

Comparação entre a antiga regulamentação Portuguesa de estruturas (RBA) e os modernos Eurocódigos na avaliação estrutural de duas estruturas de betão armado

Rui Silva

CONSTRUCT-LESE - Instituto da Construção, Porto, Portugal, ruis@fe.up.pt

Nelson Vila Pouca

CONSTRUCT-LESE - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, nelsonvp@fe.up.pt

Xavier Romão

CONSTRUCT-LESE - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, xnr@fe.up.pt

Esmeralda Paupério

CONSTRUCT-LESE - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, pauperio@fe.up.pt

RESUMO

O artigo proposto abordará a avaliação de segurança de duas estruturas de betão armado, construídas em meados do século XX. Ambas as estruturas encontram-se atualmente em serviço, pelo que a avaliação da sua capacidade é fundamental. Após uma extensa campanha de inspeção, que incluiu a caracterização estrutural e a identificação de patologias estruturais e não estruturais, foi efetuada uma avaliação numérica do comportamento estrutural tendo por base o projeto original de estruturas e os dados recolhidos ao longo da fase de inspeção. Neste contexto, o objetivo do presente artigo analisa o Regulamento de Betão Armado (RBA) utilizado no dimensionamento de ambas as estruturas, comparando-o com os atuais Eurocódigos e discutindo as possíveis diferenças que resultam da aplicação destes regulamentos.

PALAVRAS-CHAVE:

Betão armado; Estruturas; Regulamento; Inspeção, Avaliação;

1 INTRODUÇÃO

É cada vez mais comum a realização de operações de reabilitação em edifícios de betão armado construídos no início/meados do século passado. Nestes casos, e sobretudo quando se tratam de edifícios de elevado valor arquitetónico, revela-se fulcral um conhecimento aprofundado dos métodos de cálculo e dos regulamentos que nortearam o projetista. A análise de todos os elementos constantes no projeto original constitui um importante contributo para o esclarecimento de dúvidas relacionadas com detalhes de conceção e construção, possibilitando, em alguns casos, a validação de dados recolhidos em campanhas de inspeção *in situ*. No final do processo, o projetista terá em sua posse elementos concretos que permitam, à luz da atual regulamentação, esboçar a solução de reforço/reabilitação que entenda como mais adequada.

Julga-se pertinente introduzir neste artigo alguns dos conceitos que nortearam os regulamentos de betão armado vigentes em Portugal desde o Regulamento de Betão Armado (RBA) [1], criado em 1935, até ao atual Eurocódigo 2 (EC2) [2]. Com o recurso a duas estruturas datadas da década de 50 do século passado e recentemente estudadas no Instituto da Construção da Universidade do Porto (IC-FEUP) será efetuada, para cada caso, uma avaliação da resistência à flexão de uma viga de betão armado. O objetivo passará por averiguar se existem diferenças substanciais entre o dimensionamento original, realizado de acordo com o RBA [1], e um dimensionamento baseado nas recomendações do EC2 [2].

2 EVOLUÇÃO DA REGULAMENTAÇÃO PORTUGUESA DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

No início do século XX, assistiu-se a um incremento do número de estruturas que utilizavam o betão armado como material de construção. Tal facto despoletou a necessidade de esboçar um documento que, de alguma forma, legislasse acerca deste material tão recente e inovador. Neste contexto surgiu, em 1918, as “Instruções regulamentares para o emprego do betão armado” [3] baseadas em documentos técnicos franceses, na altura, os mais avançados. À época, o despoletar de consciências para as potencialidades do betão armado justificava o interesse na publicação de um documento que acomodasse toda a evolução técnica a que se assistia. O Decreto nº25948 de 16 de outubro de 1935 [1] veio dar resposta a esta necessidade, criando o Regulamento de Betão Armado (RBA). Ao contrário do que se possa pensar, o RBA [1] não alterou drasticamente o modelo de cálculo previsto no documento de 1918 [3]. A verificação de segurança baseada no conceito de tensões admissíveis para o aço e para o betão foi mantida, apoiando-se o cálculo das tensões num modelo elástico linear. Segundo a norma, os valores da tensão admissível deveriam ter em consideração os limites de fadiga apontados para os dois materiais. Do lado das ações, e ao contrário do que se verifica atualmente, não se verificava a aplicação de coeficientes de majoração que afetassem a magnitude destas.

O progresso no desenvolvimento de novos conceitos, metodologias de cálculo e recomendações técnicas para projetistas, fortemente impulsionados a nível nacional pela criação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) no ano de 1946 e, a nível internacional pela definição, em 1953, de um “Comité Européen du Béton”, justificaram a publicação de um novo elemento normativo: o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) [4]. Criado pelo Decreto nº47723 de 20 de maio de 1967 [4], este documento revogou o RBA [1], modificando alguns dos aspetos de base no cálculo de elementos de betão armado. A publicação do REBA [4] acompanhou o lançamento do Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP), criado pelo Decreto nº44041 no ano de 1961 [5], onde se definiam as ações a considerar no cálculo de estruturas. Relativamente à filosofia de dimensionamento em vigor até então, o REBA [4] introduziu uma nova abordagem, alicerçada na consideração de coeficientes parciais de segurança. O novo conceito de verificação de segurança definia estados de ruína ou estados limites como, por exemplo, rotura, fendilhação e deformação, que deveriam ser tidos em consideração no cálculo das estruturas. No cálculo das tensões nos materiais, a relação entre as tensões e as extensões passou a ser realizada em regime não linear e o conceito de plasticidade foi introduzido. Como consequência, os cálculos efetuados conduziram a melhores resultados, se comparados com a anterior metodologia de cálculo.

Algumas décadas depois, o Decreto-Lei nº349-C/83 de 30 de julho de 1983 [6] criou o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) que, em conjunto com o Regulamento de

Segurança e Ações (RSA) [7], deu seguimento à filosofia de dimensionamento baseada na verificação de estados limites iniciada no REBA [4]. Face a este último, as modificações introduzidas não foram acentuadas, salientando-se diferenças nos critérios de verificação de segurança e na definição dos estados limites, assim como a introdução de conceitos relacionados com a quantificação e combinação de ações e com coeficientes de segurança. Quanto às ações, estas foram relacionadas com diferentes estados limites pela introdução de coeficientes que afetavam diferentemente o valor destas, consoante se tratasse de um estado limite último ou de um estado limite de utilização.

Mais recentemente, na década de 90 do século passado, assistiu-se a uma tentativa, por parte da União Europeia, de uniformização de normativas em diversos campos de atividade. Na área da engenharia civil e, mais concretamente no betão armado, a publicação do Eurocódigo 2, EC2 [2], marcou a transição dos regulamentos nacionais para uma normativa europeia, ajustada a cada país pela definição dos respetivos anexos nacionais. No caso Português, as diferenças introduzidas pelo EC2 [2], se comparadas com o REBAP [6], foram pontuais. A este respeito, deve salientar-se a manutenção da metodologia de dimensionamento estrutural, observando-se um refinamento e atualização de conceitos relacionados com as propriedades dos materiais estruturais. Por conseguinte, em termos práticos, os dimensionamentos realizados com base no EC2 [2], estavam muito próximos daqueles realizados segundo o REBAP [6], o que possibilitou uma transição suave entre os regulamentos. Ainda assim, deve ser realçado que algumas das matérias abordadas no REBAP [6] foram retiradas do EC2 [2] e deram corpo a normas e a outros regulamentos mais específicos como, por exemplo, o Eurocódigo 8 (EC8) [8], dedicado ao projeto de estruturas sismo-resistentes.

3 CASOS DE ESTUDO

No âmbito das suas atividades, o IC-FEUP é muitas vezes confrontado com pedidos para a avaliação estrutural de estruturas de betão armado, construídas no início e em meados do século XX. No presente artigo, serão consideradas duas estruturas em betão armado, construídas nos anos 50 do século passado e que, por motivos diferentes, foram alvo de uma campanha de inspeção estrutural e subsequente avaliação de segurança.

Para além da necessidade de compreender a regulamentação em vigor à época de construção, na análise de estruturas com alguma idade surgem dúvidas relativamente a detalhes da sua conceção e construção. Com o intuito de caracterizar convenientemente os materiais presentes e o funcionamento estrutural, revela-se fulcral a realização de trabalhos de levantamento estrutural e a obtenção do projeto original. Nos pontos seguintes do presente artigo, as estruturas em análise serão descritas de forma sucinta, caracterizando-se o seu funcionamento estrutural e descrevendo os elementos que, no ponto 4, serão verificados.

3.1 Estrutura em balanço

A primeira estrutura considerada no presente artigo é constituída por seis plataformas em balanço, utilizadas para a movimentação de peões [9]. Todas as plataformas referidas encontram-se dispostas paralelamente a uma via de circulação automóvel e perfazem, no total, um comprimento de cerca de 290m (Fig.1). A estrutura do pavimento em balanço é similar em todos os troços, sendo constituída, essencialmente, por uma laje de betão armado apoiada num conjunto de vigas em consola, nas vigas de bordadura e nas vigas de coroamento sobre o muro de alvenaria de pedra, que se desenvolvem na direção longitudinal do passeio (Fig.2). Em fase de projeto, e dado o desenvolvimento longitudinal destas zonas do passeio em balanço, o projetista previu a introdução de juntas de dilatação na laje e na viga de bordadura, espaçadas de cerca de 7m, materializando painéis cuja vista inferior pode ser observada na Fig.2. Cada painel é constituído por dois panos de laje, com dimensões de 2.10x3.50m², contínuos sobre o apoio na viga central em balanço e simplesmente apoiados nas vigas em consola localizadas nas juntas. Estes apoios simples são realizados com o recurso a um sistema de consolas curtas ocultas no alçado, uma vez que só é visível a linha vertical da junta de dilatação (Fig.2). No seu vão menor, com cerca de 2.10m, a laje apoia-se, por um lado, diretamente na viga de coroamento do muro de suporte em alvenaria e, no lado oposto, materializa uma ligação monolítica na viga de bordadura.



Figura 1 - Aspeto geral da estrutura em análise [9]



Figura 2 - Vista inferior de um painel [9]

A data constante nos elementos escritos e desenhados do projeto original aponta o ano de 1951 como o ano em que estes troços foram projetados. Dada a sua manutenção em serviço e em face da substituição do revestimento das lajes com alteração da solução existente, revelou-se fundamental a verificação da segurança estrutural.

No caso concreto do presente artigo, a verificação será realizada para uma das vigas em consola. Estes elementos possuem vãos aproximados de 2.50m e secção variável (Fig.3), estando dispostas segundo afastamentos de cerca de 3.50m. Encastradas em maciços de betão armado no alinhamento dos muros de alvenaria, as vigas apoiam, na sua extremidade, a viga de bordadura que, para além de conferir apoio à laje, suporta ainda a guarda em pedra do passeio.

Não será demais realçar a importância que a análise do projeto original tem no esclarecimento de dúvidas relacionadas com as armaduras presentes em cada uma das secções de betão armado, com o tipo de betão colocado e com o aço presente, possibilitando a validação dos dados recolhidos in situ. Paralelamente, a leitura da memória descritiva e de cálculo elaborada pelo projetista permite entender a forma como este idealizou o sistema estrutural. Na Fig.3 e na Fig.4, podem ser observados alguns elementos do projeto desta estrutura (extraídos do projeto original), sobressaindo o detalhe e a qualidade de representação.

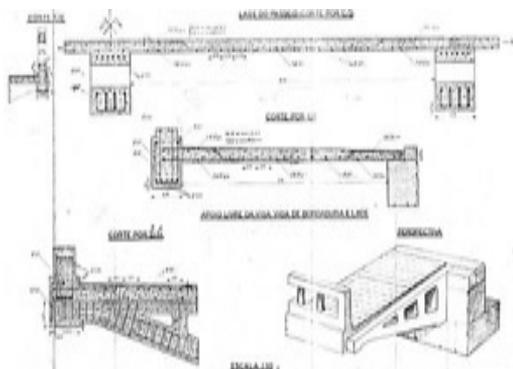


Figura 3 - Pormenores de betão armado da viga de bordadura, da viga em consola e da laje (excerto retirado do projeto original) [9]

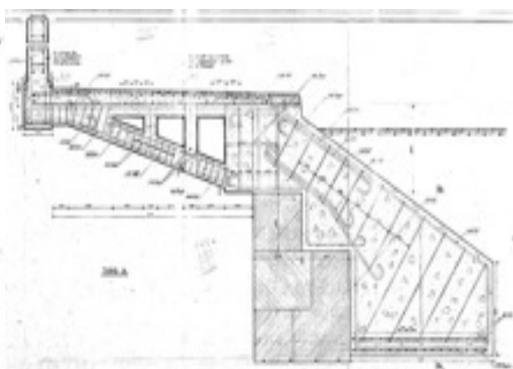


Figura 4 - Pormenores de betão armado das consolas e seus prolongamentos estabilizantes interiores (excerto retirado do projeto original) [9]

3.2 Laje de betão armado – Edifício Público

O segundo caso descrito neste artigo envolveu a avaliação da possibilidade de alterar as sobrecargas atuantes numa laje em betão armado instalada num edifício público datado do século XVIII [10]. O referido edifício sofreu diversas alterações ao longo da sua vida útil, sendo a mais relevante para este trabalho a introdução, no ano de 1956, de uma laje de betão armado. Esta modificação à estrutura original ocorreu ao nível do primeiro e segundo piso do edifício, apresentando-se, na Fig.5, a planta estrutural de intervenção do piso 2. A estrutura do pavimento da zona analisada, cuja planta estrutural mais detalhada se apresenta na Fig.6, é constituída por um conjunto de vigas simplesmente apoiadas que servem de apoio a uma laje maciça de betão armado com funcionamento unidirecional.

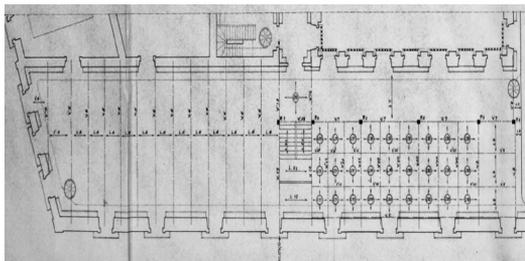


Figura 5 – Planta estrutural da ala poente do piso 2 do edifício (excerto retirado do projeto original) [10].

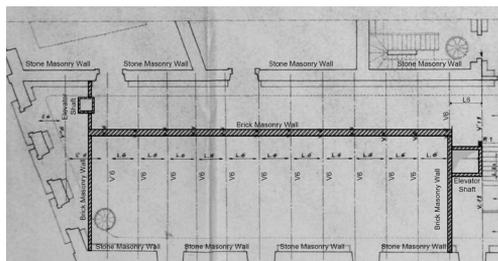


Figura 6 – Planta do setor do piso 2 em análise (adaptação aos desenhos originais) [10].

As vigas principais a analisar no presente artigo, denominadas de V_6 no projeto original, vencem um vão livre de 10.50m e possuem uma secção transversal $0.25 \times 0.65 \text{m}^2$. Nas extremidades, estes elementos apoiam-se em paredes de alvenaria de granito com uma entrega de cerca de 0.30m (medida estimada com base nos elementos de projeto original). A laje maciça, com uma espessura de 0.08m, tem um funcionamento unidirecional com tramos contínuos de cerca de 2.05m de vão.

ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA

A análise numérica realizada no âmbito deste documento envolveu a comparação entre o dimensionamento à flexão simples de duas vigas de betão armado, um deles realizado com base no RBA [1] e o outro assente no EC2 [2]. As ações atuantes na estrutura foram, no caso da verificação segundo o EC2 [2], majoradas e combinadas em concordância com o Eurocódigo 0 [EC0] [11]. No caso concreto do peso próprio dos elementos, o mesmo foi calculado considerando-se para o betão o peso volúmico de 24KN/m^3 e para o aço 77KN/m^3 .

Relativamente às características mecânicas do betão e do aço presentes nas vigas, o RBA [1] estabelecia valores mínimos de resistência do aço e do betão para a sua utilização em vigas e lajes de edifícios, considerando o efeito de fadiga nestes materiais. Para o betão, era fixado um valor da resistência média à compressão que variava entre 165kg/cm^2 e 225kg/cm^2 . Comparando estes valores com as classes atuais definidas no EC2 [2], esta gama de resistências poderia corresponder, sensivelmente, à classe C12/15 ($f_{ck}=12 \text{MPa}$). No caso do aço, era fixado um valor mínimo da resistência à rotura de 3700kg/cm^2 e um limite mínimo aparente de elasticidade de 60% desta resistência, sendo estes valores equiparados às características de um aço macio da classe A24 ($f_{yk}=240 \text{MPa}$). As características dos materiais referidas conduzem aos limites de tensões definidos no RBA [1] de 60kg/cm^2 para o betão (betão com uma resistência média à compressão de 180kg/cm^2) e a uma tensão no aço que não deverá ultrapassar os 1400kg/cm^2 .

A metodologia de cálculo seguida no projeto original de ambas as estruturas e apoiada numa análise elástica correspondia à abordagem enquadrada na regulamentação da época. A filosofia de cálculo do RBA [1] pressupunha um dimensionamento com base em tensões de serviço adotando, como se pode observar na Fig.7, um diagrama triangular para o cálculo de tensões. De acordo com o regulamento, o

cálculo das tensões nos materiais deveria ser realizado em fase fendilhada, considerando um diagrama linear de tensões no betão à compressão e não considerando a contribuição à tração do betão. Na abordagem do RBA [1], são notórias as semelhanças com o cálculo que, hoje em dia, se realiza na verificação de secções aos estados limites de serviço. Por sua vez, no EC2 [2], a verificação de segurança em estado limite último de flexão simples envolve a comparação entre o valor do momento resistente da secção e o momento atuante. A rotura do elemento de betão armado deverá ser condicionada pelo esmagamento do betão, pelo que no cálculo poderá considerar-se que, na face comprimida, a deformação e a tensão de rotura do betão são atingidas (Fig.8).

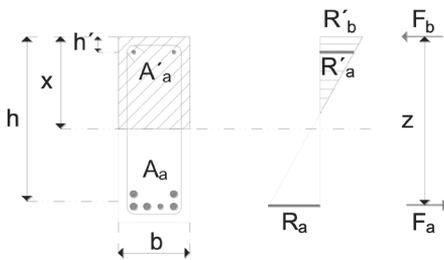


Figura 7 – Diagramas de cálculo para a flexão simples de acordo com o RBA [1].

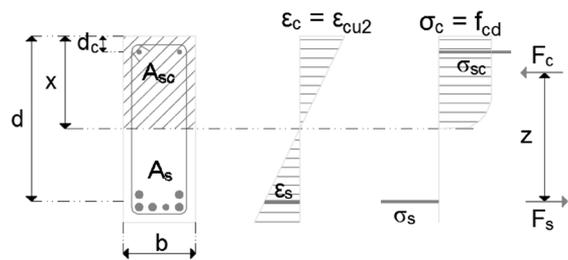


Figura 8 – Diagramas de cálculo para a flexão simples de acordo com o EC2 [2].

No presente documento, procurará avaliar-se o fator de segurança a que um dimensionamento pelo RBA [1] conduzirá o projetista, calculando-se a razão entre as tensões admissíveis definidas regulamentarmente para os materiais e as respetivas tensões atuantes. O valor obtido será comparado com o dimensionamento realizado de acordo com o EC2 [2], onde se irá calcular a razão entre o momento resistente e o momento atuante.

4.1 Considerações estruturais adotadas

4.1.1 Estrutura em balanço

O esquema de cálculo considerado na abordagem numérica às vigas em consola considerava estes elementos como estando solidarizados num maciço de encastramento. Estes elementos, com comprimento de 2.35m, serão solicitados (Fig.9) pelo peso próprio, representado por uma carga concentrada (P_1) no centro de massa; pela reação da viga de bordo (P_2); pela ação uniformemente distribuída na largura da laje, provocada pelo peso próprio da laje, revestimentos e sobrecarga (P_3); por uma carga distribuída de forma triangular (P_4) que representa a parcela relativa ao peso próprio da laje, revestimentos e sobrecarga suportada pela viga em consola.

A caracterização de armaduras realizada e a observação do projeto original permitiu confirmar as armaduras presentes na viga em consola. Assim, os dados disponíveis apontavam para a existência de $6\emptyset 3/4''$ ($A_s = 17.22\text{cm}^2$) e de $4\emptyset 1/2''$ ($A_s = 5.07\text{cm}^2$), como se observa na Fig.10.

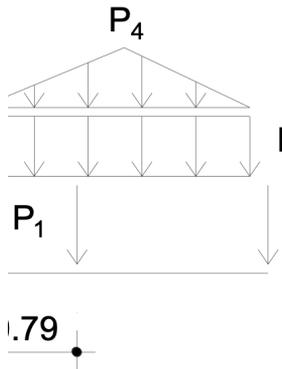


Figura 9 – Esquema de cálculo e carregamentos considerados para a viga em consola [9].

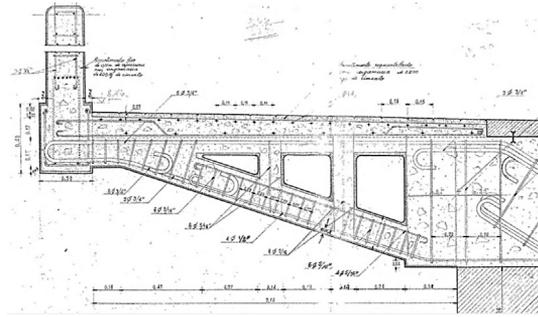


Figura 10 – Corte longitudinal da viga (retirado do projeto original) [9].

4.1.2 Laje de betão armado – Edifício Público

A estrutura do pavimento do piso 2 do edifício em análise é, essencialmente, constituída por uma laje maciça de betão armado, apoiada num conjunto de vigas formando tramos contínuos de cerca de 2.05m de vão. As vigas principais, denominadas de \$V_6\$ no projeto original, encontram-se simplesmente apoiadas nas paredes de alvenaria de pedra, vencendo um vão livre de 10.50m. A análise das vigas \$V_6\$ foi efetuada a partir de um modelo de viga simplesmente apoiada com um vão efetivo, \$l_{eff}\$. Pelo EC2 [2], o \$l_{eff}\$ a considerar no cálculo para vigas sem continuidade é dado pela Eq. (1):

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 = 10.50 + (0.175 \times 2) = 10.85m \quad (1)$$

em que \$l_n\$ representa o vão livre da viga e \$a_1\$ e \$a_2\$ são os valores da entrega da viga em cada extremidade, calculados pela Eq. (2), em que \$h\$ é a altura da viga e \$t\$ é a largura do apoio.:

$$a_1 = \min \left\{ \frac{1}{2} \times h; \frac{1}{2} \times t \right\} = \min \left\{ \frac{1}{2} \times 0.65; \frac{1}{2} \times 0.35 \right\} = 0.175m \quad (2)$$

No cálculo da viga \$V_6\$, com uma largura de influência de 2.05m, foi considerada uma secção em T com: \$h=0.65m\$ (altura total); \$d=0.60m\$ (altura útil); \$b=0.25m\$ (largura da alma); \$b_{eff}=2.05m\$ (largura efetiva do banzo). As solicitações consideradas envolveram a ação do peso próprio dos elementos estruturais, representado por uma carga uniformemente distribuída (\$P_1\$); a ação uniformemente distribuída ao longo da largura de influência da viga, provocada pelos revestimentos e pela sobrecarga (\$P_2\$); a ação uniformemente distribuída ao longo da largura de influência da viga, provocada pela sobrecarga (\$P_3\$).

Dados os condicionalismos encontrados, não foi possível abrir janelas de sondagem, nem utilizar ensaios não destrutivos *in situ*, pelo que o projeto original (Fig.11) representou a única fonte de informação relativa às armaduras longitudinais presentes na viga \$V_6\$, permitindo estimar a presença de \$5\text{Ø}1'' + 1\text{Ø}3/4''\$ (\$A_s = 28.20 \text{ cm}^2\$) e de \$2\text{Ø}1/2''\$ (\$A_s = 2.53 \text{ cm}^2\$) na zona central do vão.

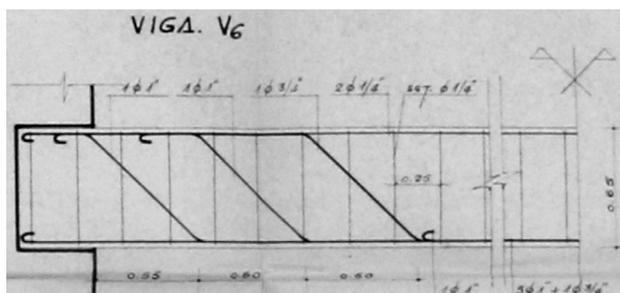


Figura 11 – Corte longitudinal da viga V6 (excerto do projeto original) [10].

4.2 Comparação RBA/EC2

A verificação de acordo com o RBA [1] permitiu determinar as tensões atuantes no aço (R_a) e no betão (R'_b). As tensões assim calculadas deveriam satisfazer a Eq. (3) e a Eq. (4):

$$R_a \leq R_{a adm} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$R'_b \leq R_{b adm} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

e permitir o cálculo dos fatores de segurança para o aço (FS_a) e betão (FS_b), pela Eq. (5) e a Eq. (6):

$$FS_{Ra} = \frac{R_{a adm}}{R_a}$$

$$FS_{Rb} = \frac{R_{b adm}}{R'_b}$$

A partir do procedimento anteriormente explicitado, foi possível construir a Tabela 1, onde se indicam os valores dos momentos e tensões atuantes. Simultaneamente, é calculado o fator de segurança para as estruturas relativamente aos limites de tensão no aço (FS_{Ra}) e no betão (FS_{Rb}).

Tabela 1. Fatores de segurança relativamente às tensões materiais limites - RBA [1]

| | $M_{\text{Atuante}} \text{ [kg.cm]}$ | $R_a \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ | $R'_b \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ | FS_{Ra} | FS_{Rb} |
|----------------------|--------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------|-----------|
| Estrutura em balanço | 1411593 | 1291,08 | 43.19 | 1.08 | 1.39 |
| Edifício Público | 2231649 | 1383,95 | 30.54 | 1.01 | 1.96 |

Por seu turno, através da aplicação do EC2 [2], foi calculado o fator de segurança (FS) de cada uma das vigas, através da Eq. (7), apresentando-se na Tabela 2 os resultados obtidos.

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$$

Tabela 2. Momentos atuante/resistente e respetivo fator de segurança de acordo com o EC2 [2]

| Classe | $M_{Ed} \text{ [kN.m]}$ | $M_{Rd} \text{ [kN.m]}$ | FS |
|----------------------|-------------------------|-------------------------|------|
| Estrutura em balanço | 178,76 | 239,79 | 1.34 |
| Edifício Público | 308,98 | 374,54 | 1.12 |

CONCLUSÕES

O trabalho descrito no presente artigo permitiu esboçar uma comparação entre o dimensionamento à flexão simples de duas vigas de betão armado, realizado por dois regulamentos, o RBA [1] e o EC2 [2], distintos nas suas características e na época em que foram elaborados. A pertinência do presente artigo está intimamente ligada a uma cada vez maior necessidade de os projetistas conhecerem, com algum detalhe, a regulamentação do passado. A demanda por projetos de reabilitação que impliquem avaliações e/ou modificações estruturais exige um conhecimento da reserva de capacidade das estruturas construídas há algumas décadas. Com estes dados, o projetista será capaz de encontrar soluções mais equilibradas e, conseqüentemente, mais ajustadas às necessidades de cada intervenção. A análise de duas vigas de betão armado sujeitas à flexão simples através do RBA [1] e do EC2 [2], permitiu quantificar as diferenças entre a aplicação dos dois regulamentos. Como referido ao longo do artigo, os dois regulamentos assentam em princípios de cálculo distintos, quantificando as ações e a resistência dos materiais de forma diferente. Ainda assim, e em face dos valores obtidos para os fatores de segurança, pode considerar-se que uma estrutura dimensionada em conformidade com o RBA [1] seria capaz de cumprir com os requisitos do EC2 [2], se analisada nas mesmas condições.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado por: Financiamento Base – UIDB/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

REFERÊNCIAS

- [1] Decreto no 25948, Ministério das Obras Públicas, Outubro de 1935, corrigido pelo Decreto no 33021, Regulamento do Betão Armado, Ministério das Obras Públicas, setembro de 1943.
- [2] Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras gerais para edifícios (NP EN 1992-1-1:2010/AC:2012), Comité Europeu de Normalização, março de 2010.
- [3] Decreto no 4036, Regulamento para o Emprego do Betão Armado, Ministério do Comércio, abril de 1918.
- [4] Decreto no 47723, Regulamento de Estruturas de Betão Armado, Ministério das Obras Públicas, 20 de maio 1967.
- [5] Decreto no 44041, Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, Ministério das Obras Públicas, novembro de 1961.
- [6] Decreto-Lei no 349-C/83, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Ministério das Obras Públicas, julho de 1983.
- [7] Decreto no 235/83, Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, maio de 1983.
- [8] Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios (NP EN 1998-1:2010), Comité Europeu de Normalização, março de 2010
- [9] Sousa, R, Silva, R, Pimentel, M, Moreira, J, Vila Pouca, N (2016). Relatório de caracterização e avaliação estrutural: Proposta de intervenção estrutural, IC-FEUP
- [10] Arêde, A, Vila Pouca, N, Paupério, N, Silva, R (2016). Relatório OU188-RVT288-A-NG425, IC-FEUP
- [11] Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas (NP EN 1990:2009), Comité Europeu de Normalização, dezembro de 2009