

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO CORTE DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Estudo e comparação da aplicação de diferentes
regulamentos

JORGE NUNO BARBOSA RIBEIRINHO SOARES

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

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

Co-Orientador: Eng. Jorge Amorim Nunes da Silva

SETEMBRO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

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 - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

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.

Ao Avô Soares

Os grandes Navegadores devem a sua reputação aos temporais e tempestades
Epicuro

AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar o meu mais profundo reconhecimento a todos os que me auxiliaram na realização desta dissertação, pela sua disponibilidade, dedicação e compreensão, bem como aqueles que sempre me acompanharam ao longo da minha formação académica, no entanto não posso deixar de particularizar alguns agradecimentos especiais:

- Ao meu Orientador, Professor Nelson Vila Pouca, grande responsável pelo meu interesse nas Estruturas de Engenharia Civil, a quem quero agradecer o contributo para a realização desta dissertação em ambiente empresarial, pelos desafios que me colocou, pelo empenho com que me acompanhou, pelo apoio que demonstrou e pela ajuda na revisão da dissertação. Queria também agradecer pelos mais diversos ensinamentos partilhados, pelos assuntos debatidos e pela orientação enquanto Professor e enquanto Pessoa.
- Ao meu Co-orientador, Eng. Nunes da Silva, pela oportunidade que me deu ao realizar esta tese, pelas sugestões sempre oportunas, pelos conselhos nos assuntos a tratar, pela ajuda na revisão desta dissertação e pelo apoio incondicional nos momentos decisivos.
- Ao Eng. João Maria Sobreira, um agradecimento especial pela disponibilidade na explicação dos modelos, pela oportunidade que me deu ao realizar esta tese, pelo conhecimento partilhado que em muito contribuiu para a realização desta tese e certamente irá contribuir para a minha vida profissional, pelas discussões sobre o Projecto e sobre Engenharia, pela ajuda na revisão da dissertação, pelo empenho no meu acompanhamento e por todo o apoio que sempre demonstrou.
- A toda a equipa do GOP pela ajuda na integração, pelas condições que me proporcionaram, pelo companheirismo, pelas sugestões dadas e pelos ensinamentos partilhados.
- A todos os meus colegas pela camaradagem ao longo destes anos e pelas sugestões dadas na realização desta tese, em especial aos meus amigos Flávio, António, Anita e Zé Mário por tudo o que passámos ao longo destes anos, pela ajuda na revisão da dissertação, pelas sugestões e assuntos discutidos e pelo apoio que demonstraram.
- À família She-Si pelo apoio prestado, pelo conhecimento transmitido, pelas oportunidades que me proporcionaram e pela compreensão durante a realização desta dissertação.
- À Patrícia, pela sua dedicação, pela paciência e compreensão, pelo conhecimento partilhado, pelo apoio que sempre demonstrou e por estar sempre presente apesar da minha ausência.
- Aos meus pais e irmã pelas condições que me proporcionaram, pela paciência e compreensão, e pelo apoio prestado.
- A toda a minha família pela ajuda incondicional, pelas oportunidades que me proporcionaram, pela amizade, apoio que me deram e por terem sido sempre família.
- À memória do meu Avô que muito cedo me despertou para a Engenharia Civil, pela inspiração e exemplo sempre presentes.

RESUMO

O Betão Armado é um material com um comportamento particular dada a sua heterogenidade. Este comportamento em Estado Limite Último tem sido investigado ao longo dos anos, processo que permite que os resultados obtidos por diferentes modelos sejam cada vez mais próximos da realidade. Um dos tipos de rotura do Betão Armado é a dada por Corte uma vez que se trata de uma rotura frágil, na maioria dos casos. Neste trabalho foram focadas as roturas relativas ao Esforço Transverso e Punçoamento.

Este trabalho foi realizado em ambiente empresarial e os seus objectivos visam servir os interesses do Gabinete. Foram objectivos deste trabalho o estudo da regulamentação relativamente aos assuntos referidos assim como a criação de uma ferramenta de cálculo que permita a aplicação destes conhecimentos em ambiente de projecto. Posteriormente foram também incluídos nesta análise alguns modelos publicados por Araújo Sobreira.

De forma a atingir estes objectivos optou-se por realizar uma pesquisa bibliográfica no sentido de apurar o Estado da Arte actual e a sua evolução desde as primeiras abordagens científicas para fundamentar a análise e discussão dos códigos que foram propostos e permitir acrescentar alguns códigos fruto da mesma. Foram também sumariados alguns conceitos chave para a compreensão e interpretação da rotura por Esforço Transverso e Punçoamento.

Os códigos abordados neste trabalho foram o REBAP (1983), Eurocódigo 2 (2010), ACI (2008), DIN (2008), BS (1997), EHE (2008), NBR (2004) e o MC10 (2010) tendo sido também integrado neste trabalho os modelos de Esforço Transverso e Punçoamento de Araújo Sobreira. Estes métodos foram descritos de forma a facilitar a consulta e aplicação por parte dos leitores, não dispensando porém a consulta e estudos dos códigos.

A análise dos diferentes códigos foi complementada com a realização da ferramenta informática proposta e a respectiva validação. A ferramenta foi desenvolvida em Excel com recurso ao Visual Basic e permite fazer a verificação da segurança em secções individuais ao Esforço Transverso e em pilares ao Punçoamento, segundo os códigos referidos.

Com o recurso à ferramenta informática foram realizadas comparações entre os diversos códigos através de casos simples para perceber a influência dos diversos parâmetros considerados em cada um, para compreender melhor a abordagem destes assuntos nos diferentes países e para poder aferir o estado actual dos conhecimentos.

Em paralelo com este processo foram estudados os modelos propostos pelo Gabinete de forma a poderem ser também comparados o que permitiu aferir o seu grau de conservadorismo em relação à tecnologia actual e também realizar algumas correcções, nomeadamente no modelo de Esforço Transverso.

PALAVRAS-CHAVE: Betão Armado, Estados Limites Últimos, Esforço Transverso, Punçoamento, Regulamentação.

ABSTRACT

The Reinforced Concrete is a material with a particular behaviour because of its heterogeneity. This behaviour in Ultimate Limit States has been investigated over the years through a process that allows the results obtained by different models to be increasingly close to reality. One of the types of ruptures of reinforced concrete is the failure by Shear because, in most cases, it is a brittle fracture. This thesis focuses on Shear by Lateral Force and by Punching.

The objectives of this thesis are to study the existing codes on this theme and create a calculation tool that allows the application of this knowledge in a project environment. This thesis was performed in a business environment so the development of this work also aims to achieve the interest of the office in question. Besides the analysis of the existing codes, later on it was also included the analysis of models published by Araújo Sobreira.

In order to achieve these objectives it was decided to conduct a literature research to determine the current State of the Art and its evolution, since the first scientific approaches, to support the analysis and discussion of the codes that were proposed. Besides this research there was also included some summarized key concepts for better understanding and interpretation of failure by shear.

The codes discussed in this work were REBAP (1983), Eurocode 2 (2010), ACI (2008), DIN (2008), BS (1997), EHE (2008), NBR (2004) and MC10 (2010). Besides these codes, I introduced the models of Resistance to Shear written by Araújo Sobreira. These methods were described in order to facilitate it's consult and application, however there is still the need to consult and study de approved codes.

The analysis of the different codes was complemented with the development of a software tool and its validation. The tool was developed in Excel with VBA and allows you to check the security of individual sections and shear by punching in columns, according to the codes above.

Through the use of the software tool discussed above, it was possible to make some comparisons between the different codes by applying them all in some simple example cases. This allowed understanding the influence of the various parameters considered in each code, the type of approach considering different countries and the current state of the knowledge on this theme.

In parallel with this process, the Office models were the thesis was developed were studied so that they can also be compared to the other codes, allowing the assessment of the degree of conservatism in relation to current technology and also make some corrections, in this particular shear model.

KEYWORDS: Reinforced Concrete, Ultimate Limit States, Shear, punching shear, codes.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	1
1.2. MOTIVAÇÃO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS	3
2. CORTE EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	5
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	5
2.2. FUNDAMENTOS DE CORTE EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	8
2.2.1. ESFORÇO TRANSVERSO	9
2.2.2. TORÇÃO	10
2.2.3. PUNÇOAMENTO	10
2.3. MODELOS TEÓRICOS – ESFORÇO TRANSVERSO	13
2.3.1. MODELO DE TRELIÇA DE MÖRSCH	13
2.3.2. KUPFER	14
2.3.3. KANI	14
2.3.4. COLLINS E VECCHIO	14
2.4. MODELOS TEÓRICOS – PUNÇOAMENTO	15
2.4.1. KINNUNEN E NYLANDER	15
2.4.2. MOE	16
2.4.3. MUTTONI	17
3. VERIFICAÇÃO AO CORTE – MODELOS E ASPECTOS REGULAMENTARES	19
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	19
3.2. ESFORÇO TRANSVERSO	20
3.2.1. MODELO DE ARAÚJO SOBREIRA	20
3.2.2. MODEL CODE 2010	27
3.2.3. REBAP (1983)	29
3.2.4. EC2 (2010)	30
3.2.5. ACI 318 (2008)	32

3.2.6. DIN 1045 (2008)	34
3.2.7. BS 8110 (1997)	34
3.2.8. EHE (2008)	36
3.2.9. NBR 6118 (2004)	37
3.3. PUNÇOAMENTO	39
3.3.1. MODELO DE ARAÚJO SOBREIRA	39
3.3.2. MODEL CODE 2010	46
3.3.3. REBAP (1983)	48
3.3.4. EC2 (2010)	50
3.3.5. ACI 318 (2008)	53
3.3.6. DIN 1045 (2008)	55
3.3.7. BS 8110 (1997)	56
3.3.8. EHE (2008)	58
3.3.9. NBR 6118 (2004)	59
4. FERRAMENTA DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO AO CORTE SEGUNDO DIFERENTES REGULAMENTOS	61
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	61
4.2. DESENVOLVIMENTO DA FERRAMENTA	62
4.2.1. LINGUAGEM	62
4.2.2. ESTRUTURA GERAL	63
4.2.2.1. ESFORÇO TRANSVERSO	63
4.2.2.2. PUNÇOAMENTO	66
4.3. FUNCIONAMENTO	68
4.3.1. ESFORÇO TRANSVERSO	69
4.3.2. PUNÇOAMENTO	73
4.4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	76
4.4.1. RIB2011.BA.ETRANSVERSO	76
4.4.2. RIB2011.BA.PUNÇOAMENTO	79
5. ANÁLISE COMPARATIVA DOS DIFERENTES REGULAMENTOS E MODELOS ESTUDADOS	81
5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	81
5.2. ESFORÇO TRANSVERSO	82
5.2.1. LIMITES DE RESISTÊNCIA	82

5.2.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ALMA NA RESISTÊNCIA.....	84
5.2.3. ARMADURA LONGITUDINAL	86
5.2.3. INFLUÊNCIA DO TIRANTE DE BETÃO NA RESISTÊNCIA GLOBAL	87
5.2.4. INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA TRANSVERSAL.....	89
5.2.5. COMPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO TIRANTE DE BETÃO COM OS RESTANTES REGULAMENTOS.....	92
5.3. PUNÇOAMENTO	93
5.3.1 ANÁLISE DOS LIMITES DE RESISTÊNCIA E DO CONE DE PUNÇOAMENTO	93
5.3.2 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA LAJE NA RESISTÊNCIA SEM ARMADURA DE PUNÇOAMENTO	96
5.3.3 ESTUDO DE CASOS TEÓRICO-PRÁTICOS	97
5.3.4 AVALIAÇÃO DE ALTURAS MÍNIMAS EM SAPATAS.....	101
6. CONCLUSÕES.....	103
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	103
6.1.1. ESFORÇO TRANSVERSO.....	103
6.1.2. PUNÇOAMENTO.....	108
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	112
6.2.1. FERRAMENTA INFORMÁTICA.....	112
6.2.2. ANÁLISE REGULAMENTAR	112
6.2.3. INVESTIGAÇÃO	113
BIBLIOGRAFIA.....	115
ANEXOS	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1 – Ensaio de carga ao Punçoamento numa estrutura existente (1973)	3
Figura 2. 1–Sistema estrutural de Hennebique (Guandalini, 2005).	5
Figura 2. 2–Esquema estrutural do reforço da laje com o Sistema de Turner (Gasparini, 2002).	6
Figura 2. 3–Shearband System [2]	7
Figura 2. 4 –Tensões numa viga não fendilhada (adaptado de Leonhardt, 1977).	8
Figura 2. 5 – Esquematisação da rotura por Corte em vigas de Betão Armado (Figueiras , 2008).	9
Figura 2. 6–Fendas devido ao momento torsor (Leonhardt, 1977).	10
Figura 2. 7–Evolução das fissuras radiais devido ao punçoamento (Walter, Miehlsbradt,1990).	11
Figura 2. 8–Esquema de treliça de uma viga (Faria, Vila Pouca, 1997).	13
Figura 2. 9–Confrontação do Modelo de Mörsch com resultados experimentais (Faria, Vila Pouca, 1997).	13
Figura 2. 10–Esquema estrutural com “Efeito de Pente” (adaptado de Balázs, 2010).	14
Figura 2. 12 – Esforços de uma viga e respectivo diagrama de extensões (adaptado de Bentz, 2010).	15
Figura 2. 14– Modelo estrutural próximo da rotura (adaptado de Guandalini, 2005).	16
Figura 2. 15–Cálculo da resistência ao punçoamento de elementos sem armadura transversal (adaptado de Muttoni, Ruiz, 2010)	17
Figura 2. 16–3 modos de rotura com armadura de punçoamento (adaptado de Muttoni, Ruiz, 2010)	18
Figura 2. 17–Verificação da segurança em elementos com armadura de punçoamento (adaptado de Muttoni, Ruiz, 2010)	18
Figura 3. 1– Esquema das diagonais cruzadas	21
Figura 3. 2– Esquema da compatibilidade de deformações.	21
Figura 3. 3– biela intersectada por vários tirantes.	22
Figura 3. 4– Área fissurada e diagrama de tensões no tirante transversal de betão (adaptado de Araújo Sobreira, 1980).....	23
Figura 3. 5– Grandezas que influenciam a inclinação das bielas.	23
Figura 3. 6– Largura da escora.....	25
Figura 3. 7– Condições de apoio para considerar a força de corte.....	32
Figura 3. 8– Definição do cone de punçoamento (Araújo Sobreira, 1983).	39
Figura 3. 9– Perímetro de controlo (Araújo Sobreira, 1983).	39
Figura 3. 10– Esquema de Malha genérico (Araújo Sobreira, 1983).	41
Figura 3. 11– Definição das linhas de rotura num pilar interior (Araújo Sobreira, 1983).	42
Figura 3. 12– Esquema de Malha em pilares de Bordo (esq.) e pilares de Canto (dir.) (adaptado de Araújo Sobreira, 1983).	43
Figura 3. 13– Esquema de Malha em lajes sujeitas a cargas concentradas (Araújo Sobreira, 1983).	44
Figura 3. 14– Exemplos de perímetros de controlo em: a) pilar; b) parede; c) limites	46
Figura 3. 15– Perímetro de controlo e altura útil da laje.	48
Figura 3. 16– Perímetro de controlo reduzido (EC2)	51
Figura 3. 17– Disposições da armadura de Punçoamento segundo o EC2.....	53

Figura 3. 18– Disposições da armadura de Punçoamento segundo o ACI 318	55
Figura 3. 19– Coeficiente de excentricidade na DIN 1045-1	55
Figura 3. 20– Perímetro de controlo.....	56
Figura 3. 21– Momento e força de corte de transferência.....	57
Figura 3. 22– Disposições da armadura de Punçoamento segundo a BS 8110.	58
Figura 4. 1– Cronograma do RIB2011.BA.ETransverso	63
Figura 4. 2– Folha “Menu” (RIB2011.BA.Etransverso).....	64
Figura 4. 3– Folha exemplo EC2 (RIB2011.BA.Etransverso).....	64
Figura 4. 4– Folha de Projecto (RIB2011.BA.Etransverso).....	65
Figura 4. 5– Folha de Impressão (RIB2011.BA.Etransverso)	65
Figura 4. 6– Cronograma RIB2011.BA.Punçoamento	66
Figura 4. 7– Folha “Resolução Simultânea” (RIB2011.BA.Punçoamento).....	67
Figura 4. 8– Folha exemplo EC2 (RIB2011.BA.Punçoamento).....	68
Figura 4. 9 – Quadro 2 da folha REBAP.	69
Figura 4. 10– Quadro 3 da folha REBAP.	69
Figura 4. 11– Quadro 2 da folha EC2.	70
Figura 4. 12– Quadro 3 da folha EC2.	70
Figura 4. 13– Quadro 4 da folha EC2.	71
Figura 4. 14– Quadro 3 da folha EHE.	71
Figura 4. 15– Quadros 2 e 3.2 da folha Araújo Sobreira.	72
Figura 4. 16– Organograma geral de uma folha de punçoamento.....	74
Figura 4. 17– Quadro “Geometria” (RIB2011.BA.Punçoamento).....	75
Figura 4. 18– Quadro “Armadura” e quadro “Esforços actuantes” (RIB2011.BA.Punçoamento)	75
Figura 4. 19– Quadro “Capitel” e quadro “Sapatas” (RIB2011.BA.Punçoamento).....	76
Figura 4. 20– Quadro “Novo Projecto”.	76
Figura 4. 21– Quadro “Dados” no REBAP.	77
Figura 4. 22– Quadro “Verificação da Segurança 1” no REBAP.....	77
Figura 4. 23– Dimensionamento de estribos pelo REBAP.....	77
Figura 4. 24– Verificação da segurança final pelo REBAP.	78
Figura 4. 25– Designação da secção.....	78
Figura 4. 26– Folha de Projecto.	78
Figura 4. 27– Quadros de Dados.	79
Figura 4. 28– Quadros de resumo geral.	79
Figura 4. 29– Quadros de Dados de armaduras de reforço ao punçoamento.	79
Figura 4. 30– Quadro resumo do EC2.	80
Figura 4. 31– Dimensionamento de Capitel.	80
Figura 5. 1– Valores de $V_{Rd,máx}$ obtidos nas secções analisadas.....	82
Figura 5. 2– Percentagem de armadura mínima em cada código nas condições do problema.	83

Figura 5. 3– Percentagem de armadura necessária para atingir $V_{Rd,max}$ na secção S1.	83
Figura 5. 4– Quantificação de $V_{Rd,max}$ através da quantidade de armadura mínima.	84
Figura 5. 5– Comparação dos valores de $V_{Rd,c}$ com o aumento da largura da alma (A).....	85
Figura 5. 6– Comparação dos valores de $V_{Rd,c}$ com o aumento da largura da alma (B).....	85
Figura 5. 7– Tensões médias nos estribos em vigas com diversas relações b/b_0 (Leonhardt, 1977).....	86
Figura 5. 8– Esquema, em planta, do tirante de betão.	86
Figura 5. 9– Incrementos de $V_{Rd,c}$ com o aumento da armadura longitudinal.	87
Figura 5. 10– Resistência global ao esforço transverso.	88
Figura 5. 11– Variação de V_{Rd} com a percentagem de armadura transversal na secção $0.20 \times 0.40 \text{ m}^2$	90
Figura 5. 12– Distribuição da resistência em $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,s}$ na secção 0.35×0.70 com $\rho_w = 0.125\%$	91
Figura 5. 13– Resistência do betão ao punçoamento no pilar P_3	94
Figura 5. 14– Percentagens de $V_{Rd,c}$ em relação a $V_{Rd,max}$ no pilar P_3	95
Figura 5. 15– N° de estribos necessários para atingir $V_{Rd,max}$ no pilar P_3	95
Figura 5. 16– Comparação da resistência $V_{Rd,c}$ dos diversos códigos no caso 1.	99
Figura 5. 17– Comparação da resistência $V_{Rd,c}$ dos diversos códigos no caso 2.	100
Figura 5. 18– Comparação das alturas de sapata tendo em conta diferentes pressões do terreno.	101

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3. 1– Equações referentes aos níveis de aproximação	28
Quadro 3. 2– Momentos distribuídos	45
Quadro 5. 1– Relação entre as resistências globais dos diversos métodos e a resistência do EC2.	88
Quadro 5. 2– Resistência do tirante de betão.....	92
Quadro 5. 3– Tabela com o quociente entre V_{Rd} de cada regulamento sobre V_{Rd} do EC2 variando a espessura da laje.	96
Quadro 5. 4– Resultados do Caso 1.....	98
Quadro 5. 5– Resultados do Caso 2.....	99
Quadro 6. 1– Parâmetros que influenciam a resistência ao Esforço Transverso.....	104
Quadro 6. 2– Resumo dos métodos menos conservativos em cada caso.	108
Quadro 6. 3– Parâmetros que influenciam a resistência ao Punçoamento.	108
Quadro 6. 4– Resumo dos métodos menos conservativos em cada caso.	112

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A – Área [m^2]

A_{cr} – Área fissurada que envolve os tirantes de aço [m^2]

A_g – Área da secção de betão [m^2]

A_p – Área de armadura de pré-esforço [m^2]

A_{sw} – Área de armadura transversal [m^2]

E – Módulo de elasticidade [kPa]

F_a – Força exercida na armadura longitudinal [kN]

F_c – Força de compressão no betão [kN] ou Resistência do Betão [kN]

F_s – Força no tirante de aço [kN]

F_{sw} – Força no estribo [kN]

I_x – Momento de Inércia [m^4]

l – Comprimento do vão da laje [m]

M_{Ed} - Valor de cálculo do momento flector actuante [kNm]

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço axial actuante [kN]

N_u – Carga axial normal à secção transversal [kN]

S_x – Momento Estático [m^3]

V_b – Esforço resistente de cálculo do reforço com barras inclinadas (BS) [kN]

V_c – Resistência nominal ao corte proporcionada pelo betão [kN]

V_{ccd} – Valor de cálculo da componente de esforço transverso da força de compressão, no caso de um banzo inclinado [kN]

V_{cd} – Termo corrector da treliça de Mörsh [kN] ou participação do betão na resistência [kN]

V_{cnRd} – Resistência de cálculo do tirante de betão não reforçado [kN]

V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço transverso actuante [kN]

V_n – Resistência nominal ao corte [kN]

V_{Rd} – Força resistente de cálculo [kN]

$V_{Rd,c}$ – Valor de cálculo do Esforço Transverso/ Punçoamento Resistente (betão) [kN]

$V_{Rd,int}$ – Esforço resistente do integrity reinforcement [kN]

$V_{Rd,s}$ – Valor de cálculo do Esforço Transverso/ Punçoamento Resistente (tirante) [kN]

V_s – Resistência nominal ao corte proporcionada pela armadura de reforço [kN]

V_{sd} – Valor de cálculo do esforço transverso actuante [kN]

V_{td} – Valor de cálculo da componente de esforço transverso da força na armadura de tracção, no caso de um banzo inclinado [kN]

V_u – Força majorada de corte na secção [kN]

V_w – Resistência das armaduras ao esforço transverso [kN]

V_y – Esforço transverso actuante na peça [kN]

a – Distância da carga concentrada até ao extremo da peça [m]

b – Largura da peça [m]

b_0 – Perímetro de controlo (ACI) [m]

b_{ap} – Largura da escora num apoio de extremidade [m]

b_w – Largura efectiva da peça [m]

d – Altura útil da peça [m]

d_g – diâmetro do maior agregado [mm]

e – excentricidade [m]

f_{ck} – Resistência característica do betão à compressão [kPa]

f_{ctd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção simples [kPa]

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

f_{yk} – Resistência característica do aço à tracção [kPa]

f_{ywd} – Tensão de cedência de cálculo da armadura transversal [kPa]

h – altura total da secção [m]

m_{Rd} – momento resistente de cálculo médio por unidade de comprimento [kNm/m]

m_{Sd} – momento actuante de cálculo médio por unidade de comprimento [kNm/m]

p – carga uniformemente distribuída na peça [kN/m]

r_s – distância entre o centro do pilar e o ponto de momento radial nulo [m]

s – espaçamento entre bielas [m]

s_w – Espaçamento entre armaduras [m]

u – Perímetro de controlo [m]

v – Esforço transverso de cálculo na secção transversal (BS) [kPa]

v'_c – Esforço transverso de cálculo no betão, corrigido para esforços axiais (BS) [kPa]

v_c – Esforço transverso de cálculo no betão (BS) [kPa]

v_{Sd} – Valor de cálculo da tensão de corte actuante [kPa]

z – Braço do binário das forças interiores [m]

α – Inclinação que o tirante de aço faz com o eixo da viga [°]

α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido

β – Inclinação que a escora faz com o eixo da viga no modelos de Araújo Sobreira [º]
 γ_c – Coeficiente parcial relativo ao betão
 γ_s – Coeficiente parcial relativo ao aço
 ΔF_{td} – Força de tracção adicional na armadura longitudinal devida ao esforço transversal [kN]
 ε_{su} – Extensão última do aço à tracção [adimensional]
 ε_x – extensão da peça a metade da altura do elemento [adimensional]
 Θ – Inclinação das bielas relativamente ao eixo da viga [º]
 ρ_l – Quantidade de armadura longitudinal [adimensional]
 σ_b – Resistência de cálculo do betão à compressão [kPa]
 σ_{bt} – Resistência de cálculo do betão à tracção simples [kPa]
 σ_{cp} – tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço [kPa]
 σ_{sw} – Resistência de cálculo do aço à tracção [kPa]
 τ – Tensões de Corte [MPa]
 $\emptyset$ – diâmetro dos varões

ACI - American Concrete Institute
CEB - Comissão Europeia do Betão
CSCT - Critical Shear Crack Theory
EC2 – Eurocódigo 2
ELU – Estado Limite Último
EUA – Estados Unidos da América
FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FIB - Fédération Internationale du Béton
FIP - Fédération International de la Précontrainte
GOP – Gabinete de Organização e Projectos
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MC10 – Model Code 2010
MCFT - Modified Compression Field Theory
PCA – Portland Cement Association
REBA – Regulamento de Betão Armado
REBAP - Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado
VB – Visual Basic
VBA – Visual Basic for Applications

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

O betão é um material utilizado na construção civil há milhares de anos, sendo em primeiro lugar utilizado na construção de pavimentos através da mistura de argila, areia, cascalho e água. Os primeiros vestígios da utilização deste material datam de cerca de 5600 a.C. segundo Stanley (1982).

As Civilizações Antigas (Egípcia, Mesopotâmica, Persa, Fenícia, entre outras) utilizavam o betão em fundações, pavimentos e paredes, no entanto foi a Civilização Romana que teve a iniciativa de explorar este material como elemento estrutural sendo utilizando tanto em Edifícios como em Obras de Engenharia. Um exemplo destes edifícios é o Panteon em Roma realizado no séc.II a.C. (Appleton J., 2011).

Em 1824 foi criada a primeira patente de cimento Portland apresentado por Joseph Aspdin, a partir daí o betão passou a ter uma maior aplicação na construção civil sendo Joseph Monier um dos principais pioneiros da utilização do Betão Armado com as suas patentes para casas, tubagens e pontes em arco nas décadas de 60 e 70 do séc. XIX (Appleton J., 2011).

No final do séc. XIX F. Hennebique criou um sistema estrutural em Betão Armado introduzindo estribos verticais em vigas. Este tipo de solução para resolver os problemas de Corte permitiu a construção de edifícios com lajes de betão apoiadas em vigas e pilares. Foi a partir desta abordagem que na primeira década do séc. XX surge o modelo de treliça proposto por Mörsch, as soluções estruturais com capitéis e as primeiras lajes fungiformes. É também nesta época que é elaborado em França o 1º Regulamento de Betão Armado de que há registo, que foi traduzido para português com o título: "As Instruções Francesas para o Formigão Armado". Paralelamente foi criada nos Estados Unidos da América a Association of Cement Users actualmente designada por American Concrete Institute (ACI).

Em 1922 é criada em Portugal a primeira disciplina de Betão Armado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) leccionada pelo Professor Theotonio Rodrigues e na década seguinte é publicado o "Regulamento de Betão Armado". É também por esta altura que se publicam os primeiros ensaios de Punçoamento por C. Bach e O. Graf. (Guandalini, 2005).

Nos anos 40 realiza-se a primeira tese de Doutoramento em Portugal neste domínio pelo Professor Joaquim Sarmiento na FEUP e é criado o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Nos anos 50 formaram-se a Fédération International de la Précontrainte (FIP) e a Comissão Europeia do Betão (CEB) que no final deste séc. se fundiram formando a Fédération Internationale du Béton (FIB) (Appleton J., 2011).

É durante os anos 60 que o Betão Armado atinge o seu esplendor em Portugal enquanto elemento estrutural com a construção da Ponte Arrábida projectada pelo Professor Edgar Cardoso com a colaboração do Eng. Araújo Sobreira sócio fundador do Gabinete de Organização e Projectos (GOP). É também nesta década que decorre o primeiro programa de construção de grandes barragens em Portugal e é actualizado o regulamento de betão armado (REBA) no qual se abordam as análises relativas aos estados limites.

Na década de 70 é formalmente constituído o GOP quando o Eng. Araújo Sobreira oferece sociedade ao seu filho Eng. João Maria Sobreira. Em paralelo com a actividade de projectista o Eng. Araújo Sobreira com a colaboração do Eng. João Maria Sobreira elaboraram uma colectânea de estudos relativos ao comportamento do Betão Armado nos quais se enquadram os fenómenos de rotura por esforço transversal e punçoamento.

Nos anos 80, é publicado o mais recente regulamento português de Betão Armado o REBAP, regulamento que irá ser substituído definitivamente em 2012 pelo Eurocódigo.

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O corte no betão armado é um assunto que é alvo de estudo e discussão desde finais do séc. XIX e é uma área do conhecimento que se encontra em constante actualização. Dada a necessidade de actualização e ao aparecimento de novas abordagens a este problema preconizadas pelo primeiro Draft do Mode Code realizado em 2010 foram enquadrados neste estudo os aspectos relativos ao corte por punçoamento em situações de laje e sapatas de betão armado e os aspectos relativos ao corte por esforço transversal em elementos lineares de betão.

Esta dissertação foi realizada em ambiente empresarial, resultante de um protocolo de cooperação realizado em 2011 entre o Mestrado Integrado em Engenharia Civil da FEUP e o GOP com sede no Porto.

Uma vez que num futuro próximo entrará em vigor o regulamento Europeu e devido à necessidade de comparar os métodos de cálculo com instituições de reputação mundial aceites para o projecto na maior parte do globo foi proposto o estudo e aplicação da regulamentação internacional específica à verificação de segurança de problemas concretos de estruturas de betão armado para se poder fazer a comparação da aplicação dos diferentes códigos. Os métodos englobados neste trabalho foram os propostos pelo GOP.

Como foi referido, neste gabinete foram realizados estudos relativamente ao corte em estruturas de betão armado, este estudo foi feito com o recurso a métodos analíticos, através do estudo da regulamentação e alguns ensaios realizados em obra (ver Figura 1.1). Os modelos estudados e comparados foram o modelo de “*Resistência ao Corte do Betão Armado*” de Araújo Sobreira (1980) assim como o modelo de “*Estado Limite Último de Punçoamento*” do mesmo autor (1983), no entanto o modelo de Esforço Transversal foi alvo de uma revisão efectuada durante a realização desta dissertação.



Figura 1. 1 – Ensaio de carga ao Punçoamento numa estrutura existente (1973) [1]

Para facilitar a aplicação deste conhecimento em ambiente de projecto, este trabalho teve ainda como objectivo o desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo que permita a avaliação da segurança relativa ao Corte (Esforço transverso e Punçoamento) efectuada com base nas disposições dos diversos regulamentos estudados. Neste estudo não foram englobados os aspectos relativos às combinações de acções, sendo apenas feita uma breve referência, a estes aspectos uma vez que esta é uma área vasta e que poderia afastar esta dissertação dos seus objectivos. Também não foi englobado, neste estudo, a comparação dos regulamentos relativamente ao punçoamento em sapatas uma vez que a sua discussão implica uma análise particular que se enquadraria numa tese que aborde especificamente este assunto. Assim o presente trabalho centrou-se fundamentalmente no estudo do esforço transverso em vigas e lajes e no estudo do punçoamento em lajes.

1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

De forma a expor o trabalho realizado de acordo com os objectivos propostos, optou-se por organizar a sua estrutura em 6 capítulos e 2 anexos de forma a sistematizar os assuntos tratados.

O capítulo dois surge fruto de uma intensa pesquisa bibliográfica através da qual se procurou enquadrar os fundamentos de Corte no Betão Armado de forma a sintetizar o conhecimento nesta área. Procurou-se também introduzir modelos teóricos com o objectivo de facilitar a compreensão dos modelos de cálculo que dão origem às disposições regulamentares.

Para o capítulo três são descritos os regulamentos e os modelos que foram alvo de comparação nesta dissertação e que estão presentes na ferramenta informática desenvolvida no âmbito deste trabalho. Procurou-se aplicar os regulamentos mais recentes assim como algumas das diferentes interpretações do Corte segundo diversos autores. Encontra-se também enquadrado neste capítulo a descrição dos modelos de Araújo Sobreira, o primeiro Draft do Model Code (2010) assim como a informação necessária à aplicação dos diferentes regulamentos propostos.

O desenvolvimento da ferramenta de cálculo encontra-se exposto no capítulo quatro, no qual são explicados os princípios que levaram à realização da mesma, algumas das suas instruções de funcionamento e exemplos de aplicação, exemplos estes que são completados nos anexos A.1 e A.2.

No capítulo cinco está retratada a análise comparativa entre os regulamentos e os modelos propostos no que diz respeito ao Esforço Transverso e Punçoamento. Os resultados foram obtidos com o recurso à ferramenta de cálculo RIB2011 e são apresentados comentários a cada caso estudado.

Por fim, no capítulo seis são resumidas as conclusões gerais resultantes do trabalho desenvolvido e são enumeradas algumas sugestões para desenvolvimentos futuros.

2

CORTE EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nesta secção são abordados de forma sucinta os fenómenos físicos que envolvem o Corte, nomeadamente os modos de rotura e os mecanismos resistentes do Betão Armado no que diz respeito ao esforço transversal, punçoamento e também à torção uma vez que este último é um caso particular da rotura por corte. No entanto a sua descrição não será tão exaustiva uma vez que não é objecto de estudo deste trabalho.

Com o objectivo de compreender melhor os métodos propostos nos diferentes regulamentos e códigos abordados neste trabalho fez-se uma pesquisa bibliográfica de alguns modelos teóricos. Alguns destes modelos são expostos neste capítulo no entanto não são aprofundados uma vez que a sua comparação não se enquadra nos objectivos desta dissertação.

Nos parágrafos seguintes são referidos os desenvolvimentos no conhecimento do Corte de forma cronológica. Pretende-se enunciar um resumo das contribuições dadas por investigadores, construtores e projectistas nesta área.

1892- F. Hennebique criou um sistema estrutural em betão armado introduzindo estribos verticais nas vigas permitindo a construção de edifícios com lajes de betão apoiados em vigas e pilares (Figura 2.1).

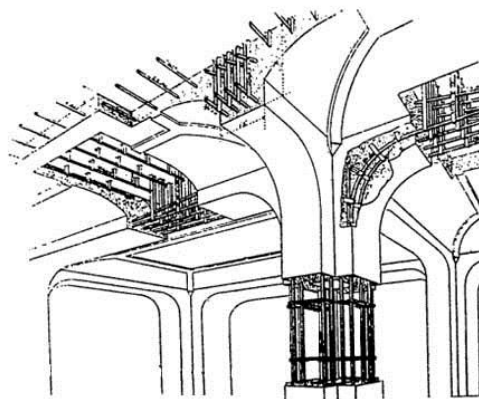


Figura 2. 1–Sistema estrutural de Hennebique (Guandalini, 2005).

1902- Mörsch propôs um modelo de treliça que simula o comportamento de uma viga de betão armado (Averbuch, 1996).

1906- Turner patenteou, nos Estados Unidos da América, aquele que foi o primeiro sistema de apoio de laje sobre capitéis reforçando a laje com armadura nas quatro direcções como se encontra esquematizado na Figura 2.2 (Gasparini, 2002).

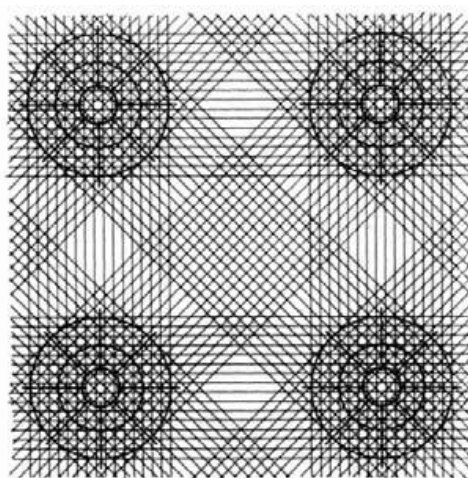


Figura 2. 2–Esquema estrutural do reforço da laje com o Sistema de Turner (Gasparini, 2002).

1908- O investigador, construtor e projectista R. Maillart começou a reforçar as lajes ortogonalmente para distribuir as cargas em todas as direcções. Tal avanço permitiu o desenvolvimento das primeiras lajes fungiformes uma vez que não se recorria a vigas. Para resolver os problemas derivados do punçoamento Maillart aumentou a espessura da laje na zona dos pilares.

1913- Foram feitos os primeiros ensaios de rotura ao corte por punçoamento nos E.U.A. por H.N.Talbot. Estes ensaios permitiram comparar a tensão de corte resultante do punçoamento com a tensão admissível pelo betão (Mirzaei Y., 2006).

1938- Na Alemanha C. Bach e O. Graf realizaram ensaios em lajes carregadas por forças concentradas que permitiram calcular as tensões uniformes de corte e fixar um perímetro de controlo para o cálculo das mesmas (Guandalini, 2005).

1946- C. Forsell e A.Holmberg realizaram uma centena de ensaios na Suécia e estabelecem uma equação para o cálculo da tensão de corte tendo em conta a espessura da laje e fixando o perímetro de controlo a uma distância de metade da altura útil da mesma (Guandalini, 2005).

1956- R. Elster e E.C. Hognestad (E.U.A.) introduziram um parâmetro que permite relacionar a resistência à flexão da laje sobre o pilar e a resistência ao corte por punçoamento determinando assim a armadura longitudinal de reforço (Widianto et al, 2009).

1960- S. Kinnunen e H. Neylander criam, na Suécia, um modelo físico de punçoamento que simula o comportamento real da estrutura, baseado no ângulo de rotação da laje na rotura (Leonhardt et al, 1977).

1961- Nos E.U.A. J. Moe efectuou estudos de lajes com aberturas próximas do cone de punçoamento. Estes estudos permitiram concluir que a resistência ao punçoamento é função da raiz quadrada da resistência à compressão do betão, das dimensões do pilar e da altura útil da laje(Widiano et al, 2009). Este autor fez também estudos referentes a carregamentos assimétricos fazendo a distinção entre pilares de bordo e pilares interiores (Melges, 2001).

1966- Yitzhaki realizou ensaios de elementos com armadura de punçoamento constituída por barras dobradas (Melges, 2001).

1976- Nielsen e Braestrup propuseram um modelo baseado na teoria da plasticidade, assumindo que o betão é um material plástico, o critério de falha é baseado na lei de Coulomb e concluíram que a tensão resistente do betão é inferior à até então considerada (Staller, 2001).

1980- J. Araújo Sobreira publica uma teoria para explicar a discrepância entre os resultados experimentais e os resultados do modelo de Mörsch baseado na compatibilidade de deformações dos elementos concluindo que o equilíbrio é dado existência de um tirante vertical de betão (Araujo Sobreira, 1980).

1982- Shehata realizou ensaios em elementos pré-esforçados ao punçoamento. Este autor propôs em 1985 um novo modelo que aborda o punçoamento composto por bielas comprimidas e tirantes radiais (Staller, 2001).

1983- J. Araújo Sobreira publica, em Portugal, a Teoria do Estado Limite de Rotura de Punçoamento. Esta teoria baseia-se num mecanismo de rotura idêntico ao de esforço transversal e precedido de pela formação de vigas de secção variável em largura apoiando-se nos cones de punçoamento. Esta Teoria permite calcular a resistência ao punçoamento em lajes sujeitas a carregamentos simétricos e assimétricos através do cálculo das excentricidades da resultante das cargas aplicadas no pilar (Araujo Sobreira, 1983).

1987- Bazant e Cao idealizaram um modelo baseado na mecânica da fractura, tendo em conta a dissipação de energia na laje e não um estado limite plástico (Staller, 2001).

1987- Marti e Schlaich propõe um modelo de bielas e tirantes no qual se forma uma malha composta por estes elementos ligados por articulações e dispostos de maneira a simular a direcção as tensões (Averbuch, 1996).

1990- Elgabry e Ghali apresentam uma metodologia de projecto para o reforço da armadura de punçoamento com conectores tipo pino (Staller, 2001).

1994- P. Menétrey propõe uma expressão analítica para determinar a resistência ao punçoamento baseada em simulações numéricas. Este modelo tem em conta um tirante vertical de betão que rompe devido aos campos de tensões de corte que envolvem o pilar (Guandalini, 2005).

1996 – Hallgren modifica o modelo de Kinnunen e Nylander introduzindo um critério baseado na mecânica da fractura (Guandalini, 2005).

2000- Pilakoutas introduz um novo sistema de reforço denominado “Shearband System” que consiste na utilização de “estribos” dobrados criando vários ramos (Figura 2.3) (Trautwein, 2006).



Figura 2. 3–Shearband System [2]

2003- Martinelli criou um programa computacional, baseado numa teoria elastoviscoplastica, que através de elementos finitos tridimensionais determina os esforços de corte que originam o Punçoamento (Martinelli, 2003).

2005- Muttoni e Guandalini propõem um modelo baseado na abertura da fenda crítica e na rotação da laje introduzindo um coeficiente que tem em conta a rugosidade da fenda (Guandalini, 2005).

2010- Ruiz e Muttoni realizam diversos ensaios com diferentes tipos de reforço permitindo identificar os mais eficientes e também fundamentar e completar o modelo proposto em 2005 (Ruiz et al, 2010).

2.2. FUNDAMENTOS DE CORTE EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Um elemento estrutural pode estar sujeito a 4 tipos de esforços externos: esforço axial, esforço transversal, momento flector e momento torsor. No enquadramento do betão armado, estes esforços originam esforços internos na peça que podem diferir caso esta esteja em estado fendilhado ou não fendilhado. Enquanto o elemento se encontra em estado não fendilhado, isto é, desenvolve numa faceta do seu interior tensões normais e tangenciais que variam com a rotação da mesma segundo o círculo de Mohr. Para um dado ângulo as tensões tangenciais são nulas enquanto que as tensões normais são máximas sendo que numa direcção corresponde às tensões de tracção e perpendicularmente a essas tensões de compressão. Estas tensões correspondem às tensões principais de tracção e compressão que são as tensões que segundo Leonhardt (1977) realmente estão instaladas no elemento (ver Figura 2.4), sendo as restantes resultantes do sistema de eixos definido, isto é, são apenas auxiliares de cálculo.

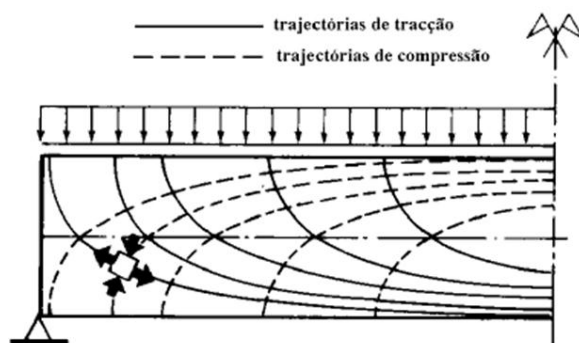


Figura 2. 4 – Tensões numa viga não fendilhada (adaptado de Leonhardt, 1977).

As tensões de corte podem ser quantificadas segundo a equação 2.1.

$$\tau(y) = \frac{V_y S_x}{I_x b}(y) \quad (2.1.)$$

Pode-se então concluir que as tensões tangenciais dependem da geometria da peça e do esforço transversal a que a mesma está sujeita.

Com o aumento dos esforços externos, o valor das tensões principais aumenta até que a tensão principal de tracção atinge o valor da tensão resistente à tracção do betão originando a fissuração na direcção das tensões principais de compressão. Nesta fase, é necessário atender ao estado de fendilhação e a estabilidade do elemento depende da colocação de armadura para resistir a estes esforços.

Para se verificar a segurança é necessário ter em conta o Estado Limite Último da peça, logo é necessário analisar o elemento no estado fendilhado. Quanto aos mecanismos resistentes ao corte, a sua determinação é de quantificação complexa devido ao mecanismo de formação das fendas e à quantificação do atrito que mobilizam assim como a sua contribuição no modelo de resistência global (Faria, Vila Pouca, 1997). Para dar resposta a estes fenómenos têm-se desenvolvido ao longo dos anos diversas teorias baseadas em resultados empíricos ou em métodos analíticos.

2.2.1. ESFORÇO TRANSVERSO

Como foi referido, o esforço transversal tem uma contribuição importante para a rotura por corte assim como na formação de fendas. Geralmente as fendas iniciam-se nas fibras inferiores do betão, são perpendiculares ao eixo da peça quando estas são provocadas por flexão e desenvolvem-se num plano oblíquo ao eixo do elemento devido à acção do esforço transversal segundo Faria e Vila Pouca (1997).

Segundo Figueiras (2008) a rotura por corte em vigas pode ter as designações indicadas na figura 2.5.

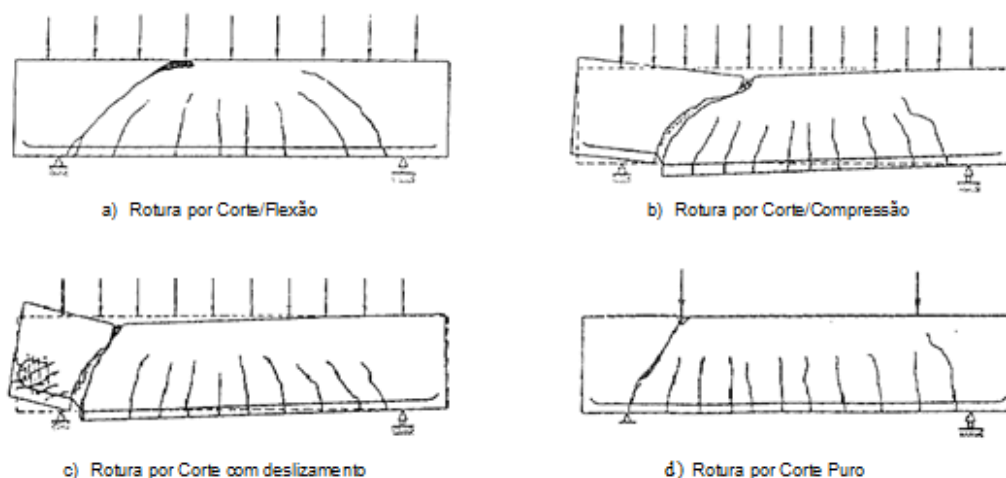


Figura 2. 5 – Esquemática da rotura por Corte em vigas de Betão Armado (Figueiras, 2008).

Quanto ao mecanismo de resistência ao esforço transversal em elementos de betão armado pode-se salientar o efeito de engrenagem nas faces rugosas das fendas que mobiliza o atrito entre as mesmas, o efeito de ferrolho que se desenvolve nas armaduras longitudinais que absorvem o esforço de corte e o efeito de consola que equilibra as forças referidas assim como as forças que se desenvolvem ao longo da armadura longitudinal (Faria, Vila Pouca, 1997).

Em elementos com armadura de esforço transversal o mecanismo resistente é composto pelas armaduras que atravessam as fendas diagonais que evitam a progressão das fissuras para a zona comprimida permitindo que haja uma parcela maior de betão não fendilhado que resiste à compressão e ao corte. A armadura também contribui para a redução da abertura das fendas permitindo uma maior

engrenagem dos agregados. Esta ao envolver a armadura longitudinal também contribui para o aumento do efeito de cavilha (Faria, Vila Pouca, 1997).

2.2.2. TORÇÃO

A torção pode ser definida como um momento que actua na direcção normal ao eixo longitudinal de uma peça. Em estruturas de Betão Armado é possível identificar dois tipos de torção: a torção de equilíbrio quando esta contribui para o equilíbrio estático da peça e a torção de compatibilidade quando o momento torsor resulta da compatibilidade de deformações da estrutura (Faria, Vila Pouca, 1997).

Segundo o modelo adoptado pela regulamentação em vigor a resistência ao momento torsor num elemento de Betão pode ser definida por uma secção oca eficaz através da sua linha média. Desta forma, é possível determinar as tensões tangenciais equivalentes ao momento torsor actuante nas paredes desta secção. A resultante destas tensões tangenciais é o esforço de corte em cada parede da mesma.

Em Estado Limite Último, é possível observar fendas de tracção que se dispõem segundo hélices tal como na Figura 2.6.

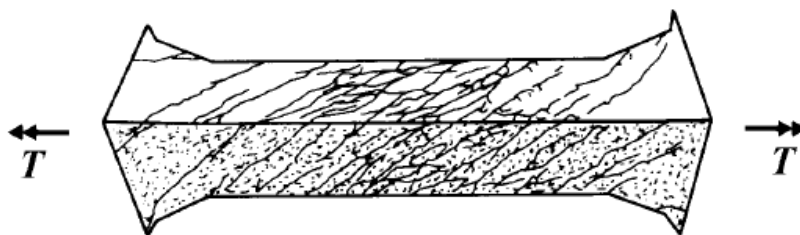


Figura 2. 6– Fendas devido ao momento torsor (Leonhardt, 1977).

Considerando que cada parede está sujeita ao esforço transverso, o funcionamento à torção segundo este modelo assemelha-se ao funcionamento ao esforço transverso em cada face da viga, no entanto é importante referir que segundo Araújo Sobreira (1980) a interpretação deste fenómeno não é a mesma uma vez que é considerado que o betão no interior da peça, isto é, o betão no interior da “secção oca” também contribui para a resistência.

2.2.3. PUNÇOAMENTO

O punçoamento é um tipo de rotura por Corte em estruturas de Betão Armado que ocorre em elementos sujeitos a uma grande concentração de esforços, o que correntemente pode ocorrer na envolvente dos pilares onde se apoiam lajes ou em sapatas.

A rotura por punçoamento é normalmente caracterizada pelo aparecimento de um cone de rotura, formado a partir da área carregada e cuja geratriz faz ângulos com o plano da laje que pode diferir em lajes e sapatas segundo Leonhardt (1977).

Relativamente a pilares interiores de uma laje carregada simetricamente e sem armadura de punçoamento o mecanismo de rotura consiste na formação de fendas radiais de flexão que se estreitam na direcção do pilar como é possível observar na Figura 2.7 e, na direcção normal a estas fendas

podem-se identificar fendas tangenciais resultantes de momentos tangenciais. No processo de rotura por punçoamento é possível identificar uma fase elástica que termina com a primeira fenda tangencial junto ao pilar na face superior da laje; de seguida surgem fendas radiais junto ao perímetro do pilar que se propagam até ao limite da laje como é possível observar na figura 2.7; a partir desta fase a laje começa a sofrer maiores deformações devido ao corte formando-se fendas inclinadas ao longo da espessura da laje que se agrupam numa fenda maior que, ao intersectar a superfície da laje provoca a rotura completa (Guandalini, 2005).

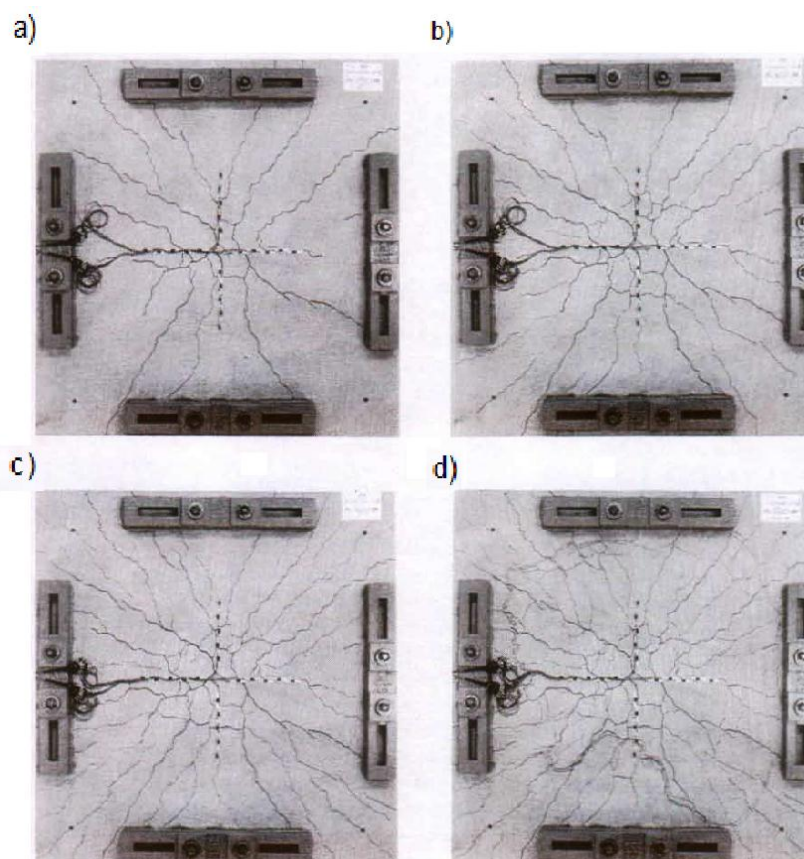


Figura 2. 7– Evolução das fissuras radiais devido ao punçoamento (Walter, Miehlabrad,1990).

É sabido que quanto maior é a excentricidade do carregamento maior é o momento flector na ligação, logo maior é a acção sobre a estrutura nomeadamente nas ligações entre os pilares e a laje. É também necessário ter em conta a influência das acções horizontais, pois estas acrescem o momento flector nas ligações dos elementos. Em edifícios correntes os momentos resultantes de acções verticais poderão não ser condicionantes, no entanto, numa análise sísmica estas acções poderão ter influência directa na resistência ao punçoamento devido à excentricidade provocada.

Uma rotura local por punçoamento pode dar origem a uma rotura gradual nos pilares circundantes uma vez que estes ficam sujeitos à carga que era suportada pelo pilar no qual se deu a rotura por punçoamento. Este tipo de rotura pode assim provocar o colapso total da estrutura.

Quanto aos mecanismos de resistência ao punçoamento pode-se citar como principais parâmetros a geometria e posição do pilar, a altura útil da laje, o efeito de escala, o momento flector actuante, o tipo

de carregamento, a resistência do betão, a taxa de armadura longitudinal e a armadura transversal de punçoamento.

Em pilares circulares as lajes apresentam uma maior resistência ao punçoamento do que em pilares rectangulares devido à concentração de tensões nos cantos podendo fazer diminuir o perímetro de controlo. Em pilares rectangulares alongados a resistência ao punçoamento pode ser menor porque as tensões concentram-se nos lados menores deste. Quanto à posição dos pilares pode-se afirmar que a resistência ao punçoamento em pilares interiores é maior do que em pilares de bordo que por sua vez é maior do que nos pilares de canto quando estes pilares estão sujeitos ao mesmo esforço axial resultante das cargas na laje. Isto justifica-se com a excentricidade provocada pelas cargas que geralmente é mais acentuada nos pilares de bordo e de canto.

Resultados experimentais mostram que a partir de determinada espessura a influência da altura útil da laje deixa de ser significativa, concluindo-se que a altura da peça condiciona o atrito entre os agregados, isto é que o atrito entre os agregados é mais eficiente em lajes com uma altura menor. Esta limitação deve-se então a um efeito de escala entre a altura útil da laje e o diâmetro dos agregados segundo Fusco (1984).

A armadura de flexão também influencia a resistência ao Punçoamento, sendo que o aumento da sua taxa é proporcional ao aumento da resistência do cone, no entanto só até uma taxa de armadura de 2% segundo os códigos.

Existem diferentes tipos de reforço com armadura para aumentar a resistência ao Punçoamento:

- Solução de reforço por estribos é a mais comum, feita de forma idêntica às vigas comuns pode ser efectuado com vários ramos e através da inclinação dos estribos.
- A solução com varões inclinados consiste no prolongamento da armadura superior que fica ancorada na face inferior da laje. É necessário ter em conta que estes varões também absorvem os esforços de flexão o que diminui a sua capacidade para absorver os esforços de corte. Esta solução não é eficiente em pilares de bordo e de canto.
- O reforço da ligação com “shearheads” consiste em embeber no betão perfis metálicos. Este tipo de reforço revela-se dispendioso uma vez que é necessária uma maior quantidade de material e é necessário efectuar as ligações nos perfis.
- A introdução de fibras no betão não visa directamente aumentar a sua resistência ao corte mas sim ter um maior controlo da fissuração. Como exemplo de fibras utilizadas temos os seguintes materiais: aço, materiais sintéticos, carbono e fibras naturais. A resistência resultante ao punçoamento é difícil de quantificar e as normas actuais não permitem calculá-la, no entanto o Draft do Model Code 2010 já introduz um procedimento de cálculo para quantificar a sua resistência (Proença, 2003).
- A utilização de conectores tipo perno é idêntico ao usado nas estruturas mistas de aço e betão. São fáceis de instalar e não interferem na colocação das restantes armaduras. A ancoragem mecânica dos pinos é de tal forma satisfatória que possibilita que seja atingida toda a sua capacidade de resistência na rotura (Melges, 2001).
- O sistema “shearband” consiste num conjunto de faixas metálicas que podem ser dobradas de várias formas. Nestas faixas metálicas são realizados furos para melhorar a sua ancoragem ao betão. Segundo os seus autores este sistema apresenta a vantagem de simplificar o seu posicionamento e pode ser calculado através dos regulamentos em vigor (Pilakoutas, Ioannou, 2000).

2.3. MODELOS TEÓRICOS – ESFORÇO TRANSVERSO

2.3.1. MODELO DE TRELIÇA DE MÖRSCH

Este modelo reduz uma viga de betão em estado limite último (modelo de rotura) a um modelo de viga rotulada (treliça), formada por dois banzos ligados por bielas comprimidas e tirantes. Assim, a resistência da viga ao esforço transversal é definida à custa dos esforços de compressão e tracção instalados naqueles elementos.

A analogia clássica de Mörsch baseia-se nos três pressupostos seguintes: banzos paralelos; diagonais comprimidas a 45°; diagonais de tracção inclinadas de α em relação à horizontal como é indicado no esquema da Figura 2.8.

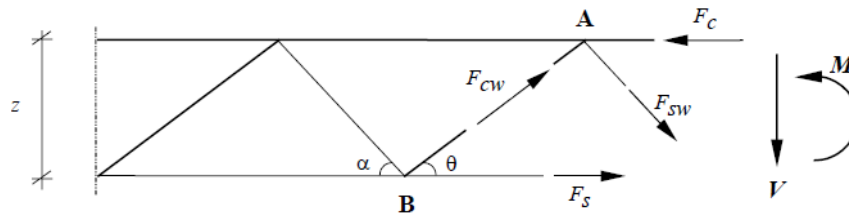


Figura 2. 8–Esquema de treliça de uma viga (Faria, Vila Pouca, 1997).

Nesta figura F_{cw} corresponde à força na escora e F_{sw} à força no estribo e podem ser determinadas através do equilíbrio estático. Este modelo revelou-se muito conservativo quando comparado com resultados experimentais, apresentando valores díspares. Na figura 2.9 pode-se observar o acréscimo de resistência resultante dos resultados experimentais (Faria, Vila Pouca, 1997).

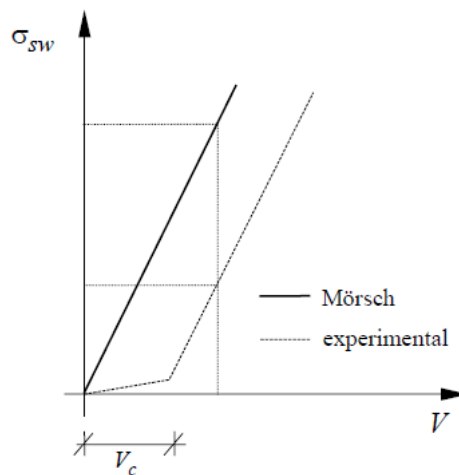


Figura 2. 9– Confrontação do Modelo de Mörsch com resultados experimentais (Faria, Vila Pouca, 1997).

Através das diferenças obtidas foram propostas várias modificações à Teoria de Mörsch, no entanto é importante reter que a maior parte das teorias propostas tem em conta este esquema de treliça.

2.3.2. KUPFER

Em 1962 Kupfer introduziu uma modificação ao modelo de treliça de Mörsch através do pressuposto de que a inclinação das escoras não seria necessariamente de 45° e que poderia variar. Esta variação implica um maior ou menor esforço na escora pelo que Kupfer estabeleceu os seguintes limites:

$$0.25 \leq \tan \beta \leq 1.0 \quad (2.2.)$$

Este limite foi estabelecido tendo em conta o princípio do trabalho mínimo (Widianto et al., 2009).

2.3.3. KANI

O modelo proposto por Kani em 1964 pressupõe a formação de um arco atirantado e com o betão da parte inferior do arco fissurado formando o “efeito de pente”.

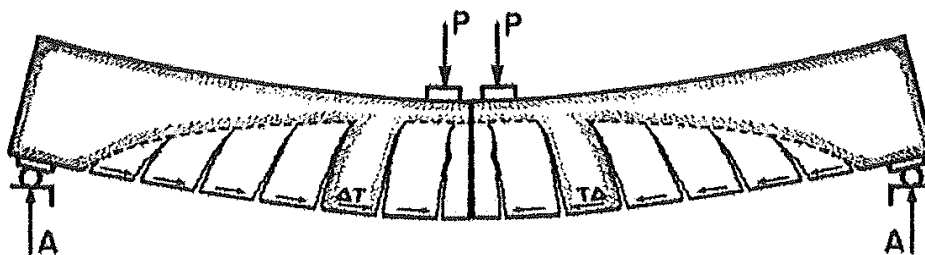


Figura 2. 10– Esquema estrutural com “Efeito de Pente” (adaptado de Balázs, 2010).

Este esquema estrutural consiste na formação de um arco atirantado suportado por um tirante horizontal que, quando se dá a fissuração do betão por flexão é suportado pela armadura longitudinal da viga. Na formulação desta teoria Kani determinou o momento crítico que faria romper o betão por tracção formando um “pente” e relacionou o mesmo com a geometria da peça.

2.3.4. COLLINS E VECCHIO

O modelo de corte proposto por estes autores, chamado de Modified Compression Field Theory (MCFT), salienta a importância da contribuição do betão para a resistência ao esforço transversal. Segundo os autores a resistência é dada por uma parcela devida ao betão e outra devida ao aço, sendo a parcela de resistência devida ao betão dada por:

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_w z \quad (2.3.)$$

Nesta equação o coeficiente k_v é determinado a partir da interacção entre os agregados na fenda o que leva a que a resistência seja directamente proporcional a abertura da mesma calculada através das

variáveis correspondentes ao espaçamento entre fendas e à extensão perpendicular às mesmas (Bentz et al., 2006).

A determinação da extensão é feita a partir da carga aplicada ou do esforço resistente, do pré-esforço existente ou não, das propriedades do material e da armadura de flexão entre outros. Na figura 2.12 encontram-se esquematizadas algumas forças resultantes deste processo. É também importante referir que esta extensão se refere à extensão a meio da secção da peça de forma a intersectar apenas as fendas devido ao esforço transversal (Bentz, 2010).



Figura 2. 11 – Esforços de uma viga e respectivo diagrama de extensões (adaptado de Bentz, 2010).

Neste modelo a resistência $V_{Rd,c}$ é determinada tendo em conta o coeficiente k_v . A determinação deste coeficiente depende da taxa de armadura transversal a adoptar para a viga, sendo o mesmo dependente unicamente da extensão na secção, ϵ_x , no caso de ser armado. Se o elemento não for armado k_v depende de ϵ_x e da rugosidade da fenda quantificada a partir do coeficiente k_{dg} na qual entra o parâmetro d_g que diz respeito ao diâmetro máximo dos agregados do elemento. A extensão da secção permite também, segundo os autores, determinar o ângulo da inclinação das bielas que não influencia directamente a resistência $V_{Rd,c}$ mas sim a capacidade resistente dos estribos. As equações simplificadas propostas neste modelo são de seguida apresentadas:

$$\theta = 29^\circ + 7000\epsilon_x \quad (2.4.)$$

$$k_v = \frac{0.4}{1 + 1500\epsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + 0.7k_{dg}z} \quad \text{Se } \rho_w = 0 \quad (2.5.)$$

$$k_v = \frac{0.4}{1 + 1500\epsilon_x} \quad \text{Se } \rho_w \geq 0.08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \quad (2.6.)$$

$$k_{dg} = \frac{48}{16 + d_g} \geq 1.15 \quad (2.7.)$$

2.4. MODELOS TEÓRICOS – PUNÇOAMENTO

2.4.1. KINNUNEN E NYLANDER

O modelo de cálculo sugerido por estes autores apenas abrange situações de pilares centrais em lajes fungiformes uma vez que assenta no princípio de que a distribuição dos momentos é axissimétrica em

relação ao pilar. Também considera que a laje tem um comportamento linear elástico, é infinitamente grande e está apoiada da mesma forma em todas as direcções.

Segundo Kinnunen S. e Nylander H. (1960), nas circunstâncias referidas no parágrafo anterior o diagrama de momentos é nulo em torno do pilar ao longo de um perímetro circular de diâmetro $0.44L$ em que L o vão da laje. Este modelo é aplicável a elementos com e sem armadura transversal e envolve parâmetros como a rotação da laje na rotura, a geometria do cone de punçoamento, a tensão do betão na rotura e a taxa de armadura longitudinal.

O cálculo da resistência ao punçoamento é feito a partir de uma estimativa inicial da altura da zona comprida, y , a partir da qual se desenvolve a fissura crítica (ver Figura 2.14). Para determinar esta resistência é necessário calcular a altura y a partir de um processo iterativo no qual se procura fazer convergir o valor da resistência final calculado a partir da resistência à compressão do betão e a inclinação do cone de punçoamento com o valor calculado a partir da rotação da laje, do raio plástico e a posição da fissura de punçoamento (Leonhardt, Mönnig, 1977).

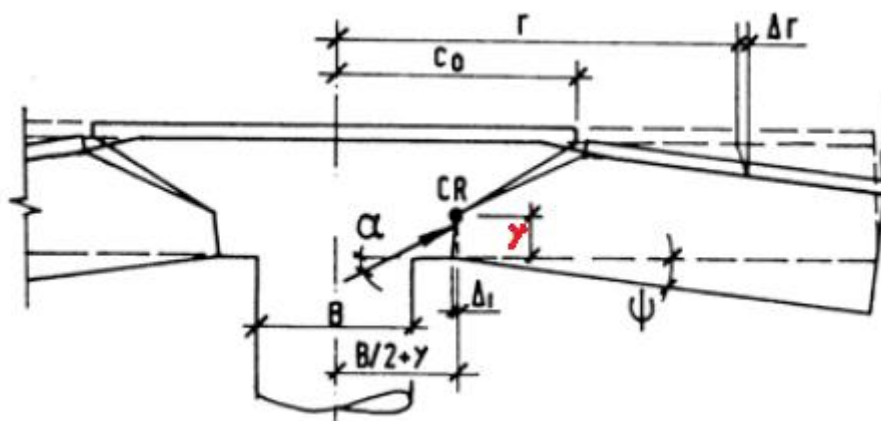


Figura 2. 12– Modelo estrutural próximo da rotura (adaptado de Guandalini, 2005).

2.4.2. MOE

O modelo de Moe (1963) tem em conta 2 tipos de rotura para definir a resistência ao punçoamento sendo o primeiro correspondente à rotura unicamente devido ao momento flector transmitido pelo pilar e o segundo relacionando o momento flector com a capacidade resistente da laje ao corte.

$$\frac{V_{Rd}}{V_{shear}} + a \frac{V_{Rd}}{V_{flex}} = 1 \quad (2.8.)$$

O parâmetro a corresponde a um coeficiente para calibrar o modelo segundo trabalhos experimentais, V_{Rd} corresponde à capacidade resistente do elemento ao punçoamento, V_{shear} é o esforço de corte actuante no perímetro de controlo e V_{flex} corresponde ao binário das forças provocado pelo momento flector na ligação pilar laje.

Moe afirmou que a resistência ao punçoamento não é proporcional à resistência do betão, mas sim à sua raiz quadrada. Esta observação ainda hoje é apresentada nos Códigos Americanos e no Model Code 2010 (Widianto et al, 2009).

Pode-se então afirmar que a maior contribuição de Moe neste campo é ter conseguido relacionar o momento flector com a capacidade resistente ao punçoamento. Este modelo está na origem do procedimento regulamentar do ACI-318 de 1963.

2.4.3. MUTTONI

O modelo de Muttoni (2008) assenta na hipótese de que a resistência ao corte de elementos sem armadura transversal depende da espessura do elemento e da rugosidade da fenda provocada que se desenvolve ao longo da escora junto ao apoio. O mecanismo de rotura proposto por este autor assenta na Critical Shear Crack Theory (CSCT).

O esforço resistente pode ser calculado tendo em conta a rotação da laje no instante da rotura que por sua vez é função das tensões actuantes e o atrito provocado pelos agregados na fenda. A expressão geral deste modelo toma a seguinte forma:

$$\frac{V_r}{b_0 \cdot d_v} = \sqrt{f_c} \cdot f(w, d_g) \quad (2.9.)$$

Em que V_r é a força resistente, b_0 é o perímetro de controlo, d_v é a altura útil da laje, f_c é a resistência à compressão do betão, w é a largura da fenda e d_g é o tamanho máximo dos agregados.

A resistência ao punçoamento de acordo com este método é dada pela intersecção da curva resultante da equação 2.9 com a curva que relaciona o esforço actuante com a rotação da laje.

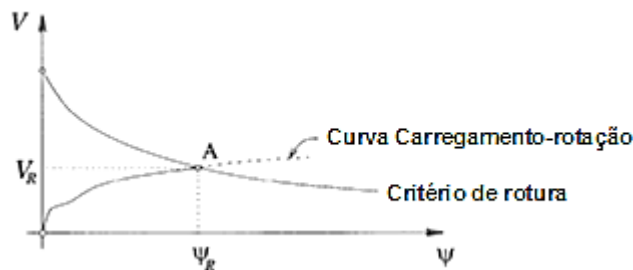


Figura 2. 13– Cálculo da resistência ao punçoamento de elementos sem armadura transversal (adaptado de Muttoni, Ruiz, 2010)

A curva da rotação da laje pode ser determinada por integração analítica (Muttoni, 2008), através de métodos simplificados como o apresentado no MC10 (Muttoni, 2008), ou ainda através de elementos finitos (Vaz Rodrigues, 2007).

Em elementos com armadura de punçoamento esta teoria permite verificar a segurança em três zonas: na região fora da zona reforçada, dentro da zona reforçada e entre a zona de reforço e o pilar.

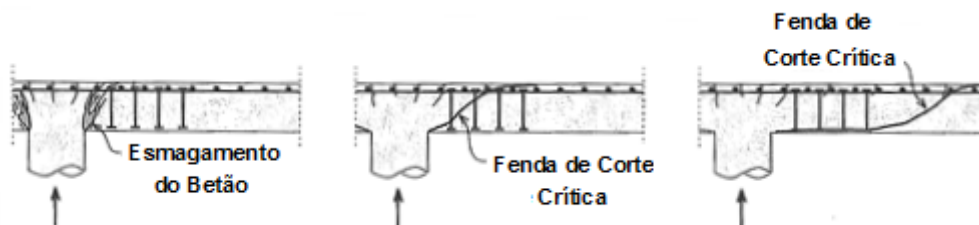


Figura 2. 14–3 modos de rotura com armadura de punçoamento (adaptado de Muttoni, Ruiz, 2010)

No perímetro exterior à armadura de punçoamento a verificação de segurança faz-se da mesma forma que o caso de não haver armadura de punçoamento. A força resistente ao punçoamento dentro da zona reforçada é dada pela soma da contribuição do betão, $V_{Rd,c}$, e a contribuição da armadura transversal, $V_{Rd,s}$.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (2.10.)$$

Segundo esta teoria, a contribuição do betão para a resistência ao punçoamento não é constante como é feito na maioria dos regulamentos mas sim dependente da quantidade de armadura transversal sendo a sua variação observável na Figura 2.17.

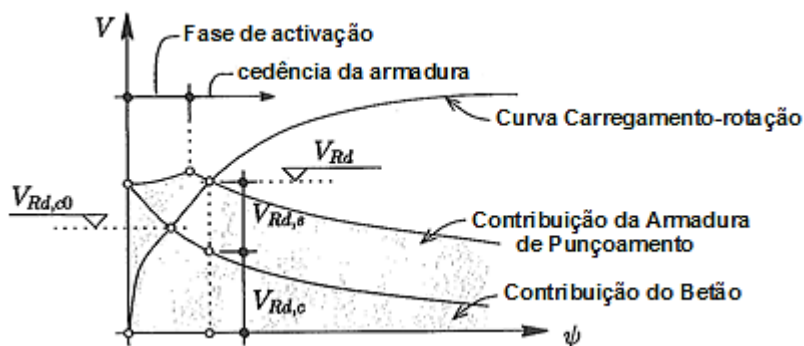


Figura 2. 15– Verificação da segurança em elementos com armadura de punçoamento (adaptado de Muttoni, Ruiz, 2010)

3

VERIFICAÇÃO AO CORTE – MODELOS E ASPECTOS REGULAMENTARES

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo são expostos os modelos e códigos cuja metodologia e resultados foram comparados neste trabalho e integrados na ferramenta de cálculo desenvolvida.

Como foi referido os modelos de Araújo Sobreira foram desenvolvidos nos anos 80 do séc. XX, no entanto durante o desenvolvimento desta dissertação a parte referente ao modelo de esforço transversal foi actualizada.

A escolha dos regulamentos abordados neste trabalho visou, fundamentalmente, cobrir os requisitos propostos pelo GOP que visavam a integração de regulamentos mundialmente reconhecidos e realizar comparações entre estes e códigos mais antigos com os quais muitos projectistas se encontram familiarizados. A integração do Draft do Model Code de 2010 teve como objectivo a comparação dos resultados regulamentares com as novas metodologias propostas neste código.

Para se proceder à análise destes regulamentos distinguiu-se a forma como são quantificadas as acções através das suas combinações assim como os coeficientes de comportamento dos materiais. São também expostas as diferenças no que diz respeito à verificação da segurança ao esforço transversal e ao punçoamento sendo que, neste capítulo, apenas são enunciadas as características fundamentais à compreensão do algoritmo que permite o cumprimento dos regulamentos. Para que esta análise se tornasse mais completa foi enquadrado um ponto referente às disposições construtivas de cada regulamento tendo em conta os aspectos relacionados com os assuntos abordados.

Para a quantificação das acções segundo a norma portuguesa é necessário recorrer ao Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) que define como coeficientes parciais referentes ao aço para armaduras, γ_s , 1.15 e para o betão, γ_c , 1.5.

A equação base para a elaboração das combinações fundamentais de acções é definida pela equação 3.1.

$$S_d = 1.5G_k + 1.5(Q_{k,1} + \sum Q_{k,i}\psi_{0,i}) \quad (3.1.)$$

em que S_d corresponde à acção de cálculo, G_k corresponde à parcela das acções permanentes, $Q_{k,1}$ às acções variáveis definida como acção de base e $Q_{k,i}$ corresponde às restantes acções variáveis que devem ser afectadas de um coeficiente $\psi_{0,i}$ que se encontra tabelado neste regulamento no capítulo VIII e depende do programa do edifício.

Segundo os Eurocódigos 0 e 1 as disposições são idênticas à norma portuguesa com a excepção do coeficiente a aplicar às cargas permanentes que deixa de ser 1.5 e passa a ser 1.35.

As normas DIN e a EHE, seguem integralmente as disposições do Eurocódigo. A norma BS8110 de 1997 propõe diferentes coeficientes de afectação do material e de agravamento de cargas. A norma Britânica sugere como coeficientes de comportamento para o aço de 1.05, para estribos 1.4 e para a resistência ao corte sem armadura de esforço transverso 1.25, enquanto que os restantes coeficientes mantêm-se. Quanto aos coeficientes aplicáveis às combinações de acções, a BS8110 define um coeficiente de 1.4 para cargas permanentes e de 1.6 para as sobrecargas, no entanto, quando se considera a cargas permanentes com sobrecargas e acção do vento os coeficientes deverão ser todos 1.2.

A norma Brasileira, NBR6118, fixa os coeficientes parciais referentes aos materiais nos valores 1.4 e 1.5 nas peças de betão em casos gerais e em condições desfavoráveis respectivamente. O coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão ou pré-esforço mantém-se igual a 1.15.

No que diz respeito às combinações de acções a NBR 6118 define um coeficiente de 1.4 para cargas permanentes e para a acção de base das sobrecargas, sendo 1.2 o coeficiente a aplicar às restantes sobrecargas que não devem ser afectadas pelo factor ψ .

O ACI-318 tem uma abordagem diferente no que diz respeito à quantificação das acções em estruturas de Betão Armado. Esta norma não sugere a aplicação de coeficientes parciais relativos aos materiais, no entanto aplica um coeficiente, ϕ , aos modelos de cálculo adoptados e varia de modelo para modelo. No que diz respeito ao Corte este coeficiente é de 0.75 para situações correntes e deve afectar a parcela dos esforços resistentes. Na quantificação das acções o ACI define coeficientes de segurança de 1.2 a 1.4 para cargas permanentes, consoante a combinação em análise, e cerca de 1.6 para sobrecargas, sendo que este valor depende do tipo de sobrecarga.

3.2. ESFORÇO TRANSVERSO

3.2.1. MODELO DE ARAÚJO SOBREIRA

Esta teoria referente ao estado limite de rotura ao esforço transverso engloba os casos de esforço transversal combinado com flexão simples, flexão composta, compressão (pré-esforço) e com tracção. Em síntese, a teoria de rotura aqui exposta baseia-se na hipótese de que a parcela devida ao betão resulta da mobilização de tirantes transversais de betão, quer pela compatibilização da deformação vertical das diagonais cruzadas do esquema em treliça de Mörsch, quer pela formação de um esquema estrutural atirantado que a existência de armadura longitudinal possibilita, distinto do esquema em treliça de Mörsch e independente da armadura transversal que este normalmente exige. Estes dois

esquemas estruturais coexistirão na medida em que as armaduras de que dependem forem convenientemente dimensionadas e as condições de apoio, carga e vão o permitam. Em virtude da fissuração que toda a armadura embebida no betão origina, a parcela V_{cd} não é constante em elementos armados transversalmente e o seu valor é inversamente variável com a percentagem desta armadura.

O modelo estrutural estudado assenta no modelo clássico constituído por um banzo comprimido e um traccionado ligado entre si por diagonais comprimidas e traccionadas designadas de escoras e tirantes. Em estado limite último formam-se fendas com a direcção das escoras que terão de ser intersectadas pelos tirantes (constituídos por armaduras envolvidas por betão colaborante).

Para que o esquema estrutural funcione, o afastamento máximo entre os tirantes é $\frac{z}{2}(\cot \beta + \cot \alpha)$, em que β corresponde à inclinação das bielas relativamente ao eixo da peça, garantindo que todas as fissuras são intersectadas por armaduras podendo no espaçamento s existir mais do que um varão. A variável α diz respeito à inclinação dos tirantes de aço e s ao espaçamento entre o início da escora (na parte inferior da viga) e a sua primeira intersecção com um tirante de aço. É de salientar que a grandeza s que figura neste modelo corresponde a cerca de $s/2$ na teoria de Mörsch.

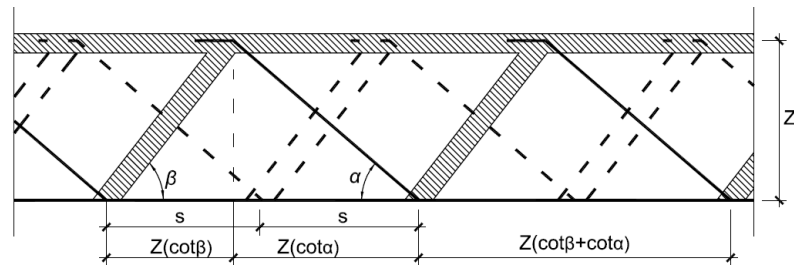


Figura 3. 1– Esquema das diagonais cruzadas

A compatibilidade de deformações é feita a partir da projecção vertical dos deslocamentos resultantes da solicitação da escora (com índice c) e do tirante (com índice t).

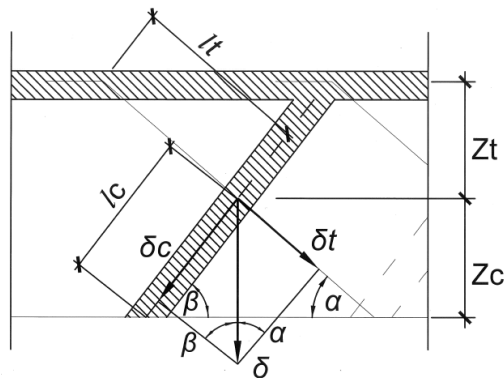


Figura 3. 2– Esquema da compatibilidade de deformações.

Da compatibilização de deformações obteve-se a seguinte relação geral entre a força na escora e a força no tirante:

$$F_c = \frac{A_c}{A_t} \frac{E_c}{E_t} \frac{z_t}{z_c} \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \alpha} \cdot F_t \quad (3.2.)$$

Em que:

$$A_c = z \cdot b_w (\cot \beta + \cot \alpha) \cdot \sin \beta \quad (3.3.)$$

$$A_t = \frac{(15\phi_{eq})^2}{s} \cdot (\cot \beta + \cot \alpha) \cdot z \quad (3.4.)$$

em que ϕ_{eq} corresponde à área de betão associado ao tirante. A área fissurada que envolve os tirantes de aço, A_{cr} , é definida através de ϕ_{eq} cujo diâmetro considerado é cerca de 15 vezes o diâmetro do próprio varão (ver Figura 3.4).

Segundo Araújo Sobreira (1980) considerando que o módulo de elasticidade do tirante é igual ao do betão imediatamente antes da fissuração e conjugando as equações (3.2), (3.3) e (3.4) origina uma constante, K_0 .

$$K_0 = \frac{\sin^3 \beta}{\sin^2 \alpha} \frac{b_w s}{(15\phi_{eq})^2} \cdot \sum \left(\frac{z_{t_i}}{z_c(n+1-i)} \right) / n \quad (3.5.)$$

Em que os valores de z_t e z_c dependem do número de tirantes que intersectam a escora. Na Figura 3.3 é esquematizado um exemplo em que a biela é intersectada por 4 tirantes.

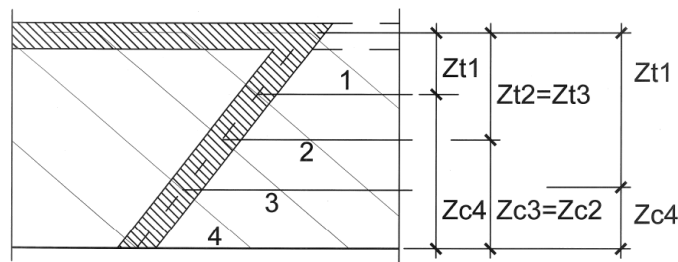


Figura 3. 3– biela intersectada por vários tirantes.

Globalmente o esforço resistente, VR , é dado pela equação (3.5) segundo Araújo Sobreira (1980).

$$VR = Ft \cdot (K_0 \sin \beta + \sin \alpha) \quad (3.6.)$$

O esforço resistente global resulta da combinação da resistência dada pela armadura transversal com a resistência do tirante de betão, que permite equilibrar a rigidez dos tirantes (de aço e de betão) com a rigidez da biela. Segundo o autor, o tirante de betão é condicionado pelos tirantes de aço na medida em que estes provocam a fissuração do betão que envolve o varão impedindo que este seja solicitado à tracção. Logo, a existência de uma maior área de armadura transversal provoca uma diminuição da secção do tirante de betão. A Figura 3.5 esquematiza esta separação, as fissuras do betão envolvente dos varões terminam quando o alongamento unitário do betão é o correspondente à tensão f_{ctm} .

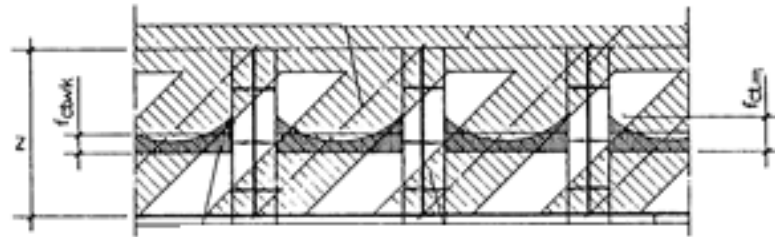


Figura 3. 4– Área fissurada e diagrama de tensões no tirante transversal de betão (adaptado de Araújo Sobreira, 1980)

Outro factor que determina a resistência ao esforço transversal é o tirante formado pela armadura longitudinal constituído pela armadura de flexão. Se, por hipótese, não existir mais nenhuma armadura as tracções sobre a fendilhação inclinadas de β terão de ser absorvidas pela armadura horizontal e pelo banzo comprimido como é indicado na Figura 3.5. Nos apoios simples a descompressão deste banzo é total, passando a biela a constituir o seu prolongamento, já num apoio contínuo a descompressão será apenas parcial.

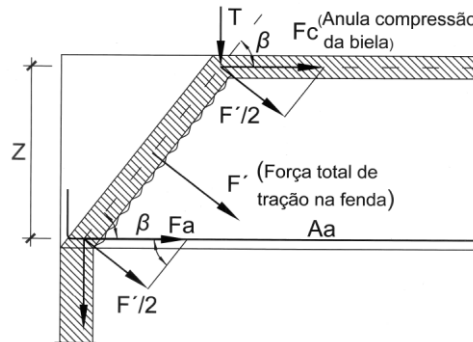


Figura 3. 5– Grandezas que influenciam a inclinação das bielas.

Esta variação de resistência é condicionada pela resistência ao esmagamento da biela comprimida que fica mais solicitada à medida que o ângulo β diminui.

Em elementos com armadura de esforço transversal o valor de β pode ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$\tan^2 \beta - \left(\frac{p \cdot l \cdot b}{2 \cdot F_a \cdot b_w} \right) \cdot \tan \beta + \left(\frac{p \cdot h \cdot b}{F_a \cdot b_w} \right) = 0 \quad (3.7.)$$

Logo, a armadura longitudinal permite a formação de uma biela comprimida, com arranque a partir do apoio da viga. Conforme a inclinação desta biela, isto é, conforme a maior ou menor percentagem de armadura longitudinal, e também conforme a forma de secção (em T ou rectangular) e o tipo de carga (uniforme ou concentrada), pode formar-se um esquema estrutural identificável com um arco atirantado ou com uma viga treliça. Na prática o esquema que deve ser considerado é o esquema em treliça uma vez que a probabilidade de ocorrerem carregamentos concentrados nas estruturas é, geralmente, grande e não é compatível a formação do arco atirantado.

A partir dos princípios referidos anteriormente, é possível calcular a resistência ao esforço transversal, com e sem armadura transversal, através das instruções que se seguem.

Em vigas sem armadura transversal a resistência global ao esforço transversal a é dada pelo tirante de betão e pode ser quantificada através da equação (3.8).

$$V_{cnd} = z \cdot b \cdot \eta \cdot f_{ctd} \cdot \cot \beta \quad (3.8.)$$

O valor de β é calculado a partir da equação 3.7 e η é dado pelo produto de $\eta^I \eta^{II} \eta^{III} \eta^{IV}$ que são coeficientes que atendem respectivamente ao ondulado do diagrama de tensões no tirante vertical de betão (ver Figura 3.4), a influência de z neste mesmo ondulado, a contribuição da existência de um estado biaxial de tensões na resistência do tirante e, por fim, devido à existência de cargas concentradas (Araújo Sobreira, 1980).

$$\eta^I = 0.84 \quad (3.9.)$$

$$\eta^{II} = \begin{cases} \left(\frac{2.4 - d}{2.2} \right)^3 \geq 0.65 \\ \leq 1.0 \end{cases} \quad (3.10.)$$

$$\eta^{III} = 0.8 \cdot \left(\frac{5 - \lambda}{4} \right) \quad (3.11.)$$

$$\eta^{IV} = 1 - 0.05 \cdot \left(\frac{a}{d} - 1 \right) \quad (3.12.)$$

Na equação de η^{III} , λ corresponde ao quociente entre o vão adjacente e o vão em estudo. Se o valor de V_{cnd} não for superior ao esforço actuante na secção é necessário dimensionar armadura de esforço transversal.

Em vigas com armadura de esforço transversal a resistência do tirante, isto é a resistência ao esforço transversal é dada pela soma das equações (3.13) e (3.14).

$$V_c = (b_w 2s - A_{cr}) \frac{z}{2s} \cot \beta \cdot \eta \cdot f_{ctd} \quad (3.13.)$$

$$V_w = z \cdot \frac{A_{sw}}{2s} \cdot \sigma_a \cdot (\cot \beta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (3.14.)$$

Neste caso, η é composto pelo produto entre η^{III} e η^{IV} , uma vez que o diagrama das tensões do tirante é praticamente plano, isto porque não depende de z mas sim do afastamento s entre os tirantes de aço Araújo Sobreira (1980). No entanto, para que tal relação se verifique, é necessário que sejam respeitados os afastamentos máximos, isto é, deve haver sempre um tirante de aço a intersectar cada biela. O valor de A_{cr} corresponde à área fissurada ao longo de um comprimento $2s$ e pode ser calculado pela expressão 3.15.

$$A_{cr} = A_{sw} \frac{f_{syd}}{f_{ctm}} (1 + \Delta A_{cr}) \quad (3.15.)$$

em que o valor de ΔA_{cr} corresponde ao acréscimo da área fissurada devido ao recobrimento das armaduras de esforço transverso. De forma simplificada, o valor adoptado é de 15% se forem considerados recobrimentos na ordem dos 4 a 5 diâmetros e varões com diâmetros nominais de 8 ou 10 mm.

A partir desta análise é também possível calcular a resistência máxima suportada pelo tirante de betão e pela escora, isto é a soma de V_c e V_w não deverá ser superior a $F_{c,max}$ e o valor de V_c não deverá ser superior a $F_{t,max}$.

$$F_{t,max} = \sigma_{bt} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \beta \quad (3.16.)$$

$$F_{c,max} = \sigma_b \cdot b_w \cdot b_{ap} \cdot \sin \beta \quad (3.17.)$$

em que σ_b diz respeito à resistência do betão à compressão e σ_{bt} à resistência à tracção do mesmo. Na Figura 3.6 encontra-se esquematizada a grandeza b_{ap} que corresponde à largura da escora num apoio de extremidade.

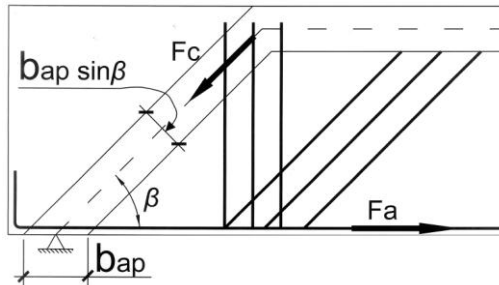


Figura 3. 6– Largura da escora.

De seguida é apresentado um exemplo com o objectivo de facilitar a compreensão da aplicação deste modelo.

Exemplo de cálculo

Neste exemplo considerou-se uma viga biencastada com uma carga uniformemente distribuída de 120 kN/m com vão de 6 m e uma secção de 30x60 cm² com um recobrimento de 3.5 cm. Foi também considerado um betão B30 ($f_{ctd}=1.2$ MPa, $f_{ctm}=2.5$ MPa e $f_{cd}=16.7$ MPa) e uma classe de aço A400.

O esforço transversal actuante considerado foi de 360 kN e um momento positivo a meio vão de 270 kNm resultante de uma redistribuição dos momentos nos apoios. A armadura de flexão a meio vão seria de 6Ø₂₀ considerando-se assim que se teria uma armadura inferior no apoio de 4Ø₂₀ (12.56 cm²).

1- Cálculo sem armadura de esforço transversal:

$$V_{cnd} > V_{sd}$$

Com:

- $z = 0.495$ m;
- $b_w = 0.30$ m;
- $\eta^I = 0.84$,
- $\eta^{II} = 0.65$ (ver equação 3.10.)
- Admitindo que os vãos adjacentes são iguais $\eta^{III} = 1.0$
- Logo $\eta = 0.55$.

O valor de β pode ser calculado a partir da expressão 3.7 considerando os seguintes valores:

- $p = 120$;
- $b = b_w = 0.30$;
- $l = 6.0$;
- $F_a = 348000 \times 12.56 \times 10^{-4} = 437.3$ kN;
- Obtém-se $\beta = 26^\circ$

$$V_{cnd} = 0.495 \times 0.30 \times 0.55 \times 1200 \times 2.0 = 196 < 360 \text{ kN} \quad (\text{equação 3.8})$$

Logo, é necessário dimensionar armadura de esforço transversal

2- Cálculo de armadura de esforço transversal:

Considerando 2 ramos de estribos perfazendo um total de 14 estribos a intersectar a escora e considerando ainda uma área de estribos Ø₈.

$$V_{Rd} = V_c + V_w$$

$$s = z (\cot \alpha + \cot \beta) / 2 = 0.495 \times 2/2$$

$$A_{sw}/2s = 7.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_w = 0.495 \times 7.03 \times 10^{-4} \times 348000 \times 2.0 = 242 \text{ kN} \quad (\text{equação 3.14})$$

$$\Delta A_{cr} = 0.15$$

$$A_{cr} = 7.03 \times 10^{-4} \times 348/2.5 (1+0.15) = 0.113 \text{ m}^2 \quad (\text{equação 3.15})$$

$$\eta = 1.0 \times 0.65$$

$$V_{cd} = 0.495/1.0 \times 2.0 \times 0.65 \times 1200 (0.3 \times 1.0 - 0.113) = 144 \text{ kN} \quad (\text{equação 3.13})$$

$$V_{Rd} = 144 + 242 = 386 \text{ kN} > 360 \text{ kN}$$

$$F_{t,max} = 1200 \times 0.3 \times 0.495 \times 2.0 = 356 \text{ kN} > 144 \text{ kN} \quad (\text{equação 3.16})$$

$$F_{c,max} = 16700 \times 0.3 (0.6 \times 0.495) \times \sin(26) = 651 \text{ kN} > 386 \text{ kN} \quad (\text{equação 3.17})$$

3.2.2. MODEL CODE 2010

O Model Code permite diferentes patamares de rigor de cálculo materializados em 4 níveis. O rigor vai aumentando segundo os níveis levando a resultados menos conservativos. O nível I de aproximação é o aconselhado para o projecto de novas estruturas, o nível II é apropriado tanto para o projecto de novas estruturas como para a verificação de elementos existentes, o nível III corresponde a casos especiais devido a carregamentos particulares ou estruturas que necessitam de uma análise mais detalhada, o nível IV corresponde a uma análise não linear (FIB, 2010).

A verificação de segurança segundo o MC10 é feita através da seguinte verificação:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (3.18.)$$

Segundo o Model Code 2010 é possível efectuar o cálculo através de 3 níveis de aproximação que influenciam o cálculo através de k_c e k_v . As diferenças no cálculo destes parâmetros podem ser observadas no Quadro 3.1.

Quadro 3. 1– Equações referentes aos níveis de aproximação

	Nível 1	Nível 2	Nível 3
θ	36°	$20^\circ + 10'000\varepsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ$	$29^\circ + 7'000\varepsilon_x$
k_c	$0.5 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0.5$	$0.55 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0.55$	$0.55 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0.55$
k_v	0.15	0	$\frac{0.4}{1 + 1500\varepsilon_x}$

Este código propõe equações diferentes para elementos com uma percentagem de armadura transversal nula, no entanto é fixada uma armadura mínima de esforço transverso correspondente a $0.12 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot 100$.

O cálculo de ε_x implica que haja um momento actuante na peça de pelo menos $V_{Ed} \cdot z$ e é dado por:

$$\varepsilon_x = \frac{M_{ed}/z + V_{ed} + 0.5N_{ed} - A_p f_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)} \quad (3.19.)$$

em que A_p corresponde à área de armadura de pré-esforço e f_{p0} é a tensão nos cordões quando se dá a descompressão do betão.

Depois de escolher o nível de aproximação pretendido é possível calcular as grandezas relacionadas com a verificação de segurança. O valor de $V_{Rd,c}$ pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} z \cdot b_w \quad (3.20.)$$

k_v , é um coeficiente que varia de acordo com o nível de aproximação pretendido (ver quadro 3.1).

No caso de ser necessária armadura de esforço transverso, $V_{Rd,s}$ é dado por:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (3.21.)$$

A força resistente de cálculo tem o seguinte limite superior:

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (3.22)$$

k_c é um coeficiente que depende do nível de aproximação pretendido e da percentagem de armadura longitudinal existente (ver quadro 3.1).

Através do MC10 é também possível calcular ΔF_{td} que corresponde ao acréscimo de força nas armaduras longitudinais.

$$\Delta F_{td} = \frac{V_{Ed}}{2} (\cot \theta - \cot \alpha) + \frac{V_{Rd,c}}{2} (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (3.23)$$

3.2.3. REBAP (1983)

A determinação do valor do esforço transversal resistente segundo o REBAP é feita com base na teoria da treliça de Mörsch corrigida.

O esforço transversal actuante é determinado com base no diagrama de esforço transversal, no entanto nas zonas junto aos apoios a partir de uma distância $2d$ é possível reduzir o esforço referido aplicando-lhe um coeficiente de $\frac{2d}{a}$ em que a corresponde à distância entre o eixo do apoio e a resultante das cargas.

O esforço transversal resistente, V_{Rd} , é obtido pela expressão:

$$V_{Rd} = V_{wd} + V_{cd} \quad (3.24)$$

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \quad (3.25)$$

Em que τ_1 é um valor tabelado e tem como base a resistência à tracção do betão. Caso o elemento esteja sujeito à flexão composta deve-se multiplicar ao valor de V_{cd} um factor $1 + \frac{M_0}{M_{sd}}$ em que M_0 corresponde ao momento de descompressão da peça e M_{sd} ao momento actuante.

O valor de V_{wd} pode ser calculado pela expressão:

$$V_{wd} = 0.9d \frac{A_{sw}}{s} f_{syd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3.26)$$

Também deve ser tido em conta o seguinte limite superior:

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d \quad (3.27)$$

Em que τ_2 é um valor tabelado.

A verificação da segurança é cumprida se $V_{sd} \leq V_{Rd}$.

Quanto à armadura de esforço transversal este documento refere que deve abranger a armadura longitudinal, pela parte exterior e a sua percentagem mínima, calculada pela equação (3.28), deve ser superior a 0.16 para S235, 0.10 para S400 e 0.08 para S500.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s \cdot \sin \alpha} \times 100 \quad (3.28)$$

Quanto ao espaçamento entre estribos o REBAP estabelece limites de acordo com o esforço actuante como é possível observar nas equações (3.29) a (3.31).

$$V_{sd} < \frac{1}{6} \tau_2 b_w d \Rightarrow s \leq 0.9d \wedge s \leq 0.30 \quad (3.29)$$

$$\frac{1}{6} \tau_2 b_w d < V_{sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d \Rightarrow s \leq 0.5d \wedge s \leq 0.25 \quad (3.30)$$

$$V_{sd} \geq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d \Rightarrow s \leq 0.3d \wedge s \leq 0.20 \quad (3.31)$$

3.2.4. EC2 (2010)

A determinação do esforço actuante, V_{Ed} , depende da geometria do elemento e da aplicação da carga. Para cargas concentradas aplicadas a uma distância inferior a $2d$ do apoio deve ser aplicado um coeficiente de redução definido na cláusula 6.2.2. (6) do EC2 que no fundo traduz o mesmo princípio referido no REBAP, com a diferença de este ser aplicado ao esforço actuante em vez do esforço resistente. A aplicação deste coeficiente implica que a armadura longitudinal esteja convenientemente amarrada no apoio. O valor de V_{Ed} deve satisfazer o seguinte limite:

$$V_{Ed} \leq 0.5b_w d \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (3.32)$$

Se a condição da equação (3.32) se verificar o elemento apenas terá de ser reforçado com a armadura mínima de esforço transverso.

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad (3.33)$$

Em que $V_{Rd,c}$ pode ser determinado por:

$$V_{Rd,c} = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq 0.035 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)^{3/2} f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad (3.34)$$

em que o ρ_l considerado não deve ser superior a 0.02. Em elementos sujeitos a compressão axial deve-se somar à tensão correspondente $V_{Rd,c}$ um factor igual a $k_1 \cdot \sigma_{cp}$.

Sendo necessário reforçar o elemento com armadura de esforço transverso é necessário ter em conta as seguintes condições:

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (3.35)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3.36)$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (3.37)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \cdot 0.6 f_{cd} \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (3.38)$$

sendo θ correspondente ao ângulo formado pelas escoras e o eixo da viga, a sua co-tangente não deve ser superior a 2.5 nem inferior a 1. Na expressão (3.37), V_{ccd} corresponde ao valor de cálculo da componente de esforço transverso da força de compressão, no caso de um banzo comprimido inclinado, enquanto que V_{td} diz respeito ao à força na armadura de tracção no caso de um banzo traccionado inclinado.

A armadura transversal mínima em vigas segundo o EC2 é dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0.08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w \sin \alpha \quad (3.39)$$

O espaçamento longitudinal máximo dos estribos em vigas é dado por $0.75d(1 + \cot \alpha)$ enquanto que o espaçamento transversal máximo, isto é, a distância máxima entre ramos do mesmo estribo é de $0.75d$ e não deve ser superior a 0.60 m.

3.2.5. ACI 318 (2008)

Segundo o ACI a verificação de segurança é dada pelas seguintes equações:

$$0.75 \cdot V_n \geq V_u \quad (3.40)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.41)$$

em que V_n corresponde ao esforço actuante e V_u ao esforço resistente ao esforço transverso. V_c e V_s são valores de resistência referentes ao betão e ao aço, respectivamente.

O valor do esforço actuante a considerar no cálculo encontra-se a uma distância d da zona crítica em apoios comprimidos e à face do apoio em apoios traccionados ou com cargas concentradas aplicadas a uma distância inferior a d tal como indica a Figura 3.7.

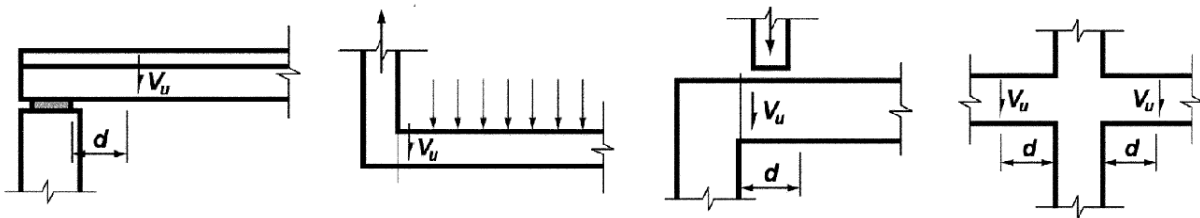


Figura 3. 7– Condições de apoio para considerar a força de corte.

A grandeza V_c pode ser calculada pela equação 3.75 admitindo que não se trata de um elemento em betão leve e que o mesmo se encontra sob os esforços de flexão e corte.

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f_c} + 17\rho_l \frac{V_u d}{M_u} \right) \cdot b_w d \leq 0.29\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w d \quad (3.42)$$

em que M_u corresponde ao momento actuante e $\frac{V_u d}{M_u}$ não deve ser maior que 1. Em elementos sujeitos a esforço transversal com compressão a expressão de V_c calcula-se pela seguinte forma:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w d \quad (3.43.)$$

Em elementos solicitados à tracção deve-se multiplicar N_u por 0.29.

Em elementos pré-esforçados o valor de d é dado pela distância entre a fibra extrema comprimida e o centro de gravidade dos cordões de pré-esforço, não havendo necessidade de ser inferior a $0.8h$.

O valor de V_c é dado pela expressão:

$$V_c = \left(0.05 \sqrt{f_c} + 4.8 \frac{V_u d}{M_u} \right) \cdot b_w d \quad (3.44.)$$

Este valor não deve ser superior a $0.42 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w d$ nem inferior a $0.17 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w d$. No entanto o ACI permite uma abordagem mais aprofundada deste assunto no seu ponto 11.3.3.

Quando é necessário dimensionar armadura, a contribuição da mesma na resistência é feita através de V_s que por sua vez é dado por:

$$V_s = \frac{A_w \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d}{s} \quad (3.45.)$$

O espaçamento longitudinal máximo entre estribos é definido neste regulamento como $\frac{d}{2}$ em elementos sem pré-esforço e $0.75h$ em elementos pré-esforçados excepto em casos em que a força resistente do aço é superior a $4 \sqrt{f_{ck}} b_w d$. Neste caso os valores atrás anunciados passam para metade.

Quanto à armadura mínima, no ACI 318, apenas é necessária quando o esforço actuante é superior a $0.375 V_{rd,c}$ tomando os valores das equações (3.46) e (3.47) caso contenha elementos pré-esforçados ou não, respectivamente.

$$A_{v,\min} = 0.062 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yw}} \quad (3.46)$$

$$A_{v,\min} = \frac{A_p f_p s}{8 f_{yw} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (3.47)$$

3.2.6. DIN 1045 (2008)

A verificação da segurança para elementos sem armadura de esforço transversal é feita da mesma forma que no EC2, com a excepção de um coeficiente presente na equação (3.34) com o valor de 0.12 que na DIN é de 0.10 e do coeficiente referente a peças comprimidas k_1 que na generalidade dos casos no EC2 toma o valor 0.15, na DIN é de 0.12 e esta parcela é subtraída e não somada como no EC2.

Quando é necessário dimensionar armadura de esforço transversal o valor de $V_{Rd,s}$ é calculado da mesma forma que no EC2. No que diz respeito à escolha da inclinação da escora é necessário ter em conta os limites impostos pela equação (3.49) na qual o valor de $V_{Rd,ci}$ é dado por:

$$V_{Rd,ci} = 0.24 \cdot f_{ck}^{1/3} \left(1 + 1.2 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w z \quad (3.48.)$$

em que σ_{cd} corresponde ao quociente entre a força resultante de compressão de cálculo, N_{Ed} , sobre a área da secção do elemento, A_c .

Neste regulamento o valor de $V_{Rd,\max}$ é dado pela equação (3.38) e a $\cot \theta$ deve respeitar o seguinte limite:

$$0.58 \leq \cot \theta \leq \frac{1.2 - 1.4 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,ci}}{V_{Ed}}} \leq 3.0 \quad (3.49.)$$

No que diz respeito às disposições construtivas em vigas a DIN segue os pressupostos do EC2.

3.2.7. BS 8110 (1997)

A British Standard aborda este problema em tensões e não em forças, sendo assim necessário converter o esforço actuante numa tensão.

$$v = \frac{V}{b_w d} \quad (3.50.)$$

Este valor não deve ser superior a 5 MPa ou a $0.8\sqrt{f_{ck}}$ com f_{ck} em MPa.

Uma vez quantificado o esforço actuante, é necessário calcular a tensão resistente do betão dada pela expressão (3.51).

$$v_c = 0.632 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{1/3} \cdot \left(100 \frac{A_{sl}}{b_w d}\right)^{1/3} \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \quad (3.51.)$$

Se v for inferior a metade da tensão v_c não é necessária armadura de esforço transversal, se esta estiver compreendida no intervalo $[0.5v_c; v_c + 4]$ apenas é necessário aplicar a armadura mínima (ver ponto 2.3.4.5), caso o valor de v ultrapasse este intervalo é necessário dispor armadura de esforço transversal. Em elementos comprimidos deve ser feita uma correcção à parcela v_c :

$$v'_c = v_c + 0.6 \frac{N \cdot V \cdot h}{A_c M} \quad (3.52.)$$

A armadura de esforço transversal pode ser constituída por varões inclinados e por estribos desde que a percentagem referente à resistência dos varões inclinados no valor total referente à armadura não exceda os 50%.

O esforço resistente dado pelos varões inclinados é dado por:

$$V_b = \frac{A_{sw}}{s_w} (0.95 f_{ywd}) (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \cot \beta) (d - d') \quad (3.53.)$$

em que d' corresponde à distância entre o varão superior e a face superior do elemento. A armadura transversal é dada por:

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{b_v (v - v_c)}{0.95 f_{yv}} \quad (3.54.)$$

Em relação ao espaçamento entre estribos esta norma define que o espaçamento longitudinal máximo é de $0.75d$ enquanto que o espaçamento transversal entre ramos não deverá ser superior a 0.15 metros. A armadura mínima é dada pela equação:

$$A_{sw} = \frac{0.4b_w s_w}{0.95 f_{ywd}} \quad (3.55)$$

3.2.8. EHE (2008)

A verificação da segurança segundo a EHE é feita de forma idêntica ao EC2, salvo algumas exceções uma vez que também permite aplicar o MCFT.

Nos casos em que não é necessário aplicar armadura de esforço transversal, a equação a aplicar para a verificação de segurança é a (3.34), isto é o cálculo de $V_{Rd,c}$, substituindo o coeficiente 0.035 por 0.05.

A verificação da segurança em elementos com armadura de esforço transversal é dada pela equação (3.56).

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (3.56.)$$

sendo que:

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta) \sum A_w \cdot f_{ywd} \quad (3.57.)$$

$$V_{cu} = \left[0.10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \right] \cdot \beta \cdot b_w d \quad (3.58.)$$

Para o cálculo de z deve ser tido em conta que este não deverá ser superior a $0.9d$. O coeficiente β pode ser calculado por:

$$\beta = \frac{2 \cot \theta - 1}{2 \cot \theta_e - 1} \quad \text{se } 0.5 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_e \quad (3.59.)$$

$$\beta = \frac{\cot \theta - 2}{\cot \theta_e - 2} \quad \text{se } \cot \theta_e \leq \cot \theta \leq 2 \quad (3.60.)$$

sendo θ_e o ângulo de referência da inclinação das fissuras e pode ser calculado pelo método geral e um método simplificado. O método simplificado consiste em determinar a extensão no centro da secção e correlacionar a mesma com o ângulo das fissuras através das equações:

$$\theta_e = 29 + 7\varepsilon_x \quad (3.61.)$$

$$\varepsilon_x \approx \frac{\frac{M_d}{z} + V_{rd} - 0.5 \cdot N_d - A_p \sigma_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)} \cdot 1000 \quad (3.62.)$$

Segundo este regulamento o valor limite dos esforços resistentes, V_{u1} é dado por:

$$V_{u1} = k \cdot 0.6 f_{cd} \cdot b_w d \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (3.63.)$$

Sendo k um coeficiente que depende do esforço axial no elemento e toma o valor de 1 para estruturas sem esforço axial, para outros casos de carga pode ser consultado na secção 44.2.3.1 deste regulamento.

Esta norma, tal como a DIN, é igual ao EC2 no que diz respeito às disposições construtivas.

3.2.9. NBR 6118 (2004)

A verificação da segurança segundo a NBR 6118 é feita satisfazendo as equações (3.64) e (3.65).

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,2} \quad (3.64.)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,3} = V_c + V_{sw} \quad (3.65.)$$

Na determinação dos esforços actuantes a NBR permite uma abordagem no caso de elementos com um momento e tem inércia variável tal como o EC2, no entanto esta norma fixa uma fórmula para a quantificação dos mesmos:

$$V_{sd} - V_{sd,red} = \left[\left| M_{sd} / z \right| - \left| V_{sd,red} \right| \cot \theta / 2 \right] \tan \beta_c + \left[\left| M_{sd} / z \right| - \left| V_{sd,red} \right| \cot \theta / 2 \right] \tan \beta_t \quad (3.66.)$$

Quanto ao esforço transversal a NBR 6118 propõe 2 modelos de cálculo. O modelo I fixa o ângulo da escora a 45° e desenvolve-se da seguinte forma:

$$V_{Rd,2} = 0.27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w d \quad (3.67.)$$

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9d \cdot f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (3.68)$$

O valor de final de V_c depende da natureza dos esforços: se o elemento estiver traccionado este valor é 0; se estiver sujeito à flexão simples é $0.6 f_{ctd} b_w d$; se se tratar de flexão composta é necessário multiplicar ao valor da flexão simples $1 + \frac{M_0}{M_{sd}}$ em que M_0 corresponde ao momento de descompressão.

O Modelo II consiste numa abordagem de escoras com inclinação variável, podendo θ variar entre 30° e 45° . Este é semelhante ao Modelo I diferindo apenas no cálculo de $V_{Rd,2}$ e V_{sw} .

$$V_{Rd,2} = 0.54 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w d \cdot \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (3.69)$$

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9d \cdot f_{ywd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad (3.70)$$

Segundo a NBR6118 o espaçamento longitudinal das armaduras deve respeitar o seguintes limites:

$$\begin{aligned} V_{sd} < 0.67V_{Rd,máx} &\Rightarrow s \leq 0.6d \wedge s \leq 0.30 \\ V_{sd} \geq 0.67V_{Rd,máx} &\Rightarrow s \leq 0.3d \wedge s \leq 0.20 \end{aligned} \quad (3.71)$$

Quanto ao espaçamento transversal, as disposições são:

$$\begin{aligned} V_{sd} < 0.20V_{Rd,máx} &\Rightarrow s \leq d \wedge s \leq 0.80 \\ V_{sd} \geq 0.20V_{Rd,máx} &\Rightarrow s \leq 0.6d \wedge s \leq 0.35 \end{aligned} \quad (3.72)$$

3.3. Punçoamento

3.3.1. MODELO DE ARAÚJO SOBREIRA

Segundo Araújo Sobreira (1983) o “modelo de rotura por punçoamento assenta num mecanismo de rotura que consiste no alargamento da zona de apoio do pilar formando um cone de punçoamento precedido pela formação de vigas de secção variável em largura apoiadas nos cones de punçoamento e que servem de apoio às lajes existentes”.

Segundo este modelo cone de punçoamento é definido a partir do ângulo da fissura de corte fixado em 30° em lajes correntes. A altura, y , que define a altura da zona comprimida junto ao apoio resulta de um processo iterativo, no entanto o valor considerado é dado pelo produto da altura útil da laje, d , por 0.38. Os valores geométricos que definem o cone de punçoamento cuja formação está na base da teoria de rotura de Araújo Sobreira são apresentadas na Figura 3.8, na qual se evidenciam as grandezas de b , f e Θ que são as grandezas utilizadas directamente no cálculo.

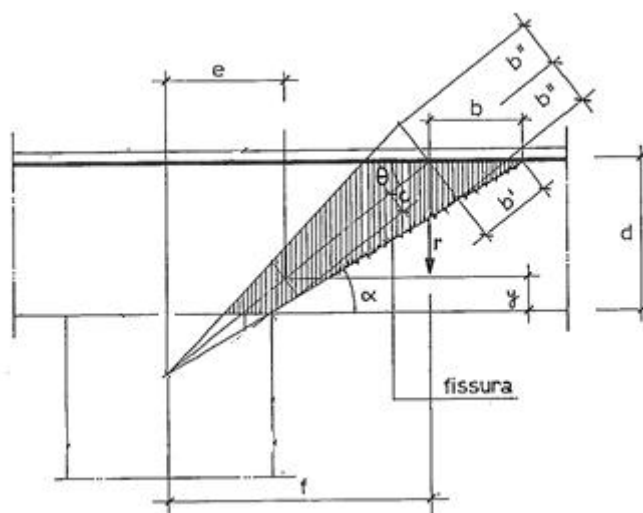


Figura 3. 8– Definição do cone de punçoamento (Araújo Sobreira, 1983).

Nesta figura, f é uma grandeza que influencia directamente a resistência do tirante de betão e diz respeito à distância entre o centro do pilar e o ponto médio da secção da escora no topo da laje.

O perímetro de controlo a partir do qual é determinado o esforço actuante situa-se a uma distância de $0.5d$ do bordo do pilar equivalente, como é indicado na Figura 3.9.

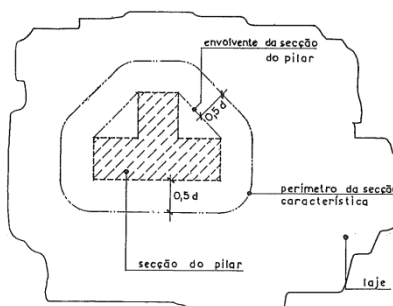


Figura 3. 9– Perímetro de controlo (Araújo Sobreira, 1983).

Para situações sem armadura de punçoamento, a verificação da segurança em estado limite último é feita por:

$$V_{Rd} \geq V_{Sd} \quad (3.73.)$$

$$V_{cnrd} \geq V_{Sd} \quad (3.74.)$$

$$V_{Rd} = 4\pi \cdot e \cdot c \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta \quad (3.75.)$$

$$V_{cnrd} = 4.48 \cdot f \cdot d \cdot \eta \cdot f_{ctk} \quad (3.76.)$$

Sendo V_{Sd} a força de cálculo actuante na laje; θ , e e c são dados pelas relações trigonométricas a partir da Figura 3.8; f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do betão e η é o produto dos coeficientes das equações (3.9) a (3.12) da secção 3.2.1 desta dissertação.

A resistência ao punçoamento com armadura deve cumprir a seguinte verificação:

$$V_{Rd} \geq V_{cd} + V_{wd} \quad (3.77)$$

$$V_{cd} = f_{ctd} \cdot \eta \cdot (8 \cdot f \cdot d - A_{cr}) \quad (3.78.)$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot \sigma_{sw} \quad (3.79.)$$

em que A_{sw} corresponde à área de armadura a dispor e σ_{sw} à tensão de cedência da armadura de reforço.

Este modelo contempla de forma exaustiva os casos em que o carregamento não é simétrico, isto é, quando o carregamento é excêntrico provocando um momento flector na ligação. Nestes casos Araújo Sobreira (1983) propõe uma redução da resistência ao punçoamento, assim como um agravamento dos esforços actuantes dado por:

$$V'_{Rd} = V_{Rd} \cdot \left(\frac{1 + 2e \cdot \cos(\gamma)}{f} \right) \quad (3.80.)$$

$$V'_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{\eta} \leq V'_{Rd} \quad (3.81.)$$

$$\eta = \frac{f}{f + 2e \cdot \cos(\gamma)} \quad (3.82.)$$

V'_{Rd} e V'_{sd} representam a força resistente e actuante finais respectivamente γ é um ângulo dado por $\frac{d}{2f}$ (ver Figura 3.7) e e representa, em módulo, a excentricidade da carga.

Como foi atrás referido, este modelo apoia-se no pressuposto de que as lajes estarão apoiadas em vigas fictícias que formam pórticos com os pilares, logo as excentricidades podem ser calculadas através dos momentos flectores no pilar. Para tal é proposto um método baseado na distribuição de cargas definidas pelas linhas de rotura (ver Figura 3.11), a partir das quais se obtém o momento flector resultante entre lajes aplicando o método de Cross e fazendo o mesmo tipo de raciocínio na cabeça do pilar em análise, considerando os momentos das 4 vigas fictícias (ver Figura 3.10). Sobreira define um Método Rigoroso que traduz estas operações de forma simplificada através de um esquema de malha que pode ser assimétrica.

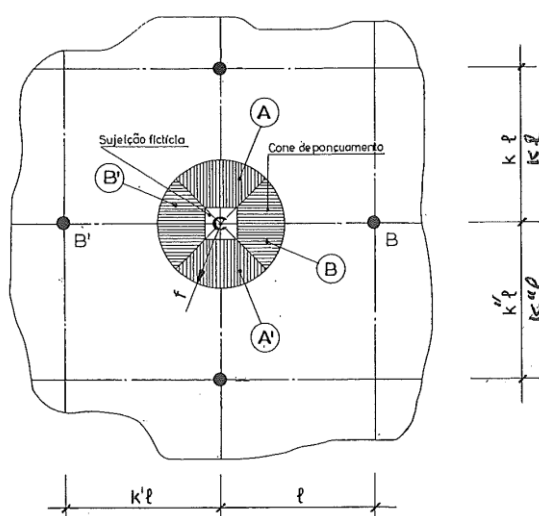


Figura 3. 10– Esquema de Malha genérico (Araújo Sobreira, 1983).

Na figura é possível identificar o pilar C que se trata do pilar em análise e os pilares adjacentes A, A', B e B'.

Tome-se como exemplo um esquema de pilar interior com a geometria definida pela Figura 3.11.

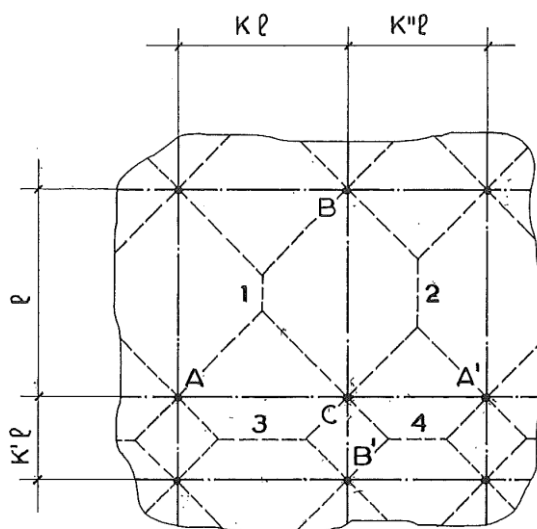


Figura 3. 11– Definição das linhas de rotura num pilar interior (Araújo Sobreira, 1983).

Segundo a disposição sugerida na Figura 3.11 podemos calcular os momentos parciais segundo as 4 direcções da forma abaixo apresentada segundo o método rigoroso de Araújo Sobreira (1983).

$$M_{CA} = \left[\frac{0.625K^3}{\beta} + \frac{K'}{\beta K} \cdot \left(K^3 - \frac{K'^2 K}{2} + \frac{K^3}{8} \right) \right] \cdot l^3 p \quad (3.83)$$

$$M_{CA'} = \left[\frac{0.625K''^3}{\beta} + \frac{K'}{\beta K''} \cdot \left(K''^3 - \frac{K'^2 K''}{2} + \frac{K'^3}{8} \right) \right] \cdot l^3 p \quad (3.84)$$

$$M_{CB} = \left[K - \frac{K^3}{2} + \frac{K''}{8} + K'' - \frac{K''^3}{2} + \frac{K''^4}{8} \right] \cdot l^3 p / \beta \quad (3.85)$$

$$M_{CB'} = 1.35K'^3 \cdot l^3 p / \beta \quad (3.86)$$

Nestas equações, os K 's são determinados de acordo com a Figura 3.11 e definem as relações de comprimento l das lajes, o parâmetro β corresponde ao grau de encastramento da respectiva laje variando entre 24 quando está totalmente encastrada e 16 quando tem total liberdade de rotação, p corresponde à carga uniformemente distribuída na laje.

Caso se tratassem de pilares de bordo ou de canto a configuração da malha seria como é descrito na Figura 3.12.

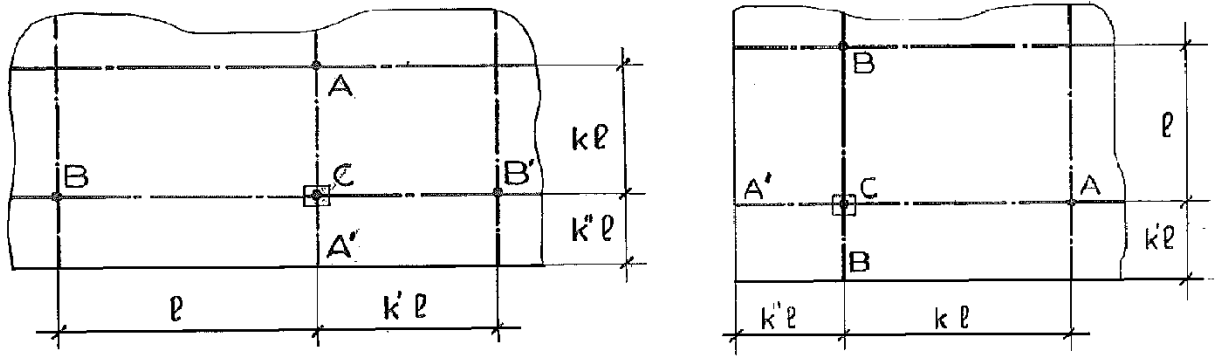


Figura 3. 12– Esquema de Malha em pilares de Bordo (esq.) e pilares de Canto (dir.) (adaptado de Araújo Sobreira, 1983).

A partir dos momentos iniciais, é possível determinar os momentos nas duas direcções $M_{AA'}$ e $M_{BB'}$ subtraindo as parcelas do mesmo alinhamento.

Este método também é aplicável a cargas concentradas fazendo as devidas adaptações. Se tivermos em conta a distribuição de cargas definida na Figura 3.13, aplicando o método das linhas de rotura pode-se deduzir a carga linear uniforme originada por uma carga concentrada sobre uma das quatro linhas de apoio por:

$$p_{an} = \frac{2m_n}{l\lambda_{Bn}} \quad (3.87)$$

Em que o momento unitário, m_n , é definido por:

$$P_n = m_n \left(\frac{\Psi_A K_A}{\lambda_A} + \frac{\Psi_B K_B}{\lambda_B} + \frac{K_B}{K_A - \lambda_B} + \frac{K_A}{K_B - \lambda_A} \right) \quad (3.88)$$

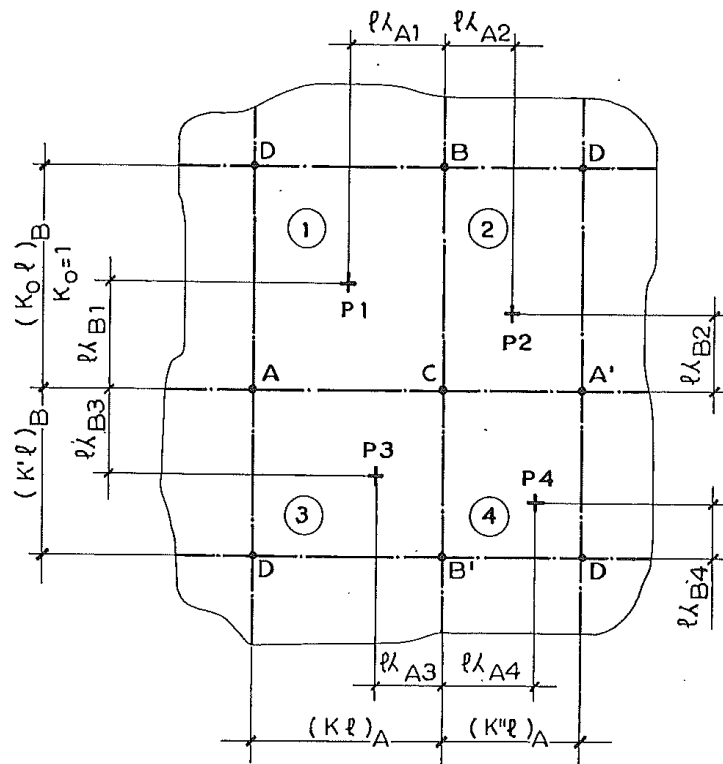


Figura 3. 13– Esquema de Malha em lajes sujeitas a cargas concentradas (Araújo Sobreira, 1983).

Os momentos parciais são dados por:

$$M_{AA'P} = \frac{2p_{an}(K_{an}l)^2}{\beta} \quad (3.89)$$

$$M_{BB'P} = \frac{2p_{Bn}(K_{Bn}l)^2}{\beta} \quad (3.90)$$

Tendo em conta as rigidezes relativas entre vãos contíguos é possível fazer a distribuição dos momentos que resultam no equilíbrio dos momentos segundo AA' e BB'. Esses valores podem ser calculados através do Quadro 3.2.

Quadro 3. 2– Momentos distribuídos

	$M_{AA',dist}$	$M_{BB',dist}$
Pilares Interiores	$M_{AA'} \frac{K''}{\beta' K + K''}$	$M_{BB'} \frac{K''}{\beta' + K'}$
Pilares de Bordo	$M_{AA'}$	$M_{BB'} \frac{K''}{\beta' + K'}$
Pilares de Canto	$M_{AA'}$	$M_{BB'}$

O coeficiente β' corresponde ao grau de encastramento da laje, variando entre 0.75 e 1.0 neste caso.

Os pilares de bordo e de canto originam momentos segundo as direcções AA' e BB' que, quando considerados no cálculo, devem ser subtraídos aos momentos $M_{AA'}$ e $M_{BB'}$.

A partir destes momentos as excentricidades podem ser obtidas pelas seguintes equações:

$$e_{p,AA'} = \frac{M_{AA',dist}}{(Kl)^2} \quad (3.91)$$

$$e_{p,BB'} = \frac{M_{BB',dist}}{(Kl)^2} \quad (3.92)$$

$$e_p = \sqrt{e_{p,AA'}^2 + e_{p,BB'}^2} \quad (3.93)$$

A excentricidade provocada pelo carregamento da laje não deve ser confundida com a excentricidade provocada por cargas horizontais nos pilares que originam momentos que devem ser adicionados para a determinação da excentricidade global.

Segundo este autor a armadura longitudinal tem um papel importante no equilíbrio dos momentos e deve ser quantificada da seguinte forma:

$$\rho_{l,inf} = \rho_l - \rho_{l,sup} \quad (3.94)$$

$$\rho_{l,sup} = \frac{V_{sd}}{4.7 f \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \quad (3.95)$$

$$\rho_l = \frac{V_{sd} / \eta}{4.7 f \cdot d \cdot \sigma_{sd}} \quad (3.96)$$

3.3.2. MODEL CODE 2010

No que diz respeito ao punçoamento, o MC10 define que o perímetro de controlo a partir do qual se determina a força de corte actuante dista da face do pilar $0.5d$. Em paredes o perímetro não se deve alongar mais do que $1.5d$ a contar a partir do cunhal (Figura 3.14) e no total o perímetro de controlo não deve exceder $12d$. Em zonas com aberturas a uma distância menor ou igual a $5d$ do pilar não deve ser considerada a parte do perímetro de controlo entre as duas tangentes à abertura traçadas desde o centro da área carregada.

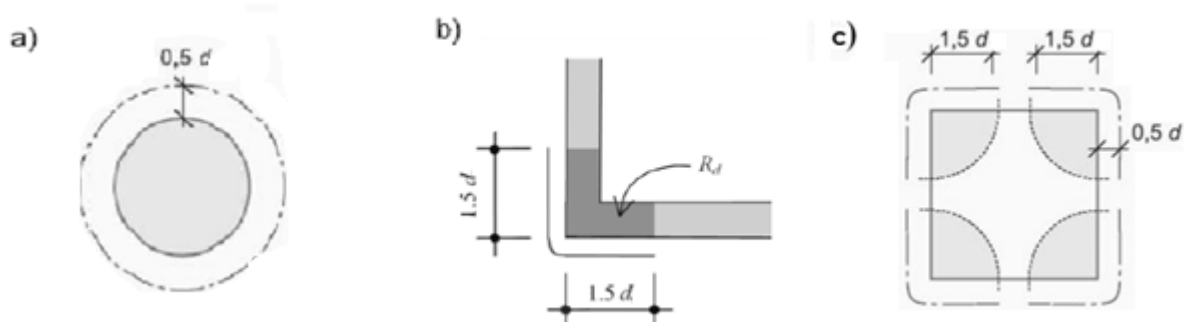


Figura 3. 14– Exemplos de perímetros de controlo em: a) pilar; b) parede; c) limites

Em carregamentos excêntricos o valor do perímetro de controlo é ajustado em função do valor da projecção das forças de corte provocadas pela excentricidade.

$$b_0 = \frac{V_{Ed}}{v_{perp,d,max}} \quad (3.97.)$$

em que b_0 é o perímetro de controlo e $v_{perp,d,max}$ é o valor máximo da projecção da força de corte perpendicular ao perímetro de controlo, isto é, corresponde à tensão máxima de corte instalada no cone de punçoamento originada pelo momento flector na ligação.

Neste tipo de carregamentos o MC10 leva à aplicação de um coeficiente ao valor de $V_{Rd,s}$ dado por:

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e}{b}} \quad (3.98.)$$

Em que e é a excentricidade e b é o diâmetro do círculo que define o perímetro de controlo. Em situações em que o quociente entre o vão em estudo e o vão adjacente for inferior a 25%, k_e pode tomar os valores de 0.90, 0.70 e 0.65 para pilares interiores, de bordo e de canto respectivamente.

A contribuição do betão na resistência pode ser obtida pelas seguintes expressões:

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} d \cdot b_0 \quad (3.99.)$$

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.6 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0.6 \quad (3.100.)$$

$$k_{dg} = \frac{48}{16 + d_g} \quad (3.101.)$$

ψ é o parâmetro que define a rotação da laje e pode ser definido consoante o nível de rigor pretendido. O cálculo da rotação da laje para o nível I é feito de acordo com uma análise linear elástica sem uma redistribuição de forças e é dada por:

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3.102.)$$

O nível II de aproximação é recomendável quando se pretende fazer uma redistribuição de momentos e a sua rotação é dada por:

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1.5} \quad (3.103.)$$

No nível III de aproximação o coeficiente 1.5 das equações (3.102) e (3.103) pode ser substituído por 1.2 se o cálculo do momento tiver por base uma análise elástica.

A força de cálculo da contribuição da armadura transversal é dada por:

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \alpha \quad (3.104.)$$

$\sum A_{sw}$ corresponde à área de estribos necessária situada entre $0.35d$ e d e σ_{sd} é dado por:

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \leq f_{ywd} \quad (3.105.)$$

O limite superior imposto pelo MC10 pode ser calculado através da seguinte equação:

$$V_{Rd,max} = k_{sys} \cdot k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d \quad (3.106.)$$

O coeficiente k_{sys} toma o valor de 2, neste regulamento, no entanto investigações mais recentes permitiram definir esta constante consoante o tipo de reforço que é utilizado, sendo de 2.5 para estribos, 2 para varões dobrados, 2.6 para lajes pré-esforçadas e 3.0 para conectores tipo perno (Ruiz, Muttoni, 2010).

Na verificação fora da zona de reforço, a segurança é feita como se não existisse armadura de punçoamento e o perímetro de controlo mantém-se a $0.5d_v$ do último perímetro de reforço conforme é indicado na Figura 3.15.

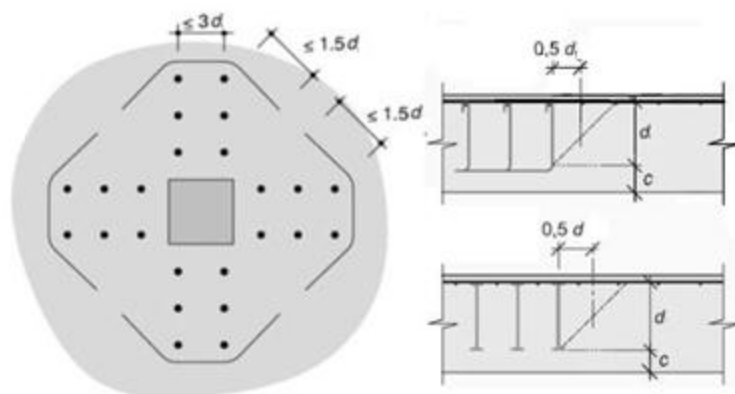


Figura 3. 15– Perímetro de controlo e altura útil da laje.

O “Integrity reinforcement” deve ser feito quando não é colocada armadura de punçoamento ou quando a laje é pouco dúctil. Este reforço é feito ao nível das armaduras longitudinais inferiores através do cálculo de $V_{Rd,int}$.

$$V_{Rd,int} = \sum \left(A_{si} f_{yd} \frac{d}{22\phi_{int}} \left(\sqrt[3]{\varepsilon_{su}} + \sin \alpha \right) \right) \quad (3.107.)$$

em que ϕ_{int} diz respeito aos diâmetros a utilizar no “Integrity Reinforcement” e ε_{su} corresponde à extensão do aço em Estado Limite Último.

3.3.3. REBAP (1983)

No que diz respeito ao corte por punçoamento o cálculo da força resistente é dado por:

$$V_{Rd} = v_{Rd} \cdot u \quad (3.108)$$

$$v_{Rd} = (1.6 - d) \cdot \tau_1 \cdot d \quad (3.109)$$

em que u é a superfície crítica que envolve o pilar definindo um perímetro a uma distância $0.5d$ do bordo do pilar. Neste caso V_{Rd} é expresso em kN/m.

Esta metodologia apenas é aplicável em casos em que a zona em causa não esteja a uma distância superior a $5d$ de um bordo livre.

O valor de cálculo da tensão actuante, V_{sd} , em carregamentos sem excentricidade é dado por:

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u} \quad (3.110)$$

Se o carregamento for excêntrico a tensão actuante é para pilares rectangulares e circulares respectivamente:

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u} \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x \cdot b_y}} \right) \quad (3.111)$$

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u} \cdot \left(1 + \frac{2e}{d_0} \right) \quad (3.112)$$

Em que e_x e e_y são o módulo das excentricidades segundo as duas direcções, b_x e b_y são as dimensões do contorno crítico e d_0 corresponde ao diâmetro do pilar.

No caso de ser necessária armadura de punçoamento, esta é calculada a partir da contribuição de V_{Rd} dada por:

$$V_{Rd} = \frac{4}{3} A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (3.113)$$

Este valor não deve ser superior a 1.6 vezes o valor a calcular pela expressão (3.108).

Quanto às disposições construtivas o REBAP especifica que a armadura de punçoamento deve ser disposta desde o perímetro carregado até, pelo menos, a um perímetro situado a $1.5d$ do perímetro referido. O espaçamento entre varões não deve ser superior a $0.75d$.

3.3.4. EC2 (2010)

Quanto ao punçoamento, o Eurocódigo refere que o perímetro de controlo u_1 dista da área carregada de $2d$ no entanto a resistência ao punçoamento deverá ser verificada à face da zona carregada e, caso haja armadura de punçoamento, em perímetros a uma distância também superior a $2d$.

Em áreas carregadas junto a aberturas (distância menor que $6d$) não deve ser considerada a parte do perímetro de controlo entre as duas tangentes à abertura traçadas desde o centro da área carregada.

A tensão provocada pelas acções actantes, v_{Ed} , pode ser calculada por:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (3.114)$$

em que β é o coeficiente que tem em conta a excentricidade.

Em pilares interiores e com excentricidade numa direcção, β é dado por:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{sd}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (3.115)$$

k é um coeficiente que depende das dimensões do pilar e W corresponde à distribuição de tensões tangenciais e os seus valores estão disponíveis na secção 6.4.3. do EC2.

Em pilares circulares interiores β pode ser simplificado segundo a seguinte expressão:

$$\beta = 1 + 0.6\pi \cdot \frac{e}{D + 4d} \quad (3.116)$$

em que D é o diâmetro do pilar.

Em pilares com excentricidade nas duas direcções β toma o valor:

$$\beta = 1 + 1.8 \cdot \left(\left(\frac{e_y}{b_x} \right)^2 + \left(\frac{e_x}{b_y} \right)^2 \right)^{1/2} \quad (3.117)$$

Em pilares de bordo com excentricidade para o interior da laje na direcção normal ao seu bordo β é dada por:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \cdot \frac{u_1}{W_1} \cdot e \quad (3.118)$$

Em que u_{1*} é o perímetro de controlo reduzido (ver Figura 3.16).

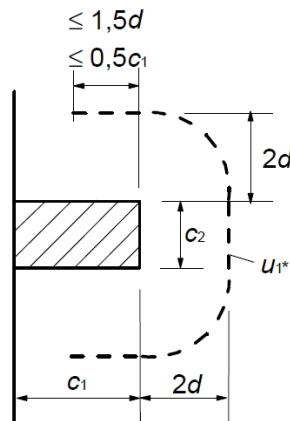


Figura 3. 16– Perímetro de controlo reduzido (EC2)

Quando a excentricidade está para o exterior da laje segundo a mesma direcção temos:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{sd}}{V_{sd}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (3.119)$$

Em pilares de canto o valor de β é dado pelo quociente entre o comprimento do perímetro caso se trate de um pilar interior pelo perímetro do pilar de canto considerado.

De forma simplificada pode-se considerar este coeficiente 1.5 para pilares de canto, 1.4 para pilares de bordo e 1.15 para pilares interiores, caso o comprimento dos vãos dos tramos adjacentes não ultrapasse 25%.

A tensão resistente ao punçoamento sem armadura, $v_{Rd,c}$, em lajes é dada por:

$$v_{Rd,c} = 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \leq v_{\min} \quad (3.120)$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} \quad (3.121)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (3.122)$$

Em que ρ_l é a percentagem de armadura longitudinal e não deve ser superior a 0.02.

Em sapatas esta equação deve ser multiplicada por $2d/a$ em que a é a distância desde a face do pilar até à superfície de controlo.

Quando se trata de sapatas é necessário retirar ao esforço actuante a reacção provocada pelos impulsos do terreno originando uma força útil actuante, $V_{Ed,red}$. Isto quando a acção não possui excentricidade, pois quando a acção é excêntrica $V_{Ed,red}$ é dado por:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \left[1 + k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W} \right] \quad (3.123)$$

Em que k é o coeficiente que tem em conta as dimensões do pilar e W é similar a W_1 mas referente ao perímetro de controlo u .

Em sapatas a resistência ao punçoamento sem armadura transversal é dada por:

$$v_{Rd,c} = 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a \leq v_{min} \cdot 2d/a \quad (3.124)$$

A resistência ao punçoamento de lajes e sapatas com a respectiva armadura de punçoamento é:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.5 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s_r} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 \cdot d} \right) \cdot \sin \alpha \quad (3.125)$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd} \quad (3.126)$$

Em que A_{sw} é a área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar, s_r é o espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento, $f_{ywd,ef}$ é o valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras e α é o ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje. Dispondo armadura de punçoamento o seu perímetro exterior medido à distância de $1.5d$ do último perímetro de reforço não deve ser inferior a $\frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} d}$.

O Eurocódigo estabelece também a verificação ao corte de um perímetro de controlo à face do pilar. A tensão actuante neste perímetro nunca deverá ser maior que:

$$v_{Rd,max} = 0.3 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \quad (3.127)$$

Quanto às disposições construtivas relativamente ao punçoamento o EC2 impõe como limites a dispersão de armadura a $1.5d$ tal como no REBAP e um espaçamento longitudinal também igual ao regulamento referido. Na Figura 3.17 o valor de k recomendado é de 1.5.

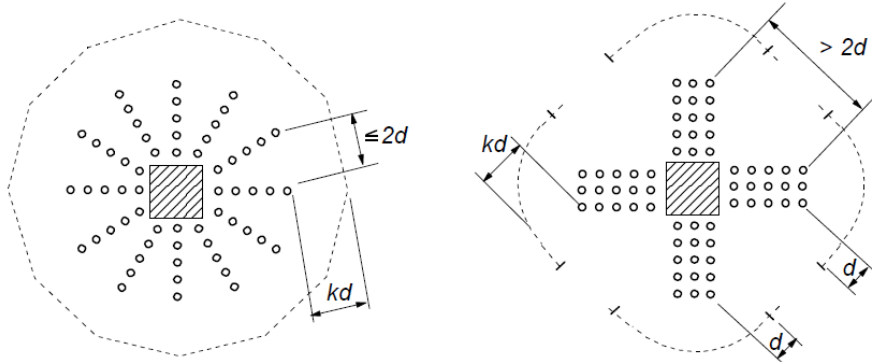


Figura 3. 17– Disposições da armadura de Punçoamento segundo o EC2

Quando é necessária armadura de punçoamento, a área mínima de um ramo de um estribo é dada pela expressão:

$$A_{sw,min} \frac{(1.5 \sin \alpha + \cos \alpha)}{(sr \cdot st)} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (3.128)$$

3.3.5. ACI 318 (2008)

Quanto ao punçoamento, o ACI 318 fixa o valor de V_c o valor mínimo dado entre as equações (3.129) a (3.131).

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad (3.129)$$

$$V_c = 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad (3.130)$$

$$V_c = 0.33 \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad (3.131)$$

Nestas expressões β corresponde ao quociente entre o lado maior do pilar e o lado menor, b_0 é o perímetro crítico que se situa a uma distância de $0.5d$ do pilar e α_s é um coeficiente que tem em conta

a localização do pilar na laje sendo 40 em pilares interiores, 30 em pilares de bordo e 20 em pilares de canto.

Em carregamentos excêntricos o momento a considerar no pilar consiste no momento proveniente da laje multiplicado por um coeficiente γ_v dado pela expressão:

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (3.132)$$

em que b_1 e b_2 correspondem às dimensões dos lados do perímetro de controlo. De seguida é possível calcular as tensões actuantes no cone de punçoamento pelas equações:

$$v_{u1} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{j} \quad (3.133)$$

$$v_{u2} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c'}{j} \quad (3.134)$$

Os valores de c/j podem ser calculados pela aplicação do ponto R.11.11.7.2 do ACI 318.

No caso de ser necessário reforçar a laje com armadura de punçoamento, V_s não deve ser inferior a $0.17\sqrt{f_{ck}}b_0d$, V_{Rd} tem que ser inferior a $0.5\sqrt{f_{ck}}b_0d$ e V_s é calculado pela equação

$$V_s = \frac{A_v}{s} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \quad (3.135)$$

Neste caso A_v corresponde à área de estribos que é necessário colocar ao longo de um perímetro de controlo.

Relativamente às disposições construtivas a armadura de punçoamento deve obedecer às disposições da Figura 3.18.

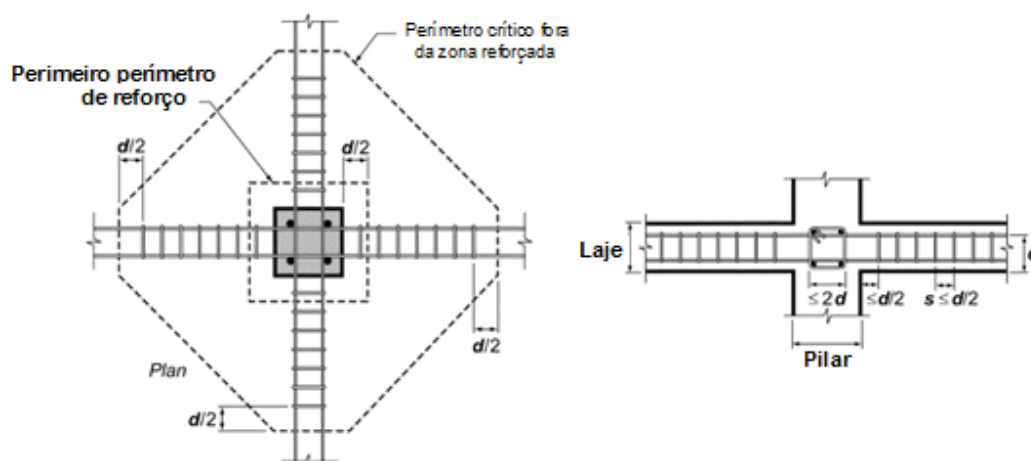


Figura 3. 18– Disposições da armadura de Punçoamento segundo o ACI 318

3.3.6. DIN 1045 (2008)

Segundo esta norma o perímetro de controlo a partir do qual são determinados os esforços actuantes é definido a $1.5d$ do pilar.

As excentricidades são acauteladas por um coeficiente β e apenas pode ser calculado em situações em que a relação entre vão adjacentes não seja superior a 0.8 nem inferior a 1.25. Nestes casos este coeficiente toma os valores explicitados na Figura 3.19.

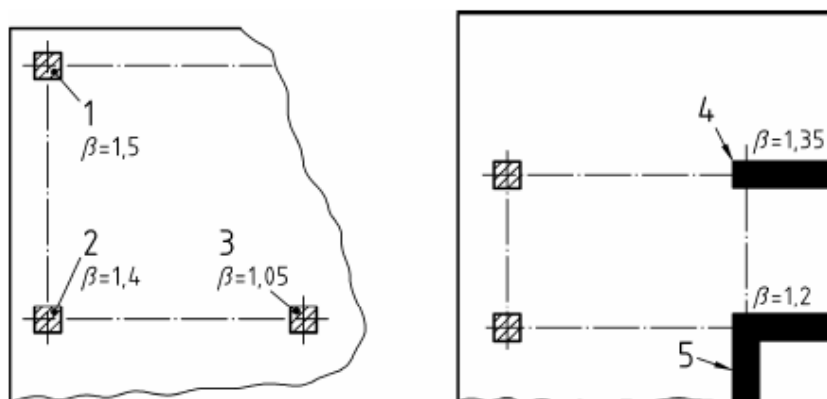


Figura 3. 19– Coeficiente de excentricidade na DIN 1045-1.

O cálculo de $V_{Rd,c}$ para elementos sem armadura de punçoamento é feito da mesma forma do que na equação (3.113) (EC2) substituindo o coeficiente 0.12 por 0.14. Em sapatas esta expressão deve ser multiplicada por um factor k que consiste no quociente entre o comprimento do perímetro crítico calculado a $1.5d$ pelo perímetro crítico calculado a $1.0d$, este coeficiente não deve ser inferior a 1.2.

Em elementos com armadura de punçoamento V_{Rd} não deve ser superior a $1.5 V_{Rd,c}$.

Na verificação da segurança ao punçoamento com armadura de punçoamento a DIN 1045-1 define a verificação dentro e fora da zona que será armada, sendo a primeira no perímetro $0.5d$ à qual corresponde a equação (3.136) e consequentemente uma quantidade de armadura. Os restantes perímetros armados deverão satisfazer a equação (3.137) e no exterior da zona com armadura de punçoamento a equação a aplicar na verificação da segurança é a (3.138).

$$v_{Rd} = v_{Rd,c} + \frac{K_s \cdot A_{sw} \sin \alpha \cdot f_{ywd}}{u} \quad (3.136)$$

$$v_{Rd} = v_{Rd,c} + \frac{K_s \cdot A_{sw} \sin \alpha \cdot f_{ywd} \cdot d}{u \cdot s_w} \quad (3.137)$$

$$v_{Rd} = \left(1 - \frac{0.29l_w}{3.5d}\right) \cdot v_{Rd,c} \quad (3.138)$$

Na a DIN o espaçamento máximo entre a face do pilar e o primeiro perímetro reforçado não deve ser inferior a $0.5d$ assim como a distância entre perímetros.

3.3.7. BS 8110 (1997)

O cálculo do esforço actuante deve ser feito segundo a equação (3.51) substituindo o parâmetro b_w pelo perímetro crítico rectangular à distância de $0.75d$ da face do pilar ou múltiplos deste. A tensão máxima admissível deve ser calculada considerando o perímetro junto à face do pilar e não deve exceder 5MPa ou $0.8\sqrt{f_{ck}}$.

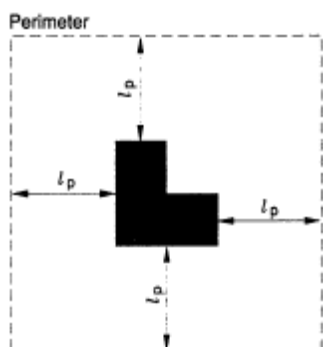


Figura 3. 20– Perímetro de controlo

O algoritmo de cálculo para a verificação da segurança é similar ao realizado para o esforço transversal variando porém a forma de cálculo da armadura que toma a seguinte expressão:

$$\sum A_{sw} \sin \alpha \geq \frac{(v - v_c)ud}{0.95 f_{ywd}} \quad (3.139)$$

No entanto quando a tensão actuante se situa entre $1.6 v_{Rd,c}$ e $2 v_{Rd,c}$ a fórmula aplicar será:

$$\sum A_{sw} \sin \alpha \geq \frac{5(0.7v - v_c)ud}{0.95 f_{ywd}} \quad (3.140)$$

Caso o valor seja superior a $2 v_{Rd,c}$ o modelo a adoptar deve ser devidamente justificado.

As excentricidades devem ser contabilizadas no esforço transversal actuante através da equação:

$$V = V_t \left(1.25 + \frac{1.5M_t}{V_t} \right) \quad (3.141)$$

em que M_t e V_t correspondem ao momento e força de corte de transferência respectivamente.

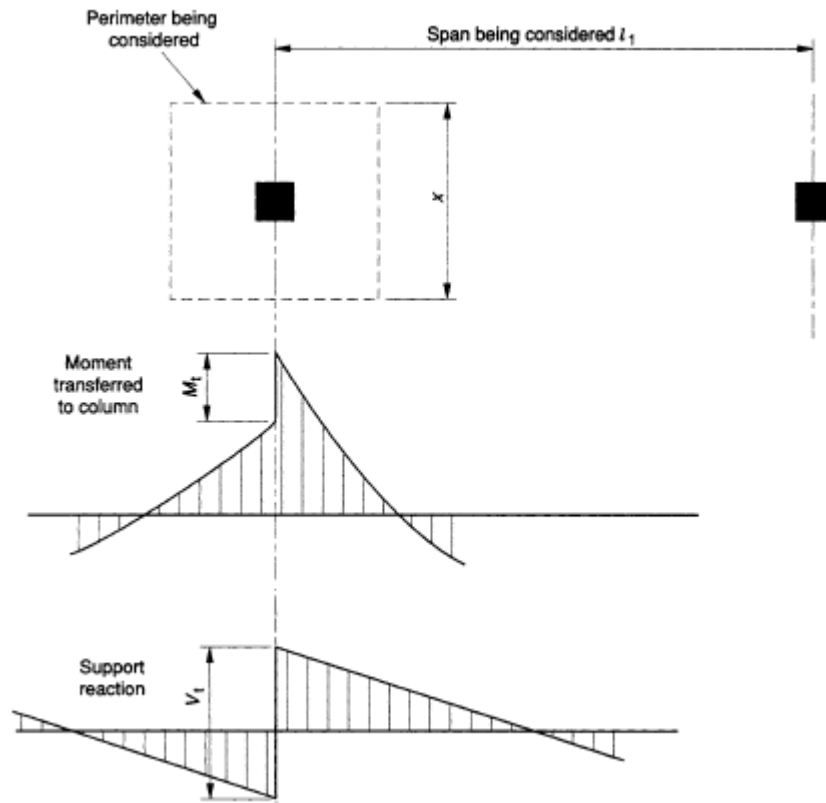


Figura 3. 21– Momento e força de corte de transferência

No que diz respeito às aberturas, estas devem reduzir o perímetro de controlo quando situadas a uma distância inferior a $6d$ da face do pilar. Este desconto deve ser feito recorrendo à mesma metodologia que foi enunciada no EC2.

No que diz respeito às disposições construtivas a BS 8110 define que em cada zona de corte espaçada de $1.5d$ deve existir 2 perímetros de estribo espaçados, no máximo, de $0.75d$ tal como indica a Figura 3.22.

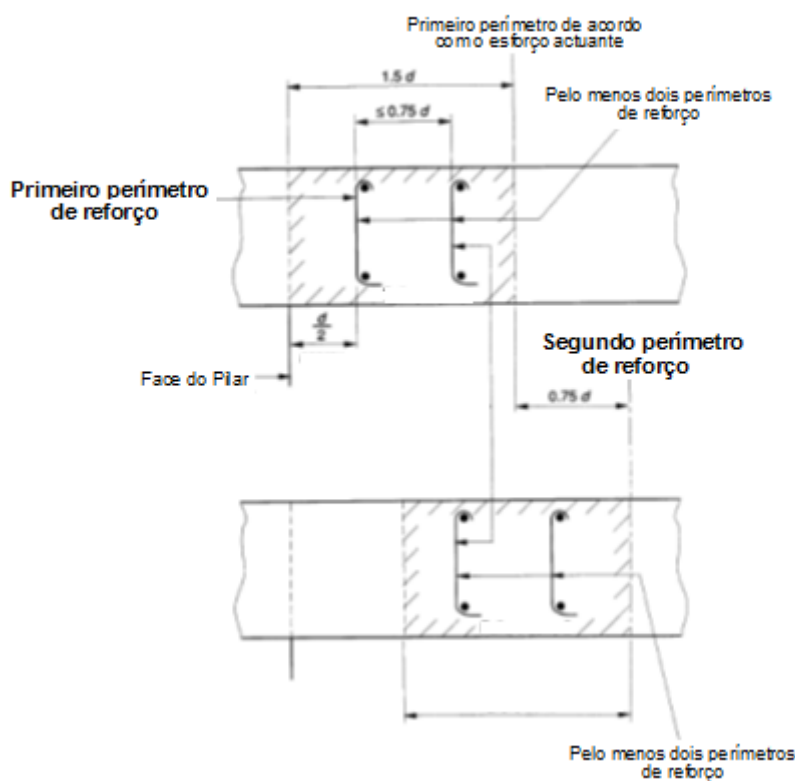


Figura 3. 22– Disposições da armadura de Punçoamento segundo a BS 8110.

3.3.8. EHE (2008)

Quanto ao punçoamento as disposições do EHE são idênticas ao EC2 com a excepção do cálculo do valor de $v_{\min}$ que deve ser feito através da equação (3.121) substituindo o coeficiente 0.035 por 0.05.

Quanto ao factor β a EHE não sugere nenhuma modificação caso não hajam momentos de transferência assumindo de forma simplificada 1.15 em pilares interiores, 1.4 em pilares de bordo e 1.5 em pilares de canto tal como no EC2.

Esta norma tal como a DIN é igual ao EC2 no que diz respeito às disposições construtivas.

3.3.9. NBR 6118 (2004)

A verificação da segurança ao punçoamento deve ser feita em 3 perímetros diferentes: junto ao pilar, à distância 2d e à distância 2d do último perímetro de armaduras de punçoamento.

A verificação da segurança nos perímetros de controlo é dada por, respectivamente:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0.27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (3.142)$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0.13 \cdot \left(1 - \sqrt{20/d}\right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} \quad (3.143)$$

Caso seja necessária armadura de punçoamento a verificação da segurança é dada por:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = 0.10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) (100 \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1.5 \frac{d}{s} \frac{A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha}{u \cdot d} \quad (3.144)$$

4

FERRAMENTA DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO AO CORTE SEGUNDO DIFERENTES REGULAMENTOS

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No cálculo estrutural, na generalidade dos casos, é necessário realizar o dimensionamento dos elementos cumprindo as normas do país no qual a obra será licenciada. O algoritmo de cálculo varia de acordo com o regulamento de cada país assim como as expressões matemáticas inerentes. Por estes e outros motivos a aplicação dos diferentes regulamentos requer o seu estudo e a aplicação em projecto implica uma certa disponibilidade de tempo que na maioria dos casos não existe.

Este obstáculo pode ser ultrapassado com o recurso a uma ferramenta de cálculo que permita de forma sistemática abordar o mesmo problema segundo as diferentes normas. No entanto é importante referir que a aplicação deste tipo de ferramentas não substitui o conhecimento que é necessário ter para aplicar estes regulamentos.

Para a realização de uma ferramenta aplicável em projecto é necessário ter em conta que deve ser flexível ao ponto de poder ser utilizada de acordo com a metodologia de cada utilizador podendo assim ser organizada da forma que o mesmo achar mais adequada. Pelas mesmas razões, o facto de esta ferramenta permitir a verificação rápida dos cálculos através da variação dos parâmetros envolvidos permite ao utilizador uma maior precisão e rapidez nos cálculos. Para que a ferramenta possa ter desenvolvimentos futuros é mais útil a utilização de um programa com linhas de código facilmente acessíveis para que possa ser alvo de intervenções para o melhoramento das suas utilidades.

De forma a responder da melhor forma aos princípios referidos nos parágrafos anteriores optou-se por criar uma ferramenta recorrendo ao Microsoft Excel explorando as aplicações do Visual Basic (VBA). Esta opção tem como vantagens não só corresponder aos princípios referidos mas também o facto de ter uma maior abrangência de aplicações que podem ser feitas através deste programa no que diz respeito a desenvolvimentos futuros da mesma.

Uma vez que se pretendeu abordar 2 tipos de corte (esforço transversal e punção) e ambos são abordados de forma distinta consoante o regulamento em causa, optou-se por realizar dois “Workbooks” distintos para que os seus dados não sejam confundidos. Estes “Workbooks” apesar de terem os mesmos princípios de funcionamento foram elaborados de formas distintas uma vez que a

experiência da realização do primeiro permitiu adquirir experiência prática para a elaboração do segundo.

De forma a evitar a ocorrência de erros na utilização desta ferramenta procurou-se que o utilizador seja obrigado a tomar decisões durante o cálculo e a validar as mesmas, no entanto o utilizador poderá simplificar o cálculo tornando-o mais rápido ignorando os parâmetros intermédios.

Sumariamente pode-se dizer que ambos os “Workbooks” se destinam ao cumprimento das especificações dos códigos anunciados no capítulo 3 sendo que o RIB2011.BA.ETransverso refere-se ao esforço transversal e destina-se à verificação da segurança específica de secções de vigas ou lajes. O RIB2011.BA.Punçoamento trata o punçoamento e permite realizar verificações referentes a um pilar com ou sem capitel e a sapatas ou ensoleiramentos gerais. Esta ferramenta não efectua combinações de acções pois este tipo de cálculo pode ser mais útil se for desenvolvido em separado de forma a poder comunicar não só com estas aplicações mas também a outras idênticas referentes a assuntos diferentes (ROBOT, SAP2000, folhas de Excel, entre outras). Assim o input de esforços implica a introdução de esforços finais devidamente majorados.

4.2. DESENVOLVIMENTO DA FERRAMENTA

4.2.1. LINGUAGEM

O Visual Basic (VB) insere-se numa programação orientada por objectos baseada na linguagem de programação BASIC. Este tipo de programação permite que “um conjunto de instruções e de objectos que interagem entre si, onde cada elemento preserva a sua individualidade e desempenha um papel especial na execução de uma tarefa”. O VBA é um subconjunto do VB desenvolvido para actuar em conjunto com as aplicações do Microsoft Office (Loureiro, 2007).

Neste tipo de programação o Excel é um objecto denominado por “Application”, um livro é um “Workbook” e uma folha de cálculo uma “Worksheet”. A aplicação VBA torna-se particularmente útil no desenvolvimento de Macros no sentido em que permite a edição das mesmas para efectuar tarefas mais complexas.

Na utilização do VBA podemos distinguir 3 tipos de métodos:

- Métodos tipo A – quando executam uma tarefa e não necessitam de parâmetros para o fazer
- Métodos tipo B – quando executam uma tarefa com base em parâmetros
- Métodos tipo C – executam uma tarefa e retornam valores com base em argumentos de entrada

No desenvolvimento desta ferramenta foram utilizados fundamentalmente métodos tipo A e tipo B com o recurso a “Form Controls” (controlos desenhados para a realização de tarefas) de forma a poder avaliar os parâmetros existentes na folha de cálculo antes de poder validar os mesmos. Estas funções foram utilizadas também com o objectivo de organizar os resultados para facilitar a sua utilização e permitir detectar possíveis incoerências nos mesmos.

A programação em BASIC não é a mais veloz, no entanto a velocidade de execução das Macros é suficiente quando enquadrada no tipo de utilização que se pretende. Apesar disso na ferramenta relativa ao punçoamento evitou-se utilizar estas rotinas devido à necessidade de realizar mais iterações no cálculo.

De forma a não haver alterações despropositadas na ferramenta, esta encontra-se bloqueada sendo apenas possível editar as células de cor. As células de preenchimento obrigatório têm cor cinzenta enquanto que as células opcionais estão representadas de cor acastanhada. Para fazer alterações no código é necessário introduzir a palavra-chave RIBEIRINHO para desbloquear as folhas de cálculo.

4.2.2. ESTRUTURA GERAL

4.2.2.1. Esforço transversal

A folha relativa ao esforço transversal permite, como já foi referido, fazer a verificação da segurança na secção pretendida através do REBAP, EC2, DIN, EHE, ACI, BS, NBR, pelo método de Sobreira e pelo MC10. Para além destas utilidades a ferramenta permite guardar numa base de dados as informações referentes a cada secção calculada relativamente a determinado projecto e criar uma folha para impressão.



Figura 4. 1– Cronograma do RIB2011.BA.ETransverso

Esta ferramenta é composta por uma folha “Menu” (ver Figura 4.2) inicial que permite actualizar os dados sobre o projecto e o seu autor assim como escolher o regulamento para a realização do cálculo.

Projecto:
Número: -
Autor:

Novo Projecto

1. Verificação da Segurança ao Esforço Transverso e Dimensionamento de armaduras:

Análise Regulamentar

REBAP	EC2	DIN 1045	EHE	ACI 318	BS 8110	NBR 6118
-------	-----	----------	-----	---------	---------	----------

Análise Não Regulamentar

Sobreira	MC10
----------	------

2. Dados do Projecto **3. Comparação de Resultados** **4. Dados para Impressão**

Projecto Comparação Impressão

Elaborado por:
Jorge Ribetinho Soares

Com a orientação e colaboração de:
Prof. Nelson Vila Pouca
Eng. João Maria Sobreira
Eng. Jorge Nunes da Silva

Figura 4. 2– Folha “Menu” (RIB2011.BA.Etransverso)

As “worksheets” referentes a cada regulamento são compostas por diversos quadros sendo o primeiro referente aos dados gerais sobre a secção a analisar. O objectivo desta organização é que o utilizador recorra os quadros pela ordem indicada nos quais poderá ser necessário introduzir dados adicionais consoante as condições a que a secção está sujeita (ver Figura 4.3) . De uma forma geral estes quadros seguem a seguinte sequência:

1. Definição de esforços actuantes
2. Verificação da segurança sem armadura de esforço transverso
3. Dimensionamento de estribos
4. Verificação da segurança

Dados

Classe de Betão	C25/30	EC2
Altura da viga	0.50	m
Altura útil	0.45	m
Largura efectiva	0.25	m
Viga	VB1	Proj.
alfa	90	graus
Classe de Aço	S500	EC2

Viga não Rectangular

1. Definição do esforço actuante:

E.Transverso: 180 KN
Ved: 180 KN
Ved final: 180.00 KN

h: 0.50 m
h_{ed}: 0.45 m
Ac: 0.125 m²
I: 0.002604 m⁴
S: 0.03125 m³

2. Verificação de necessidade de armadura de Est. Trans.:

Al: 10.00 cm²
p: 0.0080
k: 1.67

Viga Pré-esforçada?
☐ Sim ☒ Não

σ_{cp}: 0.000 MPa
V_{rd,c1}: 61.07 KN
V_{min}: 42.36 KN
V_{rd,c}: 61.07 KN
V_{rd,c2}: - KN

3. Quantificação dos Esforços Resistentes:

M: 0 KNm
V_{rd} Desfavorável e V_{rd} favorável
cotan θ: 2.5
α₁ω: 1.00
λ/1: 0.60
V_{cod}: 0.00 KN
V_{td}: 0.00 KN
V_{rd,max}: 349.14 KN

4. Dimensionamento de estribos:

Diâmetro de estribos: 8 mm
Espaçamento: 0.2 m
Nº de Ramos: 2
A_{sw/L,min}: 2.00 cm²/m
A_{sw/s}: 5.03 cm²/m
Eficiência: 122.93 %

Espaçamento máximo entre estribos: 0.34 m
Espaçamento máximo entre ramos: 0.34 m
ΔF_{td}: 225.0 KN
α₁: 1.01 m

5. Verificação da Segurança:

V_{rd} final: 221.28 KN V_{rd,max} OK
V_{ed}: 180.00 KN Rácio: 122.93 % OK

Validar Cálculo Menu Projecto

Figura 4. 3– Folha exemplo EC2 (RIB2011.BA.Etransverso)

No final do cálculo em cada regulamento é possível validar aquele transferindo os dados principais para outra “Worksheet” referente aos dados do projecto (ver Figura 4.4).

1	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y
	Secção	Esforço actuante (kN)	Esforço Resistente (kN)	Rácio (%)	Eshibos				Secção (m2)		Viga	Regulamento	Data												
2	S1	180	221	123	2	8	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	Eurocódigo 2	18-7-11 10:14												
3	S1	180	177	98	2	8	//	0.19	0.25 x 0.5		VB1	DIN 1045	18-7-11 10:14												
4	S1	209	190	91	2	8	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	NBR 6118	18-7-11 10:15												
5	S2	180	223	124	2	10	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	REBAP	18-7-11 10:14												
6	S2	226	230	102	2	8	//	0.15	0.25 x 0.5		VB1	EHE	18-7-11 10:15												
7	S2	180	197	109	2	10	//	0.225	0.25 x 0.5		VB1	ACI 318	18-7-11 10:15												
8	S1	209	190	91	2	8	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	NBR 6118	18-7-11 10:15												
9	S2	180	223	124	2	10	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	REBAP	18-7-11 10:14												
10	S2	226	230	102	2	8	//	0.15	0.25 x 0.5		VB1	EHE	18-7-11 10:15												
11	S1	209	190	91	2	8	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	NBR 6118	18-7-11 10:15												
12	S2	180	223	124	2	10	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	REBAP	18-7-11 10:14												
13	S2	226	230	102	2	8	//	0.15	0.25 x 0.5		VB1	EHE	18-7-11 10:15												
14	S2	180	197	109	2	10	//	0.225	0.25 x 0.5		VB1	ACI 318	18-7-11 10:15												
15	S2	226	230	102	2	8	//	0.15	0.25 x 0.5		VB1	EHE	18-7-11 10:15												
16	S2	180	197	109	2	10	//	0.225	0.25 x 0.5		VB1	ACI 318	18-7-11 10:15												
17	S1	209	190	91	2	8	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	NBR 6118	18-7-11 10:15												
18	S2	180	223	124	2	10	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	REBAP	18-7-11 10:14												
19	S2	226	230	102	2	8	//	0.15	0.25 x 0.5		VB1	EHE	18-7-11 10:15												
20	S1	209	190	91	2	8	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	NBR 6118	18-7-11 10:15												
21	S2	180	223	124	2	10	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	REBAP	18-7-11 10:14												
22	S2	226	230	102	2	8	//	0.15	0.25 x 0.5		VB1	EHE	18-7-11 10:15												
23	S2	180	197	109	2	10	//	0.225	0.25 x 0.5		VB1	ACI 318	18-7-11 10:15												
24	S2	180	223	124	2	10	//	0.2	0.25 x 0.5		VB1	REBAP	18-7-11 10:14												
25	S2	226	230	102	2	8	//	0.15	0.25 x 0.5		VB1	EHE	18-7-11 10:15												
26	S2	180	197	109	2	10	//	0.225	0.25 x 0.5		VB1	ACI 318	18-7-11 10:15												

Figura 4. 4– Folha de Projecto (RIB2011.BA.Etransverso)

Assim que os cálculos estejam finalizados é possível gerar uma folha de impressão com os mesmos tal como se pode observar na figura 4.5.

Projecto: Experimental
Número: 1-A
Autor: Ribalinho

Secção	Esforço actuante (kN)	Esforço Resistente (kN)	Margem de Segurança (%)	Eshibos	Secção (m2)	Viga	Regulamento	Data do cálculo			
S1	180	221	124	2	10	//	0.2	0.25 x 0.5	VB1	REBAP	18-7-11 10:23
S1	180	177	98	2	8	//	0.19	0.25 x 0.5	VB1	Eurocódigo 2	18-7-11 10:23
S1	180	165	92	2	8	//	0.15	0.25 x 0.5	VB1	DIN 1045	18-7-11 10:23
S1	180	197	109	2	10	//	0.225	0.25 x 0.5	VB1	ACI 318	18-7-11 10:23
S1	180	223	124	2	10	//	0.2	0.25 x 0.5	VB1	BS 8110	18-7-11 10:24
S1	180	198	110	2	8	//	0.2	0.25 x 0.5	VB1	NBR 6118	18-7-11 10:24
S1	180	200	111	2	10	//	0.2	0.25 x 0.5	VB1	Sobreira	18-7-11 10:24
S1	180	205	114	2	8	//	0.25	0.25 x 0.5	VB1	MC10	18-7-11 10:24

Figura 4. 5– Folha de Impressão (RIB2011.BA.Etransverso)

4.2.2.2. Punçoamento

A folha relativa ao punçoamento tem uma estrutura diferente do esforço transversal. Esta é constituída por uma folha inicial onde é possível introduzir os dados gerais relativamente ao problema em causa e obter alguns resultados.

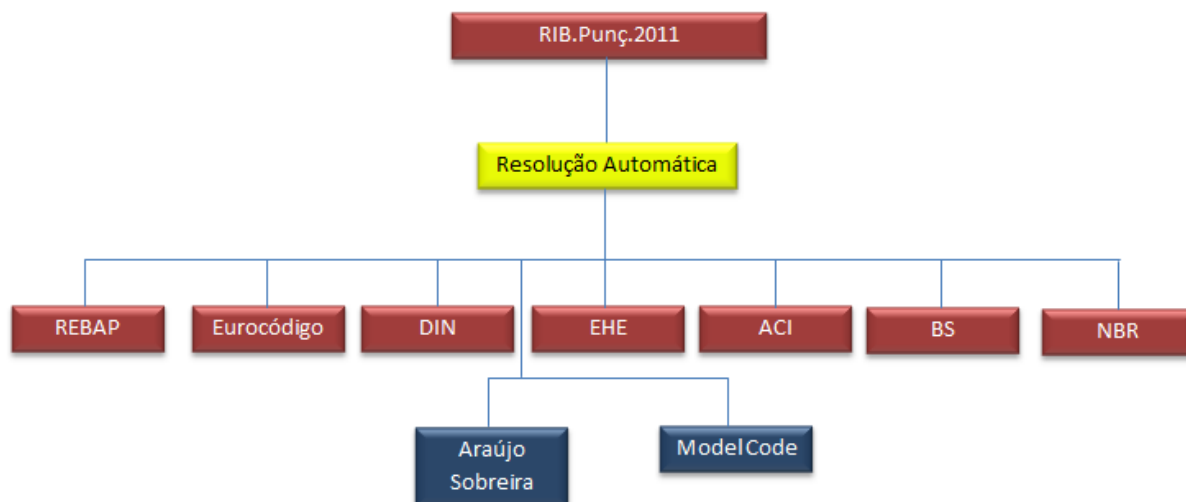


Figura 4. 6– Cronograma RIB2011.BA.Punçoamento

Uma vez que a uniformização de parâmetros relativamente aos diferentes regulamentos implica aumentar a margem de erro possível, na execução dos cálculos optou-se por criar diferentes quadros, cada um referente a um regulamento nos quais constam os resultados gerais de cada metodologia, os avisos referentes aos erros relativos aos dados introduzidos e algumas células onde podem ser introduzidos dados adicionais. Nesta mesma folha é possível encontrar uma tabela resumo que disponibiliza as informações relativas a cada regulamento utilizando a mesma solução de armadura o que permite uma comparação directa mas superficial dos regulamentos disponíveis (ver Figura 4.7). Nesta tabela as linhas aparecem a cinzento caso haja parâmetros essenciais em falta, a azul caso haja irregularidades nas disposições construtivas ou nos limites de resistência/verificação da segurança e a branco se todos os parâmetros estiverem correctos e se se verificar a segurança segundo o método em causa.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

Geometria

Classe de Betão

C25/30

EC2

Altura útil da Laje

0.36

m

C1

m

C2

m

Diâmetro se Pilar Circular

0.4

m

Pilar Interior

1

Ly

6

m

Lx

6

m

Asl.y

22.91

cm2

Asl.x

22.91

cm2

Armadura

Ângulo dos estribos

90

graus

Diâmetro de estribos

10

mm

Nº de perímetros

5

un

nº de ramos a dispor por perímetro:

11

un

St

0.35

m

Sr

0.15

m

Esforços Actuaes

Resultante vertical no pilar

1164

KN

M.transl.x

KNm

M.transl.y

KNm

Ned.x

KN

Ned.y

KN

Sapatas

Altura da Sapata

m

Ação do terreno

KPa

Distância de verificação

Mult. De d

Capitel

Pretende Dimensionar Capitel?

N

(S/N)

Lh

m

Hh

m

Resumo

Regulamento

Esforço actuante

Resistência do betão

Resistência máxima

nº de ramos por perímetro

Resistência final

Resist. Final - Est. Act.

Verificação da segurança

REBAP

1164

799

1279

32

1742

597.99

OK

EC2

1339

1096

-

5

1880

541.01

OK

EHE

1339

1096

-

5

1880

541.01

OK

DIN

1630

876

1314

14

1825

194.97

KO

NBR

1164

1188

-

-

1188

23.55

OK

ACI

-

-

-

-

-

-

-

BS

1455

672

1345

65

1044

-410.89

KO

Sobera

737

1115

-

-

1115

377.93

OK

MC10

1164

1719

3438

-

1719

555.08

KO

Verifique as disposições construtivas / Limites de resistência

Parâmetros em falta

Verifique as disposições construtivas / Limites de resistência

Resolução Automática

REBAP 83

EC2 10

EHE 08

DIN 08

NBR 6118 04

ACI 318 08

BS 8110 97

Sobreira 83

MC2010 10

Dados

Estudo Comparativo

Figura 4. 7– Folha “Resolução Simultânea” (RIB2011.BA.Punçoamento)

Os dados apresentados nos quadros referentes aos regulamentos são calculados através de uma “worksheet” referente a cada código, nas quais é possível obter a informação detalhada do cálculo efectuado (ver Figura 4.8). Estas “worksheets” encontram-se organizadas em quadros tal como na ferramenta de esforço transversal e em formato de impressão com a seguinte ordem geral:

1. Definições geométricas e perímetro crítico
2. Definição de esforços actuantes
3. Verificação da segurança sem armadura de punçoamento
4. Dimensionamento de armadura de punçoamento
5. Verificação da Segurança

1. Definição da geometria da peça e perímetro crítico:

Classe de Betão	C25/30	EC2
Altura útil da Laje	0,26	m
Largura do Pilar (dir.x)	0,40	m
Comp. do Pilar (dir.y)	0,40	m
Diâmetro se Pilar Circular		m

Localização do Pilar na estrutura: Pilar Interior

Larg.	dist.
Abertura 1	m -
Abertura 2	m -
Abertura 3	m -

Perímetro a d da face do pilar

u.i 4,87 m

u0 1,60 m

u 4,87 m

u.manual m

u.final 4,87 m

2. Definição do esforço actuante:

Esforço transversal 800 KN

Mx 85 KNm

My 80 KNm

C1 0,4 m

C2 0,4 m

Momento na direcção paralela ao bordo? N (S/N)

k 0,6

W1 2,39

β,1 1,13

β,bord -

β,rect 2 eixos 1,18

β, circ. -

β, canto -

β, manual

Peso própria da sapata - KPa

A,eq 1,89 m2

Ação do terreno KPa

altura da sapata m

β 1,18

vrđ,máx 4500 KPa

Vrd,máx 5695 KN

ved,0 2273,82 KPa

Ved,0 2877 KN

ved,1 747,47 KPa

Ved,1 946 KN

3. Verificação da necessidade de armadura de Punçoamento:

k 1,88 -

Asl,y 13,40 cm2/m

Asl,x 13,40 cm2/m

pl 0,005154 -

Verificação a d da face do pilar

a - m

vrđ,c' sapata - KPa

vmin sapata - KPa

vrđ,c 528,06 KPa

Vrd,c 668 KN

Ned,y 0 KN

Ned,x 0 KN

Ly 6 m

Lx 6 m

σcp - KPa

pl 0,005154

vrđ,c' laje 528,06 KPa

vmin laje 450,04 KPa

Necessário Capitel ou Armadura de Punçoamento

4. Dimensionamento de capitel:

Pretende Dimensionar Capitel? N (S/N)

Lh 0,00 m

Hh 0,00 m

r,cont - m

u,r,cont - m

u.manual m

r,cont,ext - m

u,r,cont,ext - m

u.manual m

ved,1 - KPa

ved,int - KPa

vrđ,c - KPa

5. Dimensionamento de armadura de Punçoamento:

ved,1 747,5 KPa

ved,manual KPa

d 0,26 m

fywd 315,00 MPa

α 90 graus

Asw/sr 36,20 cm2/m

u,out,ef 6,89 m

r 0,38 m

nº mínimo de perímetros 1,93

Devem ser dispostos pelo menos 2 perímetros

nº de perí. A dispor 4

Diâmetro de estribos 10 mm

sr,0 0,126 m

- gr 0,15 m

- st 0,35 m

u,out 7,35 m

Asw 5,43 cm2

Asw,min 3,07 cm2

nº de ramos por perímetro 6,9

nº de ramos total 27,7

nº mínimo de ramos 15,6

nº de ramos a dispor por perí. 8

Nº total de ramos a dispor 32

vrđ,cs 802,68 KPa OK

Vrd,cs 1016 KN

6. Verificação da Segurança:

ved,1 747,47 KPa

Ved,1 946 KN

vrđ,cs 802,68 KPa

Vrd,cs 1016 KN

Rácio 107 %

OK

Figura 4. 8– Folha exemplo EC2 (RIB2011.BA.Punçoamento)

A estrutura da “worksheet” referente ao modelo de Punçoamento de Araújo Sobreira é diferente das restantes uma vez que esta folha já tinha sido elaborada pelo GOP e não se introduziram modificações à mesma. Esta “worksheet” incorpora o punçoamento em lajes, ensoleiramentos gerais e sapatas.

4.3. FUNCIONAMENTO

Prentende-se nesta secção transmitir algumas instruções simples de funcionamento das ferramentas com o sentido de facilitar a sua utilização e também informar sobre algumas simplificações adoptadas.

4.3.1. ESFORÇO TRANSVERSO

Menu

No menu inicial é possível alterar o projecto a partir do qual se pretende realizar o cálculo. Através do botão “Novo Projecto” o programa apaga todo o conteúdo da folha de projecto e solicita ao utilizador para inserir os dados do novo projecto.

Os restantes botões funcionam como atalho para as folhas que anunciam.

REBAP

No quadro “Dados” as células referentes à classe de betão e à classe de aço devem ser escritas de acordo com o regulamento em causa uma vez que serve como ponte para a importação de dados na realização do cálculo. A célula “Viga” refere-se à designação dada à viga no Projecto e cuja secção irá ser calculada, esta célula apenas tem um contributo na organização da folha de projecto. O parâmetro alfa refere-se à inclinação dos estribos em relação ao eixo da viga.

No quadro 2 encontra-se um “Command Button” que, quando premido, permite obter o V_{Rd} numa viga e se deixar de ser seleccionado efectua o cálculo como se de uma laje se tratasse (ver Figura 4.9). Sempre que são feitas alterações a montante deste cálculo este botão deve ser seleccionado na opção pretendida.

2. Verificação da segurança 1:

Vcd	123,75	KN	Vsd	200	KN	Viga ☐ Laje ☐
Vcd inicial	124	KN	Asw/s	3,54	cm2/m	
Coef Comp.	-		Vwd	76,25	KN	-
Coef Concent.	-		Vrd,viga	123,8	KN	Vrdmax OK

Figura 4. 9 – Quadro 2 da folha REBAP.

No quadro 3 o valor designado por “eficiência” refere-se ao excesso ou defeito de A_{sw}/s calculado através da armadura escolhida relativamente ao resultado teórico calculado no quadro 2 (ver Figuras 4.9 e 4.10).

3. Dimensionamento de estribos:

Diâmetro de estribos	8	mm	Espaçamento máximo admissível:	0,3	m
Espaçamento	0,25	m	-		
Nº de Ramos	2		137,5	0,495	0,3
Armadura Mínima	2,40	cm2/m	550	-	0,25
				-	0,2
Asw/s	4,02	cm2/m	-		
Eficiência:	113,50	%	Vwd	86,54	KN

Figura 4. 10– Quadro 3 da folha REBAP.

Por fim, no último quadro o “rácio” corresponde ao quociente entre o $V_{Rd,final}$ e V_{Sd} isto é, se este valor for inferior a 100% não é verificada a segurança e se for superior a 100% é possível ter uma quantificação percentual do excesso de resistência relativamente ao valor do esforço actuante inserido.

EC2

Esta folha apresenta uma particularidade em relação à anterior no que diz respeito ao “input” de dados. Premindo o botão “Viga não rectangular” ficam disponíveis novos parâmetros relativos à secção em estudo que podem ser úteis em casos como vigas em T pré-esforçadas.

No quadro 2 o utilizador tem a opção de calcular uma viga pré-esforçada admitindo que não há fissuração da peça seleccionando o respectivo “option Button” (Ver figura 4.11).

2.Verificação de necessidade de armadura de Esf. Trans.:

Al	12,00	cm ²	Viga Pré-esforçada?	
p	0,0067	-	☐ Sim	☒ Não
k	1,60	-		
Vrd,c1	81,08	KN	σ_{cp}	0,000 Mpa -
Vmin	58,60	KN	Vrd,c	81,08 KN
Vrd,c2	-	KN	Necessária Armadura de Esforço Transverso	

Figura 4. 11– Quadro 2 da folha EC2.

Caso o utilizador pretenda fazer uma abordagem em estado fissurado apenas terá de considerar o esforço axial a introduzir no quadro 1 e não considerar a viga como pré-esforçada no quadro 2. Mais uma vez este botão deverá ser premido sempre que se fizerem alterações a montante deste cálculo.

No quadro 3 é possível descontar ao esforço actuante as reacções resultantes da variação de inércia de uma peça sujeita a um momento flector. Este momento flector deve ser inserido como vector e não como valor absoluto.

3. Quantificação dos Esforços Resistentes:

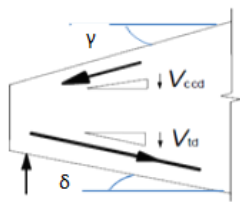
M	-100	KNm	Vtd Desfavorável e Vcd favorável	
y	20	graus	$\cotan \Theta$	2,5 -
δ	20	graus	α/cw	1,00
Vcd	69,09	KN	$\lambda/1$	0,60
Vtd	-69,09	KN	Asw/s	5,58 cm ² /m
			Vrd,max	512,07 KN

Figura 4. 12– Quadro 3 da folha EC2.

No quadro 4 são acrescentadas as informações relativas ao comprimento de amarração “ a_l ” (e ao acréscimo de tracção “ ΔF_{td} ” na armadura longitudinal consequentes do cálculo de armadura de esforço transversal tal como se pode observar na Figura 4.13 (cláusulas 9.2.1.3.(2) e 6.2.3.(7) do EC2).

4. Dimensionamento de estribos:

Diâmetro de estribos	8	mm							
Espaçamento	0,2	m	-		Espaçamento máximo entre estribos:	0,41	m		
Nº de Ramos	2	-			Espaçamento máximo entre ramos:	0,41	m		
Asw/s,min	2,40	cm2/m							
Asw/s	5,03	cm2/m	Diminua o espaçamento e/ou aumente o diâmetro dos estribos	ΔF_{td}	375,0	KN			
Eficiência:	90,15	%		a_l	1,24	m			

Figura 4. 13– Quadro 4 da folha EC2.

DIN

A folha de cálculo deste regulamento é idêntica à do EC2 excepto na selecção do factor “ $\cotan\theta$ ” que deve obedecer a um limite superior calculado pela equação 3.80.

EHE

A diferença entre esta folha e as duas anteriores consiste na obrigatoriedade de, no quadro 3, inserir o momento actuante na secção em estudo para que se possa aplicar o MCFT (ver Figura 4.14). Este momento é necessário para o cálculo de θ_e cujo cálculo resulta de um processo iterativo que deve ser realizado pelo utilizador através da alteração da célula “ $V_{Rd,iterativo}$ ”. Este processo pode ser ignorado se o utilizador adoptar, de forma simplificada, por escolher “ $\theta_{e,manual}$ ”.

3. Quantificação dos Esforços Resistentes:

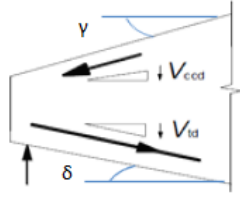
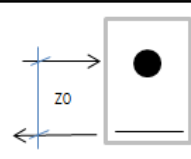
M 60 KNm V 0 graus δ 15 graus		Vtd Favorável e Vcdd Desfavorável 		cotan θ 1 - k 1 α_{cw} 1,00 v_1 0,60 β 1,94			
Vcdd 0,00 KN Vtd 38,34 KN Vcu 117,48 KN Asw/s -0,33 cm2/m		$\theta_{e,man}$ graus $\theta_{e,aut}$ 33,96 graus θ_e 33,96 graus		z_0 0,45 m σ_{po} Mpa z - m Es 200 Gpa As 10 cm2 Ep GPa Ap cm2 ε_x 0,71		Vrd,iterativo 150 KN	
Verifique a iteração de Vrd Vu1 937,50 KN							

Figura 4. 14– Quadro 3 da folha EHE.

ACI

Nesta folha de cálculo é imprescindível seleccionar, no quadro 2, o tipo de cálculo que se pretende que o programa faça através do valor de V_c . Mais uma vez esta opção deve ser sempre seleccionada quando são feitas alterações a montante deste cálculo.

BS

Na folha das British Standards é possível dimensionar barras dobradas em conjunto com os estribos. Para tal é necessário escolher, através da “Scroll Bar” do quadro 4, a percentagem da resistência que os varões inclinados irão ter na solução global de armadura.

NBR

Tal como no ACI, na NBR é necessário escolher o estado de tensão da peça após a escolha do modelo a adoptar e premir este botão cada vez que se fazem alterações a montante deste cálculo.

Araújo Sobreira

No quadro 2 desta “worksheet” o cálculo de V_{cnd} e o cálculo do esquema estrutural interno da viga é feito com base nos ábacos propostos por Araújo Sobreira (1980). Nesta folha é também acrescentada, no quadro 3.2, o dimensionamento da armadura longitudinal necessária à verificação da segurança (ver Figura 4.15).

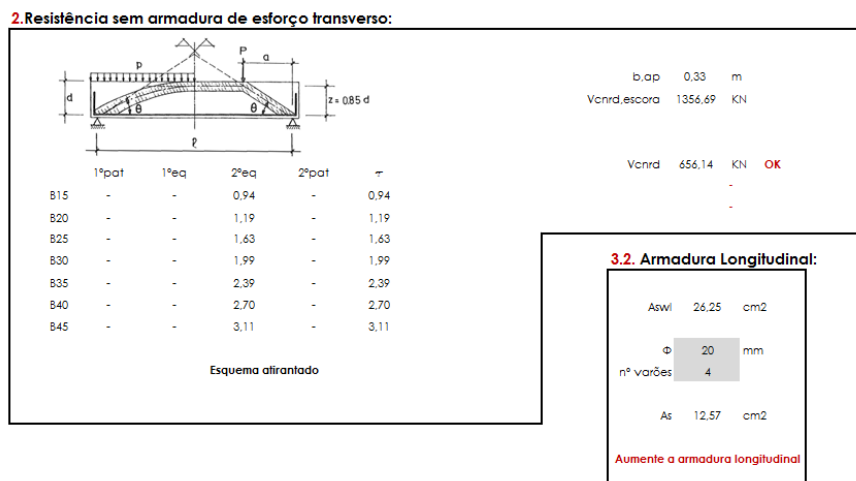


Figura 4. 15– Quadros 2 e 3.2 da folha Araújo Sobreira.

Eng. João Maria Sobreira

O esquema desta folha de cálculo é bastante diferente dos restantes uma vez que esta folha foi desenvolvida pelo Eng. João Maria Sobreira no GOP e não foram feitas alterações, para que a sua metodologia pudesse ser convenientemente comparada.

Para utilizar esta folha é necessário ter em conta o número de estribos que intersectam a escora e não o seu espaçamento genérico como é feito nas restantes folhas. Nesta folha “p” corresponde à carga uniformemente distribuída na viga, “Fa” diz respeito à força de tracção na armadura longitudinal e “b” corresponde à largura do banzo comprimido da viga.

A verificação da segurança é feita a partir do 3º quadro no qual são inseridos os parâmetros referidos nos parágrafos anteriores.

Model Code 2010

Esta folha permite realizar o cálculo segundo os 3 níveis de aproximação. A escolha do nível de informação condiciona o nº de parâmetros necessários no cálculo e é feito a partir do quadro 1 da ferramenta.

4.3.2. PUNÇOAMENTO

O procedimento de cálculo nas folhas referentes a cada regulamento é feito da forma apresentada no organograma da figura 4.16 apresentado de seguida.

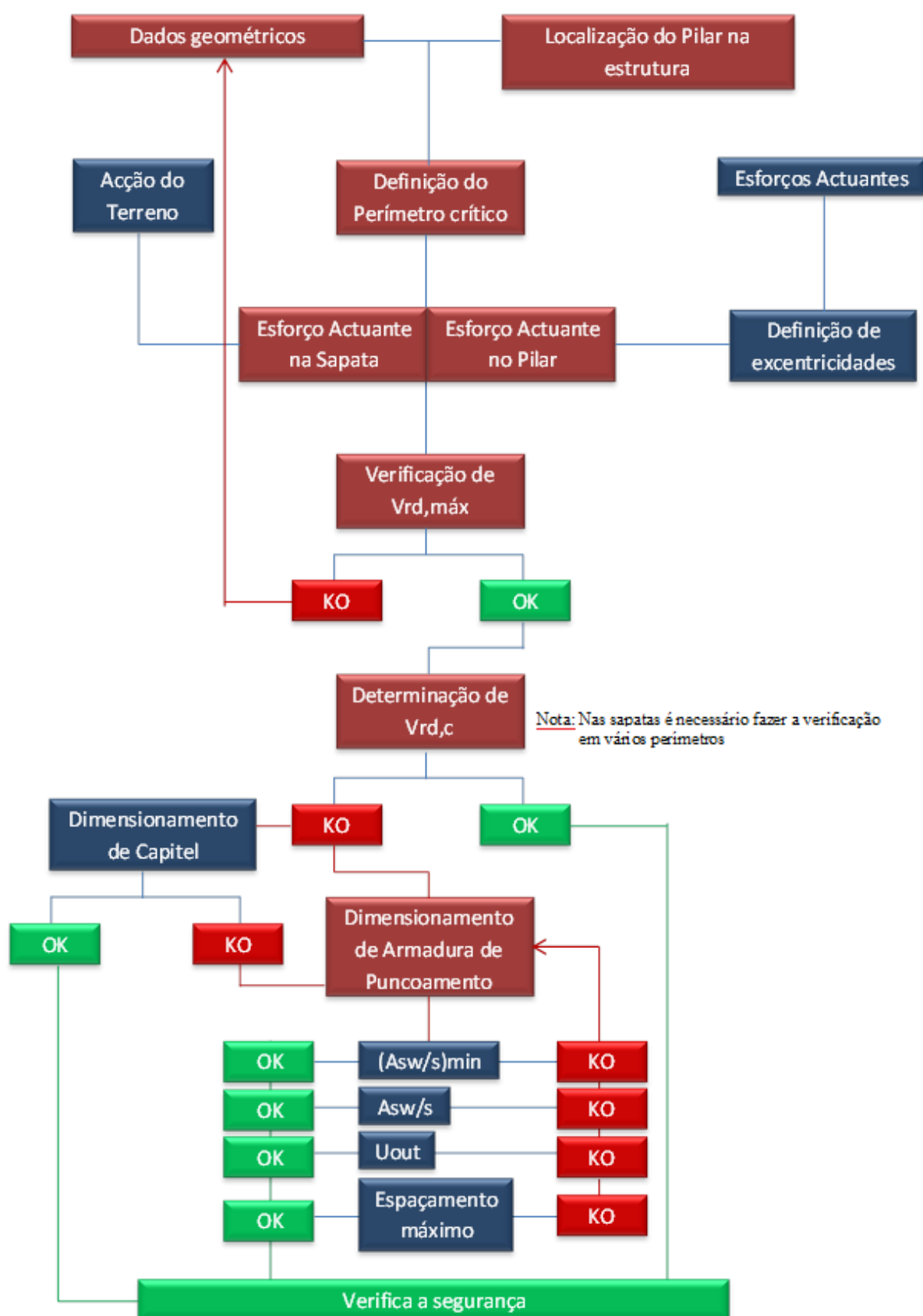


Figura 4. 16– Organograma geral de uma folha de punçoamento.

Na folha de “Resolução automática” é possível inserir a maioria dos dados necessários à resolução dos problemas de punçoamento pelos diversos códigos, no entanto existem alguns parâmetros que podem ser inseridos nas “worksheets” referentes a cada regulamento.

No quadro referente à geometria os parâmetros de nome “C1” e “C2” referem-se às dimensões do pilar quando se trata de um pilar rectangular em que C1 é o lado normal ao vector do maior momento flector actuante (ver Figura 4.17). Caso o pilar seja circular o seu diâmetro deve ser colocado na célula que é indicada e as células “C1” e “C2” devem permanecer vazias. Os parâmetros “L_x” e “L_y” dizem respeito às distâncias do pilar em causa aos pilares adjacentes ortogonais em relação a este. “A_{sl,x}” e “A_{sl,y}” correspondem à armadura longitudinal superior que atravessa o pilar nas duas direcções do plano da laje.

Geometria					
Classe de Betão	C25/30	EC2			
Altura Útil da Laje	0,36	m	L _y	6	m
C1		m	L _x	6	m
C2		m	A _{sl,y}	22,91	cm ²
Diâmetro se Pilar Circular	0,4	m	A _{sl,x}	22,91	cm ²
Pilar Interior	1				

Figura 4. 17– Quadro “Geometria” (RIB2011.BA.Punçoamento)

No quadro referente à armadura “S_t” corresponde ao espaçamento transversal entre estribos e “S_r” ao espaçamento entre perímetros de estribos. Nos “esforços actuantes” a “Resultante vertical no pilar” corresponde à totalidade dos esforços normais à laje tendo em conta a área de influência do pilar, “M_{trans}” diz respeito ao momento que é absorvido pelo pilar e “N_{ed}” corresponde ao pré-esforço na laje (ver Figura 4.18).

Armadura			Esforços Actuantes		
Ângulo dos estribos	90	graus	Resultante vertical no pilar	1164	KN
Diâmetro de estribos	10	mm	M _{trans,x}		KNm
Nº de perímetros	5	un	M _{trans,y}		KNm
nº de ramos a dispor por perímetro:	11	un	N _{ed,x}		KN
S _t	0,35	m	N _{ed,y}		KN
S _r	0,15	m			

Figura 4. 18– Quadro “Armadura” e quadro “Esforços actuantes” (RIB2011.BA.Punçoamento)

O quadro “Sapatas” permite realizar o desconto das tensões do solo nos esforços actuantes e o preenchimento destes parâmetros altera o cálculo dos regulamentos para as especificações referentes a sapatas. O quadro referente ao “Capitel” permite efectuar as verificações nos perímetros necessários segundo o EC2, DIN, EHE e NBR. Para os restantes regulamentos sugere-se que se altere a “altura útil da laje” no quadro “Geometria” tendo em conta os respectivos perímetros necessários à verificação (ver Figura 4.19).

Capitel			Sapatas		
Pretende Dimensionar Capitel?	N	(S/N)	Altura da Sapata		m
Lh		m	Ação do terreno		KPa
Hh		m	Distância de verificação		Mult. De d

Figura 4. 19– Quadro “Capitel” e quadro “Sapatas” (RIB2011.BA.Punçoamento)

De uma forma geral, em todos os regulamentos quando é seleccionado um pilar de bordo ou um pilar de canto o perímetro considerado é $\frac{1}{2}$ e $\frac{1}{4}$ do perímetro de um pilar interior respectivamente. Esta simplificação pode ser corrigida inserindo o perímetro em “u,manual”. Ainda sobre este assunto, é importante salientar que os descontos feitos ao perímetro de controlo, pelo facto de este ser mais extenso do que o regulamento o permite, são feitos automaticamente com o consequente aviso.

No quadro referente ao REBAP devem ser inseridos os momentos na laje caso existam, uma vez que este regulamento tem em conta as excentricidades provocadas pela totalidade do momento na laje.

No EC2 o valor de β pode ser ajustado através de “ β ,manual”. Na DIN, uma vez que β apenas é considerado quando existe uma regularidade na malha de pilares definida, também se pode aplicar a mesma metodologia referida em relação ao EC2. O nº de ramos do perímetro mais próximo da face do pilar cujo cálculo é obrigatório na DIN também é feito a partir do quadro individual do regulamento.

O quadro referente ao ACI a célula “momento” corresponde ao momento total na laje. No quadro onde se encontram os cálculos efectuados segundo o método de Araújo Sobreira encontram-se três imagens com o objectivo de explicar a notação adoptada neste método.

Na verificação da segurança ao punçoamento segundo o Draft do Model Code 2010, o valor de r_s adoptado corresponde a 22% do vão máximo considerado. Se este valor não corresponder ao pretendido pode ser inserido manualmente em “ r_s ,manual”.

4.4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

4.4.1. RIB2011.BA.ETRANSVERSO

Este exemplo tem como objectivo expor um exemplo prático analisado através da ferramenta desenvolvida e também permitir uma primeira aproximação ao potencial utilizador.

Para este exemplo considerou-se uma viga simplesmente apoiada com um vão de 6 m e com uma carga uniformemente distribuída de cálculo de 100 kN/m. A secção em estudo tem as dimensões de 0.25x0.60 m², uma armadura longitudinal de 12.5 cm² e um esforço transversal actuante de 300 kN.

Em primeiro lugar inseriram-se as designações do “projecto” conforme indica a Figura 4.20.

Figura 4. 20– Quadro “Novo Projecto”.

De seguida começou-se por realizar o cálculo da secção pelo REBAP inserindo os dados da secção no quadro indicado na Figura 4.21.

Dados

Classe de Betão	B30	REBAP
Altura da viga	0,60	m
Altura útil	0,55	m
Largura efectiva	0,25	m
Viga	VB1	Proj.
alfa	90	graus
Classe de Aço	A500	REBAP

Figura 4. 21– Quadro “Dados” no REBAP.

Ao inserir estes dados e o esforço actuante a ferramenta permitiu realizar a primeira verificação da segurança onde se pode verificar a necessidade de uma armadura de $9.15 \text{ cm}^2/\text{m}$ conforme indica a Figura 4.22.

2. Verificação da segurança 1:

Vsd	300	KN	Vcd	103,13	KN	Laje/Viga
Vcd inicial	103,13	KN	Asw/s	9,15	cm2/m	
Coef Comp.	-		Vwd	196,88	KN	-
Coef Concent.	-		Vrd,viga	103,125	KN	Vrdmax OK

Figura 4. 22– Quadro “Verificação da Segurança 1” no REBAP.

De seguida procedeu-se ao dimensionamento da armadura de esforço transverso tendo em conta os limites de espaçamento e a armadura mínima e com uma eficiência teórica próxima dos 100 % (ver Figura 4.23).

3. Dimensionamento de estribos:

Diâmetro de estribos	8	mm	Espaçamento máximo admissível:	0,25	m
Espaçamento	0,1	m	-		
Nº de Ramos	2		114,583333	-	0,3
Armadura Mínima	2,00	cm2/m	458,333333	0,275	0,25
			-		0,2
Asw/s	10,05	cm2/m	-		
Eficiência:	109,90	%	Vwd	216,36	KN

Figura 4. 23– Dimensionamento de estribos pelo REBAP.

De seguida é feita a verificação da segurança final com a armadura dimensionada e ajustado o d (ver Figura 4.24).

4.Verificação da Segurança 2:

Vrd final 319,49 KN Vrdmax OK
Vsd 300 KN Rácio 106,50 % OK

Validar Cálculo Menu Projecto

Figura 4. 24– Verificação da segurança final pelo REBAP.

Premindo o botão “Validar Cálculo” são registados na folha de projecto os dados essenciais da secção analisada depois de ser designada a secção (Figura 4.25).

Microsoft Excel

Designação do elemento calculado:

OK Cancel

S1

Figura 4. 25– Designação da secção.

No anexo A.1 encontram-se os exemplos resolvidos pelos restantes regulamentos. Na folha de projecto encontram-se todos os elementos calculados e é possível, relativamente a uma secção, conhecer o esforço actuante a que está sujeita, o esforço resistente com armadura de esforço transversal e respectiva armadura, as dimensões da secção, a viga em que se encontra, o regulamento com que foi calculada e a data em que foi validada ou revista (ver Figura 4.26).

Secção	Esforço actuante (kN)	Esforço Resistente (kN)	Rácio (%)	Estritos	Secção (m2)	Viga	Regulamento	Data	
S1	300	319	106	2	8 // 0,1	0,25 x 0,6	VB1	REBAP	26-9-11 1:37
S1	300	361	120	2	8 // 0,15	0,25 x 0,6	VB1	Eurocódigo 2	26-9-11 1:38
S1	300	363	121	2	8 // 0,1	0,25 x 0,6	VB1	DIN 1045	26-9-11 1:39
S1	300	322	107	2	8 // 0,125	0,25 x 0,6	VB1	EHE	26-9-11 1:40
S1	300	304	101	2	8 // 0,1	0,25 x 0,6	VB1	ACI 318	26-9-11 1:41
S1	300	340	113	2	10 // 0,125	0,25 x 0,6	VB1	BS 8110	26-9-11 1:42
S1	300	347	116	2	8 // 0,125	0,25 x 0,6	VB1	NBR 6118	26-9-11 1:43

Figura 4. 26– Folha de Projecto.

Neste caso o regulamento que permitiu uma solução de estribos mais económica, em termos de dimensionamento foi o EC2.

A partir da folha de projecto é possível realizar a impressão sendo elaborada uma folha final.

4.4.2. RIB2011.BA.PUNÇOAMENTO

Para este exemplo considerou-se um pilar central quadrado com 0.40 m de lado que serve de apoio a uma laje com uma malha de pilares quadrada com 6 m de vão e uma altura útil de 0.26 m. Os esforços actuantes considerados foram uma força resultante no cone de punçoamento de 800 kN, e momentos flectores ortogonais de 80 e 85 kNm. Considerou-se também uma classe de betão de C25/30 e uma armadura longitudinal em malha quadrada com 13.4 cm²/m.

Na folha de resolução simultânea foram introduzidos os dados referentes à geometria do elemento como é indicado na Figura 4.27.

Geometria						Esforços Actuantes		
Classe de Betão	C25/30	EC2				Resultante vertical no pilar	800	kN
Altura útil da Laje	0.26	m	L _y	6	m	M _{transl.x}	85	kNm
C1	0.40	m	L _x	6	m	M _{transl.y}	80	kNm
C2	0.40	m	A _{sl.y}	13.40	cm ²	N _{ed.x}		kN
Diâmetro se Pilar Circular		m	A _{sl.x}	13.40	cm ²	N _{ed.y}		kN
Pilar Interior		1						

Figura 4. 27– Quadros de Dados.

Depois de inserir os dados é apresentada na folha resumo (ver Figura 4.28) as soluções de estribos a adoptar, que é disposta a partir do quadro “Armaduras” apresentado na figura 4.29.

Resumo							
Regulamento	Esforço actuante	Resistência do betão	Resistência máxima	nº de ramos por perímetro	Resistência final	Rácio	Verificação da segurança
REBAP	1175	632	1010	33	293	0.25	KO
EC2	946	668	-	7	1016	1.07	OK
BHE	946	814	-	5	1125	1.19	OK
DIN	840	458	687	16	1019	1.21	KO
NBR	1002	724	-	20	408	0.41	KO
ACI	949	849	1716	9	910	0.96	KO
BS	944	413	826	54	643	0.68	KO
Sabeira	810	751	938	-	1643	2.03	KO
MC10	800	1257	2513	-	1257	1.57	OK

Figura 4. 28– Quadros de resumo geral.

Armadura		
Ângulo dos estribos	90	graus
Diâmetro de estribos	10	mm
Nº de perímetros	4	un
nº de ramos a dispor por perímetro:	8	un
S _t	0.35	m
S _r	0.15	m

Figura 4. 29– Quadros de Dados de armaduras de reforço ao punçoamento.

De seguida, é necessário percorrer os diversos quadros para verificar se existe algum incumprimento nos pressupostos dos códigos que se pretende analisar. Neste caso optou-se por efectuar a resolução pelo EC2, encontrando-se a resolução pelos restantes códigos no anexo B.2.

Na Figura 4.30 encontra-se o quadro resumo com as verificações devidamente corrigidas.

Verificação da Segurança ao Punçoamento Segundo o Eurocódigo 2

Pilar Interior

Abertura	Larg.	dist.	m
Abertura 1			
Abertura 2			
Abertura 3			

u 4.87 m
u.manual m

C1 0.40 m
C2 0.40 m

- N -

β 1.18
 β . manual

ved.0 2274 KPa
Ved.0 2877 KN

ved.1 747 KPa
Ved.1 946 KN

vrd.c 528 KPa
Vrd.c 668 KN

Necessário Capitel ou Armadura de Punçoamento

ved.1 - KPa
Ved.1 - KN

ved.int - KPa
Ved.int - KN

Dimensionamento de Armadura

nº de ramos necessários por perímetro: 7 -
Nº total de ramos dispostos: 32 -

ved.1 747 KPa
Ved.1 946 KN

vrd.cs 803 KPa OK
Vrd.cs 1016 KN

EC2

Figura 4. 30– Quadro resumo do EC2.

A partir deste quadro seria possível corrigir o perímetro de controlo assim como o efeito das excentricidades traduzido pelo factor β .

Em alternativa ao dimensionamento de estribos poder-se-ia ter optado por reforçar a ligação através de um capitel. Na figura 4.31 encontra-se resumida a verificação da segurança com capitel a partir do EC2.

Capitel

Pretende Dimensionar Capitel?	S	(S/N)
Lh	1.00	m
Hh	0.15	m

4. Dimensionamento de capitel:

Pretende Dimensionar Capitel? S (S/N)

Capitel rectangular
Lh > 2Hh

Lh 1.00 m
Hh 0.15 m

L1 2.40 m
L2 2.40 m

r.cont - m
u.rcont - m
u.manual m

r.cont.int 0.72 m
u.rcont.int 4.52 m
u.manual m

ved.ext 336.64 KPa
ved.int 509.98 KPa

vrd.c 528.06 KPa
OK

Figura 4. 31– Dimensionamento de Capitel.

5

ANÁLISE COMPARATIVA DOS DIFERENTES REGULAMENTOS E MODELOS ESTUDADOS

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para se proceder a uma análise mais aprofundada dos regulamentos não basta ter em conta as suas expressões matemáticas, torna-se necessário comparar toda a metodologia de cálculo uma vez que as soluções de dimensionamento podem ser condicionadas por diversos factores.

A estratégia adoptada, tendo em conta os recursos disponíveis, passou por estudar diversos casos alguns mais práticos devido aos pressupostos referidos no parágrafo anterior e outros mais teóricos de forma a comparar alguns parâmetros de forma mais explícita.

Neste capítulo optou-se por não se estudar nenhum caso de uma estrutura real uma vez que envolveria uma discussão extensa cujas soluções de dimensionamento passam pela aplicação das conclusões a retirar deste capítulo.

Devido às especificidades das duas situações em análise (Esforço Transverso e Punçoamento) optou-se por distinguir ambos os fenómenos em diferentes secções de texto onde se procurou fazer um enquadramento de cada assunto estudado, apresentar resultados e comentários. Nos diversos casos são descritos, de uma forma geral, os resultados obtidos resumidos por gráficos ou quadros síntese. Os gráficos completos assim como as tabelas de resultados podem ser consultadas nos anexos B.1 e B.2 referentes ao Esforço Transverso e Punçoamento, respectivamente.

Neste capítulo não são abordados com detalhe os casos de punçoamento em sapatas uma vez que a sua discussão implica uma análise particular e que se enquadraria numa tese específica uma vez que o desenvolvimento deste trabalho encaminhou-se para o punçoamento nas lajes.

De forma a facilitar as comparações entre códigos e entre valores, procurou-se tornar as grandezas envolvidas em valores adimensionais. É também importante referir que nos casos estudados não foi tida em consideração a influência das combinações de acções uma vez que a estratégia seguida visava o estudo dos modelos em Estado Limite Último considerando assim o mesmo valor no que diz respeito aos esforços actuantes. Considerou-se também que os resultados influenciados pelas combinações de acções iriam ser inconclusivos no que diz respeito ao modelo de cálculo de cada código e que este assunto teria uma perspectiva de desenvolvimento paralela mas não coincidente com os objectivos desta dissertação. Porém pode-se afirmar que os resultados que se iriam obter tornariam os regulamentos mais antigos mais conservativos em relação aos códigos actuais uma vez que os

coeficientes de segurança têm vindo a diminuir, no entanto a comparação entre o Eurocódigo e o ACI não é tão directa sendo necessário fazer uma comparação pormenorizada.

De forma simplificada faz-se referência ao MC10 consoante o seu nível de aproximação, isto é MC10 I corresponde ao nível 1 de aproximação MC10 II ao nível 2 e MC10 III ao nível 3. Quando se faz referência ao MC10 sem qualquer índice trata-se de um critério geral, igual nos diferentes níveis de aproximação.

A realização dos cálculos com vista à composição deste capítulo foi feita através das ferramentas de cálculo desenvolvidas, o que permitiu não só que o processo fosse mais rápido, mas também testar a ferramenta para que se pudessem realizar correcções e melhorar a sua aplicação.

5.2. ESFORÇO TRANSVERSO

5.2.1. LIMITES DE RESISTÊNCIA

O objectivo deste caso foi obter numericamente o campo de aplicação dos métodos analisados no que diz respeito às resistências mínima (condicionada pela armadura mínima) e máxima.

Para abordar este caso consideraram-se 5 secções (S_1 a S_5) rectangulares e sem pré-esforço, que mantêm uma altura útil de 0.45 m de forma a manter o espaçamento entre bielas e fez-se variar a largura da alma criando relações de b/h de 0.4 a 0.8 de S_1 a S_5 respectivamente. A classe de betão utilizada foi C20/25 e a classe de aço de S500. Procurou-se também utilizar uma inclinação da escora máxima de forma a poder aumentar o valor de $V_{Rd,max}$.

O nível III de aproximação do MC10 não consta neste caso uma vez que a sua aplicação neste contexto apresenta resultados inconclusivos devido à necessidade de acrescentar variáveis ao problema.

Resultados Obtidos

Pela observação do gráfico da figura 5.1 constata-se que o limite superior de aplicação é mais elevado na EHE e no REBAP e menos elevado na BS apesar dos valores serem relativamente próximos. É de salientar a diferença entre a EHE e o EC2 que são dois regulamentos com uma metodologia idêntica.

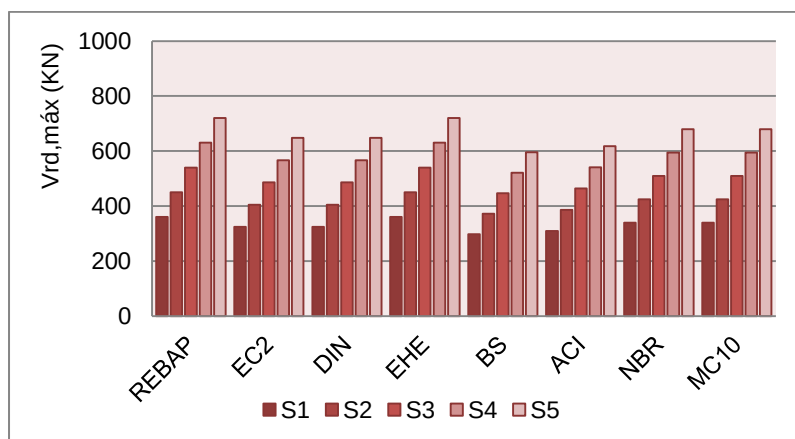


Figura 5. 1– Valores de $V_{Rd,max}$ obtidos nas secções analisadas.

Quanto à armadura transversal mínima a BS e o MC10 impõe uma quantidade superior em relação aos restantes códigos (cerca de 60% em relação ao EC2) enquanto que o ACI é menos exigente neste aspecto (cerca de 15% em relação ao EC2) como é possível observar na Figura 5.2.

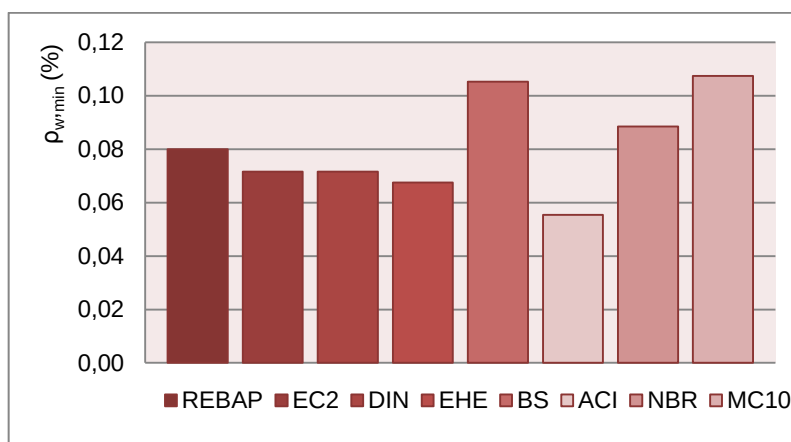


Figura 5. 2– Percentagem de armadura mínima em cada código nas condições do problema.

Quanto à percentagem de armadura transversal à qual corresponde $V_{Rd,max}$ pode-se observar que estas percentagens não chegam a atingir valores de 1% (ver Figura 5.3).

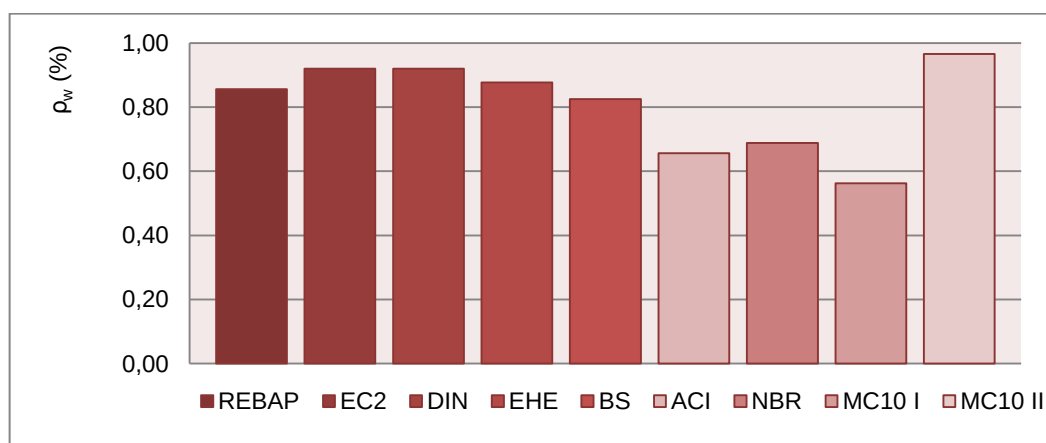


Figura 5. 3– Percentagem de armadura necessária para atingir $V_{Rd,max}$ na secção S1.

O ACI e a BS não impõe um esforço resistente global máximo, no entanto no ACI são impostos limites superiores de V_c e V_s enquanto a BS impõe um valor máximo para o esforço actuante.

No gráfico da Figura 5.4 são apresentados os valores correspondentes à quantidade de armadura necessária para atingir o valor de $V_{Rd,máx}$ contabilizado a partir da armadura mínima, isto é, o número de vezes da armadura mínima de cada regulamento a que corresponde o valor de $V_{Rd,máx}$.

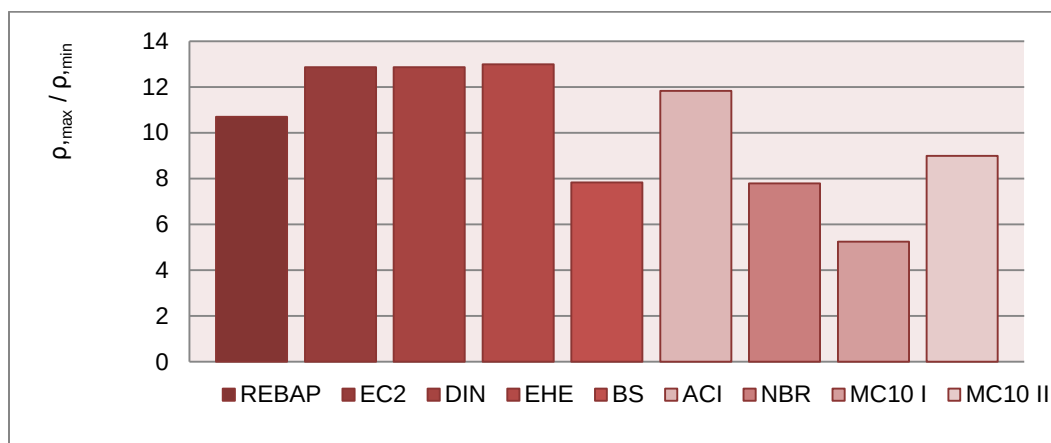


Figura 5. 4– Quantificação de $V_{Rd,max}$ através da quantidade de armadura mínima.

Comentário

Em relação aos valores de $V_{Ed,max}$ do EC2 e da EHE verificou-se que só são condicionantes em comparação com $V_{Rd,max}$, quando são adoptadas secções de betão com áreas reduzidas (próximas dos 0.08 m^2).

As expressões de $V_{Rd,max}$ sugerem que este valor está relacionado com o esgotamento da resistência das escoras à compressão. Este valor está relacionado, entre outros parâmetros, com z ou d em alguns casos uma vez que a largura da escora no apoio é calculada em função desta grandeza.

5.2.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ALMA NA RESISTÊNCIA

Neste caso pretende-se evidenciar a importância da largura da alma na resistência da peça ao esforço transversal, analisando em pormenor a contribuição do betão.

Na abordagem a este problema manteve-se a taxa de armadura longitudinal fixa e utilizou-se uma viga com uma altura de 0.6 m fazendo variar a largura efectiva da alma de 0.2 a 0.5 m. A classe de betão utilizada foi de C30/37. A taxa de armadura longitudinal considerada foi de 1%.

Pelo facto de a aplicação do método de Araújo Sobreira ser condicionada pelo comprimento do vão e pelo tipo de cargas que actuam sobre a estrutura, considerou-se a possibilidade da formação do esquema atirantado (SOBR1), o esquema em treliça sem armadura (SOBR2) e a parcela da resistência do betão com armadura de esforço transversal considerando um recobrimento de 3 cm e uma armadura de $2r \phi 8/0.15$ (SOBR3).

Para facilitar a comparação entre métodos estes foram apresentados em função dos resultados obtidos pelo EC2, isto é cada um corresponde ao quociente entre o valor obtido pelo método em causa sobre o valor obtido pelo EC2.

Resultados Obtidos

No gráfico da Figura 5.5 é possível observar as diferenças nos resultados entre o EC2, a DIN e os restantes métodos sendo na maioria dos casos mais do dobro. No entanto, com o aumento da secção na BS obtêm-se valores inferiores aos do EC2. Em relação ao método de Araújo Sobreira o esquema atirantado apresenta valores de V_{cnd} muito superiores aos restantes e é possível identificar que a

parcela V_{cnd} com armadura de esforço transversal (SOBR3) é inferior para almas mais esbeltas apresentando um incremento significativo com o aumento da espessura da alma.

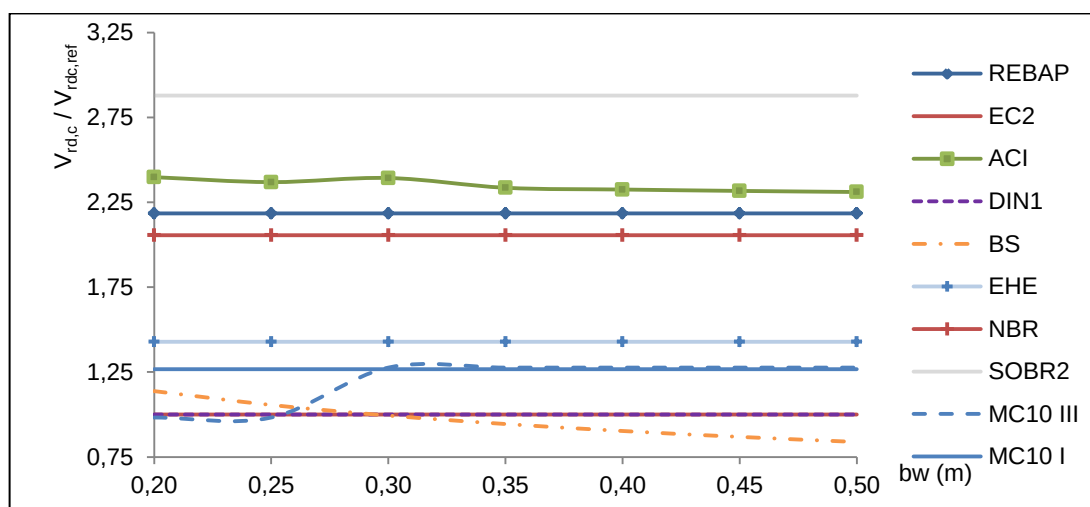


Figura 5. 5– Comparação dos valores de $V_{Rd,c}$ com o aumento da largura da alma (A).

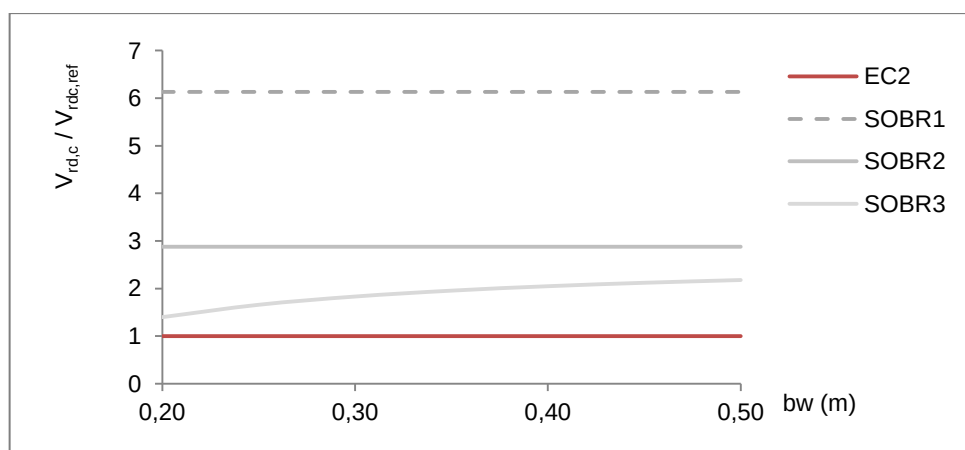


Figura 5. 6– Comparação dos valores de $V_{Rd,c}$ com o aumento da largura da alma (B).

Comentário

A diferença nos valores de $V_{Rd,c}$ é notória entre o EC2 e a maior parte dos códigos sendo neste código bastante inferiores. É de salientar que no EC2 o valor de $V_{Rd,c}$ não é utilizado como termo corrector da treliça de Morsch servindo apenas para limitar o esforço actuante até ao qual é possível utilizar a armadura mínima, isto é, no cálculo de estribos a largura da alma não tem qualquer influência. Desta forma não é comprovado o aumento da resistência ao corte devido ao aumento da largura da alma como indica a Figura 5.7.

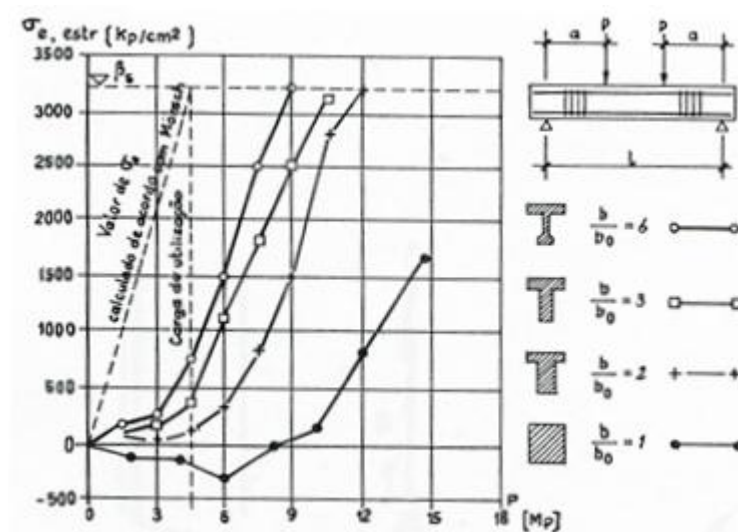


Figura 5. 7– Tensões médias nos estribos em vigas com diversas relações b/b_0 (Leonhardt (1977)).

Os resultados da figura 5.8 evidenciam a influência da resistência do tirante de betão que aumenta com a secção da peça devido à diminuição da área fissurada, efeito que não é explicado nos códigos.

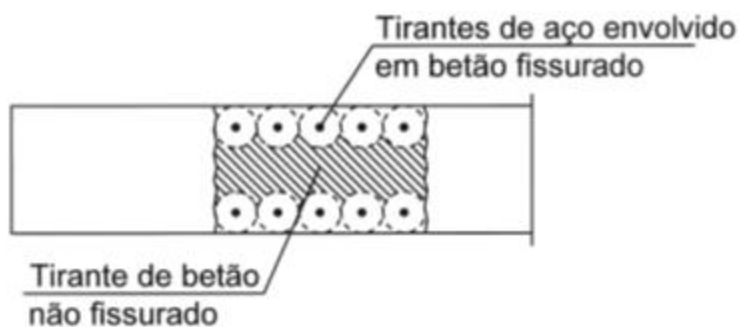


Figura 5. 8– Esquema, em planta, do tirante de betão.

Em relação às normas europeias há uma grande semelhança na equação que permite calcular $V_{Rd,c}$ variando apenas um coeficiente ($C_{Rd,c}$) que não é considerado como um valor fixo apesar de serem sugeridas recomendações para a sua escolha. A EHE permite valores de $V_{Rd,c}$ superiores ao EC2 enquanto que na DIN se obtêm valores inferiores.

Para peças comprimidas na DIN o aumento da compressão no elemento provoca uma diminuição da resistência $V_{Rd,c}$ ao contrário das restantes normas. Por outro lado na DIN o nível de compressão da peça não influencia $V_{Rd,max}$ ao contrário do EC2.

5.2.3. ARMADURA LONGITUDINAL

O objectivo deste estudo foi quantificar os ganhos de resistência em $V_{Rd,c}$ com o aumento da taxa de armadura longitudinal.

Para estudar este caso foi adoptada uma secção de viga de $0.30 \times 0.60 \text{ m}^2$ com uma classe de betão de C20/25 e uma classe de aço S500 fazendo variar a armadura longitudinal de $3\phi 16$ correspondente a

uma taxa de armadura longitudinal de 0.3% até 8 ϕ 25 que corresponde a uma taxa de armadura de 2.2%. Para a aplicação do método de Araújo Sobreira corrigido considerou-se um vão de 6 m e uma armadura transversal de 2r ϕ 8//0.20 com um recobrimento de 4 cm.

Neste estudo não são englobados o REBAP, a NBR, os níveis I e II do MC10 e a NBR uma vez que não têm em conta este parâmetro.

Resultados Obtidos

O gráfico da figura 5.9 indica que o MC10 III e a BS são os códigos que permitem maiores ganhos de resistência com o aumento da taxa de armadura longitudinal permitindo acréscimos de cerca de 40%.

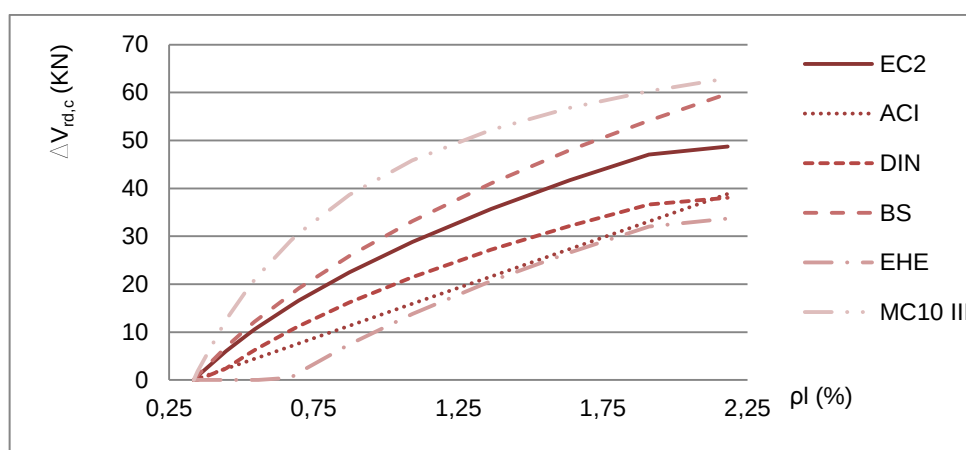


Figura 5. 9– Incrementos de $V_{Rd,c}$ com o aumento da armadura longitudinal.

Com o método de Sobreira o aumento de armadura permitiu incrementos de resistência significativos motivados pela variação da inclinação das bielas (ver Anexo B.1).

Comentários

A partir dos resultados obtidos concluiu-se que o aumento da taxa de armadura longitudinal influencia a resistência ao esforço transversal segundo os códigos considerados, no entanto este aumento de resistência não se verifica a partir de taxas de armadura superiores a 2% segundo os códigos analisados. Na BS e no ACI este limite não existe sendo que no ACI fica condicionado a $V_{c,max}$.

O facto de se reforçar a armadura longitudinal de tracção provoca uma diminuição da inclinação da escora junto ao apoio o que justifica este aumento de resistência considerado pelos códigos, no entanto este efeito faz diminuir a resistência da escora ao esmagamento. Este aspecto toma especial relevância nos regulamentos que se baseiam no modelo de escoras com inclinação variável uma vez que o valor de $V_{Rd,c}$ não permite determinar um ângulo de inclinação da escora para calcular $V_{Rd,max}$. O facto de a BS não impor nenhum limite superior pode provocar uma rotura por esmagamento da biela.

5.2.3. INFLUÊNCIA DO TIRANTE DE BETÃO NA RESISTÊNCIA GLOBAL

De forma a comparar a existência de um tirante de betão com a interpretação que os códigos principais fazem da resistência do betão, optou-se por analisar a resistência ao esforço transversal com secções

com uma altura útil de 0.95 m fazendo variar a espessura da alma de forma a obter-se uma maior área de tirante. Foi também considerada uma situação de laje com 0.30 m de espessura de forma a verificar a necessidade de armadura de esforço transversal.

Neste caso considerou-se uma classe de betão de C25/30, e uma classe de aço S500. A armadura considerada foi de 2r Ø8/0,20. As larguras da alma estudadas foram de 0.20 m até 0.50 m.

Resultados Obtidos

A partir do gráfico da figura 5.10 é possível observar que apesar da variação da secção a resistência global no EC2 mantém-se, apresentando valores na ordem dos 450 kN enquanto que pelos restantes métodos a resistência aumenta com o aumento da secção.

No caso referente à laje (ver última coluna do Quadro 5.1) verifica-se que no método de Sobreira e no MC10 a resistência é superior aos restantes.

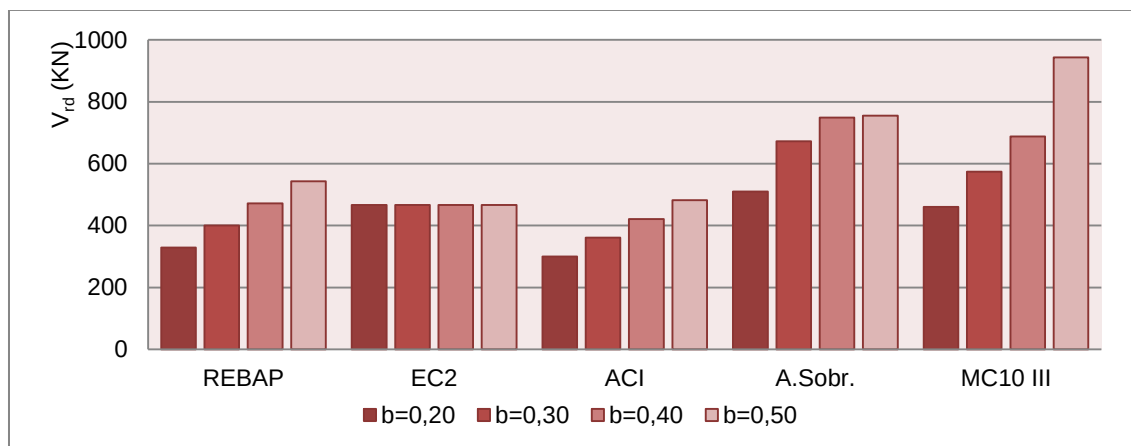


Figura 5. 10– Resistência global ao esforço transversal.

No quadro 5.1 estão contabilizadas as resistências obtidas segundo os diferentes métodos, onde se pode realçar o facto de em secções a partir de cerca de 0.40 m de largura da alma o Eurocódigo torna-se o código mais conservativo em relação aos restantes, com a excepção do ACI. É também de salientar que na situação de laje a resistência dada pelo MC10 e pelo método de Araújo Sobreira é significativamente superior do que o ACI, REBAP e EC2.

Quadro 5. 1– Relação entre as resistências globais dos diversos métodos e a resistência do EC2.

bw	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
REBAP	0,71	0,86	1,01	1,16	1,09
EC2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ACI	0,64	0,77	0,90	1,03	1,15
A.Sobr.	1,09	1,44	1,60	1,62	1,56
MC10 III	0,98	1,23	1,47	2,02	1,59

Comentário

Neste caso é possível identificar que a maioria dos métodos atribui directamente ao betão uma parcela da resistência ao esforço transversal. Pelo facto de o EC2 ignorar esta parcela origina que este código seja mais conservativo em peças com secções de maior área, inclusivamente mais conservativo que o REBAP que é o regulamento em vigor em Portugal desde 1983.

O facto de os valores de $V_{Rd,c}$ do EC2 serem baixos em relação aos restantes métodos implica que em situações de laje seja, por vezes, necessário reforçar a mesma com armadura de esforço transversal, o que inviabiliza a formação do arco atirantado nas lajes. De facto, se tivermos em conta os resultados obtidos pelos restantes métodos analisados, a resistência ao esforço transversal através da resistência do betão aumenta significativamente principalmente no MC10 e no método de Sobreira o que indica que se poderá formar o arco atirantado podendo assim, na maioria dos casos desprezar a armadura de esforço transversal. Se se observar os resultados obtidos no MC10 para vigas com uma espessura elevada o valor da resistência ao esforço transversal aumenta significativamente e esse aumento resulta do aumento da parcela $V_{Rd,c}$ uma vez que a armadura considerada é a mesma. No método de Sobreira só foi possível obter estes resultados (aproximadamente constante em espessuras elevadas) através da diminuição da quantidade de armadura longitudinal para que as bielas aumentassem a inclinação, na prática estes resultados iriam conduzir a valores de resistência, $V_{Rd,c}$, superiores.

O ACI apresenta resultados mais conservativos do que os restantes métodos uma vez que não considera a influência da inclinação das bielas na resistência ao esforço transversal. No entanto nas lajes, esta resistência é superior ao EC2.

Pela análise dos resultados pode-se verificar que o MC10 e o método de Sobreira apresentam resultados idênticos apesar de se basearem em princípios diferentes, sendo o MC10 baseado em métodos empíricos e o método de Sobreira baseado em métodos analíticos.

5.2.4. INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA TRANSVERSAL

O principal objectivo deste caso foi avaliar a resistência que é possível obter segundo os diferentes códigos para uma secção e uma taxa de armadura transversal fixas.

Neste caso foram adoptadas secções com uma classe de betão de C25/30 e uma classe de aço S500. A taxa de armadura longitudinal utilizada foi de 1% com a excepção do método de Araújo Sobreira corrigido no qual se fez variar a taxa de armadura uma vez que esta tem influência directa na inclinação das bielas. As taxas de armadura transversal consideradas foram de 0.125% ($1.6 \rho_{min}$ do EC2), 0.25% ($3.1 \rho_{min}$ do EC2) e 0.5% ($6.3 \rho_{min}$ do EC2). O critério de escolha destes valores tem em conta a armadura mínima e a resistência máxima permitidos pela globalidade dos regulamentos. As secções adoptadas foram de 0.20x0.40, 0.25x0.50 e 0.35x0.70 m².

Procurou-se obter valores máximos de resistência considerando a mínima inclinação da escora possível para cada caso.

Para facilitar a comparação de resultados tomou-se o esforço resistente calculado através do EC2 como referência, $V_{Rd,ref}$, sendo o “rácio” correspondente ao quociente entre este valor e o valor calculado em cada regulamento.

Resultados Obtidos

No gráfico da figura 5.11 é possível observar que para baixas taxas de armadura o MC10I, a BS, a DIN e o ACI são mais conservadores do que o EC2 enquanto que o MC10 II, o MC10 III, a NBR e a EHE levam a soluções mais económicas de armadura chegando-se a obter um rácio de 1.3 para a EHE. Com o aumento da taxa de armadura transversal a tendência que se verifica é que os restantes métodos se tornam mais conservadores em relação ao EC2 do que para baixas taxas de armadura. Estes valores tendem a estabilizar uma vez que com o aumento da taxa de armadura torna-se necessário diminuir a inclinação das bielas.

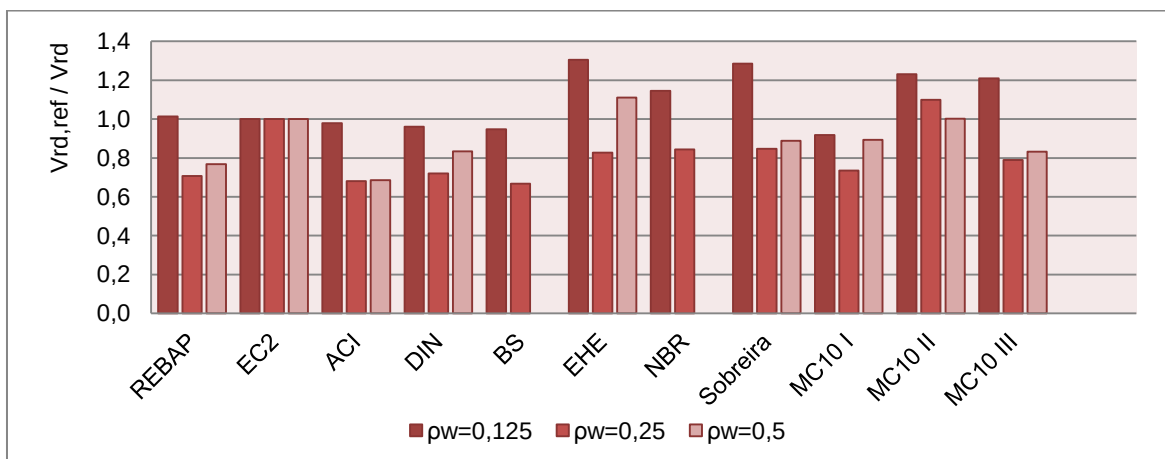


Figura 5. 11– Variação de V_{Rd} com a percentagem de armadura transversal na secção $0.20 \times 0.40 \text{ m}^2$.

Com o aumento da secção os regulamentos tendem a reduzir os valores de resistência em relação ao EC2. Estes valores podem ser consultados no anexo B.1.

Em relação às percentagens da resistência referentes ao aço e ao betão o EC2, a DIN e o MC10II consideram a resistência toda em $V_{Rd,s}$, os restantes regulamentos apresentam percentagens idênticas quando se varia a área da secção mantendo a taxa de armadura. À medida que a taxa de armadura transversal aumenta a percentagem da resistência referente ao betão diminui. A EHE é um caso particular uma vez que para baixas taxas de armadura tem em conta a parcela de betão que vai diminuindo à medida que se aumenta a taxa de armadura transversal até ao ponto desta parcela ser nula considerando neste caso o modelo de escoras de inclinação variável. Esta norma é a que atribui maiores percentagem de resistência a $V_{Rd,c}$ chegando a atingir cerca de 60% para baixas taxas de armadura (ver Figura 5.12), para taxas de armadura mais elevadas o ACI é o código que considera este valor mais alto (cerca de 30%).

Quanto aos valores de $\cotan\theta$ utilizados a tendência de aplicação é diminuir com o crescimento da taxa de armadura transversal.

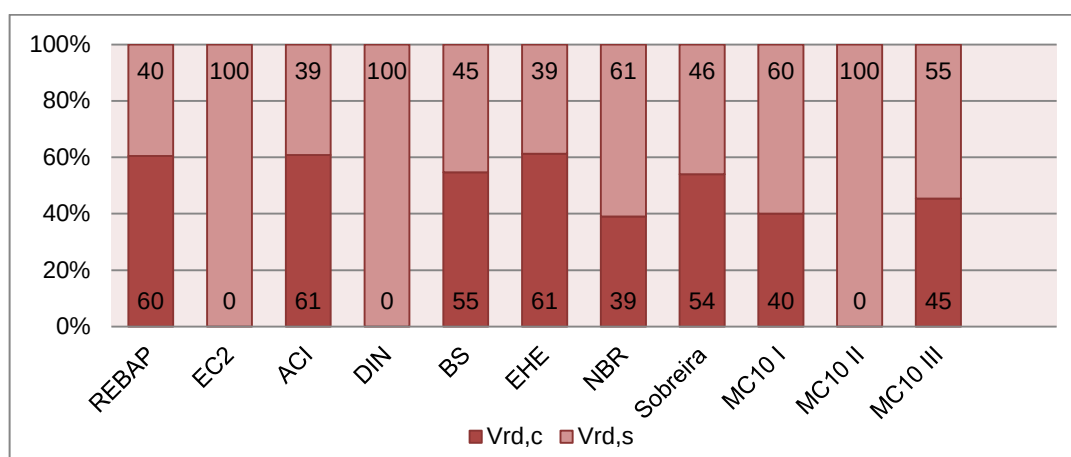


Figura 5. 12– Distribuição da resistência em $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,s}$ na secção 0.35x0.70 com $\rho_w=0.125\%$.

Em relação ao modelo de Araújo Sobreira corrigido, os resultados são bastante menos conservativos do que o EC2 principalmente para baixas taxas de armadura. Para secções de 0.35x0.70 a resistência da escora chega mesmo a ser esgotada.

Comentário

De uma forma geral pode-se afirmar que o EC2, a DIN e o MC10 II baseiam-se no modelo das bielas de inclinação variável enquanto que o REBAP, o ACI e a BS consideram uma inclinação da biela de 45° tal como Mörsch, acrescentando uma parcela de resistência para corrigir este modelo. O MC10 III permite o cálculo da inclinação da biela pelo MCFT e o MC10 I consiste numa simplificação do MC10 III. A NBR permite a escolha do ângulo da biela mas atribui sempre uma parte da resistência ao betão condicionada pelo estado de tensão na peça. A EHE engloba a aplicação dos modelos mencionados neste parágrafo levando a soluções mais económicas de dimensionamento a utilização do MCFT para baixas taxas de armadura com $\cotan\theta=1$ e utilizando o método das bielas de inclinação variável para vigas com maiores taxas de armadura. A aplicação do MCFT na EHE origina um processo iterativo no qual se deve fazer convergir a resistência da solução final de dimensionamento com o valor da inclinação da biela calculado.

No método de Araújo Sobreira é possível verificar a diminuição da resistência do tirante de betão com o aumento da quantidade de armadura transversal chegando mesmo a ser só o aço a contribuir para a resistência ao esforço transversal.

Pode-se então concluir que os regulamentos baseiam-se em 3 modelos: treliça de Mörsch corrigida, o método das bielas de inclinação variável e o MCFT. De uma forma geral o MCFT conduz a resultados mais económicos para baixas taxas de armadura, seguindo-se da treliça de Mörsch corrigida enquanto que para elevadas taxas de armadura o 2º modelo é menos conservativo. No entanto para secções com áreas elevadas nomeadamente para espessuras de alma superiores a 0.4 m o modelo de escoras com inclinação variável torna-se menos económico sendo o MCFT e o método de Sobreira os que dão origem a resultados menos conservativos.

5.2.5. COMPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO TIRANTE DE BETÃO COM OS RESTANTES REGULAMENTOS

O objectivo deste caso foi verificar a armadura necessária à verificação de segurança pelos diversos códigos e que, segundo o modelo de Sobreira, não necessitaria de armadura de esforço transverso.

Neste caso foi considerada uma secção de $0.25 \times 0.50 \text{ m}^2$ com um betão da classe C25/30 e uma classe de aço S500. Foram escolhidas diferentes relações de L/d de forma a possibilitar a formação de diferentes esquemas estruturais. Considerou-se que as vigas se encontram sujeitas a uma carga uniformemente distribuída de forma a ser possível formar-se, segundo Araújo Sobreira, o arco atirantado e considerou-se ainda a resistência V_{cnrd} como o esforço actuante a calcular pelos restantes regulamentos, sendo assim a carga distribuída variável de acordo com a resistência obtida pelo método de Araújo Sobreira.

Resultados Obtidos

No quadro 5.2 é possível observar que na maioria dos casos estudados é necessário utilizar mais armadura do que a armadura mínima. Para relações de L/d de 10 e 12.2 o esquema estrutural considerado no método de Sobreira é o esquema em treliça e nestes casos os resultados obtidos aproximam-se dos regulamentares. Para relações de L/d de 5 e 8 forma-se o esquema estrutural atirantado e neste caso os resultados diferem bastante dos regulamentares admitindo uma viga sujeita a uma carga uniformemente distribuída.

Quadro 5. 2– Resistência do tirante de betão.

L/d	L	Vcnrd	Asl,min (%)	SOBREIRA
5	2,25	438,75	1,28	
8	3,6	202,5	0,59	
10	4,5	112,5	0,53	
12,2	5,5	112,5	0,53	

L/d	5	8	10	12,2
Ved	438,75	202,5	112,5	112,5
REBAP	2rØ12//0,10	2rØ8//0,10	As,min	As,min
EC2	2rØ10//0,10	2rØ8//0,20	2rØ6//0,20	2rØ6//0,20
DIN	2rØ12//0,125	2rØ8//0,15	2rØ6//0,25	2rØ6//0,25
EHE	2rØ10//0,125	2rØ8//0,15	2rØ6//0,25	2rØ6//0,25
ACI	2rØ10//0,125	2rØ8//0,15	As,min	As,min
BS	4rØ10//0,125	2rØ10//0,175	As,min	As,min
NBR	2rØ12//0,10	2rØ8//0,20	As,min	As,min
MC10 I	Vrd,máx	2rØ8//0,15	As,min	As,min
MC10 II	2rØ12//0,125	2rØ6//0,15	As,min	As,min
MC10 III	2rØ12//0,125	2rØ8//0,20	As,min	As,min

Comentários

Segundo Araújo Sobreira, o esquema estrutural interno da peça depende das cargas que lhe são aplicadas e da relação entre o vão e a altura útil da mesma. O esquema em treliça forma-se quando a relação de L/d aumenta sendo que neste caso a resistência é condicionada pelos tirantes de betão.

Apesar destes resultados indicarem que não seria necessário utilizar armadura mínima de esforço transversal deve ser tida em conta uma vez que tem uma contribuição importante para o bom funcionamento das estruturas em serviço diminuindo a fendilhação devido às cargas e devido a fenómenos como a fluência e a retracção.

5.3. PUNÇOAMENTO

5.3.1 ANÁLISE DOS LIMITES DE RESISTÊNCIA E DO CONE DE PUNÇOAMENTO

O objectivo deste caso foi avaliar a aplicabilidade dos códigos tendo em conta os limites de resistência e comparar a resistência que é possível obter no cone de punçoamento resultante da variação da secção do pilar e da classe de betão.

De forma a estudar a influência destes parâmetros considerou-se uma laje com uma altura útil de 0.26 m e diferentes pilares todos circulares com diâmetros que variam entre 0.2 e 0.6 metros com intervalos de 0.1 designados por P_1 a P_5 respectivamente. As classes de betão consideradas foram C20/25 (1), C25/30 (2) e C30/37 (3).

Para tornar os resultados mais perceptíveis foram calculados os valores de $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,max}$ ou $V_{Ed,max}$ procurando estabelecer uma relação percentual entre os mesmos, determinando-se posteriormente o número de ramos necessários em $\varnothing 10$ para atingir a resistência máxima permitida. Estes resultados encontram-se no anexo B.2. Neste capítulo optou-se por expor apenas os resultados do pilar P_3 , com um diâmetro de 0.40 m, com uma classe de betão de C25/30 de forma a fazer uma comparação directa entre os códigos.

Resultados Obtidos

No REBAP o aumento da secção do pilar permitiu incrementos de V_{Rd} até cerca de 50%. O aumento da classe de betão de C20/25 para C30/37 permite ganhos de resistência de cerca de 24% nos diversos pilares. Neste caso foi possível observar que o aumento da classe de betão pode permitir ganhos de resistência superiores ao aumento da secção do pilar em 10 cm. Quanto aos limites superiores no REBAP estes originam uma percentagem referente a $V_{Rd,c}$ seja cerca de 63% o que corresponde a soluções de armadura de 4 a 9 ramos por perímetro para lajes com a altura útil considerada.

No EC2 os ganhos de resistência provocados pelo aumento da secção do pilar são cerca de 25% no total, já a alteração da classe de betão permite um crescimento da resistência de 13%. Neste código o valor de $V_{Rd,c}$ corresponde a cerca de 15% do valor de $V_{Rd,max}$, valores que diminuem com o aumento da classe de betão para 11%. Quanto ao número de ramos por perímetro que este limite diz respeito a soluções de armadura que variam entre 32 e 62 ramos.

Na EHE os ganhos de resistência são idênticos aos do EC2, variando a percentagem de $V_{Rd,c}$ em relação a $V_{Rd,max}$ uma vez que os valores de $V_{Rd,c}$ são um pouco superiores aos do EC2.

As condições deste caso limitam a aplicação da DIN uma vez que o perímetro de controlo é sempre superior ao limite imposto o que conduz a valores de resistência constantes com o aumento da secção do pilar correspondentes a 67% de $V_{Rd,max}$ que se traduzem em 16 ramos por perímetro.

Na NBR o aumento da secção do pilar e da classe de resistência permite ganhos idênticos aos do EC2. Quanto ao valor de $V_{Rd,max}$ no contexto deste problema não foi calculado uma vez que depende do esforço actuante.

Quanto ao ACI o aumento da secção do pilar permitiu um aumento de resistência total de cerca de 54% e o aumento da classe de betão cerca de 18%. O valor de $V_{n,max}$ corresponde sempre ao dobro de V_c e traduz-se em quantidades de armadura que variam entre 11 e 24 ramos.

Na BS o aumento da secção do pilar permite ganhos de resistência de 22%, já o aumento da classe de betão permite crescimentos na ordem dos 6%. O ganho de resistência com o aumento da classe de betão apenas se verifica para classes a partir de C30/37. Os limites superiores neste caso não foram determinados pela mesma razão dos da NBR.

No método de Araújo Sobreira o aumento da secção do pilar permite ganhos de resistência de cerca de 45% enquanto que o aumento da classe de betão permite aumentar a resistência do cone de punçoamento em cerca de 20%. Quanto aos limites superiores este método baseia-se no esgotamento do cone de punçoamento e diminui em relação à resistência do tirante de betão com o aumento da secção do pilar.

O MC10 permite ganhos de resistência de cerca de 50% com o aumento total da secção do pilar e de 18% com o aumento da classe de betão. Quanto ao valor de $V_{Rd,max}$ verifica-se que a percentagem do reforço de armadura deverá ser igual à participação do betão e traduz-se em valores entre 5 e 12 ramos.

Quanto ao caso em que se confrontam os diversos métodos observou-se que a resistência do cone de punçoamento ao esmagamento é bastante superior no MC10 em relação ao EC2.

São apresentados nas figuras 5.13 a 5.15 os resultados obtidos no caso do pilar P_3 . No caso da figura 5.13 os valores obtidos estão em função dos resultados obtidos no EC2 e dizem respeito à contribuição do betão na resistência do cone de punçoamento.

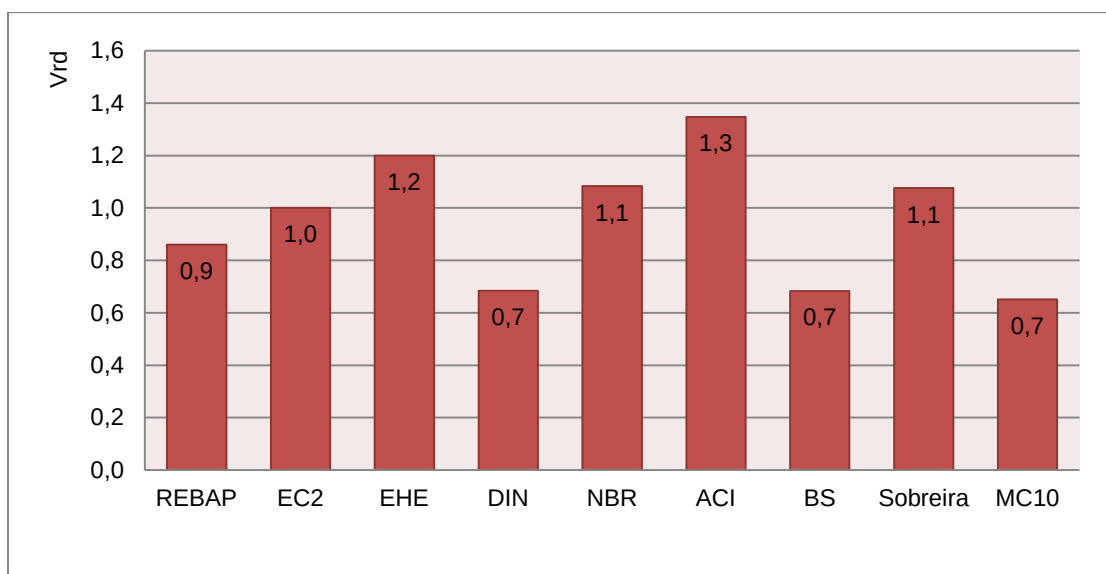


Figura 5. 13– Resistência do betão ao punçoamento no pilar P_3 .

Relativamente à percentagem da resistência $V_{Rd,c}$ em relação a $V_{Rd,max}$ o REBAP e a DIN impõe que a contribuição do betão deve ser sempre superior à do aço enquanto que o ACI e o MC10 fixam este valor em metade e o EC2 e a EHE permite que a contribuição do aço seja muito superior tal como é demonstrado na figura 5.14.

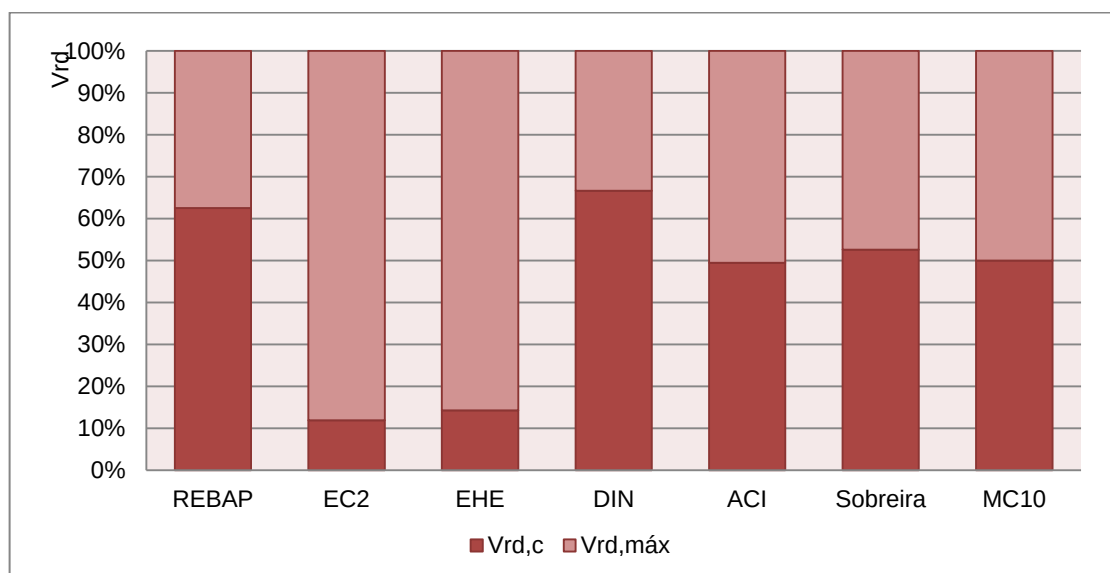


Figura 5. 14– Percentagens de $V_{Rd,c}$ em relação a $V_{Rd,max}$ no pilar P_3 .

Na figura 5.15 é exposto o número de ramos com um diâmetro de 10 mm que é necessário ter, em cada perímetro, para esgotar a resistência do cone de punção no caso do pilar P_3 .

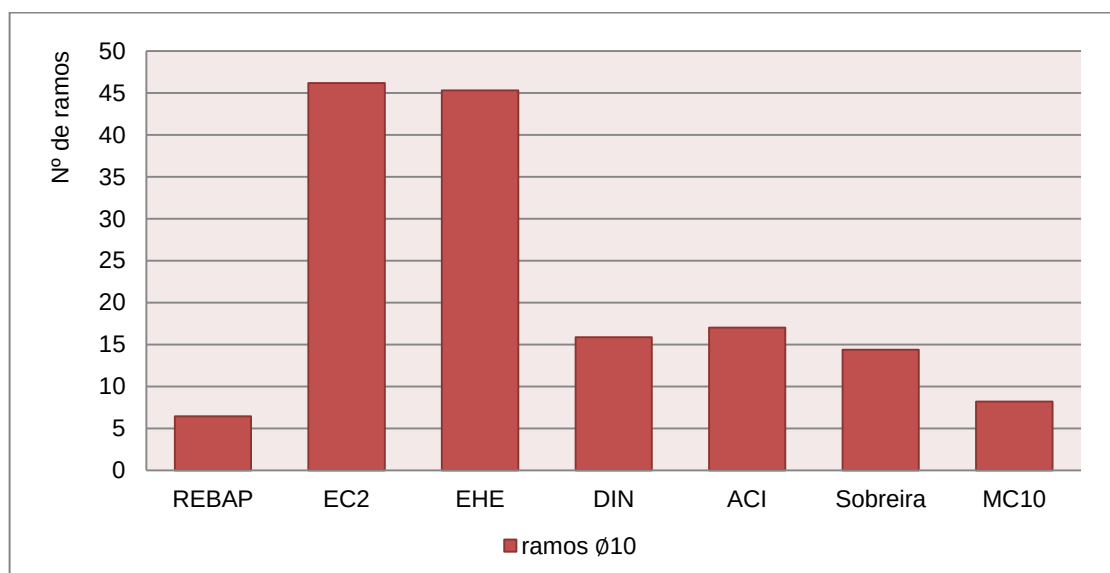


Figura 5. 15– Nº de estribos necessários para atingir $V_{Rd,max}$ no pilar P_3 .

Comentários

Os ganhos de resistência verificados com o aumento da secção do pilar devem-se sobretudo ao aumento do perímetro crítico. Nos códigos em que a distância de verificação é inferior o aumento da secção permite acréscimos no perímetro superiores e o consequente aumento de resistência. A definição do perímetro crítico tem influência na distribuição das tensões de corte no cone de punçoamento tornando as mesmas maiores ou menores se a distância entre o perímetro e a face do pilar for menor ou maior respectivamente. Tendo em conta que o perímetro crítico define o cone de punçoamento, segundo os regulamentos a inclinação do cone pode variar entre 26.6° (2d) e 63.4° (0.5d). Tendo em conta este princípio os resultados obtidos no EC2, na EHE e na NBR são contraditórios uma vez que o limite superior de resistência é maior do que os restantes e a inclinação do cone admitido é inferior, isto é, o cone ao ser mais inclinado aproxima o valor da sua tensão máxima para que ela rompa por esmagamento do betão.

A aplicação de limites superiores gerais no perímetro de controlo obriga a fazer a distinção entre o corte por punçoamento do corte por esforço transversal, mas em pilares circulares interiores esta distinção pode não existir uma vez que se forma um cone axissimétrico se não houver excentricidade no carregamento sendo assim um caso de corte por punçoamento. Este critério não permite melhorar o desempenho da estrutura ao punçoamento na DIN através do aumento da secção do pilar uma vez que o perímetro é condicionado pelo perímetro máximo permitido, obrigando a alterar a espessura da laje.

5.3.2 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA LAJE NA RESISTÊNCIA SEM ARMADURA DE PUNÇOAMENTO

Neste caso adoptou-se um pilar circular com um diâmetro de 0.4 m e uma classe de betão C25/30. As alturas consideradas variam entre 0.20 e 0.8 m. Procedeu-se ao cálculo da resistência do betão para a laje comparando os resultados com os fornecidos pelo EC2.

Resultados Obtidos

No que diz respeito aos valores de resistência o REBAP, a DIN e a BS são mais conservativos do que o EC2 enquanto que o ACI, Sobreira e EHE apresentam valores de $V_{Rd,c}$ mais elevados. A NBR apresenta resultados menos conservativos para baixas espessuras e mais conservativos para maiores espessuras em relação ao EC2.

Quadro 5. 3– Tabela com o quociente entre V_{Rd} de cada regulamento sobre V_{Rd} do EC2 variando a espessura da laje.

d	REBAP	EC2	EHE	DIN	NBR	ACI	BS	Sobreira	MC10
0,2	0,8	1,0	1,1	0,7	1,1	1,2	0,7	1,0	0,8
0,25	0,8	1,0	1,1	0,7	1,1	1,3	0,7	1,0	0,3
0,3	0,8	1,0	1,2	0,8	1,1	1,3	0,7	1,0	0,3
0,4	0,8	1,0	1,3	0,8	1,1	1,4	0,6	1,0	0,4
0,6	0,8	1,0	1,4	0,9	1,1	1,6	0,5	1,1	0,5
0,8	0,8	1,0	1,4	0,9	1,0	1,6	0,4	1,1	0,5

Comentários

A aplicação deste exemplo permite concluir que o efeito de escala é menos expressivo no EC2, na NBR e na BS.

O aumento da espessura da laje de 0.20 para 0.30 m permite um aumento de V_{Rd} de cerca de 40% sendo assim o tipo de reforço que permite maiores acréscimos de resistência.

5.3.3 ESTUDO DE CASOS TEÓRICO-PRÁTICOS

Nesta subsecção são apresentados dois casos sendo ambos referentes a um pilar interior no qual se considerou $\beta=1.15$ com diferentes soluções de pilares sendo P_1 com $\varnothing 300$ (diâmetro de 0.3 m) até P_4 com $\varnothing 600$ (diâmetro de 0.6 m). A classe de betão adoptada foi de C25/30 com uma solução de laje maciça e uma classe de aço de S500 com o reforço em $\varnothing 10$.

No caso 1 foi considerada uma laje com uma espessura de 0.25 m na qual é aplicada uma carga uniformemente distribuída de cálculo de 21 kN/m^2 suportada por uma malha de pilares de $6.0 \times 6.0 \text{ m}^2$. Para dimensionar a armadura longitudinal recorreu-se ao método dos pórticos equivalentes do EC2. O esforço axial de cálculo considerado no pilar foi de 869 KN.

No caso 2 a carga distribuída considerada foi de 26 kN/m^2 numa laje de 0.40 m de espessura apoiada numa malha de pilares de $8.0 \times 8.0 \text{ m}^2$. A determinação das armaduras longitudinais foi feita da mesma forma que no caso 1.

Nos quadros apresentados, p refere-se ao nº de perímetros, r o nº de ramos por perímetro e sr diz respeito ao espaçamento entre perímetros.

Resultados Obtidos

Para o caso 1 não foi possível aplicar o REBAP, a DIN e o MC10 uma vez que o valor de $V_{Rd,max}$ não o permitiu, também não foi possível aplicar a NBR para o Pilar P_1 . Quanto às soluções de dimensionamento o modelo que permitiu soluções mais económicas foi o MC10.

Quadro 5. 4– Resultados do Caso 1.

Reg.	Pilar	Perímetro (m)	$V_{Rd,c} / V_{Ed}$	$V_{Rd,máx} / V_{Ed}$	Observações
REBAP	1	1,60	0,40	0,65	$V_{Rd,máx}$ KO
	2	1,92	0,48	0,77	$V_{Rd,máx}$ KO
	3	2,23	0,56	0,90	$V_{Rd,máx}$ KO
	4	2,31	0,58	0,93	$V_{Rd,máx}$ KO
EC2	1	3,58	0,76	1,02	4p* de 8r* cada; sr=0,15
	2	3,90	0,82	1,26	4p de 7r cada; sr=0,15
	3	4,21	0,89	1,45	4p de 6r cada; sr=0,15
	4	4,52	0,95	1,62	4p de 5r cada; sr=0,15
EHE	1	3,58	0,76	1,02	4p de 8r cada; sr=0,15
	2	3,90	0,82	1,26	4p de 7r cada; sr=0,15
	3	4,21	0,89	1,45	4p de 6r cada; sr=0,15
	4	4,52	0,95	1,62	4p de 5r cada; sr=0,15
DIN	1	2,31	0,57	0,85	$V_{Rd,máx}$ KO
	2	2,31	0,57	0,85	$V_{Rd,máx}$ KO
	3	2,31	0,57	0,85	$V_{Rd,máx}$ KO
	4	2,31	0,57	0,85	$V_{Rd,máx}$ KO
NBR	1	3,58	0,82	0,92	$V_{sd,0} > V_{sd,2}$
	2	3,90	0,89	1,23	4p de 22r cada; sr=0,15
	3	4,21	0,96	1,54	4p de 22r cada; sr=0,15
	4	4,52	1,03	1,84	-
ACI	1	2,04	0,61	1,23	$V_{s,min}$: 12r 4p sr=0,10
	2	2,44	0,73	1,47	$V_{s,min}$: 12r 4p sr=0,10
	3	2,84	0,85	1,72	$V_{s,min}$: 12r 4p sr=0,10
	4	3,24	0,97	1,96	$V_{s,min}$: 12r 4p sr=0,10
BS	1	3,87	0,61	3,74	4p de 16r cada; sr=0,15
	2	4,32	0,65	3,44	4p de 12r cada; sr=0,15
	3	4,77	0,70	3,04	4p de 10r cada; sr=0,15
	4	5,22	0,74	2,77	4p de 9r cada; sr=0,15
Sobreira	1	1,60	0,42	0,76	$V_{Rd,máx}$ KO
	2	1,92	0,47	0,92	$V_{Rd,máx}$ KO
	3	2,23	0,52	1,09	4p de 14r cada; sr=0,15
	4	2,52	0,58	1,25	4p de 16r cada; sr=0,15
MC10	1	1,60	0,29	0,59	$V_{Rd,máx}$ KO
	2	1,92	0,35	0,70	$V_{Rd,máx}$ KO
	3	2,23	0,41	0,82	$V_{Rd,máx}$ KO
	4	2,52	0,46	0,93	$V_{Rd,máx}$ KO

*p-perímetros; r-ramos; sr- espaçamento longitudinal entre perímetros

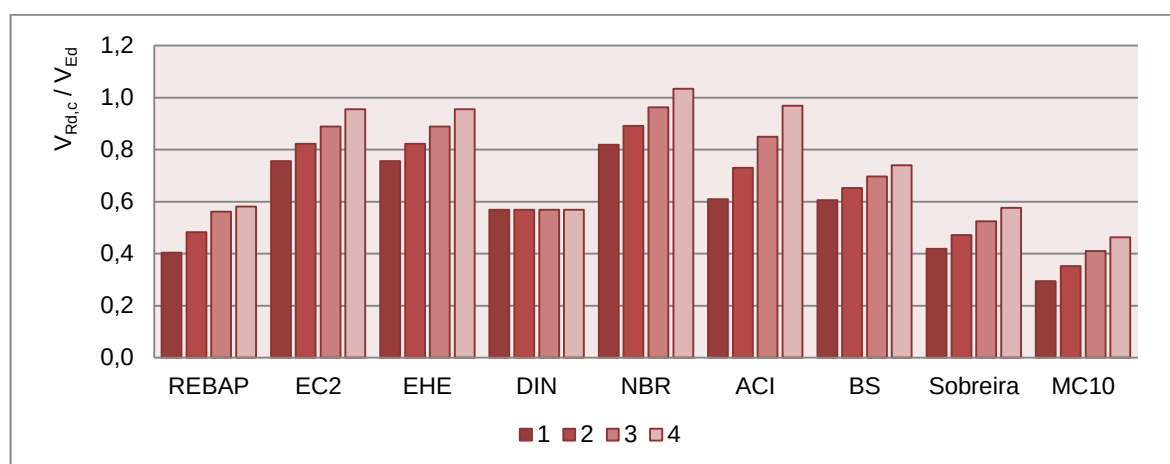


Figura 5. 16– Comparação da resistência $V_{Rd,c}$ dos diversos códigos no caso 1.

No caso 2 não foi possível aplicar o REBAP, o MC10 e a DIN, para o pilar P1 também não é aplicável o EC2, EHE e NBR sendo que esta última também não é aplicável em P2.

Quadro 5. 5– Resultados do Caso 2.

Reg.	Pilar	Perímetro (m)	$V_{Rd,c} / V_{Ed}$	$V_{Rd,máx} / V_{Ed}$	Observações
REBAP	1	2,07	0,36	0,58	$V_{rd,máx}$ KO
	2	2,39	0,42	0,67	$V_{rd,máx}$ KO
	3	2,70	0,47	0,76	$V_{rd,máx}$ KO
	4	3,02	0,53	0,84	$V_{rd,máx}$ KO
EC2	1	5,47	0,79	0,80	$V_{ed,0} > V_{rd,máx}$
	2	5,78	0,84	1,06	4p de 13r cada; $sr=0,25$
	3	6,09	0,88	1,33	4p de 12r cada; $sr=0,25$
	4	6,41	0,93	1,60	4p de 11r cada; $sr=0,25$
EHE	1	5,47	0,79	0,80	$V_{ed,0} > V_{rd,máx}$
	2	5,78	0,84	1,06	4p de 13r cada; $sr=0,25$
	3	6,09	0,88	1,33	4p de 12r cada; $sr=0,25$
	4	6,41	0,93	1,60	4p de 11r cada; $sr=0,25$
DIN	1	3,96	0,67	1,01	$V_{rd,máx}$ KO
	2	3,96	0,67	1,01	$V_{rd,máx}$ KO
	3	3,96	0,67	1,01	$V_{rd,máx}$ KO
	4	3,96	0,67	1,01	$V_{rd,máx}$ KO
NBR	1	5,47	0,86	0,72	$V_{sd,0} > V_{sd,2}$
	2	5,78	0,91	0,96	$V_{sd,0} > V_{sd,2}$
	3	6,09	0,96	1,20	4p de 46r cada; $sr=0,25$
	4	6,41	1,01	1,44	-

ACI	1	2,64	0,61	1,24	4p de 20r cada; sr=0,15
	2	3,04	0,71	1,43	4p de 18r cada; sr=0,15
	3	3,44	0,80	1,62	Vs,min 17r 4p 0,10
	4	3,84	0,89	1,81	Vs,min 17r 4p 0,10
BS	1	5,67	0,50	4,27	4p de 71r cada; sr=0,25
	2	6,12	0,53	4,60	4p de 61r cada; sr=0,25
	3	6,57	0,56	4,18	4p de 52r cada; sr=0,25
	4	7,02	0,58	3,72	4p de 43r cada; sr=0,25
Sobreira	1	2,07	0,35	0,76	$V_{rd,m\acute{a}x}$ KO
	2	2,39	0,38	0,90	$V_{rd,m\acute{a}x}$ KO
	3	2,70	0,41	1,04	4p de 19r cada; sr=0,15
	4	3,02	0,45	1,12	4p de 21r cada; sr=0,15
MC10	1	2,07	0,24	0,49	$V_{rd,m\acute{a}x}$ KO
	2	2,39	0,28	0,56	$V_{rd,m\acute{a}x}$ KO
	3	2,70	0,32	0,63	$V_{rd,m\acute{a}x}$ KO
	4	3,02	0,35	0,71	$V_{rd,m\acute{a}x}$ KO

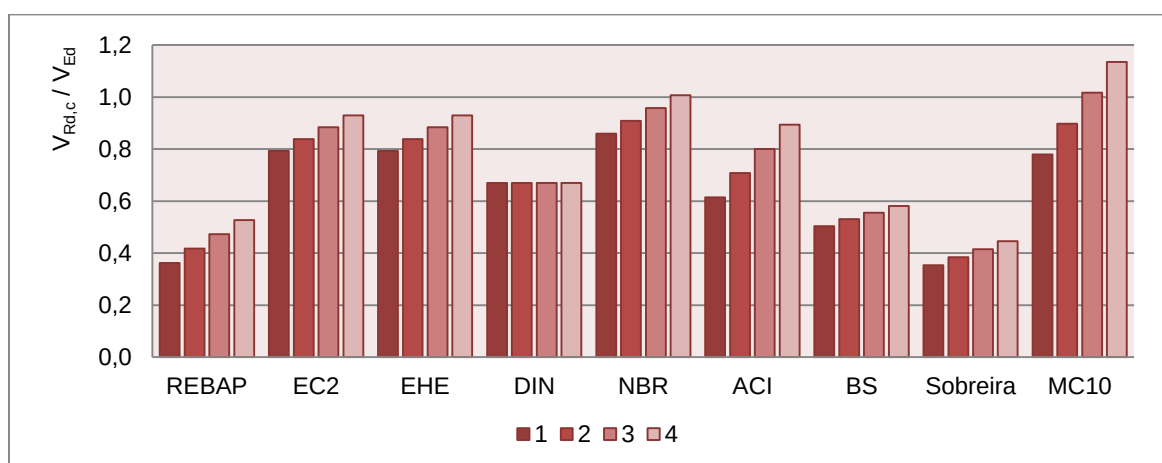


Figura 5. 17– Comparação da resistência $V_{Rd,c}$ dos diversos códigos no caso 2.

Comentários

A utilização do REBAP, do MC10 e da DIN nestes casos permitiu concluir que estes regulamentos impõem limitações que reduzem a sua aplicabilidade relativamente aos restantes códigos.

A aplicação da NBR é um pouco mais restritiva do que o EC2 enquanto a BS tem um limite superior quase inatingível.

A aplicação do EC2 e da EHE permite soluções de armadura com um menor nº de ramos enquanto que a BS impõe a utilização de um nº de ramos por perímetro bastante mais elevado do que os restantes métodos.

Nos casos estudados o dimensionamento de armadura pelo ACI foi condicionado por $V_{s, \min}$ o que, tendo em conta que os casos se tratam de lajes com carregamentos elevados, impõe a utilização de $V_{s, \min}$ na maioria dos casos.

Neste exemplo havia casos em que se obteriam melhores soluções de dimensionamento através de capitéis, no entanto optou-se por dimensionar armadura para facilitar a comparação entre códigos.

5.3.4 AVALIAÇÃO DE ALTURAS MÍNIMAS EM SAPATAS

O objectivo deste caso foi apurar o regulamento que permite um dimensionamento de altura de sapatas mais económico tendo em conta que o punçoamento seria condicionante.

Neste problema considerou-se uma sapata interior centrada com um esforço axial no pilar de 2000 kN o que corresponde a um edifício corrente de 5 pisos.

Só foram comparados os regulamentos que fazem especificações relativas a sapatas. As tensões do solo consideradas foram de 200, 300 e 400 kPa e foram descontadas à tensão no cone de punçoamento.

Resultados Obtidos

Os valores obtidos são muito similares com a excepção do REBAP que conduz a soluções de sapata com maior altura.

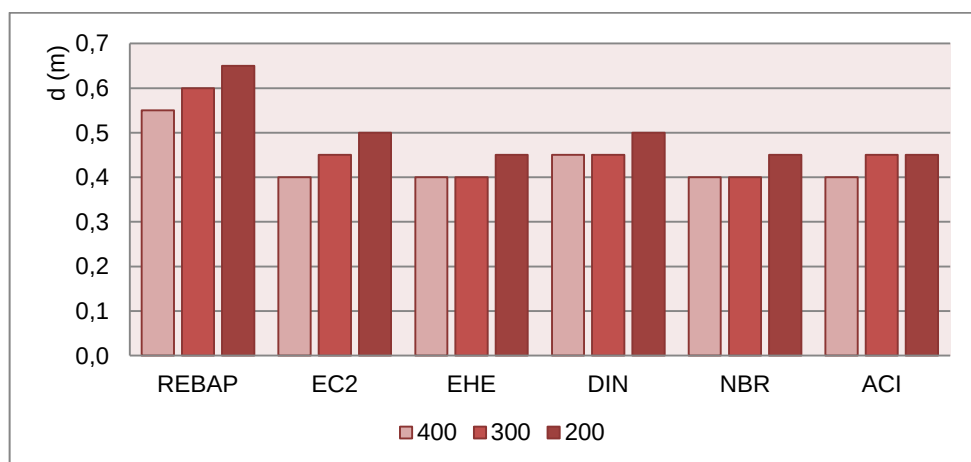


Figura 5. 18– Comparação das alturas de sapata tendo em conta diferentes pressões do terreno.

Comentários

O aumento da pressão do terreno nas sapatas fazem aumentar a resistência ao punçoamento e, consequentemente, diminuir a sua altura pois provocam uma descompressão no elemento.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

No que diz respeito às disposições dos diferentes códigos abordados pode-se afirmar que a aplicação do EC2, da DIN, da EHE e da NBR são idênticas, no entanto as diferenças nas fórmulas matemáticas embora sejam pequenas podem ter uma influência significativa no cálculo pelo que não devem ser desprezadas. O ACI e a BS são códigos mais tipificados, isto é o seu algoritmo de cálculo é mais uniforme composto por expressões empíricas que permitem uma sistematização dos casos a estudar e diferentes graus de rigor no caso do ACI. A aplicação do MC2010 tanto para o esforço transversal como para o punçoamento é diferente do MC1990, tendo sido introduzidos novos modelos, nomeadamente o MCFT e o CSCT. Os modelos de Araújo Sobreira assumem pressupostos que não são considerados na maioria dos regulamentos e a sua aplicação requer um estudo aprofundado.

A ferramenta de cálculo desenvolvida permite fazer a verificação da segurança ao esforço transversal e ao punçoamento facilitando a aplicação dos códigos estudados, no entanto não dispensa o estudo e compreensão dos mesmos.

6.1.1. ESFORÇO TRANSVERSO

De uma forma geral, no que diz respeito ao esforço transversal a teoria de Araújo Sobreira apresenta resultados menos conservativos do que a generalidade dos métodos estudados. A diminuição da contribuição do betão na resistência com o aumento da taxa de armadura que nos regulamentos é justificada através de resultados empíricos, nomeadamente através de uma parcela V_{cd} constante ou através da correcção da inclinação das bielas, é explicada pela teoria de Araújo Sobreira através da diminuição da secção do tirante de betão devido ao aumento da quantidade de armadura. O aumento de resistência ao esforço transversal motivado pela diminuição da inclinação das escoras é explicado nesta teoria pela disponibilidade da armadura longitudinal de tracção e pode ser determinada analiticamente através do esforço actuante, da largura dos banzos, da altura da viga e da força exercida pela armadura longitudinal.

No quadro 6.1 estão descritos alguns parâmetros considerados pelos métodos analisados, para além dos que todos têm em comum.

Quadro 6. 1– Parâmetros que influenciam a resistência ao Esforço Transverso.

Código	Momento Actuante	Inclinação das bielas	Extensões	Armadura longitudinal	Comprimento da viga	Diâmetro dos estribos	Recobrimento
REBAP							
EC2		•		•			
DIN		•		•			
EHE	•	•	•	•			
ACI	•			•			
BS				•			
NBR		•					
Sobreira	•	•		•	•	•	•
MC10	•	•	•	•			

A partir das comparações efectuadas no Capítulo 5 foi possível retirar as seguintes conclusões gerais específicas de cada método:

REBAP

- Utiliza o modelo de treliça de Mörsch corrigido com o termo corrector baseado na resistência à tracção do betão
- Nos casos estudados o valor de $V_{Rd,max}$ corresponde à aplicação de uma taxa de armadura transversal de cerca de 11 vezes a taxa mínima (0.86%)
- O aumento da classe de betão permite aumentos significativos da resistência
- Para taxas de armadura transversal inferiores a 0.125% este regulamento conduz a soluções mais económicas de armadura do que o EC2, no entanto tende a ser mais conservativo para taxas de armadura mais elevadas
- O aumento da quantidade de armadura transversal faz diminuir a percentagem do termo corrector da treliça de Mörsch na resistência global até cerca de 28%

- O aumento da secção de betão é a solução que permite um maior ganho de resistência ao esforço transversal sendo que para secções com banzos superiores a 0.40 m torna-se menos conservativo do que o EC2

EC2

- Baseia-se no modelo de escoras com inclinação variável sendo $V_{Rd,c}$ uma referência para a aplicação da armadura mínima
- O maior valor de $V_{Rd,max}$ que foi obtido corresponde a 13 vezes a taxa de armadura mínima (0.92%) no entanto este valor corresponde aos valores obtidos pela treliça de Mörsch que são inferiores aos obtidos experimentalmente
- O aumento da classe de betão de C20/25 para C30/37 permite incrementos de resistência de 13% em $V_{Rd,c}$
- A aplicação deste código em vigas com uma taxa de armadura transversal inferior a 0.125% revela-se mais conservativa do que a maioria dos métodos estudados, para taxas de armadura elevadas e secções finas é mais económico em relação aos restantes
- A aplicação deste código requer o ajuste do valor da inclinação da escora de forma a obter soluções mais económicas de dimensionamento
- O aumento da taxa de armadura longitudinal permite aumentar $V_{Rd,c}$ mas não tem influência no dimensionamento caso este valor seja inferior ao esforço actuante
- Os valores de $V_{Ed,max}$ apenas são condicionantes em situações de vigas com secções reduzidas
- É muito restritivo no que diz respeito ao esforço transversal em lajes

EHE

- Propõe um modelo de cálculo que tenta conciliar o modelo de bielas com inclinação variável com o MCFT através da determinação da inclinação das bielas
- O valor de $V_{Rd,max}$ e a quantidade de armadura que lhe corresponde aumenta com o incremento da área da secção em estudo, que no caso estudado corresponde a valores de 13 a 14 vezes a armadura mínima
- A aplicação deste regulamento permite obter soluções mais económicas de armadura transversal para baixas taxas de armadura de esforço transversal e para taxas próximas de 0.5% em relação ao EC2, no entanto para taxas de armadura de esforço transversal intermédias é um método mais conservativo
- Para obter soluções mais económicas deve-se escolher valores de $\cot\theta$ próximos de 1 para baixas taxas de armadura e 2 para taxas de armadura superiores a 0.125%
- Tal como no EC2 os valores de $V_{Ed,max}$ são condicionantes em secções de área reduzida
- O aumento da taxa de armadura longitudinal permite um melhoramento significativo da resistência da peça quando é aplicado o MCFT, isto é para valores de $\cot\theta$ próximos de 1

DIN

- Baseia-se no modelo de bielas com inclinação variável
- É um regulamento idêntico ao EC2 com a excepção de o limite da $\cot\Theta$ ser inferior, na generalidade dos casos, em relação ao EC2 originando soluções menos económicas

NBR

- Permite utilizar um modelo de escoras com inclinação variável com a correcção de V_c ou o modelo de treliça de Mörsh corrigido da mesma forma que no REBAP
- O valor de $V_{Rd,max}$ corresponde a um a taxa de armadura transversal de 0.69% o que equivale a cerca de 8 vezes a armadura mínima
- A aplicação desta norma em elementos com baixas taxas de armadura transversal é menos conservativo do que o EC2, no entanto tende a diminuir com o aumento da taxa de armadura
- A percentagem de V_c na resistência global é inferior à do REBAP, pois o valor de V_{wd} é influenciado por $\cot\Theta$

ACI

- Utiliza o modelo de Mörsch corrigido através de V_c
- Este código não impõe um limite superior de resistência global limitando por sua vez V_c e V_s ; o valor de $V_{c,max}$ é atingido em peças com elevadas taxas de armadura longitudinal e em secções com alturas elevadas conjugando um nível de esforço transversal elevado e um momento flector reduzido
- O valor de $V_{s,max}$ corresponde a 12 vezes a armadura mínima (0.66%)
- O aumento da classe de betão de C20/25 para C30/37 permite acréscimos de V_c na ordem do 18%
- Quanto às soluções de armadura o ACI é um código mais conservativo do que o EC2
- A armadura longitudinal apenas tem influência em elementos sujeitos à flexão

BS

- Baseia-se em métodos empíricos
- Quanto aos limites superiores de resistência o valor de $V_{Ed,max}$ corresponde a taxas de armadura crescentes com aumentos que variam entre 7 e 8 vezes a armadura mínima (0.83% e 0.89%)
- As soluções de armadura calculadas neste regulamento são mais conservativas do que nos restantes códigos analisados

MC10

- Este código permite 4 níveis de aproximação em que o IV diz respeito à aplicação de uma análise não linear preconizada pelo programa RESPONSE-2000, o nível III consiste na aplicação simplificada o MCFT, o nível II ao modelo das bielas de inclinação variável e o nível I trata-se de uma simplificação do nível III
- Apesar das equações propostas sugerirem a possibilidade de não utilizar armadura transversal, neste código é imposta uma armadura mínima que é superior à do EC2

MC10 I

- O valor de $V_{Rd,max}$ deste método corresponde a uma percentagem de armadura transversal de 0.56%
- Quanto às soluções de armadura este método é mais conservativo do que o EC2 no entanto tem uma aplicação mais expedita

MC10 II

- Este nível de aproximação permite obter resultados mais económicos de dimensionamento do que o EC2 uma vez que permite maiores inclinações das bielas, no entanto com o aumento da secção e de armadura longitudinal este valor tende a aumentar convergindo com os valores do EC2

MC10 III

- Este nível de aproximação permite obter soluções de dimensionamento mais económicas do que o EC2 para baixas taxas de armadura e para secções com espessuras elevadas, no entanto tende a ser mais conservativo com o aumento da taxa de armadura
- A aplicação deste método é condicionada por diversas restrições que dificultam a sua aplicação

Araújo Sobreira

- Este método baseia-se na treliça de Mörsch corrigida a partir da resistência do tirante vertical de betão
- A resistência do betão é condicionada pelo grau de fissuração do mesmo através da armadura transversal e do recobrimento
- A inclinação das bielas é condicionada pela taxa de armadura longitudinal
- Este método origina soluções mais económicas de dimensionamento do que os restantes analisados

No quadro 6.2 encontram-se resumidas os regulamentos que permitem soluções menos conservativas em cada caso.

Quadro 6. 2– Resumo dos métodos menos conservativos em cada caso.

Códigos		
Esmagamento das bielas a uma tensão mais elevada		REBAP e EHE
Soluções mais económicas de armadura transversal	Baixas taxas de armadura	Sobreira, NBR, MC10 II e MC10 III
	Taxas elevadas de armadura	Sobreira, EHE e MC10 II
Soluções de Armadura mínima mais económicas		ACI, BS (se $2V_c > V_{sd}$)

6.1.2. PUNÇOAMENTO

No que diz respeito ao punçoamento a teoria de Araújo Sobreira apresenta resultados próximos do REBAP com a vantagem de permitir calcular pilares com carregamentos excêntricos nomeadamente pilares de bordo e de canto. A teoria do Estado Limite Último de Punçoamento consiste numa adaptação do Corte em vigas para as lajes sendo revistas as condições da formação do cone de punçoamento em vez das bielas. No entanto os resultados apresentados sugerem que esta teoria tem ficado mais conservativa quando comparada com os códigos actuais.

No quadro 6.3 estão descritos alguns parâmetros considerados pelos métodos analisados, para além dos que todos têm em comum.

Quadro 6. 3– Parâmetros que influenciam a resistência ao Punçoamento.

Código	Perímetro de controlo	Momento Actuante	Efeito de escala	Armadura longitudinal	Limitação da tensão na armadura	Limite superior no perímetro	Pilares excêntricos
REBAP	0.5d	•			•	•	
EC2	2.0d	•	•	•	•		•
DIN	1.5d		•	•	•	•	•
EHE	2.0d		•	•	•		•
ACI	0.5d	•			•		•
BS	1.5d	•	•	•			•
NBR	2.0d	•	•	•	•		•
Sobreira	0.5d	•		•		•	•
MC10	0.5d	•		•	•	•	•

A partir das comparações efectuadas no capítulo 5 foi possível retirar as seguintes conclusões gerais:

REBAP

- A resistência do cone de punçoamento sem armadura de esforço transversal aumenta linearmente com o aumento da secção do pilar com incrementos de cerca de 18% para diferenças de secção de 10 cm
- O aumento da classe de betão permite ganhos de resistência superiores ao aumento da secção em 10 cm
- A resistência máxima do cone de punçoamento implica uma percentagem da resistência do betão de 63%
- A aplicação deste regulamento ao dimensionamento de sapatas conduz a alturas maiores do que os restantes regulamentos estudados
- O aumento da espessura da laje permite incrementos de resistência de cerca de 25% por cada 5cm, para espessuras elevadas de laje este valor tende a diminuir
- A aplicação prática deste regulamento conduz a valores de esforço actuante muito elevados em carregamentos excêntricos que na maioria dos casos é condicionado por $V_{Rd,max}$

EC2

- O aumento da secção do pilar permite atingir ganhos de resistência na ordem dos 7% por cada aumento de 10 cm o que leva a que o aumento da classe de betão permita incrementos de resistência superiores (cerca de 13%)
- Este código permite que a resistência da armadura ultrapasse a resistência do betão chegando a valores de 85% da resistência global, valor que diminui com o aumento da classe de betão.
- Os valores de altura de sapatas calculadas são idênticos à maioria dos códigos comparados
- O aumento da espessura da laje permite incrementos de resistência de cerca de 22% valor que diminui para espessuras elevadas
- A aplicação prática deste código conduz a soluções mais económicas de armadura
- O modelo deste código permite avaliar todo o tipo de excentricidades e a respectiva quantificação de esforço actuante

EHE

- Este regulamento é idêntico ao EC2 sendo a excepção a consideração das excentricidades que apenas são aplicáveis em pórticos com uma certa regularidade da malha de pilares
- Neste código o valor de V_{min} que é 30% maior do que o do EC2

DIN

- O cálculo da resistência ao punçoamento é, na maioria dos casos, condicionado pelo perímetro crítico máximo a considerar o que dificulta o melhoramento do desempenho através do aumento da secção do pilar
- O valor de $V_{Rd,max}$ permite uma percentagem de resistência do reforço com armadura de 33%
- O dimensionamento de alturas de sapatas conduz a resultados idênticos aos restantes regulamentos
- O aumento da espessura da laje conduz a valores de resistência inferiores aos do EC2 na ordem do 30%
- A aplicação prática deste regulamento conduz a valores maioritariamente condicionados por $V_{Rd,max}$ sendo apenas aplicável em problemas com um esforço actuante reduzido quando comparado com os restantes códigos

NBR

- O aumento da secção do pilar em intervalos de 10 cm permite ganhos de resistência iguais aos do EC2 sendo as diferenças entre estes superiores na NBR e $V_{Ed,max}$ ser um pouco mais restritivo e também as soluções de armadura implicarem um maior nº de ramos
- O facto de o efeito de escala ser contabilizado de forma diferente leva a que a NBR conduza a valores mais elevados de resistência do que o EC2 para pequenas espessuras de laje e a valores mais conservativos para espessuras superiores a 1 m.
- A avaliação das excentricidades permite obter valores de esforço actuante mais reduzidos em pilares de bordo e de canto com o bordo livre a uma distância inferior a 6d.

ACI

- A resistência do cone de punçoamento sem armadura transversal aumenta quase linearmente com o aumento da secção do pilar com ganhos de cerca de 18% para diferenças de secção de 10 cm
- O aumento da classe de resistência do betão permite ganhos de resistência superiores ao aumento da secção em 10 cm
- A resistência máxima imposta neste código conduz a uma igual repartição entre a resistência do betão e da armadura
- A aplicação deste regulamento ao dimensionamento de sapatas conduz a alturas idênticas à generalidade dos regulamentos estudados
- O aumento da espessura da laje permite obter valores de resistência bastante superiores ao EC2
- A aplicação de armadura de punçoamento é por vezes condicionada por $V_{s,min}$ o que torna este regulamento mais conservativo nestes casos

- No que diz respeito às excentricidades o ACI conduz a valores mais conservativos do que o EC2 sendo $V_{Rd,max}$ mais restritivo.

BS

- Este método permite uma maior amplitude de aplicação em termos de resistência sendo o valor de $V_{Ed,max}$ praticamente inatingível
- A utilização de armadura de punçoamento conduz a quantidades expressivamente superiores quando comparada com os restantes códigos
- O aumento da espessura da laje permite ganhos de resistência bastante inferiores ao EC2

MC10

- O aumento da secção do pilar em incrementos de 10 cm permite ganhos de resistência de cerca de 18%, percentagem que diminui à medida que aumenta a secção
- O aumento da classe de betão permite ganhos de resistência na mesma ordem de grandeza que o aumento da secção do Pilar
- O valor de $V_{Rd,max}$ implica uma repartição entre $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,s}$ de 50%
- O aumento da espessura permite aumentos de resistência superiores ao EC2
- A quantificação das excentricidades no MC10 é pouco clara, submetendo para as tensões de corte no cone de punçoamento

Araújo Sobreira

- Segundo este método o aumento da secção do pilar em 10 cm permite ganhos de resistência na ordem dos 30% e o aumento da classe de betão de C20/25 para C30/37 na ordem dos 20%
- O aumento da espessura de laje permite incrementos de resistência superiores às do EC2 sendo este método menos conservativo do que o EC2 para elevadas espessuras de laje.
- A formulação deste método facilita o cálculo de distribuições assimétricas de pilares
- A formulação deste modelo permite um cálculo directo das excentricidades e da armadura longitudinal

No quadro 6.4 encontram-se resumidas os regulamentos que permitem soluções menos conservativas em cada caso.

Quadro 6. 4– Resumo dos métodos menos conservativos em cada caso.

		Códigos
Esmagamento do cone de punçoamento a uma tensão mais elevada ($V_{Rd,máx}$)		EHE, EC2 e BS
Soluções mais económicas de Dimensionamento	Sem armadura	ACI
	Com armadura	EC2
Pilares excêntricos		EC2

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.2.1. FERRAMENTA INFORMÁTICA

Na aplicação referente ao esforço transversal seria útil criar uma folha que permita fazer a resolução simultânea de todos os métodos considerados da mesma forma que é feita no punçoamento.

Em ambas as aplicações poderiam estar presentes em forma de comentário as cláusulas de cada regulamento referentes a cada passo do cálculo.

De forma a interligar esta ferramenta com um programa de cálculo poderia ser feito um “workbook” que realizasse as combinações de acções e seleccionasse as secções ou pilares para serem calculadas no RIB.2011.

Na ferramenta de punçoamento não é possível dimensionar perfis metálicos (“Shearheads”) e poderia ser adicionada esta funcionalidade caso se justifique. Outras funcionalidades que poderão ser adicionadas são a incorporação de uma análise sísmica (EC8) e um procedimento de cálculo para o corte em juntas de betão.

Os algoritmos do VB podem ser simplificados para tornar a execução das Macros mais rápida.

6.2.2. ANÁLISE REGULAMENTAR

Ainda dentro do estudo do Corte podem ser analisados quatro assuntos que não foram abrangidos por esta dissertação:

- A torção
- O corte em juntas de betão
- O corte em vigas e lajes pré-esforçadas
- O corte na acção sísmica
- O corte em fundações

A aplicação da ferramenta desenvolvida na elaboração de ábacos poderá ser útil na comparação dos regulamentos e também na aplicação ao projecto nomeadamente no pré-dimensionamento.

6.2.3. INVESTIGAÇÃO

A comparação da teoria do esforço transversal corrigida de Araújo Sobreira com os resultados experimentais seria interessante, principalmente para analisar a influência da armadura longitudinal na inclinação das bielas.

Poderiam ser realizados ensaios que permitam determinar a área de betão fissurado resultante da mobilização dos estribos de forma a poder contabilizar de forma rigorosa a secção de betão existente em elementos com armadura de esforço transversal.

Quanto à teoria do estado limite último de punçoamento poderia ser revista incorporando os novos princípios adicionados no esforço transversal, nomeadamente a influência da armadura longitudinal na inclinação do cone de punçoamento e a influência desta inclinação na resistência global.

BIBLIOGRAFIA

- Appleton, J.(2011). *Constuições em Betão – Nota histórica sobre a sua evolução*. Apontamentos da disciplina de Betão Armado Do Instituto Superior Técnico.
- Araújo Sobreira J., (1983). *Betão armado- Punçoamento Teoria do estado limite de rotura*, Engenharia, nº3.
- Araújo Sobreira J.,(1980). *Resistência ao Corte do Betão Armado*, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, pp. 17-28.
- Averbuch , D.(1996) . *Approche du dimensionnement des structures en béton armé par le calcul à la rupture*, Tese Doutoramento, École National des Ponts et Chaussées.
- Balázs, G.L. (2010). *A historical review of shear*, Shear and punching shear in RC and FRC elements, Outubro, Itália, pp.1-13, FIB, Salò.
- Bentz, E. (2010). *MC2010: Shear Strength of beams and implications of the new approaches*. Shear and punching shear in RC and FRC elements, Outubro, Itália, pp.1-13, FIB, Salò.
- Bentz, E., Vecchio, F., Collins, M. (2006). *Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements*. ACI Structural Journal, Julho-Agosto, pp.614-624.
- Braestrup M.W., Regan, P.E. (1985). *Punching Shear in Reinforced Concrete: a state of the art report*, CEB bulletin d’information, n.168.
- Dreux, M., Azevedo, F. (2009). *Macros para Excel na prática*, Elsevier, Rio de Janeiro.
- Faria, R.M., Vila Pouca, N., (1997). *Esforço Transverso. Torção. Punçoamento.*, Apontamentos da disciplina de Betão Armado, FEUP.
- Figueiras, J. (2008). *Vigas de Betão. Esforço transverso*. Acetatos da disciplina de Betão Armado, FEUP.
- Fusco, P.B. (1984). *Estruturas de concreto - solicitações tangenciais: problemas básicos de cisalhamento no concreto estrutural, problemas gerais de dimensionamento*. São Paulo, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- Gasparini, D.A. (2002). *Contributions of C.A.P. Turner to development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905-1909*, Journal of Structural Engineering, pp. 1243-1252, American society of Civil Engineers.
- Guandalini, S.(2005). *Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé*, Tese Doutoramento, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Hegger, J., Ricker, M., Sherif, A. (2009). *Punching Strength of Reinforced Concrete Footings*. ACI Journal, Setembro-Outubro, pp. 706-716.
- Juvantes, Luís F.P. (2002). *Resistência dos Materiais II – Aulas Teóricas*, Apontamentos da Disciplina de Resistência de Materiais, FEUP.
- Kinnunen S., Nylander H. (1960). *Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement*, Transactions of the Royal Institute of Technology, N.158, Stockholm, Suécia.
- Leonhardt F., Mönnig E.,(1977). *Construções de Concreto- Volume 2*, Livraria Interciência, Rio de Janeiro.

- Loureiro, H. (2007). *Excel 2007, Macros e VBA*, pp.61-264, FCA, Lisboa.
- Martinelli M. , (2003). *Moldagem de Situações de Punção em Lajes de Concreto Armado através do Método dos Elementos Finitos*, Tese de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Melges J. ,(2001). *Análise experimental da Punção em Lajes de Concreto Armado e Protendido*, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- Mirzaei Y.(2006), *Post-Punching Behaviour of Flat Slabs Supported by Columns*, Plano de Investigação, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Muttoni, A. (2008). *Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement*, ACI Structural Journal, Julho-Agosto, pp.440-450.
- Muttoni, A., Ruiz, M. (2010). *MC2010: The Critical Shear Crack Theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions*, Shear and punching shear in RC and FRC elements, Outubro, Itália, pp.1-13, FIB, Salò.
- Pilakoutas, K., and C. Ioannou. (2000). *Verification of a novel punching shear reinforcement system of flat slabs*. Procs International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs, TRITA-BKN Bulletin 57, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Proença, A. M. (2003). http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/Mestr_Estr/NovosMateriais/index.htm, Apontamentos da disciplina de Novos Materiais do Mestrado em Estruturas, FEUP.
- Ruiz F., Muttoni A.,(2010). *Performance and Design of Punching Shear Reinforcement Systems*, 3º Congresso Internacional da FIB, Março de 2010, Washington.
- Silva Luis, M. (2010). *Punçoamento cíclico de lajes fungiformes reforçadas com pré-esforço transversal*, Tese Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Staller, M. (2001). *Punching of structural concrete slabs*, Bulletin no 12 (FIB), 2001, Lausanne.
- Stanley, C.(1982). *Hghlights of the History of Concrete*. C&CA, Cidade de publicação.
- Trautwein L. , (2006). *Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado Análise Experimental e Numérica*, Tese Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Vaz Rodrigues R. (2007). *Shear strength of reinforced concrete bridge deck slabs*, Dissertação de Doutorado, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Walther, R., Miehlabrad, M. (1990). *Dimensionnement des Structures en Béton*. Bases et Technologie - Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 1990.
- Widianto, Bayrak O., Jirsa J.O., (2009). *Two-Way Shear Strenghtof Slab-Column Connections: Reexamination of ACI 318 Provisions*, ACI Structural Journal, pp. 160-170, ACI.

REGULAMENTOS E DOCUMENTOS DE ORGANIZAÇÕES

ABNT NBR 6118: Projecto de Estruturas de concreto- Procedimento, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004.

ACI Committee 318. 318M-08 Metric Building Code Requirements for Structural Concrete & Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008, 472 pp.

BS 8110: Structural use of concrete, part 1: code of practice of design and construction, BSI, 1997.

Decreto 4036 – Regulamento para o emprego do beton armado, 28/3/1918

DIN 1045-1: Reinforced and Prestressed Concrete Design, 2008.

EHE-08: Instrucción de hormigón estructural, Comisión Permanente del Hormigón, 2008, http://www.fomento.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/ORGANOS_COLEGIADOS/CPH/instrucciones/EHE_es/

EN 1992-1-1: 2004, “Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”.

Federation International du Beton – FIB (2010). *Model Code 2010: First Complete Draft – volume 2*, Bulletin no 56.

Federation International du Beton - FIB, *Model Code 2010: First Complete Draft – volume 2*, Bulletin no 56, Abril de 2010.

PCA Notes, *Notes on ACI318-08 Building Code, Requirements for structural concrete*, 2008.

REBAP: Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Lopes da Silva Editora, Porto, 1984.

Revista de Obras Públicas e Minas – “Instruções Francesas para o Formigão Armado”, Tomo XXXVIII, pg 385 a 389, 1907.

RSA: Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Porto Editora, Porto, 1984.

ENDEREÇOS MULTIMÉDIA

[1] <http://www.gop.pt>, 11/02/2011

[2] <http://www.sheffield.ac.uk/ci/research/concrete/sb.html>, 30/02/2011

[3] <http://www.colegioweb.com.br/biografias/francoisbenjaminjoseph-hennebique.html>, 10/02/2011

[4] http://www.concrete.org/members/mem_info_history.htm, 09/02/2011

[5] http://en.wikipedia.org/wiki/Robert_Maillart, 10/02/2011.

[6] http://ci.group.shef.ac.uk/CI_content/CE/trita00_ci.pdf, 21/02/2011

ANEXOS

A.1. Exemplo Ferramenta de cálculo, Esforço Transverso

A.2. Exemplo Ferramenta de cálculo, Punçoamento

B.1. Cálculos Esforço Transverso

B.1.1 LIMITES DE RESISTÊNCIA

B.1.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ALMA NA RESISTÊNCIA

B.1.3. ARMADURA LONGITUDINAL

B.1.4. INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA TRANSVERSAL

B.1.5. COMPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO TIRANTE DE BETÃO COM OS RESTANTES REGULAMENTOS

B.1.6. CASO 6

B.1.7. CASO 7

B.1.8. CASO 8

B.1.9. Caso 9

B.2. Cálculos Punçoamento

B.2.1. ANÁLISE DOS LIMITES DE RESISTÊNCIA E DO CONE DE PUNÇOAMENTO

B.2.2. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA LAJE NA RESISTÊNCIA SEM ARMADURA DE PUNÇOAMENTO

B.2.3. CASOS TEÓRICO PRÁTICOS

B.2.4 AVALIAÇÃO DE ALTURAS MÍNIMAS EM SAPATAS

B.2.5. AVALIAÇÃO DE EXCENTRICIDADES

A.1. Exemplo Ferramenta de cálculo, Esforço Transverso

REBAP

Dados

Classe de Betão	B30	REBAP
Altura da viga	0,60	m
Altura útil	0,55	m
Largura efectiva	0,25	m
Viga	VB1	Proj.
alfa	90	graus
Classe de Aço	A500	REBAP

2. Verificação da segurança 1:

Vsd	300	KN	Vcd	103,13	KN	Laje/Viga	
Vcd inicial	103,13	KN	Asw/s	9,15	cm2/m		
Coef Comp.	-		Vwd	196,88	KN		-
Coef Concent.	-		Vrd,viga	103,125	KN		Vrdmax OK

3. Dimensionamento de estribos:

Diâmetro de estribos	8	mm	Espaçamento máximo admissível:	0,25	m
Espaçamento	0,1	m	-		
Nº de Ramos	2		114,583333	-	0,3
Armadura Mínima	2,00	cm2/m	458,333333	0,275	0,25
			-		0,2
Asw/s	10,05	cm2/m	-		
Eficiência:	109,90	%	Vwd	216,36	KN

4. Verificação da Segurança 2:

Vrd final	319,49	KN	Vrdmax OK		Validar Cálculo	Menu	Projecto
Vsd	300	KN	Rácio	106,50	%	OK	

EC2

1. Definição do esforço actuante:

a		m	
E.Transverso	300	KN	
Ned		KN	-
Ved	300	KN	
Ved final	300,00	KN	
		Ac	0,15 m ²
		I	0,0045 m ⁴
		S	0,045 m ³

2. Verificação de necessidade de armadura de Esf. Trans.:

Al	12,50	cm ²
ρ	0,0083	-
k	1,60	-
Vrd,c1	72,78	KN
Vmin	48,84	KN
Vrd,c2		KN

Viga Pré-esforçada?
☐ Sim ☒ Não

σ_{cp}	0,000	Mpa	-
Vrd,c	72,78	KN	

Necessária Armadura de Esforço Transverso

3. Quantificação dos Esforços Resistentes:

M		KNm	Vtd Desfavorável e Vcod favorável	$\cotan \Theta$	2,5	-	α_{cw}	1,00
γ	0	graus		V1	0,60		Asw/s	5,58 cm ² /m
δ	0	graus		Vrd,max	426,72	KN		
Vcod	0,00	KN						
Vtd	0,00	KN						

5. Verificação da Segurança:

Vrd final	360,60	KN	Vrdmax OK	Validar Cálculo	Menu	Projecto
Ved	300,00	KN	Rácio 120,20 % OK			

DIN

3. Quantificação dos Esforços Resistentes:

M		KNm	Vtd Desfavorável e Vcod favorável	$\cotan \Theta$	1,68	-	α_{cw}	1,00
γ	0	graus		Vrd,c	86,84	KN	V1	0,60
δ	0	graus		$\cotan \Theta <$	1,69	-	Asw/s	8,30 cm ² /m
Vcod	0,00	KN		Vrd,max	543,90	KN		
Vtd	0,00	KN						

ACI

2. Cálculo de V_c :

Viga Pré-esforçada?

☐ Sim
☒ Não

Mu

50

KNm

Área da bainha

cm2

Ag

0,15

m2

Nu

1

KN

Elemento Comprimido

Al

12,5

cm2

p

0,0083333

Mm

49,76875

KNm -

Validar Cálculo Simplificado

Viga sem Pré-Esforço

Cálculo Simplificado

Corte/flexão

Vc

116,88

KN

Validar Corte/Flex Simplificado

Corte/Comp.

Vc

116,93

KN

Validar Corte/Comp Simplificado

Cálculo rigoroso

Corte/flexão

Vc

129,48

KN

Validar Corte/Flex Rigoroso

Corte/Comp.

Vc

1079,45

KN

-

Validar Corte/Comp Rigoroso

Tracção

Vc

342,83

KN

Validar Tracção

Vc,max

199,38

KN

Vc,Final

129,48

KN

Necessário Armadura Mínima

Validar Cálculo Rigoroso

3. Cálculo de Estribos:

Aw/s

9,84

cm2/m

Vs

270,52

KN -

Diâmetro de estribos

8

mm

Espaçamento

0,1

m -

Nº de Ramos

2

Aw/s

10,05

cm2/m -

Vs

276,46

KN -

Espaçamento máximo entre estribos:

0,30

m

2750

0,45

0,3

Aw/s,min

1,55

cm2/m

4. Verificação da Segurança:

0,75Vn

304,45

KN

Vu

300

KN

Rácio

101,48

%

OK

Validar Cálculo

Menu

Projecto

BS

4. Cálculo de Armaduras:

(Asv/sv)min	2.63	cm2/m	Percentagem de Resistência nas Barras dobradas:		0	%		
Asb/sb	0.00	cm2/m						
Asv/sv	11.91	cm2/m	-	%Vc	26%	565	KPa	Condições das Barras dobradas
				%Vv	74%	1616	KPa	β 45 graus
				%Vb	0%	0	KPa	α 45 graus

Estribos		
Diâmetro de estribos	10	mm
Espaçamento	0.125	m -
Nº de Ramos	2	

Asv/sv	12.57	cm2/m	-
Eficiência	105.51	%	

Barras dobradas		
Diâmetro de estribos	0	mm
Espaçamento	0	m -
Nº de Ramos	0	

Asv/sv	-	cm2/m	
Eficiência	-	%	-

Espaçamento Long. admissível:	0.41	m
Espaçamento de barras admissível:	0.15	m

Vwd	262.64	KN
vwd	1910	KPa

5. Verificação da Segurança:

Vrd final	2475.47	KPa	Vsd	2181.82	KPa	Validar Cálculo	Menu	Projecto
Vrd final	340.38	KN	Vsd	300.00	KN			
Rácio					113.46	%	OK	

NBR

2. Cálculo dos esforços Resistentes:

☐ Modelo 1 ☒ Modelo 2			
Vc,0	98.8	KN	θ 30 graus
Vc,1	46.9	KN	-
β_t	0	graus	☐ Elemento traccionado
β_c	0	graus	☐ flexão simples/flexo-tração
			☐ flexo-compressão
Vsd,red	300	KN	Vc 46.93 KN -
Asw/s	6.79	cm2/m	Vrd,2 482.27 KN
Vsw	253.07	KN	Vrd,3 46.93 KN KO, dimensione armadura

3. Dimensionamento de estribos:

Diâmetro de estribos	8	mm	Espaçamento Transversal máximo admissível:	0,33	m
Espaçamento	0,125	m	Espaçamento longitudinal máximo admissível:	0,3	m
Nº de Ramos	2	-			
Asw/s,min	2,56	cm2/m		323,12	0,33 0,3
					0,165 0,2
Asw/s	8,04	cm2/m		96,45	0,55 0,8
Eficiência:	118,47	%			0,33 0,35
Vsw	299,80	KN	al	0,89	m

4.Verificação da Segurança:

Vrd final	346,73	KN	Vrdmax OK			Validar Cálculo	Menu	Projecto
Ved	300,00	KN	Rácio	115,58	%	OK		

SOBREIRA

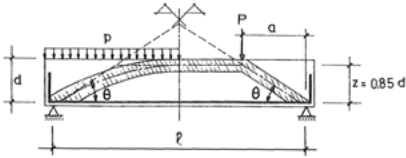
1.Definição de cargas:

E.transverso	300	KN	l/d	10,91	-
			a/d		10,9
Vsd	300	KN	(l/d)ea	-	

Dados

Classe de Betão	B30	REBAP
Altura da viga	0,60	m
Altura útil	0,55	m
Largura efectiva	0,25	m
Viga	VB1	Proj.
Vão	6	m
alfa	90	graus
Classe de Aço	A500	REBAP

2.Resistência sem armadura de esforço transverso:

					
1ºpat	1ºeq	2ºeq	2ºpat	t	
B15	-	-	0,68	0,68	
B20	-	-	0,78	0,78	
B25	-	-	0,90	0,90	
B30	-	-	1,00	1,00	
B35	-	-	1,12	1,12	
B40	-	-	1,23	1,23	
B45	-	1,47	-	1,47	
Esquema em treliça					

b,ap 0,33 m
Vcnrd,escora 592,35 KN

Vcnrd 137,50 KN KO
-
Necessária armadura Transversal

MC10

1. Definição do esforço actuante:

Carga Final 300 KN

Ved 300 KN

Ned KN

Ac 0,15 m²

I 0,0045 m⁴

S 0,045 m³

M KNm

y 0 graus

δ 0 graus

Vcd 0,00 KN

Vtd 0,00 KN

Ved final 300,00 KN

Vtd Desfavorável e Vcd favorável

Nível de aproximação pretendido:

Nível I

Nível II

Nível III

Nível III de Aproximação (MCFT)

Med 150 KNm

Ap 0 cm²

fpo 0 MPa

Es 200 GPa

Ep 0 GPa

As 12,5 cm²

ex 0,0012061

dg 16 mm

kdg 1,50

kc 0,58

kv 0,14

Θ 37 graus

2. Dimensionamento:

Diâmetro de estribos 8 mm

Espaçamento 0,1 m

Nº de Ramos 2

Asw/s,min 3,00 cm²/m

Asw/s 10,05 cm²/m

Eficiência: 117,11 %

Vrd,s 282,55 KN

Vrd,max 602,73 KN

Vrd,c 58,74 KN

Asw/s 8,58 cm²/m

Espaçamento máximo admissível: 0,33 m

ΔFtd 234,25 KN

Necessária armadura de esf. Trans.

Folha de projecto

Secção	↑	Esforço actuante [KN]	Esforço Resistente [KN]	Rácio (%)	Estribos	Secção (m ²)	Viga	Regulamento	Data
S1		300	319	106	2 8 // 0,1	0,25 x 0,6	VB1	REBAP	26-9-11 1:37
S1		300	361	120	2 8 // 0,15	0,25 x 0,6	VB1	Eurocódigo 2	26-9-11 1:38
S1		300	363	121	2 8 // 0,1	0,25 x 0,6	VB1	DIN 1045	26-9-11 1:39
S1		300	322	107	2 8 // 0,125	0,25 x 0,6	VB1	EHE	26-9-11 1:40
S1		300	304	101	2 8 // 0,1	0,25 x 0,6	VB1	ACI 318	26-9-11 1:41
S1		300	340	113	2 10 // 0,125	0,25 x 0,6	VB1	BS 8110	26-9-11 1:42
S1		300	347	116	2 8 // 0,125	0,25 x 0,6	VB1	NBR 6118	26-9-11 1:43

Folha de impressão



Projecto: Exemplo
 Número: -
 Autor: J.R.Soures

Secção	Esforço actuante (KN)	Esforço Resistente (KN)	Margem de Segurança (%)	Estritos		Secção (m2)	Viga	Regulamento	Data do cálculo
S1	300	319	106	2	8 // 0,1	0,25 x 0,6	VB1	REBAP	26-9-11 1:37
S1	300	361	120	2	8 // 0,15	0,25 x 0,6	VB1	Eurocódigo 2	26-9-11 1:38
S1	300	363	121	2	8 // 0,1	0,25 x 0,6	VB1	DIN 1045	26-9-11 1:39
S1	300	322	107	2	8 // 0,13	0,25 x 0,6	VB1	EHE	26-9-11 1:40
S1	300	304	101	2	8 // 0,1	0,25 x 0,6	VB1	ACI 318	26-9-11 1:41
S1	300	340	113	2	10 // 0,13	0,25 x 0,6	VB1	BS 8110	26-9-11 1:42
S1	300	347	116	2	8 // 0,13	0,25 x 0,6	VB1	NBR 6118	26-9-11 1:43

Verificação da Segurança ao Punçoamento Segundo a NBR

Pilar Interior		Pré-Esforço		Armadura Longitudinal	
Long.	dist.	$\Sigma P_k \text{ inf. j}$	KN	trd1	KPa
Abertura 1	m	a	graus	Vrd.1	KN
Abertura 2	m	Vsd.0	2635 KN	tsd.1	KPa
Abertura 3	m	Vrd.2	5125 KN	Vsd.1	KN
u	4.87 m	tsd	791 KPa	tsd.2	KPa
u.manual	m	Vsd	1002 KN	Vsd.2	KN
C1	0.40 m	trd1	572 KPa	tsd	791 KPa
C2	0.40 m	Vrd.1	724 KN	trd.3	323 KPa KO
		Dimensione armadura de punçoamento ou capitel		Vsd	1002 KN
				Vrd.3	408 KN
				fywd	250 MPa -
				nº de ramos por perímetro	20
				Asl,min	23.04 cm2

NBR 6118

Verificação da Segurança ao Punçoamento Segundo o ACI

Pilar Interior		Pré-Esforço		Dimensionamento de Armadura	
Long.	dist.	tpc	MPa	fy	400 MPa -
Abertura 1	m	Vp	KN	Nº de ramos por perímetro necessário	9
Abertura 2	m	Vu	949 KN	Vs	327 KN
Abertura 3	m	Vu	1382 KPa	vs	476 KPa vs.min KOI
b	2.64 m	ØVc	849 KN	Vn final	910 KN -
b.manual	m	Øvc	1238 KPa	vn final	1326 KPa KO
c1	0.40 m	Vn.máx	1716 KN		
c2	0.40 m				
an	1 m				
bn	1 m				
Momento	85 KNm/m				

ACI 318

Verificação da Segurança ao Punçoamento Segundo a BS

Pilar Interior		Pré-Esforço		Dimensionamento de Armadura	
Long.	dist.	Veff	944 KN	fyv	435 MPa
Abertura 1	m	v	759 KPa	nº de ramos por perfm.	54
Abertura 2	m	M, pré-est.	KN	Vrd	524 KPa
Abertura 3	m	N, pré-est.	KN	Vrd	643 KN KO
u	4.72 m	Vc	413 KN		
u.manual	m	vc	336 KPa		
x	1.18 m				
β					

BS 8110

Verificação da Segurança ao Punçoamento Segundo **Sobrela**

Pilar Interior

Pilar Interior

Pilar de Bordo

Pilar de Canto

Armaduras Horizontais

Armaduras verticais

Dimensiones da sapata

Armaduras Horizontais

Armaduras verticais

Verificação da Segurança ao Punçoamento Segundo **Sobrela**

Verificação da Segurança ao Punçoamento Segundo o **Model Code 2010**

Pilar Interior

Verificação da Segurança ao Punçoamento Segundo o **Model Code 2010**

Resumo

Regulamento	Esforço actuante	Resistência do betão	Resistência máxima	nº de ramos por perímetro	Resistência final	Rácio	Verificação da segurança
REBAP	1175	632	1010	33	293	0.25	KO
EC2	946	668	-	7	1016	1.07	OK
EHE	946	814	-	5	1125	1.19	OK
DIN	840	458	687	16	1019	1.21	KO
NBR	1002	724	-	20	408	0.41	KO
ACI	949	849	1716	9	910	0.96	KO
BS	944	413	826	54	643	0.68	KO
Sobrela	810	751	938	-	1643	2.03	KO
MC10	800	1257	2513	-	1257	1.57	OK

B.1. Cálculos Esforço Transverso

B.1.1 LIMITES DE RESISTÊNCIA

	b/h	
S1	0,20x0,50	0,4
S2	0,25x0,50	0,5
S3	0,30x0,50	0,6
S4	0,35x0,50	0,7
S5	0,40x0,50	0,8

V_{ed}=V_{Rd,máx}
B25 C20/25
S500
AI 4ø 20
Cot min

REBAP					
Secção	S1	S2	S3	S4	S5
V _{Rd,máx}	360	450	540	630	720
Asw/s	17,12	21,40	25,68	29,96	34,24
V _{cd}	59	73	88	102	117
V _{wd}	302	377	452	528	603
As,min	1,60	2,00	2,40	2,80	3,20
ρ	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86
ρ,min	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
V _{cd} (%)	16	16	16	16	16
V _{wd} (%)	84	84	84	84	84
ρ/ρ,min	10,70	10,70	10,70	10,70	10,70

EC2					
Secção	S1	S2	S3	S4	S5
V _{Rd,máx}	324	405	486	567	648
V _{Ed,máx}	331	414	497	580	662
Asw/s	18,40	23,00	27,60	32,20	36,80
V _{Rd,C}	53	61	69	77	84
As,min	1,43	1,79	2,15	2,50	2,86
ρ	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
ρ,min	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
V _{Rd} (%)	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
V _{Ed} (%)	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
ρ/ρ,min	12,86	12,86	12,86	12,86	12,86

DIN					
Secção	S1	S2	S3	S4	S5
V _{Rd,máx}	324	405	486	567	648
Asw/s	18,40	23,00	27,60	32,20	36,80
V _{Rd,C}	44	51	58	64	70
As,min	1,43	1,79	2,15	2,50	2,86
ρ	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
ρ,min	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
ρ/ρ,min	12,86	12,86	12,86	12,86	12,86

BS					
Secção	S1	S2	S3	S4	S5
V _{ed,máx}	358	447	537	626	716
Asw/s	16,50	21,00	25,50	30,00	35,50
As,min	2,11	2,63	3,16	3,68	4,21
ρ	0,83	0,84	0,85	0,86	0,89
ρ,min	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
ρ/ρ,min	7,84	7,98	8,08	8,14	8,43

EHE					
Secção	S1	S2	S3	S4	S5
V _{Rd,máx}	360	450	540	630	720
V _{Ed,máx}	331	414	497	580	662
Asw/s	17,53	22,18	27,36	32,11	36,89
V _{Rd,C}	53	61	69	77	87
As,min	1,35	1,69	2,02	2,36	2,70
ρ	0,88	0,89	0,91	0,92	0,92
ρ,min	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
V _{Rd} (%)	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
V _{Ed} (%)	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
ρ/ρ,min	12,99	13,15	13,52	13,60	13,67

NBR					
Secção	S1	S2	S3	S4	S5
V _{Rd,máx}	298	373	447	522	596
V _c	56	70	84	97	111
Asw/s	13,76	17,21	20,65	24,09	27,53
As,min	1,77	2,21	2,65	3,09	3,54
ρ	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
ρ,min	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
ρ/ρ,min	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78

MC10 I					
Secção	S1	S2	S3	S4	S5
V _{Rd,máx}	309	386	464	541	618
Asw/s	11,26	14,07	16,89	19,70	22,52
V _{Rd,C}	36	45	54	63	72
As,min	2,15	2,68	3,22	3,76	4,29
ρ	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56
ρ,min	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
ρ/ρ,min	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24

MC10 II					
Secção	S1	S2	S3	S4	S5
V _{Rd,máx}	340	425	510	595	680
Asw/s	19,31	24,13	28,96	33,79	38,62
As,min	2,15	2,68	3,22	3,76	4,29
ρ	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
ρ,min	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
ρ/ρ,min	8,99	8,99	8,99	8,99	8,99

Secção	ACI				
	S1	S2	S3	S4	S5
$V_{s,máx}$	295	369	443	517	590
$A_{sw/s}$	13,12	16,40	19,68	22,96	26,24
$A_{s,min}$	1,11	1,39	1,66	1,94	2,22
ρ	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
ρ_{min}	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
ρ/ρ_{min}	11,83	11,83	11,83	11,83	11,83

Secção	Sobreira				
	S1	S2	S3	S4	S5
$V_{Rd,máx}$	458,2	572,8	687,3	801,9	916,4

B.1.2. INFLUÊNCIA DA LARGURA DA ALMA NA RESISTÊNCIA

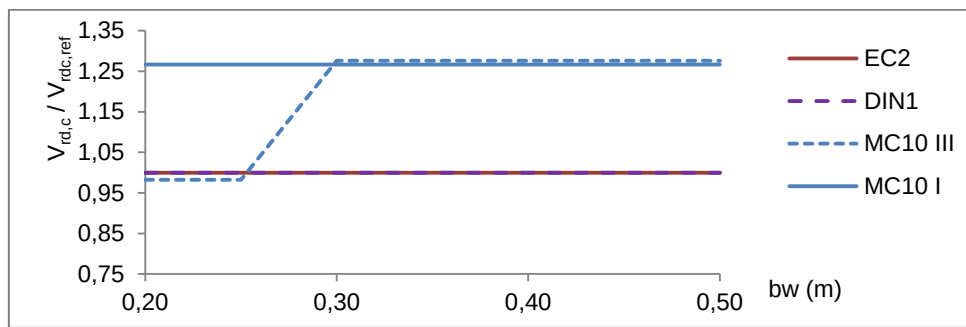
$h=0,60$

$\alpha l=const$

B35, C30/37

momento mínimo

bw	REBAP	EC2	ACI	DIN1	DIN2	BS	EHE	NBR
0,2	93,5	42,8	102,6	42,8	73,8	48,7	61,1	88,0
0,25	116,9	53,5	126,7	53,5	92,3	56,5	76,4	110,0
0,3	140,3	64,2	153,6	64,2	110,7	63,8	91,7	132,0
0,35	163,6	74,9	174,9	74,9	129,2	70,7	107,0	154,0
0,4	187,0	85,6	199,0	85,6	147,7	77,3	122,3	176,0
0,45	210,4	96,3	223,1	96,3	166,1	83,6	137,6	198,0
0,5	233,8	107,0	247,2	107,0	184,6	89,7	152,9	220,0
bw	SOBR1	SOBR2	SOBR3	MC10 I	MC10 III			
0,2	262,5	123,2	59,9	54,2	42,0			
0,25	328,1	154,0	88,7	67,8	52,6			
0,3	393,7	184,8	117,6	81,3	61,9			
0,35	459,3	215,6	146,5	94,9	75,6			
0,4	524,9	246,4	175,4	108,4	89,3			
0,45	590,5	277,2	204,2	122,0	102,9			
0,5	656,1	308,0	233,1	135,6	116,6			



B.1.3. ARMADURA LONGITUDINAL

secção 0,30x0,60

C20/25

Asl	ρ	Sobr	EC2	ACI	DIN	BS	EHE	MC10 III
3Ø16	0,34	26,0	59,8	95,6	52,4	68,8	74,9	92,2
2Ø20	0,35	31,4	60,7	95,9	52,4	69,8	74,9	94,0
4Ø16	0,45	73,0	65,9	97,9	54,9	75,8	74,9	104,8
3Ø20	0,52	112,6	69,4	99,6	57,9	79,9	74,9	111,4
2Ø25	0,55	125,6	70,4	100,0	58,7	81,0	74,9	113,1
5Ø16	0,56	134,0	70,9	100,3	59,1	81,6	74,9	114,1
6Ø16	0,67	263,9	75,4	102,6	62,8	86,7	75,4	121,3
4Ø20	0,70	-	76,4	103,2	63,7	88,0	76,4	122,8
5Ø20	0,87	-	82,3	106,9	68,6	94,7	82,3	130,8
4Ø25	1,09	-	88,7	111,5	73,9	102,0	88,7	138,1
5Ø25	1,36	-	95,5	117,2	79,6	109,9	95,5	144,4
6Ø25	1,64	-	101,5	123,0	84,6	116,8	101,5	149,0
7Ø25	1,91	-	106,9	128,7	89,1	123,0	106,9	152,5
8Ø25	2,18	-	106,9	134,4	89,1	128,6	106,9	155,2

B.1.4. INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA TRANSVERSAL

B30 C25/30 S500

b/h 0,5 0,20x0,4 A=0,08

Al 4 ϕ 16 - $\rho_{o,l}$ 1%

	$V_{Rd,C}$	$V_{Rd,m\acute{a}x}$	$V_{Ed,m\acute{a}x}$
REBAP	52,5	350	-
EC2	43,2	362	315
ACI*	68,0	102	-
DIN	36,0	362	-
BS	47,9	-	280
EHE	43,2	467	315
NBR*	89,2	246	-
MC10 I	31,5	279	-
MC10 II*	0,0	189	-
MC10 III	49,3	307	-

$$V_{Rd,ref} = V_{Rd, EC2}$$

$$R\acute{a}cio = V_{Rd,ref}/V_{Rd}$$

$$R_{o,w} = A_{sw}/(s*bw)$$

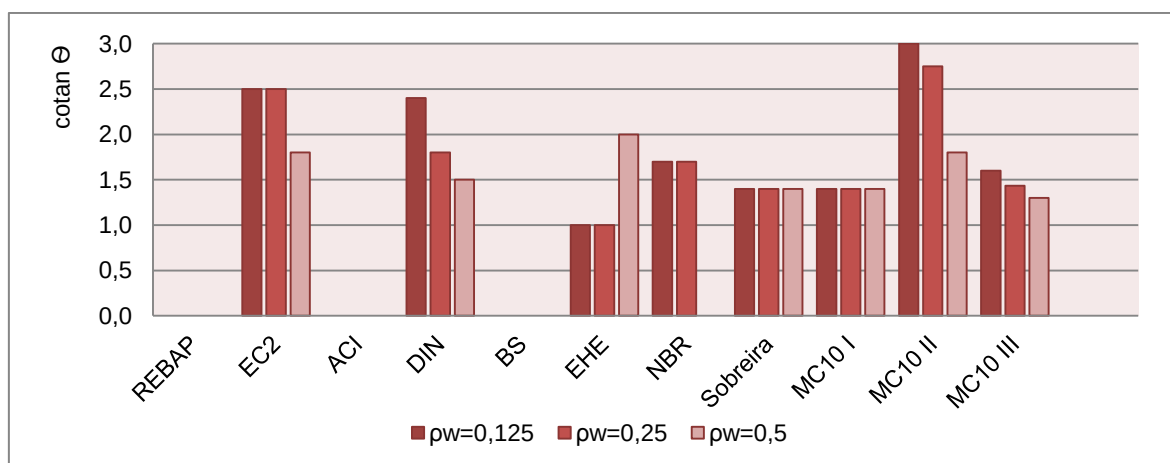
ρ_o	a_{sw}/s	$\rho_o/\rho_{o,min}$
0,125	2,5	1,6
0,25	5	3,1
0,5	10	6,3

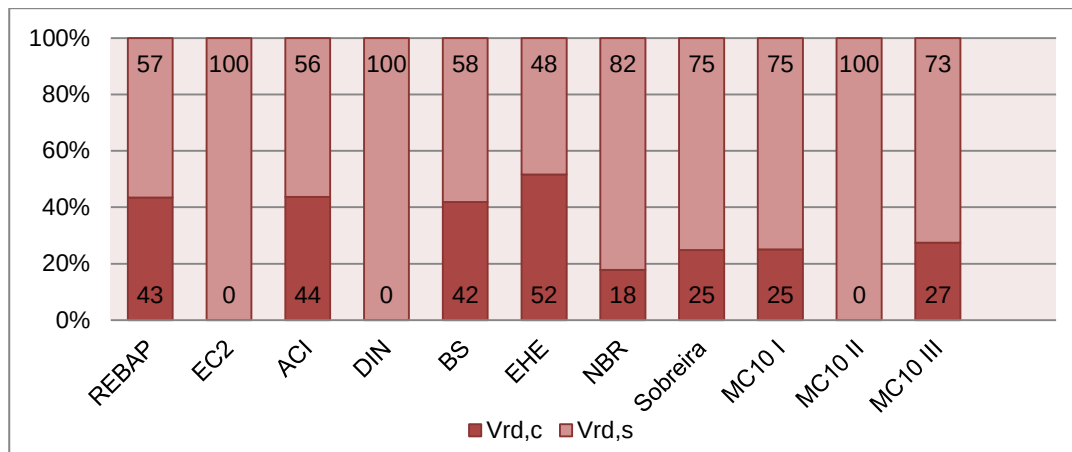
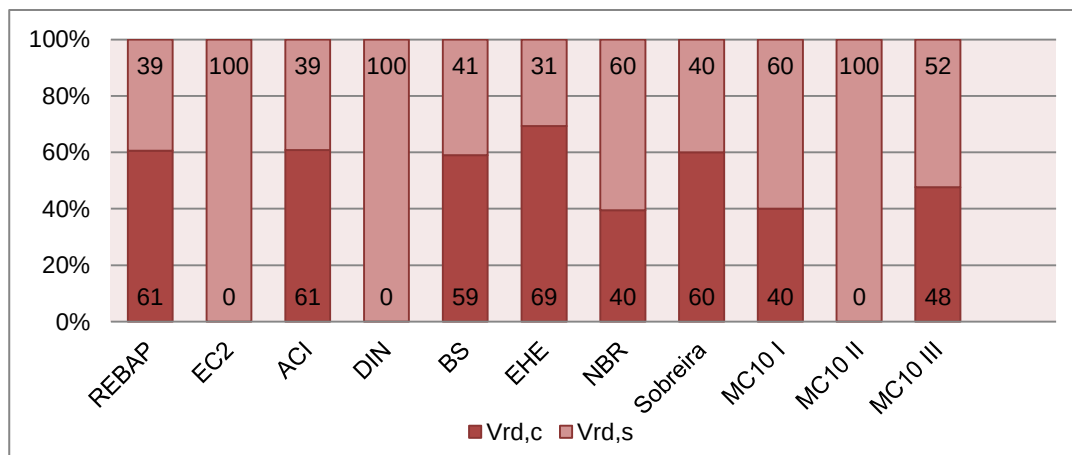
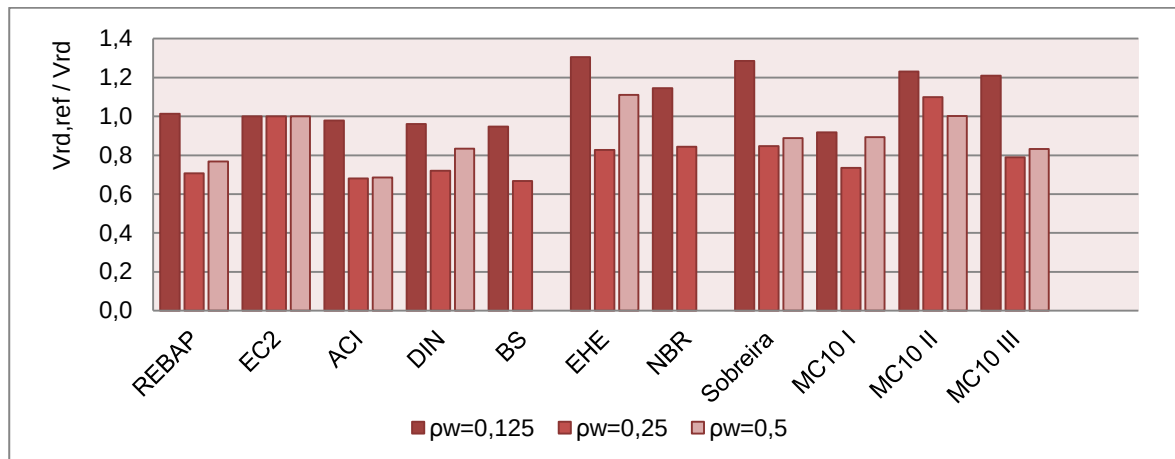
$$\rho_{o,min,EC2} = 0,08$$

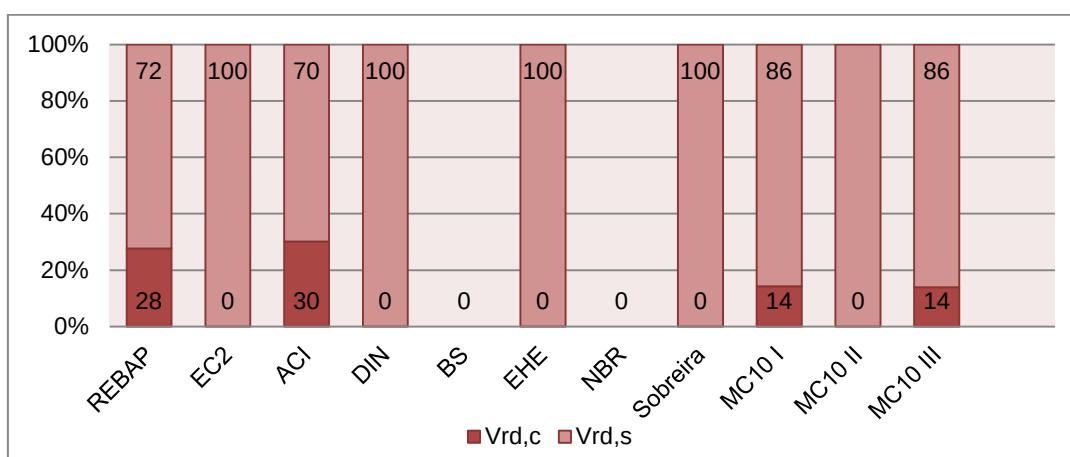
	$\rho_w=0,125$			Perc. de V_{Rd}		
	V_{Rd}	$V_{Rd,S}$	R\acute{a}cio	$V_{Rd,C}$	$V_{Rd,S}$	cotan
REBAP	86,7	34,2	1,0	61	39	-
EC2	85,6	85,6	1,0	0	100	2,5
ACI	83,8	32,8	1,0	61	39	-
DIN	82,2	82,2	1,0	0	100	2,4
BS	81,2	33,3	0,9	59	41	-
EHE	111,7	34,2	1,3	69	31	1,0
NBR	98,1	59,3	1,1	40	60	1,7
Sobreira	110,0	44,0	1,3	60	40	1,4
MC10 I	78,6	47,1	0,9	40	60	1,4
MC10 II	105,4	105,4	1,2	0	100	3,0
MC10 III	103,5	54,2	1,2	48	52	1,6

	$\rho_w=0,25$			Perc. de V_{Rd}		
	Vrd	Vrd,s	Rácio	Vrd,c	Vrd,s	cotan
REBAP	121,0	68,5	0,7	43	57	-
EC2	171,2	171,2	1,0	0	100	2,5
ACI	116,6	65,6	0,7	44	56	-
DIN	123,3	123,3	0,7	0	100	1,8
BS	114,4	66,5	0,7	42	58	-
EHE	141,5	68,5	0,8	52	48	1,0
NBR	144,4	118,6	0,8	18	82	1,7
Sobreira	145,0	109,0	0,8	25	75	1,4
MC10 I	125,8	94,3	0,7	25	75	1,4
MC10 II	188,1	188,1	1,1	0	100	2,75
MC10 III	135,1	98,1	0,8	27	73	1,4

	$\rho_w=0,5$			Perc. de Vrd		
	Vrd	Vrd,s	Rácio	Vrd,c	Vrd,s	cotan
REBAP	189,5	137,0	0,8	28	72	-
EC2	246,5	246,5	1,0	0	100	1,8
ACI	169,1	118,1	0,7	30	70	-
DIN	205,4	205,4	0,8	0	100	1,5
BS	-	-	-	-	-	-
EHE	273,9	273,9	1,1	0	100	2,0
NBR	-	-	-	-	-	-
Sobreira	219,0	219,0	0,9	0	100	1,4
MC10 I	220,0	188,5	0,9	14	86	1,4
MC10 II	247,1	247,1	1,0	0	100	1,8
MC10 III	205,2	176,6	0,8	14	86	1,3







B30 C25/30 S500

$$\text{Rácio} = \text{Vrd,ec2/vrd}$$

b/h 0,5 0,25x0,5 A=0,16

Al 6Ø20 - ro,l 1%

Cot max

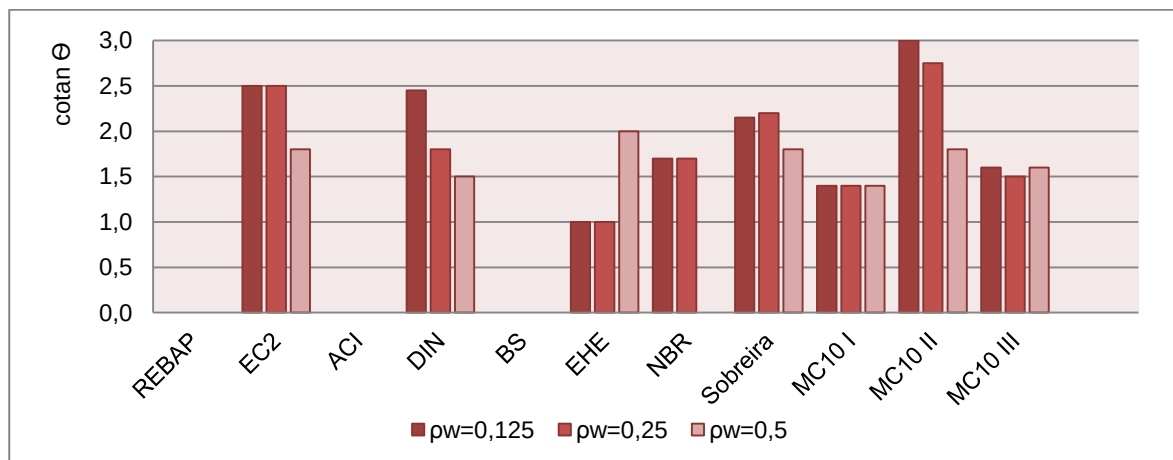
	Vrd,c	Vrd,máx	Ved,máx
REBAP	84,4	563	-
EC2	75,4	405	506
ACI*	85,5	163	-
DIN	62,9	405	-
BS	82,0	-	450
EHE	75,4	450	506
NBR*	80,8	395	-
MC10 I*	50,6	448	-
MC10 II	0,0	343	-
MC10 III*	99,8	493	-

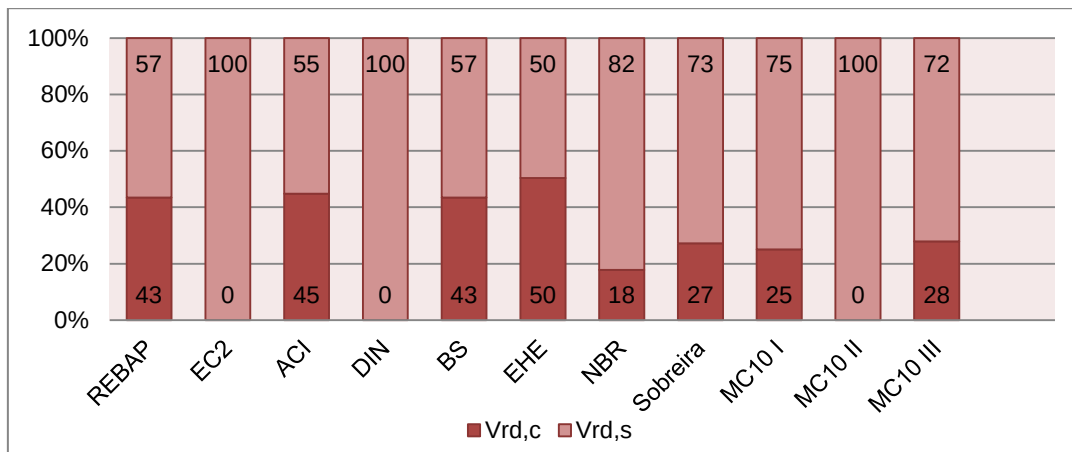
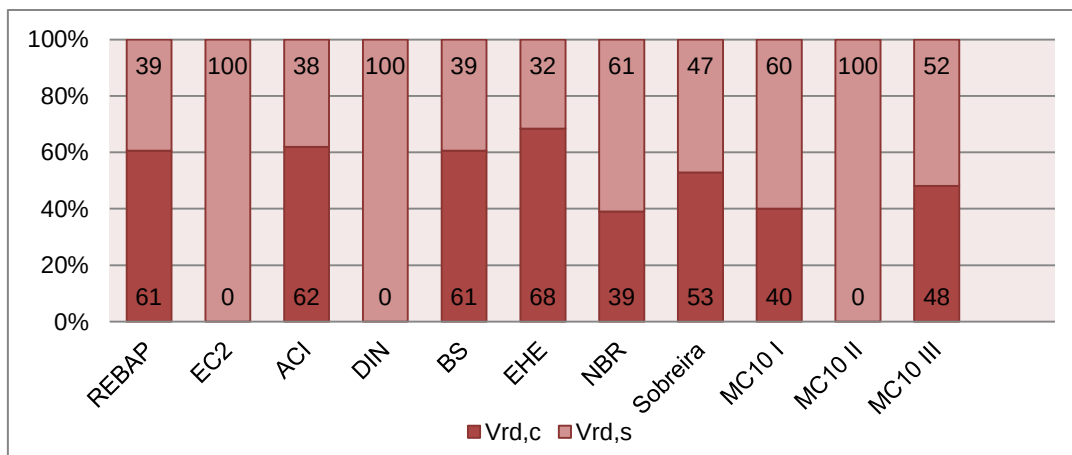
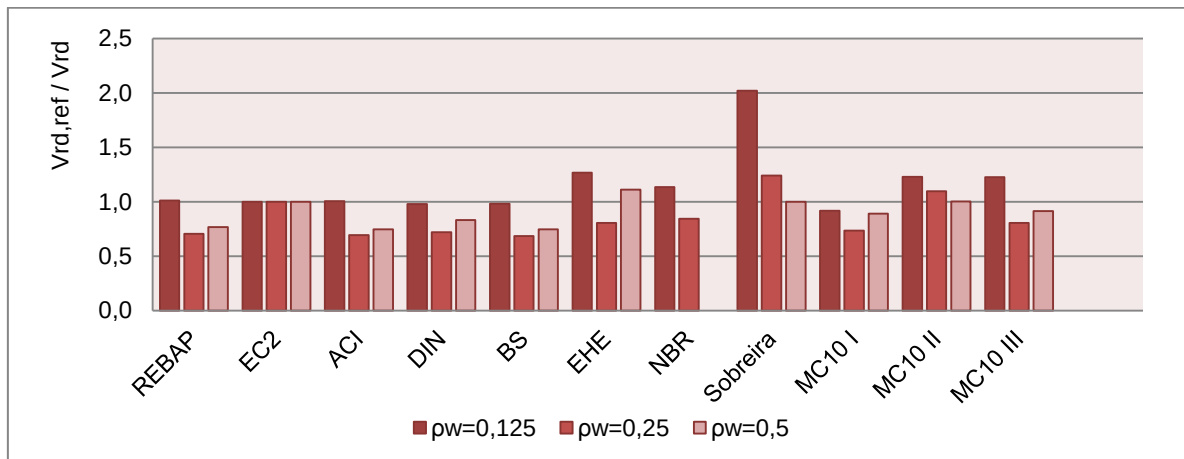
ro	asw/s	ro/ro,min
0,125	3,125	1,6
0,25	6,25	3,1
0,5	12,5	6,3

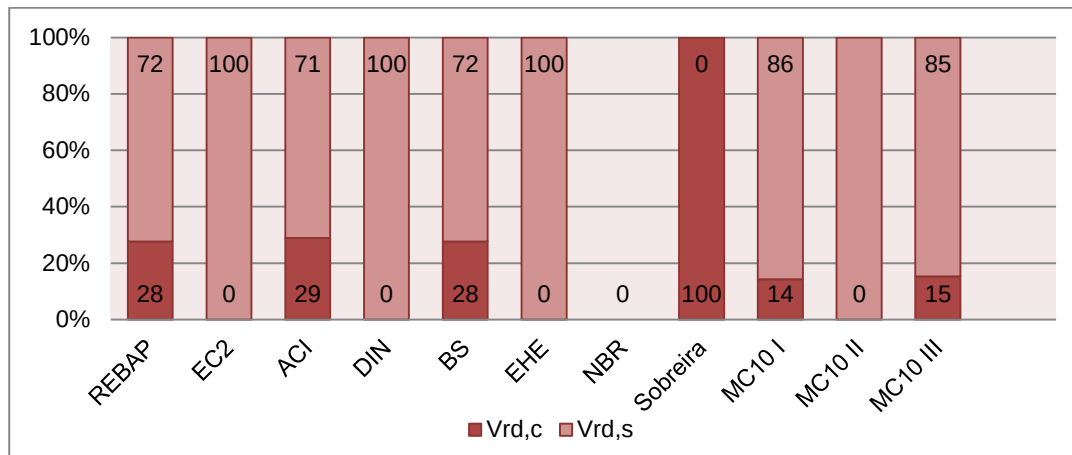
	pw=0,125			Perc. de Vrd		
	Vrd	Vrd,s	Rácio	Vrd,c	Vrd,s	cotan
REBAP	139,4	55,0	1,0	61	39	-
EC2	137,6	137,6	1,0	0	100	2,5
ACI	138,5	52,7	1,0	62	38	-
DIN	134,8	134,8	1,0	0	100	2,45
BS	135,4	53,4	1,0	61	39	-
EHE	174,3	55,0	1,3	68	32	1,0
NBR	156,3	95,3	1,1	39	61	1,7
Sobreira	278,0	131,0	2,0	53	47	2,2
MC10 I	126,4	75,7	0,9	40	60	1,4
MC10 II	169,4	169,4	1,2	0	100	3,0
MC10 III	169,0	87,8	1,2	48	52	1,6

	pw=0,25			Perc. de Vrd		
	Vrd	Vrd,s	Rácio	Vrd,c	Vrd,s	cotan
REBAP	194,4	110,1	0,7	43	57	-
EC2	275,1	275,1	1,0	0	100	2,5
ACI	191,2	105,5	0,7	45	55	-
DIN	198,1	198,1	0,7	0	100	1,8
BS	188,9	106,9	0,7	43	57	-
EHE	221,6	110,1	0,8	50	50	1,0
NBR	232,1	190,6	0,8	18	82	1,7
Sobreira	342,0	249,0	1,2	27	73	2,2
MC10 I	202,1	151,5	0,7	25	75	1,4
MC10 II	302,4	302,4	1,1	0	100	2,75
MC10 III	221,7	159,9	0,8	28	72	1,5

	pw=0,5			Perc. de Vrd		
	Vrd	Vrd,s	Rácio	Vrd,c	Vrd,s	cotan
REBAP	304,5	220,1	0,8	28	72	-
EC2	396,2	396,2	1,0	0	100	1,8
ACI	296,7	210,9	0,7	29	71	-
DIN	330,2	330,2	0,8	0	100	1,5
BS	295,7	213,8	0,7	28	72	-
EHE	440,2	440,2	1,1	0	100	2,0
NBR	-	-	-	-	-	-
Sobreira	396,2	0,0	1,0	100	0	1,8
MC10 I	353,6	303,0	0,9	14	86	1,4
MC10 II	397,1	397,1	1,0	0	100	1,8
MC10 III	362,6	306,9	0,9	15	85	1,6







B30 C25/30 S500

$$\text{Rácio} = \text{Vrd,ec2/vrd}$$

b/h 0,5 0,35x0,7 A=0,245

Al 5ø25 - ro,l 1%

Cot max

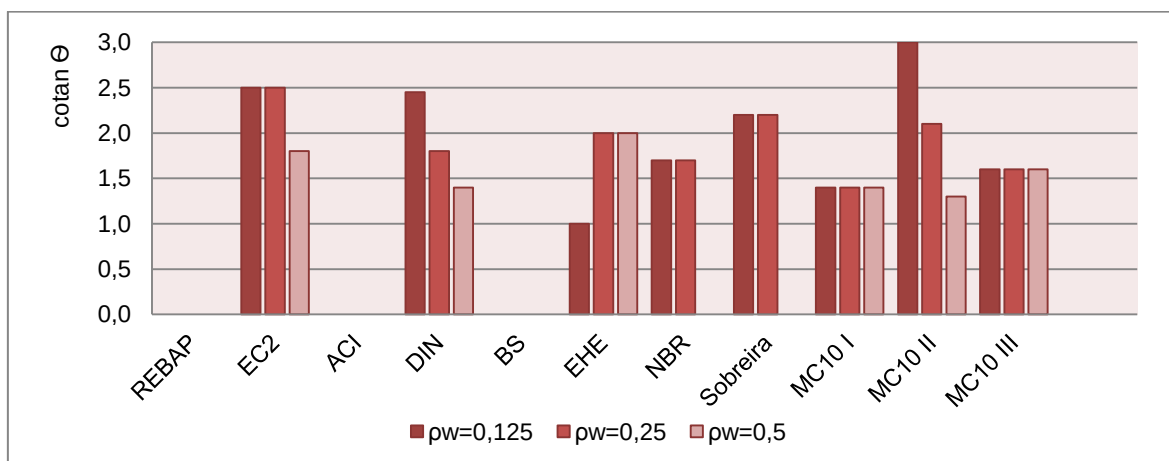
	Vrd,c	Vrd,máx	Ved,máx
REBAP	170,6	1138	-
EC2	124,2	706	1024
ACI*	220,7	330	-
DIN	103,5	819	-
BS	130,6	-	910
EHE	124,2	910	1024
NBR*	163,4	798	-
MC10 I*	102,4	907	-
MC10 II	0,0	959	-
MC10 III*	168,8	997	-

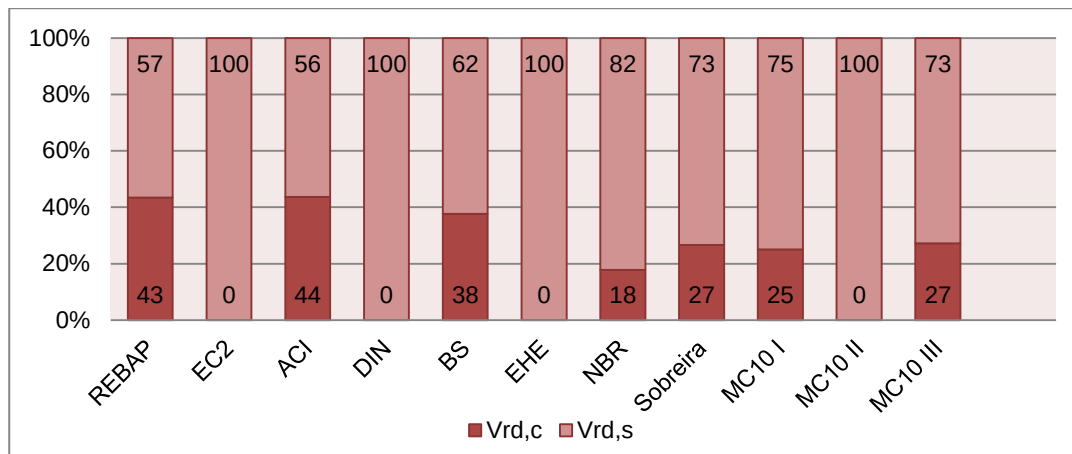
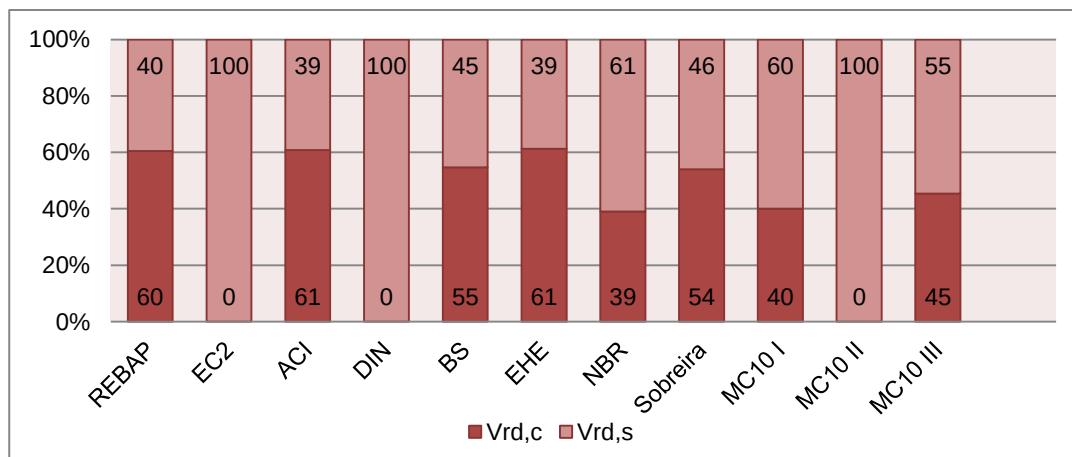
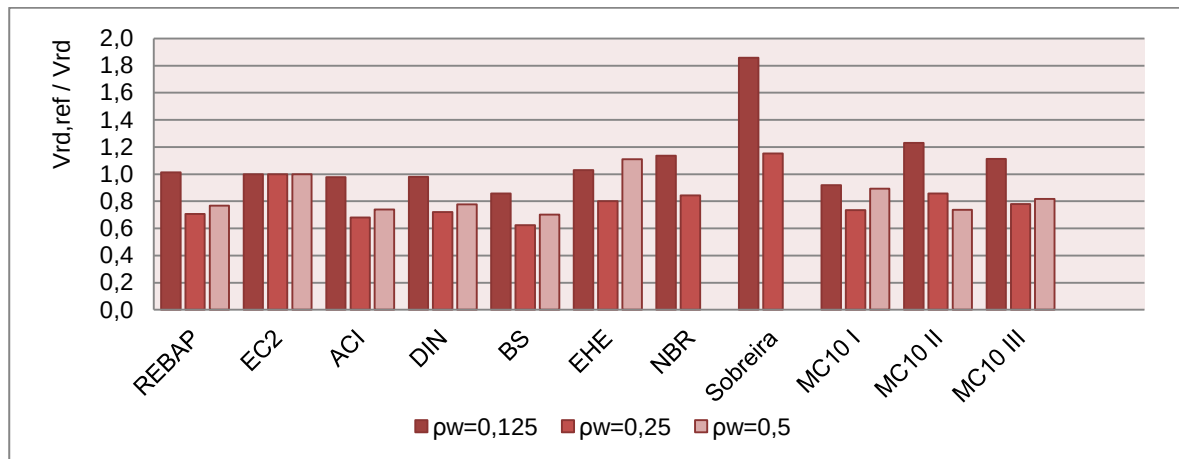
ro	asw/s	ro/ro,min
0,125	4,38	1,6
0,25	8,75	3,1
0,5	17,50	6,3

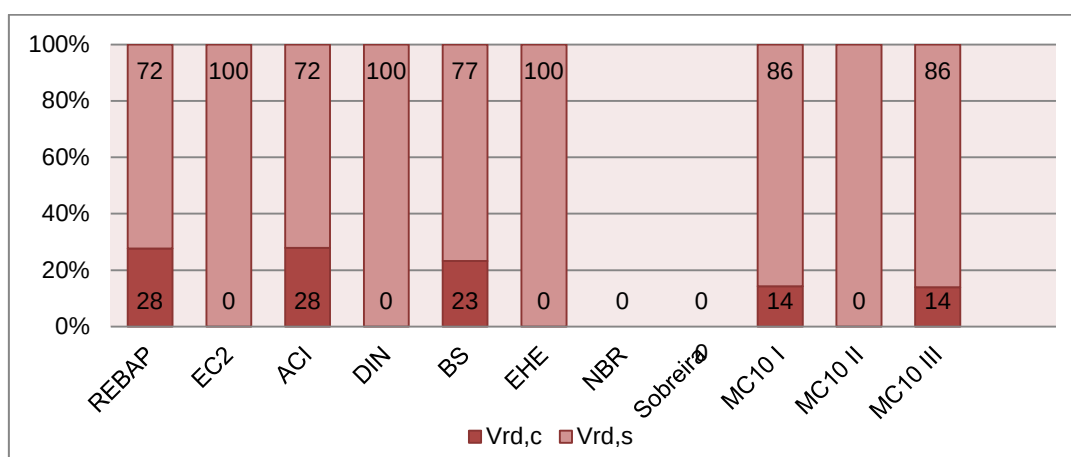
	pw=0,125			Perc. de Vrd		
	Vrd	Vrd,s	Rácio	Vrd,c	Vrd,s	cotan
REBAP	282,0	111,4	1,0	60	40	-
EC2	278,5	278,5	1,0	0	100	2,5
ACI	272,3	106,8	1,0	61	39	-
DIN	272,9	272,9	1,0	0	100	2,45
BS	238,8	108,2	0,9	55	45	-
EHE	287,2	111,4	1,0	61	39	1,0
NBR	316,2	193,0	1,1	39	61	1,7
Sobreira	561,0	258,0	2,0	54	46	2,2
MC10 I	255,7	153,3	0,9	40	60	1,4
MC10 II	342,9	342,9	1,2	0	100	3,0
MC10 III	309,6	169,0	1,1	45	55	1,6

	$\rho_w=0,25$			Perc. de Vrd		
	Vrd	Vrd,s	Rácio	Vrd,c	Vrd,s	cotan
REBAP	393,2	222,6	0,7	43	57	-
EC2	556,4	556,4	1,0	0	100	2,5
ACI	378,8	213,3	0,7	44	56	-
DIN	400,6	400,6	0,7	0	100	1,8
BS	346,7	216,1	0,6	38	62	-
EHE	445,1	445,1	0,8	0	100	2,0
NBR	469,3	385,5	0,8	18	82	1,7
Sobreira	698,0	512,0	1,3	27	73	2,2
MC10 I	408,7	306,3	0,7	25	75	1,4
MC10 II	477,3	477,3	0,9	0	100	2,1
MC10 III	434,3	316,3	0,8	27	73	1,6

	$\rho_w=0,5$			Perc. de Vrd		
	Vrd	Vrd,s	Rácio	Vrd,c	Vrd,s	cotan
REBAP	615,7	445,1	0,8	28	72	-
EC2	801,2	801,2	1,0	0	100	1,8
ACI	592,1	426,6	0,7	28	72	-
DIN	623,2	623,2	0,8	0	100	1,4
BS	562,9	432,3	0,7	23	77	-
EHE	890,2	890,2	1,1	0	100	2,0
NBR	-	-	-	-	-	-
Sobreira	-	-	-	-	-	-
MC10 I	715,0	612,6	0,9	14	86	1,4
MC10 II	590,7	590,7	0,7	0	100	1,3
MC10 III	655,5	564,1	0,8	14	86	1,6







B.1.5. COMPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO TIRANTE DE BETÃO COM OS RESTANTES REGULAMENTOS

B30 C25/30

b/h 0,5 0,25x0,50

Al 1,50 %

L/d	L	Vcnrd	Asl,min (%)	SOBREIRA
5	2,25	438,75	1,28	
8	3,6	202,5	0,59	
10	4,5	112,5	0,53	
12,2	5,5	112,5	0,53	

L/d	Ved	REBAP	EC2	DIN	EHE
5	438,75	2rØ12//0,10	2rØ10//0,10	2rØ12//0,125	2rØ10//0,125
8	202,5	2rØ8//0,10	2rØ8//0,20	2rØ8//0,15	2rØ8//0,15
10	112,5	As,min	2rØ6//0,20	2rØ6//0,25	2rØ6//0,25
12,2	112,5	As,min	2rØ6//0,20	2rØ6//0,25	2rØ6//0,25

L/d	Ved	ACI	BS	NBR	MC10 I
5	438,75	2rØ10//0,125	4rØ10//0,125	2rØ12//0,10	Vrd,máx
8	202,5	2rØ8//0,15	2rØ10//0,175	2rØ8//0,20	2rØ8//0,15
10	112,5	As,min	As,min	As,min	As,min
12,2	112,5	As,min	As,min	As,min	As,min

L/d	Ved	MC10 II	MC10 III
5	438,75	2rØ12//0,125	2rØ12//0,125
8	202,5	2rØ6//0,15	2rØ8//0,20
10	112,5	As,min	As,min
12,2	112,5	As,min	As,min

B.1.6. CASO 6

evolução de $v_{rd,c}$ com pre esf fissurado

secção: 0,8x0,4

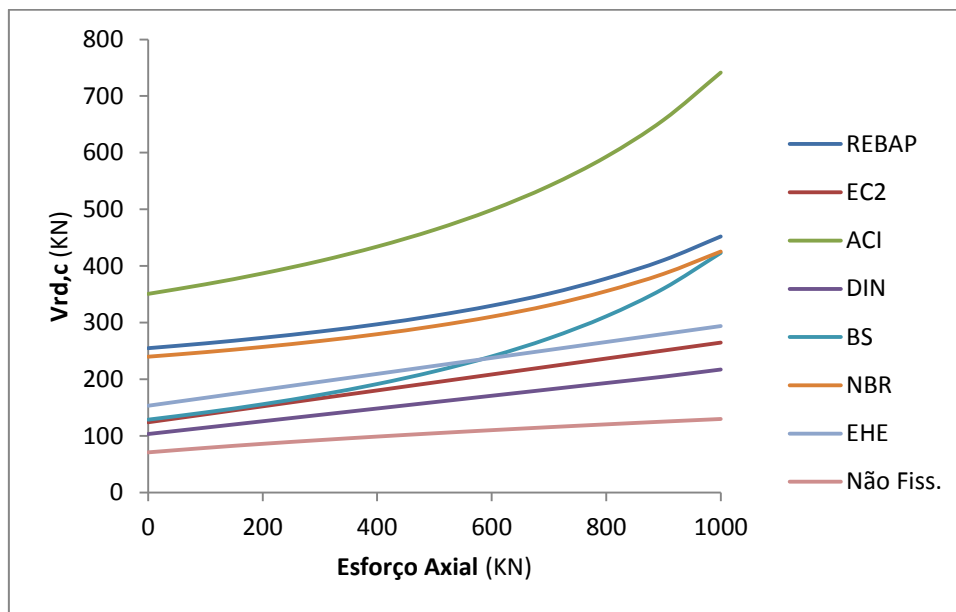
$v_{sd}=112,5$ $M=421,9$

$cl=12,57\text{cm}^2$

B35,
C30/37

N	MP	M	M0
0	0	422	0
100	25	397	13
200	50	372	27
300	75	347	40
400	100	322	53
500	125	297	67
600	150	272	80
700	175	247	93
800	200	222	107
900	225	197	120
1000	250	172	133

N	REBAP	EC2	ACI	DIN	BS	EHE	NBR	Não Fiss.
0	255	124	351	104	129	153	240	71
100	264	138	368	115	142	167	248	79
200	273	152	387	126	156	182	257	86
300	284	166	409	137	173	196	268	93
400	297	180	434	149	192	210	280	99
500	312	195	464	160	214	224	294	105
600	330	209	499	171	241	238	311	110
700	351	223	541	182	272	252	331	116
800	378	237	593	194	311	266	356	121
900	410	251	658	205	360	280	386	125
1000	452	265	741	217	423	294	426	130



B.1.7. CASO 7

evolução de $v_{rd,c}$ com N

$h=0,60$

$b_w=0,25$

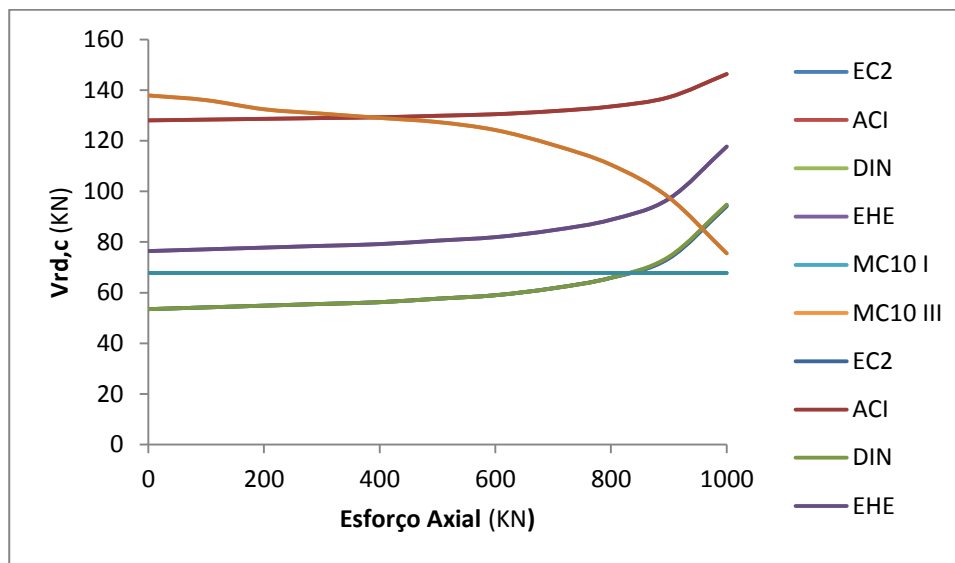
B35,
C30/37

$v_{sd}=75$

Cotan:
Max

$a_l=4\text{cm}^2$

N	EC2	ACI	DIN	EHE	MC10 I	MC10 III
0	53	128	53	76	68	138
100	54	128	54	77	68	136
200	55	129	55	78	68	132
300	56	129	56	78	68	131
400	56	129	56	79	68	129
500	58	130	58	81	68	127
600	59	130	59	82	68	124
700	62	132	62	85	68	118
800	66	134	66	89	68	111
900	74	137	74	97	68	98
1000	94	146	95	118	68	76



B.1.8. CASO 8

B30 C25/30 S500

b/h 0,5 0,30x0,60

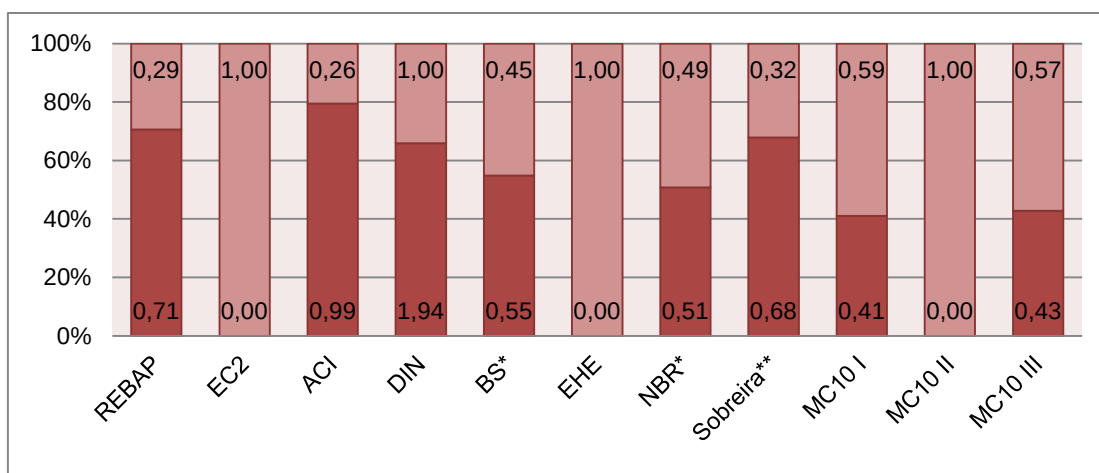
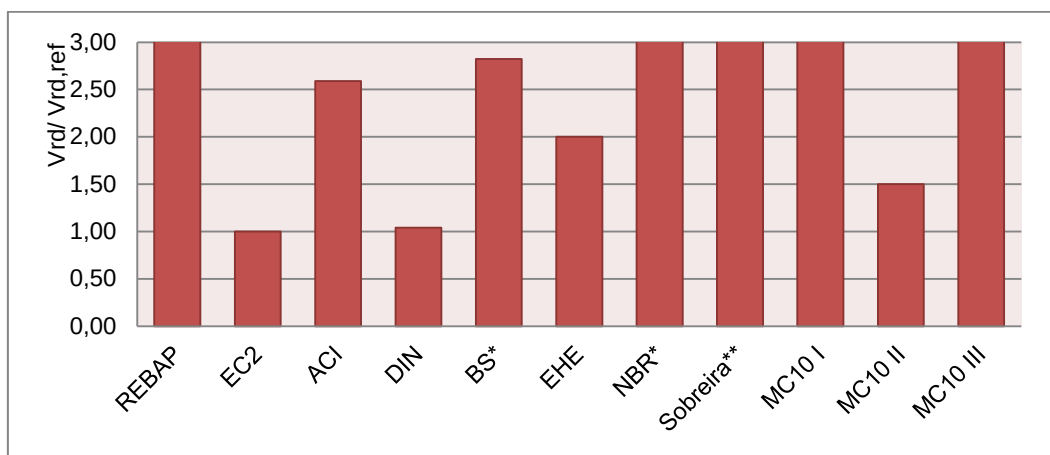
Al 3Ø20 $R_{o,l}$ 0,5

Cot min **Asw/s** As,min

Rácio = $V_{rd,ec2}/v_{rd}$

	As,min	Vrd,c	Vrd,c 2	Vrd,s	Vrd	rácio	Percentagem de Vrd	
							Vrd,c	Vrd,s
REBAP	2,4	123,8	123,8	51,6	175,3	3,4	70,6	29,4
EC2	2,4	74,8	0,0	51,7	51,7	1,0	0,0	100,0
ACI	1,9	132,7	132,7	34,2	133,8	2,6	99,2	25,6
DIN	2,5	62,3	104,2	53,8	53,8	1,0	0,0	100,0
BS*	3,2	79,9	79,9	65,9	145,8	2,8	54,8	45,2
EHE	2,4	83,7	0,0	103,3	103,3	2,0	0,0	100,0
NBR*	3,1	118,5	118,5	114,8	233,3	4,5	50,8	49,2
Sobreira**	2,4	165,0	124,3	58,7	183,0	3,5	67,9	32,1
MC10 I	3,6	74,3	74,3	106,7	181,0	3,5	41,0	59,0
MC10 II	3,6	0,0	0,0	77,5	77,5	1,5	0,0	100,0
MC10 III	3,6	80,0	80,0	107,1	187,1	3,6	42,8	57,2

Coef=ro,min/(Vrd/Vrd,s)



B.1.9. CASO 9

B30 C25/30

Asw/s 2r ø 8//0,20

d 0,95 m

b=0,20

	Vrd,c	Vrd,c,calc	Vrd,s	Vrd	Notas
REBAP	142,5	142,5	186,9	329,4	
EC2	83,2	0,0	467,1	467,1	
ACI	121,1	121,1	179,1	300,2	
A.Sobr.	196,8	203,6	306,1	509,7	
MC10 III	152,7	152,7	307,3	459,9	

b=0,30

	Vrd,c	Vrd,c,calc	Vrd,s	Vrd	Notas
REBAP	213,8	213,8	186,9	400,6	
EC2	123,0	0,0	467,1	467,1	
ACI	181,7	181,7	179,1	360,8	
A.Sobr.	295,2	366,4	306,1	672,5	
MC10 III	257,3	257,3	316,8	574,1	

b=0,40

	Vrd,c	Vrd,c,calc	Vrd,s	Vrd	Notas
REBAP	285,0	285,0	186,9	471,9	
EC2	166,3	0,0	467,1	467,1	
ACI	242,3	242,3	179,1	421,4	
A.Sobr.	393,6	442,7	306,1	748,9	
MC10 III	365,7	365,7	321,7	687,4	

b=0,50

	Vrd,c	Vrd,c,calc	Vrd,s	Vrd	Notas
REBAP	356,3	356,3	186,9	543,1	
EC2	205,1	0,0	467,1	467,1	
ACI	302,8	302,8	179,1	481,9	
A.Sobr.	492,0	449,0	306,0	755,0	valores altos - arco necessario reduzir inc da biela
MC10 III	618,3	618,3	324,7	943,0	

b=1,0; h=0,3

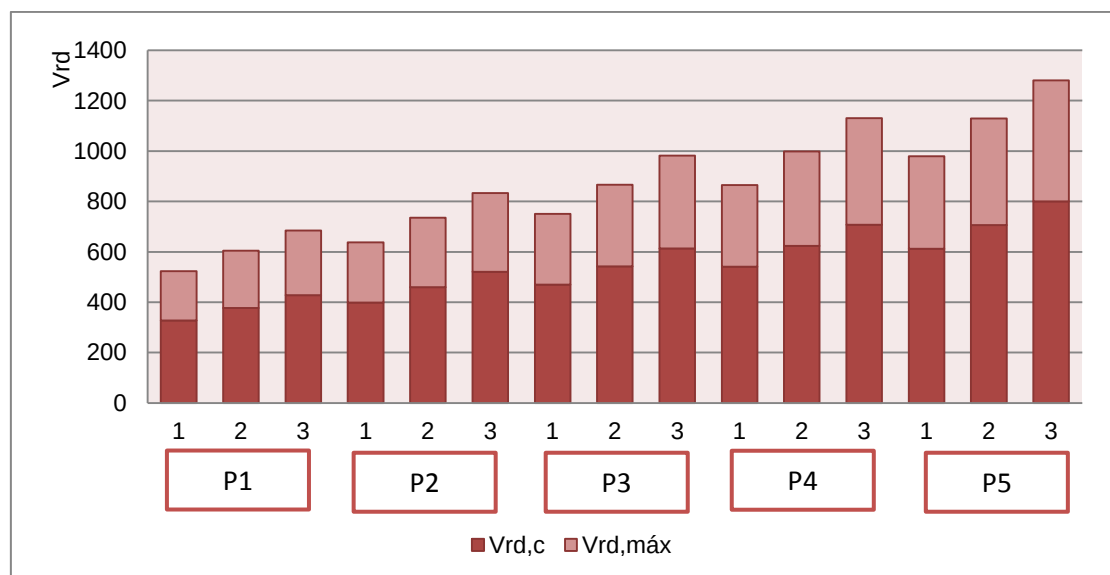
	Vrd,c	Vrd,c,calc	Vrd,s	Vrd	Notas
REBAP	156,8	156,8	0,0	156,8	
EC2	144,4	144,4	0,0	144,4	
ACI	165,8	165,8	0,0	165,8	
A.Sobr.	226,0	226,0	0,0	226,0	
MC10 III	229,0	229,0	0,0	229,0	

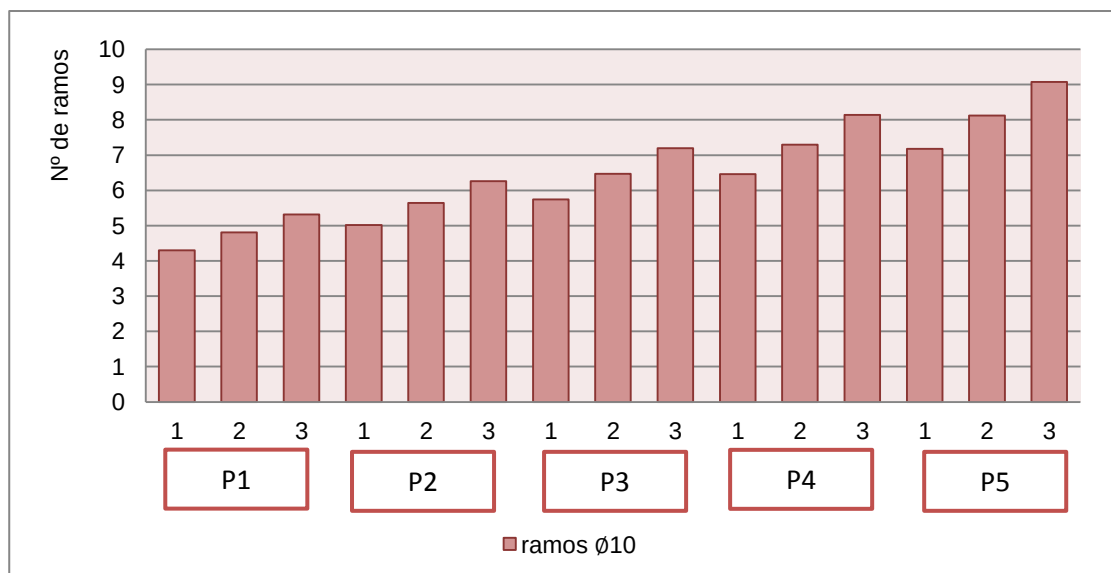
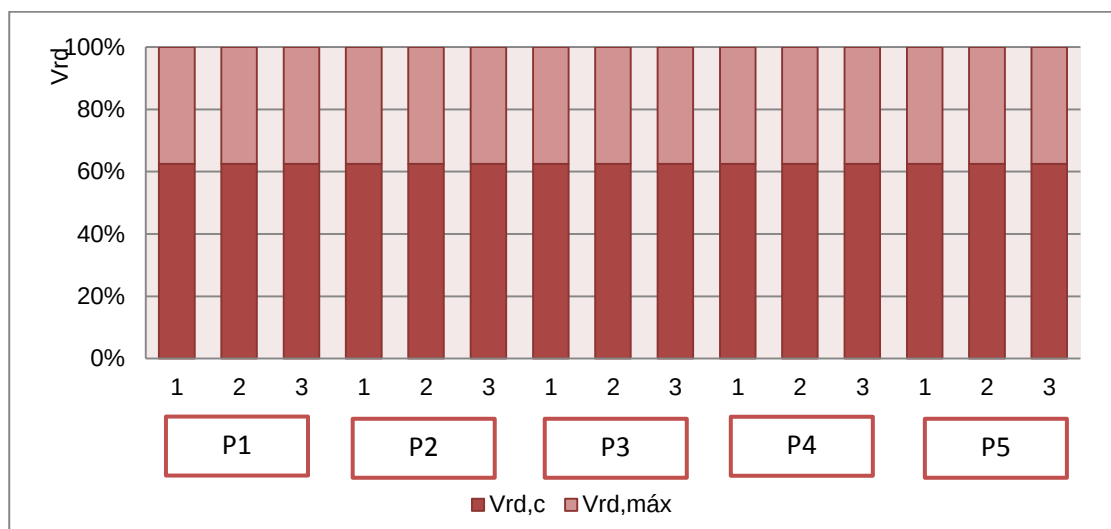
B.2. Cálculos Punçoamento

A.2.1. ANÁLISE DOS LIMITES DE RESISTÊNCIA E DO CONE DE PUNÇOAMENTO

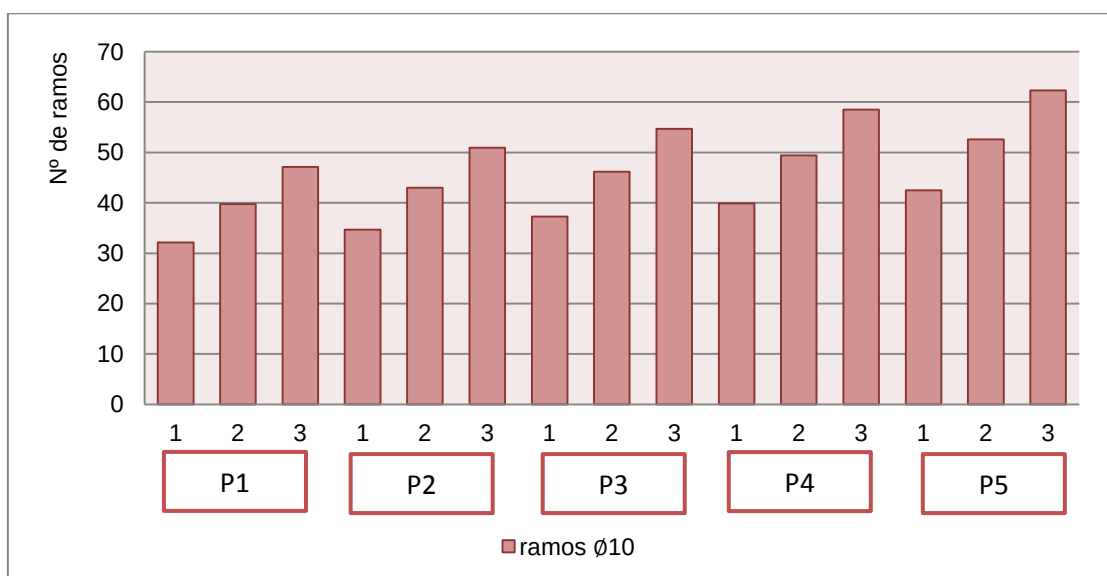
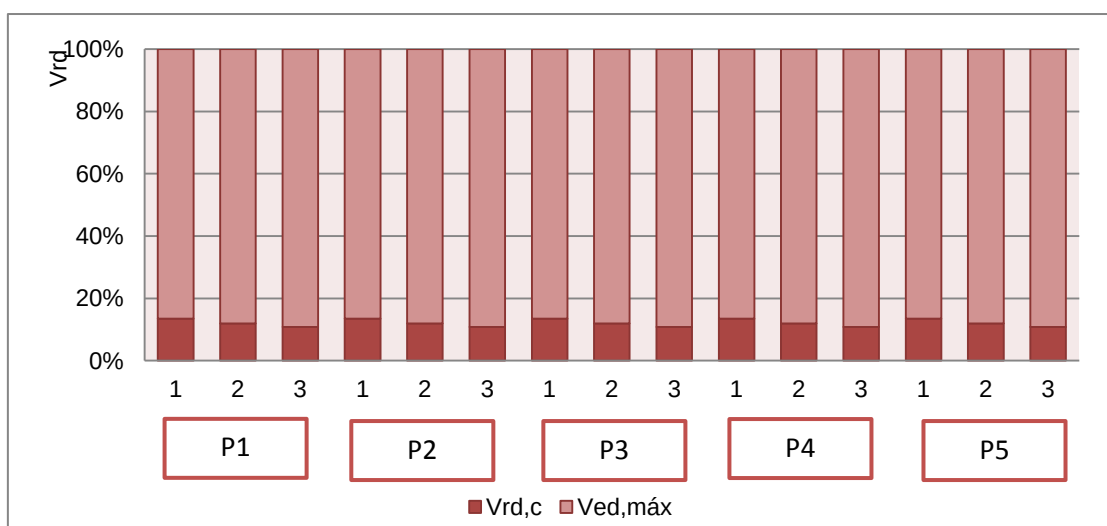
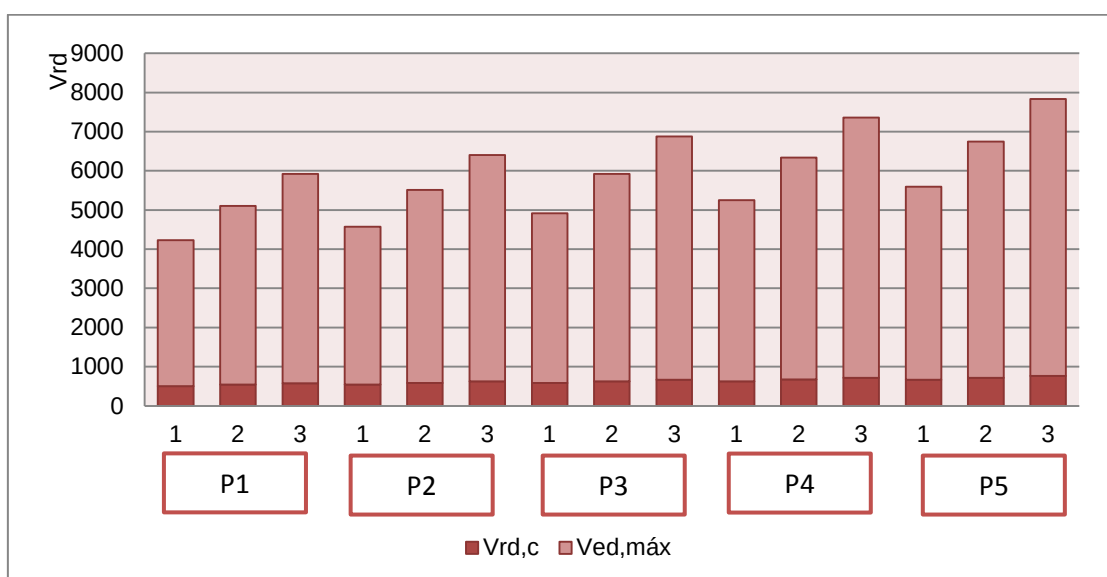
P1	200	C20/25	1	Sem excentricidade
P2	300	C25/30	2	
P3	400	C30/37	3	
P4	500			
P5	600		d	0,26

REBAP															
Secção	P1			P2			P3			P4			P5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vrd,c	327	378	428	398	460	521	470	542	614	541	624	707	612	706	800
Vrd,máx	524	604	685	637	736	834	751	867	982	865	998	1131	979	1130	1280
Vrd/Vrd,máx	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
Perímetro	1,45	1,45	1,45	1,76	1,76	1,76	2,07	2,07	2,07	2,39	2,39	2,39	2,70	2,70	2,70
dif	196	227	257	239	276	313	282	325	368	324	374	424	367	424	480
ramos Ø10	4	5	5	5	6	6	6	6	7	6	7	8	7	8	9

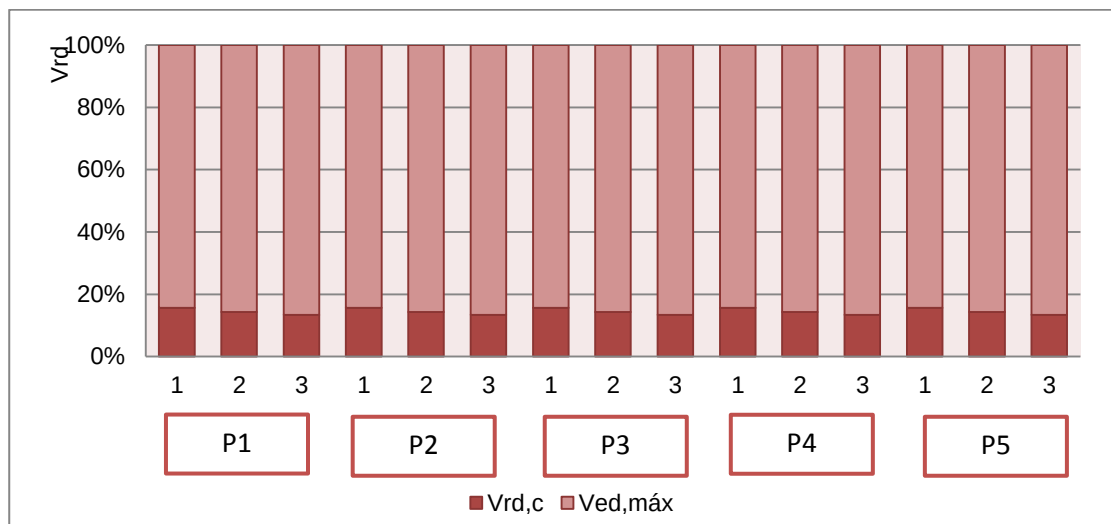
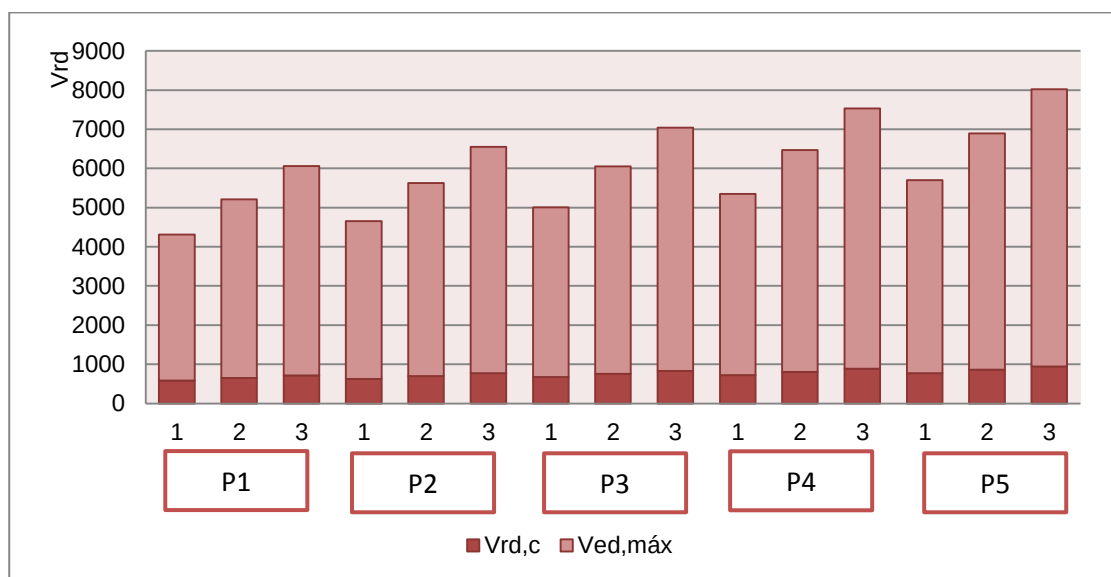


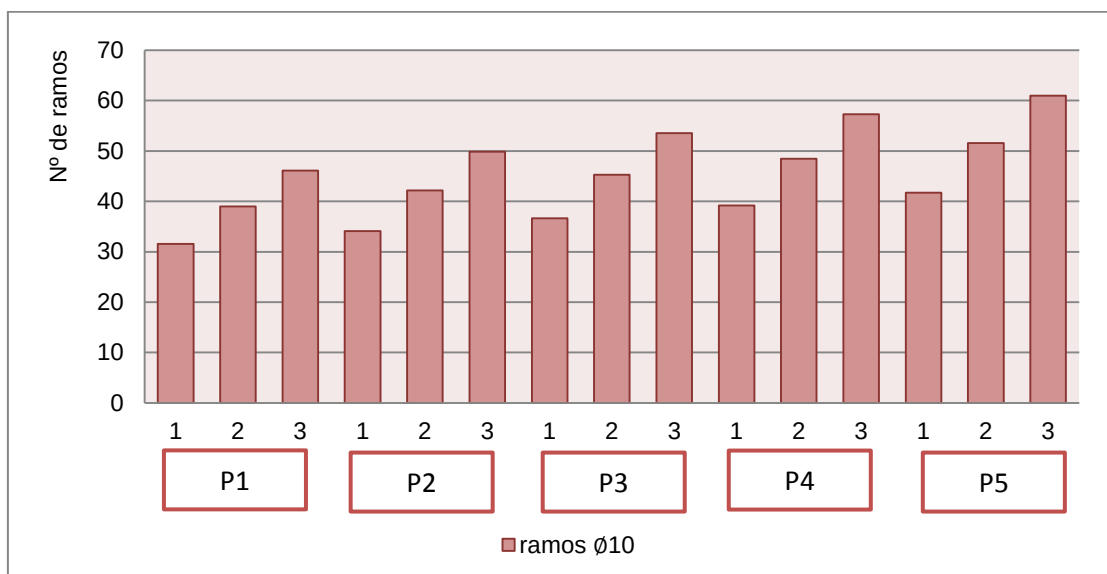


EC2															
Secção	P1			P2			P3			P4			P5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vrd,c	504	543	577	544	586	623	585	630	670	626	674	716	666	718	763
Vrd,máx (kPa)	3680	4500	5280	3680	4500	5280	3680	4500	5280	3680	4500	5280	3680	4500	5280
Ved,máx	3727	4558	5348	4028	4925	5779	4328	5293	6210	4629	5661	6642	4930	6028	7073
Vrd,c/Ved,máx	0,14	0,12	0,11	0,14	0,12	0,11	0,14	0,12	0,11	0,14	0,12	0,11	0,14	0,12	0,11
Perímetro	3,90	3,90	3,90	4,21	4,21	4,21	4,52	4,52	4,52	4,84	4,84	4,84	5,15	5,15	5,15
dif	3223	4015	4771	3483	4339	5156	3743	4663	5541	4003	4987	5925	4263	5310	6310
ramos Ø10	32	40	47	35	43	51	37	46	55	40	49	59	42	53	62

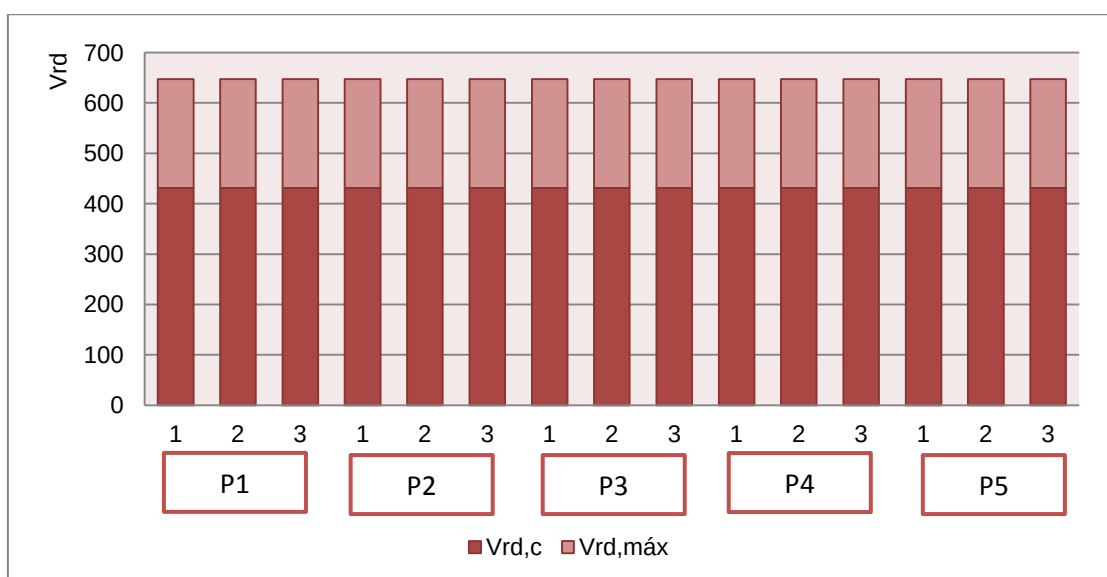


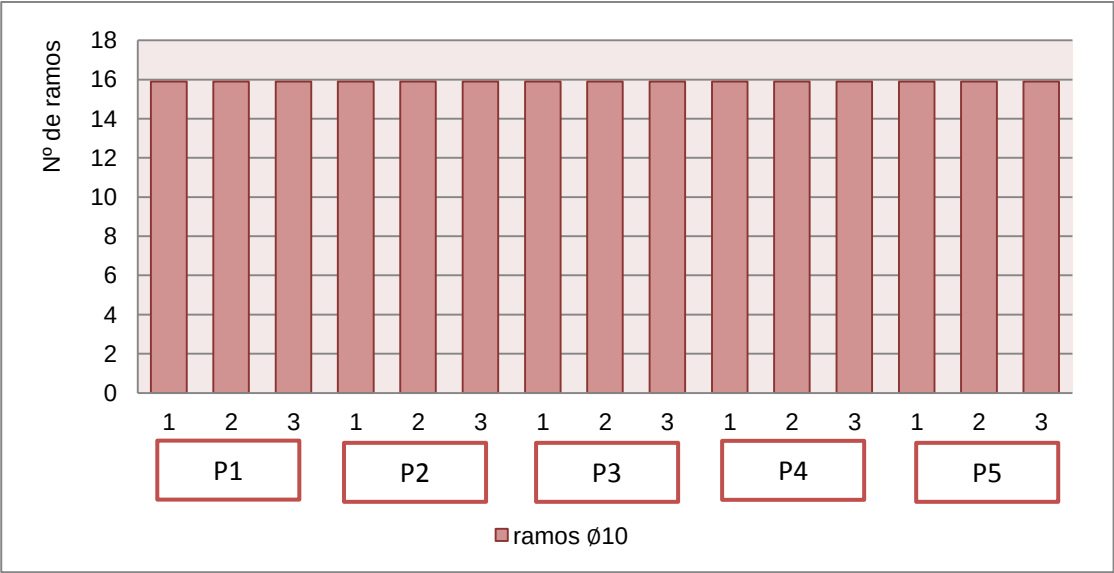
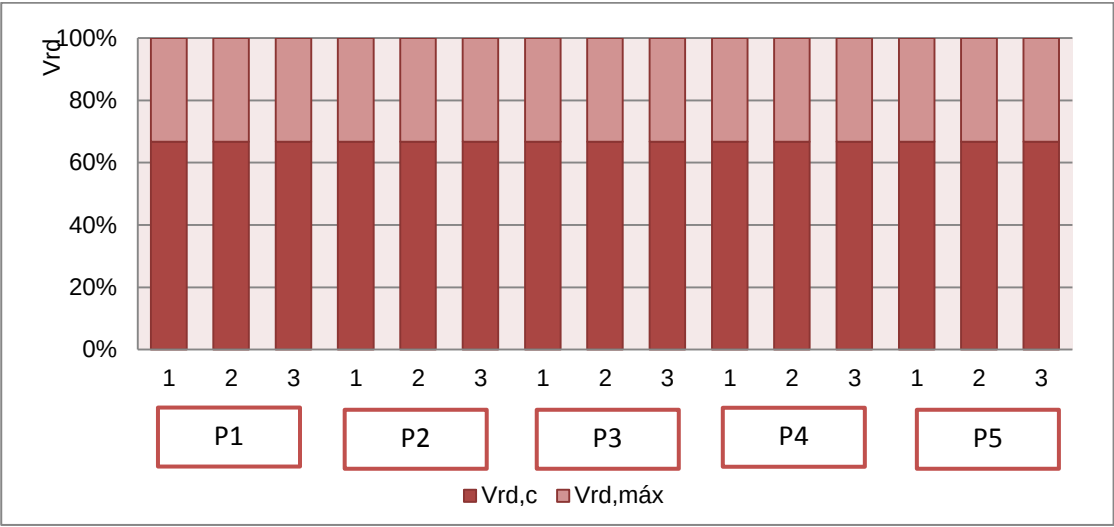
EHE															
Secção	P1			P2			P3			P4			P5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vrd,c	582	651	713	629	704	771	676	756	828	723	809	886	770	861	943
Vrd,máx	3680	4500	5280	3680	4500	5280	3680	4500	5280	3680	4500	5280	3680	4500	5280
Ved,máx	3727	4558	5348	4028	4925	5779	4328	5293	6210	4629	5661	6642	4930	6028	7073
Vrd,c/Ved,máx	0,16	0,14	0,13	0,16	0,14	0,13	0,16	0,14	0,13	0,16	0,14	0,13	0,16	0,14	0,13
Perímetro	3,90	3,90	3,90	4,21	4,21	4,21	4,52	4,52	4,52	4,84	4,84	4,84	5,15	5,15	5,15
dif	3145	3907	4635	3398	4222	5008	3652	4537	5382	3906	4852	5756	4159	5167	6130
ramos Ø10	32	39	46	34	42	50	37	45	54	39	48	57	42	52	61



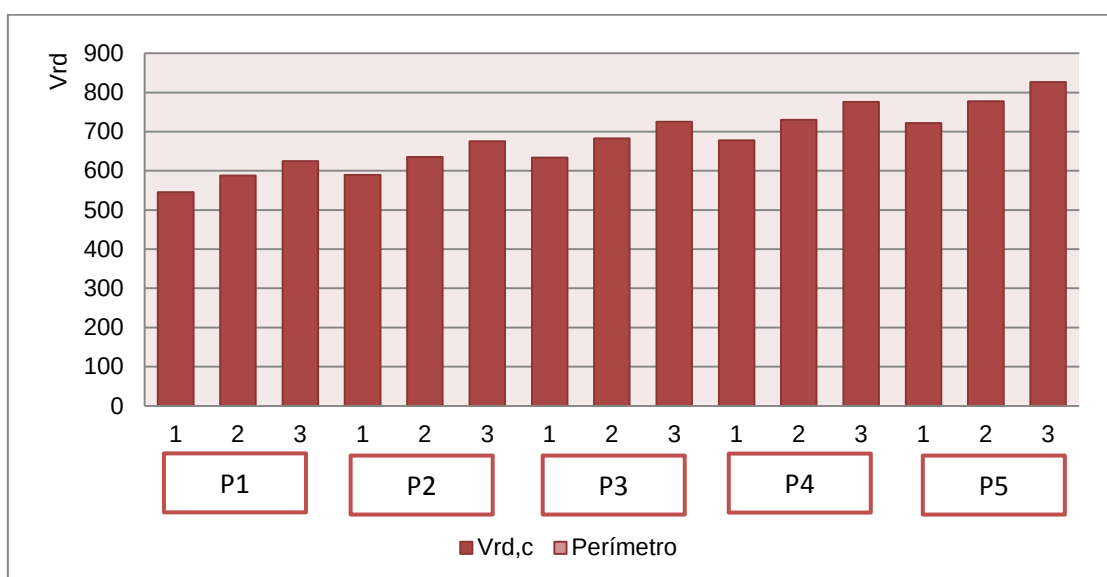


DIN															
Secção	P1			P2			P3			P4			P5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vrd,c	431	431	431	431	431	431	431	431	431	431	431	431	431	431	431
Vrd,máx	647	647	647	647	647	647	647	647	647	647	647	647	647	647	647
Vrd/Vrd,máx	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
Perímetro	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86
dif	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216
ramos Ø10	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16

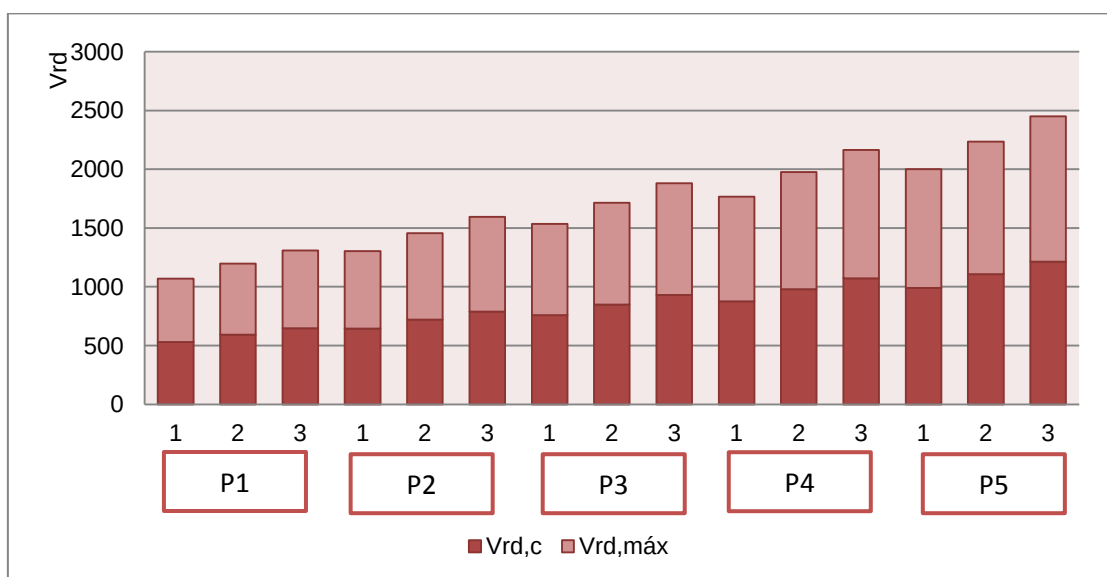


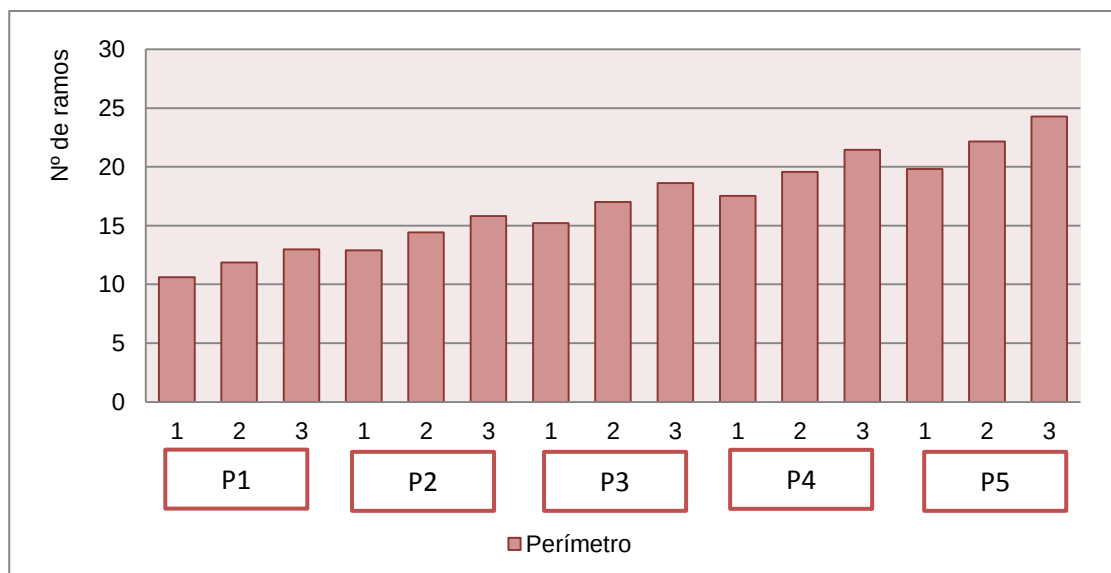
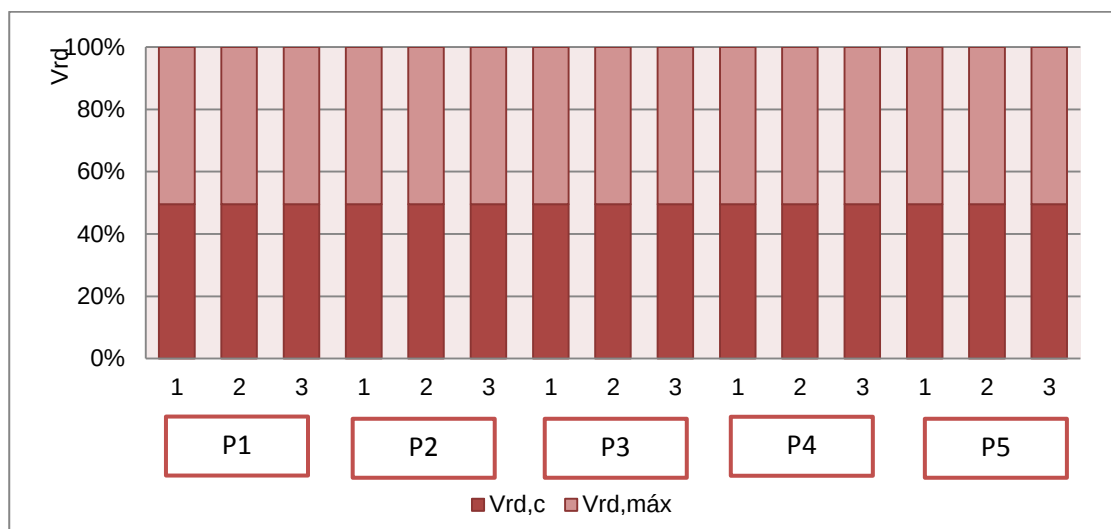


NBR															
Secção	P1			P2			P3			P4			P5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vrd,c	546	588	625	590	635	675	634	683	726	678	730	776	722	778	826
Perímetro	3,90	3,90	3,90	4,21	4,21	4,21	4,52	4,52	4,52	4,84	4,84	4,84	5,15	5,15	5,15

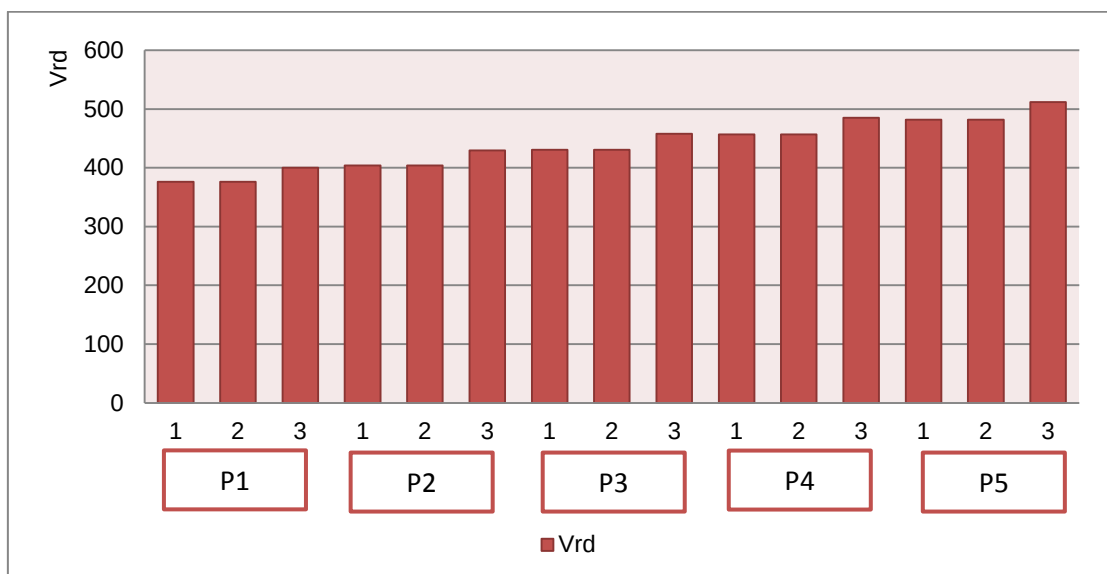


ACI															
Secção	P1			P2			P3			P4			P5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vrd,c	530	592	649	645	721	790	760	849	930	875	978	1071	990	1107	1212
Vrd,máx	1070	1196	1310	1302	1456	1595	1535	1716	1880	1767	1976	2165	2000	2236	2449
Vrd/Vrd,máx	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Perímetro	1,84	1,84	1,84	2,24	2,24	2,24	2,64	2,64	2,64	3,04	3,04	3,04	3,44	3,44	3,44
dif	540	604	662	658	735	805	775	867	949	893	998	1093	1010	1129	1237
ramos Ø10	11	12	13	13	14	16	15	17	19	18	20	21	20	22	24

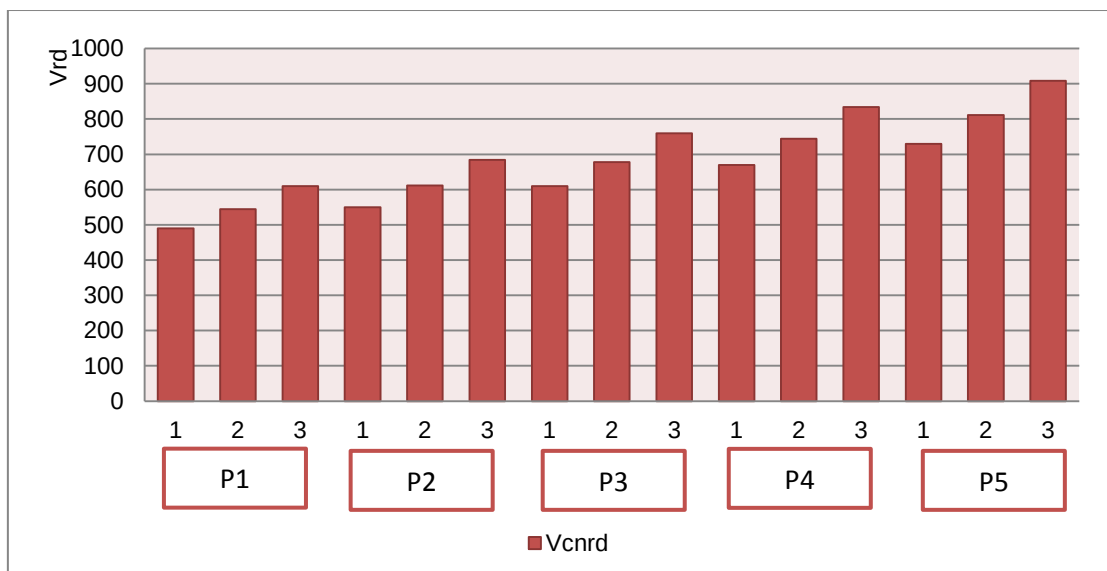


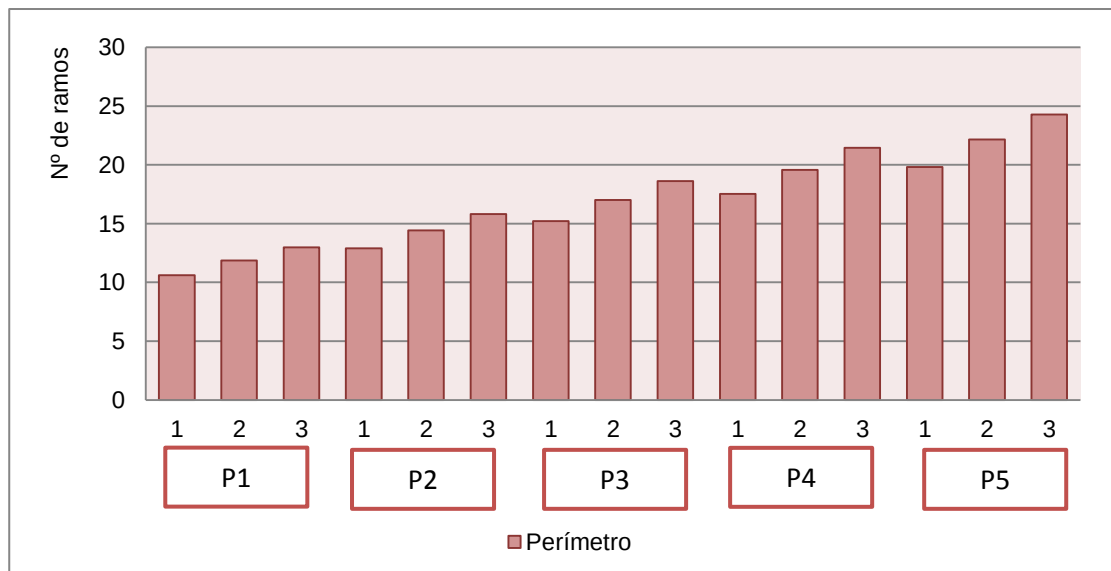
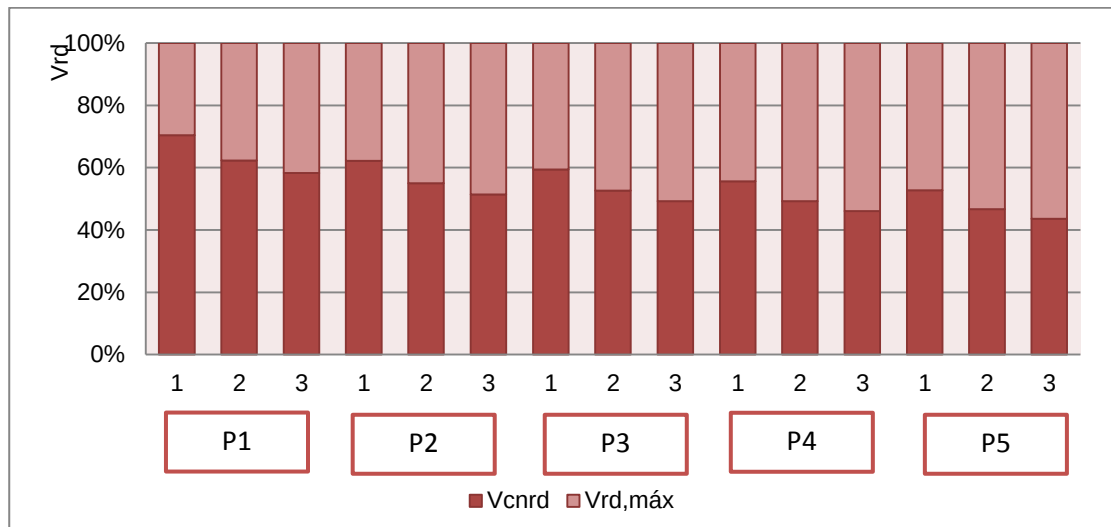


BS															
Secção	P1			P2			P3			P4			P5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vrd	376	376	400	404	404	429	431	431	458	457	457	485	482	482	512
Perímetro	4,02	4,02	4,02	4,47	4,47	4,47	4,92	4,92	4,92	5,37	5,37	5,37	5,82	5,82	5,82

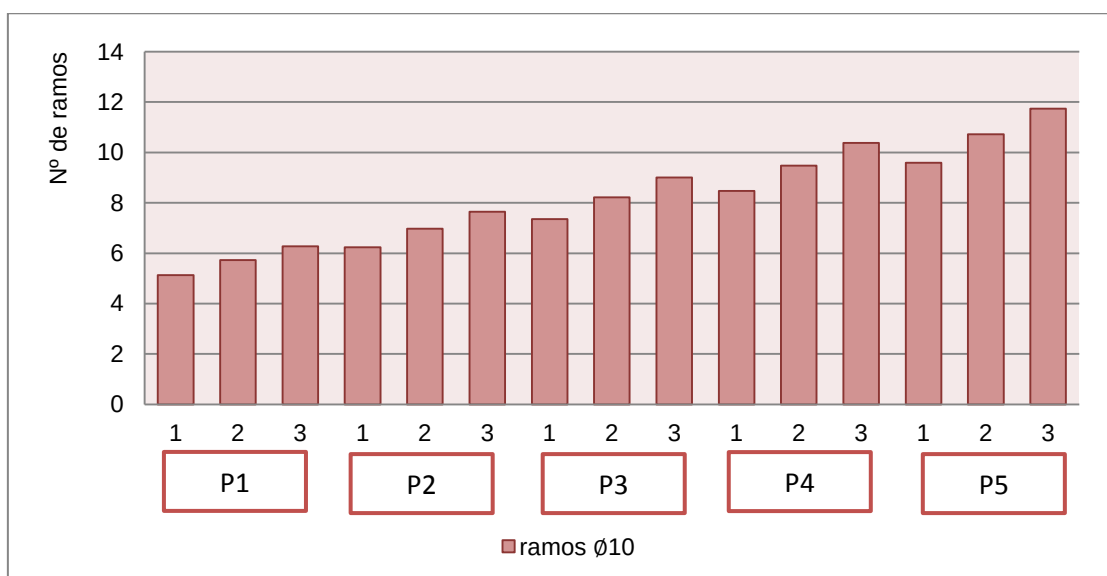
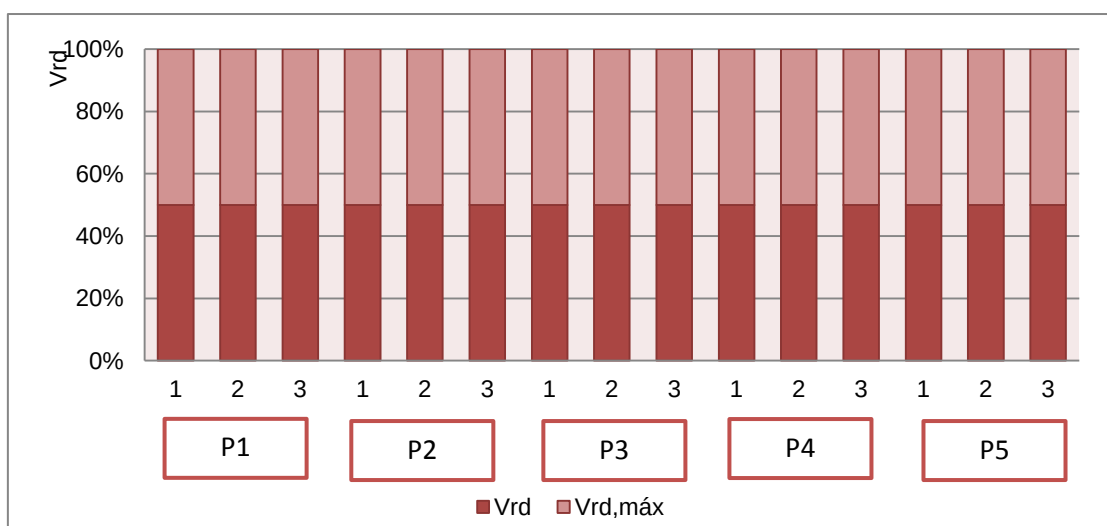
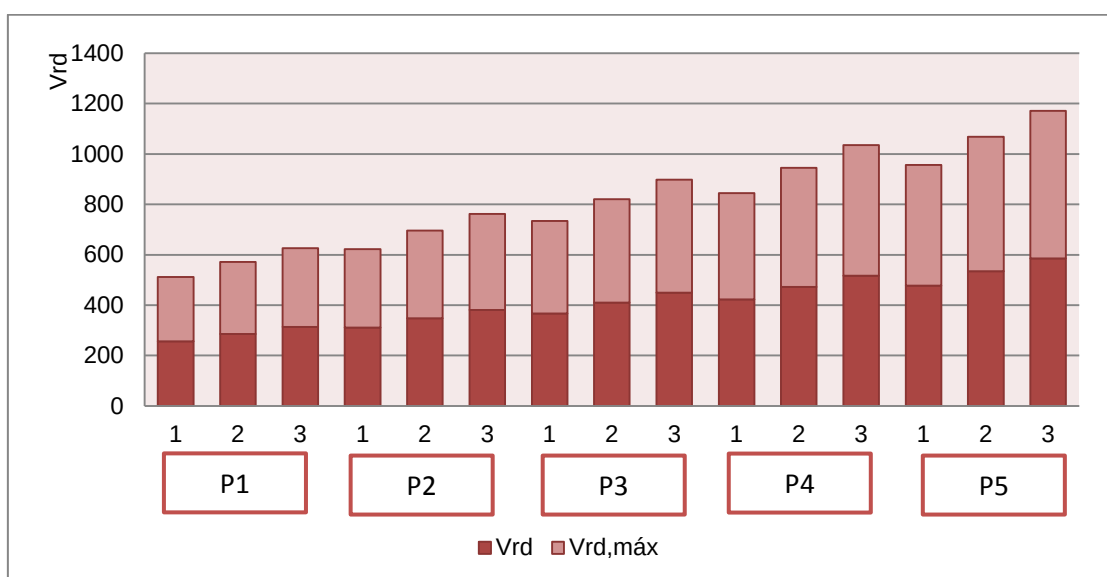


Sobreira															
Secção	P1			P2			P3			P4			P5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vcnrd	490	545	610	550	611	685	610	678	759	670	744	834	730	811	908
Vrd,máx	696	874	1047	885	1112	1331	1026	1288	1543	1205	1513	1812	1385	1739	2082
Vrd/Vrd,máx	0,70	0,62	0,58	0,62	0,55	0,51	0,59	0,53	0,49	0,56	0,49	0,46	0,53	0,47	0,44
dif	206	329	437	335	500	647	416	611	784	535	769	978	655	928	1174
ramos Ø10	5	8	10	8	12	15	10	14	18	13	18	23	15	22	27





MC10															
Secção	P1			P2			P3			P4			P5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vrd	256	286	313	311	348	381	367	410	449	422	472	517	478	534	585
Vrd,máx	511	572	626	623	696	762	734	820	899	845	945	1035	956	1069	1171
Vrd/Vrd,máx	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Perímetro	1,45	1,45	1,45	1,76	1,76	1,76	2,07	2,07	2,07	2,39	2,39	2,39	2,70	2,70	2,70
dif	256	286	313	311	348	381	367	410	449	422	472	517	478	534	585
ramos Ø10	5	6	6	6	7	8	7	8	9	8	9	10	10	11	12



B.2.2. INFLUÊNCIA DA EXPESSURA DA LAJE NA RESISTÊNCIA SEM ARMADURA DE PUNÇOAMENTO

pilar Ø400

C25/30

Avaliar a resistência com a altura útil

Sem armadura de corte

Asl 16,1

L' comprimento máximo
para não descontar
perímetro

REBAP

d	L'	u	Vrd	Vrd/Vrd,EC2	L,sap
0,2	1	1,88	396	0,8	2,4
0,25	1,25	2,04	517	0,8	2,9
0,3	1,5	2,20	643	0,8	3,4
0,4	2	2,51	905	0,8	4,4
0,6	3	3,14	1414	0,8	6,4
0,8	4	3,77	2262	0,8	8,4
1	5	4,40	3299	0,8	10,4
1,5	7,5	5,97	6715	0,8	15,4
2	10	7,54	11310	0,8	20,4

EC2

d	L'	u	Vrd	Vrd/Vrd,EC2	L,sap
0,2	1,2	3,77	492	1,0	2,8
0,25	1,5	4,40	631	1,0	3,4
0,3	1,8	5,03	781	1,0	4,0
0,4	2,4	6,28	1112	1,0	5,2
0,6	3,6	8,80	1884	1,0	7,6
0,8	4,8	11,31	2909	1,0	10,0
1	6	13,82	4212	1,0	12,4
1,5	9	20,11	8418	1,0	18,4
2	12	26,39	13947	1,0	24,4

EHE

d	L'	u	Vrd	Vrd/Vrd,EC2	L,sap
0,2	1,2	3,77	533	1,1	2,8
0,25	1,5	4,40	717	1,1	3,4
0,3	1,8	5,03	923	1,2	4,0
0,4	2,4	6,28	1401	1,3	5,2
0,6	3,6	8,80	2614	1,4	7,6
0,8	4,8	11,31	4155	1,4	10,0
1	6	13,82	6016	1,4	12,4
1,5	9	20,11	12026	1,4	18,4
2	12	26,39	19925	1,4	24,4

DIN

d	L'	u	Vrd	Vrd/Vrd,EC2	L,sap
0,2	1,2	2,20	335	0,7	2,8
0,25	1,5	2,75	460	0,7	3,4
0,3	1,8	3,30	598	0,8	4,0
0,4	2,4	4,40	908	0,8	5,2
0,6	3,6	6,60	1649	0,9	7,6
0,8	4,8	8,80	2532	0,9	10,0
1	6	10,68	3443	0,8	12,4
1,5	9	15,39	6132	0,7	18,4
2	12	20,11	9355	0,7	24,4

NBR

d	L'	u	Vrd	Vrd/Vrd,EC2	L,sap
0,2	1,6	3,77	533	1,1	3,6
0,25	2	4,40	684	1,1	4,4
0,3	2,4	5,03	846	1,1	5,2
0,4	3,2	6,28	1204	1,1	6,8
0,6	4,8	8,80	2041	1,1	10,0
0,8	6,4	11,31	3023	1,0	13,2
1	8	13,82	4137	1,0	16,4
1,5	12	20,11	7438	0,9	24,4
2	16	26,39	11402	0,8	32,4

ACI

d	L'	u	Vrd	Vrd/Vrd,EC2	L,sap
0,2	2	2,40	594	1,2	4,4
0,25	2,5	2,60	804	1,3	5,4
0,3	3	2,80	1040	1,3	6,4
0,4	4	3,20	1584	1,4	8,4
0,6	6	4,00	2970	1,6	12,4
0,8	8	4,80	4752	1,6	16,4
1	10	5,60	6930	1,6	20,4
1,5	15	7,60	14108	1,7	30,4
2	20	9,60	23760	1,7	40,4

BS

d	L'	u	Vrd	Vrd/Vrd,EC2	L,sap
0,2	1,2	4,20	364	0,7	2,8
0,25	1,5	4,80	437	0,7	3,4
0,3	1,8	5,40	510	0,7	4,0
0,4	2,4	6,60	657	0,6	5,2
0,6	3,6	9,00	956	0,5	7,6
0,8	4,8	11,40	1262	0,4	10,0
1	6	13,80	1573	0,4	12,4
1,5	9	19,80	2369	0,3	18,4
2	12	25,80	3187	0,2	24,4

Sobreira

d	L'	u	Vcnrd	Vrd/Vrd,EC2
0,2	-	1,88	507	1,0
0,25	-	2,04	649	1,0
0,3	-	2,20	792	1,0
0,4	-	2,51	1064	1,0
0,6	-	3,14	2012	1,1
0,8	-	3,77	3342	1,1
1	-	4,40	5004	1,2
1,5	-	5,97	10614	1,3
2	-	7,54	18304	1,3

MC10

d	L'	u	Vrd	Vrd/Vrd,EC2
0,2	-	1,88	395	0,8
0,25	-	2,04	221	0,3
0,3	-	2,20	294	0,4
0,4	-	2,51	377	0,3
0,6	-	3,14	941	0,5
0,8	-	3,77	1568	0,5
1	-	4,40	2353	0,6
1,5	-	5,97	4999	0,6
2	-	7,54	17253	1,2

B.2.3. CASOS TEÓRICO PRÁTICOS

Caso 1

C25/30

S500

p= 21 KN/m²

Pilar 1: Ø300	As-	54,02 cm ² /m	N1	756	laje	0,25
Pilar 2: Ø400				869	d	0,21
Pilar 3: Ø500		malha 6 m			laje	maciça
Pilar 4: Ø600		utilizando Ø10				

Caso 2

C25/30

S500

p= 26 KN/m²

Pilar 1: Ø300				
Pilar 2: Ø400	1	As-	78,80 cm ² /m	N1 1664
Pilar 3: Ø500				1914
Pilar 4: Ø600				
		laje	40 cm	
		d	36 cm	
			malha 8 m	
			utilizando Ø10	

Tabela Caso 1

Reg.	Pilar	Perimetro	Vrd,c	Ved	Ved,0	Vrd,máx	Asl	Observações
REBAP	1	1,60	351	869	-	561	-	Vrd,máx KO
	2	1,92	420	869	-	671	-	Vrd,máx KO
	3	2,23	488	869	-	781	-	Vrd,máx KO
	4	2,31	506	869	-	809	-	Vrd,máx KO
EC2	1	3,58	657	869	3302	3384	-	4p de 8r cada; sr=0,15
	2	3,90	715	869	2694	3384	-	4p de 7r cada; sr=0,15
	3	4,21	772	869	2329	3384	-	4p de 6r cada; sr=0,15
	4	4,52	830	869	2086	3384	-	4p de 5r cada; sr=0,15
EHE	1	3,58	657	869	3302	3384	-	4p de 8r cada; sr=0,15
	2	3,90	715	869	2694	3384	-	4p de 7r cada; sr=0,15
	3	4,21	772	869	2329	3384	-	4p de 6r cada; sr=0,15
	4	4,52	830	869	2086	3384	-	4p de 5r cada; sr=0,15
DIN	1	2,31	494	869	-	741	OK	Vrd,máx KO
	2	2,31	494	869	-	741	OK	Vrd,máx KO
	3	2,31	494	869	-	741	OK	Vrd,máx KO
	4	2,31	494	869	-	741	OK	Vrd,máx KO
NBR	1	3,58	712	869	3302	3046	OK	Vsd,0 > Vsd,2
	2	3,90	774	869	2694	3313	OK	4p de 22r cada; sr=0,15
	3	4,21	837	869	2329	3580	OK	4p de 22r cada; sr=0,15
	4	4,52	899	869	2086	3848	OK	-
ACI	1	2,04	530	869	-	1071	-	Vs,min 12r 4p 0,10
	2	2,44	634	869	-	1281	-	Vs,min 12r 4p 0,10
	3	2,84	738	869	-	1491	-	Vs,min 12r 4p 0,10
	4	3,24	842	869	-	1701	-	Vs,min 12r 4p 0,10
BS	1	3,87	527	869	-	3251	-	4p de 16r cada; sr=0,15
	2	4,32	567	869	-	2987	-	4p de 12r cada; sr=0,15
	3	4,77	605	869	-	2639	-	4p de 10r cada; sr=0,15
	4	5,22	643	869	-	2407	-	4p de 9r cada; sr=0,15
Sobreira	1	1,60	476	1134	-	860	OK	Vrd,máx KO
	2	1,92	535	1134	-	1047	OK	Vrd,máx KO
	3	2,23	594	1134	-	1234	OK	4p de 14r cada; sr=0,15
	4	2,52	654	1134	-	1422	OK	4p de 16r cada; sr=0,15
MC10	1	1,60	256	869	-	512	OK	Vrd,máx KO
	2	1,92	306	869	-	612	OK	Vrd,máx KO
	3	2,23	356	869	-	713	OK	Vrd,máx KO
	4	2,52	403	869	-	805	OK	Vrd,máx KO

Tabela Caso 2

Reg.	Pilar	Perímetro	Vrd,c	Ved	Ved,0	Vrd,máx	Asl	Observações
REBAP	1	2,07	694	1914	-	1111	-	Vrd,máx KO
	2	2,39	799	1914	-	1279	-	Vrd,máx KO
	3	2,70	905	1914	-	1447	-	Vrd,máx KO
	4	3,02	1010	1914	-	1616	-	Vrd,máx KO
EC2	1	5,47	1518	1914	11101	8856	-	Ved,0 > Vrd,máx
	2	5,78	1606	1914	8804	9364	-	4p de 13r cada; sr=0,25
	3	6,09	1693	1914	7426	9873	-	4p de 12r cada; sr=0,25
	4	6,41	1780	1914	6508	10382	-	4p de 11r cada; sr=0,25
EHE	1	5,47	1518	1914	11101	8856	-	Ved,0 > Vrd,máx
	2	5,78	1606	1914	8804	9364	-	4p de 13r cada; sr=0,25
	3	6,09	1693	1914	7426	9873	-	4p de 12r cada; sr=0,25
	4	6,41	1780	1914	6508	10382	-	4p de 11r cada; sr=0,25
DIN	1	3,96	1283	1914	-	1924	OK	Vrd,máx KO
	2	3,96	1283	1914	-	1924	OK	Vrd,máx KO
	3	3,96	1283	1914	-	1924	OK	Vrd,máx KO
	4	3,96	1283	1914	-	1924	OK	Vrd,máx KO
NBR	1	5,47	1645	1914	11101	7970	OK	Vsd,0 > Vsd,2
	2	5,78	1739	1914	8804	8428	OK	Vsd,0 > Vsd,2
	3	6,09	1834	1914	7426	8886	OK	4p de 46r cada; sr=0,25
	4	6,41	1929	1914	6508	9344	OK	-
ACI	1	2,64	1176	1914	-	2376	-	4p de 20r cada; sr=0,15
	2	3,04	1354	1914	-	2736	-	4p de 18r cada; sr=0,15
	3	3,44	1533	1914	-	3096	-	Vs,min 17r 4p 0,10
	4	3,84	1711	1914	-	3456	-	Vs,min 17r 4p 0,10
BS	1	5,67	964	1914	-	8165	-	4p de 71r cada; sr=0,25
	2	6,12	1015	1914	-	8813	-	4p de 61r cada; sr=0,25
	3	6,57	1064	1914	-	8005	-	4p de 52r cada; sr=0,25
	4	7,02	1112	1914	-	7128	-	4p de 43r cada; sr=0,25
Sobreira	1	2,07	883	2496	-	1908	OK	Vrd,máx KO
	2	2,39	959	2496	-	2253	OK	Vrd,máx KO
	3	2,70	1035	2496	-	2598	OK	4p de 19r cada; sr=0,15
	4	3,02	1111	2496	-	2803	OK	4p de 21r cada; sr=0,15
MC10	1	2,07	466	1914	-	932	OK	Vrd,máx KO
	2	2,39	536	1914	-	1073	OK	Vrd,máx KO
	3	2,70	607	1914	-	1214	OK	Vrd,máx KO
	4	3,02	678	1914	-	1355	OK	Vrd,máx KO

B.2.4 AVALIAÇÃO DE ALTURAS MÍNIMAS EM SAPATAS

C25/30

Considerando Sapata centrada
pilar

S500

Avaliar a altura útil tendo em conta que o punçoamento será
condicionante

Sem armadura de corte

Asl 16,09 cm²/m

Carregamento de 2000 KN

tensão do terreno	300 KPA				
	u	Vrd	Vsd	d	L
REBAP	3,48	1568	1371	0,60	0,87
EC2	7,25	1377	1184	0,45	1,81
EHE	6,63	1478	1337	0,40	1,66
DIN	4,95	1316	1220	0,45	1,24
NBR	6,63	1291	1207	0,40	1,66
ACI	3,40	1893	1541	0,45	0,85

tensão do terreno	200 KPA				
	u	Vrd	Vsd	d	L
REBAP	3,64	1775	1525	0,65	0,91
EC2	7,88	1573	1409	0,50	1,97
EHE	7,25	1756	1510	0,45	1,81
DIN	5,50	1536	1313	0,50	1,38
NBR	7,25	1492	1347	0,45	1,81
ACI	3,40	1893	1694	0,45	0,85

tensão do terreno	400 KPA				
	u	Vrd	Vsd	d	L
REBAP	3,33	1441	1269	0,55	0,83
EC2	6,63	1191	1072	0,40	1,66
EHE	6,63	1478	1072	0,40	1,66
DIN	4,95	1316	998	0,45	1,24
NBR	6,63	1291	942	0,40	1,66
ACI	3,20	1584	1488	0,40	0,80

B.2.5. AVALIAÇÃO DE EXCENRICIDADES

Pilar de canto

aumentar sucessivamente a consola

p 18 KN/m2 Pilar 0,40 x 0,40
S 500 fi10
d 0,26
Inserido numa malha 6,0

L	Área	N	M	M _t	M (PE)	M _t (PE)	As	As (%)
0,0	9,00	162	280	280	210	210	20,63	0,79
0,5	12,25	221	286	273	215	205	21,07	0,81
1,0	16,00	288	302	247	227	185	22,25	0,86
1,2	17,64	318	311	233	233	175	22,91	0,88
1,4	19,36	348	322	216	242	162	23,73	0,91
1,6	21,16	381	335	197	251	148	24,68	0,95
1,8	23,04	415	350	175	263	131	25,79	0,99
2,0	25,00	450	365	149	274	112	26,89	1,03
2,2	27,04	487	383	122	287	92	28,22	1,09
2,4	29,16	525	402	91	302	68	29,62	1,14
2,6	31,36	564	424	59	318	44	31,24	1,20
2,8	33,64	606	447	24	335	18	32,94	1,27
3,0	36,00	648	486	15	365	11	35,81	1,38
4,0	49,00	882	864	244	648	183	63,66	2,45

REBAP

L	u	Ved	Vrd,c	Asl	Capitel		Armadura de Punç.		Vrd,c / Ved	Ved / Ved, EC2	Vrd,c / Vrd,c EC2	Nº Ramos
					Lh	Hh	Ramos/p	Perímetros				
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,4	2,64	2163	638	-	0,50	N.A.	20	6	0,29	1,55	3,16	120
1,6	2,64	2264	638	-	0,50	N.A.	20	6	0,28	3,52	0,78	120
1,8	2,64	2388	638	-	0,55	N.A.	27	7	0,27	3,69	0,77	189
2	2,64	2505	638	-	0,55	N.A.	27	7	0,25	3,87	0,76	189
2,2	2,64	2640	638	-	0,60	N.A.	31	7	0,24	4,06	0,74	217
2,4	2,64	2790	638	-	0,60	N.A.	31	7	0,23	4,32	0,73	217
2,6	2,64	2949	638	-	0,65	N.A.	33	8	0,22	4,60	0,72	264
2,8	2,64	3119	638	-	0,65	N.A.	33	8	0,20	4,89	0,71	264
3	2,64	3386	638	-	0,70	N.A.	40	8	0,19	5,07	0,69	320

*Verificação da segurança ao Corte de Elementos de Betão Armado –
Estudo e comparação da aplicação de diferentes regulamentos*

EC2

L	u	Ved	Vrd,c	Asl	Capitel		Armadura de Punç.		Vrd,c / Ved	β	Nº Ramos
					Lh	Hh	Ramos/p	Perímetros			
0	1,22	648	193	-	-	-	8	4	0,30	4,00	32,00
0,5	1,22	884	196	-	-	-	12	4	0,22	4,00	48,00
1	1,22	1152	198	-	-	-	KO	KO	-	4,00	-
1,2	1,22	1272	200	-	-	-	KO	KO	-	4,00	-
1,4	1,22	1392	202	-	-	-	KO	KO	-	4,00	-
1,6	4,87	643	819	-	-	-	-	-	1,27	1,69	-
1,8	4,87	647	831	-	-	-	-	-	1,29	1,56	-
2	4,87	648	843	-	-	-	-	-	1,30	1,44	-
2,2	4,87	650	857	-	-	-	-	-	1,32	1,33	-
2,4	4,87	645	870	-	-	-	-	-	1,35	1,23	-
2,6	4,87	642	886	-	-	-	-	-	1,38	1,14	-
2,8	4,87	638	902	-	-	-	-	-	1,41	1,05	-
3	4,87	667	927	-	-	-	-	-	1,39	1,03	-
4	4,87	1206	1050	-	0,20	0,15	-	-	0,87	1,37	-

EHE

L	u	Ved	Vrd,c	Asl	Capitel		Armadura de Punç.		Vrd,c / Ved	Ved / Ved, EC2	Vrd,c / Vrd,c EC2	Nº Ramos
					Lh	Hh	Ramos/p	Perímetros				
0	1,22	648	193	-	-	-	8	4	0,30	1,00	1,00	32
0,5	1,22	884	196	-	-	-	12	4	0,22	1,00	1,00	48
1	1,22	1152	KO	-	-	-	KO	KO	-	1,00	-	-
1,2	1,22	1272	KO	-	-	-	KO	KO	-	1,00	-	-
1,4	1,22	1392	KO	-	-	-	KO	KO	-	1,00	-	-
1,6	4,87	643	819	-	-	-	-	-	1,27	1,00	1,00	-
1,8	4,87	647	831	-	-	-	-	-	1,29	1,00	1,00	-
2	4,87	648	843	-	-	-	-	-	1,30	1,00	1,00	-
2,2	4,87	650	857	-	-	-	-	-	1,32	1,00	1,00	-
2,4	4,87	645	870	-	-	-	-	-	1,35	1,00	1,00	-
2,6	4,87	642	886	-	-	-	-	-	1,38	1,00	1,00	-
2,8	4,87	638	902	-	-	-	-	-	1,41	1,00	1,00	-
3	4,87	667	927	-	-	-	-	-	1,39	1,00	1,00	-

*Verificação da segurança ao Corte de Elementos de Betão Armado –
Estudo e comparação da aplicação de diferentes regulamentos*

DIN

L	u	Ved	Vrd,c	Asl	Capitel		Armadura de Punç.		Vrd,c / Ved	Ved / Ved, EC2	Vrd,c / Vrd,c EC2	Nº Ramos
					Lh	Hh	Ramos/p	Perímetros				
0	1,01	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,5	2,01	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	2,86	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,2	2,86	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,4	2,86	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,6	2,86	644	570	18,76	-	-	4	1	0,88	1,00	0,70	4
1,8	2,86	647	570	31,83	-	-	4	1	0,88	1,00	0,69	4
2	2,86	648	570	31,83	-	-	4	1	0,88	1,00	0,68	4
2,2	2,86	650	570	31,93	-	-	4	1	0,88	1,00	0,67	4
2,4	2,86	645	570	31,73	-	-	4	1	0,88	1,00	0,65	4
2,6	2,86	642	570	31,54	-	-	4	1	0,89	1,00	0,64	4
2,8	2,86	638	570	31,34	-	-	3	1	0,89	1,00	0,63	3
3	2,86	667	570	32,81	-	-	5	1	0,85	1,00	0,61	5

NBR

L	u	Ved	Vrd,c	Asl	Capitel		Armadura de Punç.		Vrd,c / Ved	β	Ved / Ved, EC2	Vrd,c / Vrd,c EC2	Nº Ramos
					Lh	Hh	Ramos/p	Perímetros					
0	1,22	290	209	6,68	-	-	6	4	0,72	1,79	0,45	1	24
0,5	1,22	346	210	7,96	-	-	7	4	0,61	1,57	0,39	1	28
1	1,22	401	214	9,22	-	-	8	4	0,53	1,39	0,35	1	32
1,2	1,22	425	216	9,77	-	-	9	4	0,51	1,34	0,33	1	36
1,4	1,22	447	219	10,28	-	-	9	4	0,49	1,28	0,32	1	36
1,6	1,22	471	222	10,84	-	-	10	4	0,47	1,24	0,73	0	40
1,8	1,22	495	225	11,38	-	-	10	4	0,45	1,19	0,77	0	40
2	1,22	518	228	11,92	-	-	11	4	0,44	1,15	0,80	0	44
2,2	4,87	712	928	16,37	-	-	-	-	1,30	1,46	1,10	1	-
2,4	4,87	691	943	15,90	-	-	-	-	1,36	1,32	1,07	1	-
2,6	4,87	671	960	15,44	-	-	-	-	1,43	1,19	1,05	1	-
2,8	4,87	650	977	14,95	-	-	-	-	1,50	1,07	1,02	1	-
3	4,87	675	1005	15,52	-	-	-	-	1,49	1,04	1,01	1	-

*Verificação da segurança ao Corte de Elementos de Betão Armado –
Estudo e comparação da aplicação de diferentes regulamentos*

ACI

L	u	Ved	Vrd,c	Asl	Capitel		Armadura de Punç.		Vrd,c / Ved	Ved / Ved, EC2	Vrd,c / Vrd,c EC2	Nº Ramos
					Lh	Hh	Ramos/p	Perímetros				
0	1,06	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,5	1,06	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	1,06	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,2	1,06	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,4	1,06	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,6	1,06	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,8	1,06	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1,06	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,2	1,06	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,4	1,06	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,6	2,64	1121	849	-	-	-	10	4	0,76	1,75	0,96	40
2,8	2,64	1192	849	-	-	-	10	4	0,71	1,87	0,94	40
3	2,64	1287	849	-	-	-	12	4	0,66	1,93	0,92	48

BS

L	u	Ved	Vrd,c	Asl	Capitel		Armadura de Punç.		Vrd,c / Ved	Ved / Ved, EC2	Vrd,c / Vrd,c EC2	Nº Ramos
					Lh	Hh	Ramos/p	Perímetros				
0	1,18	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,5	1,18	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	1,18	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,2	1,18	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,4	1,18	KO	KO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,6	4,72	664	506	-	-	-	6	4	0,76	1,03	0,62	24
1,8	4,72	685	514	-	-	-	7	4	0,75	1,06	0,62	28
2	4,72	705	521	-	-	-	7	4	0,74	1,09	0,62	28
2,2	4,72	726	529	-	-	-	7	4	0,73	1,12	0,62	28
2,4	4,72	743	538	-	-	-	8	4	0,72	1,15	0,62	32
2,6	4,72	761	547	-	-	-	9	4	0,72	1,19	0,62	36
2,8	4,72	780	557	-	-	-	9	4	0,71	1,22	0,62	36
3	4,72	824	573	-	-	-	10	4	0,70	1,23	0,62	40

*Verificação da segurança ao Corte de Elementos de Betão Armado –
Estudo e comparação da aplicação de diferentes regulamentos*

Sobreira

L	u	Ved	Vrd,c	Asl	Capitel		Armadura de Punç.		Vrd,c / Ved	Ved / Ved, EC2	Vrd,c / Vrd,c EC2	Nº Ramos
					Lh	Hh	Ramos/p	Perímetros				
0		439	605	6,42	-	-	-	-	1,38	0,68	3,14	-
0,5		661	546	9,56	-	-	-	-	0,83	0,75	2,79	-
1		921	512	13,21	0,10	-	-	-	0,56	0,80	2,59	-
1,2		1026	507	14,70	0,15	-	-	-	0,49	0,81	2,53	-
1,4		1127	507	16,14	0,15	-	-	-	0,45	0,81	2,51	-
1,6		1217	513	17,46	0,15	-	-	-	0,42	1,89	0,63	-
1,8		1291	526	18,57	0,15	-	-	-	0,41	2,00	0,63	-
2		1341	550	19,40	0,15	-	-	-	0,41	2,07	0,65	-
2,2		1360	586	19,83	0,15	-	-	-	0,43	2,09	0,68	-
2,4		1338	643	19,76	0,15	-	-	-	0,48	2,07	0,74	-
2,6		1265	731	17,80	0,10	-	-	-	0,58	1,97	0,82	-
2,8		1129	879	13,30	0,05	-	-	-	0,78	1,77	0,97	-
3		1111	955	11,77	0,05	-	-	-	0,86	1,67	1,03	-