinamento, ou cintagem, que a armadura em hélice proporciona no betão, isto porque o betão no seu interior tem maior resistência à compressão relativamente ao betão que se encontra no exterior, sendo completamente errado afirmar que toda a área da secção transversal está sujeita ao valor da resistência à compressão do betão confinado, $f_{c,cf}$, e na prática de engenharia comete-se muito este erro. Então, quando a secção transversal de um elemento estrutural apresenta armadura em hélice tem de se ponderar dois valores distintos para a resistência à compressão, dentro da hélice é $f_{c,cf}$ considerando-se o ganho da resistência à compressão, e fora da hélice as características normais de resistência do betão, f_c , embora a armadura transversal tenha algum papel pouco significativo no confinamento do betão. Associar estes dois valores de resistência para a mesma secção nos cálculos é muito complexo e suscita algumas dúvidas, tendo os ensaios destes modelos uma grande utilidade para comparar com as considerações que se vão fazendo nos cálculos que se apresentam no subcapítulo seguinte.

Como o betão no interior da hélice se encontra confinado, apresenta maior resistência, prevê-se que este betão funcione como uma placa circular com diâmetro igual ao da respectiva hélice carregando o betão subjacente, como já se referiu. Com isto, há a expectativa que, ambos os modelos obtenham cargas de rotura no ensaio da mesma ordem de grandeza. As conclusões a retirar relativamente à homogeneidade do comportamento entre os modelos do Caso 2 e o Caso 3, é essencial no estudo sobre as áreas realmente afectadas ao valor da resistência confinada do betão $f_{c,cf}$.

Neste caso tenta-se adoptar a mesma solução de armadura dos casos anteriores, para identificar as alterações no comportamento inerentes à introdução da hélice. As tracções transversais causadas pela força concentrada são transmitidas a uma profundidade maior devido ao betão cintado com a hélice, então, até à profundidade da hélice, os dois primeiros planos de armadura transversal são constituídos por estribos de 2 ramos, e os restantes seis planos são constituídos por estribos de 4 ramos, como se pode ver nas Figuras 3.8 e 3.9. Com o ganho de resistência à compressão do betão devido ao confinamento, a força concentrada relativa ao pré-esforço pode atingir um valor superior se este betão confinado estiver junto do contacto com a carga aplicada, diminuindo as pressões de compressão na zona de contacto, de modo a evitar o primeiro modo de rotura mencionado em 2.2.1. do capítulo anterior que é o esmagamento do betão nesta zona de contacto com o órgão de aplicação de carga. Assim, para se maximizar a eficiência do confinamento do betão, a hélice tem de se situar junto à superfície carregada, para transmitir a carga elevada ao resto da peça.

A hélice é constituída por 5 planos inclinados com uma altura total de 12cm, compreendida entre o primeiro plano e o terceiro plano de estribos. Os cálculos do dimensionamento da hélice não são apresentados, mas para a dimensionar, raciocinou-se que para realizar o efeito do confinamento a armadura da hélice tem de sofrer deformações de extensão, ou seja, fica sujeita a esforços de tracção, deformando o betão exterior à hélice. Estes esforços de tracção são determinados tendo em conta o valor da força concentrada do Caso 2, com placa circular. Embora 4 planos inclinados fossem suficientes, optou-se em usar 5 planos inclinados. Todo o dimensionamento da armadura transversal dos modelos está desenvolvido nos subcapítulos seguintes. Pode-se ver na Figura 3.10 que a armadura em hélice está suspensa por fios de arame à armadura transversal.

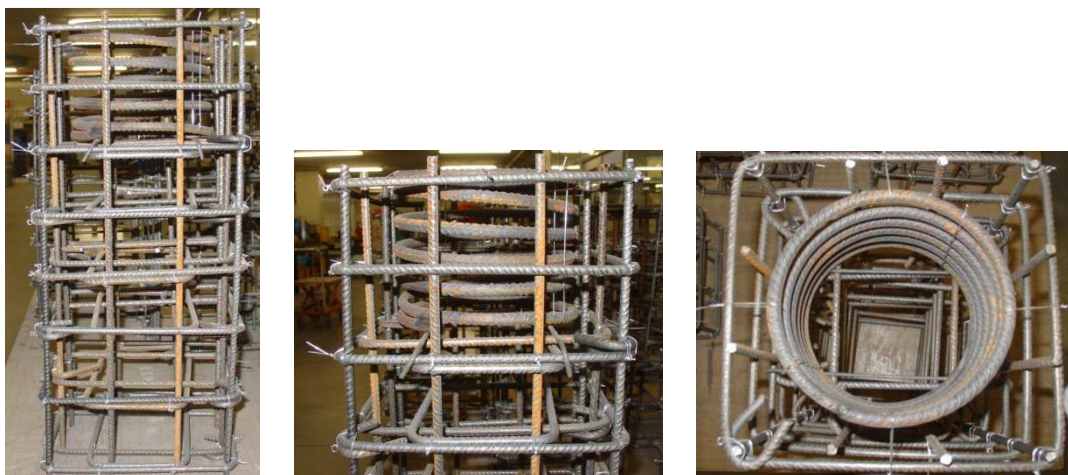


Fig.3.10. – Representação da armadura realizada no laboratório para este caso

3.3. MATERIAIS

3.3.1. BETÃO

Na ausência do conhecimento das características e do tipo de betão a usar na construção dos modelos, considerou-se inicialmente nos cálculos como referência o betão de classe C35/45. Mais tarde, após o ensaio no laboratório à compressão do betão segundo as normas, obteve-se um betão de maior resistência, dado que se usa um betão auto compactável, a rondar a classe C60/75, conforme os valores obtidos de $f_{cm,cilindro}$ e $f_{cm,cubo}$ nos ensaios à compressão do betão como se pode ver nos Quadros 3.1 e 3.2.



Fig.3.11. – Execução da amassadura do betão usado nos modelos

Quadro 3.1 – Resultados das tensões de rotura em valores médios no ensaio à compressão do betão referido a provetes cilíndricos

Ref. amassadura	F. Máxima (kN)	$f_{c, \text{cilindro}}$ (MPa)	$f_{cm, \text{cilindro}}$ (MPa)	Desvio (MPa)	δ (%)
1a	1300,641	73,639	70,903	3,868	5,456
2a	1204,016	68,168			



Fig.3.12. – Provetes cilíndricos e cúbicos para medir as características do betão segundo as normas

Quadro 3.2 – Resultados das tensões de rotura em valores médios no ensaio à compressão do betão referido a provetes cúbicos

Ref. amassadura	Massa (g)	F. Máxima (kN)	$f_{c, \text{cubos}}$ (MPa)	$f_{cm, \text{cubos}}$ (MPa)	Desvio (MPa)	δ (%)
1a	7990	1477,487	65,666	70,633	5,243	7,423
1a	8018	1755,811	78,036			
2a	8005	1564,621	69,539			
2a	8018	1559,043	69,291			

Em anexo encontra-se a descrição pormenorizada de toda a composição do betão auto compactável usado na construção dos modelos. Conjuntamente apresentam-se os resultados dos ensaios do betão fresco, que permitem medir a trabalhabilidade do betão.

3.3.2. Aço

O tipo de aço a aplicar nas armaduras para confinamento do betão, bem como nas armaduras para resistir ao esforço de tracção transversal é o A500. Usam-se dois tipos de diâmetros diferentes nos varões, na armadura transversal disposta em estribos usa-se bem como nos varões longitudinais aplica-se um diâmetro de 6 mm, $\Phi 6$, na armadura disposta em hélice ou em espiral opta-se em aplicar um diâmetro de 8 mm, $\Phi 8$. Realizou-se o ensaio à tracção do aço para saber de forma mais precisa os correspondentes valores médios, cujos resultados são apresentados no Quadro 3.3 e na Figura 3.3.

Quadro 3.3 – Resultados das tensões de cedência e resistências à tracção em valores médios no ensaio à tracção dos varões de aço de 6 e de 8 mm de diâmetro

Ref. ^a	l (inicial) (mm)	l (maxilas) (mm)	área (mm ²)	f_{su} (MPa)	f_{sv} (MPa)	E (GPa)
Varão 6mm- 1	470	323	29,835	637,62	-	217,77
Varão 6mm- 2	364	257	29,225	658,85	-	187,68
Varão 6mm- 3	481	270	30,614	620,51	-	176,29
Varão 8mm- 1	355	273	47,539	674,52	581,59	a)
Varão 8mm- 2	356	230	49,639	684,99	597,80	195,19

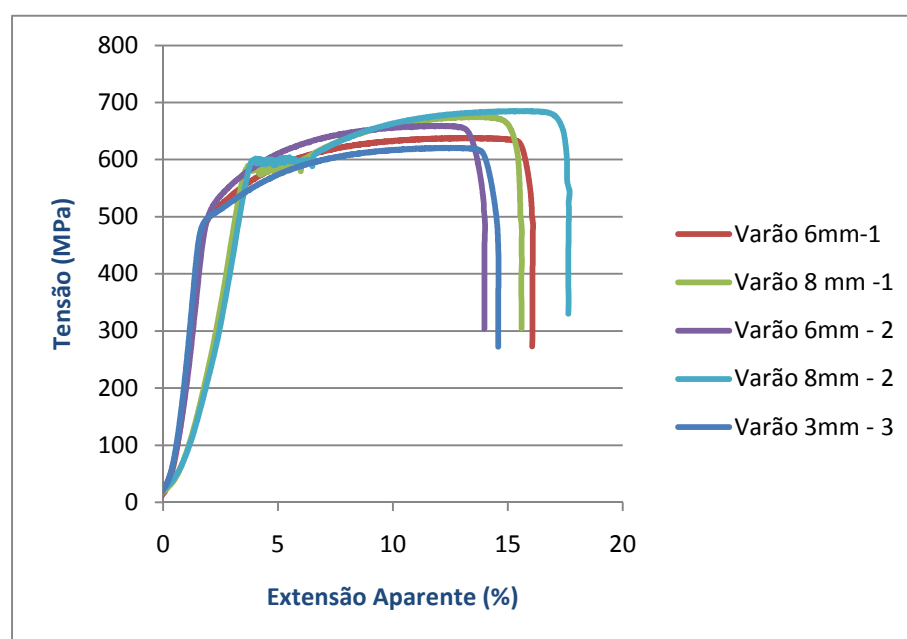


Fig.3.13 – Diagrama de tensões-extensões dos varões de aço de 6 e de 8 mm de diâmetro

Observa-se no Quadro 3.3 e na Figura 3.13 que para a armadura correspondente aos varões de 6 mm não há desenvolvimento de um patamar de cedência, sendo a cedência na zona dos gráficos onde há alteração do comportamento, nomeadamente, aos 550 MPa de tensão. Para a armadura relativa aos

varões de 8 mm atinge-se o patamar de cedência para um valor médio dos dois varões aos 590 MPa, valor este, a ser usado nos cálculos.

3.4. CÁLCULOS DOS MODELOS SEM A ABORDAGEM DO CONFINAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

3.4.1. GENERALIDADES

Apresentam-se os cálculos tendo em conta o betão de classe C35/45, dado que na ausência do conhecimento da classe de resistência do betão, o dimensionamento da armadura transversal que resiste à tracção transversal nas duas direcções fez-se com base nesta classe de betão como referência, sendo muito importante apresentar estes cálculos.

Neste subcapítulo descrevem-se todos os cálculos necessários para determinar o valor limite da carga concentrada, bem como o dimensionamento da armadura. A armadura é dimensionada tendo em conta os valores médios em detrimento do uso de valores de cálculos, não se pretende estar pelo lado da segurança, o objectivo é mesmo evidenciar o comportamento mais próximo do real.

É necessário dimensionar a armadura para resistir e equilibrar os esforços de tracção transversal provocada pelo efeito da carga concentrada, seguindo a regulamentação apropriada, como Eurocódigo 2 e o MC90 no que concerne a projecto com modelos de escoras e tirantes. No caso de áreas sujeitas a forças concentradas, deve considerar-se o esmagamento localizado assim como as forças de tracção transversais.

A carga concentrada distribui-se uniformemente na área correspondente à da placa, denominada numa área A_{c0} , devendo o valor limite da força concentrada ser inferior à capacidade resistente axial.

3.4.2. REGULAMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO EM TERMOS DE VALORES DE CÁLCULO

Segundo o Eurocódigo 2 [7] a segurança em relação ao esmagamento do betão, na cláusula 6.7, na zona de actuação de uma força concentrada, considera-se satisfeita desde que verifique se a seguinte condição para o valor limite desta força concentrada em valores de cálculo, F_{Rdu} :

$$F_{Rdu} = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \times f_{cd} \times A_{c0} \leq N_{Rd} \quad (3.1.)$$

$$p_{Rdu} = f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \quad (3.2.)$$

Em que:

- F_{Rdu} valor limite de cálculo da força concentrada;
- p_{Rdu} valor de cálculo da pressão local que o betão resiste;
- f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias;
- A_{c0} área carregada, sobre a qual se aplica a força;
- A_{c1} maior área de distribuição de cálculo homotética de A_{c0} , sendo geometricamente idêntica a esta, tendo o mesmo centro de gravidade, e inscreve-se totalmente dentro da área da secção transversal, A_c .

O valor atribuído a p_{Rdu} pressupõe que as pressões locais têm uma distribuição sensivelmente uniforme devendo ser reduzido no caso de pressões não uniformemente distribuídas ou no caso da força concentrada, F_{Rdu} , ser acompanhada de uma força tangencial significativa.

A aplicação do pré-esforço efectua-se muitas vezes antes de o betão ter atingido a idade de 28 dias, devendo nesse caso para verificação das pressões junto da placa de ancoragem substituir nas expressões anteriores, f_{cd} , por $f_{ck,j}/\gamma_c$, sendo:

- $f_{ck,j}$ valor característico da tensão de rotura do betão à compressão à idade de j dias;
- γ_c coeficiente de segurança igual a 1,5.

No caso de várias forças a actuar, as áreas A_{c1} , das expressões anteriores, não devem sobrepor-se, mas não é o caso no trabalho em estudo.

O valor de F_{Rdu} não pode exceder a capacidade resistente do esforço axial, N_{Rd} , da peça. O valor de N_{Rd} é obtido através da seguinte fórmula, [7]:

$$N_{Rd} = A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{yd} \quad (3.3.)$$

Em que:

- A_c área da secção transversal do modelo;
- A_s área de secção transversal da totalidade dos varões longitudinais.

O valor de cálculo da área de distribuição A_{c1} necessária ao valor resistente da força concentrada F_{Rdu} ao valor resistente da força concentrada F_{Rdu} deve satisfazer as seguintes condições:

- O centro da área de distribuição de cálculo A_{c1} deve estar na linha de acção que passa pelo centro da área carregada A_{c0} ;
- Se na secção de betão actuar mais do que uma força de compressão, as áreas de distribuição de cálculo não se devem sobrepor.

O valor de F_{Rdu} deve ser reduzido se a força não estiver uniformemente distribuída na área A_{c0} ou se existirem esforços transversos elevados.

3.4.2.1. Caso 1

A Figura 3.14 mostra as condições de carregamento, através de uma placa quadrada, centrada, com 10 cm de lado, denominado por a_0 .

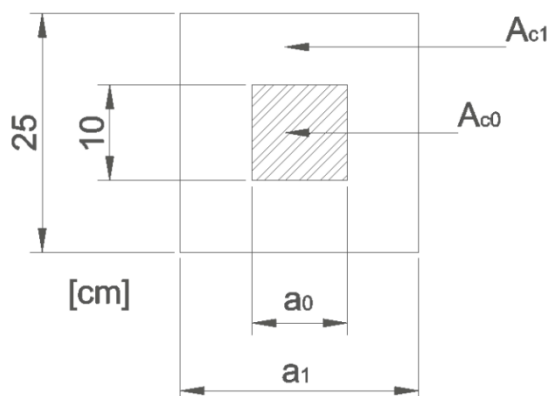


Fig.3.14 – Representação das condições de carregamento dos modelos do caso 1

No Quadro 3.4 apresentam-se os resultados do primeiro caso com placa de carregamento quadrangular, sem armadura de confinamento, para classe C35/45 de betão, em termos de valores de cálculo, usando a expressão 3.1.

Quadro 3.4 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 1

a_0 (cm)	A_{c0} (cm ²)	a_1 (cm)	A_{c1} (cm ²)	P_{Rdu} (MPa)	F_{Rdu} (kN)
10,00	100,00	25,00	625,00	58,33	583,33

Verifica-se no Quadro 3.4 que o valor limite da força concentrada cumpre a cláusula correspondente ao esmagamento, bem como a capacidade resistente axial, N_{Rd} .

$$\blacksquare F_{Rdu} = 583,33 \text{ kN} \leq 3,0 \times A_{c0} \times f_{cd} = 700 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 1605,85 \text{ kN}.$$

3.4.2.2. Caso 2

A Figura 3.15 mostra as condições de carregamento, através de uma placa circular, centrada, com 15cm de diâmetro.

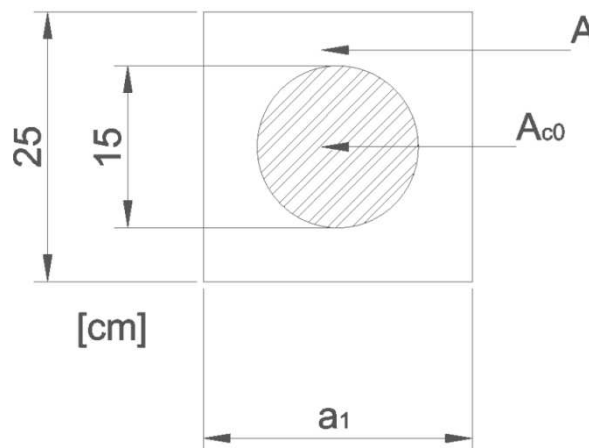


Fig.3.15 – Representação das condições de carregamento dos modelos do caso 2

No Quadro 3.5 resume-se os resultados obtidos nos cálculos para o segundo caso com placa de carregamento circular, sem armadura de confinamento, com betão de classe C35/45, em termos de valores de cálculo, usando a fórmula 3.1.

Quadro 3.5 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 2

D_{PLACA} (cm)	A_{c0} (cm ²)	a_0 (cm)	a_1 (cm)	A_{c1} (cm ²)	p_{Rdu} (MPa)	F_{Rdu} (kN)
15,00	176,71	13,29	25,00	625,50	43,88	775,45

O valor de “ a_0 ” é um valor equivalente de uma secção quadrangular com a mesma área da secção circular da placa de carregamento deste caso.

Verifica-se no Quadro 3.5 que o valor limite da força concentrada cumpre a cláusula correspondente ao esmagamento, bem como a capacidade resistente axial, N_{Rd} .

$$\bullet F_{Rdu} = 775,45 \text{ kN} \leq 3,0 \times A_{c0} \times f_{cd} = 1237,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 1605,85 \text{ kN}.$$

Note-se que, a força concentrada, F_{Rdu} , para o segundo caso, apresenta um valor relativamente superior ao caso anterior com a simples mudança nas condições de carregamento passando de uma placa de carregamento de menor área (quadrangular) para uma de maior área (circular). Estas fórmulas do Eurocódigo 2 indicam que quanto maior a área de carregamento, A_{c0} , maior é o valor da força concentrada que a peça de betão resiste, dado que há menos quantidade de betão no interior sujeito a esforços de tracção. Este aspecto é discutido no subcapítulo 2.2.2 do capítulo anterior, referindo que este aspecto depende da relação a_0/h , e quanto maior é o valor desta relação, menor são as tracções transversais ao longo do eixo de carga.

3.4.2.3. Caso 3

No terceiro caso, não tem grande fundamento realizar os respectivos cálculos porque são iguais ao Caso 1 se não se entrar com a variável de confinamento nos cálculos, dado que, as condições de carregamento são iguais.

3.4.3. REGULAMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO EM TERMOS DE VALORES DE MÉDIOS

Em valores médios, através do Eurocódigo 2 [7], o valor limite da força concentrada bem como a segurança em relação ao esmagamento do betão, podem ser determinadas pela expressão:

$$F_{Rmu} = A_{c0} \times f_{cm} \times \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \times f_{cm} \times A_{c0} \quad (3.4.)$$

$$N_{Rm} = A_c \times f_{cm} + A_s \times f_{ym} \quad (3.5.)$$

Repetindo todo o processo anterior de forma análoga em valores médios, cuja importância é superior, pois, é com estes valores que se efectua o dimensionamento da armadura para resistir aos esforços de tracção transversal e se faz o confronto com os resultados obtidos, no Capítulo 5, dos ensaios dos modelos realizados em laboratório.

3.4.3.1. Tensões de tracção a absorver

No caso em estudo apenas interessa e se apresenta a metodologia da absorção dos esforços de tracção transversais para o caso da aplicação de uma só força concentrada no betão aplicada dentro do núcleo central. Segundo o Modelo Código 90 a força de tracção transversal máxima pode considerar-se aproximadamente compreendida sobre uma distância medida, perpendicularmente à área A_{c0} segundo o eixo longitudinal, entre $0,1 \times a_1$ e a_1 , como se pode observar na Figura 3.16, sendo a_1 o lado da área de A_{c1} , medido na direcção de dispersão da força local.

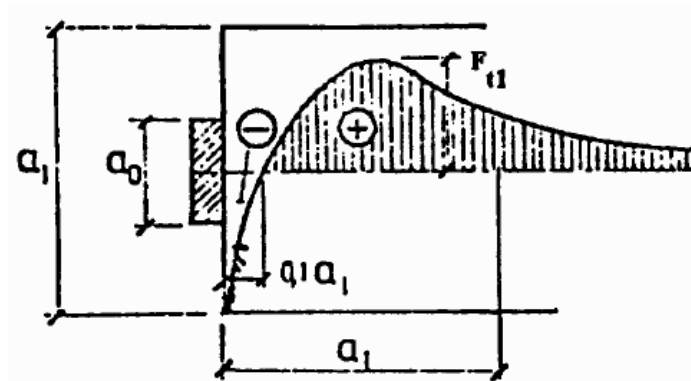


Fig.3.16 – Distribuição da força de tracção transversal [5]

Esta força de tracção transversal provocada pela força concentrada aplicada dentro do núcleo central da secção, para a qual devem ser dimensionadas as armaduras para este efeito, é dada, através do Modelo Código 90, em cada direcção pela seguinte expressão, [5]:

$$F_t = 0,3 \times N \times \left(1 - \frac{a_0}{a_1}\right) \quad (3.6.)$$

sendo:

- N valor da força concentrada aplicada, F_{Rmu} ;
- a_0 e a_1 dimensões, segundo a direcção considerada, das áreas A_0 e A_1 , respectivamente, definidas atrás.

Os valores de a_0 e a_1 geralmente diferem de uma direcção para outra, normalmente o estudo em duas direcções perpendiculares é suficiente. Os modelos ensaiados neste trabalho, são todos simétricos nas duas direcções, apresentando-se os cálculos apenas só para uma direcção. [5]

Na Figura 3.17 ilustram-se o campo de tensões nas direcções principais e o esquema simplificado de escoras e tirantes correspondente ao dimensionamento de armadura a efectuar. Repare-se como se distribuem as tensões de compressão num bloco de betão de secção transversal quadrada e a formação de esforços de tracção com a respectiva resultante a uma distância de $0,4 \times a_1$ da face superior de carregamento e como se conjuga este comportamento a um modelo de escoras e tirantes que permita um cálculo simplificado e o mais correcto possível.

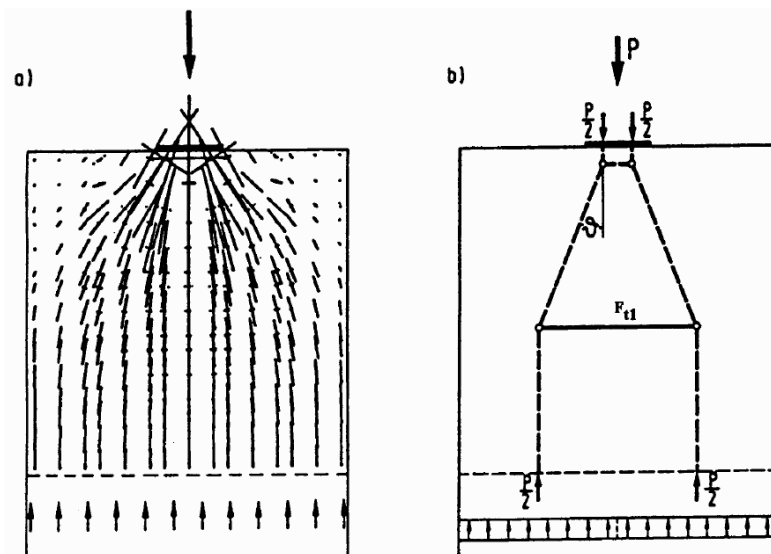


Fig.3.17 – Distribuição de tensões e mecanismo de equilíbrio na zona de aplicação de uma força concentrada [5]

Segundo o Modelo Código 90 esta força de tracção transversal, F_t , tem de cumprir uma certa cláusula para cada direcção e é estimada por, [5]:

$$F_t < F_{cr} \text{ e } F_t = A_{sw} \times f_{ym} \quad (3.7.)$$

Em que:

$$F_{cr} = f_{ctm} \times 0,6 \times a_1 \times a_0 \quad (3.8.)$$

A força de tracção transversal, F_t , gerada no betão não pode provocar que este atinja o valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples, f_{ctm} , como se pode ver na equação 3.7. Se o betão não conseguir resistir a esta força de tracção transversal é necessário proceder ao respectivo dimensionamento da armadura para resistir a este esforço. Esta armadura, quando sujeita à força de tracção transversal, não pode ultrapassar a condição de cedência, evidenciado na equação 3.8. Então, o dimensionamento da quantidade de secção de armadura, A_{sw} , a colocar em cada direcção faz-se pela seguinte expressão:

$$A_{sw} = \frac{F_t}{f_{ym}} \quad (3.9.)$$

As armaduras devem, em cada direcção, ficar contidas num prisma de base com secção A_{c1} e altura a_1 , como se pode ver na Figura 3.18, e ser repartidas em profundidade entre as cotas $0,1 \times a_1$ e a_1 de modo a que a resultante, F_{t1} , se situe aproximadamente a $0,4 \times a_1$.

Estas armaduras a distribuir em vários níveis devem ser amarradas de forma a garantir o seu funcionamento eficiente ao longo do comprimento a_1 .

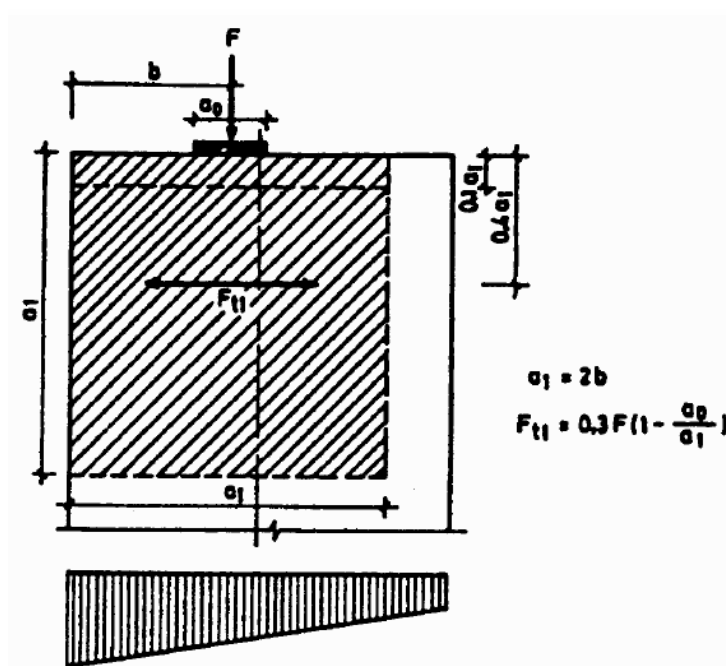


Fig.3.18 – Prisma para distribuição das armaduras que absorvem a força de tracção transversal, F_t [5]

A armadura A_s a dispor pode consistir em estribos de vários ramos e/ou varões em múltiplas camadas de armadura dobrada em U, ilustrado na Figura 3.19.

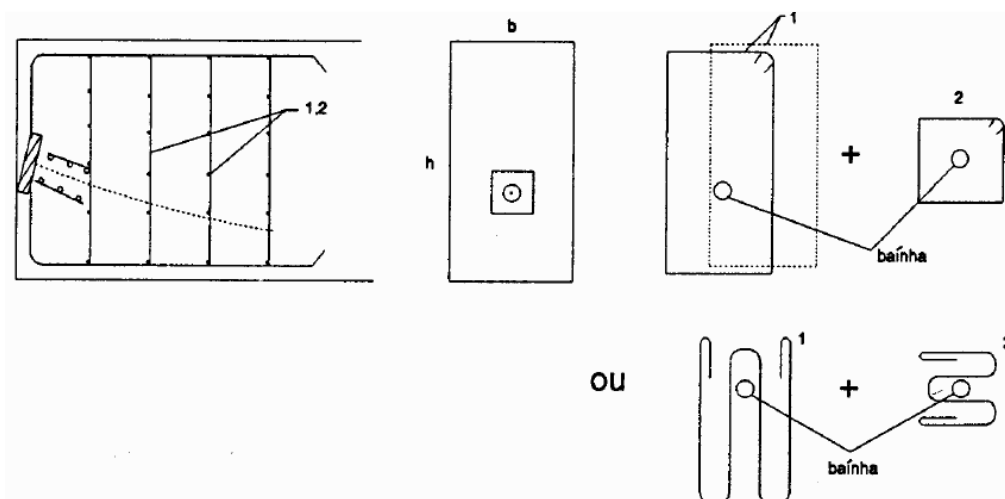


Fig.3.19 – Desenho esquemático da armadura para absorver a força de tracção transversal, F_t [5]

A Figura 3.20 apresenta o objectivo do dimensionamento da armadura transversal para resistir aos esforços de tracção transversal, que é saber o número de planos de estribos a colocar na região representada, entre $0,1 \times a_1$ e a_1 .

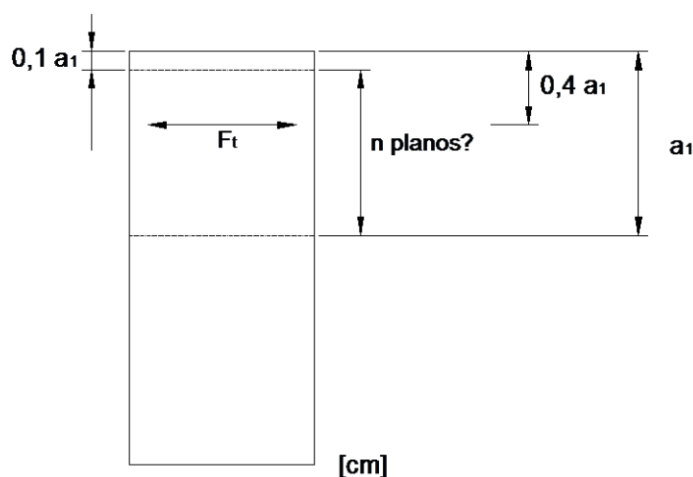


Fig.3.20 – Representação da zona a distribuir a armadura resistente aos esforços de tracção transversal

3.4.3.2. Caso 1

No Quadro 3.6 apresentam-se os resultados do primeiro caso com placa de carregamento quadrangular, sem armadura de confinamento, para a classe C35/45 de betão, em termos de valores médios, usando a fórmula 3.4.

Quadro 3.6 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 1

a_0 (cm)	A_{c0} (cm ²)	a_1 (cm)	A_{c1} (cm ²)	P_{Rmu} (MPa)	F_{Rmu} (kN)
10,00	100,00	25,00	625,00	107,50	1075,00

Verifica-se no Quadro 3.6 que o valor limite da força concentrada cumpre a cláusula correspondente ao esmagamento, bem como a capacidade resistente axial, N_{Rm} .

$$F_{Rmu} = 1075,00 \text{ kN} \leq 3,0 \times A_{c0} \times f_{cm} = 1290,00 \text{ kN} \leq N_{Rm} = 2874,11 \text{ kN};$$

Na obtenção da solução de armadura de estribos não se pretende um dimensionamento pelo lado da segurança e económico, tendo como intuito uma análise estrutural com um dimensionamento usando valores médios para ter o conhecimento da armadura precisa para resistir à carga concentrada.

Observando o Quadro 3.7 verifica-se que a carga aplicada origina um esforço de tracção elevado em comparação com a capacidade resistente à tracção do betão, f_{ctm} , sendo indispensável o dimensionamento de armadura transversal. Em conformidade com a regulamentação, Modelo Código 90, utilizando o método de escoras e tirantes, a zona que resiste às acções de tracção localiza-se junto à superfície carregada entre $0,1 \times a_1$ e a_1 como se pode ver na Figura 3.16. No Quadro 3.7 apresenta-se a estimativa da quantidade de armadura, A_s , a distribuir entre as distâncias a_1 e $0,1 \times a_1$ usando as fórmulas 3.6, 3.7, 3.8 e 3.9.

Quadro 3.7 – Dimensionamento da armadura transversal para o caso 1

F_{cr} (KN)	F_t (KN)	A_{sw} (cm ²)
48,00	193,50	3,52

Com a quantidade de armadura obtida, de 3.52cm², opta-se em distribuir 3 planos de estribos de 4 ramos nas duas direcções somando uma quantidade de armadura equivalente a 3.39cm². Isto resulta em espaçamentos de 6cm entre os estribos. Apesar de ter ligeiramente menos quantidade de armadura transversal que a necessária como se pode observar nos Quadros 3.7 e 3.8, existem planos de armadura transversal nas imediações das distâncias a_1 , de 4 ramos, e $0,1 \times a_1$, de 2 ramos, podendo também desta forma evidenciar melhor os problemas.

Quadro 3.8 – Solução da armadura transversal para o caso 1

Armadura dos 3 planos (cm ²) – Ø6 4R	Armadura necessária (cm ²)
3,39	3,52

3.4.3.3. Caso 2

No segundo caso com placa de carregamento circular, a estimativa do valor limite da carga concentrada sem a abordagem do confinamento do betão, encontra-se representado no Quadro 3.9

Quadro 3.9 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 2

D_{PLACA} (cm)	A_{c0} (cm ²)	a_0 (cm)	a_1 (cm)	A_{c1} (cm ²)	p_{Rmu} (MPa)	F_{Rmu} (kN)
15,00	176,71	13,29	25,00	625,50	80,87	1429,04

Verifica-se no Quadro 3.9 que o valor limite da força concentrada cumpre a cláusula correspondente ao esmagamento, bem como a capacidade resistente axial, N_{Rm} .

$$F_{Rmu} = 1429,04 \text{ kN} \leq 3,0 \times A_{c0} \times f_{cm} = 2279,62 \text{ kN} \leq N_{Rm} = 2874,11 \text{ kN};$$

Note-se, o acréscimo do valor limite da força concentrada comparativamente com o Caso 1, devido ao uso da placa de carregamento ser de área maior (placa circular).

O dimensionamento da armadura resistente ao fenómeno de tracção segue o procedimento do caso anterior, usando as fórmulas 3.6, 3.7, 3.8 e 3.9.

Quadro 3.10 – Dimensionamento da armadura transversal para o caso 2

F_{cr} (KN)	F_t (KN)	A_{sw} (cm ²)
63,81	200,75	3,65

No Quadro 3.10 verifica-se que a carga aplicada origina um esforço de tracção elevado em comparação com a capacidade resistente à tracção do betão, f_{ctm} , sendo indispensável o dimensionamento de armadura transversal. Em conformidade com a regulamentação, Modelo Código 90, utilizando o método de escoras e tirantes, a zona que resiste às acções de tracção localiza-se junto à superfície carregada entre $0,1 \times a_1$ e a_1 .

Quadro 3.11 – Solução da armadura transversal para o caso 2

Armadura dos 3 planos (cm ²) – Ø6 4R	Armadura necessária (cm ²)
3,39	3,65

Com a quantidade de armadura obtida, de 3.65cm², opta-se em distribuir 3 planos de estribos de 4 ramos nas duas direcções somando uma quantidade de armadura equivalente a 3.39cm². Isto resulta em espaçamentos de 6cm entre os estribos. Apesar de ter ligeiramente menos quantidade de armadura transversal que a necessária como se pode observar nos quadros 3.10 e 3.11, existem planos de armadura transversal nas imediações das distâncias a_1 , de 2 ramos, e $0,1 \times a_1$, de 4 ramos, podendo também desta forma evidenciar melhor os problemas.

Note-se que a força de tracção transversal, F_t , é praticamente idêntica à do Caso 1, ligeiramente superior. Por ter uma placa de carregamento maior, gera uma força concentrada maior, mas, em contrapartida não acarreta uma força de tracção transversal substancialmente maior. Quanto maior a área da placa de carregamento menor será a faixa em altura da peça sujeita ao fenómeno de tracção, logo, menos armadura para distribuir entre $0,1 \times a_1$ e a_1 .

3.4.3.4. Caso 3

No terceiro caso com placa de carregamento quadrada, não tem grande interesse realizar e apresentar os respectivos cálculos porque são iguais ao Caso 1 se não se entrar com a variável de confinamento nos cálculos, dado que, as condições de carregamento são iguais. Na estimativa da armadura transversal para resistir ao esforço de tracção transversal, não faz sentido realizar o seu dimensionamento, dado que, o confinamento vai interferir na carga de rotura, logo, precisámos de saber o valor da força em valores médios tendo em conta o confinamento.

3.5. CÁLCULOS DOS MODELOS USANDO A VERDADEIRA CLASSE DO BETÃO SEM A ABORDAGEM DO CONFINAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

3.5.1. GENERALIDADES

Após a betonagem, teve-se conhecimento do tipo e das características do betão, sendo possível fazer a comparação com os ensaios dos modelos no laboratório como se pode ver na secção seguinte. Apresentam-se os cálculos tendo em conta o betão verdadeiramente usado nos modelos e comparar a solução de armadura estipulada e a que seria correcta. O betão auto compactado obteve em ensaio um valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cilindros, f_{cm} , com o valor de 70,9 MPa como se pode ver 3.2.1. Perante este valor classifica-se o betão, segundo o EC2, de classe C60/75. Os cálculos apresentados neste subcapítulo seriam o modo correcto da estimativa da carga máxima, bem como da armadura transversal.

Repetem-se todos os cálculos necessários para determinar o valor limite da carga concentrada, bem como o dimensionamento da armadura. A armadura é dimensionada tendo em conta os valores médios, não se pretende estar pelo lado da segurança, o objectivo é mesmo evidenciar o comportamento mais próximo do real.

3.5.2. REGULAMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO EM TERMOS DE VALORES DE MÉDIOS

Todos os cálculos apresentados para cada caso nas subsecções seguintes seguem os mesmos passos anteriormente utilizados para calcular todos os parâmetros, tendo em conta as verdadeiras características do betão usado nos modelos.

3.5.2.1. Caso 1

No Quadro 3.12 apresentam-se os resultados do primeiro caso com placa de carregamento quadrada, sem armadura de confinamento, para a classe C60/75 de betão, em termos de valores médios, usando a fórmula 3.4.

Quadro 3.12 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 1

a_0 (cm)	A_{c0} (cm ²)	a_1 (cm)	A_{c1} (cm ²)	P_{Rmu} (MPa)	F_{Rmu} (kN)
10,00	100,00	25,00	625,00	177,26	1772,58

Verifica-se no Quadro 3.12 que o valor limite da força concentrada cumpre a cláusula correspondente ao esmagamento, bem como a capacidade resistente axial, N_{Rm} .

$$F_{Rmu} = 1772,58 \text{ kN} \leq 3,0 \times A_{c0} \times f_{cm} = 2127,10 \text{ kN} \leq N_{Rm} = 4618,06 \text{ kN}.$$

Obviamente, a armadura estipulada não é suficiente para receber tal carga, pois, com o novo betão permite obter maior força concentrada, e consequentemente origina maior força de tracção transversal, como se pode ver no quadro 3.13 usando as fórmulas 3.6, 3.7, 3.8 e 3.9.

Quadro 3.13 – Dimensionamento da armadura transversal para o caso 1

F_{cr} (kN)	F_t (kN)	A_{sw} (cm ²)
69,00	319,06	5,80

Para a quantidade de armadura dimensionada no Quadro 3.13, seriam precisos no mínimo 5 planos de estribos usando a regulamentação e só existem 3 planos devido ao dimensionamento com o betão da classe C35/45, como se pode observar no Quadro 3.14.

Quadro 3.14 – Solução da armadura transversal para o caso 2

Armadura dos 3 planos (cm ²) – Ø6 4R	Armadura necessária (cm ²)
3,39	5,80

3.5.2.2. Caso 2

No Quadro 3.15 apresentam-se os resultados do segundo caso com placa de carregamento circular, sem confinamento, para a classe C60/75 de betão, em termos de valores médios, usando a fórmula 3.4.

Quadro 3.15 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 2

D_{PLACA} (cm)	A_{c0} (cm ²)	a_0 (cm)	a_1 (cm)	A_{c1} (cm ²)	p_{Rmu} (MPa)	F_{Rmu} (kN)
15,00	176,71	13,29	25,00	625,50	133,34	2356,36

Verifica-se no Quadro 3.15 que o valor limite da força concentrada cumpre a cláusula correspondente ao esmagamento, bem como a capacidade resistente axial, N_{Rm} .

$$\blacksquare F_{Rmu} = 2356,5836 \text{ kN} \leq 3,0 \times A_{c0} \times f_{cm} = 3758,89 \text{ kN} \leq N_{Rm} = 4618,06 \text{ kN}.$$

Consequentemente, com a alteração dos dados do betão, a armadura existente não satisfaz as condições de resistência para o novo valor da carga concentrada. Como se pode ver no Quadro 3.16 a quantidade de armadura que seria necessária, é sensivelmente o dobro.

Quadro 3.16 – Dimensionamento da armadura transversal para o caso 2

F_{cr} (KN)	F_t (KN)	A_{sw} (cm ²)
91,72	331,02	6,02

Quadro 3.17 – Solução da armadura transversal para o caso 2

Armadura dos 3 planos (cm ²)	Armadura necessária (cm ²)
3,39	6,02

Tal como se sucede no caso anterior, seriam precisos no mínimo 5 planos de estribos entre a_1 e $0.1 \times a_1$ para suportar os esforços de tracção gerados pela carga concentrada.

3.5.2.3. Caso 3

No terceiro caso não faz sentido efectuar os cálculos, se não se incluir o efeito do confinamento do betão gerado pela armadura em hélice, dado que, se torna um caso análogo ao Caso 1 devido ao facto de ter as mesmas condições de carregamento e a mesma distribuição da armadura transversal.

3.6. CÁLCULOS DOS MODELOS COM A ABORDAGEM DO CONFINAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL USANDO A VERDADEIRA CLASSE DO BETÃO

3.6.1. GENERALIDADES

Neste subcapítulo introduz-se o conceito do confinamento ou cintagem do betão, aferir o seu efeito nas características do betão, observar as diferenças no comportamento estrutural durante o carregamento, bem como as diferenças que acarreta no modo de rotura.

Não se deve considerar que cada tipo de armadura consegue efectuar as duas solicitações em simultâneo, como já referido anteriormente, ou resistem aos esforços de tracção transversal ou executam o efeito de confinamento. Como já se referiu no presente capítulo, parte-se do pressuposto que o tipo de armadura que melhor contribui na acção de confinamento é a armadura disposta em hélice ou espiral. A armadura transversal constituída por estribos é relevante para resistir aos esforços de tracção transversal, contudo, introduz-se nos cálculos o efeito do confinamento desta armadura com planos de estribos que não se encontrem a resistir aos esforços de tracção, para averiguar na realidade o seu contributo, comparando com os resultados obtidos nos ensaios, permitindo obter conclusões relativamente a este aspecto.

3.6.2. REGULAMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO EM TERMOS DE VALORES DE MÉDIOS

Segundo o CEB-FIP MC90 [8] é possível avaliar o efeito da cintagem no betão à compressão através das expressões estipuladas no respectivo regulamento, e já expostas no capítulo anterior, apresentando-se de forma resumida em baixo:

$$F_{Rmu} = A_{c0} \times f_{cm,cf} \times \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \times f_{cm} \times A_{c0} \quad (3.10.)$$

$$f_{cm,cf} = f_c \times \left(1,00 + 5,0 \times \frac{\sigma}{f_c}\right) \text{ para } \sigma < 0,05 \times f_c \quad (3.11.)$$

$$f_{cm,cf} = f_c \times \left(1,125 + 2,50 \times \frac{\sigma}{f_c}\right) \text{ para } \sigma > 0,05 \times f_c \quad (3.12.)$$

$$\frac{\sigma}{f_c} = 0,5 \times \alpha_n \times \alpha_s \times w_w \quad (3.13.)$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{8}{3} \times \frac{1}{n} \quad (3.14.)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \times b_0}\right)^2 \text{ para } s < \frac{b_0}{2} \quad (3.15.)$$

A seguinte equação, relativa à taxa mecânica volumétrica da armadura de confinamento, perante secções quadrangulares com estribos de 2 ramos e para secções circulares com armadura de confinamento em espiral, pode-se simplificar do seguinte modo exposto, na equação seguinte:

$$w_{wd} = \frac{w_{s,trans}}{w_{c,cf}} \times \frac{f_{yd,trans}}{f_{cd}} = \frac{4 \times A_s}{b \times s} \times \frac{f_y}{f_c} \quad (3.16.)$$

Quando se usa cintagem em hélice, os valores de α_n e α_s podem ser dados pelas seguintes expressões:

$$\alpha_n = 1 \quad (3.17.)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \times b_0}\right) \text{ para } s < \frac{b_0}{2} \quad (3.18.)$$

3.6.2.1. Caso 1

No primeiro caso com placa de carregamento quadrada, sem armadura em espiral, o efeito do confinamento do betão começa a suceder-se imediatamente após a placa de carregamento, ou seja, junto da superfície carregada, e para este caso, o primeiro plano de armadura transversal constituído por estribos de 2 ramos é o único que não está sujeito aos esforços de tracção, sendo o único plano que executar a acção de confinamento, representado na Figura 3.21.

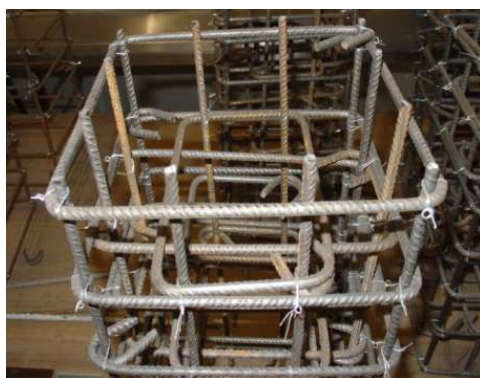


Fig.3.21 – Representação do primeiro plano de estribos que efectua o confinamento

Para estimar o factor redutor α_n , a variável n equivale a 4 devido ao facto de ter apenas 4 varões longitudinais travados no primeiro plano de estribos de 2 ramos. O valor de α_n resulta num valor de 0,33 usando a equação 3.14.

A avaliação do α_s encontra-se resumida no Quadro 3.18, usando a expressão 3.15.

Quadro 3.18 – Avaliação do factor redutor α_s para o caso 1

b (cm)	s (cm)	$b_0/2$ (cm)	α_s
18,80	6,00	9,40	0,71

A avaliação do W_w encontra-se resumida no Quadro 3.19, usando a expressão 3.16 do presente capítulo e apresentada de forma mais pormenorizada no capítulo anterior na equação 2.7.

Quadro 3.19 – Avaliação taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento para o caso 1

$A_{sw,\phi 6}$ (cm)	b_c (cm)	s (cm)	W_w
0,28	6,00	9,40	0,073

Diante a condição imposta na regulamentação usa-se para este caso, a expressão (3.11) para obter o valor da resistência média de compressão do betão confinado. No quadro 3.20 resumem-se os cálculos da determinação do valor limite da força concentrada tendo em conta o confinamento do betão imposto pela armadura transversal, usando as equações 3.10, 3.11, e 3.13.

Quadro 3.20 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 1

σ/f_c	$f_{cm,c}$ (MPa)	p_{Rmu} (MPa)	F_{Rmu} (KN)
0,0086	73,95	147,91	1479,09

Verifica-se no Quadro 3.20 que o valor limite da força concentrada cumpre a cláusula correspondente ao esmagamento, bem como a capacidade resistente axial em valores médios, N_{Rm} .

$$F_{Rmu} = 1479,09 \text{ kN} \leq 3,0 \times A_{c0} \times f_{cm} = 2127,10 \text{ kN} \leq N_{Rm} = 4618,06 \text{ kN}.$$

O valor obtido, tendo em conta o confinamento gerado pela armadura transversal, é de 1479,09KN, inferior ao valor estimado sem ter em conta o confinamento e com a mesma solução de armadura transversal que é de 1772,58 kN, o que, desde já leva à conclusão que o estribo pouco interfere no confinamento do betão.

3.6.2.2. Caso 2

No segundo caso com placa de carregamento circular, no que respeita ao confinamento, acontece do mesmo modo que no caso anterior, apenas o primeiro plano de estribos está disponível para realizar o efeito de cintagem do betão, veja-se a Figura 3.21. Então de acordo com este plano de estribos de 2 ramos, calcula-se o efeito de cintagem no betão.

Para contabilizar o factor redutor α_n , o valor de n corresponde a 4 devido ao facto de ter apenas 4 varões longitudinais travados no primeiro plano de estribo de 2 ramos. O valor de “ α_n ” resulta num valor de 0,33 usando a expressão 3.14.

A avaliação do α_s encontra-se resumida no Quadro 3.21, usando a equação 3.15.

Quadro 3.21 – Avaliação do factor redutor α_s para o caso 2

b (cm)	s (cm)	$b_0/2$ (cm)	α_s
18,80	6,00	9,40	0,71

A avaliação do W_w encontra-se resumida no Quadro 3.22, usando a equação 3.16 do presente capítulo e apresentada de modo mais pormenorizado no capítulo anterior na equação 2.7.

Quadro 3.22 – Avaliação taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento para o caso 2

$A_{sw,\phi 6}$ (cm)	b_c (cm)	s (cm)	W_w
0,28	6,00	9,40	0,073

Diante a condição imposta na regulamentação usa-se para este caso, a expressão (3.11) para obter o valor da resistência média de compressão do betão confinado. No quadro 3.22 resumem-se os cálculos da determinação do valor limite da força concentrada tendo em conta o confinamento da armadura transversal, usando as equações 3.10, 3.11 e 3.13.

Quadro 3.23 – Determinação do valor limite da força concentrada para o caso 2

σ/f_c	$f_{cm,c}$ (MPa)	p_{Rmu} (MPa)	F_{Rmu} (kN)
0,00861	73,95	111,26	1966,21

Verifica-se no Quadro 3.23 que o valor limite da força concentrada cumpre a cláusula correspondente ao esmagamento, bem como a capacidade resistente axial em valores médios, N_{Rm} .

$$F_{Rmu} = 1966,21 \text{ kN} \leq 3,0 \times A_{c0} \times f_{cm} = 3920,64 \text{ kN} \leq N_{Rm} = 4618,06 \text{ kN}.$$

O valor obtido, tendo em conta o confinamento gerado pela armadura transversal, é de 1966,2 kN, inferior ao valor estimado sem ter em conta o confinamento e com a mesma solução de armadura transversal que é de 2356,36 kN, o que, levando à conclusão novamente que o estribo pouco interfere no confinamento do betão.

3.6.2.3. Caso 3

Neste caso, relativamente aos anteriores, acrescenta-se a armadura em hélice no interior da peça de betão junto da superfície carregada com placa de carregamento quadrada, proporcionando maior confinamento do betão. Pretende-se adquirir conclusões no que respeita à alteração da resistência do betão à compressão bem como o valor resistente da força concentrada.

O mecanismo de confinamento constitui-se numa solução de cintas em forma de hélice de 14 cm de diâmetro, e desenvolve-se até uma profundidade de 12cm desde o primeiro plano de estribos até ao terceiro plano de estribos. As condições de carregamento são iguais ao caso 1, usando-se uma placa quadrangular de 10×10cm.

Pretende-se fazer uma comparação deste caso com os anteriores, comparar o caso 1 com o caso 3, ambos com as mesmas condições de carregamento, e verificar a influência da cintagem em hélice, comparar o caso 2 com o caso 3 e verificar a similaridade do comportamento estrutural das peças de betão.

A solução de armadura transversal, disposta em estribos, resistente aos esforços de tracção é igual à dos casos anteriores, de modo a analisar todos os fenómenos do comportamento estrutural devido à acção da armadura em hélice.

O betão compreendido no interior da hélice adquire uma resistência diferente comparativamente ao betão no exterior da hélice, isto porque, o betão no interior da hélice está bastante reforçado com armadura helicoidal, garantindo um ganho de resistência de compressão do betão no interior da hélice devido à eficácia da configuração e disposição desta armadura, proporcionando um bom confinamento do betão. O betão fora da hélice não se encontra confinado, como demonstrado anteriormente, e a sua resistência à compressão, f_c , não sofre nenhum ganho na resistência. A consideração e selecção de zonas e áreas de elementos estruturais de betão afectadas ao valor da tensão de rotura à compressão do

betão confinado, $f_{c,cf}$, e áreas afectadas unicamente ao valor da tensão de rotura à compressão do betão não confinado apresentam muitas dificuldades e contrariedades no estudo destes problemas. Actualmente, verifica-se na prática de engenharia que quando se avalia o efeito do confinamento do betão ocasionado pela armadura helicoidal, calculam-se todos os parâmetros de confinamento, α_n , α_s , w_w relativos à hélice mas consideram o confinamento até aos limites da área A_{c1} , para fora da hélice, ou seja, até aos limites dos estribos exteriores.

Fazem-se duas situações hipotéticas diferentes da consideração de área de distribuição homotética, A_{c1} , para este caso, para posteriormente se comparar as respectivas semelhanças e discrepâncias com os resultados obtidos nos ensaios, de modo a estudar melhor todas as situações. Na primeira situação considera-se a área A_{c1} até aos limites da área da hélice e a segunda situação considera-se a área A_{c1} até aos limites da área dos estribos exteriores, ilustrado nas Figuras 3.22 e 3.23.

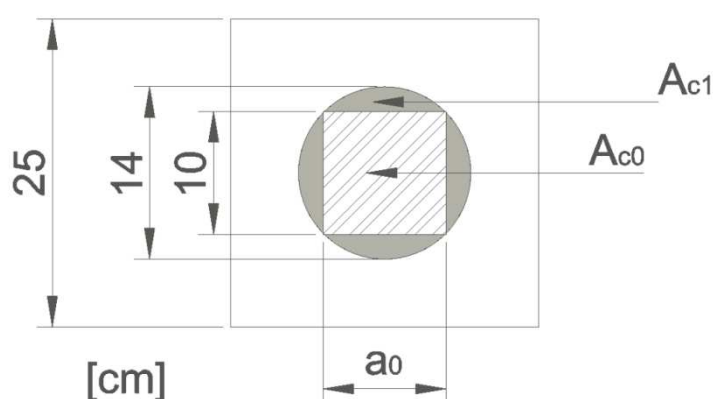


Fig.3.22 – Primeira situação hipotética para o estabelecimento das áreas de cálculo

No Quadro 3.24 expõem-se as condições consideradas para a primeira situação da área A_{c1} .

Quadro 3.24 – Condições para a primeira situação do caso 3

A_{c0}	$A_{c0} \text{ (cm}^2\text{)}$	A_{c1}	$D_{\text{hélice}} \text{ (cm)}$	$A_{c1} \text{ (cm}^2\text{)}$
Placa de 10×10cm	100	Área da hélice	14	153,94

O coeficiente redutor de área confinada de betão da secção transversal relacionado com o número de varões longitudinais travados, α_n , corresponde ao valor unitário sempre que o confinamento é constituído por armadura disposta em hélice como apresentado na equação 3.17.

No Quadro 3.25 mostra-se todo o cálculo do coeficiente redutor α_s , usando a expressão 3.18 relativa à cintagem do betão com armadura disposta em hélice.

Quadro 3.25 – Avaliação do factor redutor α_s para a primeira situação do caso 3

$b \text{ (cm)}$	$s \text{ (cm)}$	$b_0/2 \text{ (cm)}$	α_s
14,00	2,40	7,00	0,914

No Quadro 3.26 expõe-se a estimativa da percentagem volumétrica de armadura, w_w , segundo a expressão 3.16.

Quadro 3.26 – Avaliação taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento para a primeira situação do caso 3

$A_{sw,\varnothing 8}$ (cm)	b_c (cm)	s (cm)	W_w
0,503	14,00	2,40	0,498

Diante a condição imposta na regulamentação, Modelo Código 90, usa-se para este caso, a expressão 3.12 para obter o valor da resistência média de compressão do betão confinado. No Quadro 3.27 resumem-se os cálculos da determinação do valor limite da força concentrada tendo em conta o confinamento do betão até aos limites da armadura em espiral, usando as equações 3.10, 3.12 e 3.13.

Quadro 3.27 – Determinação do valor limite da força concentrada para a primeira situação do caso 3

σ/f_c	$f_{cm,c}$ (MPa)	p_{Rmu} (MPa)	F_{Rmu} (kN)
0,228	120,09	149,00	1490,03

Verifica-se no Quadro 3.27 que o valor limite da força concentrada cumpre a cláusula correspondente ao esmagamento, bem como a capacidade resistente axial em valores médios, N_{Rm} .

$$\bullet F_{Rmu} = 1490,03 \text{ kN} \leq 3,0 \times A_{c0} \times f_{cm} = 3602,83 \text{ kN} \leq N_{Rm} = 4618,06 \text{ kN}.$$

O valor obtido da força concentrada, para esta situação, é inferior ao valor obtido sem ter em conta o confinamento. Com os resultados dos ensaios espera-se apurar as conclusões.

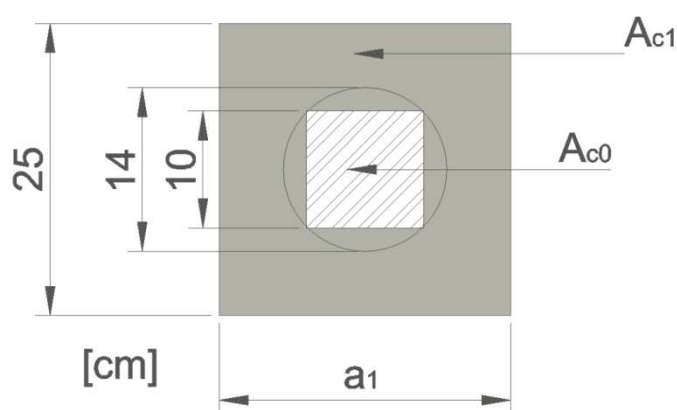


Fig.3.23 – Segunda situação hipotética para o estabelecimento das áreas de cálculo

No quadro 3.28 expõem-se as condições consideradas para a segunda situação da área A_{c1} .

Quadro 3.28 – Condições para a segunda situação do caso 3

A_{c0}	$A_{c0} \text{ (cm}^2\text{)}$	A_{c1}	$A_{c1} \text{ (cm}^2\text{)}$
Placa de 10×10cm	100	Área de estribos	400,00

O coeficiente redutor de área confinada de betão da secção transversal relacionado com o número de varões longitudinais travados, α_n , corresponde ao valor unitário sempre que o confinamento é constituído por armadura disposta em hélice como apresentado na expressão 3.17.

No Quadro 3.29 mostra-se todo o cálculo do coeficiente redutor α_s , usando a expressão 3.18 relativa à cintagem do betão com armadura disposta em hélice.

Quadro 3.29 – Avaliação do factor redutor α_s para a segunda situação do caso 3

b (cm)	s (cm)	$b_0/2$ (cm)	α_s
18,80	2,40	9,40	0,936

No Quadro 3.30 expõe-se a estimativa da percentagem volumétrica de armadura, w_w , segundo a expressão 3.16.

Quadro 3.30 – Avaliação taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento para a segunda situação do caso 3

$A_{sw,\varnothing 8}$ (cm)	b_c (cm)	s (cm)	W_w
0,503	14,00	2,40	0,498

Perante a condição imposta na regulamentação, Modelo Código 90, usa-se para este caso, a expressão 3.12 para obter o valor da resistência média de compressão do betão confinado. No Quadro 3.31 resumem-se os cálculos da determinação do valor limite da força concentrada tendo em conta o confinamento do betão, devido à armadura em hélice, até aos limites da armadura transversal dos estribos exteriores, usando as equações 3.10, 3.12 e 3.13.

Quadro 3.31 – Determinação do valor limite da força concentrada para a segunda situação do caso 3

σ/f_c	$f_{cm,c}$ (MPa)	p_{Rmu} (MPa)	F_{Rmu} (kN)
0,233	121,06	242,12	2421,19

Verifica-se no Quadro 3.30 que o valor limite da força concentrada cumpre a cláusula correspondente ao esmagamento, bem como a capacidade resistente axial, N_{Rd} .

$$\bullet \quad F_{Rmu} = 2401,89 \text{ kN} \leq 3,0 \times A_{c0} \times f_{cm} = 3602,83 \text{ kN} \leq N_{Rm} = 4618,06 \text{ kN}.$$

O valor obtido da força concentrada, para esta situação, é bastante superior ao valor obtido sem ter em conta o confinamento. Com os resultados dos ensaios espera-se apurar as conclusões. Pode-se verificar nos Quadros 3.27 e 3.31 que ambas as situações facultam soluções bem diferentes, por responsabilidade da consideração de dois tipos de zonas afectas à acção de confinamento.

4

ENSAIOS DOS MODELOS

4.1. INTRODUÇÃO

Após o dimensionamento, construção e betonagem dos modelos dos vários casos, com base nos cálculos efectuados, procede-se aos respectivos ensaios de compressão localizada, aplicada nas referidas placas de carregamento, para simular a acção do pré-esforço. A realização dos ensaios tem uma enorme importância no estudo deste trabalho para permitir validar as conclusões previstas. Os ensaios realizaram-se no Laboratório de Betão Estrutural, LABEST, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, com recurso a uma máquina de ensaios de compressão que aplicam a compressão nas placas de carregamento através de bombas hidráulicas, como se pode observar na Figura 4.1. Como já referido atrás, por cada caso ensaiaram-se 2 modelos para ter em conta determinadas variações casuais, que sempre ocorrem em peças de betão armado, somando na totalidade um conjunto de 6 ensaios.

Em todos os ensaios apresenta-se um gráfico denominado deslocamento longitudinal, dado pelo deslocamento dos pratos da prensa, e medidos nesta através de um LvdT interno. Este género de gráfico foi sujeito a uma correcção para todos os casos, representado por DL (deslocamento longitudinal), eliminando os deslocamentos iniciais correspondentes a uma curvatura inicial do gráfico, dado que não tem nenhum significado estrutural, correspondendo a uma adaptação entre a peça de betão armado e o “prato” da máquina de ensaio.

Durante os ensaios instrumentaram-se as faces laterais dos modelos com LvdT's para auxiliar a análise do comportamento do modelo durante o carregamento devido à tracção transversal intrínseca à carga concentrada, permitindo verificar o desenvolvimento da fendilhação do betão nas respectivas faces, medindo deslocamentos. Os LvdT's são colocados numas patilhas de plástico, que por sua vez, são fixados ao betão através de uma cola específica. Os LvdT's são fixados a 10cm das arestas superiores porque na proximidade desta zona a fendilhação é fundamental para o estudo do confinamento. Com estes LvdT's é possível obter gráficos dos deslocamentos superficiais, ou seja, laterais.

Nos Casos 1 e 2, mostra-se o desenvolvimento das tensões de compressão e de tracção transversal para os modelos, ou seja, mostra-se o caminho das tensões principais ao longo dos modelos, para comparar com os ensaios. Para isso, usa-se um programa de cálculo automático, denominado por Robot Structural Analysis Professional, aplicando como carga o valor médio obtido dos dois ensaios de cada caso.



Fig.4.1 – Ensaio à compressão localizada dos modelos



Fig.4.2 – Representação da colocação dos Lvdts

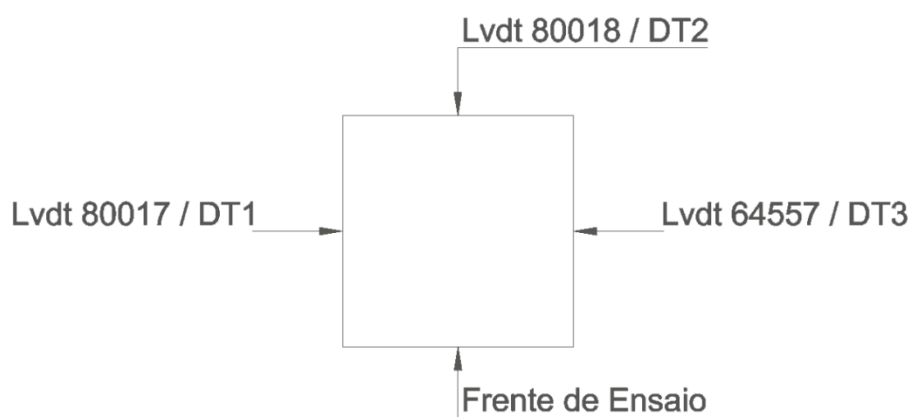


Fig.4.3 – Representação esquemática da distribuição de Lvdts nas faces laterais dos modelos

Na frente de ensaio não se coloca nenhum Lvdts para ter a face desimpedida de fios de modo a obter uma melhor visibilidade e facilitar os trabalhos inerentes ao ensaio. Então, colocara-se os Lvdts nas restantes faces como se pode ver no esquema representado na imagem. Os Lvdts 80017 e 64557 estão presentes em faces opostas e o Lvdts 80018 está presente na face posterior. Com estes Lvdts é possível obter gráficos dos deslocamentos transversais das três faces laterais, que são muito importantes no

estudo para tirar conclusões. Em cada um destes gráficos, os deslocamentos transversais (DT) correspondentes à face lateral do LvdT 80017 denominam-se por DT1, na face lateral do LvdT 80018 denominam-se por DT2, e finalmente na face lateral relativa ao LvdT 64557 denominam-se por DT3. Nas Figuras 4.2 e 4.3 esquematiza-se a distribuição dos LvdT's por cada face dos modelos.

4.2. INSTRUMENTAÇÃO COM LVDT'S

As letras LVDT são um acrónimo para **linear variable differential transducer**, um tipo comum de transdutor electromecânico, ou sensor, que pode converter o deslocamento linear de um objecto, ao qual está acoplado, num sinal eléctrico correspondente. Podem medir movimentos desde milésimos de milímetros até vários centímetros. O seu funcionamento é baseado em três bobinas e um núcleo cilíndrico de material ferromagnético de alta permeabilidade. Dá como saída um sinal linear, proporcional ao deslocamento do núcleo, que está fixado ou em contacto com o que se deseja medir. A bobina central é chamada de primária e as demais são chamadas de secundárias. O núcleo é preso no objecto cujo deslocamento se deseja medir e a movimentação dele em relação às bobinas é o que permite esta medição.

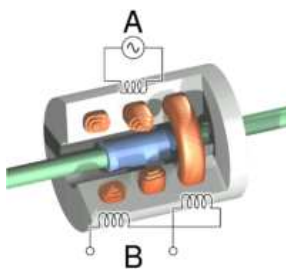


Fig.4.4 – Representação esquemática do interior de um LvdT

4.3. ENSAIO DOS MODELOS DOS 3 CASOS

4.3.1. CASO 1

No primeiro caso, sem hélice, simula-se uma carga concentrada através de uma placa de carregamento quadrada de 10×10cm, realizando-se dois ensaios perfeitamente iguais, como já referido no capítulo anterior.

4.3.1.1. Primeiro Ensaio

A Figura 4.5 mostra o comportamento da peça durante o ensaio à compressão localizada num gráfico Força vs Deslocamento para o primeiro ensaio dos modelos deste caso. O deslocamento refere-se ao movimento da face superior, ou seja, a face de carregamento. A força máxima obtida é de **1754,32 kN** atingindo um deslocamento, para a força máxima, na ordem dos 2,5 mm.

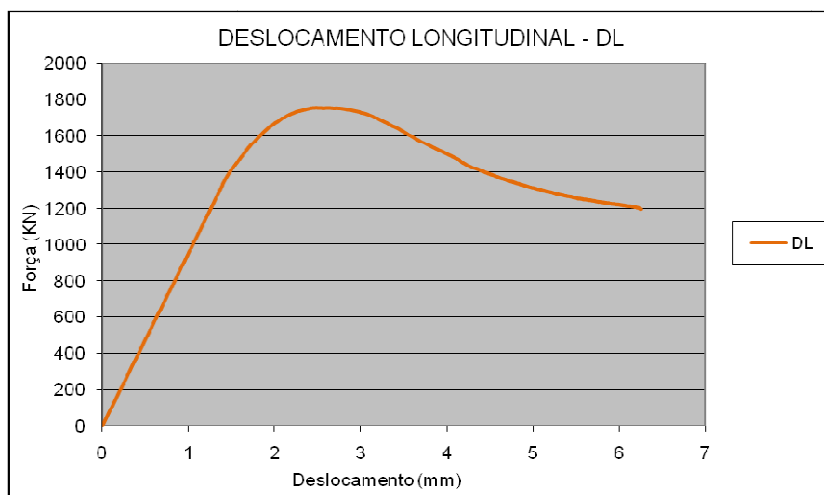


Fig.4.5 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no primeiro ensaio do caso 1

A Figura 4.6 evidencia os deslocamentos transversais nas faces exteriores devidos à fendilhação provocada pelo carregamento, através de gráficos Força vs Deslocamento para cada face instrumentada com Lvd. É perceptível que, inicialmente, os deslocamentos evoluem de modo semelhante nas três faces até por volta dos 1200 kN de carregamento, caracterizando uma micro fendilhação. A partir desta fase, dá-se a abertura de fendas, progredindo em todas as faces de modo similar, com excepção da face correspondente ao DT3, representado a amarelo, que evoluem ligeiramente mais. A armadura transversal existente entre as distâncias $0,1 \times a_1$ e a_1 , correspondente aos 3 planos de estribos de 4 ramos nas duas direcções, começa a resistir ao fenómeno de tracção transversal na fase entre os 1200 kN e a carga de rotura máxima atingindo a extensão última. De seguida, a peça encontra-se tão degradada, que a abertura de fendas aumenta mesmo com decréscimo da força, destacando a face correspondente ao DT1, representado a azul, que obtém a maior abertura de fendas final.

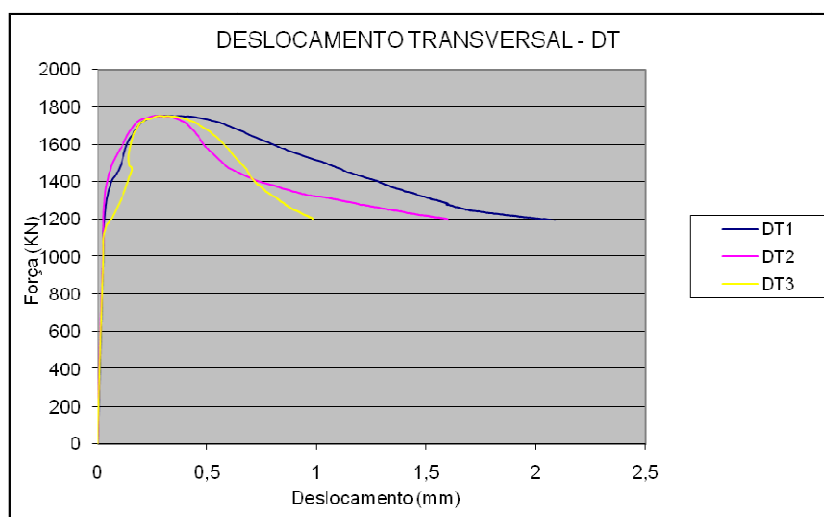


Fig.4.6 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no primeiro ensaio do caso 1

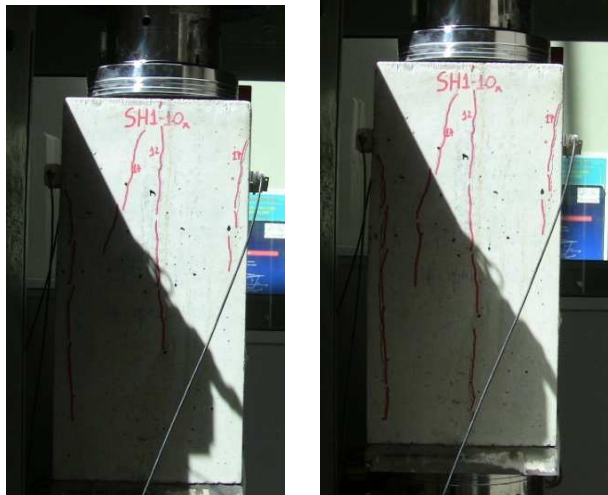


Fig.4.7 – Evolução da fendilhação na frente de ensaio



Fig.4.8 – Fendilhação na base devido à elevada compressão

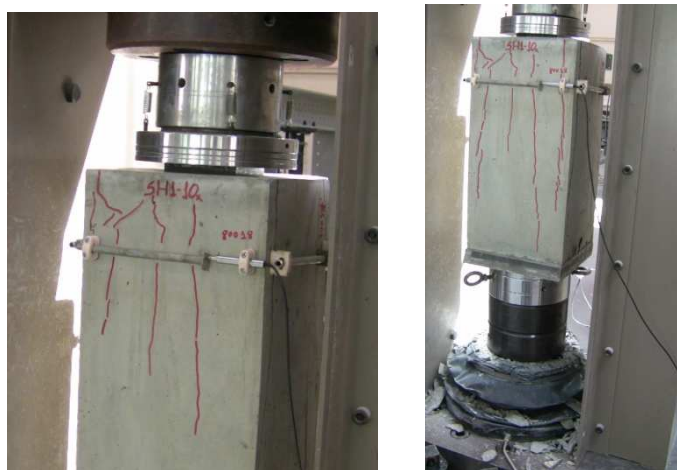


Fig.4.9 – Evolução da fendilhação na face posterior do ensaio

Verifica-se nas Figuras 4.7, 4.8 e 4.9 que a fendilhação, devido à tracção transversal, predomina na parte superior do modelo.

4.3.1.2. Segundo Ensaio

A Figura 4.10 apresenta o comportamento da peça ao longo do ensaio à compressão localizada num gráfico Força vs Deslocamento para o segundo ensaio dos modelos deste caso. O deslocamento, como no ensaio anterior, refere-se ao movimento da face superior, ou seja, a face de carregamento. A força máxima obtida é de **1699,36 kN** atingindo um deslocamento, para a força máxima, na ordem dos 3mm.

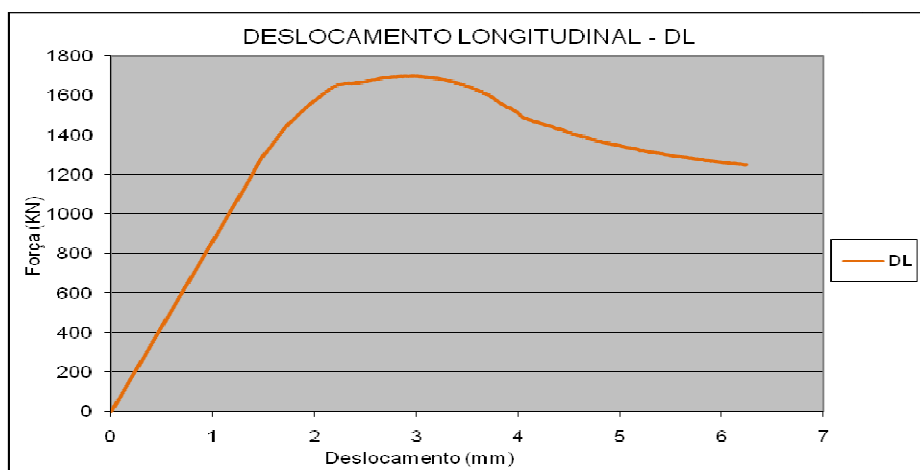


Fig.4.10 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no segundo ensaio do caso 1

A Figura 4.11 mostra a evolução da fendilhação durante o carregamento em todas as faces laterais, através da medição de deslocamentos, caracterizados em gráficos força vs deslocamentos.

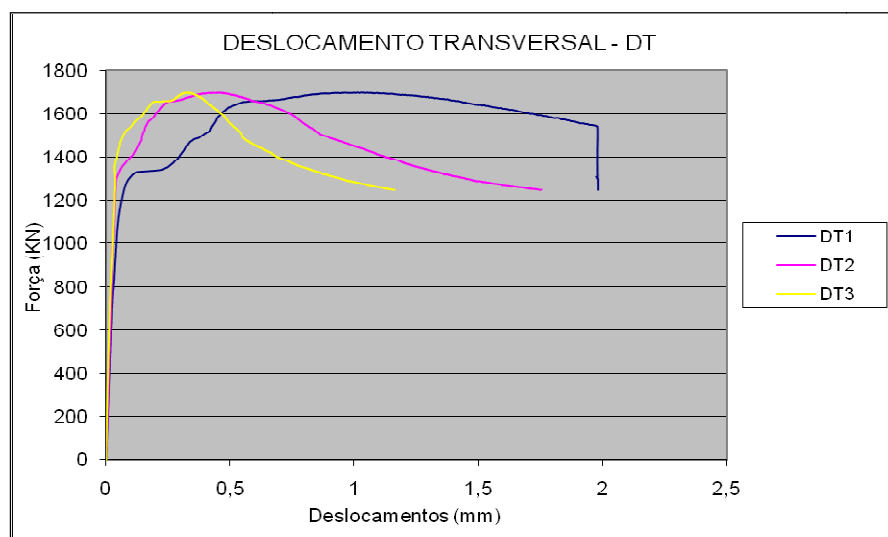


Fig.4.11 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no segundo ensaio do caso 1

Observando a Figura 4.11, conclui-se que o comportamento é idêntico ao ensaio anterior, não surgindo nenhuma divergência, aludindo para ensaios bem sucedidos. Em todas as faces a fendilhação evolui de modo análogo até atingir um valor de carregamento por volta dos 1300 kN, com maior destaque para a face relativa ao DT1, representado a azul, que obtém maiores valores de deslocamentos. Nesta etapa a armadura entre as distâncias $0,1 \times a_1$ e a_1 (3 planos de estribos de 4 ramos nas duas direcções) recebendo as forças de tracção transversais, começa a atingir a cedência. A seguir começa a originar-se a rotura até a peça atingir a carga de rotura máxima, ou seja, até a armadura atingir a extensão última, distinguindo uma vez mais a face correspondente ao DT1, que adquire maiores deslocamentos. Posteriormente, a peça continua a fendilhar à medida que a carga decresce.

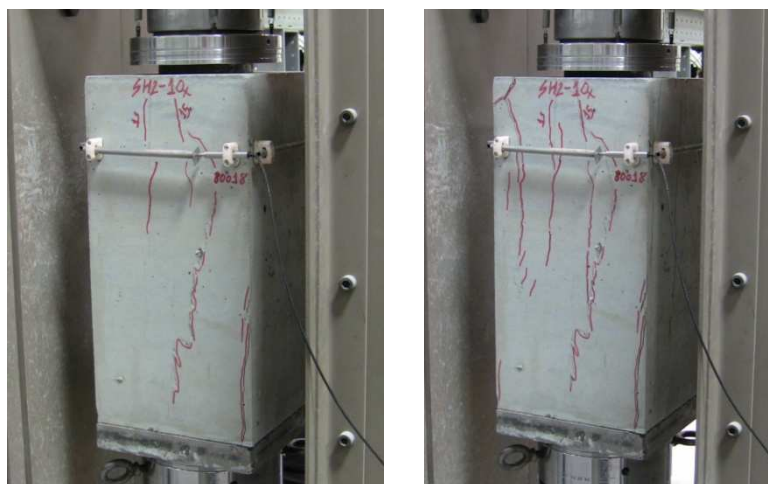


Fig.4.12 – Evolução da fendilhação na face posterior

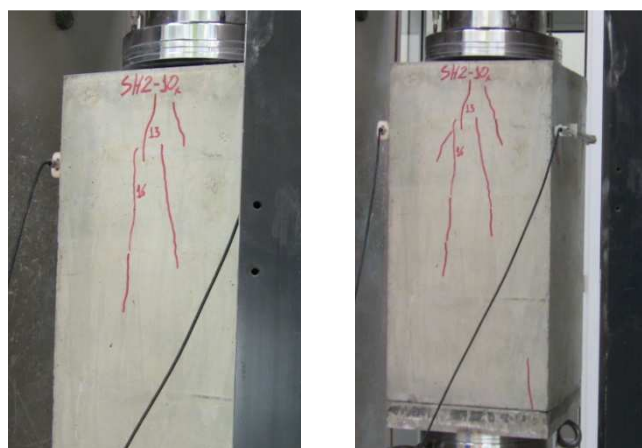


Fig.4.13 – Evolução da fendilhação na frente de ensaio

Este segundo ensaio é muito semelhante ao anterior, que comprova uma boa precisão, mas evidencia melhor a fendilhação lateral. À medida que a fendilhação se distancia do eixo, apresenta um crescimento menos rectilíneo e vertical.



Fig.4.14 – Fendilhação na base

A Figura 4.14 mostra a fendilhação junto à base do modelo. Esta fendilhação deve-se à tracção transversal e estende-se até à parte inferior, à medida que o modelo se degrada e as escoras baixam, indicando que necessita de mais armadura na zona compreendida entre $0,1 \times a_1$ e a_1 , o que se deve ao dimensionamento ter sido feito com um betão de classe inferior.



Fig.4.15 – Apresentação de uma grande fenda à esquerda junto do lvdt

A Figura 4.15 mostra uma grande fenda vertical que ocorreu mesmo junto de um Lvdt na face relativa ao DT1, justificando, assim, a obtenção do limite máximo de leitura do Lvdt correspondente, como se pode ver na Figura 4.11.

4.3.1.3. Caminho das Tensões Principais



Fig.4.16 – Obtenção do caminho das tensões principais usando o programa Robot Structural Analysis Professional

A Figura 4.16 mostra o caminho de tensões obtido no programa de cálculo, já mencionado, aplicando o valor médio dos dois ensaios deste caso na placa de carregamento quadrada de 10×10 cm. A configuração obtida está de acordo com o estipulado com o mencionado no capítulo 2, com as compressões localizadas a espalharem-se a toda a região da parte inferior, através de uma zona de transição na parte superior do modelo, onde se formam as tensões de tracção transversal.

4.3.2. CASO 2

No segundo caso, sem introdução de armadura em hélice, simula-se uma carga concentrada através de uma placa de carregamento circular de 15 cm de diâmetro, realizando-se dois ensaios perfeitamente iguais, como já referido no capítulo anterior.

4.3.2.1. Primeiro Ensaio

O comportamento da peça sujeita ao ensaio de compressão localizada encontra-se representado na Figura 4.17 por intermédio de um gráfico Força vs Deslocamento para o primeiro ensaio. O deslocamento refere-se ao movimento da face superior, ou seja, a face de carregamento. Atinge-se um valor máximo de carregamento correspondente a **2225,95 kN** para um deslocamento na ordem dos 2,5 mm. Repare-se que esta força aumentou em comparação com os valores obtidos nos ensaios do Caso 1, como se prevê nos cálculos do capítulo anterior, consequência da placa de carregamento ser de

maior área, induzindo mais compressão em termos de distribuição e não em grandeza, havendo menos quantidade de betão à tracção.

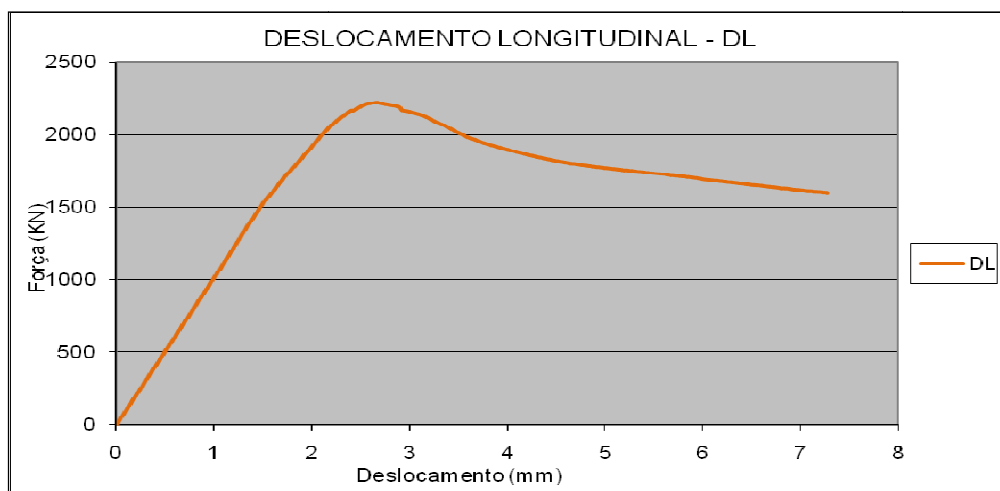


Fig.4.17 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no primeiro ensaio do caso 2

Analisando a Figura 4.18, conclui-se que a peça comporta-se de modo similar aos ensaios do caso anterior, mas o desenvolvimento da abertura de fendas tende para valores de carregamentos mais elevados. Nas faces correspondentes aos DT3 e DT2, a fendilhação progride de modo semelhante, atingindo a cedência da armadura para valores de carregamento a rondar os 1600 kN. Na face relativa ao DT1, a cedência da armadura transversal dá-se para valores mais baixos, por volta dos 1250 kN. A abertura de fendas continua a desenvolver-se até se atingir a extensão última das armaduras, ou seja, a carga máxima, mas de modo mais intenso na face respectiva do DT1.

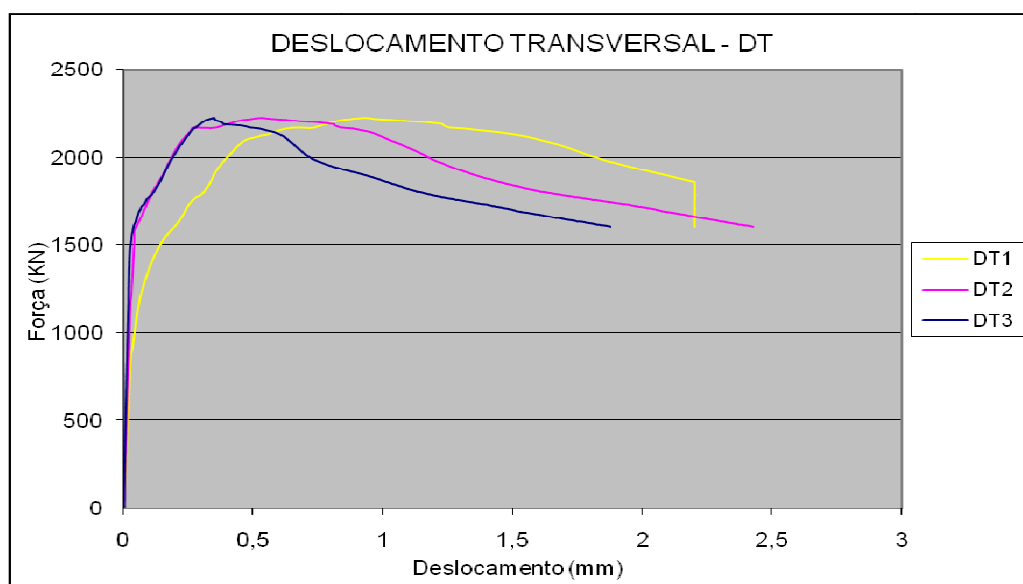


Fig.4.18 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no primeiro ensaio do caso 2



Fig.4.19 – Evolução da fendilhação na frente de ensaio



Fig.4.20 – Evolução da fendilhação na face posterior



Fig.4.21 – Apresentação de uma grande fenda junto de um Lvdt

4.3.2.2. Segundo Ensaio

O comportamento da peça sujeita ao ensaio de compressão localizada encontra-se representado na Figura 4.22 por meio de um gráfico Força vs Deslocamento para o segundo ensaio. O deslocamento refere-se ao movimento da face superior, ou seja, a face de carregamento. Atinge-se um valor máximo de carregamento correspondente a **2406,88 kN** para um deslocamento na ordem dos 2,7 mm. Neste segundo ensaio obtém-se uma carga máxima superior ao primeiro ensaio, estando mais próximo do estipulado nos cálculos do capítulo anterior. Em comparação com os ensaios do primeiro caso, destaca-se uma vez mais, a obtenção das forças máximas de carregamento para valores mais elevados, estando em tudo de acordo com os prognósticos do capítulo anterior.

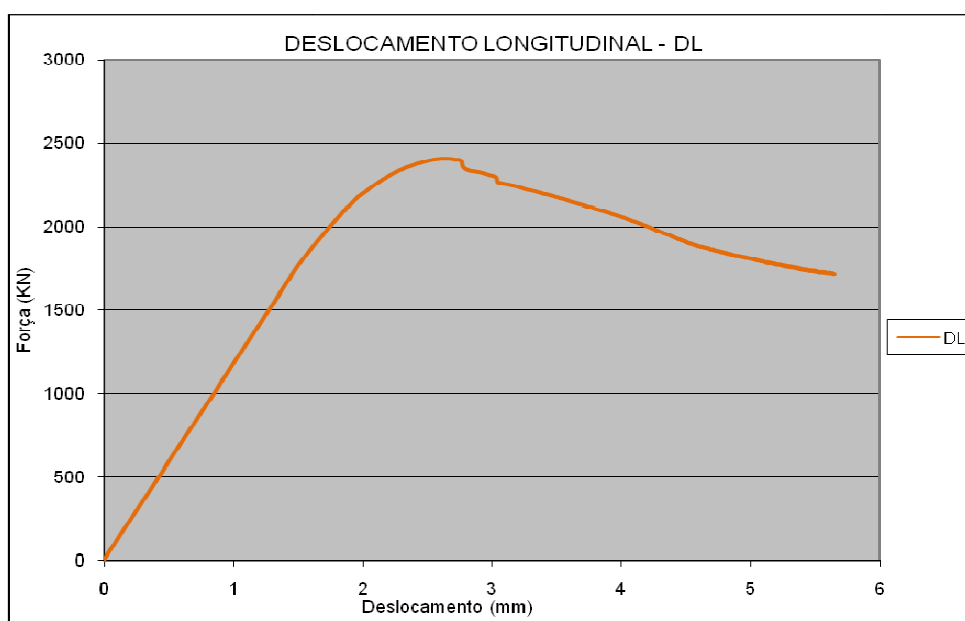


Fig.4.22 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no segundo ensaio do caso 2

Examinando a Figura 4.23, chega-se à conclusão que a peça comporta-se de modo idêntico ao ensaio anterior, obtendo maior abertura de fendas para valores de carregamentos mais elevados em relação aos ensaios do primeiro caso. Nas faces laterais correspondentes aos DT1 e DT2, a fendilhação progride de modo semelhante, atingindo a cedência da armadura para valores de carregamento na ordem dos 1400 kN. Na face relativa ao DT3, a cedência da armadura transversal dá-se para valores mais altos, por volta dos 1800 kN, adquirindo menos abertura de fendas. Verifica-se que de um modo geral, em comparação com o primeiro ensaio, o progresso da fendilhação dá-se para valores de carregamento mais altos, resultado da obtenção de carga de rotura mais elevada. A abertura de fendas continua a desenvolver-se até se atingir a extensão última das armaduras, ou seja, a carga máxima, mas de modo mais intenso nas faces respectivas aos DT1 e DT2.

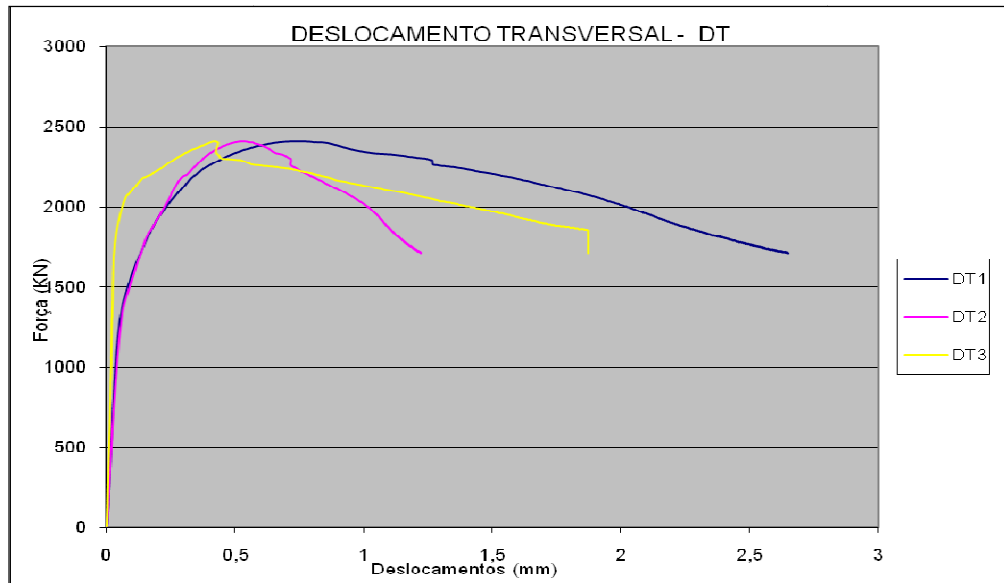


Fig.4.23 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no segundo ensaio do caso 2



Fig.4.24 – Evolução da fendilhação na frente de ensaio

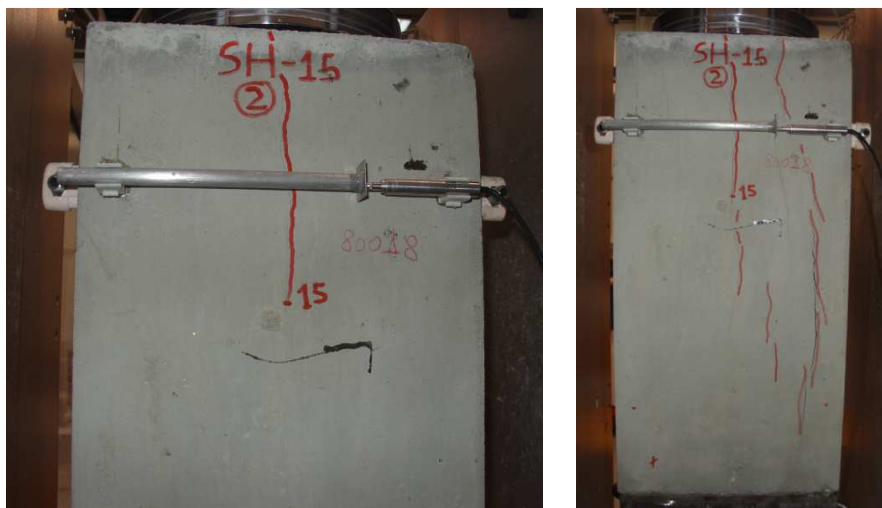


Fig.4.25 – Evolução da fendilhação na face traseira



Fig.4.26 – Pormenor do esmagamento do betão na zona de contacto com a placa de carregamento

4.3.2.3. Caminho das Tensões Principais

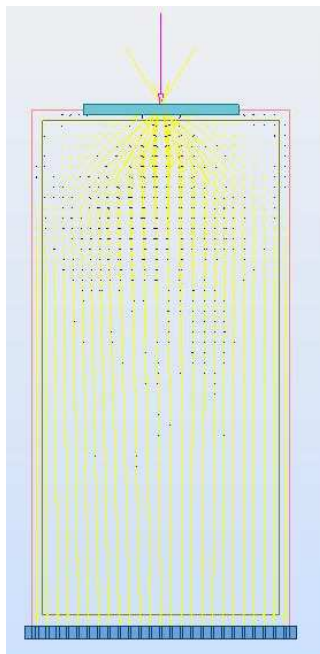


Fig.4.27 – Obtenção do caminho das tensões principais usando o programa Robot Structural Analysis Professional

A Figura 4.27 mostra o caminho de tensões obtido no programa de cálculo, já mencionado, aplicando o valor médio dos dois ensaios deste caso na placa de carregamento circular com 15 cm de diâmetro. A configuração obtida está de acordo com o estipulado com o mencionado no capítulo 2, com as compressões localizadas a espalharem-se a toda a região da parte inferior, através de uma zona de transição na parte superior do modelo, onde se formam as tensões de tracção transversal.

4.3.3. CASO 3

No terceiro caso simula-se uma carga concentrada através de uma placa de carregamento quadrada com dimensão de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ com a introdução da variável confinamento, inserindo junto da face carregada armadura que efectue este efeito, com disposição em hélice, como já referido no capítulo anterior.

4.3.3.1. Primeiro Ensaio

A Figura 4.28 expõe o comportamento da peça durante o ensaio à compressão localizada, num gráfico Força vs Deslocamento para o primeiro ensaio. O deslocamento refere-se ao movimento da face superior, ou seja, a face de carregamento. A força máxima obtida é de **2188,46 kN** atingindo um deslocamento na ordem dos 4,5 mm. Pode-se desde já concluir que este resultado não se encontra congruente com os prognósticos efectuados nos cálculos do capítulo anterior.

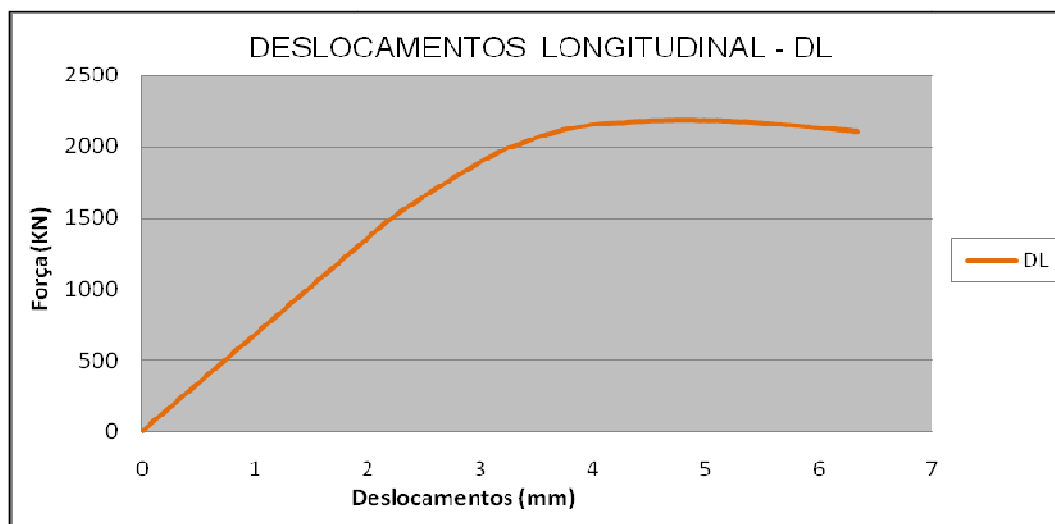


Fig.4.28 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no primeiro ensaio do caso 3

A Figura 4.29 revela os deslocamentos transversais nas faces laterais exteriores devidos à fendilhação externa provocada pelo carregamento e é visível que a armadura de confinamento altera o desenvolvimento da fendilhação. Nesta figura está representado um gráfico Força vs Deslocamento para o primeiro ensaio, mostrando a evolução dos deslocamentos transversais de cada face instrumentada com Lvdts. Vê-se que para a face do DT2, representado a amarelo, começa por originar uma micro fendilhação, atingindo-se a carga crítica de fendilhação do betão e logo de seguida ocorre uma ligeira compressão até ao valor na ordem dos 1000 kN. A partir deste valor é notório o desencadeamento de uma forte fendilhação devido ao começo do fenómeno de tracção transversal, formando as escoras inclinadas de betão comprimido, até atingir a carga máxima de rotura. Note-se que, desde o início do fenómeno de tracção transversal, os deslocamentos e a abertura das fendas não tem um progresso constante durante o carregamento. Entre os 1100 kN e os 1750 kN, a abertura de fendas dá-se a um ritmo inferior comparativamente ao patamar entre os 1750 kN e o valor máximo de carregamento. No primeiro patamar a armadura dimensionada (3 planos de estribos de 4 ramos nas duas direcções) para resistir à tracção entre as distâncias $0,1 \times a_1$ e a_1 , embora insuficiente como demonstrado atrás devido à alteração do tipo de betão, está a resistir até atingir a sua extensão última. Após isto, começa-se a originar a rotura da peça, com algumas escoras de betão a descenderem, aumentando o seu ângulo de inclinação, apanhando os planos de estribos inferiores.

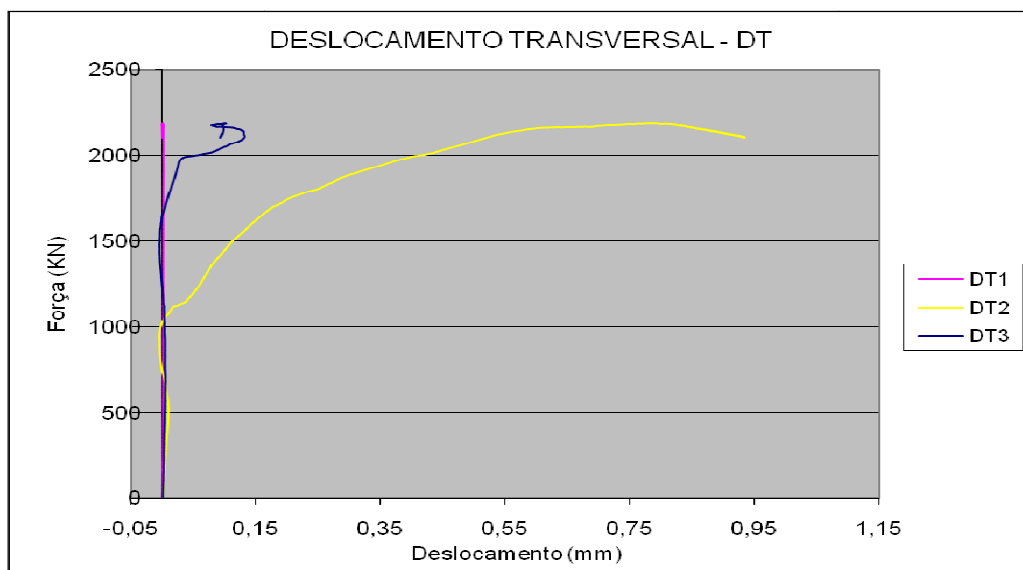


Fig.4.29 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no primeiro ensaio do caso 3

O gráfico do DT1, representado a rosa, apresenta um formato invulgar porque teve de ser removido a meio do ensaio devido a uma imperfeição na colagem da patilha resultando uma deslocação do respectivo Lvdv podendo afectar e comprometer os resultados. O gráfico do DT3, apresentado a azul, indica que esta face, inicialmente, até atingir os 1650 kN, tem um comportamento similar à face lateral do DT2, visto na Figura 4.12, mas um pouco mais crítico, com uma micro fendilhação e compressão mais acentuadas. A partir daqui, começa-se a formar o processo de tracção transversal, estando os 3 planos de estribos de 4 ramos nas duas direcções entre as distâncias $0,1 \times a_1$ e a_1 a resistir à tracção até atingirem a sua extensão última por volta dos 2000 kN, começando as escoras de betão comprimido a descenderem ligeiramente à medida que vai atingindo a carga de rotura máxima.

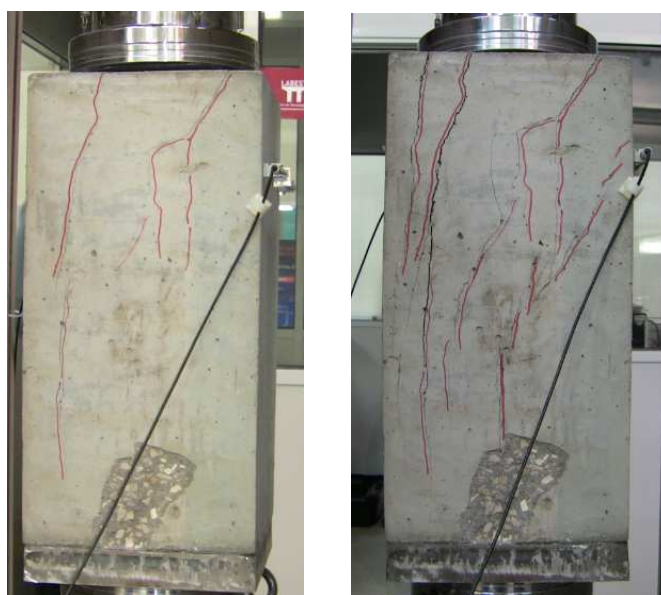


Fig.4.30 – Evolução da fendilhação na frente de ensaio

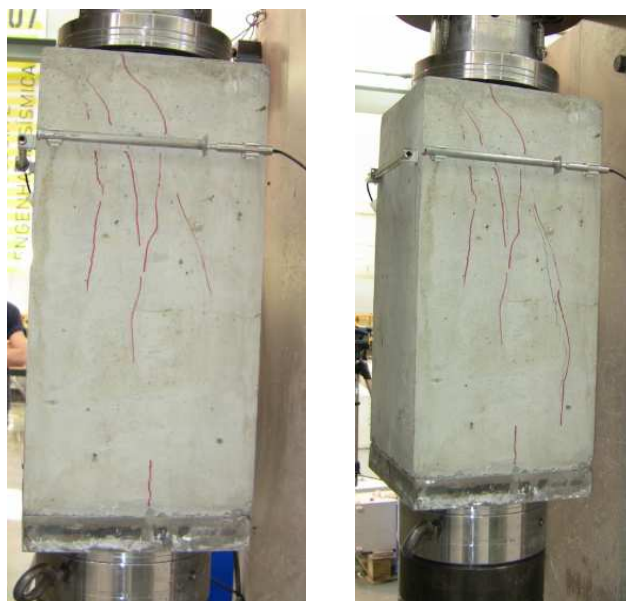


Fig.4.31 – Evolução da fendilhação na face traseira

As Figuras 4.30 e 4.31 mostram a fendilhação dos modelos com a introdução da hélice, e, observando as figuras, transmite-se a ideia que a fendilhação por tracção transversal ocorre ligeiramente mais abaixo da parte superior do modelo, devido ao efeito da hélice que impede estas deformações, conduzindo-as mais para baixo. No entanto, também se desenvolve grande fendilhação junto da aplicação da carga, como se mostra na Figura 4.32, devido ao problema de se ter uma região com betão confinado e outra região sem betão confinado, acusando que a armadura transversal, à volta da hélice, nesta zona não é suficiente para as condições impostas pelo betão confinado. Um dos objectivos é evidenciar os vários problemas, colocando-se a armadura estritamente necessária, evitando excessos, porque não se está pelo lado segurança.

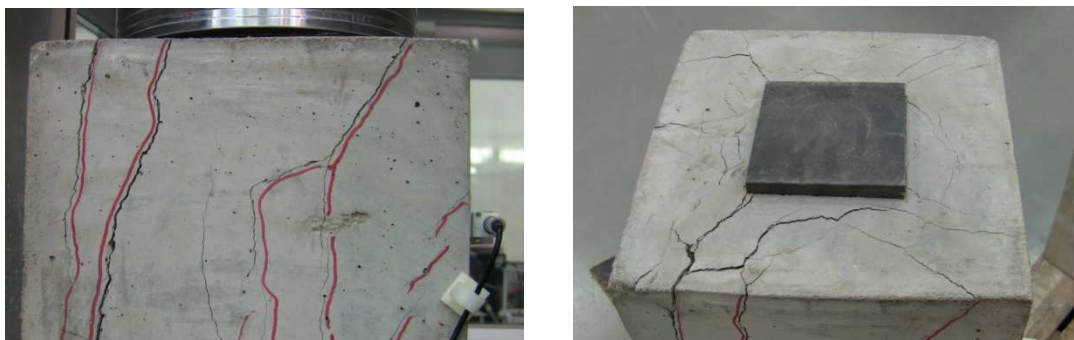


Fig.4.32 – Pormenor da fendilhação na parte superior do modelo onde se situa a hélice

4.3.3.2. Segundo Ensaio

A Figura 4.33 mostra o resultado do ensaio da peça à compressão localizada tal como no primeiro ensaio, num gráfico Força vs Deslocamento, sendo o deslocamento relativo ao movimento à face de carregamento. A força máxima obtida é de **2171,82 kN** atingindo um deslocamento na ordem dos 4 mm. Este valor está muito próximo do valor obtido no primeiro ensaio deste caso, que indica uma boa precisão nos resultados dos ensaios.

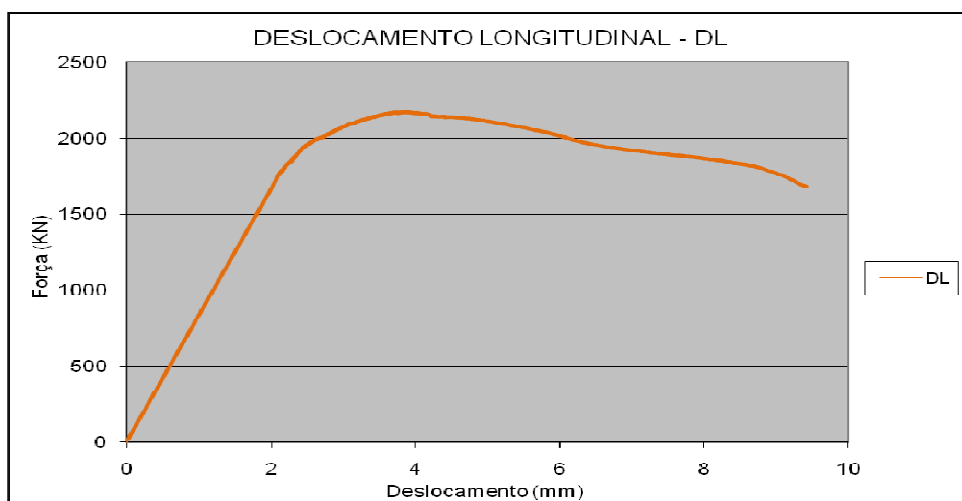


Fig.4.33 – Representação gráfica força-deslocamento longitudinal no segundo ensaio do caso 3

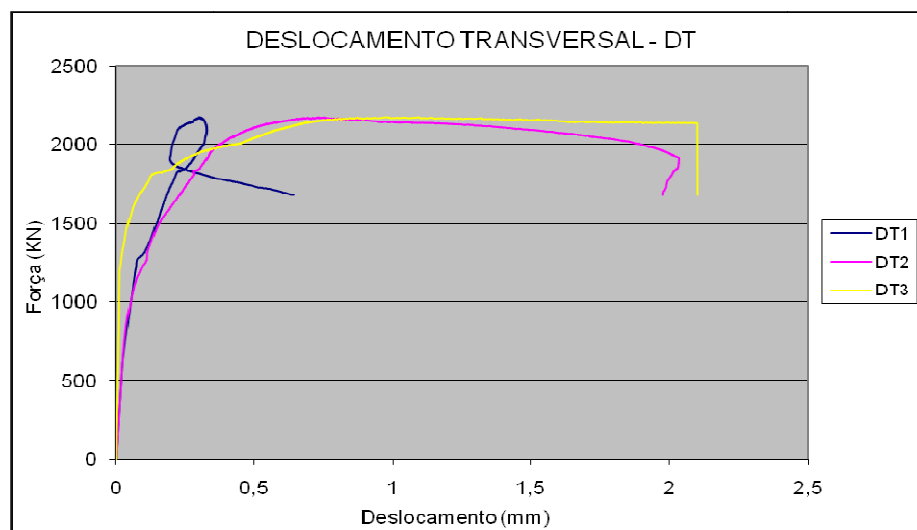


Fig.4.34 – Representação gráfica força-deslocamento transversal ao nível das faces do modelo no segundo ensaio do caso 3

Na Figura 4.34 encontra-se definido um gráfico Força vs Deslocamento para o segundo ensaio, sendo os deslocamentos transversais referentes a todas as faces instrumentadas com Lvdts. Na fase inicial do ensaio, as faces comportam-se de modo semelhante, havendo menor fendilhação na face lateral da peça correspondente ao DT3, representado a amarelo. Com o decorrer do ensaio, a fendilhação nas faces progride de modos distintos, tendo o gráfico da face correspondente ao DT1, representado a azul, uma configuração invulgar, que revela um desenvolvimento de abertura de fendas até atingir a carga de rotura máxima, seguindo-se um relaxamento nas tracções, à medida que a força desce, reiniciando a abertura de fendas a partir dos 1850 kN.

O gráfico do DT3, representado a amarelo, mostra que esta face a partir dos 1400 kN acentua a fendilhação, começando a formar-se a partir daqui o processo de tracção transversal, resistido pelos 3 planos de estribos de 4 ramos nas duas direcções entre as distâncias $0,1 \times a_1$ e a_1 , até aos 1750 kN, entrando em cedência, e continuando a desenvolver a abertura de fendas a força praticamente constante, atingindo a extensão última da armadura, em que o Lvdts correspondente atinge o seu limite de leitura. O gráfico do DT2, representado a rosa, mostra que o processo de tracção transversal inicia-se por volta dos 800 kN, entrando em cedência, e a partir dos 1500 kN entra em extensão última.

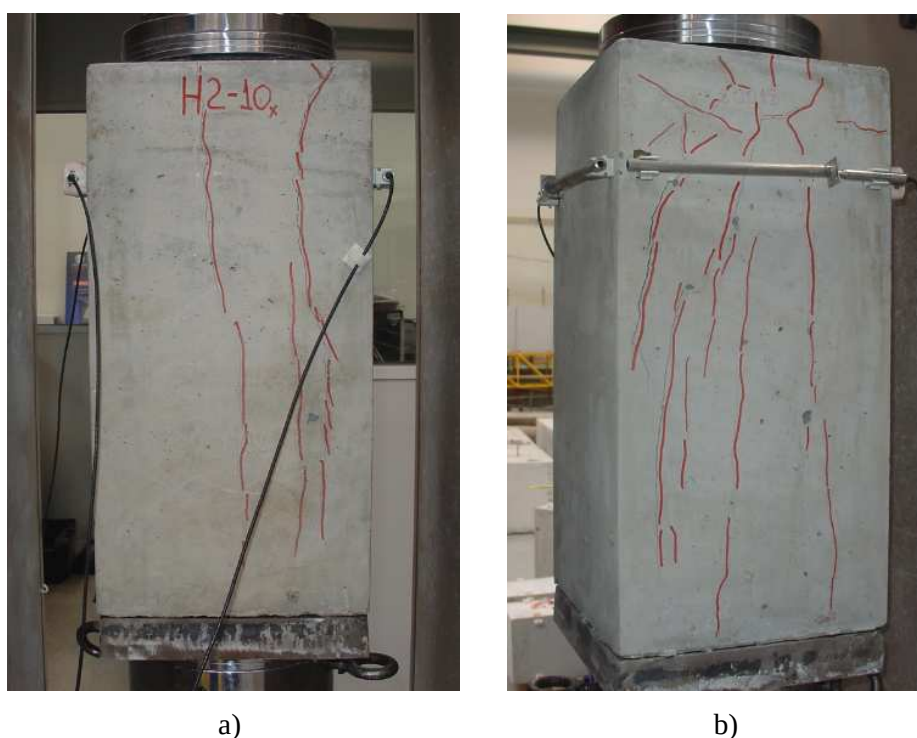


Fig.4.35 – (a) Fendilhação na frente de ensaio. (b) Fendilhação na face traseira

5

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1. CONSIDERAÇÕES

Este capítulo representa um interesse fundamental no presente estudo, fazendo-se a comparação dos resultados previstos nos cálculos das cargas máximas de rotura, obtidas no Capítulo 3, com os resultados obtidos experimentalmente dos ensaios, no laboratório, com os modelos sujeitos às compressões localizadas. Subsiste a expectativa de tirar conclusões sobre o verdadeiro funcionamento do confinamento do betão. Pretende-se discutir qual a armadura que efectivamente realiza o efeito de confinamento, bem como, a localização deste efeito no interior dos modelos, ou seja, saber as zonas das peças sujeitas ao ganho de resistência à compressão, dado que a definição de áreas de betão confinado e betão não confinado é uma questão bastante complexa. A análise e discussão dos resultados dos cálculos e dos ensaios, só são possíveis de efectuar em valores médios em detrimento do uso de valores de cálculo, dado que nos ensaios não se tem em consideração parâmetros de segurança, porque se pretende uma análise estrutural e não um dimensionamento com uma vertente económica e pelo lado da segurança. Para cada caso realizara-se dois ensaios dos respectivos modelos, obtendo-se dois valores de carga máxima de rotura. Então, de modo a ter um valor de referência para cada caso, estima-se um valor médio dos dois valores obtidos, como se apresenta nos subcapítulos seguintes, facilitando a comparação com os valores obtidos nos cálculos do Capítulo 3.

Menciona-se nos capítulos anteriores que se anteviu que a armadura transversal disposta em estribos pouco contribui para a acção de confinamento do betão, em contraposição à disposição da armadura em hélice, sendo discutido este aspecto para todos os casos. Deste modo, considera-se que o betão localizado no interior da armadura disposta em hélice, devido a um bom desempenho na acção do confinamento do betão, aumenta consideravelmente as suas características de resistência à compressão relativamente ao betão localizado no exterior, em que as suas características de resistência à compressão permanecem ou até mesmo podem reduzir devido a tracção transversal. A armadura em hélice para realizar a acção de confinamento no betão, tem de trabalhar de modo a contrariar a deformação transversal à direcção de aplicação de carga, provocando uma extensão nesta armadura, aumentando ligeiramente o diâmetro da hélice. No entanto o betão exterior à hélice está pouco confinado pelos estribos da armadura transversal, a qual não se encontra preparada para receber estas extensões, levando a uma rotura prematura do betão exterior em relação do betão interior, como se pode ver na Figura 5.1.

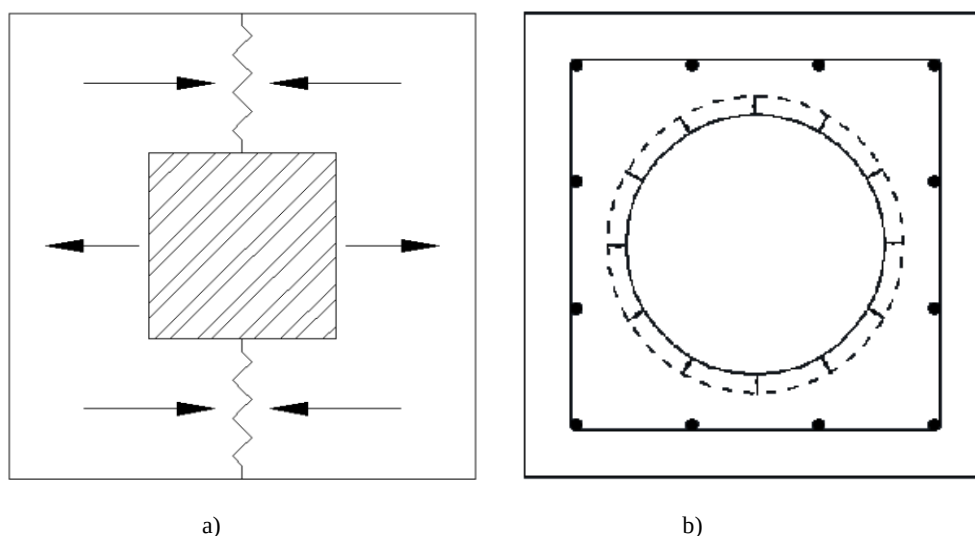


Fig.5.1 – Representação do comportamento do betão durante a execução do confinamento da hélice. (a) Na face superficial carregada. (b) Secção transversal com corte na hélice demonstrando a restrição da expansão lateral

Para uma mesma secção transversal tem-se dois valores distintos de resistência de compressão, tentando-se desvendar o modo correcto do uso do valor da resistência à compressão, f_c , na fórmula em que se obtém o valor limite máximo da carga concentrada.

5.2. CASOS DE ENSAIO

5.2.1. CASO 1

No primeiro caso aplicando uma placa de carregamento quadrada, sem se entrar com a variável do confinamento do betão, na realização dos cálculos do capítulo 3, através da regulamentação já referida, obteve-se um valor limite da força concentrada em termos de valores médios, F_{Rmu} , tendo em conta as características do betão verdadeiramente usado, correspondente a **1773 kN**.

Tendo em conta o confinamento somente das cintas para este caso, na ausência de armadura em hélice, a armadura transversal deste modelos que pode dar algum contributo para este efeito é somente o primeiro plano de estribos composto por 2 ramos nas duas direcções, assunto já discutido nos capítulos anteriores, porque é o plano de estribos mais próximo da superfície carregada e não se encontra de certo modo ocupado a resistir à tracção transversal à carga concentrada. O valor limite da força concentrada, em termos de valores médios, F_{Rmu} , que se obteve nos cálculos é de **1479 kN**.

Fazendo a média aritmética dos resultados dos ensaios aos dois modelos deste caso, adquire-se um valor médio máximo de carregamento correspondente a **1727 kN**.

Perante este cenário, é evidente a existência de similaridade entre o valor obtido nos cálculos sem a concepção do confinamento da armadura transversal no betão e o valor obtido experimentalmente. No entanto, tendo em conta o efeito do confinamento, o valor obtido não tem qualquer fundamento em comparação com o valor obtido no ensaio, ocasionando por sua vez um valor inferior. O confinamento deve garantir uma força concentrada mais elevada devido ao ganho de resistência, e nunca a um valor inferior. Isto deve-se ao facto de apresentar uma taxa mecânica volumétrica da armadura de confinamento, ω_{wd} , bastante baixa e ao facto de não ter a melhor disposição, com poucos ramos de estribos e muito espaçado. Chega-se à conclusão que a armadura transversal disposta em estribos não

interfere no ganho da resistência do betão, sendo muito importante para resistir aos esforços de tracção transversais inerentes à aplicação da carga concentrada.

Embora não se apresente nos cálculos do capítulo 3, caso se colocasse estribos de 4 ramos nas duas direcções no primeiro plano de estribos, e procedendo de igual modo, o valor limite da força concentrada corresponderia a **1738 kN**. Uma vez mais reforça-se o parecer de que a armadura transversal disposta em estribos não dá o melhor contributo para o confinamento do betão, a não ser que se diminua aos espaçamentos, obtendo desta forma valores já bem superiores para a carga limite concentrada. Se se reduzir aos espaçamentos entre os planos de estribos, aumenta-se a quantidade de planos de estribos, e consequentemente, mais quantidade de armadura para além da dimensionada para resistir aos esforços da tracção transversal, e esta armadura excedente encontra-se a realizar o confinamento, embora este tipo de disposição não tenha um efeito tão benéfico como a disposição em hélice, mais à frente analisado. Esta quantidade de armadura excedente, para auxiliar no confinamento do betão, deve dispor-se de preferência em vários ramos para aumentar o respectivo efeito.

Repare-se que, quando se dimensionou armadura, para o betão C35/45, obtém-se no mínimo 3 planos de estribos. No entanto, tendo em conta o verdadeiro betão, C60/75, obtém-se no mínimo 5 planos. Contudo, obtém-se valores quase semelhantes para a força localizada máxima, nos ensaios e nos cálculos com C60/75, e na realidade a peça tem 3 planos a resistir à tracção. A justificação para a obtenção da mesma força concentrada, reside no facto de após a fendilhação algumas escoram baixarem e aumentarem o seu ângulo e armadura dos planos imediatamente a seguir tendem a resistir alguma força de tracção residual.

5.2.2. CASO 2

No segundo caso aplicando uma placa de carregamento circular com maior área que a placa do caso anterior, sem se entrar com a variável do confinamento do betão, na realização dos cálculos do capítulo 3, através da regulamentação já referida, obteve-se um valor limite da força concentrada em termos de valores médios, F_{Rmu} , tendo em conta as características do betão verdadeiramente usado, correspondente a **2356 kN**.

Entrando com o conceito do confinamento do betão e sucedendo-se de igual modo ao caso anterior, na medida em que, o primeiro plano de estribos de 2 ramos nas duas direcções, é o único plano de armadura transversal deste modelo que pode dar algum contributo para este efeito, matéria esta já tratada nos capítulos anteriores. Deste modo, o valor limite da força concentrada, em termos de valores médios, F_{Rmu} , que se obtém nos cálculos é de **1966 kN**.

Fazendo a média aritmética dos resultados dos ensaios dos dois modelos deste caso, obtém-se um valor médio máximo de carregamento correspondente a **2316 kN**.

Diante deste panorama, é perceptível novamente que o valor previsto nos cálculos sem a consideração do confinamento é idêntico ao valor médio obtido nos ensaios, ao contrário que, o valor previsto considerando o confinamento não é congruente com o valor experimental, dando um valor inferior como ocorre no caso anterior, devido à má disposição como se fala no capítulo anterior. A melhor solução é não dar grandes espaçamentos aos planos de estribos e aumentar o número de ramos, para obter maior quantidade de armadura e consequentemente a taxa mecânica volumétrica de armadura, ω_{wd} . Conclui-se de novo que a armadura transversal disposta em estribos não dedica uma colaboração bastante favorável ao fenómeno do confinamento, sendo importante para um bom desempenho na função de suportar a força de tracção transversal provocada pela aplicação da carga concentrada.

A variação das condições de carregamento, ou seja, a mudança da placa de carregamento de forma quadrada do caso 1 para uma placa circular do Caso 2 acarreta modificações no comportamento da peça durante o ensaio, conforme se pode observar as diferenças entre estes casos nos cálculos e nos ensaios. Não é propriamente a forma da placa que interfere, mas sim a respectiva área de cada placa. O aumento da área da placa de carregamento é muito preponderante no funcionamento estrutural da peça de betão, possibilitando a aplicação de cargas concentradas de compressão mais elevadas sem ter que aumentar consideravelmente a armadura transversal como se pode comprovar nos cálculos e nos ensaios. A justificação para este aumento deve-se ao facto de diminuir em altura a zona afectada aos esforços de tracção transversal, isto é, obtém-se um modelo de escoras e tirantes menos desenvolvido, mais reduzido em altura. Contudo, segundo os cálculos e os ensaios, demonstra-se que a quantidade de armadura transversal não é necessariamente menor nem maior, na realidade, mantém-se uma quantidade semelhante, dado que para uma força concentrada mais elevada implica mais força de tracção, por outro lado, quanto maior a dimensão a_0 da placa diminui esta força de tracção.

Neste caso, acontece o mesmo que no caso anterior, em que a peça de betão com apenas 3 planos de estribos a resistir e absorver as tracções transversais, no ensaio obtém-se o mesmo valor de carregamento máximo que nos cálculos usando betão C60/75, em que estima no mínimo 5 planos de estribos. A justificação reside no facto de após a fendilhação algumas escoram baixarem e aumentarem o seu ângulo e armadura dos planos imediatamente a seguir tendem a resistir alguma força de tracção residual.

5.2.3. CASO 3

Recorde-se que neste terceiro e último caso, vultou-se à aplicação da placa de carregamento quadrada e com introdução da armadura em hélice. Tendo em conta a dificuldade da aplicação do verdadeiro valor da resistência à compressão nas fórmulas, estudam-se duas situações diferentes na definição das áreas homotéticas, A_{c1} , uma primeira situação considerando esta área até à periferia da armadura em hélice e uma segunda situação para esta área até aos limites dos estribos exteriores. Para este caso, como se usa armadura em hélice (varões Ø8) não faz sentido efectuar comparações entre cálculos e ensaios não tendo em conta o confinamento do betão, caso contrário seria um problema idêntico ao Caso 1, dado que as condições de carregamento são as mesmas.

Na primeira situação considerada, através da regulamentação já referida, prevê-se nos cálculos do Capítulo 3 um valor de **1490 kN** para o valor limite da força concentrada em termos de valores médios, F_{Rmu} .

Na segunda situação considerada, através da regulamentação já referida, prevê-se nos cálculos **2421 kN** para o valor limite da força concentrada em termos de valores médios, F_{Rmu} .

Fazendo a média dos resultados dos ensaios dos dois modelos deste caso, adquire-se um valor máximo de carregamento correspondente a **2180 kN**.

Analizando estes resultados percebe-se que ambos os prognósticos nos cálculos das duas situações não se encontram em sintonia com a informação adquirida no ensaio.

O uso da resistência à compressão confinada, $f_{c,cf}$, na fórmula para obter o valor limite da carga concentrada é um assunto muito difícil e problemático de resolver. No que respeita em relação às áreas homotéticas, A_{c1} , faz sentido esta área ser extensível até aos limites dos estribos exteriores, porque as compressões e tracções devido à carga concentrada espalham-se até esta área, bem como o dimensionamento de armadura transversal disposta em estribos para resistir à tracção transversal conforme o método de escoras e tirantes. O valor da resistência do betão à compressão, f_c a utilizar na

expressão é uma questão de grande dificuldade de equacionar, porque não há homogeneidade das características do betão dentro e fora da hélice, porque para haver confinamento a armadura em hélice tem de funcionar, ou seja, tem de haver uma extensão desta e o betão no exterior, não confinado, rompe por tracção havendo os estribos para resistir à tracção. O betão no interior da hélice apresenta características de resistência à compressão superiores relativamente à do betão no exterior, e sabendo que área homotética, A_{c1} , estende-se até aos estribos exteriores, analisa-se a conformidade do valor de f_c a empregar na expressão que determina o valor limite da carga concentrada.

Por semelhança no comportamento e resultados obtidos nos ensaios entre os modelos do Caso 2, sem entrar com o conceito do confinamento, e o Caso 3, crê-se que o betão no interior da hélice, por ter características superiores, funciona como uma placa de carregamento para a restante peça subjacente não confinada que apresenta disposição de armadura transversal igual aos casos anteriores. Embora a placa circular de carregamento usada no ensaio do Caso 2 tenha um diâmetro de 15cm, inicialmente, pretendia-se que o diâmetro desta placa seria de 14 cm para estar em conformidade com o diâmetro da armadura em hélice, porém, por falta no dia do ensaio só se dispunha de placa circular de 15cm de diâmetro, influenciando por excesso os resultados do Caso 2. Embora não se apresente cálculos, dado que o cálculo é repetitivo, se porventura se usasse uma placa circular de 14 cm de diâmetro no Caso 2 sem ter em conta o efeito do betão confinado, o valor limite da carga concentrada corresponderia a **2199 kN**, praticamente estaria em plena conformidade com o valor médio obtido no ensaio correspondente a 2180 kN, comprovando a analogia de comportamento que existe entre o betão confinado no interior da hélice e uma placa de carregamento circular de diâmetro em correspondência com a hélice.

Contudo, pensa-se que para prever cargas concentradas de rotura, quando se está na presença de betão confinado por armadura em hélice restrito somente a alguma porção da peça, pode-se usar o cálculo da mesma peça usando placas de carregamento circulares com diâmetro de valor correspondente ao diâmetro da hélice, constituindo uma alternativa bastante viável e simplificável de cálculo para este tipo de casos. No entanto, deve-se adicionalmente verificar que a armadura de confinamento é suficiente para garantir a resistência do betão confinado à carga localizada, no interior da área cintada.

Comparando este caso com o primeiro caso, é notório o aumento significativo da carga de rotura concentrada como se conjectura nos cálculos, e bem perceptível na apresentação dos resultados dos ensaios, justificando-se com a introdução da armadura disposta em hélice colocada junto da superfície carregada, evidenciando que é seguramente uma melhor disposição da armadura para efectuar o confinamento do betão, usando menores quantidades de armadura em comparação à armadura transversal disposta em estribos. Embora a hélice possua menores espaçamentos, ajudando para um bom confinamento, se usasse-mos os mesmos espaçamentos com a armadura transversal em estribos, teríamos de ter mais quantidade de armadura, apontando que a configuração e disposição da armadura em hélice é muito eficiente na acção de confinamento do betão.

O quadro 5.1 representado em baixo mostra o resumo de todos os resultados de todas as abordagens para todos os casos para facilitar a comparação dos resultados. O quadro 5.1 não apresenta o resultado do ensaio dos modelos com a placa pretendida de 14 cm.

Quadro 5.1 – Síntese dos resultados

	Abordagens			Ensaaios		
	Desprezando confinamento	Considerando Confinamento		Primeiro Ensaio	Segundo Ensaio	Valor Médio
Caso 1	1773 kN	1479 kN		1754 kN	1699 kN	1727 kN
Caso 2	2356 kN	1966 kN		2226 kN	2407 kN	2316 kN
Caso 3	1773 kN	Primeira Situação	Segunda Situação	2188 kN	2172 kN	2180 kN
		1490 kN	2421 kN			

6

APLICAÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE UMA ZONA DE ANCORAGEM

6.1. INTRODUÇÃO

No seguimento do estudo do presente trabalho de dissertação apresenta-se um exemplo de aplicação, de prática corrente na engenharia, sobre a aplicação do pré-esforço na estrutura de betão reforçado com armadura em hélice. Este exemplo de aplicação reporta-se ao estudo de dimensionamento de zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço de um tabuleiro em betão armado de uma ponte que serve uma auto-estrada. Este projecto abrange dois tipos de cabos a aplicar na estrutura do tabuleiro da ponte, cabos 31MS15s e cabos 4MS15s, mas sintetiza-se o estudo à análise das ancoragens exclusivamente para o tipo de cabo 31MS15s no subcapítulo seguinte, dado que contém mais incertezas. Então, para este tipo de cabo verifica-se a pormenorização de uma das zonas de ancoragem e a respectiva armadura de reforço.

Pretende-se aplicar todos os fundamentos já citados e discutidos, nos capítulos anteriores, numa circunstância à escala real e confrontar com os comportamentos estruturais e conclusões obtidas nos modelos à escala reduzida para clarificar o comportamento e a carga de dimensionamento, ou seja, a carga concentrada máxima.

Este problema já se encontra resolvido e disponível no respectivo projecto desta obra de arte de Engenharia Civil e pretende-se verificar os critérios usados para quantificar o efeito do confinamento do betão, bem como a correspondente carga concentrada máxima de compressão devido a este efeito. Deste modo, examina-se e analisa-se os cálculos, passo a passo, realizados por parte do grupo de projectistas responsáveis, e de sucessiva comparação com toda a conjectura de apoio nos ensaios e cálculos.

Cada zona de ancoragem, em estudo, tem uma área de influência de 80×60 cm, constituída por uma placa de ancoragem de forma circular, na zona de contacto com o betão, de 37 cm de diâmetro e por armadura de reforço em forma de hélice, junto da zona de aplicação de carga e centrada com esta, de 55 cm de diâmetro. A hélice é constituída por varões de aço 20 mm de diâmetro, Ø20. Na Figura 6.1 encontra-se a respectiva representação esquemática da zona de ancoragem.

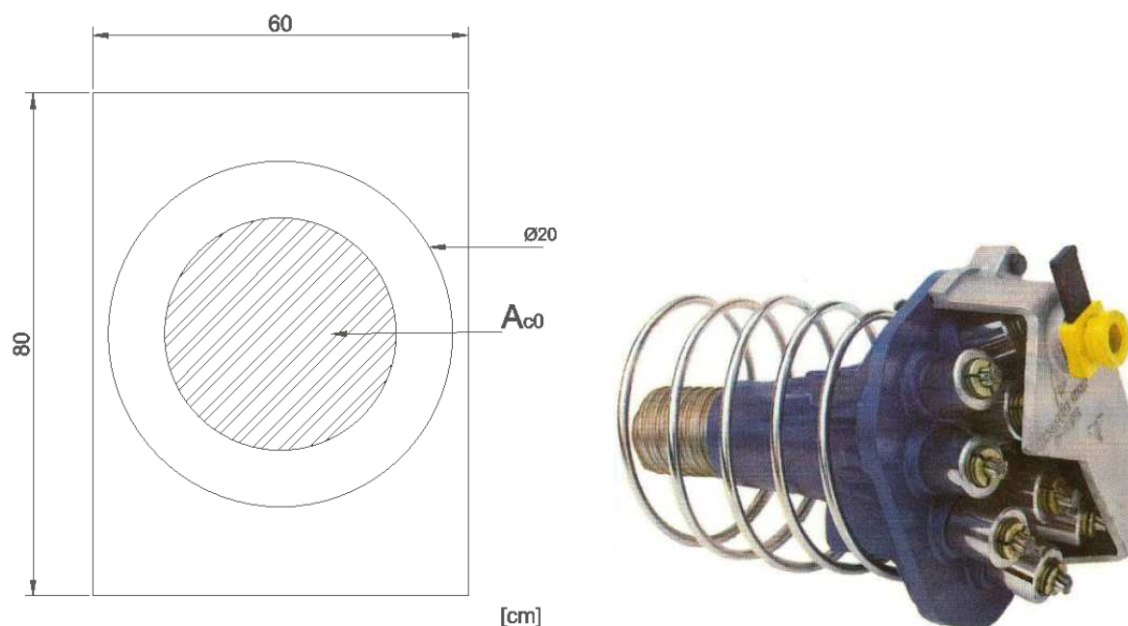


Fig.6.1. – Representação esquemática da zona de ancoragem

O subcapítulo seguinte, demonstra toda a memória descritiva do dimensionamento das zonas de ancoragem, realizados por parte da equipa projectista responsável, bem como as devidas alterações relativas ao presente estudo desenvolvido.

Este exemplo de aplicação representa o dimensionamento de zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço, portanto, a necessidade do uso de valores de cálculos com os devidos factores de segurança é fundamental para este caso.

6.2. PORMENORIZAÇÃO E ARMADURAS DE REFORÇO

6.2.1. FORÇAS DE CÁLCULO

A ancoragem em estudo reporta-se a ancoragens activas, ou seja, a ancoragem onde se aplica o esticamento dos cabos, com a instalação de cabos do tipo Cabo 31MS15s como já se referiu.

- $P = 6487 \text{ kN}$;
- $F_{sd} = 1,2 \cdot 6487 = 7784 \text{ kN}$.

6.2.2. ANÁLISE DA VERIFICAÇÃO DA PRESSÃO LOCAL NO BETÃO

Segue-se a apresentação da pormenorização e cálculos das armaduras de reforço, realizada pela equipa projectista, disposta nos vários itens.

De acordo com o CEB-MC90, faz-se a seguinte verificação:

- Betão C35/45 $\rightarrow f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$;
- Aço A500 $\rightarrow f_{syd} = 435 \text{ MPa}$;
- Ancoragem - $A_0 \rightarrow \varnothing 0,370 \rightarrow A_0 = 1075 \text{ cm}^2$;

- Área $A_1 \rightarrow 60 \times 80 \rightarrow A_1 = 4800 \text{ cm}^2$;
- $\eta = (A_{c1}/A_{c0})^{1/2} = 2,11$;
- Pressão $p_{sd}/\eta \rightarrow f_{cd,cf} = 34,3 \text{ MPa}$;
- Espiral $\rightarrow \varnothing 20 \rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow s = 5 \text{ cm} \rightarrow d = 55 \text{ cm}$;
- Perc. arm. $\rightarrow W = 4 \times A_s \times f_{syd}/(s \times d \times f_{cd}) = 0,85$;
- $f^*/f_{cd} = (1,125 + 1,25 \times 0,93 \times W) = 2,12$;
- Resistência mínima do betão para esticamento do cabo:

$$f/f_{cd} = 34,3 / 2,12 / f_{cd} \times 1,15 = 0,80$$
 80 % da resistência característica $\rightarrow 36 \text{ MPa}$ (cubos 0,15m).

A equipa projectista para determinar a resistência mínima que o betão deve ter no momento do esticamento do cabo e aplicação do pré-esforço, usado um coeficiente de segurança correspondente a 1,15. Pensa-se que este coeficiente de segurança reporta a uma diminuição na resistência do betão quando está sob a actuação de cargas permanentes de longa duração. Como se pode observar este coeficiente aumenta a resistência mínima, proporcionando uma margem de segurança na estrutura no momento da aplicação do pré-esforço. No capítulo 2 aborda-se este tema, afirmando-se que o betão no momento da aplicação da carga concentrada antes dos 28 dias, apresenta uma dada resistência à compressão, $f_{cm,sus}$, sendo esta resistência a resistência mínima do betão para o esticamento do cabo apresentada nos cálculos acima. Nos instantes imediatamente a seguir ao momento de aplicação, por efeito da carga concentrada permanente de longa duração, a resistência à compressão diminui até uma resistência mínima, $f_{cm,sus,min}$, durante um tempo crítico denominado no capítulo 2, sendo esta resistência correspondente ao valor apresentado nos cálculos acima sem a multiplicação do coeficiente de 1,15. Quando se calcula a resistência mínima de compressão que o betão deve ter, tendo em conta o valor da força concentrada de pré-esforço que se pretende instalar na zona de ancoragem, deve-se multiplicar essa resistência mínima obtida pelo respectivo factor de segurança, de modo a conhecer a verdadeira resistência que o betão deve ter quando se aplica o pré-esforço, porque sabe-se que esta decresce nos momentos iniciais (um dia ou dois) e aumentando de seguida para a sua resistência normal. Muitos dos problemas que ocorrem nas zonas de ancoragem devem-se a este assunto, podendo levar à rotura da estrutura

Para a quantificação deste coeficiente, usando as equações 2.22, 2.23, 2.24 do capítulo 2, sabe-se que o valor médio da resistência à compressão, f_{cm} , do betão da classe de resistência C35/45 é de 43 MPa e começando por admitir a aplicação do pré-esforço à idade, t_0 , de 6 dias obtém-se inicialmente, para esta data, um $f_{cm,sus}$, correspondente a 32 MPa. Nos instantes imediatamente a seguir ao carregamento, durante um período crítico quase de um dia, este valor decresce até um valor mínimo, $f_{cm,sus,min}$, de 28 MPa. Efectuando a razão entre os números anteriores (ou seja, 32/28) obtém-se um valor de 1,14, justificando assim a atribuição do valor de 1,15 como coeficiente de segurança. A equipa projectista deve ter considerado a idade de aplicação de pré-esforço, t_0 , aos 7 dias para dar 1,15.

Outra incerteza, observando os diversos passos dos cálculos apresentados acima, é perceptível na questão controversa do confinamento do betão com a armadura disposta em hélice, referida nos capítulos anteriores. Em projecto há a tendência de se considerar as características do betão confinado ampliada a toda a extensão da área homotética A_{c1} , mas no entanto, o betão encontra-se rigorosamente confinado no interior da armadura disposta em hélice. Perante esta dificuldade na conjugação do betão confinado com as respectivas áreas de cálculo, aplica-se a solução determinada anteriormente referente à semelhança de comportamento das peças de betão com hélice e a das peças de betão com placa de

carregamento circular, ou seja, utilizando a mesma peça, desprezando o confinamento do betão, nomeadamente, sem utilizar a armadura disposta em hélice, com a substituição da placa circular de carregamento em uso para uma outra placa de forma circular com diâmetro igual ao da armadura em hélice, de forma a originar o mesmo efeito na peça, bem como o comportamento desta. Apresenta-se em baixo a reformulação dos cálculos anteriores, com esta nova simplificação, de modo a mostrar as alterações que acarreta. Na Figura 6.2 mostram-se as novas condições de carregamento equivalente, em que a área de cálculo A_{C0} corresponde à área da hélice e a área de cálculo A_{C1} corresponde a toda a extensão da área de influência da ancoragem.

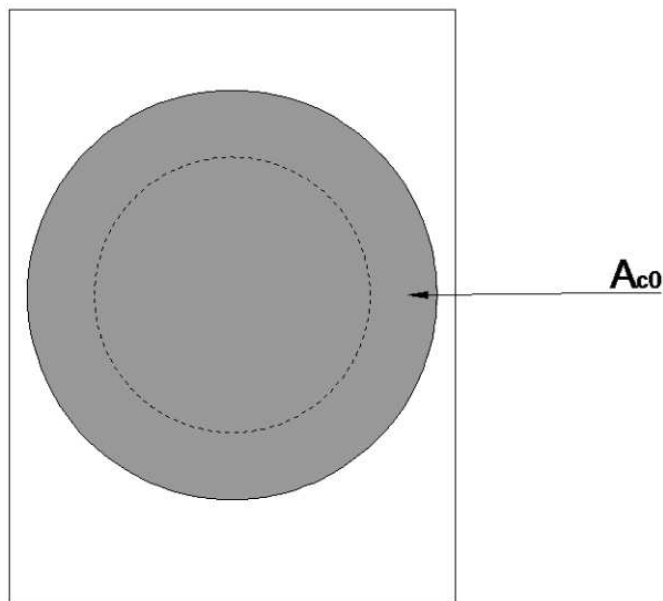


Fig.6.2. – Representação dos novos limites da área de cálculo A_{C0}

Então de acordo com o CEB-MC90, faz-se a seguinte verificação:

- Betão C35/45 $\rightarrow f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$;
- Aço A500 $\rightarrow f_{syd} = 435 \text{ MPa}$;
- Placa circular - $A_{C0} \rightarrow \varnothing 0,550 \rightarrow A_0 = 2375,83 \text{ cm}^2$;
- Área $A_{C1} \rightarrow 60 \times 80 \rightarrow A_1 = 4800 \text{ cm}^2$;
- $\eta = (A_{C1}/A_{C0})^{1/2} = 1,42$;
- Pressão $p_{Rdu}/\eta \rightarrow f_{cd} = 23,05 \text{ MPa}$;
- Resistência mínima do betão para esticamento do cabo:
 $f/f_{cd} = 23,05 / 23,33 = 0,99$
 100 % da resistência característica.

A diferença nos resultados é evidente nos itens anteriores, demonstrando as divergências de comportamento estrutural que a simples ponderação das condições da zona estrutural pode condicionar. A grande alteração consiste na resistência mínima para esticamento do cabo, indicando que, anteriormente, se aplica o pré-esforço sem que o betão atinja a maturidade necessária, em que

neste caso corresponde praticamente a 100 % da resistência característica do betão em causa. Pode-se já concluir que o betão tem de ser aplicado aos 28 dias.

Contudo, é fundamental efectuar a estimativa do coeficiente de segurança para ter em conta a redução da resistência do betão nos inícios do carregamento devido ao efeito de carga elevada de longa duração, de modo idêntico aos cálculos anteriores. Sabe-se que a classe de resistência do betão é, segundo Eurocódigo 2, da classe C35/45 e admitindo inicialmente como data de carregamento, t_0 , aos 6 dias, obtém-se evidentemente os mesmos valores de $f_{cm,sus}$ e $f_{cm,sus,min}$. No entanto, para aguentar de forma eficiente a carga imposta, o betão necessita de obter uma resistência média de compressão, f_{cm} , de 42,6 MPa no instante em que atinge o $f_{cm,sus,min}$ devido ao carácter permanente da carga de valor elevado. Reparando nos valores obtidos anteriormente conclui-se que para a classe de resistência do betão e data de carregamento em consideração, o betão não atinge a maturidade necessária para aguentar a carga de pré-esforço imposta. Portanto, têm-se de retardar a aplicação do pré-esforço e após várias tentativas até aos 28 dias, continua sempre a obter-se um $f_{cm,sus,min}$ inferior ao $f_{cm}(t)$ necessário.

Para ser possível a aplicação desta carga têm de se aumentar à classe de resistência do betão e aos 28 dias apenas é praticável com a classe C50/60. À medida que se vai aumentando à classe pode-se antecipar a data de aplicação do pré-esforço. Conclui-se que as características do betão considerado não são suficientes para satisfazer o comportamento estrutural que a carga dimensionada impõe.

Demonstra-se uma vez mais como este tema, da ponderação do betão que está confinado e o betão não confinado, é ainda um assunto polémico em termos de prática, podendo alterar todo o processo de dimensionamento. Este estudo veio contribuir decididamente para a sua clarificação, ajudando a que se possam cometer menos erros na prática corrente de engenharia.

7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE DESENVOLVIMENTO FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

No decorrer do presente trabalho é possível constatar que, apesar de ser um tema relativamente recente, o tema é muito vasto devido à grande variedade de aplicação do pré-esforço nas zonas de ancoragem, dependendo do tipo de secção do elemento estrutural, do tipo e disposição da armadura para o reforço estrutural, pois cada projecto possui particularidades.

Os cálculos apresentados do Capítulo 3 e os ensaios descritos do Capítulo 5 dão a conhecer o comportamento das estruturas em estudo quando sujeitas a forças concentradas, para vários casos distintos, verificando-se a forma como resistem e absorvem os esforços de tracções transversais, originados pela respectiva força concentrada, e como realizam a acção de confinamento. As armaduras não conseguem efectuar as duas funções em simultâneo, verificando-se que a armadura disposta em hélice, ou espiral, é mais importante na acção de confinamento, ou cintagem, e que a armadura transversal disposta em estribos é mais importante na absorção e resistência dos esforços de tracção transversais.

Observa-se que o confinamento em elementos estruturais de betão armado e pré-esforçado pode ocasionar acréscimos significativos na resistência à compressão, bem como na deformação última do betão, alterando o comportamento estrutural. Nos Capítulos 3 e 4 verifica-se que a armadura disposta em hélice é muito mais eficiente no efeito do confinamento relativamente à armadura transversal disposta em estribos. A hélice apresenta uma forma e configuração que propiciam um confinamento mais intenso e elevado, proporcionando um ganho superior na resistência à compressão. O arranjo da armadura transversal disposta em estribos não é muito favorável na acção de confinamento, necessitando duma maior taxa de armadura para praticar um confinamento idêntico ao da hélice. Portanto, é recomendável o uso da hélice junto dos cabos de pré-esforço de zonas de ancoragem, de modo a permitir a aplicação de forças de pré-esforço superiores devido ao ganho de resistência à compressão e diminuir o risco de rotura por esmagamento do betão na zona de contacto do órgão de aplicação de carga, com o auxílio da armadura transversal disposta em estribos para resistir aos esforços de tracção transversais gerados pela força concentrada dos cabos de pré-esforço.

No Capítulo 5 debate-se a questão sobre a uniformidade das características de resistência do betão dentro e fora da hélice, dado que, a legislação em vigor como o Eurocódigo 2 e Modelo Código 90 fornecem informação insuficiente neste domínio. Como a hélice proporciona um melhor confinamento, consequentemente, o betão no seu interior apresenta um ganho maior na resistência à compressão em comparação com o betão exterior, sendo incorrecto considerar as características do

betão confinado, obtidas pela hélice, a toda a extensão da área da secção transversal do elemento estrutural. Com os ensaios realizados e a análise e discussão dos respectivos resultados, conclui-se que um elemento estrutural com hélice carregado com uma carga concentrada apresenta o mesmo comportamento de um elemento estrutural sem hélice carregado com carga concentrada aplicada numa placa circular de diâmetro igual ao da hélice. O betão no interior da hélice, com melhores características de resistência de compressão, funciona como uma placa circular, carregando o betão subjacente. Esta é uma alternativa e simplificação bastante viável, quando se está perante estas condições, permitindo obter facilmente o valor limite máximo da carga concentrada de pré-esforço, bem como o respectivo dimensionamento da armadura transversal. Na prática da engenharia comete-se este erro frequentemente, como se apresenta no Capítulo 6 um exemplo de aplicação de um projecto corrente, que a carga concentrada não é bem dimensionada tendo em conta este aspecto.

7.2. SUGESTÕES DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No presente trabalho pretende-se sintetizar o estado de arte, analisar o comportamento dos elementos estruturais de betão durante a actuação da carga concentrada, o confinamento do betão e conjugá-los em diversos exemplos práticos.

Face à complexidade que envolve todo o processo de dimensionamento de zonas de ancoragem de cabos de pré-esforço, não se teve em conta o espaço vazio no interior do elemento de betão junto da zona de carregamento do pré-esforço, devido à existência da bainha. Acredita-se que este espaço vazio com a diminuição da quantidade de betão possa alterar o comportamento resistente. Havendo menos betão a resistir, esta zona torna-se mais débil e menos resistente, e a força concentrada dimensionada, do pré-esforço a instalar pode ser elevada demais. Daí decorre a necessidade de se conhecer o comportamento dos elementos estruturais tendo em atenção ao espaço vazio no interior do betão, referente à bainha, tentar procurar entender a alteração nos mecanismos de confinamento e de resistência aos esforços de tracção transversais, de maneira a quantificar, de forma eficaz, a capacidade resistente do betão confinado e respectiva ductilidade.

BIBLIOGRAFIA

- [1] http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Betao_armado_II/downloads/13%20Pre-esforco-introducao-print.pdf. Último acesso em 05/2010.
- [2] <http://pt.wikipedia.org/wiki/LVDT>. Último acesso em 06/2010.
- [3] <http://www.freyssibar.com/intranet/freyssibar.nsf/web/indexpt.html>. Último acesso em 05/2010.
- [4] http://www.engenhariacivil.com/cat/estruturas_documentacao. Último acesso em 06/2010.
- [5] Conteúdos Pré-esforço, Capítulo 5. *Dimensionamento de Zonas de Elementos Sujeitas a Forças Concentradas – Zona de Amarração do Cabos*. FEUP, 2010.
- [6] Hirt, M., Radic, J, Mandic, A. *Codes in Structural Engineering*. Developments and Needs for International Practice (Lecointre D., Calgaro J.A), May 3-5,2010, Croatia, p 943 a 958, Editors, Dubrovnik.
- [7] EN 1992-1-1: 2004- Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: regras gerais e regras para edifícios.
- [8] Fib Structural concrete. *Textbook on behaviour, design and performance*. Update Knowledge of the CEB/FIP 1990. Committee Euro-International du Beton. v.1. 1999.
- [9] Guerrante, I. *Confinamento em pilares de concreto de elevado desempenho por armadura transversal*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, 2006.
- [10] Carrazedo, R. *Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de confinamento por encamisamento com compósitos de fibra de carbono*. Dissertação de Mestrado, Universidade São Paulo, 2002.

ANEXOS

05-Abr-10

	massa volúmica	Referência kg/m ³
Cimento (CEM I 42,5 R)	3010	400
Fíler calcário Comital)	2680	180
Superplastificante (Viscocrete 3006)	1080	6,00
Brita	2680	840
Fibras (Zp 305)	7850	0
Areia fina	2630	395,00
Areia média	2620	395,00
Água 1 (1/4 água total)		40,00
Água 2 (restante)		120,00
Sp/p (%)		1,03%

T50 (sec.)		2,21
d1		770
d2		725
Dflow (mm)		747,5
Tfunnel (sec)		13,17
H2		94
H1		75,5
H1/H2		0,8031915

