

Modelação Estrutural da Ala Norte do Edifício Neoclássico do Hospital Geral de Santo António



Pedro Filipe Sousa
Eng. Civil
Univ. do Minho
Guimarães



J. Sena Cruz
Prof. Auxiliar
Univ. do Minho
Guimarães

SUMÁRIO

Presentemente a Ala Norte do edifício neoclássico do Hospital Geral de Santo António (HGSA) encontra-se em remodelação. Com o objectivo de avaliar o seu nível de segurança, procedeu-se à realização de modelações tridimensionais do objecto para as condições actuais de carregamento, em regime linear e não linear material com recurso ao programa de elementos finitos FEMIX. Neste trabalho é apresentada a sinopse dos estudos efectuados.

Palavras-chave: Hospital Geral de Santo António; Análise estrutural; Alvenaria; Elementos finitos; Análise não linear.

1. INTRODUÇÃO

Com a chancela do arquitecto inglês John Carr, o Hospital Geral de Santo António (HGSA) é hodiernamente considerado um marco histórico da cidade invicta, reconhecido pelo valor cívico e filantrópico que o representa, pela incomensurável veemência arquitectónica que o caracteriza, mas também pela panóplia de peripécias que, ao longo da sua edificação, marcaram a sua história.

Para uma abordagem fidedigna dos trâmites da construção do HGSA, será conveniente fazer alusão à história da Santa Casa da Misericórdia do Porto, Instituição intimamente ligada às dinâmicas do Hospital portuense.

Fundada em 1499 pela rainha D. Leonor, viúva de D. João II, a Santa Casa da Misericórdia do Porto tinha como escopo cardinal a assistência a alguns pobres no seu domicílio e aos presos

da cadeia, permanecendo, durante vinte anos, sem hospital próprio. Dado um célere crescimento populacional e uma maior necessidade de atender às carências de um número crescente de combalidos, em 1521, a mando de D. Manuel I, foram associados à Misericórdia do Porto três hospitais: Santo Ildefonso, Santa Clara e Rocamador, na actual Rua dos Caldeireiros – o “embrião” do actual Hospital de Santo António [1]. Neste âmbito, sendo notórias as adversidades urbanísticas e sanitárias, bem como as vicissitudes sociais que assolavam o Porto da Idade Média, o Hospital-Albergaria de Rocamador era um importante adjuvante na resposta às várias epidemias que tragicamente floresciam.

Mas a enfermidade não era preponderante apenas na vertente humana de Rocamador sendo-o também na vertente financeira. Sobrevivendo com o auxílio de benefícios dos correligionários e dos fiéis, a sua manutenção ou a construção de um novo hospital condigno dependeria da instauração de um imposto sobre os moradores da cidade, facto que levantou muita polémica entre os seus cidadãos.

Efectuadas as possíveis ampliações, as condições do Hospital D. Lopo - antigo Hospital - Albergaria, assim denominado após conhecido o seu benfeitor D. Lopo de Almeida - não deixaram de ser exíguas, pelo que se optou pela edificação de um novo hospital, com a almejada capacidade para albergar todos os enfermos do Porto.

Desta forma, a pedido de D. José I, foram escolhidos o local e nome da Instituição de Saúde, sendo única exigência régia a adopção de um nome de um santo padroeiro.

Encomendado o projecto ao conceituado arquitecto John Carr, em 1766, este revelou-se magnânime e imponente, sendo a sua dispendiosa edificação prolongada até 1799, altura em que alguns doentes começaram a ser cuidados ainda com a obra inacabada.

E foi nesta conjuntura, que o processo de construção do HGSA abraçou um ritmo intermitente, motivado pelas mais variadas causas, como a falta de verbas, as ameaças epidémicas, as invasões francesas, a guerra civil, por um lado, ou as condições acidentadas do terreno, por outro.

Não obstante a edificação do HGSA ter sido orientada pelo projecto de Carr, por problemas de ordem financeira, tal orientação não foi categórica.

Amado por uns, e odiado por outros [2], ultrapassadas algumas intempéries, o HGSA, ilustrado na Figura 1, foi efectivamente construído sendo, recentemente, alvo de nova ampliação iniciada em 1998.

2. OBJECTIVOS DO PRESENTE ESTUDO

Este estudo foi feito para averiguar o nível de segurança estrutural da Ala Norte do edifício neoclássico do Hospital Geral de Santo António, presentemente em remodelação. O estudo consistiu na construção de modelos tridimensionais com elementos de volume e de casca plana exigidos pela intrincada complexidade geométrica que é característica desta estrutura.

Numa primeira fase, para a modelação global da estrutura, foi considerado o comportamento linear dos materiais averiguando-se, desta forma, quais as zonas da estrutura sujeitas a um nível tensões mais elevado. Numa segunda fase, uma zona mais solicitada foi analisada, tendo em conta o comportamento não linear material específico dos materiais quasi-frágeis, característica principal da alvenaria e/ou cantaria, de forma a ser o mais fidedigno possível em relação ao real comportamento da estrutura. Em posse destes elementos, foi possível concretizar o objectivo principal desta investigação.



Figura 1 – Enquadramento sudoeste-nordeste do HGSA há 100 anos atrás [1].

3. MODELO

3.1 Caracterização da geometria do edifício, acções e propriedades dos materiais

3.1.1 Geometria

Inserido na corrente arquitectónica neoclássica, a imponência e rigor geométricos são um cunho inquestionável dos traços do HGSA. Sendo os volumes corpóreos e maciços um apanágio arquitectural típico desta corrente, a estrutura trilátera, que compõe a Ala Norte, é marcada pelas suas linhas ortogonais, formas geométricas e simétricas, quer na sua aparência exterior, quer no seu espaço interior, tal como pode ser constatado na Figura 2.



Figura 2 – Pormenores da constituição geométrica do HGSA: (a) Fachada Oeste da Ala Norte do HGSA; (b) Pisos 0 e +1 (actualmente em remodelação).

Na sua essência, a estrutura da ala Norte do HGSA é constituída por três paredes de fachada e por sete diafragmas interiores, designados no presente trabalho por PE1 a PE3 e D1 a D7, respectivamente, conforme se ilustra na Figura 3.

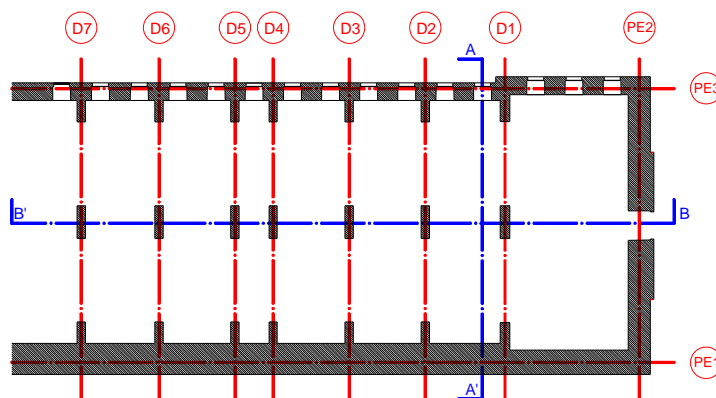


Figura 3 – Planta genérica da ala Norte do HGSA com a designação dada às partes estruturais e cortes.

Sendo inicialmente projectada para comportar três pisos, a ala Norte evoluiu no sentido de ser feito um melhor aproveitamento do seu volume, face às exigências de espaço que se foram fazendo sentir. Como se verá na Figura 4, os pisos com classificação impar são andares de edificação recente, sendo os restantes fiéis à construção original do edifício.

Em posse da diversa informação geométrica, gentilmente cedida pela administração do Hospital Geral de Santo António, e com base em averiguações perpetradas *in loco*, foi possível construir com rigor o modelo geométrico tridimensional, apresentado na Figura 5, que serviu de base para a elaboração do modelo tridimensional em elementos finitos, apresentado subsequentemente.

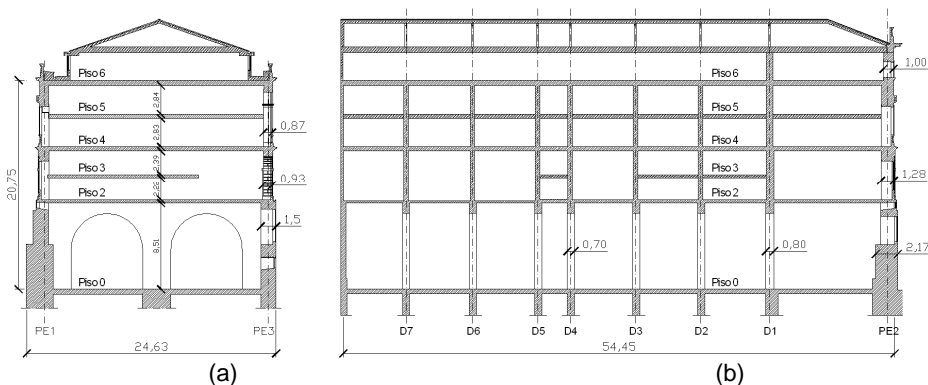


Figura 4 – Cortes da ala Norte do HGSA: (a) Corte AA' – corte transversal ao maior comprimento da ala Norte; (b) Corte BB' – corte longitudinal ao maior comprimento da ala Norte. Nota: todas as dimensões encontram-se em metros. [Cedido pela administração do HGSA]

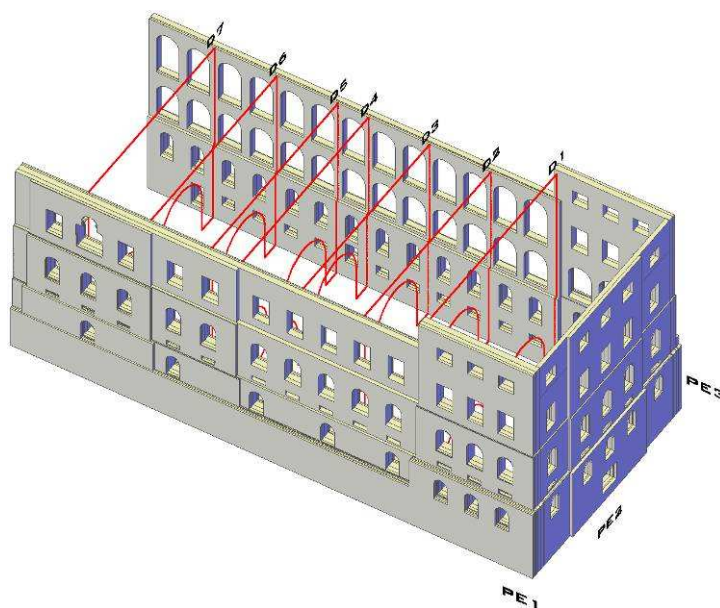


Figura 5 – Modelo geométrico tridimensional da ala Norte do Hospital Geral de Santo António. Nota: Suprimiu-se o preenchimento dos diafragmas de forma a facilitar a compreensão da geometria global.

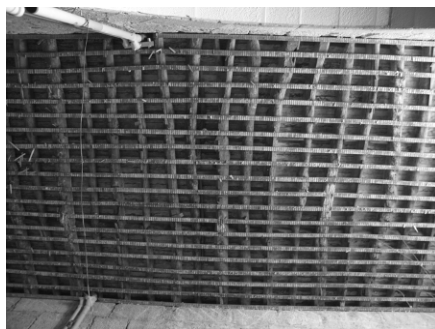
3.1.2 Acções e combinações de acções

Para a avaliação da capacidade resistente da estrutura considerou-se a acção simultânea do peso próprio dos elementos estruturais e da sobrecarga regulamentar de $3,0 \text{ kN/m}^2$

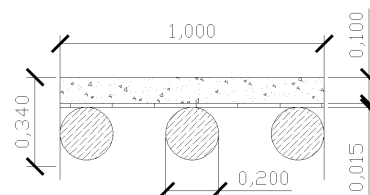
preconizada para o tipo de estrutura em questão. Não se considerou alternância de sobrecarga por se saber de antemão que este procedimento não traria proveito adicional ao propósito da análise.

A acção do peso próprio dos elementos estruturais modelados é considerada pela formulação matemática do modelo ficando as restantes acções, devidas aos restantes elementos estruturais, de revestimento e sobrecarga, materializadas em cargas uniformemente distribuídas nos bordos dos elementos onde apoiam os pisos que as suportam.

A quantificação do peso próprio dos pisos de edificação original do edifício passou por uma acção de investigação *in loco* dos seus materiais constituintes, bem como das suas dimensões. A Figura 6 ilustra um piso genérico deste tipo e as dimensões estabelecidas para esta tipologia, e em função das quais foi estimado o peso próprio em pendência.



(a)



(b)

Figura 6 – Pormenores da constituição dos pisos originais do HGSA: (a) Fotografia do segundo piso; (b) Dimensões consideradas para a estimativa do peso próprio dos pisos. Nota: todas as dimensões encontram-se em metros.

A avaliação do peso próprio dos pisos de edificação recente, cuja constituição é, na sua essência, em betão armado, foi de deliberação serena e a sua investigação resumiu-se à determinação das espessuras em causa, sendo, obviamente, o peso específico do betão armado uma questão trivial.

Em posse dos elementos atrás divisados, resta-nos esclarecer qual a acção exercida pela cobertura sobre a estrutura. De uma forma simplificada, atendendo ao peso específico da combinação telhas cerâmicas e estrutura de apoio em madeira, o peso do elemento em questão foi distribuído, respeitando as respectivas áreas de influência, pelos diafragmas e parede PE2.

No Quadro 1 resume-se, a título exemplificativo, a ordem de grandeza das áreas e cargas envolvidas na definição das acções actuantes sobre a estrutura e que dizem respeito à área de influência do diafragma D2 (ver Figura 5).

Foi apenas considerada uma combinação de acções cuja acção variável é a sobrecarga e cuja combinação de acções se efectivou em conformidade com o RSA [3].

Quadro 1: Aplicação das cargas ao nível do diafragma D2

Piso	Parede	Área (m ²)	p _{sdl} (kN/m ²)
2	D2	140.48	6.10
3	D2	103.24	11.38
4	D2	138.43	8.60
5	D2	142.43	11.48
6	D2	142.42	16.26

Na Figura 7 pode observar-se, de forma esquemática, a forma como foram avaliadas as áreas de influência para o diafragma D2, em tudo semelhante à abordagem utilizada para os restantes diafragmas e, cujos esquemas se dispõem em prol da clareza de exposição.

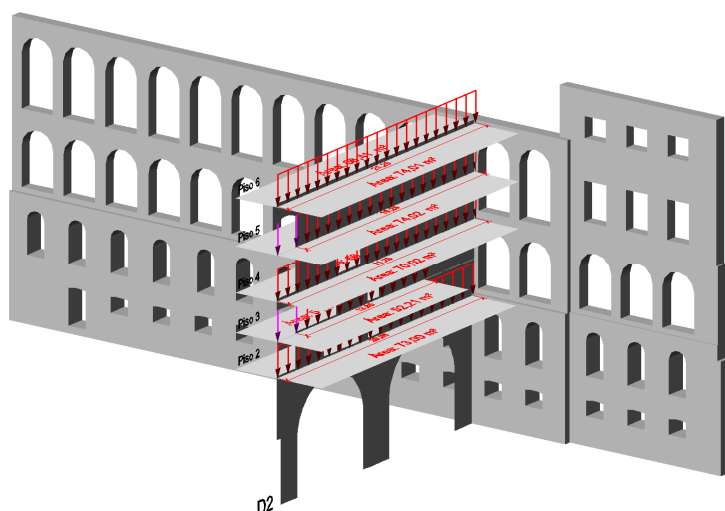


Figura 7 – Áreas de Influência e representação esquemática da aplicação das cargas ao nível do diafragma D2.

3.1.3 Propriedades dos materiais

Para a averiguação destas características mecânicas foi examinado o estudo desenvolvido por Begonha [4] sem que, no entanto, tenham sido obtidos resultados concretos, dado que a informação disponível acerca da ala em estudo e relativa às características mecânicas que se pretendem é inexistente. Após averiguação *in loco*, constatou-se que foram retiradas carotes das pedras dos diafragmas residindo porém a suspeita que não tenham sido feitos ensaios, não havendo, portanto, informação precisa acerca das características daquele material estrutural.

Face à informação disponível em [4] e segundo o parecer de profissionais experientes neste domínio, tomou-se como referência os valores de 4 MPa e 1 GPa para a resistência uniaxial de compressão (valor de cálculo) e para o módulo de elasticidade do material estrutural, respectivamente.

3.2 Malha de elementos finitos

A geração da malha de elementos finitos foi feita à custa da utilização de software CAD sendo o resultado convertido, à custa de um filtro, em ficheiro de dados do programa de cálculo FEMIX 4.0 [5], que a partir de então foi utilizado para desenvolver integralmente a análise.

Na Figura 8, apresenta-se a composição final do modelo tridimensional, incluindo os elementos de volume (vinte nós) na fachada e elementos de casca (oito nós) nos diafragmas interiores. Os números da malha contabilizam aproximadamente 103 000 elementos, 500 000 nós (12000 dos quais com restrições de movimento) perfazendo um total de cerca de 1 500 000 de graus de liberdade.

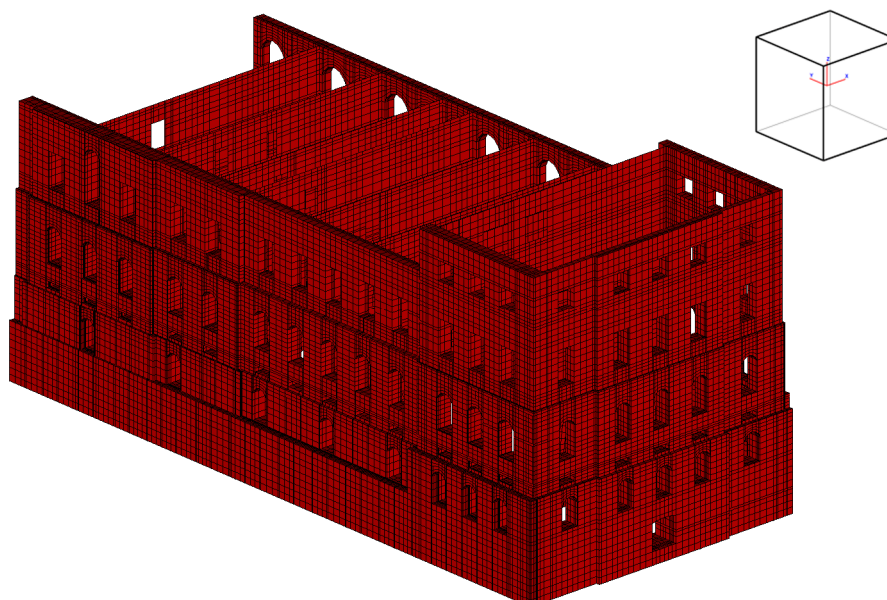


Figura 8 – Malha de elementos finitos tridimensional: Vista em perspectiva das paredes PE1 e PE2. Nota: a origem dos eixos coordenados difere da origem efectiva dos mesmos.

4. RESULTADOS

4.1 Análise linear

Parece conveniente recordar que nesta fase está a analisar-se o resultado de um estudo que assume o comportamento elástico dos materiais envolvidos e reiterar que a pedra é um material quasi-frágil, sendo as tensões de tracção insuportáveis por este material. Convém, no entanto, esclarecer que pelo facto de se estar a “permitir” que a pedra resista a esforços de tracção nas situações pontuais onde elas ocorrem é, claramente, a favor da subavaliação do nível de tensões máximas de compressão que se virá subsequentemente a computar.

4.1.1 Avaliação do nível de tensões instalados

Após uma exígua análise dos resultados, rapidamente se infere que os elementos sujeitos a maiores níveis de tensão são os diafragmas. Tal facto era expectável já que os pisos se apoiam directamente nestes de forma a “funcionarem” segundo a direcção de menor vão. Na Figura 9, ilustram-se os resultados das tensões instaladas ao nível do diafragma D1 onde se destaca o nível atingido na zona do pilar central bem como as zonas traccionadas nos topos dos arcos onde poderão, eventualmente, surgir fendilhações.

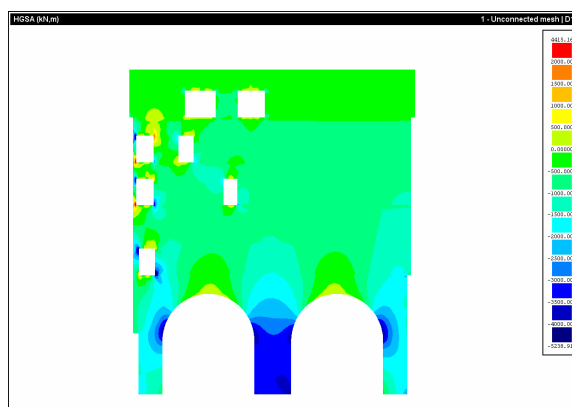


Figura 9 – Diafragma D1: tensões normais segundo x_3 (σ_2).

As tensões instaladas nas paredes exteriores são inteiramente aceitáveis pelo que se apresenta, na Figura 10, a título meramente ilustrativo, o nível de tensões instalado numa das camadas da parede PE1.

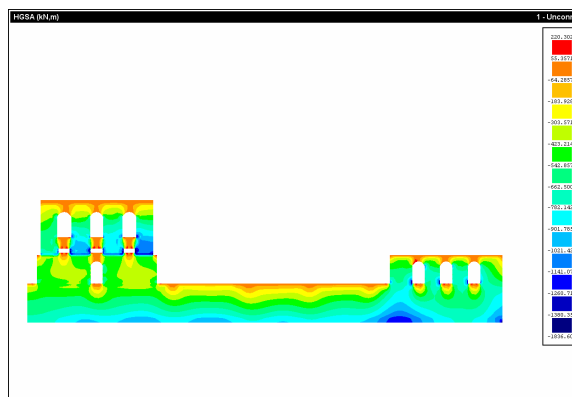


Figura 10 – Parede PE1_N3: tensões normais segundo x_3 (σ_3).

Os níveis de tensões apresentados anteriormente são ilustrativos dos níveis de tensões instalados na generalidade da estrutura pelo que se reúnem, no Quadro 2, de forma sumária, os valores das tensões máximas e mínimas instaladas ao nível dos diafragmas e dos vários níveis constituintes de cada parede, remetendo-se o leitor para o relatório completo deste

estudo para a averiguação da integridade dos resultados [6]. Salienta-se que as tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 , são tensões normais aos elementos, segundo os eixos coordenados globais x_1 , x_2 e x_3 , respectivamente. No caso das cascas planas, não se avaliam tensões segundo a normal ao seu plano pelo que σ_2 tem correspondência com o eixo global x_3 . A propósito da definição do sistema de eixos coordenados globais, consulte-se, por exemplo, a Figura 8.

Quadro 2: Tensões mínimas e máximas obtidas com a análise linear (valores de cálculo).

Elemento	Tensão (MPa)					
	σ_1		σ_2		σ_3	
	min.	máx.	min.	máx.	min.	máx.
D1	-2.94	3.46	-5.24	4.42	-	-
D2	-8.57	4.28	-4.25	3.28	-	-
D3	-5.70	7.20	-8.04	2.44	-	-
D4	-4.69	5.07	-5.77	1.71	-	-
D5	-4.73	5.11	-6.06	1.77	-	-
D6	-5.63	5.78	-7.11	2.19	-	-
D7	-5.30	5.55	-6.84	2.18	-	-
PE1-N1	-0.21	0.06	-0.51	0.58	-1.96	0.24
PE1-N2	-0.24	0.15	-0.51	0.57	-1.63	0.40
PE1-N3	-0.24	0.14	-0.68	0.56	-1.84	0.22
PE1-N4	-0.72	0.18	-0.68	0.56	-2.34	0.31
PE1-N5	-0.72	0.20	-0.95	0.57	-2.78	0.58
PE1-N6	-0.73	0.24	-0.96	0.68	-2.45	0.72
PE1-N7	-0.57	0.30	-1.12	0.68	-2.34	0.72
PE1-N8	-0.48	0.76	-1.42	2.43	-3.14	0.75
PE1-N9	-3.67	3.66	-2.62	1.55	-2.58	1.56
PE1-N10	-5.28	3.28	-4.06	3.95	-4.82	3.61
PE1-N11	-5.71	6.71	-4.62	2.86	-3.78	1.50
PE1-N12	-4.45	0.61	-2.37	2.55	-7.41	1.94
PE1-N13	-4.14	1.20	-5.49	3.43	-7.42	1.94
PE2-N1	-0.56	0.72	-0.33	0.22	-1.66	0.34
PE2-N2	-0.51	0.74	-0.33	0.21	-1.84	0.38
PE2-N3	-0.68	0.76	-0.42	0.18	-1.71	0.35
PE2-N4	-0.68	0.77	-0.42	0.20	-1.77	0.43
PE2-N5	-0.76	0.93	-0.47	0.29	-2.04	0.35
PE2-N6	-1.41	0.87	-0.47	0.71	-2.22	0.70
PE2-N7	-1.03	0.87	-0.52	1.03	-2.54	0.70
PE2-N8	-0.51	0.32	-0.32	0.33	-1.39	0.38
PE2-N9	-0.16	0.14	-0.20	0.04	-0.71	0.35
PE3-N1	-0.80	1.00	-0.91	0.93	-3.06	0.49
PE3-N2	-0.84	0.30	-1.23	0.90	-3.38	0.59
PE3-N3	-0.79	0.39	-1.31	0.87	-3.34	0.83
PE3-N4	-0.74	0.39	-1.49	0.86	-3.34	0.83
PE3-N5	-0.74	0.39	-1.49	0.86	-3.34	0.83
PE3-N6	-1.18	0.42	-1.57	0.91	-3.76	0.90
PE3-N7	-1.99	0.58	-4.41	1.02	-6.15	0.49
PE3-N8	-3.44	1.41	-5.05	2.88	-6.15	1.63

Face à gama de valores encontrados, anote-se que estes ultrapassam com recorrência, em particular ao nível dos diafragmas, o valor de cálculo da resistência uniaxial de compressão de 4 MPa, admitido como de referência para a alvenaria em questão.

4.1.2 Avaliação da deformada global da estrutura

Ressalve-se o facto de esta ser uma estrutura de construção adaptativa, pelo que as deformadas aqui obtidas, além de não incorporarem os fenómenos da não linearidade material da estrutura, ignoram também os procedimentos correctivos efectuados durante a fase construtiva, face às deformações sofridas pela estrutura nessa fase. Servem, no entanto, para obter uma boa aproximação das deformações sofridas pela estrutura em serviço, como se ilustra na Figura 11.

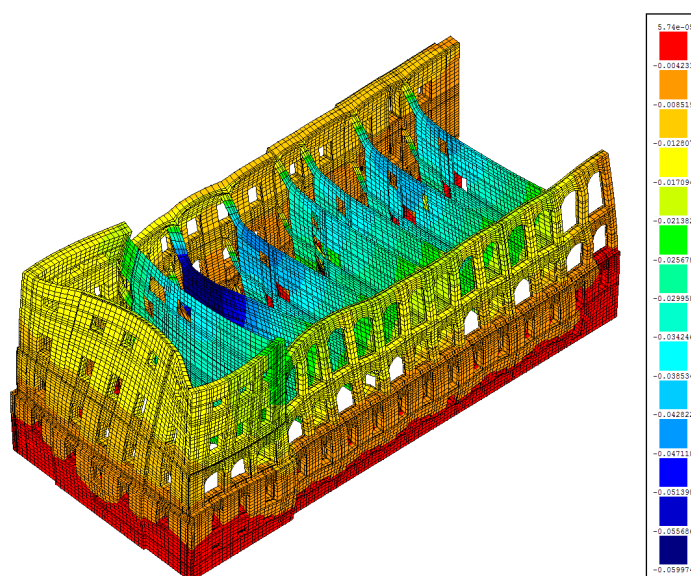


Figura 11 – Deformada global da estrutura. Deslocamentos segundo a direcção x_3 . Nota: todos os valores encontram-se em metros.

4.2 Análise não linear

Face aos resultados obtidos na fase da análise linear, seleccionou-se uma “fatia” do modelo que incorpora o diafragma D1 para se proceder à análise não linear. Como ilustra a Figura 12, incluiu-se parte das paredes PE1 e PE3, com comportamento linear e adoptando as características mecânicas assumidas na análise anterior, de forma a simular a influência que estas têm no comportamento do diafragma D1.

Para simular o comportamento não linear material do diafragma, utilizou-se um modelo de fendilhação distribuída [7], tendo-se admitido comportamento linear em compressão e resistência à tracção praticamente nula. O processo de análise contemplou a aplicação de forma incremental, do mesmo nível de carga aplicado na análise linear.

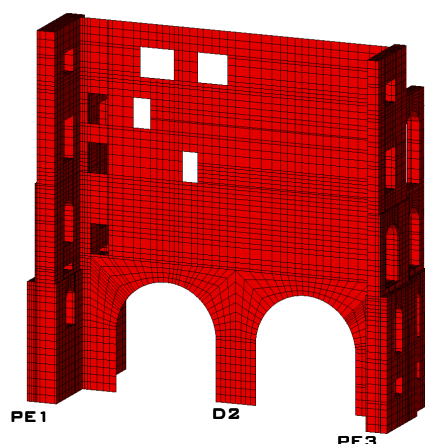


Figura 12 – Secção da estrutura global utilizada para a análise não linear.

4.2.1 Avaliação da deformada local do diafragma

Na Figura 13, ilustra-se a deformação sofrida pelo diafragma. Neste âmbito, realça-se a distorção peculiar sofrida pelos elementos, nas zonas sujeitas a maiores concentrações de tensão. Como se poderá avaliar subseqüentemente, esta distorção adicional está relacionada com as descontinuidades no meio contínuo devido à ausência de resistência à tracção por parte do material.

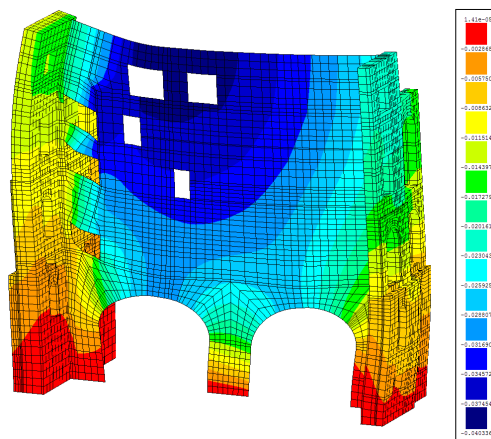


Figura 13 – Secção da estrutura global utilizada para a análise não linear: Deslocamentos segundo a direcção x_3 . Nota: todos os valores encontram-se em metros.

4.2.2 Avaliação do padrão de fendilhação desenvolvido

O padrão de fendilhação desenvolvido é o ilustrado na Figura 14 de onde se realça a existência de duas fendas de tracção nos arcos (uma em cada arco). Na zona das aberturas, o modelo identifica, de forma inequívoca, um conjunto de fendas de dimensões não desprezáveis.

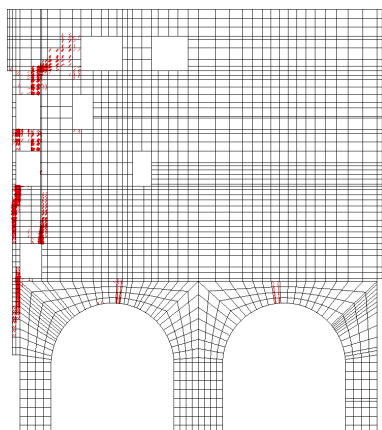


Figura 14 – Secção da estrutura global utilizada para a análise não linear: padrão de fendas desenvolvido.

4.3 Análise comparativa: análise linear vs. análise não linear

Em concordância com o que tem vindo a ser prenunciado, os níveis de tensão de compressão viram-se aumentados com a análise em regime não linear estendendo se de 4.0 MPa para, aproximadamente, 5.5 MPa como se pode comprovar na Figura 15.

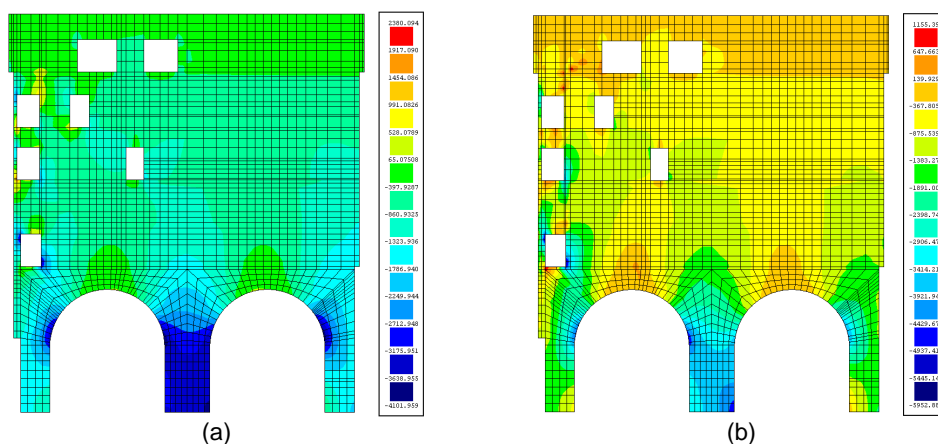


Figura 15 – Diafragma D1: tensões normais segundo x_3 (σ_2) : (a) análise linear (b) análise não linear.

5. CONCLUSÃO

O presente estudo permitiu avaliar o nível de segurança estrutural da Ala Norte do HGSA. Neste sentido, foram feitas modelações tridimensionais do edifício que se apoiaram numa combinação de elementos de volume e de casca plana e a simulação foi feita para as condições actuais de carregamento, tendo sido desenvolvido em duas fases distintas: fase de regime linear e não linear material.

Uma primeira apreciação aos resultados da análise em regime linear confirmou a suposição preambular, que sustenta que, para a análise da estabilidade do HGSA, os níveis de tensões instalados ao nível dos diafragmas são condicionantes, estando as paredes exteriores sujeitas a níveis de tensão inteiramente aceitáveis.

Dos resultados da modelação numérica linear inferiu-se que as tensões de cálculo ultrapassam, com recorrência, a fasquia limite de 4.0 MPa para a presente alvenaria, estendendo-se até valores da ordem dos 9.0 MPa. Reitera-se que esta análise linear serviu como primeira abordagem ao problema e esteve do lado da subavaliação do nível de tensões instaladas, procurando avaliar zonas de maior risco para a estrutura.

Da análise não linear do diafragma D1, sujeito a maiores áreas de influência, infere-se que o nível de tensões instalado se agrava. Neste âmbito, os valores de tensão de compressão elevam-se de 4.0 MPa para 5.5 MPa.

Adicionalmente, sugere-se particular atenção para o facto de este estudo ter sido efectuado mediante condições actuais de carregamento e que estas se agravarão futuramente com a inclusão de carga adicional.

6. AGRADECIMENTOS

Endereçam-se agradecimentos às instituições e pessoas que contribuíram para realização deste trabalho, e que em seguida se enunciam.

À Direcção do Hospital Geral de Santo António (HGSA), pela gentileza consagrada no acto de conceder autorização superna para a cedência de elementos necessários a este estudo. Ao Sr. Eng. Luís Filipe Pereira, Director dos Serviços de Instalações e Equipamentos do HGSA que, desde o início, demonstrou a maior prestabilidade, em todas as questões relativas à aquisição de informação acerca do Hospital, em especial, na disponibilização de visitas ao local, bem como na disponibilização de informação geométrica relativa ao HGSA. Ao Sr. Joaquim Silva e ao Sr. Orlando Magalhães, pelas atenciosas visitas guiadas e enriquecedoras interlocuções acerca do HGSA.

Ao Doutor Estêvão Samagaio, Comissário Adjunto da Santa Casa da Misericórdia do Porto, pela anuência concedida para a consulta do Arquivo Histórico daquela instituição.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Lima, M. A. - “A Arte na Medicina”, Ed. por Árvore – Cooperativa de Actividades Artísticas. Porto, 1998, 30 pp.
- [2] Fortes, N. - “Hospital de Santo António: 200 anos de História”, s/ editora, Porto, 1991, 7 pp.
- [3] RSA, Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Dec.-Lei N^o 235/83 de 31 de Maio
- [4] Begonha, A.J. - *Meteorização do granito e deterioração da pedra em monumentos e edifícios da cidade do Porto*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Braga, Portugal, 1997, 393 pp.
- [5] Azevedo et al. - “Software no ensino e no projecto de estruturas”, III Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Maputo, Mozambique, 2003, pp. 81-92.
- [6] Sousa, P.F.; Sena-Cruz, J.M. – *Análise Estrutural da Ala Norte do Edifício Neoclássico do Hospital Geral de Santo António*. Relatório Técnico, Universidade do Minho, Portugal, 2006, 41 pp.
- [7] Sena-Cruz, J.M. - *Strengthening of concrete structures with near-surface mounted CFRP laminate strips*. PHD Thesis, Universidade do Minho, Portugal, 2004, 218 pp. ISBN 972-8692-21-8.