

Inspeção, avaliação da segurança e reforço de uma estrutura de betão

Inspection, safety assessment and strengthening of a concrete structure

Rui Silva
Nelson Vila Pouca
Rui Sousa
Mário Pimentel

Resumo

O presente artigo aborda a avaliação da segurança e a definição do conseqüente reforço de uma estrutura em betão armado, suporte dos troços em balanço do extradorso de uma via pedonal marginal. A referida estrutura, datada da década de 50 do século XX, encontra-se em serviço pelo que a verificação da segurança estrutural é fundamental em face da substituição do revestimento das lajes com alteração da solução existente.

Após uma extensa campanha de inspeção que incluiu a caracterização estrutural e a identificação das patologias presentes, foi efetuada uma avaliação numérica do comportamento estrutural, com base no projeto inicial da estrutura e nos dados recolhidos durante a fase de inspeção. A avaliação da segurança permitiu estabelecer a reserva de capacidade resistente de cada um dos elementos de betão armado existentes e, caso a caso, verificar a necessidade de estudar uma solução de reforço que respeitasse as novas exigências regulamentares.

O artigo procurará detalhar o estudo efetuado, assim como apresentar a solução de reforço/reabilitação proposta, enfatizando acerca dos condicionalismos que dominaram a definição da solução final adotada.

Palavras-chave: Avaliação da segurança / Reforço / Reabilitação / Inspeção estrutural

Abstract

The present article deals with the safety assessment and the definition of a strengthening solution to a reinforced concrete structure, that supports a cantilever slab that materialize a marginal boardwalk. The aforementioned structure, constructed in the early 50's of the 20th century is in service. For that reason, a structural safety check, due to the modification of the solution implemented in the superficial layer of the slab is fundamental. After a meticulous inspection campaign that included the structural characterization and the identification of both structural and non-structural pathologies, a numerical evaluation of the structural behavior was carried out, based on the original project of the structure and on the data collected during the inspection phase. The safety assessment has made it possible to establish the the reserve of capacity in each existing reinforced concrete elements and, on a case-by-case basis, to verify the need for a strengthening solution that met with the requirements of more recent structural codes. The proposed article will seek to detail the study carried out, presenting the proposed strengthening solution and emphasizing about the constraints that dominated the definition of the final solution.

Keywords: Safety assessment / Strengthening / Rehabilitation / Structural inspection

Rui Silva

CONSTRUCT- Lese - IC
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
ruis@fe.up.pt

Nelson Vila Pouca

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

Rui Sousa

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

Mário Pimentel

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

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

SILVA, Rui [et al.] – Inspeção, avaliação da segurança e reforço de uma estrutura de betão. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 73-90.

1 Introdução

No presente artigo são apresentados e discutidos os aspetos principais do estudo, desenvolvido pelo Instituto da Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (IC-FEUP), centrado na avaliação da segurança e na definição do reforço de uma estrutura de betão armado. A referida estrutura, construída nos anos 50 do século XX, garante o suporte dos troços em balanço do extradorso de uma via pedonal marginal. Dada a especificidade da estrutura, foi necessário proceder-se a uma avaliação dos elementos construtivos existentes e à verificação da sua adequabilidade em face da alteração prevista para os revestimentos da face superior das lajes.

Numa inspeção prévia realizada com o objetivo de avaliar as atuais condições da estrutura de betão armado, foram identificadas diversas anomalias nos elementos portantes de betão armado e um défice de capacidade resistente que urgia corrigir. Após uma inspeção visual da estrutura e a subsequente localização dos seus danos estruturais foi efetuado um estudo numérico, no sentido de avaliar a sua capacidade resistente, com base no projeto original da estrutura e nos dados recolhidos na inspeção. O trabalho realizado permitiu definir uma solução de reforço adequada à estrutura estudada, em face do défice de resistência encontrado.

O presente artigo irá apresentar os detalhes do estudo realizado bem como as soluções de reforço propostas, descrevendo os condicionalismos que nortearam a escolha efetuada e indicando, simultaneamente, as operações de reabilitação necessárias à correção das anomalias detetadas.

2 Descrição sumária da estrutura

Os elementos de betão armado avaliados no presente trabalho, materializam seis troços de plataformas para a movimentação de peões, que se desenvolvem paralelamente a uma via de circulação automóvel, perfazendo um comprimento total dos seis troços de cerca de 290 m. De acordo com a data constante nos elementos escritos e desenhados do projeto original, estes troços foram projetados em 1951 ultrapassando, atualmente, os sessenta anos de vida útil. 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 do muro de alvenaria que se desenvolvem na direção longitudinal do passeio (Figura 1).

Dado o desenvolvimento longitudinal destas zonas do passeio em balanço, o projetista previu juntas de dilatação na laje e na viga de bordadura, com espaçamentos de cerca de 7,00 m, materializando painéis cuja vista inferior pode ser observada na Figura 1. Assim, cada painel é composto por dois panos de laje, com dimensões de 2,10 × 3,50 m², contínuos sobre o apoio na viga central em consola 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 (Figura 1). A laje tem uma ligação monolítica na viga de bordadura com incorporação de armaduras superiores, estando simplesmente apoiada na viga de coroamento

do muro de alvenaria. A laje foi betonada posteriormente à realização da viga de coroamento, não tendo armadura de ligação. Tendo em conta a ligação monolítica da laje na viga de bordadura, a rigidez elevada desta viga e o reduzido vão e reduzida espessura da laje, é adequado considerar-se que a rotação da laje está restringida neste apoio. Esta consideração é consentânea com a solução existente em que a laje, com espessura variável, apresenta uma maior espessura (12 cm) neste apoio e a menor espessura (7 cm) no apoio na viga de coroamento.

As vigas em consola, com vãos aproximados de 2,50 m e secção variável (Figura 2), estão dispostas segundo afastamentos de cerca de 3,50 m. Estas vigas, encastradas em maciços de betão armado no alinhamento dos muros de alvenaria, apoiam na extremidade a viga de bordadura que, por sua vez, para além de conferir apoio à laje, suporta ainda a guarda em pedra do passeio.



Figura 1 Vista inferior de um painel

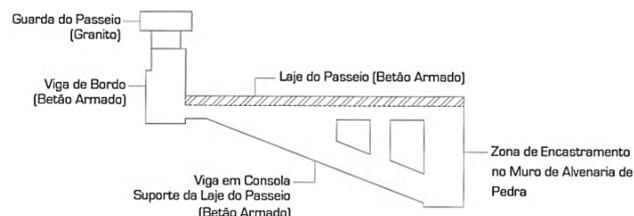


Figura 2 Alçado de uma viga em consola tipo

3 Caracterização estrutural

Na análise de estruturas com alguma idade, na maior parte dos casos, surgem dúvidas relativamente a detalhes da sua concepção e construção. Com o intuito de caracterizar convenientemente os materiais estruturais e responder a algumas das dúvidas em causa, foram realizados trabalhos de caracterização estrutural e efetuadas diligências no sentido de procurar obter o projeto original. Assim, para além de uma detalhada inspeção visual que teve como objetivo o registo das patologias existentes nos elementos de betão armado, uma parte importante do processo envolveu:

- O levantamento geométrico de algumas vigas e vãos de laje para aferir, com o rigor possível, as dimensões geométricas dos elementos estruturais em causa;

- A extração de carotes na laje e nas vigas em consola, tendo em vista a caracterização da constituição das lajes e a determinação da resistência à compressão do betão presente nas vigas;
- A avaliação do grau de carbonatação na superfície do betão, recorrendo a uma solução de fenolftaleína;
- O levantamento da disposição das armaduras, na face inferior dos panos de laje, recorrendo a um detetor eletrónico de armaduras;
- A disponibilização, pela entidade responsável pela construção da estrutura, do projeto original a pedido do IC-FEUP.

3.1 Informação do projeto

A análise do projeto original constituiu um importante contributo 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 elaborada pelo projetista permitiu entender a forma como este idealizou o sistema estrutural e datar, com algum rigor, a empreitada, uma vez que estes elementos apontavam o ano de 1951, como o ano de entrega do projeto.

O projeto desta estrutura é um projeto muito bem elaborado e detalhado, como se pode observar nos desenhos extraídos do projeto e apresentados nas Figuras 3 e 4.

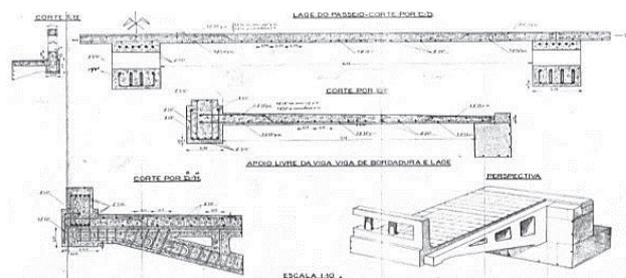


Figura 3 Pormenores de betão armado da viga de bordadura, da viga em consola e da laje (excerto retirado do projeto original)

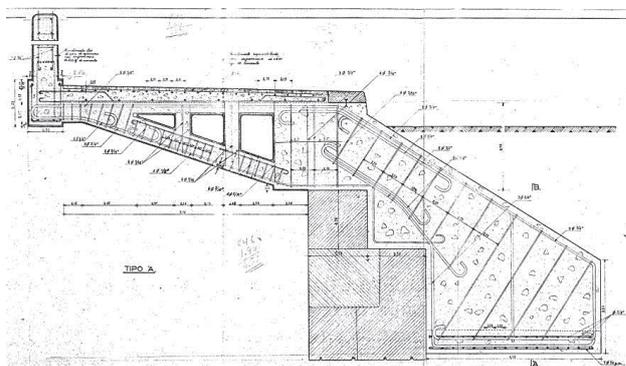


Figura 4 Pormenores de betão armado das consolas e seus prolongamentos estabilizantes interiores (excerto retirado do projeto original)

3.2 Levantamento geométrico

Na campanha de inspeção efetuada e como complemento a esse trabalho, foi possível realizar um levantamento geométrico mais detalhado em algumas das vigas presentes no local, ilustrando-se, na Figura 5, dois exemplos dos resultados deste levantamento.

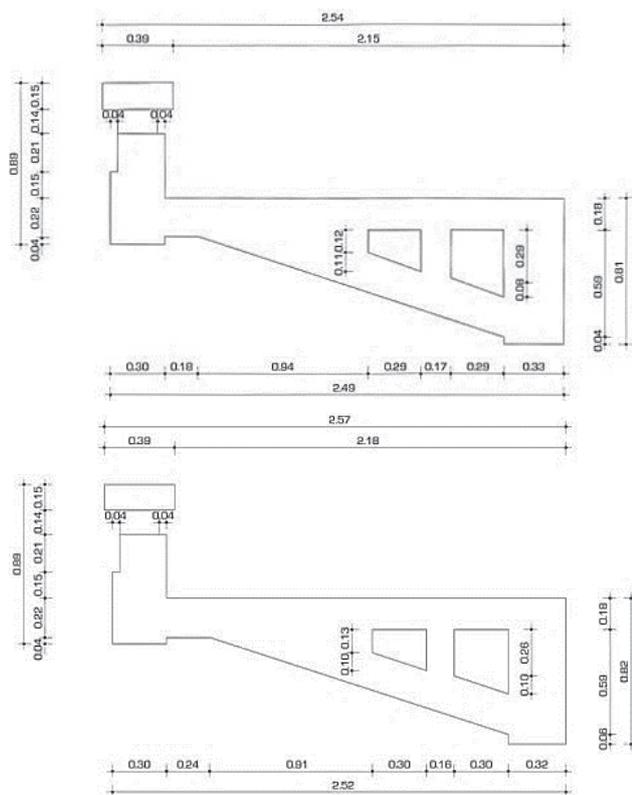


Figura 5 Exemplo de dois dos levantamentos geométricos efetuados nas vigas em consola

O procedimento realizado para as vigas em consola, repetiu-se para alguns dos panos de laje, sendo a informação recolhida, posteriormente comparada com os dados geométricos de projeto e sintetizada no Quadro I.

Quadro I Comparação entre as medidas dos panos de laje constantes no projeto e os dados recolhidos no local

Direção considerada	Dados	Medições no local
Transversal (faces da viga de coroamento e de bordadura)	2,10 m	Entre 2,10 m e 2,22 m
Longitudinal (faces da viga em consola)	3,10 m	Entre 3,12 m e 3,21 m

Dados obtidos numa inspeção prévia (julho de 2015) do IC-FEUP permitiram formular uma hipótese para a espessura e para as

características gerais das lajes. De acordo com as sondagens realizadas, as lajes seriam constituídas por uma camada de betão armado, em média com cerca de 7 cm de espessura, revestida superiormente por uma camada de argamassa de regularização, aproximadamente com 5 cm de espessura, perfazendo uma espessura total de 12 cm, Figuras 6 e 7.



Figura 6 Exemplo da constituição da laje através duma carote retirada numa inspeção prévia



Figura 7 Constituição duma laje através duma carote retirada numa inspeção prévia e num troço diferente

Contudo, a hipótese formulada caiu por terra após a posterior observação do projeto, uma vez que, na realidade, a laje possuía espessura variável (12 cm sobre a viga de bordo e 7 cm sobre o muro de alvenaria), como se pode observar na Figura 8. Ainda de acordo com os dados do projeto original, o revestimento superior da laje previsto no projeto era constituído por uma camada de 3 cm de betonilha esquartelada, a qual é inferior à espessura do revestimento medido nas carotes.

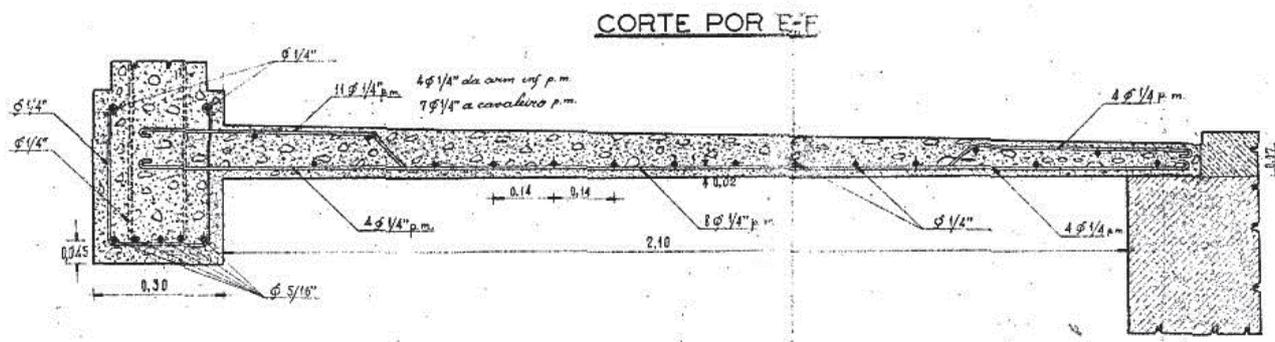


Figura 8 Corte transversal da laje, onde se pode observar a variação de espessura deste elemento (excerto retirado do projeto original)

3.3 Caracterização do betão

3.3.1 Avaliação da resistência à compressão

Com o propósito de se caracterizar a resistência do betão presente na estrutura foram extraídas carotes das vigas em consola, de modo a possibilitar a avaliação, em laboratório, da sua resistência à compressão, Figuras 9 e 10.



Figura 9 Processo de extração de uma carote



Figura 10 Aspeto de uma das carotes extraídas

Os resultados alcançados no ensaio de compressão ($f_{c, is, cube}$) encontram-se resumidos no Quadro II, apontando-se ainda a sua massa, altura (l), massa volúmica (ρ) e a área da secção transversal de cada um dos elementos. A resistência obtida a partir dos ensaios dos provetes cilíndricos, com uma relação altura/diâmetro igual a 1 é equiparável a uma resistência aferida a um provete cúbico, $f_{c, is, cube}$. As resistências aferidas a provetes cilíndricos $f_{c, is, cyl}$, apresentadas no Quadro II, foram obtidas considerando-se a relação:

$$f_{ck, is, cyl} = 0,85 \times f_{c, is, cube} \quad (1)$$

No cálculo do valor médio para a resistência à compressão, $f_{cm, is, cyl}$ não foi considerado o valor obtido para a carote C_3 , uma vez que a presença de varões verticais nesta carote, incrementou o valor de resistência atingido, tornando-o bastante díspar em relação aos demais.

Quadro II Características das carotes e resultados dos ensaios de compressão realizados

Carote	Massa (g)	Φ (mm)	l (mm)	ρ (kg/m ³)	Área (mm ²)	$f_{c, is, cube}$ (MPa)	$f_{c, is, cyl}$ (MPa)	$f_{cm, is, cyl}$ (MPa)
C1	1859	99,92	100,54	2,36	7840,64	40,70	34,60	40,2
C2	1868	99,19	98,69	2,45	7727,26	58,32	49,57	
C3	1940	99,52	100,57	2,48	7777,98	67,65	57,50	
C4	1809	98,06	100,55	2,38	7551,43	39,05	33,19	
C5	1912	99,10	101,41	2,44	7713,25	45,85	38,97	
C6	1821	98,57	99,24	2,41	7630,19	51,48	43,76	

Através da aplicação da NP EN 13791 (IPQ, 2008) que permite efetuar uma avaliação da resistência à compressão do betão, com base em amostras extraídas da estrutura, foi possível estimar a resistência à compressão *in situ* característica da zona de ensaio, $f_{ck, is, cyl}$, como o menor dos valores fornecidos pelas duas expressões que se seguem:

$$f_{ck, is, cyl} = f_{m(n), is, cyl} - k = 40,2 - 7 = 33,02 \text{ MPa} \quad (2)$$

$$f_{ck, is, cyl} = f_{is, menor, cyl} + 4 = 33,19 + 4 = 37,19 \text{ MPa} \quad (3)$$

onde:

- $f_{m(n), is, cyl}$ – representa o valor médio da resistência obtida;
- $f_{is, menor, cyl}$ – menor dos valores de resistência à compressão alcançado;
- k – factor que depende do número de ensaios realizado correspondendo, no nosso caso, ao valor 7 por terem sido realizados seis ensaios.

De acordo com o Quadro 1 da NP EN 13791 (IPQ, 2008) e tendo em conta o valor característico da resistência obtida *in situ*, $f_{ck, is, cyl} = 33,02$ MPa, o betão apresentava características condizentes com a classe de resistência C35/45, tendo sido esta a resistência considerada na avaliação estrutural posterior.

3.3.2 Avaliação do grau de carbonatação na superfície do betão

Dada a idade e a localização da obra (zona ribeirinha a poucos quilómetros do mar), seria pertinente avaliar a profundidade de carbonatação do betão, através da aplicação do indicador químico de fenoltaleína nas vigas em consola de onde foram retiradas carotes, bem como na face inferior da laje.

Nos painéis de laje e com recurso a um berbequim com percussão, foram realizados furos de pequeno diâmetro, com profundidade superior em cerca de um centímetro ao recobrimento de cada laje (Figuras 11 e 12).



Figura 11 Furo com um berbequim na viga de bordo

Na medição da profundidade de carbonatação foram registados, em média, valores na ordem de 1,50 cm. Este resultado é consistente com a qualidade do betão aferida pelos ensaios laboratoriais, que indicavam um betão de resistência elevada e, por conseguinte, de baixa porosidade.



Figura 12 Verificação da profundidade de carbonatação numa zona da viga de bordo com armadura à vista

3.4 Caracterização de armaduras

3.4.1 Detetor de armaduras

Em conjunto com a extração de carotes e subseqüentes ensaios laboratoriais, que permitiriam avaliar as características do betão presente, seria necessário quantificar e localizar adequadamente, os varões de aço nos elementos de betão armado. Através da utilização de um detetor de armaduras e efetuando leituras na face inferior das lajes e vigas de betão armado, Figura 13, foi possível cruzar os resultados fornecidos pelo detetor com processos de observação direta de armaduras (janelas de inspeção), validando ou corrigindo as informações constantes no projeto original.

O tratamento dos resultados alcançados indicou, na face inferior das lajes, a existência de uma malha quadrada (Figura 14) com espaçamentos de armadura nas duas direções muito similares (cerca de 138 mm para os varões verticais e de 140 mm para os varões horizontais), o que torna estes resultados consistentes com as disposições de armaduras constantes no projeto.

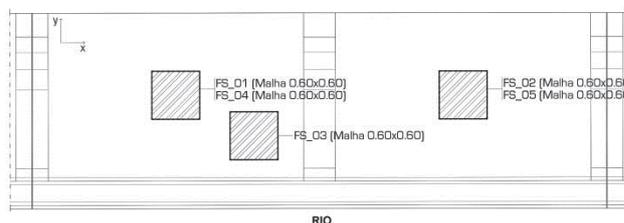


Figura 13 Planta de um painel de laje tipo, com o posicionamento da malha em cada uma das leituras

Não foi possível efetuar a deteção das armaduras superiores das vigas em consola com recurso a esta técnica, uma vez que estas armaduras estão posicionadas a uma profundidade demasiado elevada, relativamente à face superior do pavimento.

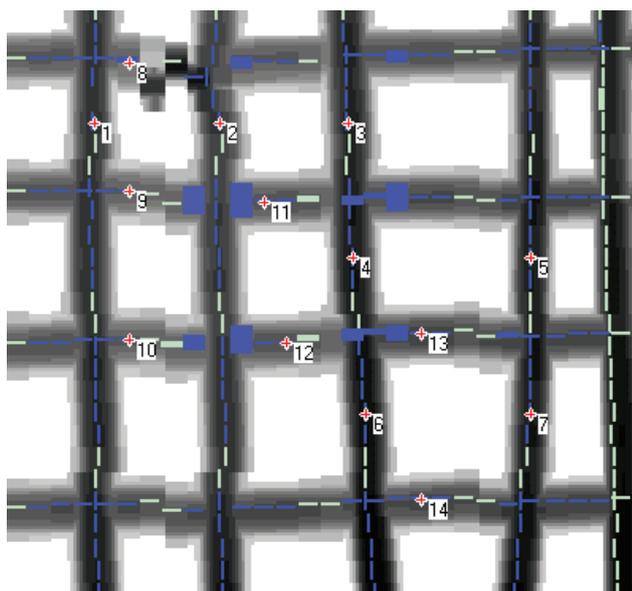


Figura 14 Exemplo do pós-processamento das leituras com o detetor de armaduras na face inferior das lajes

3.4.2 Sondagens

Como complemento do levantamento de armaduras e de forma a aceder a zonas ainda não analisadas, a opção recaiu pela abertura de duas sondagens na face superior da laje. De modo a possibilitar a verificação das armaduras superiores das vigas em consola, foram escolhidas duas zonas junto ao encastramento destes elementos, uma sobre uma viga central no painel e a outra sobre uma viga interseçada por uma junta de dilatação, Figura 15.

Através das aberturas foi possível observar o diâmetro e o espaçamento dos varões constituintes da laje (aproximadamente $\phi 6a.10$) em ambas as direções, sendo esta armadura detetada a cerca de 7 cm da face superior do revestimento do pavimento. No projeto, e para a mesma zona analisada, o diâmetro dos varões colocados na laje era de 1/4 de polegada o que corresponderia, aproximadamente, ao valor medido no local. Já o espaçamento definido em projeto para os varões estava compreendido entre 0,11 m e 0,14 m. Face às dificuldades em medir com exatidão os espaçamentos e diâmetros dos varões nas janelas de inspeção, foi considerado que as pequenas discrepâncias existentes se deviam às já referidas dificuldades de medição.

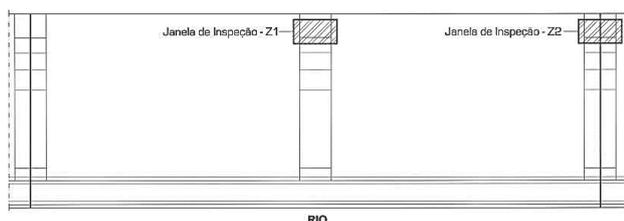


Figura 15 Planta de um painel de laje tipo, com o posicionamento das janelas de inspeção realizadas

Paralelamente, a uma profundidade superior (cerca de 0,16 m), foram detetados seis varões com cerca de 20 mm de diâmetro, correspondentes à armadura longitudinal superior da viga em consola, na zona do encastramento (Figura 16). Mais uma vez, esta informação confirmou o projeto, que indicava que nessa zona a armadura seria constituída por seis varões de 3/4 de polegada (aproximadamente 20 mm).

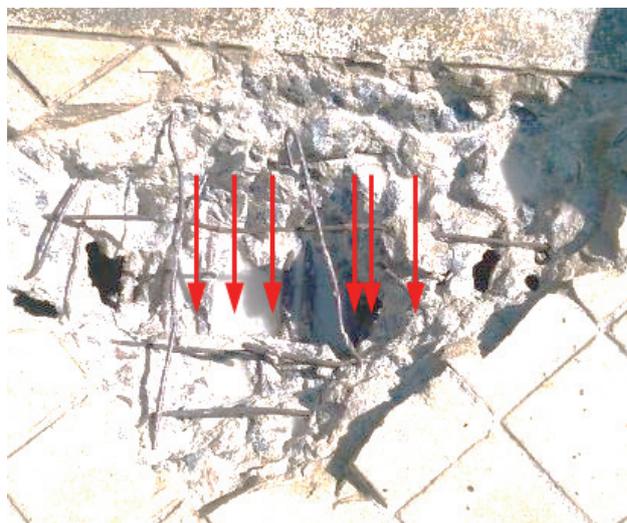


Figura 16 Varões observados através da janela de inspeção Z1

Para além das janelas de inspeção referidas anteriormente verificou-se, em alguns dos elementos estruturais, o destacamento do recobrimento do betão. Tal facto tornou visíveis as armaduras destes elementos, permitindo confrontá-las com os dados do projeto.

4 Patologias observadas e respetivas causas

A estrutura de betão armado apresentava, à data da inspeção, um estado geral de conservação aceitável, no que respeita aos elementos de betão armado. No entanto, na inspeção efetuada, foi possível observar a existência de diferentes anomalias (A), que de seguida se enumeram:

- A1 – Fissurações localizadas;
- A2 – Destacamento do betão com sinais de corrosão nas armaduras;
- A3 – Avarias nas juntas entre painéis com destacamento de betão;
- A4 – Destacamento do reboco;
- A5 – Contaminação biológica / Presença de vegetação nos paramentos de betão armado.

De modo a sintetizar e caracterizar adequadamente as anomalias existentes, foi efetuado um levantamento destas em fichas tipo, associando-se uma descrição geral da anomalia à sua causa provável, a um sintético registo fotográfico e a algumas sugestões para a reabilitação das zonas afetadas (Quadro III a Quadro VII).

Quadro III Ficha tipo relativa à anomalia do tipo 1 (A1)

Tipo de Anomalia: Fissurações localizadas	
Descrição:	As fissuras presentes na estrutura analisada apresentavam uma gravidade de nível baixo/médio, ocorrendo com maior frequência na face inferior das lajes, sensivelmente a meio vão e junto dos seus apoios (vigas em consola e cintas em betão realizadas sobre o muro de suporte). Caracterizavam-se pela existência de fissuras na camada de reboco ocorrendo, ocasionalmente, em camadas mais superficiais de betão, o que diminuiria a durabilidade do betão e das armaduras.
Registo fotográfico:	 <p>Figura 17 Fissuras transversais a meio vão da laje (situação mais frequente) e na cinta de betão</p>
Causas prováveis:	Apesar de não ter sido possível identificar uma causa clara para o aparecimento destas fissuras julga-se que, dada a sua localização e tendo em conta a sua não ocorrência de forma generalizada, o problema possa estar relacionado com a ação de cargas pontuais mais severas, originadas pela circulação/paragem de veículos sobre a laje em consola.
Intervenções de reabilitação:	Dado o estado globalmente aceitável dos elementos portantes, as operações de reabilitação envolvendo a reparação pontual de fissuras acontecerão, com maior incidência, nas superfícies inferiores das lajes e vigas de coroamento. De uma forma geral, as operações de reabilitação sugeridas deverão envolver: <ul style="list-style-type: none">• A reabertura das fissuras existentes em V, com uma profundidade de 15 mm (com disco rotativo de 5 mm de espessura);• A limpeza das fissuras com jato de ar ou água de alta pressão, devendo as zonas a tratar apresentar estabilidade/coesão e isenção de resíduos ou contaminações biológicas;• O enchimento total e em profundidade das fissuras com argamassas de reparação estrutural com muito baixa retração e com capacidade de deformação elástica, devendo ser aplicada nas condições recomendadas pelo fabricante para garantir uma aderência adequada ao suporte.

Quadro IV Ficha tipo relativa à anomalia do tipo 2 (A2)

Tipo de Anomalia: Destacamento do betão com sinais de corrosão nas armaduras	
Descrição:	Na inspeção detalhada efetuada, o destacamento do betão, e subsequente corrosão de armaduras, ocorria com pouca frequência nos elementos estruturais analisados. Nos casos observados, a principal característica desta anomalia relacionava-se com o destacamento localizado do betão de recobrimento das armaduras.
Registo fotográfico:	
Causas prováveis:	Julga-se que no caso desta anomalia, as suas principais causas poderão ficar a dever-se à carbonatação pontual das camadas de recobrimento, à existência de fissuras localizadas e/ou à reduzida espessura das camadas de recobrimento. Estas causas, atuando em conjunto ou isoladamente, poderão redundar na corrosão das armaduras.
Intervenções de reabilitação:	A presença de elementos estruturais de betão armado com sinais de corrosão, ou com armaduras à vista corroídas, leva a que seja necessária a execução de operações de reabilitação. Assim, no caso concreto da presente estrutura, sugere-se a: <ul style="list-style-type: none">• Remoção/demolição pontual do betão destacado e/ou com sinais/manchas de corrosão, expondo as armaduras;• Limpeza das superfícies de betão e das armaduras, mediante a utilização de jato de água de alta pressão ou outra técnica de limpeza que assegure uma preparação adequada das superfícies a tratar;• Aplicação de um revestimento passivante/proteção nas armaduras, realizado com tintas especiais à base de resinas poliméricas;• Reconstituição das camadas de recobrimento das armaduras, incluindo o eventual tratamento de fissuras visíveis, com argamassas de fabrico industrial destinadas à reparação estrutural por aplicação manual, devendo ser aplicada nas condições recomendadas pelo fabricante para garantir uma aderência adequada ao suporte;• Em alternativa à aplicação de revestimento passivante nas armaduras referido, poderá utilizar-se uma argamassa de reparação estrutural com função de agente passivante (p/ex: argamassas especiais à base de polímeros modificados).

Figura 18 Destacamento do betão com sinais de corrosão nas armaduras na face inferior da laje

Quadro V Ficha tipo relativa à anomalia do tipo 3 (A3)

Tipo de Anomalia: Avarias nas juntas entre painéis com destacamento de betão	
Descrição:	Apesar de se tratar de uma anomalia de baixa gravidade, as avarias nas juntas de dilatação ocorrem com frequência nas juntas de dilatação das vigas de bordadura desta estrutura. Estas anomalias ficam a dever-se, essencialmente, a um comportamento aparentemente pouco eficiente dos elementos de junta, originando o destacamento localizado do betão. Em algumas situações, as armaduras dos elementos portantes perdem a sua camada de recobrimento, ficando expostas aos agentes exteriores.
Registo fotográfico:	 <p>The photograph shows a close-up of a concrete joint in a structure. There is significant delamination and crumbling of the concrete surface, revealing the internal aggregate and some exposed reinforcement bars. The joint is located between two concrete panels.</p>
Figura 19	Destacamento do betão nas vigas de bordadura (zonas com juntas de dilatação)
Causas prováveis:	As manifestações resultantes desta anomalia poderão estar associadas a um deficiente comportamento das juntas de dilatação, perante os movimentos destas juntas (resultantes de assentamentos de apoio e/ou movimentos de origem térmica).
Intervenções de reabilitação:	<p>Ao longo da inspeção realizada foi possível observar que as avarias ao longo das juntas de dilatação entre painéis eram uma constante. Assim, e considerando que se estimam em cerca de 80% os painéis com necessidade de intervenção, sugere-se como metodologia de trabalho:</p> <ul style="list-style-type: none">• A limpeza das superfícies de betão com jato de água de alta pressão ou outra técnica de limpeza que assegure uma preparação adequada das superfícies a tratar;• A reconstituição zonas destacadas com argamassas de fabrico industrial destinadas à reparação estrutural por aplicação manual, devendo ser aplicada nas condições recomendadas pelo fabricante para garantir uma aderência adequada ao suporte; <p>As operações que envolvam a reconstituição de zonas afetadas deverão ser realizadas respeitando as juntas de dilatação existentes nos painéis, ou seja, mantendo as juntas nas vigas de bordadura, para que o funcionamento estrutural dos painéis seja o correto.</p>

Quadro VI Ficha tipo relativa à anomalia do tipo 4 (A4)

Tipo de Anomalia: Destacamento do reboco	
Descrição:	<p>O destacamento de reboco é uma anomalia que pode ser considerada de baixa gravidade, ocorrendo pontualmente nos elementos estruturais (lajes/painéis e vigas de bordadura). No caso da presente estrutura, esta anomalia caracteriza-se pelo destacamento localizado da camada de reboco.</p> <p>Importa referir que esta anomalia só foi identificada nas situações em que o reboco apresentava sinais visíveis de destacamento. No entanto, poderão existir zonas não identificadas em que o reboco se apresente, igualmente, desligado do betão.</p>
Registo fotográfico:	 <p>Figura 20 Destacamento do reboco na face inferior das lajes</p>
Causas prováveis:	<p>As principais causas que se julga poderem estar associadas a esta anomalia, relacionam-se com uma insuficiência pontual de aderência reboco/betão e/ou solicitações mecânicas pontuais induzidas pela deformação/movimentação estrutural.</p>
Intervenções de reabilitação:	<p>Estima-se que o destacamento do reboco, na presente estrutura, esteja limitado a uma área de influência inferior a 15% da área total dos painéis. Ainda assim, antes do início dos trabalhos de reparação, deverá ser efetuada uma inspeção detalhada com batimento a martelo, de modo a detetar zonas com sinais de destacamento removendo-se, integralmente, o reboco presente. Posteriormente, e como forma de tratar as superfícies afetadas, sugere-se como metodologia:</p> <ul style="list-style-type: none">• A limpeza e tratamento adequado das superfícies de betão (suporte) a reparar, de forma a proporcionar uma aderência adequada à nova camada de reboco, devendo esse suporte apresentar estabilidade/coesão e isenção de resíduos ou contaminações biológicas;• A aplicação duma camada de reboco com a espessura do existente, realizada com uma argamassa com características de proteção para paramentos de betão, devendo ser aplicada nas condições recomendadas pelo fabricante para garantir uma aderência adequada ao suporte.

Quadro VII Ficha tipo relativa à anomalia do tipo 5 (A5)

Tipo de Anomalia: Contaminação biológica/Presença de vegetação nos paramentos de betão armado	
Descrição:	Apesar da sua baixa gravidade e, neste caso concreto, de ocorrer com pouca frequência, a contaminação biológica e a presença de vegetação em elementos portantes de betão armado é um problema que merece atenção e um adequado e rápido tratamento. No caso da presente estrutura, esta anomalia encontra-se principalmente associada a fissuras nas lajes. Em paralelo, esta anomalia ocorre de forma generalizada nas vigas em consola localizadas nas juntas de dilatação das lajes observando-se, nestes elementos, a presença de fungos/bolores e vegetação.
Registo fotográfico:	
Figura 21	Vegetação biológica no paramento lateral de uma viga em consola
Causas prováveis:	As causas principais desta anomalia relacionam-se com a presença de água/humidade excessiva e a acumulação de terras/poeiras nos elementos portantes. Por outro lado verifica-se que, aparentemente, não existiu no passado qualquer tipo de impermeabilização nas juntas de dilatação ao nível do pavimento, facto que poderá ter agravado a ocorrência desta anomalia em locais próximos dessas juntas, em particular nas vigas em consola.
Intervenções de reabilitação:	A remoção de vegetação e a eliminação da contaminação biológica presente nos elementos portantes de betão armado é uma intervenção de carácter geral, necessária na maioria dos painéis, com particular incidência nas vigas em consola. O procedimento sugerido deverá envolver uma lavagem geral das superfícies afetadas com jato de água sob pressão controlada, ou outros meios eventualmente necessários para a remoção eficaz destes agentes.

5 Avaliação da capacidade resistente face às ações diretas

5.1 Metodologia de cálculo do projeto

Como referido anteriormente, o projeto original da estrutura em estudo foi realizado em 1951. A metodologia de cálculo seguida no projeto, apoiada na análise elástica, corresponde à abordagem enquadrada na regulamentação da época. De acordo com esta metodologia, a verificação de segurança dos elementos de betão armado era efetuada a partir do cálculo das tensões no aço e no betão, calculadas com base na análise elástica em fase fendilhada das secções. A comparação destas tensões com tensões admissíveis, definidas a partir de um coeficiente global de segurança, permitia a verificação de segurança.

Como sabemos, atualmente a verificação de segurança é efetuada com base numa metodologia assente no cálculo à rotura das secções e envolvendo coeficientes parciais de segurança.

O presente estudo permitiu constatar que, para os elementos de betão armado em análise e em situações predominantes de flexão, as duas abordagens, cálculo elástico e cálculo à rotura, fornecem níveis de segurança muito equiparados.

5.2 Descrição geral dos procedimentos de análise adotados

Após a realização da inspeção detalhada a todos os troços em betão armado, foi efetuada a verificação de segurança das lajes, das vigas em consola e das vigas de bordadura que constituem a estrutura, segundo o esquema indicado na Figura 22.

Na verificação da segurança da laje foi considerada a existência de momentos negativos ao longo da viga de bordo e, na direção perpendicular, ao longo do eixo de simetria correspondente à posição da viga central em consola (Figura 23). Para efeitos de cálculo e tendo em consideração os vãos livres da laje (2,20 m e

3,10 m) e a respetiva espessura variável foram considerados os seguintes vãos de cálculo 2,35 m e 3,30 m.



Figura 22 Esquema estrutural em análise

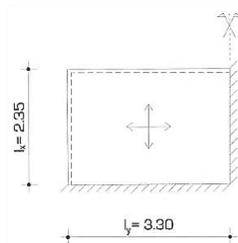


Figura 23 Vãos de cálculo adotados na verificação da laje

As vigas em consola foram calculadas como estando solidarizadas num maciço de encastramento, segundo o esquema estrutural da Figura 24. Estes elementos, com comprimento de 2,35 m, serão solicitados pelas cargas uniformemente distribuídas resultantes das ações permanentes e sobrecargas atuantes sobre a laje e, adicionalmente, por uma carga concentrada na sua extremidade correspondente às solicitações transmitidas pela viga de bordadura. Por fim, a viga de bordadura foi considerada como sendo formada por dois tramos de 3,50 m, apresentando continuidade sobre a viga central em consola e estando simplesmente apoiada nas vigas de junta (Figura 25).



Figura 24 Esquema estrutural para o cálculo da viga em consola

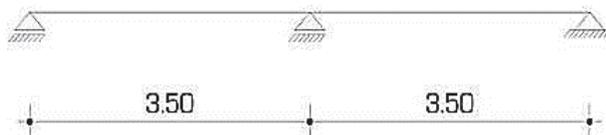


Figura 25 Esquema estrutural para o cálculo da viga de borda

Através da caracterização material efetuada e da análise dos dados disponíveis no projeto de estabilidade, foi possível atribuir aos materiais estruturais presentes, as classes que se enunciam no Quadro VIII.

Quadro VIII Materiais a considerar na avaliação estrutural

Betão	C35/45
Aço	A235NR

No que diz respeito às ações atuantes na estrutura, determinadas de acordo com a NP EN 1991-1-1 (IPQ, 2009), foram consideradas, para além do peso próprio dos elementos estruturais, determinado a partir da secção e peso volúmico dos materiais ($\gamma_{betão} = 25 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{aço} = 77 \text{ kN/m}^3$), as ações constantes no Quadro IX.

Quadro IX Ações consideradas na avaliação estrutural

Peso Próprio [PP]:	Espessura média da laje = 0,095 m	$PP = 0,095 \times 25 = 2,375 \text{ kN/m}^2$
Permanentes [RCP]:	Espessura de betonilha = 0,05 m	$RCP_1 = 0,05 \times 22 = 1,10 \text{ kN/m}^2$
	Espessura de reboco = 0,015 m	$RCP_2 = 0,015 \times 22 = 0,33 \text{ kN/m}^2$
Sobrecarga [Q]:		$Q = 5,00 \text{ kN/m}^2$
Valor de Combinação:		$P_{Ed} = 1,35 \times (2,375 + 1,10 + 0,33) + 1,5 \times 5,00 = 12,64 \text{ kN/m}^2$

5.3 Avaliação da laje

A caracterização de armaduras, realizada no âmbito da inspeção, permitiu confirmar as armaduras definidas no projeto de estruturas e que se sintetizam no Quadro X.

Quadro X Armadura considerada na avaliação estrutural da laje

Armadura superior na direção xx	$A_{sx}^- = 11\phi 1/4'' = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armadura inferior na direção xx	$A_{sx}^+ = 8\phi 1/4'' = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armadura superior na direção yy	$A_{sy}^- = 9\phi 1/4'' = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armadura inferior na direção yy	$A_{sy}^+ = 7\phi 1/4'' = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

Na verificação de segurança da laje face a esforços de flexão, foi aplicado um método de análise simplificado – Método do Regulamento Britânico (BSI, 1985). Dadas as características geométricas e de apoio da estrutura em análise, deverá considerar-se este painel como um painel do tipo 4 nas tabelas do Regulamento Britânico (BSI, 1985), o que pressupõe a existência de dois lados adjacentes descontínuos (Figura 26).

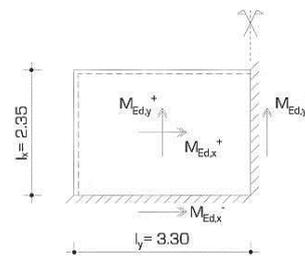


Figura 26 Painel tipo considerado na determinação dos esforços atuantes na laje

Quadro XI Cálculo dos momentos resistentes e do rácio entre o momento resistente e o atuante

$A_{sx}^- = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,032$	$\mu = 0,031$	$M_{Rd,x}^- = 6,53 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^-}{M_{Ed,x}^-} = 1,30 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sx}^+ = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,032$	$\mu = 0,031$	$M_{Rd,x}^+ = 3,54 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^+}{M_{Ed,x}^+} = 0,94 < 1,00 \rightarrow ko$
$A_{sy}^- = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,036$	$\mu = 0,035$	$M_{Rd,y}^- = 4,00 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,y}^-}{M_{Ed,y}^-} = 1,22 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sy}^+ = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,028$	$\mu = 0,028$	$M_{Rd,y}^+ = 3,20 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,y}^+}{M_{Ed,y}^+} = 1,31 > 1,00 \rightarrow ok$

Nestas circunstâncias os momentos de cálculo obtidos são os que se apresentam de seguida:

$$M_{Ed,x}^- = 12,64 \times 2,35^2 \times 0,072 = 5,03 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (4)$$

$$M_{Ed,x}^+ = 12,64 \times 2,35^2 \times 0,054 = 3,77 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (5)$$

$$M_{Ed,y}^- = 12,64 \times 2,35^2 \times 0,047 = 3,28 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (6)$$

$$M_{Ed,y}^+ = 12,64 \times 2,35^2 \times 0,035 = 2,44 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (7)$$

Procedeu-se ao cálculo do momento resistente da laje em cada direção, considerando as armaduras constantes no projeto, e comparando-o, posteriormente, com o momento atuante já calculado (Quadro XI).

Através da análise do Quadro XI é possível verificar que existe um défice de 6% na resistência aos momentos positivos na direção xx, pelo que será necessário considerar um reforço estrutural.

Apesar de, por norma, não ser a análise condicionante, no presente ponto será efetuada a verificação da resistência da laje face a esforços de corte, segundo as recomendações da NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010). Na laje em análise, a zona mais condicionante será a zona de espessura mínima ($e = 0,07 \text{ m}$), sobre o muro de suporte, sendo, por conseguinte, esse o local a verificar.

O procedimento adotado passará por calcular o esforço de corte atuante, V_{Ed} , como se exemplifica:

$$V_{Ed} = \frac{12,64 \times 2,35}{2} = 14,85 \text{ kN}/\text{m} \quad (8)$$

comparando-o, posteriormente, com a resistência do elemento ao corte, $V_{rd,c}$, que se calcula de seguida:

$$V_{rd,c} = \left[\left[0,12 \times 2,00 \times (100 \times 0,0028 \times 35)^{\frac{1}{3}} \right] \times 1 \times 0,045 \right] \times 10^3 = 23,11 \text{ kN}/\text{m} \quad (9)$$

com um valor mínimo de:

$$V_{rd,c} = \left[\left(0,035 \times 2,00^{\frac{3}{2}} \times 35^{\frac{1}{2}} \right) \times 1 \times 0,045 \right] \times 10^3 = 26,35 \text{ kN}/\text{m} \quad (10)$$

Uma vez que o valor de esforço transversal atuante é inferior ao resistente, considera-se verificada a resistência da secção ao esforço transversal.

$$V_{Ed} = 14,85 \text{ kN}/\text{m} < V_{rd,c} = 26,35 \text{ kN}/\text{m} \rightarrow ok \quad (11)$$

5.4 Avaliação da viga em consola face ao momento fletor negativo no encastramento

A verificação de segurança da viga em consola, face a momentos negativos, foi realizada tendo em consideração que a armadura longitudinal da viga era constituída por $6\phi 3/4''$ ($A_s = 17,22 \text{ cm}^2$). Na zona de encastramento S_1 , a viga possuía as dimensões geométricas que se indicam:

$$h = 0,75 \text{ m (altura)} \quad d = 0,71 \text{ m (altura útil)} \quad b = 0,40 \text{ m (largura)}$$

No Quadro XII, apresentado de seguida, efetua-se o cálculo do momento resistente negativo da viga em consola.

Quadro XII Cálculo do momento resistente negativo na viga em consola

$$A_s^- = 17,22 \text{ cm}^2 \quad \omega = 0,053 \quad \mu = 0,052 \quad M_{Rd}^- = 244,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dado o esquema estrutural adotado pelo projetista assiste-se a uma distribuição de carregamentos similar ao que se apresenta na Figura 27, onde a viga de bordo irá aplicar uma carga pontual sobre a extremidade da consola (zona com um tracejado horizontal), resultante do seu peso próprio e da carga distribuída sobre a laje

que suporta. Adicionalmente, deverá também ser contabilizada a carga distribuída diretamente ao longo da área de influência da viga, devido às ações atuantes sobre a laje (zona com um tracejado vertical).

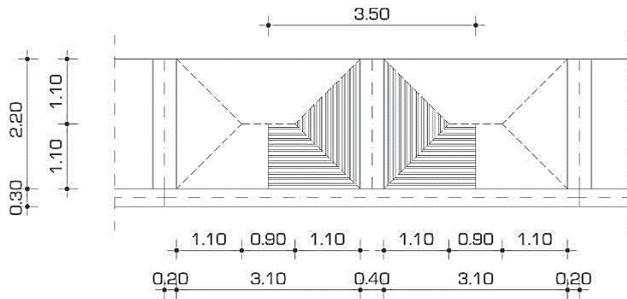


Figura 27 Distribuição de carregamentos ao longo dos elementos portantes

No Quadro XIII, apresentado de seguida, sintetizam-se e quantificam-se as ações pontuais, P_{Ed1} e $P_{Ed2'}$, ao passo que no Quadro XIV se quantificam as ações distribuídas $P_{Ed,3}$ e $P_{Ed,4}$ (valor máximo da carga triangular).

Quadro XIII Cargas pontuais a considerar sobre a viga em consola

Peso Próprio [PP]:	Peso próprio da viga em consola	$P_{Ed1} = 1,35 \times 8,35 = 11,27 \text{ kN}$
Ação pontual provocada pelo suporte da viga de bordo:		$P_{Ed2} = 70,31 \text{ kN}$

Quadro XIV Cargas distribuídas a considerar sobre a viga em consola

Peso Próprio [PP]:	Espessura média da laje = 0,095 m	$PP = 0,095 \times 25 = 2,375 \text{ kN/m}^2$
Permanentes [RCP]:	Espessura de betonilha = 0,05 m	$RCP_1 = 0,05 \times 22 = 1,10 \text{ kN/m}^2$
	Espessura de reboco = 0,015 m	$RCP_2 = 0,015 \times 22 = 0,33 \text{ kN/m}^2$
Sobrecarga [Q]:		$Q = 5,00 \text{ kN/m}^2$
Valor de Combinação:	$P_{Ed,3} = [1,35 \times (2,375 + 1,10 + 0,33) + 1,50 \times 5,00] \times 0,40 = 5,06 \text{ kN/m}$	

O valor do momento atuante obtido na análise efetuada foi de:

$$M_{Ed}^- = 219,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Repetindo o procedimento realizado na análise da laje, no Quadro XV, foi efetuada a verificação da capacidade resistente da viga, calculando-se o rácio entre os novos momentos resistente e atuante. Nos casos em que este rácio seja superior à unidade, considerar-se-á a segurança da viga como verificada.

Quadro XV Verificação da capacidade resistente da viga face a momentos negativos

$$M_{Ed}^- = 219,96 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{Rd}^- = 244,65 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \frac{M_{Rd,x}^-}{M_{Ed,x}^-} = 1,11 > 1,00 \rightarrow \text{ok}$$

Como se pode constatar, a capacidade resistente da viga é suficiente para um nível de armaduras de 17,22 cm², verificando-se uma reserva de capacidade de 11%.

5.5 Avaliação da viga de bordo face a esforços de flexão

Através da análise do projeto original, foi possível caracterizar a armadura longitudinal presente na viga de bordo (Quadro XVI), a qual será utilizada na avaliação do elemento.

Quadro XVI Armadura considerada na avaliação estrutural da viga de bordo

Armadura negativa sobre os apoios	$A_s^- = 2\phi 1/2'' + 2\phi 5/16'' = 3,54 \text{ cm}^2$
Armadura positiva a meio vão	$A_s^+ = 5\phi 5/16'' = 2,50 \text{ cm}^2$

As medições efetuadas *in situ* e os dados do projeto indicam que a viga possuirá, ao longo de todo o seu desenvolvimento, as dimensões que se indicam:

$$h = 0,60 \text{ m (altura)} \quad d = 0,56 \text{ m (altura útil)} \quad b = 0,30 \text{ m (largura)}$$

Mediante o modelo estrutural definido para a análise desta viga, assim como as cargas solicitantes, os momentos considerados na verificação foram:

$$M_{Ed}^- = 27,15 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{Ed}^+ = 16,18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Os momentos atuantes foram comparados com os momentos resistentes da viga, os quais se apresentam de uma forma resumida no Quadro XVII, calculando-se assim o rácio entre ambos os momentos e aferindo acerca da segurança da viga.

Para o momento negativo e positivo solicitantes, a análise do Quadro XVII permitiu concluir que a viga possuía uma reserva de capacidade de 46% e 76%, respetivamente.

Quadro XVII Cálculo dos momentos resistentes e rácio entre o momento resistente e o momento atuante

$A_{sx}^- = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,018$	$\mu = 0,018$	$M_{Rd,x}^- = 39,51 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^-}{M_{Ed,x}^-} = 1,46 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sx}^+ = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,013$	$\mu = 0,013$	$M_{Rd,x}^+ = 28,54 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^+}{M_{Ed,x}^+} = 1,76 > 1,00 \rightarrow ok$

Quadro XVIII Ações atuantes sobre a laje após colocação de uma nova camada de betão

Peso Próprio [PP]:	Espessura média da laje = 0,095 m	$PP_1 = 0,095 \times 25 = 2,375 \text{ kN}/\text{m}^2$
	Camada de reforço = 0,05 m	$PP_2 = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ kN}/\text{m}^2$
Permanentes [RCP]:	Espessura de betuminoso = 0,02 m	$RCP_1 = 0,05 \times 20 = 0,40 \text{ kN}/\text{m}^2$
	Espessura de reboco = 0,015 m	$RCP_2 = 0,015 \times 22 = 0,33 \text{ kN}/\text{m}^2$
Sobrecarga [Q]:	$Q = 5,00 \text{ kN}/\text{m}^2$	
Valor de Combinação:	$p_{Ed} = 1,35 \times (2,375 + 1,25 + 0,40 + 0,33) + 1,5 \times 5,00 = 13,38 \text{ kN}/\text{m}^2$	

Quadro XIX Cálculo dos momentos resistentes após introdução do reforço

$A_{sx}^- = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,032$	$\mu = 0,031$	$M_{Rd,x}^- = 6,53 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^-}{M_{Ed,x}^-} = 1,23 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sx}^+ = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,019$	$\mu = 0,019$	$M_{Rd,x}^+ = 6,38 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^+}{M_{Ed,x}^+} = 1,60 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sy}^- = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,036$	$\mu = 0,035$	$M_{Rd,y}^- = 4,00 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,y}^-}{M_{Ed,y}^-} = 1,15 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sy}^+ = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,016$	$\mu = 0,016$	$M_{Rd,y}^+ = 5,38 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,y}^+}{M_{Ed,y}^+} = 2,08 > 1,00 \rightarrow ok$

6 Reforço a considerar na laje

Em face do défice de resistência aos momentos positivos na direção xx da laje, verificou-se a necessidade de considerar um reforço para este elemento. De entre as várias soluções viáveis, a escolha recaiu pelo aumento na espessura da laje, através da introdução na sua face superior de uma camada de microbetão com armadura incorporada, com a espessura de cinco centímetros.

Nestas novas condições, procurou-se analisar a viabilidade deste reforço, reavaliando as cargas solicitantes (Quadro XVIII) e o acréscimo de resistência alcançado.

Se comparado o valor de combinação apresentado no Quadro XVIII ($p_{Ed} = 13,38 \text{ kN}/\text{m}^2$) com o originalmente considerado no Quadro IX ($p_{Ed} = 12,64 \text{ kN}/\text{m}^2$), verificou-se um incremento ao nível das ações de aproximadamente 6%, que se julga poder ser compensado com os ganhos na resistência que a nova camada de betão irá proporcionar.

Na avaliação da resistência da laje foi aplicado, de novo, o Método

do Regulamento Britânico (BSI, 1985), tendo sido obtidos os momentos de cálculo que se apresentam:

$$M_{Ed,x}^- = 13,38 \times 2,35^2 \times 0,072 = 5,32 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (12)$$

$$M_{Ed,x}^+ = 13,38 \times 2,35^2 \times 0,054 = 3,99 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (13)$$

$$M_{Ed,y}^- = 13,38 \times 2,35^2 \times 0,047 = 3,47 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (14)$$

$$M_{Ed,y}^+ = 13,38 \times 2,35^2 \times 0,035 = 2,59 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (15)$$

Recalculou-se o momento resistente da laje em cada direção (Quadro XIX), considerando as armaduras presentes e o acréscimo na espessura da laje de betão.

A análise do Quadro XIX permitiu concluir que a solução de reforço adotada garantia a segurança da laje, e assegurava uma reserva de capacidade resistente em relação aos momentos fletores positivos de cerca de 60%.

O acréscimo nas ações originado pela introdução da lâmina de betão diminuiu a reserva de capacidade das vigas em consola e de bordo. Ainda assim, em ambos os casos, a reserva de capacidade resistente revelou-se suficiente em face das solicitações atuantes.

7 Observações finais

O estudo efetuado incidiu sobretudo nos elementos estruturais de betão armado. De acordo com a inspeção realizada, estes elementos apresentavam um estado de conservação global aceitável e compatível com a sua idade atual e nível de exposição ambiental. A inspeção realizada foi corroborada pelos ensaios e sondagens realizadas, que pareceram confirmar o estado de conservação referido.

Não obstante, durante a inspeção, foram detetadas em alguns destes elementos estruturais anomalias de baixa/média gravidade que poderiam afetar, a médio prazo, a durabilidade desses mesmos elementos. Algumas das causas destas anomalias estarão, aparentemente, associadas às solicitações mecânicas e agressões ambientais ocorridas ao longo do tempo de utilização da estrutura (por exemplo, fissuras, destacamento de betão com ou sem corrosão das armaduras, contaminação biológica) e outras associadas a deficiências pontuais de funcionamento (por exemplo, danos nas vigas de bordadura devidos a avarias nas juntas de dilatação). Deste modo, justificava-se a necessidade duma intervenção geral de reabilitação para corrigir/reparar estas anomalias. Estas intervenções deverão ser sustentadas por um projeto de reabilitação e reforço estrutural, o qual poderá considerar as propostas de intervenção sugeridas, bem como a informação reportada no relatório de inspeção e caracterização preliminar.

Por outro lado, de acordo com a avaliação estrutural realizada, suportada igualmente pelas disposições do projeto de estruturas, e apesar de as vigas em consola e de bordadura cumprirem os principais critérios de segurança/resistência estrutural estabelecidos nos regulamentos/normas de cálculo estrutural atuais, NP EN 1991-1-1 (IPQ, 2009) e NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010), no caso particular das lajes, verificou-se um défice de resistência, ainda que reduzido (6%), em parte devido ao aumento do valor da sobrecarga de utilização de 4 kN/m² (previsto no projeto) para 5 kN/m², de acordo com a NP EN 1991-1-1 (IPQ, 2009). Posteriormente, foi realizada uma análise considerando um aumento da altura da secção de betão da laje, resultando deste modo no cumprimento dos referidos critérios de segurança e justificando a implementação em obra da referida solução de reforço estrutural.

Agradecimentos

Os autores manifestam o seu agradecimento a todos os técnicos do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP (LESE-FEUP) e do Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural (LABEST-FEUP) pelo apoio prestado na fase de inspeção da estrutura e, posteriormente, nos ensaios de caracterização do betão realizados.

Referências

- British Standards Institution – *Structural Use of Concrete – Code of Practice for Design and Construction*, BS 8110, Part 1, BSI, 1985.
- Eurocódigo NP EN 1991-1-1: 2009 – *Acções em Estruturas – Parte 1-1: Acções Gerais – Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios*, IPQ, 2009.
- Eurocódigo NP EN 1992-1-1: 2010 – *Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*, IPQ, 2010.
- NP EN 206-1: 2007 – *Betão. Parte 1: Especificações, Desempenho, Produção e Conformidade*, IPQ, 2007.
- NP EN 13791: 2008 – *Avaliação da Resistência à Compressão do Betão nas Estruturas e em Produtos Pré-Fabricados*, IPQ, 2008.

