

## INSPECÇÃO E REABILITAÇÃO DO SEMINÁRIO CONCILIAR DE BRAGA



**P.B. LOURENÇO**  
Prof. Associado  
EEUM  
Guimarães



**J. BARBOSA LOURENÇO**  
Eng. Civil  
GPBL, Lda  
Porto



**D.V. OLIVEIRA**  
Prof. Auxiliar  
EEUM  
Guimarães

### SUMÁRIO

Apresenta-se o diagnóstico, análise e reforço de um edifício dos anos 30, realizado essencialmente em betão armado, mas com paredes de contorno em cantaria de granito. Devido a uma alteração de uso, de seminário para arquivo, realizaram-se diferentes análises estruturais (lineares e não-lineares) para definir as condições de segurança do edifício. Dada a necessidade de reforço, discutem-se diferentes alternativas e detalha-se o projecto de execução.

### 1. INTRODUÇÃO

O edifício do Seminário Conciliar de Braga é um edifício de grande dimensão em planta (corpo principal com  $110 \times 15 \text{ m}^2$ ) e composto por 5 pisos (rés-do-chão e 4 pisos), tal como indicado no corte da Figura 1. Este edifício foi construído em betão armado (lajes e paredes interiores) e paredes de alvenaria de pedra (paredes exteriores). Trata-se de um dos primeiros edifícios em betão armado da cidade de Braga, tendo sido construído por volta dos anos 30, do Século XX.

O piso 5 é constituído por uma cobertura em estrutura de madeira com tecto plano também em madeira, sem utilização do desvão. Os pisos 3 e 4 foram usados como dormitório dos seminaristas. As lajes ao nível destes pisos estão apoiadas em vigas transversais ao desenvolvimento do edifício em planta, que por sua vez apoiam nas paredes exteriores de alvenaria de pedra. No entanto, entre os pisos 2 / 3, 3 / 4 e 4 / 5, as paredes de divisão entre as celas são realizadas em paredes maciças de betão. Actualmente o piso 2 é ocupado por

gabinetes dos docentes. Este piso possui lajes em betão, suportadas por uma grelha de vigas em betão armado, assentes nas paredes exteriores de alvenaria. Pretende-se, com a intervenção em curso, utilizar o piso 2 como gabinetes e os pisos 3 e 4 como arquivo. No presente artigo, apresentam-se os trabalhos de inspecções e diagnóstico realizados, bem como o projecto de reforço necessário para a alteração de uso.

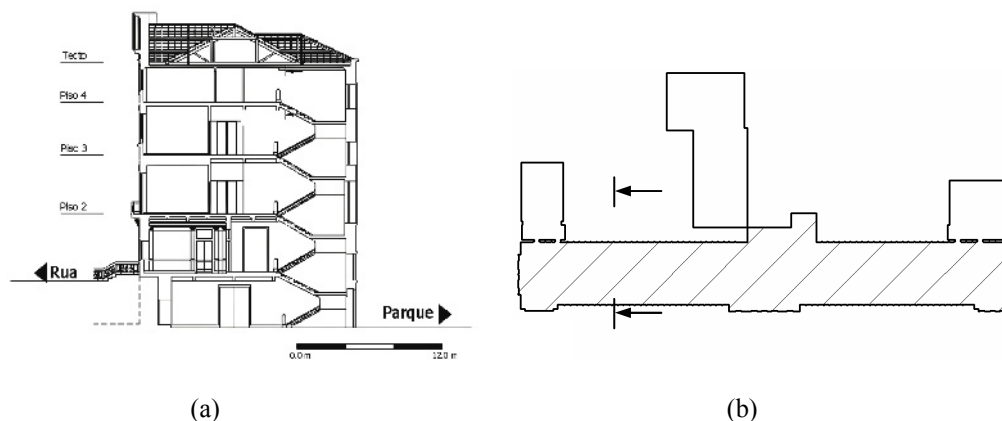


Figura 1: Seminário Conciliar de Braga (escalas distintas): (a) corte transversal indicado em planta; (b) planta com zona a reforçar

## 2. LEVANTAMENTO DA ESTRUTURA

Descreve-se em seguida a caracterização da estrutura do Seminário (ala Norte), em termos de geometria e da resistência dos materiais utilizados. Assim, procedeu-se ao levantamento das dimensões dos elementos estruturais, posteriormente comparados com os desenhos fornecidos em suporte digital pela arquitectura. Foram, ainda, retiradas carotes das paredes interiores transversais dos pisos 3 e 4 e da laje do piso 4, para análise das características do betão.

A Figura 2 apresenta um pormenor do levantamento cotado, típico dos pisos 2, 3 e 4, sendo que o piso 1 (salão) é um espaço livre. Verifica-se que as paredes transversais estão afastadas a eixo cerca de 2.60 m, enquanto que as paredes longitudinais possuem uma disposição assimétrica. As paredes exteriores de cantaria possuem uma espessura que diminui em altura, variável entre 0.30 e 0.60 m. As vigas transversais possuem secções transversais aproximadas de  $0.25 \times 0.50 \text{ m}^2$  (pisos 3 e 4) e de  $0.30 \times 0.60 \text{ m}^2$  (piso 2). As lajes possuem uma espessura de betão de 12 cm, com betonilha superior de 2 cm e gesso inferior de 2 cm. As paredes interiores, tanto longitudinais como transversais, possuem uma espessura de betão de 6 cm, com 2 cm de gesso em cada face.

Toda a armadura encontrada é em aço macio liso, tal como habitual em construções antigas de betão. As lajes apresentam uma camada simples de armaduras constituídas por  $\phi 3/8''@0.125$  de armadura principal e  $\phi 3/8''@0.25$  de armadura de distribuição. As paredes possuem uma malha simples de armadura constituída por  $\phi 3/16''@0.25$  na direcção vertical e por

$\phi 5/32''@0.25$  na direcção horizontal. A armadura inferior nas vigas principais transversais é de  $3\phi 1''$  (pisos 3 e 4) e  $4\phi 1\frac{1}{4}'' + 4\phi 1''$  (piso 2).

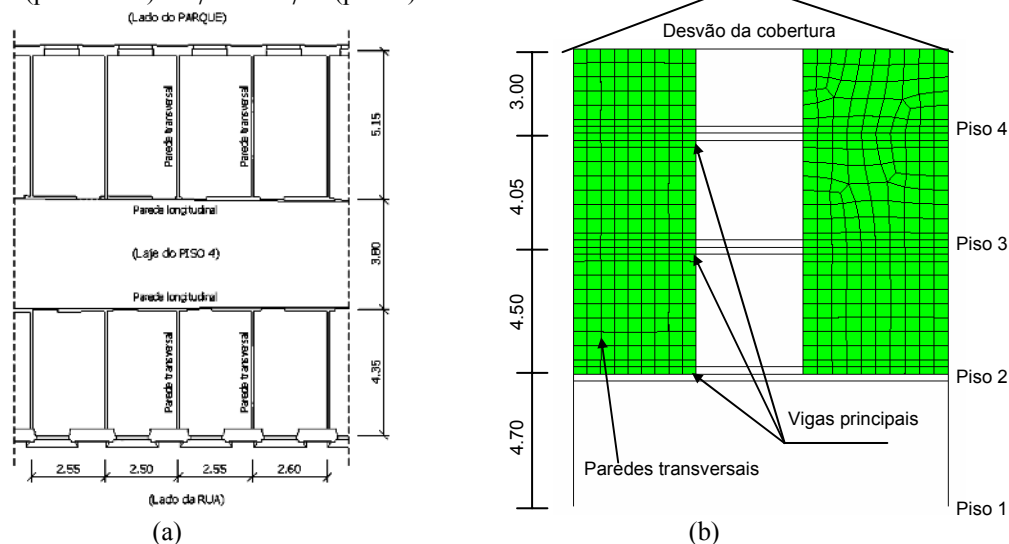


Figura 2: Estrutura do Seminário Conciliar de Braga (escalas distintas): (a) pormenor-tipo das paredes resistentes nos pisos 2 a 4; (b) corte-tipo da estrutura

Os valores obtidos para a resistência à compressão do betão foi de 24.6 MPa (lajes) e 11.9 MPa (paredes), ainda que o número total de carotes extraídas (seis) tenha sido insuficiente para uma definição objectiva dos valores médios. Refere-se a utilização do factor de correcção altura / diâmetro, obtido por interpolação linear, de acordo com a norma ASTM C42/C42M-04 [1].

### 3. AVALIAÇÃO DAS ACÇÕES

Para as acções permanentes foram adoptados os seguintes valores: (a) peso próprio do betão, com um peso específico de  $25 \text{ kN/m}^3$ ; (b) Peso próprio da alvenaria das paredes exteriores, com um peso específico de  $25 \text{ kN/m}^3$ ; (c) revestimento das lajes igual a  $1.0 \text{ kN/m}^2$  em planta ( $0.05 \text{ m}$  de argamassa com peso específico de  $20 \text{ kN/m}^3$ ); (d) revestimento das paredes interiores igual a  $0.5 \text{ kN/m}^2$  no plano da parede ( $0.04 \text{ m}$  de estuque com um peso específico de  $13 \text{ kN/m}^3$ ); (e) Revestimento das paredes exteriores igual a  $1.0 \text{ kN/m}^2$  no plano da parede ( $0.05 \text{ m}$  de argamassa com peso específico de  $20 \text{ kN/m}^3$ ); (f) Peso próprio do telhado e tecto de madeira, estimado igual a  $2.0 \text{ kN/m}^2$  em planta (o desvão não será utilizado para colocação de quaisquer cargas).

As actuais instalações do seminário são utilizadas como instalações escolares para as quais está prevista uma sobrecarga regulamentar de  $3.0 \text{ kN/m}^2$  nas salas de aula e de  $5.0 \text{ kN/m}^2$  nos espaços de acesso (corredores e átrios). A remodelação que se pretende introduzir tem em vista a utilização dos pisos 3 e 4 para arquivo, o que implicará um agravamento da correspondente sobrecarga para um valor igual ou superior a  $5.0 \text{ kN/m}^2$ . De acordo com a disposição e dimensão de estantes propostas pela arquitectura, numa utilização futura como arquivo, o valor

da sobrecarga será de: (a) 14.8 kN/m<sup>2</sup> no piso 2; (b) 13.5 kN/m<sup>2</sup> no piso 3; e (c) 11.0 kN/m<sup>2</sup> no piso 4.

#### 4. ANÁLISE ESTRUTURAL

##### 4.1 Lajes

A armadura existente nas lajes é 5.70 cm<sup>2</sup>/m (armadura principal) e 2.85 cm<sup>2</sup>/m (armadura secundária). Admitindo todos os painéis como simplesmente apoiados, face à inexistência de armadura superior, e seleccionando os painéis mais desfavoráveis obtém-se as seguintes necessidades de armadura: (a) 3.2 cm<sup>2</sup>/m + 1.0 cm<sup>2</sup>/m (zona das celas); (b) 2.8 cm<sup>2</sup>/m + 1.7 cm<sup>2</sup>/m (zona dos corredores). Desta forma, a segurança das lajes estaria verificada para a utilização existente.

A proposta de utilização estabelecida pela arquitectura seria a de utilizar três estantes por cela com altura de 2.40 m e base de 0.40 m, de acordo com o esquema indicado na Figura 3, a qual conduz à necessidade de armaduras duas vezes mais fortes do que as actuais. A disposição proposta originalmente é possível com recurso uma estrutura metálica de apoio. Esta estrutura metálica poderá ser constituída por perfis HEB 100 dispostos transversalmente ao compartimento sob os prumos da estrutura das estantes, sendo o seu apoio feito por L 80×80 localizados junto às paredes das celas. Sobre esta estrutura metálica seria aplicado um estrado de aglomerado de madeira com 16 mm de espessura de modo a realizar um piso contínuo, com um custo estimado deste reforço de 70 euros / m<sup>2</sup> (700 euros / cela).

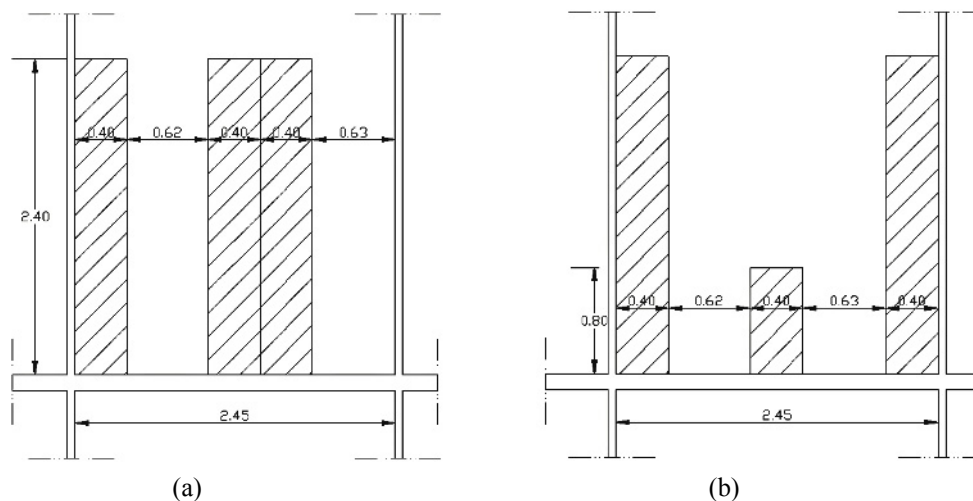


Figura 3: Proposta para arranjo de estantes nas celas: (a) original da arquitectura;  
(b) solução alternativa

A solução alternativa proposta, ver Figura 3b, inclui a utilização de duas estantes de 2.40 m de altura, encostadas às paredes, e de uma terceira estante com 0.80 m de altura, na zona central. Com a disposição de estantes proposta é viável o apoio directo das estantes sobre as lajes, com

utilização dos coeficientes de segurança habituais, podendo ser utilizados as seguintes alturas máximas: 2.80 m + 0.80 m + 2.80 m (piso 4); 3.60 m + 0.80 m + 3.60 m (piso 3); e 4.00 m + 0.80 m + 4.00 m (piso 2).

#### 4.2 Estrutura completa

Para a análise da estrutura completa foram considerados dois modelos distintos com recurso ao método dos elementos finitos, ver Figura 4: um modelo complexo tridimensional representativo da estrutura (análise estática linear) e um modelo simplificado bidimensional (análise não linear) [2]. Informações adicionais sobre a análise estrutural estão disponíveis em de um corte transversal [3]. O modelo tridimensional permitiu validar o modelo bidimensional utilizando a análise elástica. Face às restrições de tempo, apenas se considerou o modelo plano em regime não linear. Salienta-se que ambos os modelos consideram as paredes de betão armado, o que é discutível face à espessura extraordinariamente reduzida das mesmas.

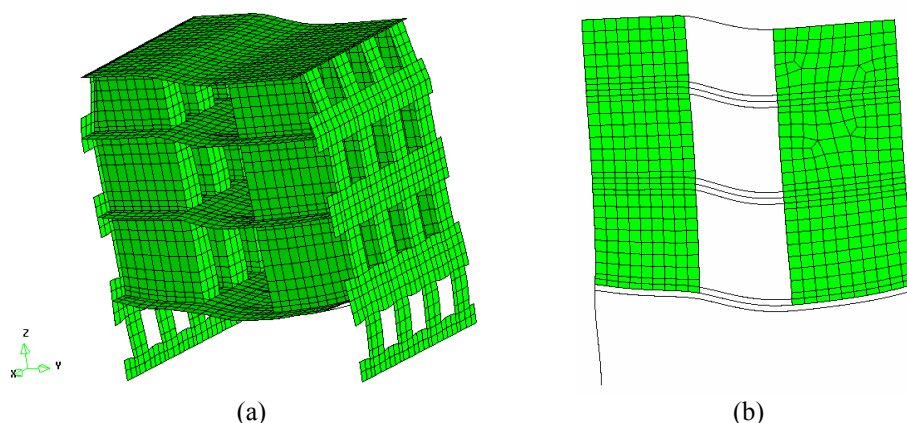


Figura 4: Modelos de elementos finitos adoptados para analisar o conjunto: (a) tridimensional; (b) plano. Deformadas aumentadas para 1.35 G + 1.50 Q

As deformadas apresentadas na Figura 4 permitem comprovar a elevada rigidez conferida pelas paredes interiores e a assimetria da resposta. A Figura 5 apresenta as tensões principais obtidas na análise tridimensional, verificando-se que as tensões de tracção máximas ocorrem nas paredes interiores e são muito elevadas (com um máximo localizado de 4.0 MPa, na ligação entre a viga e a parede interior do piso 2). Este fenómeno indica que a parede funciona parcialmente como um tirante vertical, sendo necessária armadura de suspensão vertical, ver Figura 5a. As tensões de compressão máximas verificam-se novamente nas paredes interiores, atingindo um valor máximo localizado de 6.0 MPa, na ligação entre as paredes interiores e exteriores. Ainda que os fenómenos de encurvadura não tenham sido contemplados, este valor pode ser considerado aceitável, uma vez que se trata de um valor muito localizado na zona do apoio lateral. Este fenómeno indica que a estrutura funciona tipo viga-parede com transmissão de tensões elevadas para os apoios, através de um sistema de escoras claramente visível, ver Figura 5b.

A Figura 6 ilustra os diagramas de momentos (elásticos) obtidos com a análise tridimensional e o modo de colapso da estrutura, como resultado de uma análise fisicamente não-linear adoptando os modelos típicos para comportamento do betão, ver [4]. Tal como se observa na Figura 4, a deformação fortemente assimétrica e a elevada rigidez das paredes conduz a flexões muito fortes nas vigas, com momentos negativos muito elevados (máximo de 60 kN.m na viga do piso 2 na ligação da viga com a parede transversal esquerda), ver Figura 6a. Desta forma, a estabilidade do conjunto é assegurada pela capacidade resistente a esforços de flexão nos nós de ligação das vigas às paredes, o que dada a não existência de armaduras significativas na face superior das vigas não é nada tranquilizador. Para verificar a segurança da viga seria necessário uma redistribuição total desta ligação. A Figura 6b indica essa tentativa de redistribuição, com propagação rápida da fendilhação entre as paredes transversais e a viga do piso 2. Este modo de funcionamento da estrutura é visível em fissuras detectadas nalgumas paredes. No entanto, uma vez que a armadura inferior existente é insuficiente para resistir aos esforços correspondentes às acções introduzidas pela utilização proposta, a estrutura principal deverá ser reforçada.

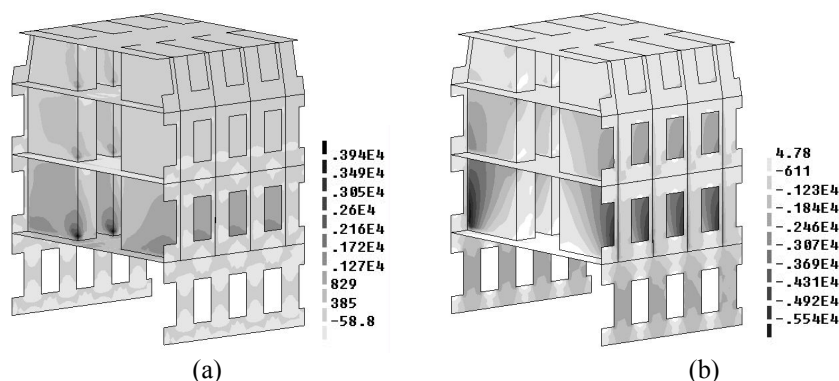


Figura 5: Tensões principais, para combinação 1.35G + 1.5Q: (a) tracção e (b) compressão. Unidades em kPa

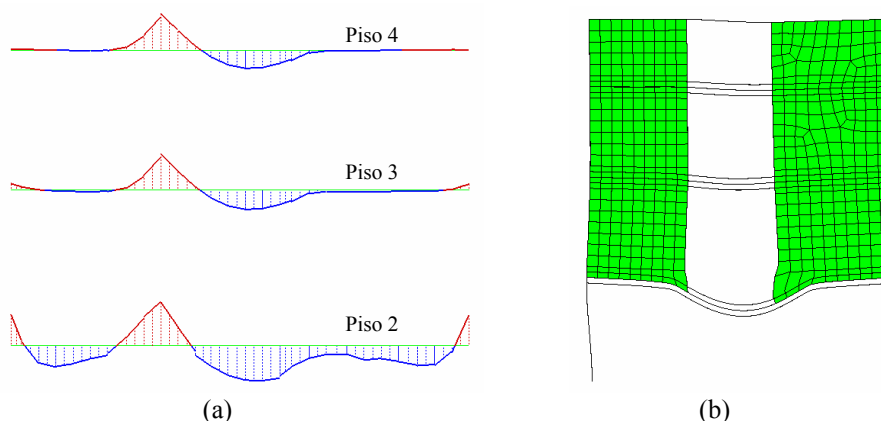


Figura 6: Flexão elevada nas vigas e seu efeito: (a) diagrama de momentos obtido com a análise elástica tridimensional; (b) deformada com modo de rotura, obtida com a análise não linear plana.

## 5. REFORÇO DA ESTRUTURA PRINCIPAL

Da análise efectuada, os esquemas estruturais possíveis por esta estrutura não podem, de modo algum, considerar-se minimamente satisfatórios e o agravamento das sobrecargas eventualmente acompanhado por carregamentos assimétricos faz temer seriamente pela estabilidade do conjunto. Desta forma, foram analisadas duas possibilidades distintas de reforço: (a) uma grelha de perfis metálicos e novos pilares no piso 2; (b) uma estrutura interna de suspensão das vigas transversais. Atendendo às implicações estéticas, ao condicionamento na utilização de parte do edifício durante a realização dos trabalhos e ao custo da solução, adoptou-se a segunda solução de reforço, que se detalha em seguida, ver [5] para informação adicional.

O reforço da estrutura existente será executado com recurso a estruturas trianguladas entre o piso 4 e o telhado, as quais suportam pendurais em varão  $\phi 40$  que se desenvolvem até à laje do piso 2, ver Figura 7. Aos pendurais (tirantes) serão soldados simples chapas e perfis metálicos para a ligação à estrutura de betão existente mediante a aplicação de buchas e parafusos. A estrutura será constituída por elementos duplos, capazes de envolver as peças de madeira das asnas da cobertura (e as peças de betão dos elementos de apoio da estrutura de madeira da cobertura, nos casos aplicáveis). O sistema de reforço dará apoio às vigas de todos os pisos (2 a 4) e será colocado em carga recorrendo a macacos hidráulicos.

## 6. CONCLUSÕES

O presente artigo aborda a inspecção, diagnóstico, análise estrutural e reforço de um edifício dos anos 30, com pilares, vigas e paredes em betão armado, bem como paredes de contorno de alvenaria. Pretende-se reconverter a utilização do edifício, o que conduz a um aumento significativo das sobrecargas de utilização. O caso de estudo permite salientar a importância de metodologias adequadas que permitam: (a) compreender claramente o comportamento de estruturas complexas; (b) avaliar correctamente a necessidade de reforço estrutural; e (c) analisar as implicações económicas de diferentes soluções de reforço em fase de estudo prévio (neste caso com estimativas de valor de execução de 1 para 2).

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] ASTM, Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete, ASTM C42/C42M-04, 2004
- [2] TNO Building and Construction Research, DIANA – User's Manual -- Release 8.1, 2002. Also available from <http://www.diana.tno.nl/>.
- [3] Oliveira, D.V.; Lourenço, P.B. – *Estudo sobre a Possibilidade de Instalação do Arquivo Diocesano no Edifício do Seminário Conciliar de Braga*, Relatório 03-DEC/E-09, Universidade do Minho, 2003, 21 p.
- [4] Rots, J.G. – *Computational Modeling of Concrete Fracture*, PhD Thesis, Delft University of Technology, the Netherlands, 1988
- [5] GPBL, Reforço do Seminário Conciliar de Braga, Projecto 1312, 2003

## Viga VM2

Esc. 1/50

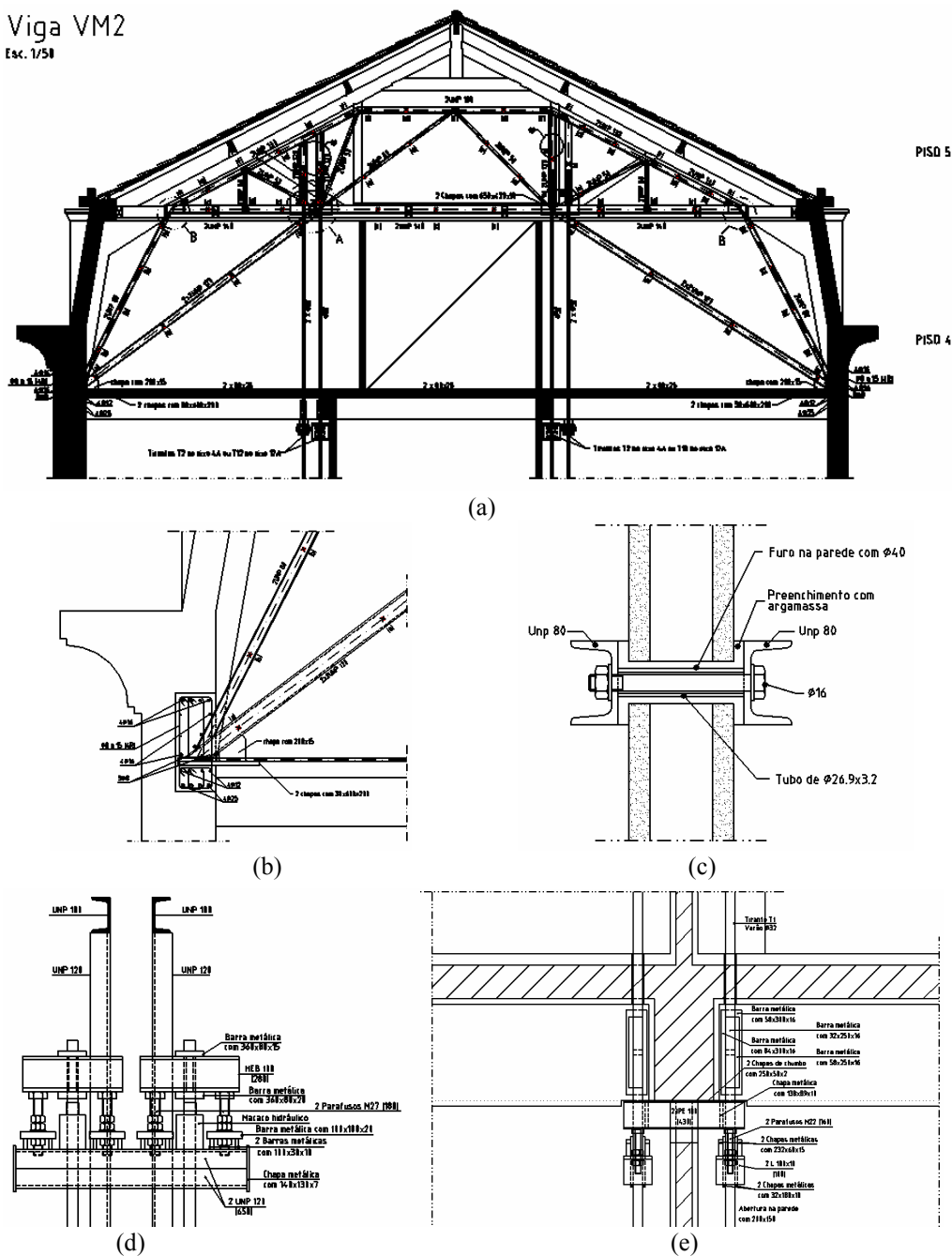


Figura 7: Detalhes do projecto de execução: (a) viga-metálica tipo na cobertura; (b) apoio da viga-metálica nas paredes de contorno em cantaria de granito; (c) diagonais que envolvem as paredes transversais de granito; (d) macacos para colocação do sistema de reforço em carga; (e) detalhes de apoio das vigas principais dos pisos