

TÉCNICAS DE REFORÇO. DOIS CASOS PRÁTICOS. MURALHAS DE VALENÇA E PALÁCIO DE MATEUS

ANÍBAL COSTA
Engenheiro
Prof. FEUP

ANTÓNIO ARÊDE
Engenheiro
Prof. FEUP

SUMÁRIO

Apresenta-se neste trabalho dois casos práticos de reforço estrutural, em que para além de se descrever os procedimentos adoptados, se justifica o porquê da sua execução e mostram-se pormenores da execução das obras.

1. INTRODUÇÃO

A preservação do património edificado obriga à conjugação de conhecimentos diversificados de modo a que as intervenções realizadas sejam reversíveis e adequadas e não fruto de qualquer circunstância da época, de maneira a que no decorrer dos anos não seja necessário nova intervenção para resolver problemas criados com as anteriores. As regras da construção, da grande maioria, do património edificado estão baseadas em princípios simples e basilares da engenharia e é fundamental que qualquer intervenção os respeite. A intervenção no património edificado é sempre alvo de algumas críticas, arriscando-se quem actua no processo, em função dos procedimentos adoptados, a estar sujeito às mesmas. Com, este trabalho, pretende-se apresentar dois exemplos de intervenções, que já estavam em curso e com soluções já definidas e que a participação dos autores serviu para alterar e melhorar substancialmente, essas soluções, quer do ponto de vista estrutural e da segurança quer, do ponto de vista estético.

Os dois casos que se apresentam, Muralhas de Valença, obra que foi concluída em Março de 2002 (1) e Palácio de Mateus (2), cujas obras deverão ficar concluídas em Outubro de 2002, foram objecto de intervenção por parte da Direcção Regional dos Edifícios e Monumentos do Norte (DREMN), englobando-se a colaboração da FEUP no protocolo instituído entre as duas instituições.

2. MURALHAS DE VALENÇA

2.1 Introdução

A construção da fortaleza de Valença do Minho foi impulsionada por D. Sancho I, ficando fortificada frente à cidade espanhola de Tuy. Em 1217 D. Afonso II dá-lhe foral, tendo já nesta altura muralhas e, na parte ocidental, um fosso. Posteriormente, nas Inquirições de S. Pedro da Torre de 1258 recordam-se ajudas prestadas na edificação dos muros e do fosso.

No século XIII, D. Afonso III manda renovar e ampliar a primeira cerca. Em 1262, renova-lhe o foral e muda-lhe o nome de Contrasta para Valença.

Consta-se que no século XV sofreu algumas obras durante o reinado de D. Afonso V. Além disso, por desenhos de Duarte Damas, é possível constatar que as torres e muralhas estavam com muitos estragos resultantes da tentativa espanhola de a conquistar.

No século XVII e sob o comando do Governador das Armas do Minho, o Visconde de Vila Nova Cerveira, e de D. Diogo de Lima Brito e Nogueira, tiveram início as obras da coroadada. De facto, a data de 1700 aparece inscrita na Porta da Coroadada e na Porta do Meio, na sequência das obras efectuadas.

No início do século XIX, a fortaleza tinha 61 bocas de fogo de ferro e de bronze e alguns morteiros, tendo sido toda a artilharia enviada para Lisboa no início de 1910 (3).

2.2 Descrição

A fortaleza é formada por dois polígonos irregulares (a Coroadada e a Praça) quase tangentes, separados entre si por um fosso que circunda ambos, com falsas bragas e dispondo de canhoesiras, algumas tenalhas e revelins protegendo as portas, Figura 1. Os muros da fortaleza são em talude com moldura curva superior.

O revelim da Coroadada caracteriza-se por ter um portal de arco pleno encimado por pedra de armas e precedido por ponte fixa sobre o fosso. No interior possui casamata e rampa de acesso às canhoesiras.

A coroadada tem três baluartes a sul e dois meios baluartes a norte, todos com duas linhas de defesa: a linha superior é rasgada por canhoesiras e a inferior, com acesso por um túnel, inclui guaritas facetadas nos cunhais e, por vezes, a meio dos muros. A norte, tem duas portas simples de acesso ao fosso passadiço de ligação à porta da praça, actualmente com ponte fixa. Esta porta, designada por Porta do Meio, possui um arco pleno almofadado e pilastras dando apoio a uma cornija com pedra de armas ladeada por volutes e bolas sobre plintos.

A Praça, de planta sensivelmente oval, é formada por sete baluartes, dispondo-se um em cada ângulo dos extremos, dois a leste e um a oeste. Os baluartes organizam-se num ou dois níveis de defesa, rasgados por canhoesiras e com guaritas facetadas nos cunhais. A leste situa-se a Porta do Sol, com casamata de ambos os lados e de exterior muito simples, apresentando portas e janelas de arco abatido e óculos ovais. A nordeste, a Porta da Gaviarra integra-se num túnel

em cotovelo, com um portal de arco quebrado sobre impostas vegetalistas entre vestígios de duas torres e encimada por abóbada da cisterna. Exteriormente, a porta tem pilastras apoiando uma estrutura arredondada encimada por armas de Portugal. Encontra-se protegida por tenalha e revelim cuja parte exterior brasonada já não tem a ponte levadiça sobre o fosso. A oeste, no baluarte de S. João, situa-se a “Porta do Açougue” com arco quebrado e escudo na flecha dando acesso ao nível inferior de defesa onde se integra parte da muralha medieval.

Frente à Porta do Açougue ergue-se o paiol do Açougue, de planta rectangular e de duas águas, envolvido por um muro alto com um portal entre pilastras. No fosso, a sul deste baluarte, fica a fonte da vila com um poço dentro de uma construção rectangular, encimada por brasão, e canais conduzindo água a dois tanques, estando todo o conjunto protegido por um muro alto e revelim (3).



Figura 1 - Implantação do Castelo de Valença

2.3 Análise Arquitectónica

Trata-se de uma arquitectura militar, de traços gótico e barroco. É uma fortaleza tipo Vauban em estilo barroco envolvendo a malha urbana extramuros. Foi construída durante o século XVII e XVIII, perante a ameaça espanhola durante a Guerra da Restauração, integrando-se na linha defensiva estrategicamente colocada na margem do Rio Minho e ao longo da costa Atlântica.

É a praça mais importante do género e da época em Portugal, caracterizando-se por uma planta sofisticada com uma impressionante sobreposição de recintos fortificados e obras defensivas ao longo da encosta, de modo a tirar o máximo proveito das condições topográficas.

A sua imponente e magnificência não estará alheia à sua implantação frente a Espanha, figura 2. O impenetrável sistema defensivo desta fronteira era completado pela praça de Salvatierra, na margem frente a Monção (3).



Figura 2 - Castelo de Valença. Troço de muralha

2.4 Descrição da Intervenção

A intervenção realizada consistiu na definição da solução estrutural para recuperação e consolidação de parte da muralha de Valença que sofreu uma derrocada parcial, numa zona localizada, e que pode ser referenciada na planta da figura 1 pelo número 10, devido à canalização do escoamento de águas pluviais para essa zona e à falta de uma drenagem eficiente.

Apresenta-se na figura 3 dois aspectos dos danos observados na muralha.



Figura 3 – Danos observados na muralha de Valença

A solução preconizada para a intervenção nas Muralhas de Valença, consistiu na execução de um poço de recolha das águas pluviais, que se encontravam a drenar para o terreno confinante com a muralha, executado com argolas que serviram como cofragem perdida a uma parede de betão armado que foi executada entre duas argolas de diâmetro diferente, figura 4.

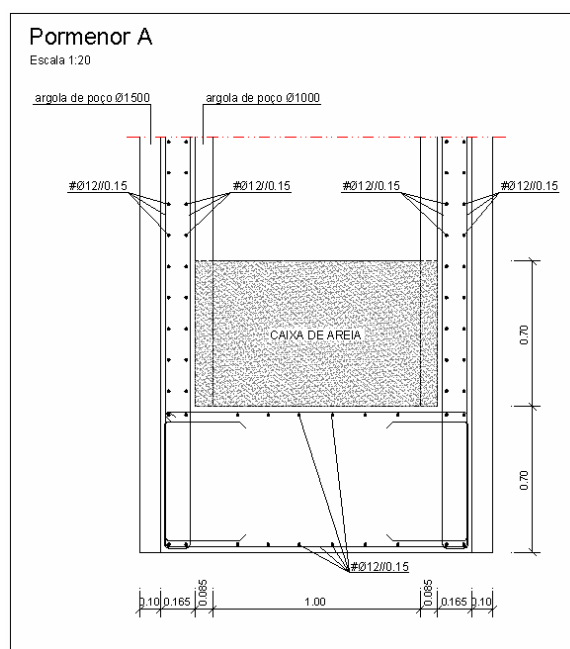


Figura 4 – Realização do poço de drenagem

A esta parede do poço em betão armado foram chumbados perfis HEB120 que foram ligados a uma grelha, realizada em perfis HEB160, ligada à muralha através de buchas químicas, figura 5. Para equilibrar estes esforços, foram executadas ancoragens ao solo, que conferem apoio em dois pontos ao longo da altura da parede, figura 6. Foi também executada uma viga de reforço no local desta ancoragem que serviu para realizar a ligação do perfil à muralha, figura 7.

Pormenor E
Escala 1:20

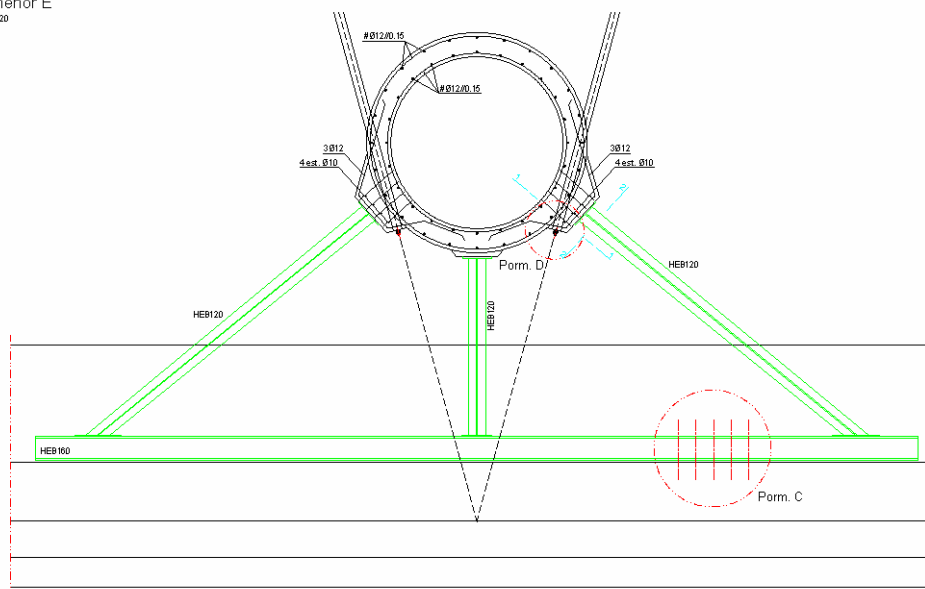


Figura 5 – Ligação da parede de betão à muralha

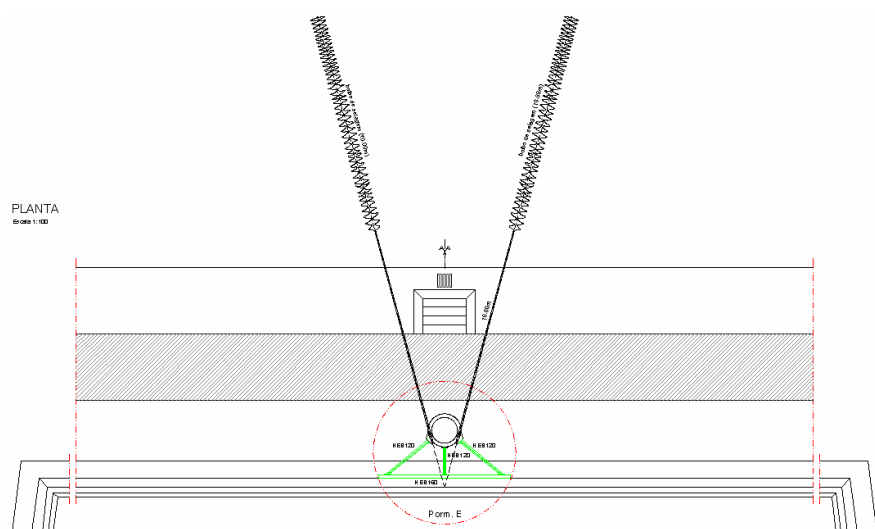


Figura 6 – Ancoragens para servirem de apoio à parede

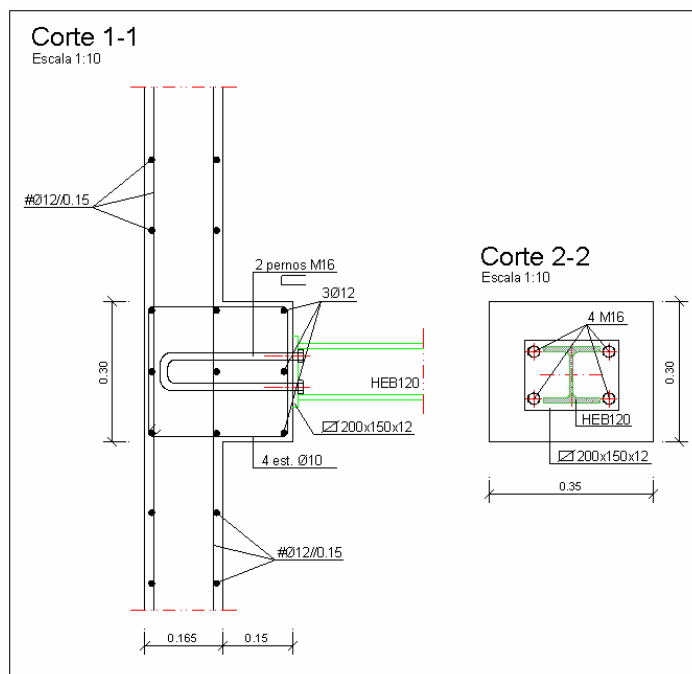


Figura 7 – Viga de reforço na parede para ligação da ancoragem

Os materiais utilizados foram o betão B25 e o aço A400 nas armaduras constituídas por varões. As peças metálicas, constituídas por perfis HEB160 e HEB120, são em Fe510, tendo sido previamente executadas em estaleiro, após medidas tiradas em obra, e devidamente metalizadas. As ligações entre perfis são aparafusadas.

O processo construtivo usado foi o seguinte:

1. Escavação de um poço com argolas de Ø1500 mm até se atingir a cota de fundação da muralha, figura 8.



Figura 8 – Execução do poço

2. Dentro desta argola e depois de atingida a cota, foi colocada uma armadura de sapata constituída por uma malha quadrada de $\varnothing 12 @ 0.15$ e o arranque da armadura da parede, também realizada com uma malha quadrada de $\varnothing 12 @ 0.15$, figura 9.



Figura 9 – Realização da parede de betão armado dentro das duas argolas

3. Após a betonagem desta sapata com 0.70m de altura foram colocadas interiormente argolas de poço de $\varnothing 1000$ mm. A parede de betão armado ficou, assim, com 16,5cm de espessura. O recobrimento usado foi de 2,5cm. Na figura 10 pode ver-se dois aspectos da execução da parede.



Figura 10 – Aspectos da realização da parede de betão armado dentro das duas argolas

4. A amarração da muralha foi executada por dois perfis HEB160, situados a cotas diferentes conforme se observa na figura 11 e foram chumbados através de buchas químicas à muralha, figura 12.



Figura 11 – Ligação da muralha ao poço em dois níveis



Figura 12 – Ligação, através de buchas químicas da muralha aos perfis

5. À cota destes perfis HEB160 e no sentido transversal existem uns perfis HEB120 que fazem a amarração destes HEB160 à parede de betão armado do poço. Nesta zona da parede de betão armado foi executada uma viga, também em betão armado conforme figura 13.



Figura 13 – Viga de reforço para ancoragem das ligações

6. Foram executadas ancoragens ao solo, figura 14, à cota dos perfis HEB120 que amarraram na viga de betão armado referida anteriormente.



Figura 14 – Realização das ancoragens

7. A canalização das águas de drenagem existente foi guiada para este poço que foi executado com um fundo de areia. Sensivelmente 1,80m acima da cota de fundação da muralha, foi introduzido um tubo de escoamento em Ø300 de PVC que atravessou a muralha e conduziu as águas para uma caixa de visita situada no exterior da muralha. Desta caixa foi executada a ligação à rede de águas pluviais existente, figura 15.



Figura 15 – Ligação da caixa de visita à rede de águas pluviais

3. PALÁCIO DE MATEUS

3.1 Introdução

No Palácio de Mateus a intervenção consistiu na apresentação de uma proposta de alteração ao projecto de reforço e consolidação estrutural das paredes e cobertura da Casa de Mateus em Vila Real, na zona do Salão Nobre, figura 16.

O referido projecto foi elaborado e apresentado pela *OZ- Diagnóstico, levantamento e controlo de qualidade em estruturas e fundações, Lda*, em Agosto de 2000 sob solicitação da DGEMN (4), tendo como objectivo o reforço e consolidação estrutural de todo o imóvel que apresentava patologias estruturais devidas, entre outros factores, a intervenções anteriores ocorridas na década de 80. No âmbito de tais intervenções foram construídas estruturas de cobertura em

betão armado, portanto mais pesadas do que a estrutura original, que, por deficiente travamento, terão incrementado apreciavelmente os impulsos horizontais sobre as paredes de alvenaria onde apoiam.



Figura 16 – Vista exterior, do lado Poente, da zona do Salão Nobre

No caso particular do salão nobre, o projecto acima referido previa a instalação de tirantes metálicos à vista a fim de absorver os mencionados impulsos horizontais, conforme indicado na Fig. 17.

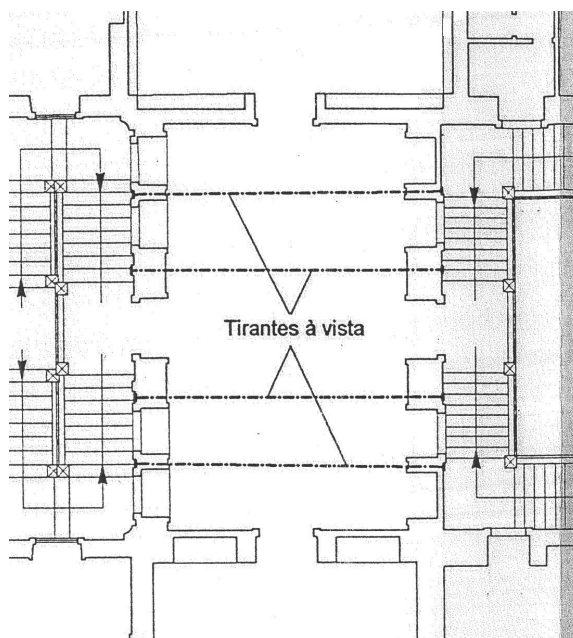


Figura 17 – Tirantes previstos no projecto de reforço inicial

Dado o inconveniente estético de tal solução, a DGEMN solicitou à FEUP um parecer sobre a possibilidade de alteração daquela solução de reforço, na sequência do qual, e por acordo prévio com o projectista, se elaborou a presente proposta.

3.2 Descrição da Estrutura Existente

A estrutura da cobertura do salão nobre consiste basicamente em lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas apoiadas em asnas de betão armado afastadas de cerca de 2.0m que, por sua vez, se apoiam nas paredes nascente e poente (ver Fig. 18).

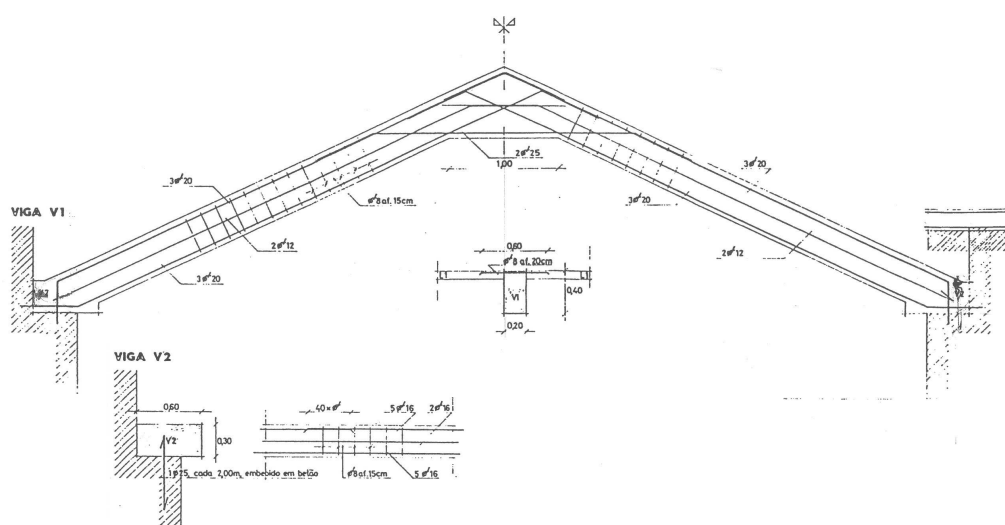


Figura 18 – Asnas da cobertura (V1) e vigas-lintel V2

Não havendo qualquer tirante horizontal para absorção do impulso horizontal, este é transmitido a um par de vigas-lintel V_2 existentes sobre aquelas paredes e ligadas entre si por um tirante metálico ($\varnothing 32$) em cada extremidade, conforme se pode observar na planta estrutural incluída na Fig. 19.

A reduzida rigidez horizontal das vigas V_2 face ao vão que vencem e ao impulso horizontal a que estão sujeitas, terá sido responsável pela deformação do coroamento das paredes.

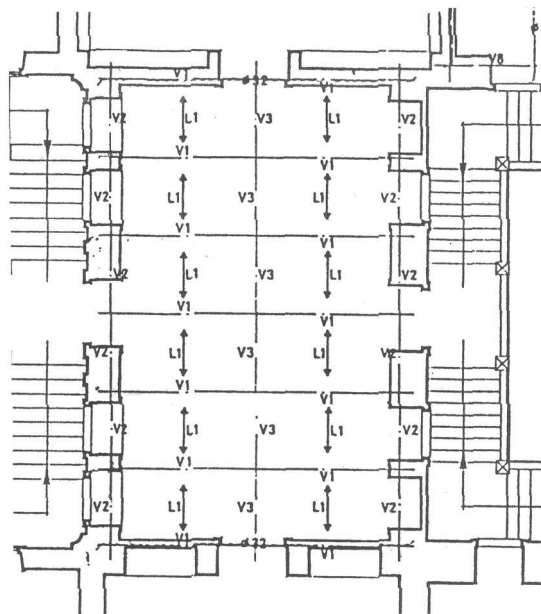
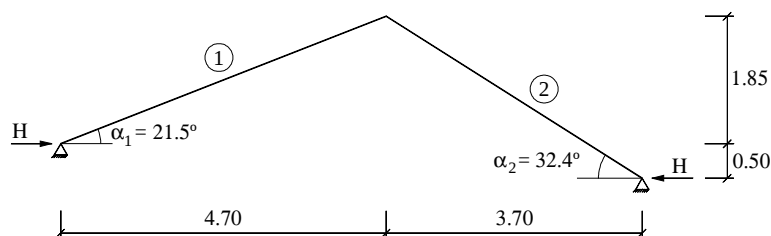


Figura 19 – Planta estrutural da cobertura do Salão Nobre

3.3 Descrição da Solução Adoptada

A fim de estabilizar e, eventualmente, contribuir para corrigir tais deformações sem recurso a tirantes à vista, a solução apresentada consistiu na realização de um anel de cintagem no plano horizontal que contém a viga V_2 , realizado com a colocação de um varão pré-esforçado em cada uma das vigas V_2 adoptando um traçado em planta que garanta um compromisso entre adequabilidade e viabilidade de execução prática dentro das limitações inerentes à obra em causa e tirantes metálicos colocados no mesmo local dos $\varnothing 32$ referidos anteriormente.

Para o dimensionamento do varão pré-esforçado e embora fossem escassos os elementos informativos sobre as reais características dos materiais realmente instalados, foram estimadas as acções verticais devidas à laje de cobertura, telha, tecto (madeira), neve, sobrecargas e peso próprio das vigas, tendo-se considerado as asnas, afastadas de aproximadamente 2,0m e materializadas pelas vigas V_1 . Considerou-se o esquema estrutural esquematizado na Fig. 20, que foi possível inferir do levantamento disponibilizado pela empresa executante (S.T.A.P.).

Figura 20 – Esquema estrutural das asnas de B.A. da cobertura (vigas V_1)

A partir das acções e do esquema indicado calcularam-se as cargas, por m^2 de projecção horizontal, nos dois tramos 1 e 2 da cobertura e as cargas nas vigas V_1 , quantificadas para as combinações de acções frequentes e de estado limite último de resistência (E.L.U.). As combinações com a acção variável base neve foram as mais gravosas e a partir destas calculou-se o impulso horizontal (H) de cada viga e a correspondente distribuição no coroamento das paredes nascente e poente do salão nobre:

Frequentes:	$H \approx 61,8 \text{ kN}$	$p_H \approx 30,9 \text{ kN/m}$
E.L.U.:	$H_{sd} \approx 109,2 \text{ kN}$	$p_{Hsd} \approx 54,6 \text{ kN/m}$

Note-se que, de acordo com a Fig. 20, estes impulsos correspondem à hipótese de apoios fixos na horizontal, o que, manifestamente, já não configura a situação real em virtude das deformações horizontais ocorridas no coroamento das paredes. Por tal razão, o valor real do impulso horizontal nas vigas V_2 (e nas paredes subjacentes) será naturalmente menor do que aqueles valores.

O esquema estrutural resistente a este impulso horizontal foi adoptado conforme indicado na Fig. 21,

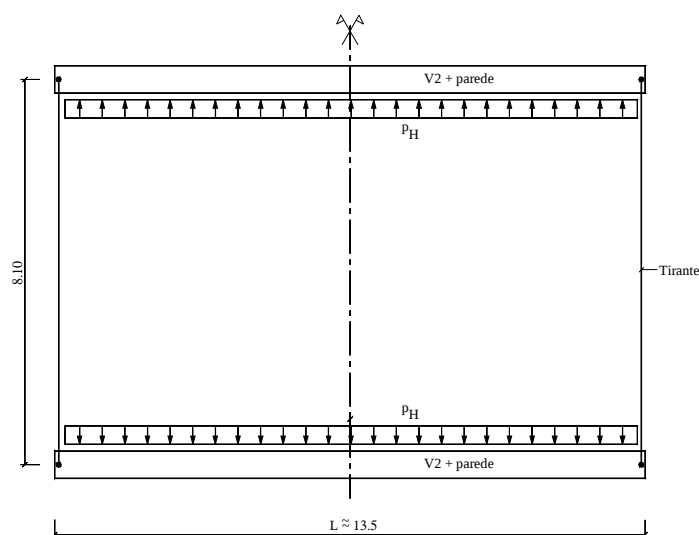


Figura 21 – Esquema estrutural resistente aos impulsos horizontais da cobertura

tendo-se obtido os seguintes esforços nas vigas V_2 e nos tirantes T:

Vigas V_2 (e paredes):	$M = p.L^2 / 8$
Frequentes:	$M_{Freq.} = 704 \text{ kN/m}$
E.L.U.:	$M_{sd} = 1244 \text{ kN/m}$
Tirantes T:	$N = p.L / 2$
Frequentes:	$N_{Freq.} = 209 \text{ kN/m}$
E.L.U.:	$N_{sd} = 369 \text{ kN/m}$

Relativamente aos esforços quantificados importa salientar que:

- ✓ não são integralmente absorvidos (ou a absorver) exclusivamente pelas vigas V_2 e tirantes T, uma vez que as paredes subjacentes também contribuem para tal;
- ✓ são originados, em boa parte, por cargas (permanentes) que já estão instaladas e cujos efeitos dificilmente serão elimináveis.

Os aspectos mencionados, e o facto de não se pretender eliminar (totalmente) os efeitos já instalados, mas sim o controlo da sua eventual progressão, quer por razões de fluência dos materiais, quer em resultado da actuação de acções verticais variáveis, justifica que a estimativa do pré-esforço necessário não seja feita com base na totalidade daqueles esforços mas apenas de uma sua fracção. Neste contexto, considera-se razoável admitir que apenas 50% a 70% daqueles esforços sejam atribuíveis às vigas V_2 e aos tirantes T.

A fim de tirar o máximo partido possível do pré-esforço a aplicar, sem introduzir tracções adicionais para as quais as vigas V_2 não se encontram preparadas, optou-se pelo traçado bilinear do varão indicado na Fig. 22.

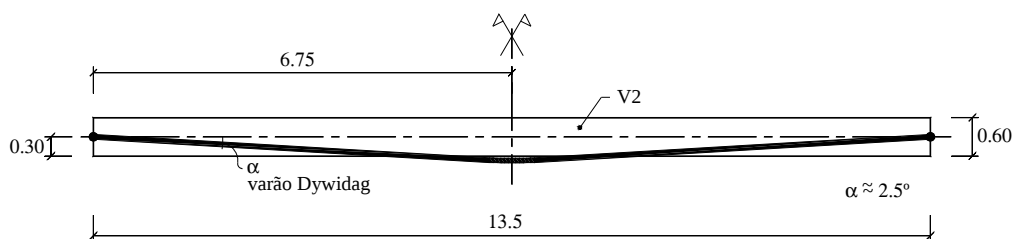


Figura 22 – Esquema estrutural resistente aos impulsos horizontais da cobertura

Considerou-se um varão não-aderente do tipo Dywidag, com excentricidade nula nas extremidades e excentricidade máxima pelo menos igual a meia-altura da secção a meio-vão. A mudança de orientação do varão na zona central é feita à custa duma concordância e de uma sela de apoio especialmente desenhada para essa zona.

Para proceder à estimativa do valor de pré-esforço adoptou-se como critério garantir o estado limite de descompressão na secção central para combinações frequentes de acções.

Deste modo, considerando um varão do tipo Dywidag Ø36D pré-esforçado ao seu limite de cedência de 1099 kN, com perdas totais de cerca de 15% e a excentricidade máxima de 0,30m a meio-vão, a descompressão nessa secção ocorre para um momento (M) actuante obtido da seguinte forma:

$$P = P_{\infty} \approx 0,85 \times 1099 = 934 \text{ kN}$$

$$\sigma = -\frac{934}{0,3 \times 0,6} - \frac{(934 \times 0,3 - M)}{(0,3 \times 0,6^2)/6} = 0 \Rightarrow M = 374 \text{ kN.m}$$

que representa cerca de 53% do momento total devido à combinação frequente de acções e ao qual corresponde uma tensão de compressão no betão de 10,4 MPa, inferior a $0,6f_{ck}$ (betão B225, $f_{ck} \approx 22$ MPa) como é conveniente.

Na zona de ancoragem foi prevista uma peça metálica especialmente concebida para distribuir a força de pré-esforço (1099 kN) numa área de $0,3 \times 0,34 \text{ m}^2$ (ver figura 23), introduzindo uma tensão de 10,8 MPa no betão, também adequadamente inferior a $0,6f_{ck}$

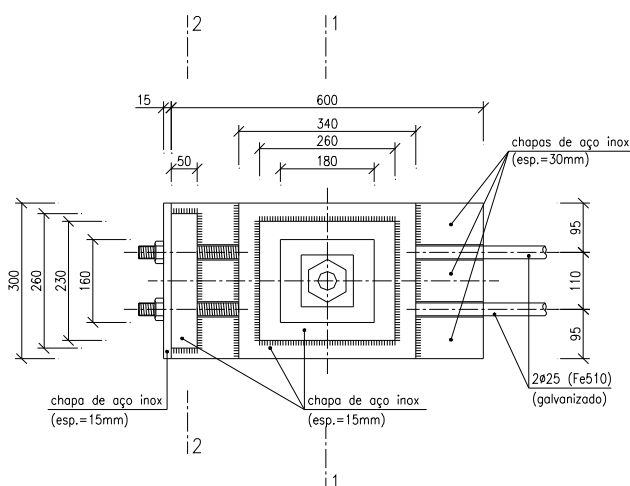


Figura 23 – Zona de ancoragem de distribuição da força de pré-esforço

Para as condições de estado limite último foi também verificada a resistência à flexão na secção mais desfavorável (meio-vão), tendo-se para tal considerado que uma parte da laje de cobertura (cuja direcção resistente coincide com a direcção da viga V_2) colabora com V_2 na absorção das compressões originadas pelo momento flector actuante de cálculo (M_{sd}). De facto, admitindo uma faixa de 1,0m de largura da laje (adjacente e ao longo de V_2), a área de aço do varão de pré-esforço ($10,18 \text{ cm}^2$ com $f_{yk} = 1080 \text{ MPa}$) e dos $3\text{Ø}16$ ($6,0 \text{ cm}^2$ com $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$) é suficiente para garantir aquele estado limite, mesmo para a totalidade do valor de M_{sd} estimado anteriormente.

Para o dimensionamento dos tirantes T foi considerado o valor de cálculo da tracção máxima e, por simplicidade, a totalidade do valor obtido para as combinações de estado limite último.

Admitindo varões circulares de Fe510 ($f_{yd} = 355 \text{ MPa}$) é necessária a seguinte área de aço

$$A_s \geq \frac{369}{35,5} = 10,39 \text{ cm}^2$$

para o que se considera suficiente $2\text{Ø}25$ ($9,82 \text{ cm}^2$). Estes dois varões são roscados e apertados nas duas extremidades garantindo apoio no órgão de ancoragem do pré-esforço de acordo com os detalhes indicados na figura 24.

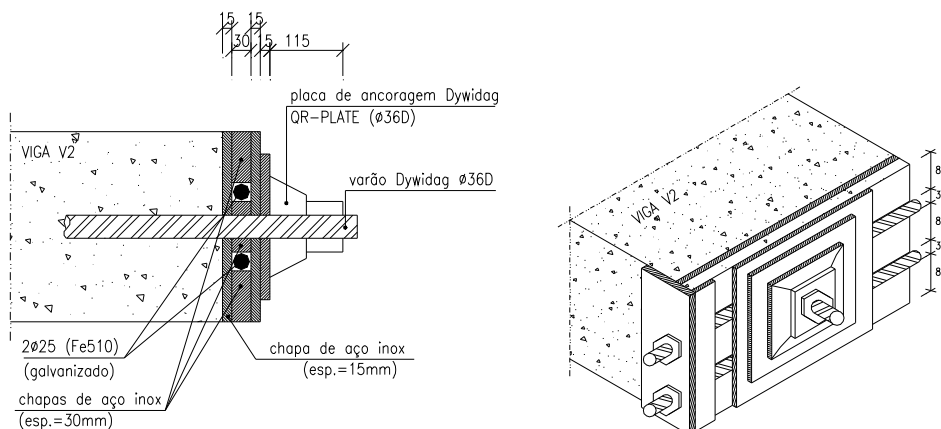


Figura 24 – Órgão de ancoragem

Os elementos de reforço anteriormente dimensionados foram devidamente detalhados, para que a execução em obra se fizesse sem dificuldades (2).

A execução da obra começou no início de Setembro e acabou por mostrar que a execução de uma obra de reabilitação e reforço encontra, normalmente, dificuldades acrescidas, já que a viga V₂, que iria desempenhar um papel importante na solução estrutural adoptada, não foi encontrada. Este facto originou que se fizesse uma prospecção ao que realmente tinha sido construído no local, podendo ver-se na figura 25 alguns pormenores do que se encontrou. Em função dos novos elementos disponíveis foi decidido efectuar uma nova viga, tipo V₂, do lado poente, ao nível da que deveria existir e do lado nascente a um nível superior, de modo a não haver interrupções no seu traçado em planta devido à presença de elementos existentes no telhado e para ficar no mesmo plano horizontal da do lado poente. Esta nova viga, para ser eficiente deveria ter a base horizontal e uma altura mínima. No local verificou-se a impossibilidade de realizar tal solução uma vez que a cobertura do salão nobre estava suspensa numa estrutura de madeira original, realizada em barrotes de madeira, que apoiavam nas duas paredes extremas do salão nobre, sendo o espaço disponível exíguo para possibilitar a execução da solução.



Figura 25 – Prospecção na zona da viga V2 (lado Poente).

Face a esta nova situação, o reforço está novamente a ser equacionado.

4. CONCLUSÕES

Foram apresentados dois casos práticos de obras realizadas no âmbito de um protocolo estabelecido entre a FEUP e a DGEMN, em que a intervenção dos autores foi no sentido de procurar soluções adequadas, estéticas e funcionais. Estes dois exemplos provam que este tipo de protocolo, que permite uma colaboração estreita entre uma entidade que tem por tarefa a conservação do património edificado e uma entidade científica, neste caso a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, é fundamental já que proporciona uma investigação aplicada e poderá permitir no futuro a criação de um núcleo de investigação de que decorra a formação e especialização de técnicos nesta área e a sua sensibilização para este tipo de problemas.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos colegas do Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP) do DEC-FEUP toda a colaboração prestada e à DGEMN a oportunidade concedida, no âmbito do protocolo celebrado, de puder desenvolver trabalho científico, com aplicação prática, de muito interesse.

6. REFERÊNCIAS

- (1) Costa, Aníbal; Arêde, António; Paupério, Esmeralda – *Muralha de Valença. Estabilização do Paramento nº 3 da Coroada*. Projecto de Execução. Relatório IC – FEUP, Julho de 2001.
- (2) Arêde, António; Costa, Aníbal – *Consolidação Estrutural. Palácio de Mateus*. Relatório IC – FEUP, Maio de 2002.
- (3) DGEMN – Base de Dados do Inventário do Património Arquitectónico (IPA) – Fortificação da Praça de Valença do Minho.
- (4) OZ, Lda – Palácio de Mateus – Levantamento das fachadas, caracterização das fundações e identificação das patologias. Relatório nº 187/01. Trabalho realizado a pedido da DGEMN, Outubro de 1997, Lisboa.