



CÁLCULO AUTOMÁTICO DE PILARES DE BETÃO ARMADO COM BASE NO "CAPACITY DESIGN"

**FILIFE A.A.
SILVESTRE**

Aluno de
Mestrado
DEC-ISE-UAIf
Faro-Portugal

**JOÃO M.C.
ESTÊVÃO**

Professor
Adjunto
DEC-ISE-UAIf
Faro-Portugal

SUMÁRIO

As regras de cálculo pela capacidade real ("capacity design") da NP EN 1998-1:2010 (EC8) trazem novos desafios aos projetos de estruturas de betão armado em zonas sísmicas, dado que os pilares são dimensionados com base nos reais momentos resistentes das vigas (secções em "T"), em vez de se considerarem, unicamente, os esforços de cálculo associados a um determinado espectro de resposta elástica. Por outro lado, a NP EN 1992-1-1:2010 (EC2) apresenta um diagrama de cálculo das armaduras com um ramo inclinado após a plastificação, e estipula regras para a distribuição de tensões em banzos comprimidos semelhantes às propostas para os pilares, o que requer uma mudança nas rotinas informáticas tradicionais do passado. Neste contexto, é apresentado neste trabalho um conjunto de expressões analíticas que facilitam a sua implementação em programas informáticos destinados ao cálculo automático de armaduras de pilares de betão armado.

ABSTRACT

The NP EN 1998-1:2010 (EC8) "capacity design" rules bring new challenges to the design of concrete structures in seismic zones, because columns are designed based on the real moments of resistance of the beams ("T" cross-sections), instead of only considering the design internal forces related to a given elastic response spectrum. On the other hand, NP EN 1992-1-1:2010 (EC2) presents a design diagram for reinforcing steel with a post-plastification inclined branch, and establishes rules for the stress distribution in compression flanges similar to the proposed for the columns, which requires some changes in the old traditional software routines. In this context, a set of analytical expressions is presented in this work, which can make easier the development of computer software for concrete column design purposes.

PALAVRAS-CHAVE: Eurocódigos estruturais, Capacidade real, Ação sísmica, Momento resistente, Dimensionamento de pilares de betão armado.

1. INTRODUÇÃO

No contexto da NP EN 1998-1:2010 (EC8) [1], é obrigatório o dimensionamento com base nas regras de cálculo pela capacidade real ("capacity design") para as estruturas de Classe de Ductilidade Média (DCM) e Alta (DCH). O EC8 recomenda que as estruturas apresentem ductilidades DCM ou DCH em zonas que possuam uma perigosidade sísmica não negligenciável (o que corresponde à generalidade do território nacional, de acordo com o Anexo Nacional ao EC8).

O dimensionamento automático de secções de betão armado obriga à resolução do seguinte sistema de equações de equilíbrio estático:

$$\begin{cases} \sum F_{C,i} + \sum F_{S,i} = N_{Ed} \\ \sum M_{C,i} + \sum M_{S,i} = M_d \end{cases} \quad (1)$$

em que $F_{C,i}$ são as resultantes das forças instaladas no betão, $F_{S,i}$ são as resultantes das forças instaladas nas armaduras ordinárias, $M_{C,i}$ é o momento fletor resultante das forças aplicadas ao betão, $M_{S,i}$ é o momento fletor resultante das forças aplicadas nas armaduras longitudinais, N_{Ed} é o esforço normal de cálculo e M_d é o momento fletor considerado (M_{Rd} se for relativo ao momento resistente, ou M_{Ed} caso corresponda ao momento atuante de cálculo). As forças instaladas nas armaduras dependem das possíveis geometrias das secções em causa. Neste trabalho foram consideradas as situações apresentadas na Figura 1.

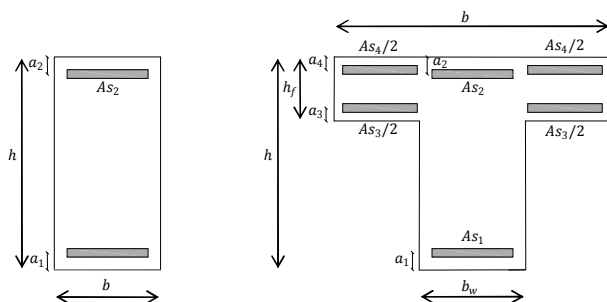


Figura 1: Discretização dos parâmetros geométricos de secções retangulares e em "T".

A determinação da resultante das forças de compressão no betão pode ser realizada por via analítica (exata), o que obriga à dedução de expressões analíticas para cada caso em estudo, ou através do recurso à integração numérica (aproximada), normalmente consistindo na subdivisão da secção em pequenas faixas onde se assume que a tensão se mantém constante (Figura 2).

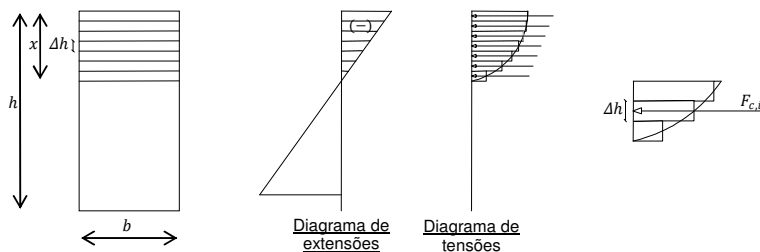


Figura 2: Exemplo de estratégia usual para obtenção das forças no betão por via da integração numérica.

Neste trabalho, a opção recaiu sobre a via analítica, que se descreve em seguida, de modo a aumentar o rigor dos resultados e a rapidez do cálculo computacional.

2. DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS AXIAIS NAS SECÇÕES

2.1. Forças de compressão no betão

A relação tensões-extensões para o betão comprimido, estabelecida na norma portuguesa NP EN 1992-1-1:2010 (EC2) [2], é do tipo parábola-retângulo, e é igual a:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n, & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ 1, & \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases} \quad (2)$$

em que ε_c é a extensão de uma determinada fibra de betão, ε_{c2} é a extensão correspondente ao ponto de transição do diagrama parabólico para o retangular, ε_{cu2} é a extensão última do betão à compressão, enquanto que o expoente n depende da classe do betão. Quando o betão apresenta um valor característico de resistência à compressão inferior ou igual a 50 MPa (ou seja, betões de classes inferiores ou iguais a C50/60), tanto ε_{c2} (‰) como n apresentam valores iguais a 2. As expressões analíticas apresentadas em seguida só são válidas neste domínio de tensões.

Para uma secção transversal de largura constante (b), a resultante de forças de compressão no betão na zona parabólica é igual a

$$F_{c1} = -b \cdot \int_{x_1}^{x_2} \sigma_c dx = -b \cdot f_{cd} \cdot A \cdot (x_1^2 - x_2^2) \cdot D \quad (3)$$

em que x_1 e x_2 correspondem às distâncias entre a origem do referencial adotado (a face mais tracionada da secção) e, respetivamente, o início e o fim do troço parabólico do diagrama de tensões, e com

$$A = \frac{\varepsilon_h - \varepsilon_{a1}}{\varepsilon_{c2} \cdot (h - a_1)}, \quad (4)$$

$$B = \frac{1}{\varepsilon_{c2}} \cdot \left[\frac{(\varepsilon_{a1} - \varepsilon_h) \cdot a_1}{h - a_1} + \varepsilon_{a1} \right], \quad (5)$$

$$C = \frac{x_1^3 - x_2^3}{x_1^2 - x_2^2}, \quad (6)$$

$$D = \frac{A}{3} \cdot C + \frac{B^2 - 2 \cdot B}{A \cdot (x_1 + x_2)} + B - 1. \quad (7)$$

A resultante de forças de compressão no betão no diagrama retangular corresponde a

$$F_{c2} = -b \cdot f_{cd} \cdot (h - x_2). \quad (8)$$

Os braços das resultantes das forças de compressão correspondem a

$$x_{Fc1} = \frac{\int_{x_1}^{x_2} x \cdot \sigma_c dx}{\int_{x_1}^{x_2} \sigma_c dx} = \frac{\frac{A}{4} \cdot (x_1^2 + x_2^2) + \frac{2 \cdot C}{3} \cdot (B - 1) + \frac{B \cdot (B - 2)}{2 \cdot A}}{D}, \quad (9)$$

$$x_{Fc2} = h - \frac{h - x_2}{2}. \quad (10)$$

2.2. Forças nas armaduras (tração e compressão)

De acordo com o EC2, o diagrama de cálculo (relação tensões-extensões) do aço das armaduras ordinárias apresenta dois ramos distintos, como pode ser observado na Figura 3.

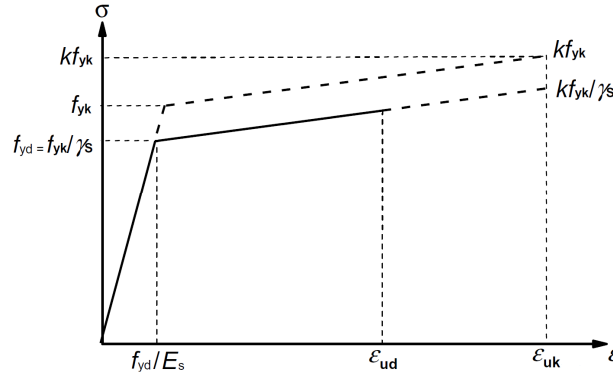


Figura 3: Diagrama tensões-extensões do aço das armaduras ordinárias de acordo com o EC2 [2].

O valor do coeficiente k e o valor característico da extensão limite (ϵ_{uk}) podem ser obtidos no Anexo C da NP EN 1992-1-1:2010. O valor recomendado no EC2 para o valor da extensão limite de cálculo (ϵ_{ud}) é de 90% de ϵ_{uk} . Os valores de extensão (iguais tanto à compressão como à tração), variam consoante a classe de aço utilizada. Importa salientar que a capacidade de alongamento do material é significativamente superior à estabelecida no REBAPE [3], para qualquer uma das classes de aço.

As expressões analíticas que traduzem o diagrama da Figura 3, correspondem a

$$\sigma_{s,i} = \begin{cases} E_s \cdot \epsilon_{s,i}, & \epsilon_{s,i} \leq \epsilon_{yd} \\ \frac{f_{yd} \cdot (k-1)}{\epsilon_{uk} - \epsilon_{yd}} \cdot (\epsilon_{s,i} - \epsilon_{yd}) + f_{yd}, & \epsilon_{yd} \leq \epsilon_{s,i} \end{cases}, \quad (11)$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}. \quad (12)$$

A força (de compressão ou de tração) em cada conjunto de armaduras de área $A_{s,i}$, será igual a

$$F_{s,i} = A_{s,i} \cdot \sigma_{s,i}. \quad (13)$$

3. AUTOMATIZAÇÃO DO "CAPACITY DESIGN"

Caso a segurança de uma estrutura de betão armado tenha por base, essencialmente, a garantia de uma determinada capacidade resistente global, como é o caso das estruturas classificadas como sendo de Classe de Ductilidade Baixa (DCL) de acordo com o EC8, então, se a ação sísmica ultrapassar o valor estabelecido num código sísmico, ela poderá não ter uma reserva de segurança que permita fazer face a esse aumento imprevisto da ação sísmica. Assim, os códigos sísmicos modernos estabelecem regras de cálculo baseadas na capacidade real da estrutura ("capacity design"), com o objetivo de garantir que o colapso seja evitado mesmo que os níveis de vibração induzida por um sismo ultrapassem o valor previamente estabelecido nos códigos sísmicos, ainda que possam ocorrer níveis de danos muito elevados.

Para que tal aconteça, é necessário estabelecer uma hierarquia de resistências dos vários elementos da estrutura, de modo a garantir que o mecanismo de colapso associado a uma determinada ação sísmica apresenta uma elevada capacidade de dissipação de energia, designadamente com formação de rótulas plásticas em todas as extremidades das vigas da superestrutura, e somente na base dos pilares, ou, em alternativa, nas extremidades das vigas de fundação [4].

Isto é especialmente importante para algumas regiões de Portugal, como por exemplo o Algarve, onde a incerteza sobre a real perigosidade sísmica é elevada [5].

Neste contexto, o EC8 estabelece uma relação entre os reais momentos resistentes das vigas (M_{Rb}), determinados de modo a ter em conta as armaduras efetivamente colocadas nas secções, designadamente em resultado da verificação da segurança em relação a outras situações de projeto que não a sísmica, como por exemplo as situações de projeto persistentes, transitórias e acidentais, e contabilizando parte das lajes ligadas às vigas, formando secções em "T", e os momentos resistentes dos pilares (M_{Rc}) que concorrem num nó, correspondente a

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (14)$$

Por outro lado, existem estudos [6] que indicam que mesmo que um edifício seja projetado recorrendo a regras de cálculo baseadas na capacidade real da estrutura ("capacity design"), caso o sismo ultrapasse o valor regulamentar e tenham sido ignoradas as sobrerresistências das vigas (que podem resultar de erros de cálculo da resistência das vigas, por exemplo), ela poderá colapsar. Com o objetivo de contribuir para a resolução deste problema, e de procurar facilitar a tarefa dos projetistas, são apresentados em seguida alguns procedimentos que poderão ser facilmente implementados em programas de cálculo automático de estruturas.

3.1. Cálculo dos momentos resistentes das vigas

Tendo por base os princípios de cálculo estabelecidos no EC2, designadamente assumindo que é válida a aplicação do princípio de Euler-Bernoulli, onde se estabelece que uma secção sujeita a um momento fletor permanece plana depois de se deformar, pelo que as extensões variam linearmente na peça e possui uma superfície neutra ao longo da qual as extensões e tensões normais são nulas.

Desta forma, e considerando os troços de laje adjacente à viga, tal como é estipulado no EC8, é possível prever o comportamento do elemento em "T" à flexão, sendo que este difere conforme a posição da linha neutra, o que obriga ao ajuste dos parâmetros x_i a utilizar nas expressões (Eq. 3-10) acima definidas (Figuras 4 e 5).

Caso o momento fletor seja positivo e a posição da linha neutra esteja acima da face inferior dos banzos, teremos a distribuição de extensões e de forças apresentadas na Figura 4.

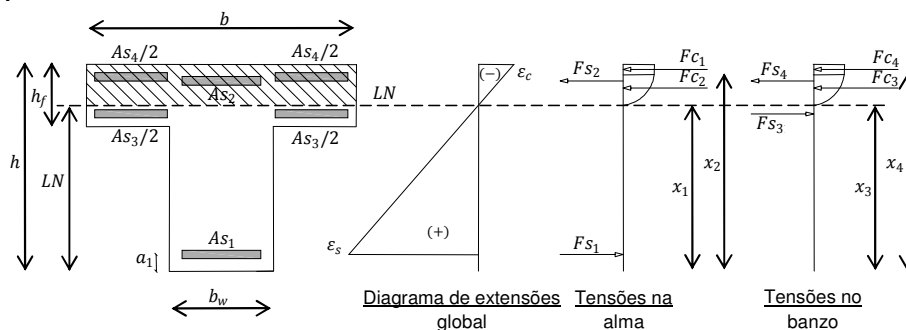


Figura 4: Tensões-extensões para linha neutra dentro do banzo da secção em "T".

Contudo, se a linha neutra estiver abaixo do banzo da peça é necessário ter em conta o disposto na cláusula 6.1(5) do EC2: "Em partes de secções sujeitas a esforços aproximadamente centrados ($e_d/h < 0.1$), como por exemplo banzos comprimidos de

vigas em caixão, a extensão média de compressão nessa parte da secção deverá ser limitada a ϵ_{c2} ". Esta situação está apresentada na Figura 5.

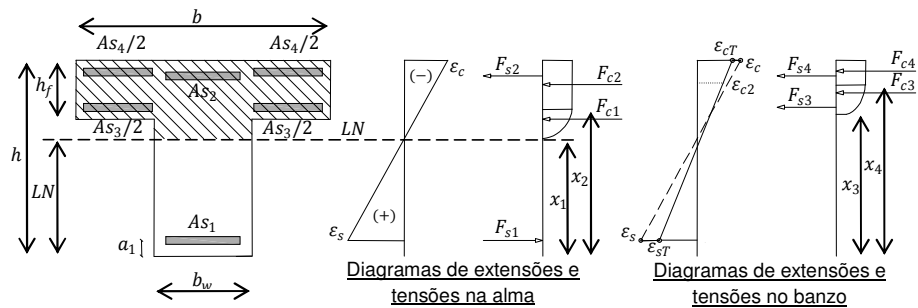


Figura 5: Tensões-extensões numa secção em "T" com a linha neutra abaixo do banzo.

Os momentos resistentes das vigas de secções em "T" são obtidos através do equilíbrio de momentos no centro de gravidade da seção de betão armado, após a realização de um processo iterativo de localização da posição da linha neutra que garante o equilíbrio das forças normais existentes na seção, usando o método da bissecção adaptado ao efeito [7].

O momento resistente (positivo) que se obtém quando a secção é tracionada nas fibras inferiores e comprimida nas superiores (Figura 6), corresponde a

$$M_{Rd} = -\sum F_{c,i} \cdot x_{Fc,i_{CG}} + F_{S1} \cdot x_{Fs1_{CG}} - F_{S2} \cdot x_{Fs2_{CG}} - F_{S3} \cdot x_{Fs3_{CG}} - F_{S4} \cdot x_{Fs4_{CG}} \quad (15)$$

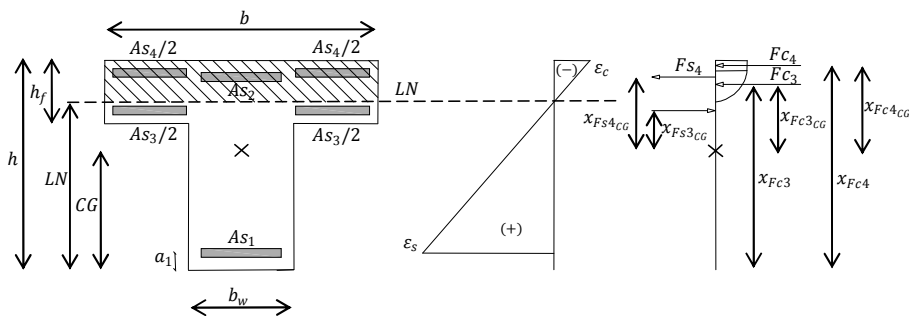


Figura 6: Equilíbrio de forças numa secção em "T" para momentos positivos.

Quando a secção é comprimida nas fibras inferiores e tracionada nas superiores (Figura 7), é possível ajustar as expressões de cálculo a esta outra situação, o que possibilita a determinação do momento resistente (negativo), que é igual a

$$M_{Rd} = -\sum F_{c,i} \cdot x_{Fc,i_{CG}} - F_{S1} \cdot x_{Fs1_{CG}} + F_{S2} \cdot x_{Fs2_{CG}} + F_{S3} \cdot x_{Fs3_{CG}} + F_{S4} \cdot x_{Fs4_{CG}} \quad (16)$$

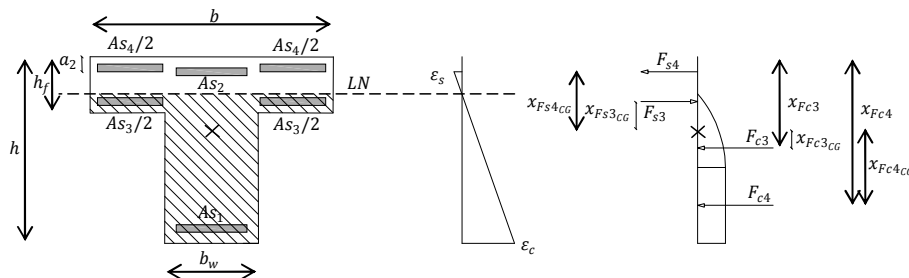


Figura 7: Equilíbrio de forças numa secção em "T" para momentos negativos.

As vigas de secção retangular são um caso particular da secção em "T", pelo que o momento resistente pode ser determinado recorrendo às expressões anteriores, mas sem banzos.

3.2. Determinação dos esforços de cálculo nos pilares

A relação que o EC8 estabelece entre os momentos resistentes nas vigas e os momentos resistentes nos pilares que concorrem num nó (Eq. 14), pode ser verificada por tentativa e erro. Isto é, podemos ir arbitrando quantidades de armadura para os pilares até que essa inequação seja satisfeita. Obviamente que tal procedimento não corresponde à melhor opção. O ideal será a determinação dos esforços associados ao mecanismo de colapso desejável, cuja distribuição de momentos nos pilares satisfaçam a Eq. 14, o que corresponde à mínima armadura necessária para o efeito.

Os momentos resistentes das vigas que concorrem num nó podem ser determinados com base nas Eq. 15 e 16. Resta definir qual a proporção da soma dos momentos resistentes que se distribui para as secções do pilar acima e abaixo do nó. Por simplificação, é usual que sejam estabelecidas percentagens fixas da soma dos momentos resistentes das vigas. Contudo, tal procedimento pode não impedir a formação de rótulas plásticas nos pilares [4, 8].

Assim, neste trabalho foi adotado um outro procedimento, em que as percentagens anteriormente referidas são estabelecidas, caso a caso, de modo a agravar os momentos nos pilares proporcionalmente aos momentos flectores que se obtêm a partir dos espectros de resposta da ação sísmica em causa (M_c^{Resp}). O EC8 permite que a flexão desviada seja considerada de uma forma simplificada, efetuando a verificação separadamente em cada direção (em flexão composta reta), desde que a resistência à flexão seja reduzida em 30% (ou seja, multiplicando os valores resistentes da secção por $\gamma_{des}=0.7$). Assim, os esforços de cálculo nos pilares (Figura 8) poderão ser obtidos a partir das seguintes expressões:

$$M_{Ed,c1} = \frac{|M_{c1}^{Resp}|}{|M_{c1}^{Resp}| + |M_{c2}^{Resp}|} \cdot 1.3 \cdot (M_{Rd,b1} + M_{Rd,b2}) \geq M_{c1}^{Resp}, \quad (17)$$

$$M_{Ed,c2} = \frac{|M_{c2}^{Resp}|}{|M_{c1}^{Resp}| + |M_{c2}^{Resp}|} \cdot 1.3 \cdot (M_{Rd,b1} + M_{Rd,b2}) \geq M_{c2}^{Resp}. \quad (18)$$

Caso um pilar seja sujeito a flexão desviada, e se opte por não reduzir o valor resistente da secção, então uma alternativa simplificada poderá ser a divisão dos resultados das Eq. 17 e 18 por γ_{des} .

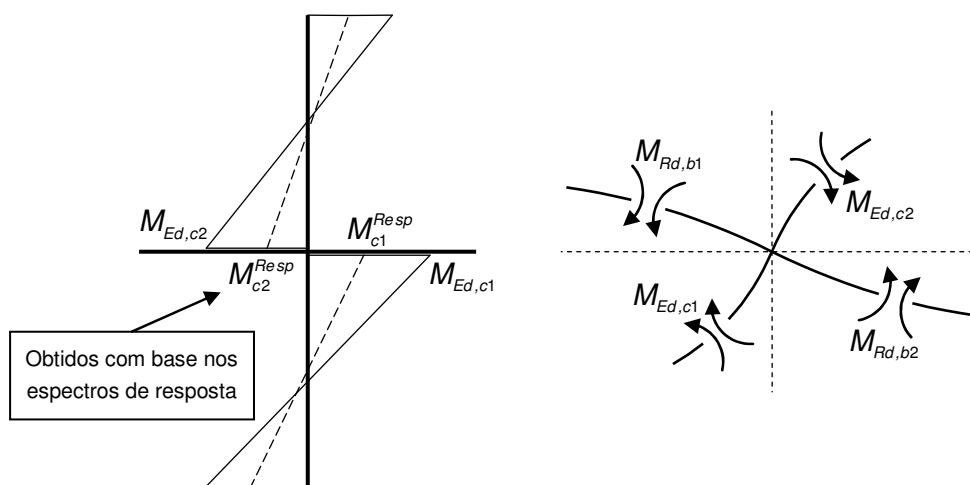


Figura 8: Momentos flectores de cálculo nos pilares.

Outro problema que surge quando se aplica o "capacity design" a pilares de betão armado, está relacionado com o valor do esforço normal de cálculo a considerar. Como se trata de um problema de flexão composta, a quantidade de armadura necessária para garantir a segurança adequada, depende do valor de esforço normal instalado numa secção. A única forma de garantir que as rótulas plásticas se formam nas vigas, é garantir que o esforço normal de cálculo corresponde à situação imediatamente anterior à formação do mecanismo de colapso desejado. Assim, se estabelecermos o equilíbrio estático das forças instaladas no momento da formação do mecanismo de colapso idealizado, poderemos obter os esforços normais de cálculo ($N_{Ed,c}$), como é ilustrado no exemplo da Figura 9 (para um sismo atuando da esquerda para a direita, pelo que o mesmo procedimento teria que ser adotado para o sismo atuando da direita para a esquerda).

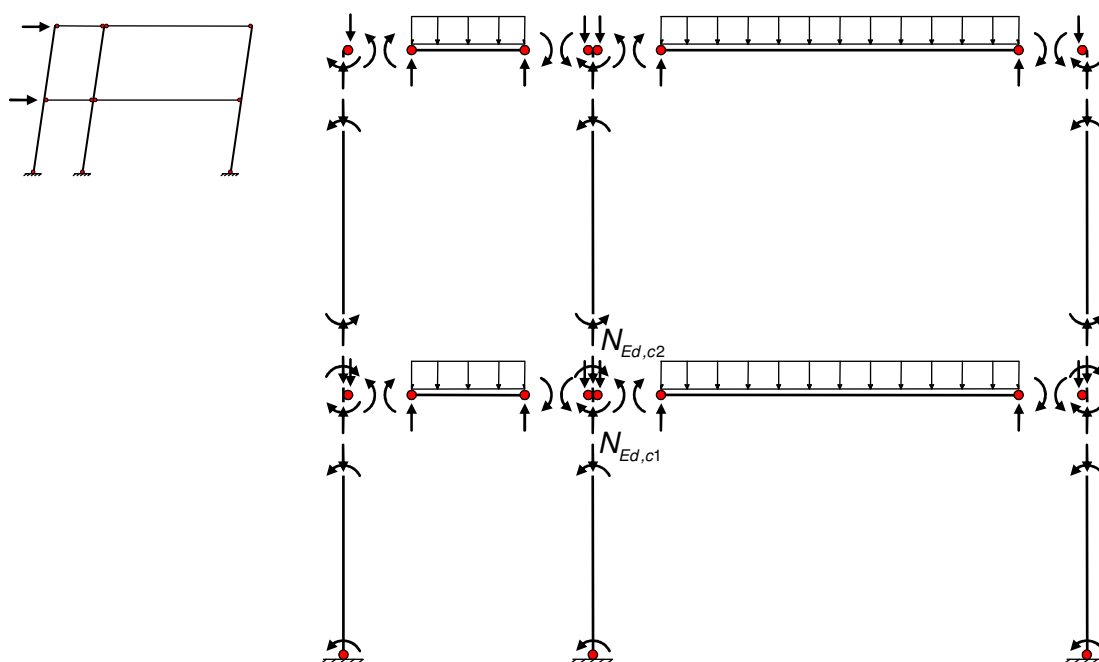


Figura 9: Exemplo da distribuição de forças associadas a um determinado mecanismo de colapso previamente definido (sismo a atuar da esquerda para a direita).

Obviamente que a distribuição de esforços, em face da real resposta dinâmica da estrutura, é mais complexa do que a apresentada na figura anterior. No entanto, o equilíbrio de forças apresentado é satisfeito no momento do colapso, garantido dessa forma a hierarquia de resistências à flexão pretendida. Em relação ao esforço transversal, essa distribuição de forças também pode ser utilizada para satisfazer as regras de dimensionamento estabelecidas no EC8, designadamente garantido que a resistência ao corte de um elemento estrutural é sempre superior ao correspondente valor de resistência à flexão.

3.3. Cálculo das armaduras dos pilares

A determinação da quantidade de armaduras necessárias à verificação de segurança dos pilares de betão armado (flexão composta reta) é realizada com base nas expressões anteriormente apresentadas (Eq. 1-13), ajustadas à secção retangular (Figura 10).

A posição da linha neutra é determinada iterativamente (adaptação do método da bissecção) de modo a que seja garantido o equilíbrio de forças normais à secção. Tal como em relação à secção em "T", em seguida é estabelecido o equilíbrio de momentos, mas neste caso em relação à origem do referencial (a face inferior da secção transversal), pelo que teremos

$$\sum F_{c,i} \cdot x_{Fc,i} - \sum F_{s,i} \cdot x_{Fs,i} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot \frac{h}{2} \quad (19)$$

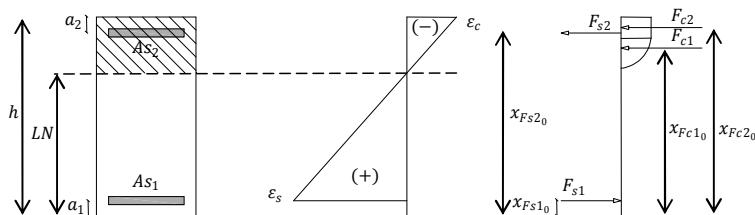


Figura 10: Tensões-extensões numa secção retangular.

Desenvolvendo a Eq. 19 em ordem à armadura principal (A_{s1}), é possível obter as seguintes expressões para o cálculo das armaduras longitudinais nos pilares

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} \cdot \frac{h}{2} + F_{c1} \cdot x_{Fc1} + F_{c2} \cdot x_{Fc2}}{-\sigma_{s1} \cdot x_{Fs1} - \beta \cdot \sigma_{s2} \cdot x_{Fs2}}, \quad (20)$$

$$A_{s2} = \beta \cdot A_{s1}. \quad (21)$$

Em situações correntes, as armaduras longitudinais são dispostas de forma simétrica nas secções transversais dos pilares, pelo que normalmente $\beta=1$.

4. CASO DE ESTUDO

Como exemplo de aplicação prática dos procedimentos propostos neste trabalho, relativamente ao "capacity design", foi estudado um edifício de habitação (fictício) possuidor de cobertura não acessível, localizado em Ponta Delgada (Açores), cuja planta e modelo estrutural do pórtico estudado estão apresentados na Figura 11. Foi admitido que a estrutura está fundada num terreno do tipo B, e foi considerado um coeficiente de comportamento $q=3$ (estrutura DCM), pelo que é necessário o recurso ao "capacity design", tal como é estabelecido na NP EN 1998-1:2010.

A estrutura do edifício considerado é em betão armado (C20/25 e A400NR). As lajes são maciças e têm uma espessura de 0.15 m em todos os pisos elevados, com uma armadura de malha quadrada em ambas as faces de $\phi 8//0.20$.

As vigas V1, V2 e V3 têm as dimensões de 0.30x0.40m, 0.30x0.60m e 0.30x0.50m, enquanto que os pilares P1, P2 e P3 têm como secção 0.30x0.30m, 0.30x0.60m e 0.30x0.40m, respetivamente. Os banzos das secções em "T" são todos iguais a 0.90 m, de acordo com o EC8.

A envolvente dos esforços de cálculo resultantes das situações de projeto persistentes e sísmicas previstas nos Eurocódigos Estruturais, originaram a distribuição de armaduras nas vigas que está esquematizada na Figura 12.

Em seguida foi realizado o cálculo dos momentos resistentes das extremidades das vigas (Tabela 1) com base nas Eq. 15 e 16, tendo em atenção a dispensa das armaduras longitudinais realizada, e contabilizando a contribuição de parte da laje adjacente às vigas (designadamente tendo em atenção as armaduras colocadas paralelamente ao eixo da viga, nas faces inferior e superior das lajes), tal como é estabelecido no EC8.

Com base nos momentos resistentes das extremidades das vigas, foi realizado o equilíbrio de forças, tendo em atenção os sentidos de atuação da ação sísmica, incluindo as cargas permanentes e o valor quase-permanente da sobrecarga, tal como foi anteriormente esquematizado na Figura 9.

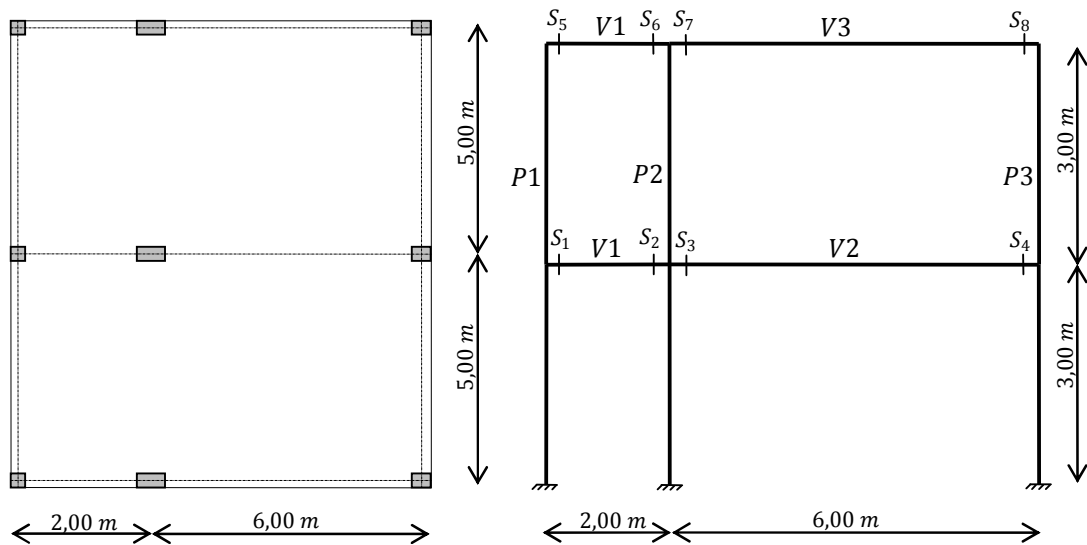


Figura 11: Planta e modelo estrutural do edifício do caso de estudo.

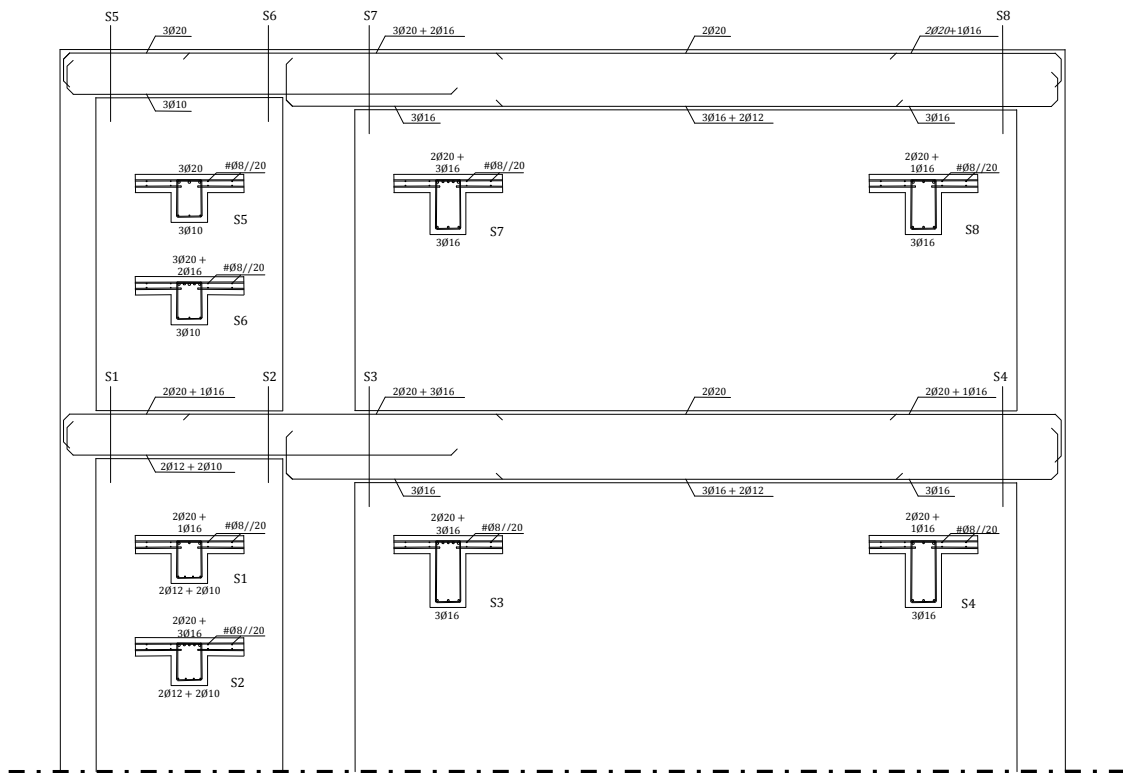


Figura 12: Esquematização das armaduras adotadas nas vigas da estrutura do edifício do caso de estudo.

Para efeitos do dimensionamento da estrutura, foram determinados os momentos fletores determinados que estão apresentados na Figura 13 para o pilar central (P2). Primeiramente foram obtidos os resultados da análise modal por espectros de resposta da estrutura, tendo por base os valores estabelecidos na NP EN 1998-1:2010 para Ponta Delgada, e depois foram obtidos os esforços de dimensionamento finais, após a aplicação dos procedimentos do "capacity design", designadamente tendo por base os resultados das Eq. 17 e 18.

Tabela 1 - Momentos resistentes das secções das extremidades das vigas

Secção	A_{s1} [cm ²]	A_{s2} [cm ²]	M_{Rd}^+ [kN·m]	M_{Rd}^- [kN·m]
S1		8.29	59.34	115.51
S2	3.83	12.31	59.97	150.88
S3		12.31	127.27	262.62
S4	6.03	8.29	127.02	197.74
S5		9.42	44.41	124.64
S6	2.36	13.44	45.08	156.40
S7		13.44	104.35	221.22
S8	6.03	8.29	103.91	156.45

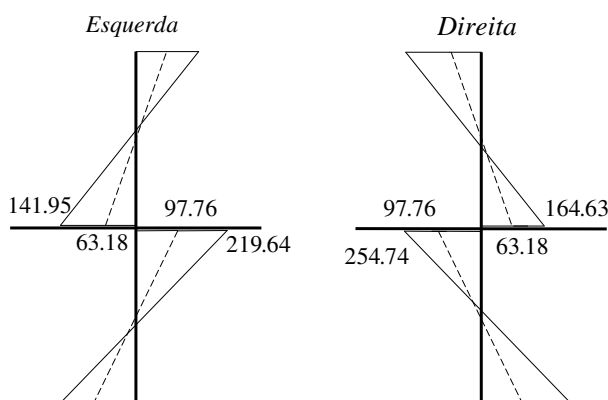


Figura 13: Diagramas de momentos fletores no pilar P₂ (sem e com "capacity design"), para dois sentidos de atuação da ação sísmica.

As áreas de aço calculadas para o pilar P₂, com base nas Eq. 20 e 21, e com $\beta = 1$, estão listadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Esforços no pilar P₂ e correspondentes áreas de aço necessárias à verificação da segurança para as situações de projeto sísmicas

Sentido do sismo	Secção relativa ao nó	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN]	$A_{s1} + A_{s2}$ [cm ²]
Da esquerda	Acima	-181.90	-141.95	14.16
	Abaixo	-369.80	219.64	21.90
Da direita	Acima	-94.30	164.63	16.42
	Abaixo	-207.40	-254.74	25.39

5. CONCLUSÕES

Do trabalho realizado, foi possível constatar na prática a evidente dificuldade do dimensionamento com base nas regras de cálculo pela capacidade real ("capacity design"), caso não sejam criadas rotinas informáticas para o efeito.

Os resultados obtidos com as Eq. 15 e 16, para as vigas em "T", apresentam valores mais elevados do que os obtidos com as antigas regras do REBAPE. Em relação ao dimensionamento de estruturas para outras situações de projeto, que não as sísmicas (como as persistentes, por exemplo), essa diferença observada entre o EC2 e o REBAPE não é crítica, pois os erros estão do lado da segurança. Contudo, quando se aplica o "capacity design", tal já não é verdade, pois o REBAPE conduz a uma subavaliação dos momentos resistentes das vigas, e, por consequência, a uma redução das armaduras nos pilares, nas situações de projeto sísmicas.

Do exemplo de aplicação, foi possível constatar que os momentos fletores obtidos nos pilares com base na análise modal por espectros de resposta proposta no EC8, são muito inferiores aos valores determinados pelas regras do "capacity design" (um pouco menos de metade, no exemplo estudado). Contudo, quando comparados esses resultados obtidos nos pilares com uma situação em que a estrutura fosse classificada como DCL (com $q=1.5$), é possível observar que eles são da mesma ordem de grandeza, ainda que ligeiramente inferiores. Já em relação às vigas, as quantidades de armadura necessárias para a estrutura de baixa ductilidade (DCL) seriam superiores (logo com maiores momentos resistentes), o que poderá originar a formação de rótulas plásticas nos pilares, e possível colapso prematuro da estrutura (por o mecanismo poder ser pouco dissipativo de energia), designadamente em situações em que a real ação de um sismo ultrapasse os valores previamente estabelecidos nos códigos sísmicos.

Os resultados obtidos com as Eq. 17 e 18 garantem que o aumento dos momentos fletores de cálculo nos pilares (devido ao "capacity design") é proporcional aos valores dos momentos de cálculo obtidos da análise modal por espectros de resposta, o que em princípio impedirá a formação de rótulas plásticas nos pilares.

Dos resultados obtidos neste trabalho também é possível concluir que é urgente a obrigatoriedade da aplicação das regras de dimensionamento pela capacidade real ("capacity design") ao projeto corrente de estruturas nas zonas de maior perigosidade sísmica de Portugal, como são os casos dos Açores e do Algarve, por exemplo.

6. REFERÊNCIAS

- [1] IPQ – NP EN 1998-1. *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2010.
- [2] IPQ – NP EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão armado. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.*, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2010.
- [3] REBAPE – *Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado. Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho.*, Imprensa Nacional-Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1983.
- [4] Fardis, M.N. – *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*, Springer, Dorrecht, 2009.
- [5] Estêvão, J.M.C. – "Análise da perigosidade sísmica do Algarve: o passado e o futuro", Proceedings da 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas / Encontro Nacional Betão Estrutural 2014 / 9º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, LNEC, Lisboa, 2014, p. 1-16, CD93.
- [6] Kappos, A.J. – "Influence of capacity design method on the seismic response of R/C columns", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1 (2), 1997, p. 341-399.
- [7] Silvestre, F.A.A. - *Dimensionamento automático de pilares de betão armado aplicando o método da capacidade real*. Dissertação de mestrado. Universidade do Algarve, 2016.
- [8] Panagiotakos, T.B.; Fardis, M.N. – "Effect of column capacity design on earthquake response of reinforced concrete buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 2 (1), 1998, p. 113-145.