

Construção de uma edificação em terra crua reforçada com pórticos em betão armado

Earth construction strengthened with reinforced concrete frames

Maria Idália Gomes¹, Jorge de Brito², Mário Lopes³

¹ *Mestre em Construção pelo Instituto Superior Técnico, Assistente no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Instituto Politécnico de Lisboa
idaliagomes@dec.isel.ipl.pt*

² *Professor Associado com Agregação do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa
jb@civil.ist.utl.pt*

³ *Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa
mlopes@civil.ist.utl.pt*

RESUMO: Neste artigo, baseado na dissertação de mestrado da primeira autora Gomes [5] e dedicado à construção sísmo-resistente em terra crua, após uma pequena introdução, analisa-se uma edificação reforçada com pórticos em betão armado quando sujeita à acção sísmica, em termos das suas características dinâmicas, deslocamentos máximos e tensões máximas, comparando-os com os valores admissíveis. Para a análise desta edificação, recorreu-se a uma modelação estrutural com elementos finitos tridimensionais, usando o programa de software para análise estrutural, SAP 2000 (Structural Analysis Program), versão 10.0.1. O objectivo é compreender o efeito da acção sísmica neste tipo de construções quando reforçada com betão armado.

ABSTRACT: In this paper, based on the Masters dissertation of the first author Gomes[5] and dedicated to seism-resistant earth construction, after a short introduction a building strengthened with reinforced concrete frames subjected to a seismic action is analyzed in terms of its dynamic characteristics and maximum displacements and stresses, which are compared with admissible values. In this analysis a three-dimensional structural model was used the software SAP 2000 (Structural Analysis Program), version 10.0.1. The objective is to fully understand the effect of a seismic action on this type of buildings strengthened with reinforced concrete.

1. INTRODUÇÃO

Desde que o Homem constrói cidades, há mais de dez mil anos, a terra crua tem sido, através de tradições eruditas e populares, um dos principais materiais de construção utilizados. As técnicas de construção em terra têm vindo a ser conservadas no meio rural, sendo estas o resultado de um conhecimento empírico passado de geração em geração. Contudo, o preconceito quanto a este tipo de construção (directamente relacionada com os escalões menos privilegiados da sociedade e, por conseguinte, desprezada pelas "elites"), bem como a industrialização da construção civil, originaram um gradual declínio deste tipo de construção.

No fim do século XX, resultado da crise energética que se vive no planeta, ocorreu uma tomada de consciência ecológica, fazendo destas construções uma alternativa às actuais, devido a: utilizarem materiais que a natureza oferece em cada local; serem uma técnica construtiva pouco onerosa; ser a terra um material reciclável e reutilizável, incombustível e com boas características térmicas.

Todavia, existe a necessidade de actualizar estas técnicas construtivas ancestrais aos dias de hoje, para que tenham a mesma qualidade em termos de segurança e habitabilidade, actualmente exigida a outras técnicas de construção.

As construções de terra apresentam uma fraca resistência mecânica, quando solicitadas pelos vários tipos de acções, nomeadamente a acção sísmica. Assim, neste artigo, é apresentado um estudo recorrendo a uma análise dinâmica linear, com uma modelação tridimensional de uma edificação reforçada com betão armado, e analisados os seus resultados.

2. MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA

Para analisar este tipo de construções, existe a necessidade de conhecer o comportamento dos materiais empregues, sendo bastante distinto o comportamento destas construções - as propriedades elásticas lineares podem não ser suficientes para caracterizar o comportamento em serviço, devido aos materiais empregues - comparativamente com as construções modernas com estruturas reticuladas, nomeadamente as estruturas de madeira, aço e betão armado.

Efectivamente, materiais como a terra e a pedra possuem uma resistência à tracção muito baixa, influenciando assim o comportamento global das edificações. Segundo Varum [15], a resistência à compressão numa estrutura de terra varia entre 0.5 e 2.0 MPa e a resistência à tracção é cerca de 20% da resistência à compressão.

Nas construções em terra, o comportamento é complexo e tanto mais quanto mais materiais forem empregues, devido aos seus diferentes comportamentos, podendo encontrar-se frequentemente a pedra, a madeira, os resíduos de cerâmica e, hoje em dia, até betão armado.

Face ao exposto, questionou-se como simular correctamente o comportamento dos materiais utilizados nestas construções e qual o método mais adequado para averiguar a sua segurança sísmica. Para a análise do comportamento de uma construção em terra crua sujeita à acção sísmica, o ideal seria utilizar uma análise dinâmica não linear, com integração no tempo, introduzindo acelerações de base adequadas, por se tratar de uma ferramenta poderosa, podendo simular a resposta completa da estrutura, quer na sua fase elástica, quer na de fendilhação e esmagamento até à rotura completa. Porém, este método é bastante moroso em termos de processamento, para além de complexo no que respeita à integração no tempo e à própria modelação das relações histeréticas dos materiais e elementos constituintes.

Para as construções em terra, os critérios de dimensionamento aplicáveis têm sido apenas de natureza empírica/intuitiva com base na experiência adquirida ao longo do tempo. Actualmente, esta situação pode ser alterada, com a entrada em vigor da norma que regula o projecto e a execução em alvenaria resistente, o Eurocódigo 6 [3], pois estas construções apresentam um comportamento semelhante ao das construções em terra crua. Contudo, não existe qualquer regulamento ou norma para as construções de terra crua que disciplinem o dimensionamento destas para fins estruturais.

Assim sendo, optou-se por modelações que permitem uma análise quantitativa linear no âmbito do Regulamento de Segurança e Acções [11] ainda em vigor em Portugal.

3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A construção em taipa, que se pretende simular, é executada com terra crua, que é um material heterogéneo. O comportamento deste tipo de construções é muito complexo, devido à sua fraca resistência à tracção. Esta característica influenciou durante séculos a geometria destas construções que sempre têm apresentado uma espessura elevada de paredes.

Como referido, as propriedades mecânicas de alguns materiais são de difícil caracterização, nomeadamente o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Na bibliografia, consegue-se encontrar alguns dos parâmetros, que caracterizam as propriedades dos materiais utilizados, que apresentam uma variabilidade significativa. A Tabela 1 apresenta os parâmetros que caracterizam as propriedades mecânicas e o peso dos materiais utilizados neste trabalho.

Tabela 1 - Caracterização do materiais

Material	C20/25 [12]	Terra [6; 13]	Pedra [10]	Madeira [10]
Massa por unidade de volume [ton/m ³]	2.5	1.9	2.2	0.6
Peso por unidade de volume [kN/m ³]	25	19	22	6
Módulo de elasticidade (E) [kN/m ²]	29 000 000	200 000	10 000 000	10 000 000
Coefficiente de Poisson (μ)	0.2	0.35	0.2	0.2

4. DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA

4.1. Estrutura de base

O modelo foi feito com base na arquitectura das construções em terra existentes em Portugal e adoptando as recomendações de especialistas na área das construções em terra crua. A área da edificação é de $13 \times 14 \text{ m}^2$, tendo as paredes exteriores uma espessura de 0.60 m e as interiores de 0.40 m. A altura da edificação é de 2.80 m.

Os alçados principal e posterior e os alçados laterais esquerdo e direito são visualizados nas Figuras 1 e 2, respectivamente. A planta da edificação está representada na Figura 3.

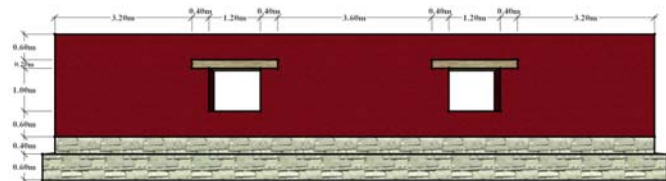


Figura 1 - Alçado principal e posterior

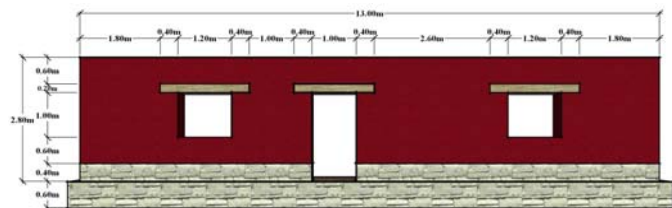


Figura 2 - Alçado lateral esquerdo e direito

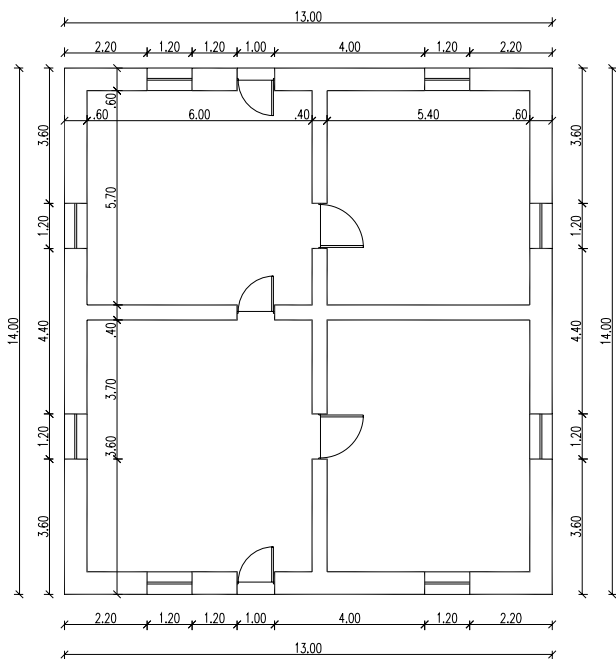


Figura 3 - Modelo em planta

O embasamento, como recomendado pelos autores desta área, tem uma altura de 0.40 m acima do nível do solo, sendo o material utilizado o betão armado. A fundação tem como largura total 1.00 m, pois é recomendável que esta tenha entre uma a duas vezes a espessura da parede, sendo a sua profundidade de 0.60 m, conforme se visualiza na Figura 4, à esquerda. A planta de fundação pode observar-se também na Figura 4, à direita.

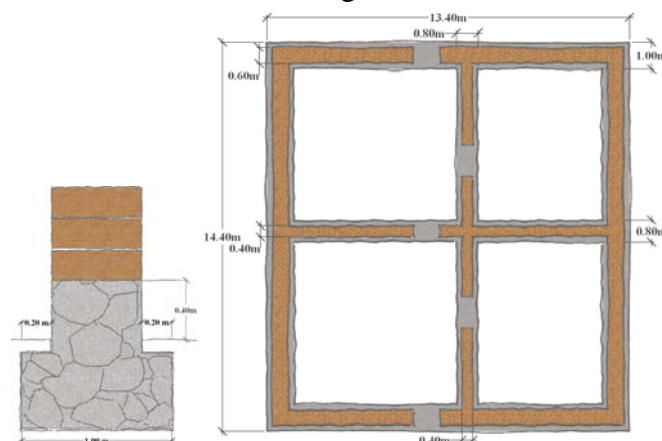


Figura 4 - À esquerda, corte da fundação e embasamento e, à direita, planta de fundação

4.2. Reforço na estrutura

A edificação apresenta dois tipos de reforço: alvenaria de pedra nos vãos de portas e janelas e uma estrutura reticulada em betão armado.

A alvenaria de pedra é colocada nas vergas, ombreiras e peitoris de portas e janelas, pretendendo simular habitações no Baixo Alentejo e Costa Vicentina. Este tipo de reforço tem como objectivo fortalecer estas zonas, onde ocorrem grandes concentrações de esforços e que levam ao aparecimento e à progressão da fendilhação, responsáveis por danos importantes, por exemplo aquando da ocorrência de sismos. Pretende-se assim aumentar a rigidez e resistência nos vãos de portas e janelas. A estrutura em pedra, tem uma largura de 0.40 m, na periferia dos vãos, aumentando localmente a resistência nesta zona.

A estrutura reticulada em betão armado é constituída por uma viga de bordadura e os respectivos cunhais. Espera-se, assim, que a

estrutura se comporte como um conjunto mais rígido e resistente, não existindo grandes deslocamentos, nem grandes tensões nas zonas mais críticas.

A viga de bordadura em betão armado tem uma secção de $0.20 \times 0.20 \text{ m}^2$. Esta constitui o principal elemento de ligação com as paredes de taipa, ligando estas de forma consistente segundo uma estrutura reticulada horizontal (Figura 5, à esquerda). Deve ser suficientemente forte e contínua, devendo estar bem amarrada às paredes e aos montantes. Para tal, pode colocar-se, nas esquinas das paredes e nas ligações com outras paredes, um dente em betão armado (Figura 5, à direita). Este, em conjunto com a viga de bordadura, não só confere estabilidade à estrutura, impedindo os deslocamentos laterais, como evita as fissuras verticais na zona superior das paredes e na perda de união entre as esquinas.



Figura 5 - À esquerda, habitação para turismo rural [Naturarte, 2007] na localidade de Vila Nova de Mil Fontes, com uma viga de bordadura em betão armado e, à direita, malha electrossoldada cravada numa parede de adobe, onde já existe o espaçamento para colocar o dente em betão armado, que irá ficar ligado à viga de bordadura [16]

Uma outra solução é apresentada nos regulamentos da Nova Zelândia [14] e do Novo México [7] que preconizam a utilização de chumbadores na ligação da parede de terra crua e a viga de bordadura. Estes são elementos metálicos semelhantes a parafusos, que ligam as paredes às vigas de bordadura (Figura 6). Segundo estes regulamentos, os chumbadores devem ser introduzidos em orifícios com um mínimo de 0.30

m de profundidade e 0.07 m de diâmetro no interior da parede. Garanta-se assim, um bom encastramento destes elementos nas paredes de terra crua e, ao mesmo tempo, assegura-se que a capacidade resistente das próprias paredes não é muito afectada. O afastamento destes elementos e a área adoptada para a sua secção devem ser definidos de forma a resistir aos máximos esforços de corte que solicitem esta interface parede de taipa - viga de bordadura [8].

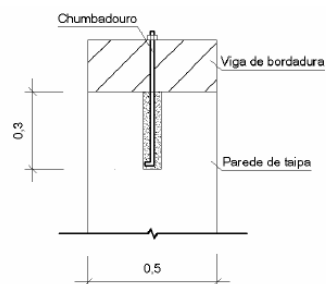


Figura 6 - Reforço da ligação parede de taipa - viga de bordadura através de chumbadores [8]

Uma situação frequente nas edificações de terra, quando sujeitas à acção sísmica, é a ocorrência de grandes fissuras verticais na intersecção das paredes ortogonais [16]. Nestas zonas, a concentração de tensões é elevada [2]. A viga de bordadura também minimiza estes efeitos, reduzindo os danos nas edificações.

A viga de bordadura, quando sujeita a forças sísmicas, irá impedir que as paredes tenham grandes deslocamentos a meio vão, fissuras verticais e a perda de união nos cantos [9]. A viga de bordadura é um dos elementos mais importantes nas construções de terra, sendo bastante importante para resistir a um sismo, devido ao seu bom comportamento face a esta acção, como referem Blondet et al [1]. Esta deve estar fortemente ligada às paredes, formando uma estrutura do tipo caixa, devendo ser contínua e receber as solicitações impostas pela cobertura e suportar as mesmas. Estas vigas de bordadura poderão ser em betão armado ou, menos correntemente, em madeira.

Segundo Blondet et al [1], oito modelos à escala

real de uma edificação com um piso foram ensaiados em 1992, num simulador de sismos. Os resultados destes ensaios demonstraram que o reforço horizontal e vertical utilizado, nomeadamente a cana de bambu em simultâneo com a viga de bordadura, podem prevenir a separação das paredes nas esquinas, aquando de um sismo de grande intensidade, mantendo assim a integridade estrutural, apesar de as paredes ficarem bastante danificadas. Provou-se, assim, que é um reforço bastante eficiente para evitar o colapso das edificações.

Os cunhais são montantes em betão armado, devendo ser construídos com o cuidado de não ficarem visíveis nem para o exterior nem para interior. Os pilares têm uma secção de $0.20 \times 0.20 \text{ m}^2$. Assim, a parede de taipa na zona dos montantes, apresenta uma espessura de 0.40 m , sendo esta espessura viável para executar a parede de taipa. Os modelos de um montante de canto e de um montante entre duas paredes ortogonais estão representados nas Figuras 7 e 8.

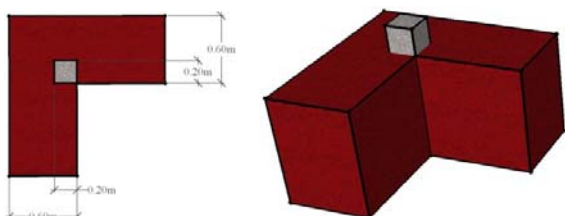


Figura 7 - À esquerda, visualiza-se em planta o montante de canto, em betão armado, e, à direita, o mesmo montante em perspectiva

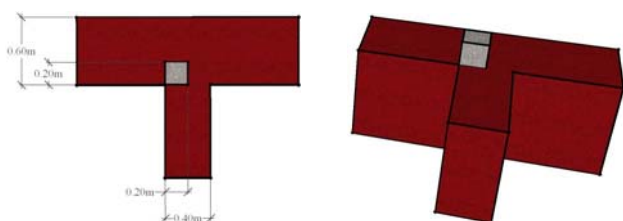


Figura 8 - À esquerda, visualiza-se em planta o montante na ligação entre duas paredes ortogonais, em betão armado, e, à direita, o mesmo montante em perspectiva

Para as modelações numéricas efectuadas, utilizaram-se elementos tridimensionais dispostos

numa malha cúbica de 0.20 m de aresta. Uma vez que o montante na ligação entre duas paredes ortogonais tem uma dimensão de 0.20 m , na modelação este tem de estar junto a uma das faces da parede interior, não se verificando em termos construtivos esta disposição, já que deve estar ao centro da parede. Contudo, esta solução não condiciona os resultados obtidos.

Os reforços verticais e horizontais devem estar unidos entre si e com os outros elementos estruturais, nomeadamente as fundações, viga de bordadura, a ligação à cobertura, entre outros. Esta ligação faz com que a edificação se comporte como um bloco, tornando-a mais forte do que se todos os elementos funcionassem independentes.

A estrutura tridimensional analisada é representada esquematicamente na Figura 9.

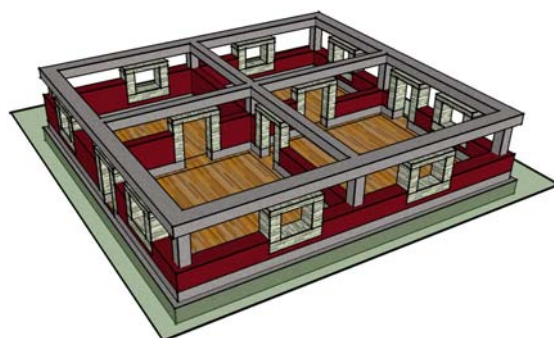


Figura 9 - Esquema, em perspectiva, da modelação

5. ANÁLISE NUMÉRICA

O modelo tem como finalidade proceder a uma análise dinâmica linear por espectros de resposta, com o recurso ao programa de cálculo automático de estruturas SAP 2000 (Structural Analysis Program), versão 10.0.1, com o método de elementos finitos, usando elementos tridimensionais (solid elements). Estas análises lineares devem ser encaradas com alguma prudência já que, como referido, o tipo de estruturas que se pretende analisar tem comportamento não-linear para acções sísmicas intensas.

Para a modelação, foram consideradas quatro acções, sendo elas o peso próprio (PP), a carga

permanente vinda da cobertura e a acção dos sismos tipo I e tipo II.

Na análise numérica, são usadas três combinações: a combinação de acções verticais; as combinações para a acção de base sismo tipo I (sismo de magnitude moderada, epicentro próximo, curta duração, altas frequências) e tipo II (sismo de magnitude elevada, epicentro afastado, longa duração e baixas frequências).

Na combinação de acções verticais, foi desprezada a contribuição da sobrecarga na cobertura, pelo que tanto as deformações como as tensões resultam apenas de contribuições das acções permanentes majoradas por um factor de 1.5.

Nas combinações para a acção de base sismo tipo I ou tipo II, as deformações e tensões correspondem à combinação das cargas permanentes não majoradas com o sismo majorado por um factor de 1.5.

5.1. Critérios de análise

Quer-se analisar este tipo de modelo quanto aos seus estados limite últimos, verificando para isso as tensões admissíveis. Constata-se que, de acordo com o Regulamento da Nova Zelândia [13], para a terra crua o valor do módulo de elasticidade pode ser tomado igual a 300 vezes a máxima tensão de compressão. O valor adoptado para o módulo de elasticidade da estrutura de terra foi de 200 MPa, aceitando-se assim que a tensão de compressão máxima admissível é de 0.67 MPa. Segundo Varum [15], a tensão de tracção é cerca de 20% da tensão de compressão. Assim, o valor máximo admissível de tensão de tracção é de cerca de 0.13 MPa. No entanto, os valores admissíveis das tensões máximas de compressão e de tracção podem diminuir ou mesmo aumentar e, consequentemente, modificar os estados limite.

Segundo Galante [4], uma amostra de solo compactada manualmente apresenta uma resistência à compressão de 0.86 MPa. Para uma

outra amostra de solo, mas agora compactada mecanicamente e constituída por uma parte em cimento e vinte partes de solo, a resistência aumenta 225%, obtendo-se assim uma resistência à compressão de 3.05 MPa. Embora estes valores não sejam extrapoláveis, sendo um caso isolado, permitem mostrar que existem melhorias bastante significativas das características da terra, quando esta é estabilizada. Assumindo, assim, os valores para esta última amostra, segundo o critério de Varum [15], uma tensão de tracção de cerca de 20% da tensão de compressão, obtém-se um valor para a tensão de tracção de 0.61 MPa. Perante os valores obtidos, primeiramente irá observar-se os resultados dos modelos numéricos com as tensões admissíveis do Regulamento da Nova Zelândia, uma vez que estes valores são inferiores e, consequentemente, mais desfavoráveis, neste tipo de análise. Faz-se à frente uma comparação com os valores admissíveis propostas por Galante [4].

Nas construções de terra, a resistência ao corte é assegurada pelo atrito existente entre as partículas no interior da parede e pela acção da gravidade, sendo reduzida por vibrações verticais que induzem movimentos ascendentes. Esta componente não irá ser tida em conta no cálculo das tensões resistente.

6. ANALISE DO MODELO

6.1. Análise de dinâmica

Verifica-se que a participação de massa modal dos vinte primeiros modos de vibração contribui para a resposta global da estrutura com cerca de 48% da massa total da estrutura, na direcção x, e cerca de 44% na direcção y. Estes valores não chegam a 50% da massa total do edifício. Contudo, verificou-se que uma análise com duzentos modos de vibração não altera significativamente os resultados e tornou o processo bastante moroso em termos de

processamento de dados e de obtenção de resultados. A frequência fundamental da estrutura é de 9.587 Hz, não chegando a mobilizar 3% da massa no primeiro modo. O resultado da frequência permite concluir que este modelo é mais rígido do que um outro modelo analisado com a mesma geometria mas sem qualquer tipo de reforço, tendo este último uma frequência fundamental de 5.314 Hz. O facto de o modelo reforçado apresentar uma frequência superior ao modelo não reforçado, deve-se à colocação da estrutura em betão armado no interior das paredes.

Na observação das configurações modais, os primeiros modos mobilizam mais de uma parede e as configurações correspondem essencialmente a movimentos das paredes interiores e exteriores para fora do seu plano. Pela Figura 10, pode observar-se as paredes interiores e exteriores a serem mobilizadas para o primeiro modo de vibração.

Segundo o RSA, numa análise dinâmica com espectros de resposta, para a frequência de 9.587 Hz no 1º modo, verifica-se que a acção sísmica tipo I é a mais gravosa. Para essa frequência, a aceleração espectral associada à acção sísmica tipo I é mais elevada, o que acontece também com as frequências de todos os outros modos, pois são mais elevadas. Para valores de frequência superiores a cerca de 1.8 Hz, a acção sísmica tipo I é a mais gravosa, pois é neste nível de frequência que se intersectam os espectros de ambos os sismos.

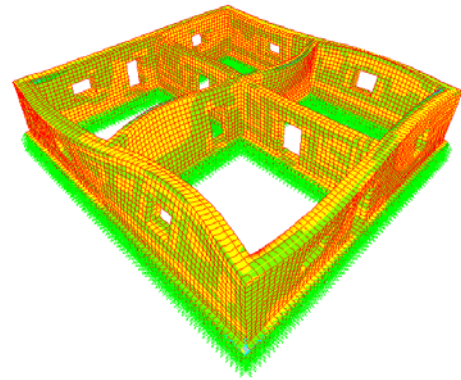


Figura 10 - 1º modo de vibração com uma frequência fundamental de 9.587 Hz

6.2. Análise de deformações

Combinação de acções verticais

Quanto às deformações para a combinação de acções verticais, são apenas analisados os valores dos deslocamentos para alguns pontos nodais, susceptíveis de grandes deslocamentos, nas três translações possíveis (vãos de portas e janelas, topo das paredes e cantos da edificação).

Verifica-se que os maiores deslocamentos se encontram na translação vertical, o que era expectável, visto as acções serem verticais. Os pontos com maiores deslocamentos verticais encontram-se no topo das paredes, com um valor máximo de 0.35 mm. Para a restante parte do modelo, encontram-se valores que não superam em média cerca de 0.10 mm.

Combinação para a acção de base sismo tipo I

Relativamente às deformações, para a combinação para a acção de base sismo tipo I, verificou-se que os pontos com maiores deslocamentos se encontram no topo das paredes sendo estes segundo a direcção x, com um valor máximo de 2.39 mm.

Verifica-se ainda que os maiores deslocamentos se dão segundo o plano horizontal. A direcção vertical é a menos solicitada em termos de deslocamentos para esta combinação de acções.

Verifica-se assim, que é satisfatório, para este tipo de construção, o reforço com uma estrutura

reticulada em betão armado (vigas de bordadura e pilares), já que com este tipo de reforço que os deslocamentos se apresentam mais baixos em comparação com o outro modelo analisado (sem reforço) e com a mesma geometria. Assim, apresenta-se um valor máximo para a combinação de acções verticais de cerca de 0.35 mm e, para a combinação para a acção de base sismo tipo I, um valor de cerca de 2.39 mm, que corresponde a uma inclinação em relação à base do embasamento (ponto fixo) de 0.09%, não se verificando ser gravoso este valor.

6.3. Análise de tensões

Combinação de acções verticais

As tensões normais e as deformadas para a combinação de acções verticais estão ilustradas nas Figuras 11 e 12 (com valores em kPa). Na Figura 11, vê-se os resultados de tensões de tracção e compressão referentes às tensões normais dos eixos globais x e y, respectivamente σ_{11} e σ_{22} .

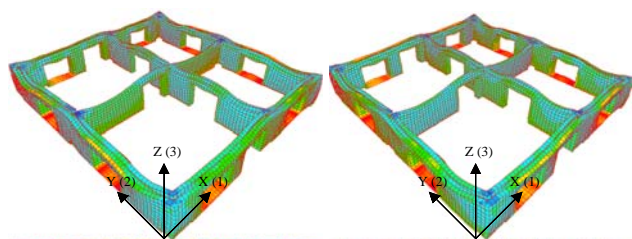


Figura 11 - Tensões de compressão e tracção, em kPa, e deformada para a combinação de acções verticais: à esquerda, tensões de compressão e tracção σ_{11} e, à direita, tensões de compressão e tracção σ_{22}

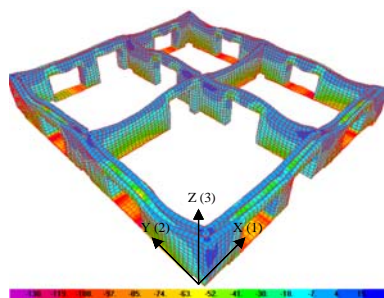


Figura 12 - Tensões de compressão e tracção, em kPa, σ_{33} , e, deformada para a combinação de acções verticais

Na Figura 12, observam-se os resultados de tensões de tracção e compressão referentes à tensão normal dos eixos globais z, σ_{33} . As tensões normais apresentam valores máximos de tensão de tracção na ordem de 20 kPa (σ_{11} e σ_{22}) e tensões de compressão na ordem de 130 kPa (σ_{33}), não se apresentando estes valores gravosos.

As tensões tangenciais apresentam valores máximos de tensão na ordem de 17.3 kPa, na estrutura de terra crua, não se apresentando estes gravosos. Perante os resultados obtidos de acordo com o estipulado nos critérios de análise, poder-se-á concluir que a estrutura não apresenta pontos críticos, em termos de tensões de tracção e de compressão para a combinação de acções verticais, não existindo assim, problemas em termos de estados limite últimos.

Combinação para a acção de base sismo tipo I

As tensões de compressão e de tracção e as deformadas da combinação para a acção de base sismo tipo I estão ilustradas nas Figuras 13 e 14 (com valores em kPa).

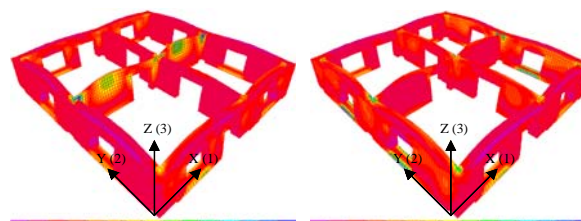


Figura 13 - Máximas tensões de tracção, em kPa, e deformada nos elementos com o material terra para a combinação para a acção de base sismo tipo I: à esquerda, σ_{11} e, à direita, σ_{22}

Na Figura 13, pode-se à partida verificar que, para a estrutura em terra, as maiores tensões de tracção dos eixos globais x e y, σ_{11} e σ_{22} , estão localizadas na zona de intersecção entre paredes interiores e exteriores, com um valor máximo de 160 kPa. Também as zonas de intersecção entre paredes interiores, as zonas de vãos de janelas e as paredes interiores estão sujeitas a tensões de

tracção elevadas. Observa-se ainda que as máximas tensões de tracção do eixo global y , σ_{22} , são em média inferiores às tensões de tracção do eixo global x , σ_{11} . As tensões de compressão, na estrutura em terra crua, apresentam valores máximos de 160 kPa. Como este valor é apenas ligeiramente superior ao admissível, corresponde apenas a danos ligeiros.

Na Figura 14, observam-se os resultados das máximas tensões normais, referentes ao eixo global z , σ_{33} . Verifica-se que estão instaladas elevadas tensões de tracção, na ordem de 200 kPa, na estrutura de terra, nos vãos das janelas. Na zona das paredes interiores, este valor diminui para 115 kPa, verificando os critérios de segurança adoptados. Quanto às tensões de compressão segundo o eixo global z , σ_{33} , não são condicionantes, não ultrapassando um valor máximo de 300 kPa, uma vez que o valor máximo de tensão de compressão admissível (5 vezes maior para a compressão do que para a tracção) é muito superior aos valores observados.

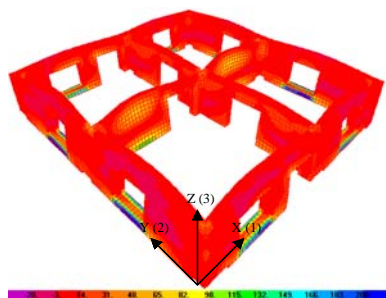


Figura 14 - Máximas tensões de tracção, em kPa, σ_{33} , e deformada nos elementos de terra para a combinação para a acção de base sismo tipo I

Observou-se que, para as tensões tangenciais σ_{12} e σ_{13} , a zona de vãos de janelas e portas são as mais solicitadas e, para a tensão tangencial σ_{23} , é a zona dos cunhais. Contudo, é na tensão tangencial σ_{13} , que se encontram em média os valores mais elevados.

Para a combinação para a acção de base sismo tipo I, aparecem zonas com tensões de tracção

superiores às admissíveis para as tensões normais, ultrapassando os valores de resistência para este tipo de estrutura de acordo com o que foi estipulado. Existirão dois pontos na estrutura com valores de tensões de tracção acima dos admissíveis, sendo o valor máximo observado de cerca de 200 kPa. Nestes pontos e para esta combinação, irão existir danos locais, uma vez que os valores de tensões de tracção ultrapassam os limites considerados nos critérios de segurança. Os danos localizados encontram-se nas zonas de intersecção entre paredes interiores e exteriores para a tensão normal do eixo global x , σ_{11} , e nos vãos de janela para a tensão normal do eixo global z , σ_{33} .

6. CONCLUSÕES

O resultado da frequência fundamental de vibração permite concluir que o modelo reforçado é mais rígido do que outro modelo com a mesma geometria mas sem qualquer tipo de reforço, devendo-se este facto à colocação de uma estrutura em betão armado no interior das paredes.

Comparando os deslocamentos do modelo reforçado (com estrutura de betão armado) com o modelo não reforçado, verifica-se que os deslocamentos apresentam valores mais baixos. Pode-se assim afirmar que a colocação de uma estrutura em betão armado influencia positivamente na diminuição de deformações, existindo uma compatibilização de deslocamentos entre as várias paredes resistentes, garantindo, deste modo, que todas funcionam em conjunto.

Como referido, foi efectuada uma análise linear, que deve ser encarada com alguma precaução já que o tipo de estrutura que se pretendeu analisar tem um comportamento não-linear. Refere-se ainda que, nesta análise, não foi tirado partido da ductilidade da estrutura, uma vez que o coeficiente utilizado foi tomado igual à unidade, estando-se assim do lado da segurança.

Perante os resultados obtidos na análise de tensões e para a combinação de acções verticais, poder-se-á concluir que a estrutura não apresenta pontos críticos, em termos de tensões de tracção e de compressão, de acordo com os critérios de segurança adoptados.

Relativamente à combinação para a acção de base sismo tipo I, e perante os valores estimados segundo o Regulamento da Nova Zelândia [13], verifica-se que a edificação mesmo reforçada, irá apresentar danos localizados. Não é assim verificada a segurança relativamente aos estados limite últimos, uma vez que a alvenaria em terra crua apresenta valores de tensões de tracções superiores aos admissíveis, de 130 kPa. Comparando o modelo reforçado com o não reforçado, este último apresenta valores na ordem de 450 kPa, valores estes muito superiores aos admissíveis. O modelo reforçado, ao apresentar valores muito inferiores, está sujeito a menos danos localizados.

Adoptando os valores propostos por Galante [4], ao utilizar uma mistura de terra estabilizada com cimento e posteriormente compactada mecanicamente, a resistência à tracção poderá aumentar até a um valor máximo de 0.61 MPa e a de compressão até a um valor de 3.05 MPa. Ao utilizar-se este tipo de solo, verifica-se que as tensões máximas de tracção e compressão para os vários modelos são bastante inferiores às tensões máximas admissíveis, verificando assim a segurança para os estados limite últimos.

É possível concluir que o reforço com elementos em betão armado (podendo estes ficar ocultos), além de reduzir as tensões no solo para valores aceitáveis, apresenta também a vantagem de limitar as consequências de possíveis danos locais: permitiria manter o apoio vertical da cobertura, um objectivo mais difícil de garantir se esta se apoiasse directamente nas paredes de terra. A análise efectuada refere-se a um caso de uma estrutura de um piso com uns determinados vãos e

percentagens de aberturas (para portas e janelas) nas paredes, pelo que as conclusões não devem ser directamente extrapoladas para construções de maior número de pisos ou vãos ou percentagens de aberturas em paredes superiores às consideradas.

Assim, para viabilizar a terra como material de construção estrutural, pode-se estabilizar o solo a ser usado na construção com taipa, aumentando o valor do módulo de elasticidade e da resistência à tracção e à compressão. A estratégia de reforço mais eficiente para evitar que os estados limite últimos sejam atingidos seria a utilização de vigas de bordadura sobre todas as paredes com função estrutural e montantes de betão armado nos cunhais e intersecção de paredes.

REFERÊNCIAS

1. Blondet, M.; García, G.; Loaiza, C. *Viviendas sismorresistentes de tierra? Una visión a futuro*. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil - CONIC. Lima, Peru, 2003.
2. Dowling, D. *Adobe housing in El Salvador: earthquake performance and seismic improvement*. In Rose, W. I. et al, GSA Special Paper on Natural Hazards in El Salvador. Geological Society of America, 2004.
3. European Standard, *Eurocode 6: Design of masonry structures*. ENV 1996-1-3.
4. Galante, R. *A construção em taipa e a reciclagem de materiais*. Relatório de estágio para a obtenção do grau de licenciado em Arquitectura. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Novembro, 2004.
5. Gomes, M. *Construção sismo-resistente em terra crua*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestrado em Construção pelo Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 182 pp, Abril, Lisboa, 2008.
6. Marangon, M. *Mecânica dos Solos II*. Faculdade de Engenharia - NuGeo / Núcleo de Geotecnia. *Documentos de apoio à disciplina Mecânica dos Solos*. Universidade Federal de Juiz de Fora - Faculdade de Engenharia, Departamento de Transportes, 2005.
7. New México Code. *New Mexico earthen buildings materials code, construction*. Industries Division of the Regulation and

- Licensing Department, Estados Unidos da América, 2003.
8. Parreira, D. *Análise sísmica de uma construção em taipa*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Construção. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Setembro, Lisboa, 2007
 9. Pinto, M.; Payalich, E.; Wamsler, C. *Proyecto de reconstrucción con inclusión de la gestión de riesgo - elementos técnicos y estrategia institucional para la disminución del riesgo y de la dimensión de futuros desastres*. División 4200, Democracia y Gobernabilidad. Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ) GmbH. Eschborn, Março, Peru, 2003.
 10. Ramos, J. *Análise experimental e numérica de estruturas históricas de alvenaria*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho - Departamento de Engenharia Civil. Dissertação para a obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil. Janeiro, Minho, 2002.
 11. *Regulamento de segurança e acções em estrutura de edifícios e pontes*. Dec-Lei 235/83 de 31 de Maio. Imprensa Nacional, Casa da Moeda. Lisboa, 1985.
 12. *Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado*. Dec-Lei 349-C/83 de 30 de Julho. Imprensa Nacional, Casa da Moeda. Lisboa, 1983.
 13. Regulamento da Nova Zelândia NZ 4297. *Engineering design of earth buildings*. Earth Building Association of New Zealand, Nova Zelândia, 1998.
 14. Regulamento da Nova Zelândia NZ 4299. *Earth buildings not requiring specific design*. Earth Building Association of New Zealand, Nova Zelândia, 1998.
 15. Varum, H.; Martins, T.; Velosa, A. *Caracterização do adobe em construções existentes na região de Aveiro*. Terra em Seminário, IV Seminário Ibero-Americano de Construção em Terra e III Seminário de Arquitectura de Terra em Portugal. Argumentum - Edições Estudos e Realizações, Escola Superior Gallaecia - Ensino Universitário, pp. 233-235, Outubro, Monsaraz, 2005.
 16. Zegarra, L.; Quiun, D.; San Bartolomé, A.; Giesecke, A. *Reforzamiento de viviendas de adobe existentes* (Proyecto Ceresis-Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit - GTZ-PUCP), no XI Congreso Nacional Ingeniería Civil, Trujillo, 1997.