FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

A sustentabilidade da construção em terra

Um caso de estudo

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural

Autor

Pedro Daniel Cardoso de Matos Gama Mendes

Orientadores

Carla Maria Araújo Fernandes Costa Ferreira
Maria Isabel Morais Torres

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada.

Coimbra, Dezembro, 2011

AGRADECIMENTOS

A realização deste documento foi um intenso desafio pessoal e académico aliado a um tema interessantíssimo, que me despertou para uma série de temáticas relacionadas com o desenvolvimento da engenharia civil desde um passado histórico até à actualidade. Exigiu uma grande flexibilidade em ligar os vários saberes adquiridos na formação do curso de engenharia civil, simultaneamente pela amostra de uma realidade que tem sido praticada por parte do mundo industrial e empresarial da construção civil relativamente à temática da sustentabilidade e da apresentação de soluções construtivas inovadoras versus a construção corrente; um despertar de uma visão mundial por parte de vários países que apostam fortemente na construção de terra como uma solução sustentável; juntamente acompanhado por uma notória carência nacional de condições necessárias e favoráveis à construção em terra.

Após este breve parênteses, quero agradecer especialmente às minhas professoras e orientadoras o seu excelente acompanhamento, profissionalismo, entusiasmo e dedicação ao longo de todo o período de realização desta dissertação. Sinto-me realmente agradecido por ter tido a sorte de ter crescido mais um bocadinho enquanto estudante com toda aprendizagem adquirida, pelo método de orientação de excelência e pela oportunidade de participar na elaboração de um artigo relacionado com o tema.

Quero agradecer aos meus familiares e amigos que me acompanharam e mostraram um enorme interesse pelo meu sucesso pessoal e profissional. Um grande obrigado por todos os momentos partilhados com todos eles!

RESUMO

A terra é o material mais disponível, acessível e económico no planeta. É um produto gratuito, inesgotável e simples de aplicar. Estas qualidades importam a países em vias de desenvolvimento e também a países desenvolvidos, já que responde às incertezas das necessidades energéticas do planeta e do seu meio ambiente.

A construção em terra é uma boa alternativa económica e sustentável para a arquitectura contemporânea, nomeadamente a habitacional. Trata-se de uma construção de custos muito mais baixos, que permite a produção dos materiais e tem custos energéticos menores, dada a sua elevada eficiência térmica.

Na actualidade, as preocupações económicas e ambientais levaram a repensar as potencialidades da construção em terra e incentivaram a comunidade científica e especialistas do mundo inteiro a fazer um estudo continuado das técnicas de terra, ainda encaradas como experimentais.

Neste trabalho faz-se uma análise comparativa de três tipos de soluções construtivas, a saber: estrutura de betão, viga-pilar com paredes de enchimento de tijolo corrente cozido (A); paredes estruturais de tijolo de blocos de terra comprimidos (B); estrutura de paredes de blocos de terra comprimidos com a introdução de reforço estrutural (C).

No seguimento desta análise comparativa, expõem-se os aspectos mais relevantes em termos das quantidades de material consumidos pelas diferentes soluções, associando-as, simultaneamente, aos gastos energéticos, económicos e às emissões de poluentes resultantes da utilização dos diversos materiais utilizados.

Com este trabalho pretende-se proporcionar um melhor e maior conhecimento das construções de terra e contribuir com opções que potenciem a sua sustentabilidade.

ABSTRACT

The land is the best material available, accessible and economic on the planet. It is a free product, inexhaustible and simple to apply. These qualities matter to developing countries to developed countries as well, since answers to uncertainties of the world´s energy needs and its environment.

The construction on land is a good alternative for sustainable economic and contemporary architecture, including housing. It is building a much lower cost, which allows the production of materials and have lower energy costs, due to its high thermal efficiency.

Presently, economic and environmental concerns have led to rethinking the potential of onshore construction and encouraged the scientific community and experts around the world to make a continuing study of the techniques of earth buildings, still regarded as experimental.

This work makes a comparative analysis of three types of constructive solutions, such as: concrete structures of beams, columns with walls filled of current clay blocks (A); a earth building with structural masonry walls with compressed earth bricks (B); a earth building with structural masonry walls with compressed earth bricks with structural reinforcement (C).

Following this comparative analysis, is showed the most relevant aspects in terms of quantity of material consumed by the different solutions linking them both to energy and economic costs as well as emissions of pollutants from use of different materials used.

This work is intended to provide a better and wider knowledge of earth buildings and contribute to maximizing options to increasing sustainability.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS i
RESUMO .....
ÍNDICE i
ÍNDICE DE FIGURAS iv
ÍNDICE DE QUADROS vi
SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS vii
1. INTRODUÇÃO 1
1.1. Considerações Gerais 1
1.2. Metodologia da Dissertação 2
1.3. Objectivos 3
1.4. Estrutura e Organização do Trabalho 4
2. A CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL DE TERRA 5
2.1. Construção Sustentável 5
2.2. Reabilitação dos Materiais Tradicionais 6
2.2.1. Consumo Energético 7
2.2.2. Produção de Resíduos 7
2.2.3. Custo Elevado 8
2.3. Construções de Terra 8
2.3.1. Generalidades 8
2.3.2. Enquadramento Histórico 9
2.3.3. A Construção em Terra em Portugal 10
2.3.4. Apresentação das Técnicas Construtivas em Terra 11
2.3.4.1. Taipa 11
2.3.4.2. Adobe 12
2.3.4.3. Os blocos de terra comprimida 13
3. APRESENTAÇÃO DAS SOLUÇÕES 15
3.1. Considerações gerais 15
3.2. COBERTURAS 16
3.2.1. Cobertura na solução A 16
3.2.2. Coberturas das soluções B e C 18
3.3. Fundações 18
3.4. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES 19

3.4.1. Acção do Vento 19
3.4.2. Acção Sísmica 21
3.4.3. Acções permanentes e sobrecargas 22
3.5. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES 22
3.5.1. ULS – Estados limites últimos 22
3.6. MODELAÇÃO DA SOLUÇÃO A 24
3.7. MODELAÇÃO DA CONSTRUÇÃO EM TERRA 27
3.7.1. Aspectos construtivos 27
3.7.2. Caracterização dos materiais 29
3.7.3. Recolha de parâmetros materiais 30
3.7.3.1. Dados de um BTC da empresa TerraCrua 31
3.7.3.2. Dados de um BTC de Guillaud at al (1985) 32
3.7.3.3. Dados de BTC da empresa Grupo Plana 33
3.7.3.4. Dados de BTC de Alderet et al 33
3.7.4. Escolha das características mecânicas dos elementos de alvenaria em estudo 34
3.7.4.1. Definição das características de unidades de alvenaria e de argamassa e tipo de junta 34
3.7.4.2. Resistência à compressão 35
3.7.4.3. Resistência ao corte 35
3.7.4.4. Resistência à flexão 36
3.7.4.5. Resistência à tracção por flexão 36
3.7.4.6. Módulos de elasticidade longitudinal e transversal 37
3.7.4.7. Coeficiente de Poisson 37
3.7.4.8. Coeficiente de amortecimento 37
3.7.4.9. Valores de Resistência de cálculo 38
3.7.4.10. Resumo das propriedades materiais consideradas na modelação numérica 38
3.8. Análise da modelação da estrutura em terra 39
3.8.1. Introdução 39
3.8.2. Considerações gerais no método dos elementos finitos 40
3.8.3. Análise bidimensional e os critérios definidos para o estudo 40
3.8.3.1. Análise de Tensões na estrutura 41
3.8.4. Verificação da segurança das paredes 43

3.8.5. Cálculo alternativo 45
3.9. Verificação da segurança segundo o EC6 (2005). 46
3.9.1. Verificação de paredes a acções verticais 46
3.9.2. Resistência ao corte 47
3.9.3. Flexão 48
3.10. APRESENTAÇÃO DA SOLUÇÃO C 49
4. A CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL DE TERRA 54
4.1. Comparação e discussão dos resultados 56
5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 58
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 61
ANEXOS 64
Anexo A 64
Quadro A.1: Dimensionamento das armaduras das vigas da solução A 64
Quadro A.3: Dimensionamento das sapatas da solução A 65
Anexo B 66
Anexo C 67

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Resíduos da construção 8
Figura 2.2: Exemplos de cidades construídas com terra: à esquerda, Shibam, Iémen do Sul, e, à direita, cidade de Sanaa , (Trindade, 2009) 10
Figura 2.3: Distribuição geográfica das principais técnicas em Portugal (Parreira, 2007) 11
Figura 2.4: Parede em taipa em fase de construção, arquitecturadeterra@2011 12
Figura 2.5: Arcos e cúpulas de blocos de adobe 12
Figura 2.6: Prensa manual de BTC 13
Figura 2.7: BTC furados e reforçados 13
Figura 3.1: Plantas das moradias unifamiliares das soluções A, B e C. 16
Figura 3.2: Alçados norte e sul das moradias unifamiliares das soluções A, B e C. 16
Figura 3.3: Disposição da planta de distribuição e dos muretes na cobertura da solução A 17
Figura 3.4: Representação dos muretes da cobertura (margon@2008) 17
Figura 3.5: Representação do conjunto de asnas e a representação da distribuição das asnas em planta 18
Figura 3.6: Exemplos de fundações de betão 19
para uma solução corrente 19
Figura 3.7: Exemplo de fundação contínua de pedra na construção em terra (Murta, 2009) 19
Figura 3.8: Representação da actuação do vento para a estrutura 21
Figura 3.9: Planta estrutural 24
Figura 3.10: Esquema da laje pré-fabricada adoptada (Secil Prebetão@2011) 24
Figura 3.11: Identificação dos elementos estruturais no programa automático Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 25
Figura 3.12: N [KN] 25
Figura 3.13: V_y [KN] 25
Figura 3.14: V_z [KN] 26
Figura 3.15: M_z [KN/m] 26
Figura 3.16: M_y [KN/m] 26
Figura 3.17: M_x [KN/m] 26
Figura 3.18: N [KN] 26
Figura 3.19: V_y [KN] 26
Figura 3.20: V_z [KN] 26
Figura 3.21: M_y [KN/m] 26
Figura 3.22: M_z [KN/m] 26
Figura 3.23: M_x [KN/m] 26
Figura 3.24: Representação da planta e perspectiva 3D da moradia de construção em terra 28
Figura 3.25: Modelações da construção em BTC, nos dois métodos de análise 29
Figura 3.26: Modelação de parede em alvenaria (Lourenço e Sousa, 2002) 30
Figura 3.27: Representação das dimensões do bloco de BTC em estudo, terracrua@ (2011) 30
Figura 3.28: Resistência à flexão nos dois planos de rotura, (EC6,2005) 36
Figura 3.29: Representação do tensor das tensões do estado plano de tensão 40

Figura 3.30: Convenção da orientação positiva para os esforços e tensões, (Manual AutodeskRobot, 2010)....41
Figura 3.31: Tensões de compressão e tracção em MPa para a combinação 1....41
Figura 3.32: Tensões de compressão e tracção em MPa para a combinação 2....42
Figura 3.33: Tensões de compressão e tracção em MPa para a combinação 3....43
Figura 3.34: Tensões obtidas com o modelo alternativo....45
Figura 3.36: Representação da planta de paredes....49
Figura 3.36: Representação do recobrimento mínimo nas juntas (EC6, 2005)....50
Figura 3.36: Sobreposição das unidades de alvenaria (EC6, 2005)....51
Figura 3.37: Parede de alvenaria do tipo 1, de acordo com o EC6, (Santos, 2007)....51
Figura 3.38: parede de blocos de terra de tijolos maciços....51
Figura 3.39: Pormenorização da ligação das paredes da estrutura, (Murta, 2009)....52
Paredes Exteriores....52
Paredes Interiores....52
Figura 3.40: Representação da distribuição da armadura aplicadas nas paredes estruturais....52
Figura 3.41: Representação da armadura aplicada as juntas horizontais (armadura em escada).....53
Gráfico 4.1: Análise comparativa das três soluções com base nos valores por unidade de construção....57
Figura A.1: Representação da sapata da solução A....65

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1: Itens da sustentabilidade da construção.....6
Quadro 3.1: Elementos da cobertura da solução A e os seus pesos 17
Quadro 3.2: Quantificação das ripas e varas. 18
Quadro 3.3: Elementos da estrutura de madeira das soluções B e C.....18
Quadro 3.4: Valores da laje pré-fabricada de betão C 35/45 com armaduras pré-esforço.....24
Quadro 3.5: Valores para o bloco de terra comprimido estabilizado 32
Quadro 3.6: Resistências de um bloco de BTC retirado da empresa 33
O quadro seguinte resume os valores do coeficiente de Poisson indicado por vários autores. No presente trabalho atribui-se um valor de 0,35 ao coeficiente de Poisson, (Lourenço, 2002). 37
Quadro 3.8: Estudo de vários valores do coeficiente de Poisson referentes a blocos de terra.37
Quadro 3.10: Valores das propriedades atribuídas ao material no Robot 2010 38
Quadro 3.11: Localização das tensões na estrutura, referentes à combinação 1 42
Quadro 3.12: Localização das tensões na estrutura, referentes à combinação 2 42
Quadro3.13: Localização das tensões na estrutura, referentes à combinação 3 43
Quando 3.14: Localização das tensões na parede PX5, referentes à combinação de análise...44
Quadro 3.15: Valores de tensão axial em MPa 45
Quadro 3.16: Medidas de Protecção da alvenaria em fase de construção. (cbloco, 2010).....53
Quadro 4.1: Quantificação dos valores por unidade de material: custos, consumos energéticos e emissões de CO_2 54
Quadro 4.2: Quantificação das quantidades dos parâmetros de cada material da solução A...55
Quadro 4.3: Quantificação das quantidades dos parâmetros de cada material da solução B...55
Quadro 4.4: Quantificação das quantidades dos parâmetros de cada material da solução C...56
Quadro 4.6: Valores totais expressos por unidade de construção 57
Quadro 4.7: Comparação dos parâmetros por unidade de construção entre soluções A, B e C. 57
Quadro A.1: Dimensionamento das armaduras das vigas da solução A 64
Quadro A.2: Dimensionamento da armadura dos pilares da solução A.....65
Quadro A.3: Dimensionamento das sapatas da solução A 65
Quadro B.1: Valores da dos esforços actuantes e resistentes de cálculo dos elementos estruturais de alvenaria 66
Quadro C.1: Quantificação dos elementos constituintes das paredes da solução A 67
Quadro C.2: Quantificação dos elementos constituintes das paredes da solução B 67

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

q_p: a pressão dinâmica de pico;
c_s: o coeficiente de força de pressão;
c_d: o coeficiente estrutural;
v_b: o valor de referência de velocidade do vento, (m/s);
z_e: a altura de referência, (m);
$c_o(z)$: o coeficiente de orografia;
$c_r(z)$: o coeficiente de rugosidade;
$h_{máx}$: o valor máximo de alturas das diferentes partes das paredes da estrutura, (m);
b: a dimensão do menor lado da planta, (m);
e: o menor dos valores entre 2b e h, (m);
d: o lado da planta paralelo à direcção do vento, (m);
W_e: a pressão exterior na superfície, (KN/m^2);
W_i: a pressão interior na superfície (KN/m^2);
A_{ref}: a área de referência da superfície individual, (m^2);
a_{gr}: a aceleração máxima nominal (m/s^2);
η: o coeficiente de comportamento;
$\gamma_{g,j}$: o factor de segurança parcial de acções permanentes (1,35 se favorável, 1,00 se desfavorável);
$\gamma_{Q,1}$: o factor de segurança parcial de acções variáveis (1,5 se favorável, 0 se desfavorável);
$\Psi_{0,i}$: o coeficiente de combinação das acções variáveis;
$G_{k,j}$: o valor característico da acção permanente j;
$Q_{k,1}$: o valor característico de restantes acções variáveis;
γ_1: o coeficiente parcial de segurança para a acção sísmica (de valor 1 de acordo com o EC8);
A_{Ed}: o valor de cálculo da acção sísmica;
$\Psi_{2,i}$: o coeficiente de combinação quase permanente das acções variáveis;
$Q_{k,i}$: o valor característico da acção variável.
E_{Edx}: representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal *x* escolhido para a estrutura;
E_{Edy}: representa os esforços devidos à aplicação da mesma acção sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal *y* da estrutura;
E_{Edz}: representa os esforços devidos à aplicação da componente vertical da acção sísmica de cálculo;
E_{c28}: o módulo de elasticidade (valores médios aos 28 dias de idade);
f_{ck}: o valor característico mínimo da tensão de rotura por compressão;
XC1: a classe de exposição em função das condições ambientais, segundo o EC2 (2004);

f_{cd}: o valor de cálculo da tensão de rotura à tracção;
N: o esforço axial (KN);
M_x: o momento torsor (KN/m);
M_y: o momento flector segundo o eixo local y, (KN/m);
V_z: o esforço transverso segundo o eixo local z, (KN);
M_z: o momento flector segundo o eixo local z, (KN/m);
V_y: o esforço transverso segundo o eixo local y,(KN);
f_b: a resistência à compressão do provete;
F: a carga máxima suportada pelo provete, em KN;
S: a superfície média das faces de ensaio, em cm^2 .
m_d: a massa do provete seco, em g;
m_h: é a massa do provete húmido, em g;
S: a superfície da face imersa, em cm^2 ;
$t_{provete}$: o tempo de duração da imersão do provete, em minutos (min) – 10min.
$f_b^{'}$: a resistência à tracção do provete em MPa;
F*:* a carga máxima suportada pelo provete em KN;
$l_{provete}$: a largura do provete em cm;
$h_{provete}$: altura do provete em cm;
f_m: resistência à compressão da argamassa;
σ_m: tensão média do provete
M5: a classificação da argamassa segundo EC6 (2005);
f_{dk}: o valor de resistência característica à compressão da alvenaria, em N/mm^2;
K: a constante que depende do tipo de material da unidade de alvenaria, do seu respectivo grupo e do tipo de argamassa e junta utilizada, segundo EC6 (2005);
f_b : é o valor de resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, em N/mm^2, na direcção de aplicação da carga;
f_m: é o valor da resistência à compressão da argamassa, em N/mm^2;
α,β: são constantes, segundo EC6 (2005);
f_{vk0}: a resistência ao corte característica da alvenaria sem tensões de compressão aplicadas;
σ_d: o valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte no elemento de alvenaria no piso em análise, utilizando a combinação de acções;
f_{xk1}: resistência à flexão segundo o plano de rotura paralelo às juntas de assentamento;
f_{xk2}: resistência à flexão segundo o plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento;
σ_T: resistência à tracção;
E: módulo de elasticidade;
G: módulo de distorção;
μ: factor de amortecimento;
ν : coeficiente de Poisson;

R_d: o valor da resistência de cálculo;
R_k : o valor da resistência característica;
γ_M : o factor de segurança parcial;
σ_y: Tensão normal à direcção x do eixo local do painel, (MPa);
σ_x: Tensão normal à direcção y do eixo local do painel, (MPa);
τ_{xy}: Tensão tangencial, (MPa);
t_{ef} : espessura efectiva (m);
ρ_t: o factor de redução;
t: espessura da parede (m);
h_{ef}: é a altura efectiva das paredes (m);
ρ_n: o factor de redução de altura livre, com n=2,3 ou, conforme a parede estiver contraventada em 2,3 ou nos 4 bordos;
h: a altura livre das paredes, (m);
N_{Ed}: o carga vertical de cálculo, (KN);
N_{Rd} : o esforço vertical resistente de dimensionamento, (KN);
Φ : o factor de redução de capacidade no topo ou na base da parede (Φi);
l_c: o comprimento da parte comprimida da parede, (m);
σ_d : o valor médio de tensão, na zona comprimida da parede, (KN/m^2);
Z: o módulo de flexão por unidade de altura ou de comprimento da parede (m);
Φ: o diâmetro dos varões, (mm);
$S_{máx}$: o espaçamento máximo entre armaduras horizontais;
A_{smin}: a área de armadura mínima de controlo de fendilhação;
l_b: o comprimento recto necessário para a ligação de paredes (m);
f_{yk}: o valor característico de tensão de cedência da armadura, (MPa);
f_{bok}: o valor característico de tensão de rotura da aderência, (MPa);
γ_M: o coeficiente parcial de segurança da alvenaria;
γs : o coeficiente parcial de segurança do aço.
l_u: o comprimento de sobreposição das unidades do aparelho de alvenaria
h_u: a altura das unidades do aparelho de alvenaria

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Gerais

Construir com Terra é utilizar uma matéria-prima com enormes potencialidades do ponto de vista ambiental e abundante em todo o mundo. Com os exemplos de construção de terra da antiguidade, merece um olhar criterioso e atento devido à sua permanência na actualidade. Este tipo de construção estende-se actualmente a cerca de três biliões de pessoas a nível mundial. Em Portugal Continental, registam-se várias construções de terra que fazem parte do património nacional na zona do baixo Douro, Castelo Branco, Alentejo e Algarve. Embora se admita a aplicação da terra crua desde os tempos pré-histórico, sabe-se que a influência muçulmana foi um grande exemplo histórico deste tipo de construção (Lourenço, 2002).

Nos últimos anos, a construção em terra tem-se desenvolvido maioritariamente no Sul do território nacional, acompanhada por um melhoramento das técnicas de construção, aliada ao despertar de uma nova mentalidade de sustentabilidade. Porém, a forte concorrência dos materiais mais frequentemente aplicados na construção, como o cimento, o betão armado, o tijolo industrializado corrente, condicionou o desenvolvimento industrial e a investigação científica da construção em terra e, consequentemente, gerou pouco reconhecimento na sociedade actual deste tipo de materiais comparativamente com o domínio dos materiais comuns.

A necessidade de um crescimento sustentável que se tem verificado nas últimas décadas, conjuntamente com a avaliação global dos impactos ambientais em vários sectores, nomeadamente no ramo da construção civil, é actualmente motivo de preocupação e torna-se urgente o desenvolvimento e aplicação de técnicas construtivas que contrariem o esgotamento de energias não renováveis e a sobrecarga de poluentes no ambiente.

A construção em terra, apresenta uma série de vantagens económica e ambientalmente sustentáveis, que merecem o contínuo estudo, no sentido de contrariar as suas principais causas de degradação dos recursos do planeta. Este tipo de construção revela um mau comportamento face à água e, uma fraca resistência mecânica quando solicitada a alguns tipos de acções, nomeadamente à acção sísmica (Gomes, 2008). Existe também falta normas regulamentares para este tipo de construção (Parreira, 2007), falta de consenso quanto à sua qualidade por parte dos vários especialistas e falta de mão-de-obra especializada (Lourenço, 2002).

Nesta dissertação analisam-se soluções construtivas em terra que ofereçam os padrões de segurança legalmente aceites em Portugal relativamente às acções actuantes, nomeadamente às acções sísmicas, e às resistências estruturais, quantificando-se os aspectos económicos e ambientais, através dos princípios de sustentabilidade.
Efectuou-se uma análise comparativa de três soluções construtivas, com base nas quantidades de material consumido e seus custos, associadas aos consumos energéticos e às emissões de poluentes dos materiais. As soluções em estudo apresentam arquitecturas semelhantes, todas são soluções para uma moradia unifamiliar localizada no sul do território e serão denominadas como A, B e C. A solução A é uma solução estrutural de betão armado com paredes de enchimento de tijolo corrente cozido. A solução B é constituída por paredes estruturais de blocos de terra comprimida (BTC) e a terceira solução, C, é formada por paredes estruturais de blocos de terra comprimida com a introdução de algum reforço estrutural.

1.2. Metodologia da Dissertação

Este trabalho mostra como a construção de terra se ajusta ao conceito de construção sustentável, de acordo com as exigências da actualidade, sendo enquadrada igualmente numa vertente histórica, cultural, patrimonial e social.

A dissertação desenvolve um estudo comparativo entre soluções A, B e C para uma construção situada no Algarve, analisando-se a sua resistência estrutural para o mesmo conjunto de acções, a sua viabilidade técnica, económica e ambiental.

A análise estrutural foi efectuada através da modelação das soluções no programa de cálculo automático Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, com o objectivo de se efectuar a verificação aos Estados Limites Últimos dos elementos estruturais das soluções, de acordo com as normas relativas ao conjunto de acções aplicadas. As acções estão de acordo com o Eurocódigo 0 – bases de projecto de estruturas e o Eurocódigo 1 – acções em estruturas. A acção sísmica teve por base o Eurocódigo 8 – projecto de estruturas para resistência aos sismos, e a consulta dos espectros de resposta segundo a regulamentação nacional (RSA). A acção do vento teve por base o Eurocódigo1 parte 1-4, – acções do vento.
A verificação e dimensionamento dos elementos de betão armado da solução A, estão de acordo com o Eurocódigo 2, projecto de estruturas de betão, enquanto que as paredes estruturais de BTC das soluções B e C foram verificadas e dimensionadas de acordo com o Eurocódigo 6 - projecto de estruturas de alvenaria. Seguiram-se igualmente algumas orientações de normas estrangeiras relativas à construção em terra, como a norma do Peru (E.80 adobe, 1999), e a norma da Nova Zelândia (NZS 4299,1998).

1.3. Objectivos

Esta dissertação teve como objectivo principal quantificar materiais e custos associados às construções em terra, comparando-os com os da construção corrente.

Pretendeu-se contribuir para a credibilização deste tipo de construções e para o desenvolvimento do conhecimento científico, com o objectivo futuro de normalizar legislações específicas para as construções de terra. Paralelamente pretendeu-se também promover este tipo de construção alternativo, para que não seja encarado unicamente como habitação de cariz social de terceiro mundo, enquadrando-o num contexto socialmente mais elevado.
Tendo em conta as diferentes técnicas existentes nesta área, pretende-se que o presente documento contenha a informação relativa a esta diversidade de formas de construção em terra, assim como dar enfoque ao peso histórico e cultural que este tipo de construção requer.

Com a comparação de três soluções:

- A (construção corrente viga - pilar),
- B (paredes estruturais de BTC),
- C (paredes estruturais de BTC + reforço estrutural),

Pretendeu-se quantificar os custos, gastos energéticos e valores de emissões de dióxido de carbono para a atmosfera para cada solução e assim determinar qual das três soluções é a mais sustentável.

1.4. Estrutura e Organização do Trabalho

A estrutura desta dissertação obedece à seguinte organização:

Capitulo 1**:** Introdução
Apresentação do tema, descrição da metodologia a utilizar bem como os objectivos a atingir.

Capitulo 2: Construção sustentável de terra:
Apresentação do conceito de desenvolvimento sustentabilidade e construção sustentável associado à construção de terra.

Apresentação do enquadramento da construção em terra a nível mundial e nacional. Enunciam-se as várias técnicas existentes bem como as suas vantagens e desvantagens. Atribui-se uma maior ênfase à construção de blocos de terra comprimidos por apresentar vantagens determinantes na escolha deste tipo de material para a solução em estudo neste trabalho.

Capítulo 3**:** Apresentação das soluções:
Este capítulo descreve as opções construtivas dos três tipos de soluções, as geometrias das construções, os elementos resistentes, as principais características dos materiais utilizados, as acções sobre as construções e os cálculos efectuados na verificação da segurança. Evidenciam-se as diferenças entre a construção tradicional viga - pilar e as soluções de construção de terra. Faz-se a distinção entre as três soluções.

Capítulo 4**:** Análise comparativa de gastos
Apresenta-se a quantificação para os principais materiais constituintes das três soluções, estabelecendo a comparação das três soluções em relação à sustentabilidade energética, económica e ambiental dos materiais aplicados.

Capítulo 5: Conclusão e desenvolvimentos futuros
Enunciam-se as conclusões finais e são apresentadas algumas propostas de investigação que poderão ser efectuadas futuramente, no sentido de averiguar e aprofundar algumas questões surgidas no decorrer deste estudo, mas que aqui não houve possibilidade de tratar.

2. A CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL DE TERRA

2.1. Construção Sustentável

Desde os tempos primórdios, que o Homem tem vindo a usufruir das matérias-primas em função das suas necessidades. A evolução dos padrões sociais acompanhada do avanço contínuo da ciência e da tecnologia, o crescimento da população mundial e o aumento da produção industrial tiveram efeitos no planeta terra em vários domínios, sobretudo no esgotamento de recursos energéticos naturais e na deterioração ambiental.

Toda esta mudança evidente levou vários países a realizarem diversos eventos, onde foi discutido e aprofundado o conceito de sustentabilidade. Indicam-se dois eventos importantes: a conferência das nações unidas sobre o Meio ambiente e Desenvolvimento (CNUMAD), a Eco92, realizada no Rio de Janeiro, onde resultou a Agenda 21 e directrizes mundiais de desenvolvimento sustentável. (Bennett, 2004); e Conferência Internacional de construção sustentável em Tampa, Estados Unidos (1994), onde o conceito de construção sustentável foi definido pela primeira vez por Charles Kibert, como sendo "criação e gestão responsável de um ambiente construído saudável, baseado na eficiência de recursos e princípios ecológicos" (Gervásio, 2009).

O princípio de construção sustentável está directamente interligado com uma visão global de todos os princípios de sustentabilidade e de todas as origens e causas que forçaram o Homem a desenvolver e a concretizar um novo pensar e agir, perante realidades irreversíveis no que respeita aos resultados que a industrialização foi deixando ao longo de todos estes anos. (Bennett, 2004). O desenvolvimento sustentável impôs uma responsabilidade por parte da indústria da construção, de modo a poder atingir-se um equilíbrio entre os interesses do dono de obra e as necessidades humanas e ambientais, orientadas por um conjunto de pontos: funcionalidade, segurança, durabilidade, economia, estética e ambiental, (Mateus, 2004).

Os itens da sustentabilidade da construção indicados no quadro 2.1, começaram a ser integrados no ciclo de vida de uma construção, introduzindo-se conceitos sustentáveis em todas as fases de projecto, construção, operação, manutenção e demolição. (Mateus, 2004).

Apresenta-se na seguinte lista os itens da sustentabilidade da construção (Mateus, 2004):

Quadro 2.1: Itens da sustentabilidade da construção

1	Economizar energia e água.
2	Assegurar a salubridade dos edifícios.
3	Maximizar a durabilidade dos edifícios.
4	Planear a conservação e a manutenção dos edifícios.
5	Utilizar materiais eco-eficientes.
5.1	Não possuir químicos nocivos à camada de ozono.
5.2	Ser durável.
5.3	Exigir poucas operações de manutenção.
5.4	Incorporar baixa energia primária.
5.5	Estar disponível nas proximidades do local de construção.
5.6	Ser elaborado a partir de matérias recicladas e/ou que possuam grandes potencialidades para virem a ser recicladas ou reutilizadas.
6	Apresentar baixa massa de construção.
7	Minimizar a produção de resíduos.
8	Ser económica.
9	Garantir condições dignas de higiene e segurança nos trabalhos de construção.

2.2. Reabilitação dos Materiais Tradicionais

Foi após a segunda guerra mundial que a Terra apresentou um maior crescimento industrial. Até final dos anos 60 a industrialização baseava-se no facto de a energia ser relativamente barata e de haver pouca preocupação com o meio ambiente e com a economia energética. Quando o Estado de Israel resolveu invadir as terras onde se encontravam os palestinos acirrando a disputa desigual pela sua propriedade, as guerras com Egipto e outros países árabes produtores de petróleo tiveram como consequência um aumento significativo do preço do petróleo. Começou também a consciencialização de que os recursos energéticos do planeta não eram inesgotáveis. Foram surgindo os movimentos ecológicos e começou a pensar-se definitivamente na necessidade da preservação dos recursos naturais. No ramo da arquitectura e da engenharia começou a pensar-se em voltar a utilizar materiais e tecnologias tradicionais que envolvessem menos consumo de energia e contribuíssem para a preservação da Terra. Pouco a pouco essas ideias foram surgindo e desenvolvendo-se e hoje existem já muitos estudos e publicações sobre esses materiais e essas tecnologias, se bem que mereçam ainda muito mais difusão, (Mendes et al, 2011).

A arquitectura do futuro será aquela que terá em mente:

- A conservação dos recursos naturais
- A minimização do consumo de energia

- A redução da poluição para a produção de construções saudáveis sem aumentar o custo.

2.2.1. Consumo Energético

Os materiais aplicados na construção civil estão necessariamente associados a consumos energéticos e à libertação de poluentes para o meio ambiente, desde o seu processo de transformação proveniente da matéria-prima até chegarem à obra, pelo seu transporte. No nosso país, as habitações são responsáveis pelo consumo de 20% dos recursos energéticos nacionais, 6,7% do consumo de água e pela produção de 420 milhões de metros cúbicos de águas residuais. Partindo destes valores conclui-se que a adopção de uma solução com materiais naturais pode diminuir cerca de 65% do gasto energético dos materiais aplicados na construção (Murta, 2009).

O fabrico de cimento Portland é um dos maiores emissores de CO_2 para a atmosfera. Esta emissão é implícita ao seu processo de fabrico. O cimento Portland provém da calcinação de argila com calcário (carbonato de cálcio). Durante essa queima, ocorre a descarbonatação do calcário e a libertação de gás carbónico para atmosfera.

O processo de fabrico dos materiais industrializados consome grandes quantidades de energia. Para se produzir aço, por exemplo, é preciso chegar-se a temperaturas que rondam os 1800^{o}C. Calcula-se que a energia necessária para a produção de um simples varão de 12,5 mm seja da ordem de 80kWh. O alumínio consome cerca de 20 vezes mais. Um saco de cimento de 50kgf consome aproximadamente 55kWh. A temperatura nos fornos chega a 1450^{o}C. Para se produzirem azulejos e revestimentos cerâmicos são exigidos possantes equipamentos para moagem, prensagem e queima dos materiais, que pode ter lugar a temperaturas superiores a 1200^{o}C. Assim, se for levada em conta a enorme quantidade destes materiais produzidos no mundo moderno, (a produção de aço está estimada por 800 milhões de toneladas anuais) pode-se ter uma ideia dos consumos de energia exigidos para a fabricação dos materiais industrializados (Mendes et al, 2011).

Comparando estes consumos de energia com aqueles necessários para uma construção de tijolos de barro cru, sem cozimento, temos que concordar que poderão ser uma boa solução construtiva alternativa.

2.2.2. Produção de Resíduos

O fabrico dos materiais de construção industrializados produz resíduos em quantidades muito elevadas. Tome-se como exemplo a fabrico de aço. A quantidade de escória que resulta do

processo é qualquer coisa de extraordinário. Parte desta escória é já reaproveitada na indústria do cimento, o que é muito benéfico, porém nem toda ela é reaproveitada. Outro exemplo é a indústria cerâmica vermelha. Um considerável volume do produto é inutilizado no próprio processo de fabrico: muitas peças quebram-se antes da comercialização e a deposição desses resíduos torna-se um problema ambiental. Também os métodos construtivos com materiais industrializados produzem enormes quantidades de entulhos (restos de construção), difíceis de serem reincorporados na Natureza (figura 2.1). Frequentemente são depositados em terrenos baldios, aterros clandestinos, ao longo de vias e praças públicas e mesmo em margens de rios urbanos. O entulho permite a proliferação de ratos e insectos prejudiciais ao Homem, aumentando a incidência de inúmeros tipos de doenças que afectam principalmente as populações pobres, aumentando-lhes o drama da sobrevivência (Mendes et al, 2011).

Figura 2.1: Resíduos da construção

2.2.3. Custo Elevado

Muitos dos materiais industrializados são hoje em dia fabricados por cartéis globalizados que combinam, impõem e aumentam continuamente preços aos consumidores. Assim, as indústrias do cimento, do aço, do alumínio, das tintas, adoptam mecanismos que conduzem ao lucro máximo, não se importando se considerável parcela da população local não pode adquiri-los. Os preços nem sempre estão ligados ao custo, mas sim ao lucro que podem gerar. As fábricas preferem vender menos a maior preço que vender mais a menor preço, indiferentemente ao meio onde estão inseridas (Mendes e tal, 2011).

2.3. Construções de Terra

2.3.1. Generalidades

Actualmente já é possível ter uma outra perspectiva no que respeita a construção de terra, de facto com os problemas ambientais, ecológicos e económicos da actualidade, com o avançar da tecnologia e o desenvolvimento de estudos que apoiam este tipo de construção, a terra crua passou a ser encarada como um material alternativo e valorizado, com um potencial competitivo face à construção tradicional.

A construção em terra crua engloba alguns tipos de técnicas construtivas como a taipa, o tabique, o adobe e BTC (blocos de terra comprimida). Todas estas técnicas revelam as suas particularidades tanto no que respeita ao processo construtivo, como no que respeita à fase de utilização.

Este tipo de construção apresenta características que vão ao encontro de uma habitação sustentável, pelas suas potencialidades. Sendo a terra uma matéria-prima abundante, estando disponível em praticamente em todas as regiões, é reciclável, não é tóxica e é incombustível. Este tipo de construção apresenta um cariz económico favorável, pois implica baixos custos de transporte, não necessitando de processos de transformação de matéria-prima que recorram a meios energéticos dispendiosos, apresenta um conforto térmico notável por si só e revela um bom comportamento acústico. Não podemos no entanto deixar de apontar algumas desvantagens deste tipo de construção, sendo a principal, a rápida degradação do material face à acção das intempéries. No entanto podem-se estabelecer uma série de soluções que evitem o contacto directo da água com este tipo de construção, como a utilização de um solo bem compactado e estável, a previsão de sistemas de drenagem de águas periféricas, a execução de barreiras estanques entre a fundação e a parede. As fundações devem ter uma altura segura, a cobertura deve ser de qualidade e com características protectoras e as paredes devem possuir um revestimento uniforme. Este tipo de construção apresenta um fraco comportamento ao sismo, que pode no entanto ser melhorado através da introdução de reforços e técnicas construtivas específicas para esta acção e de acordo com algumas normas existentes dentro do presente âmbito. Apontam-se outros problemas a serem contrariados, como o efeito da erosão e a possibilidade de intrusão de seres vivos, quando existe uma má concepção estrutural e uma falta de especialização da mão-de-obra (Lourenço, 2002).
Neste capítulo pretende-se expor alguma informação relativa à construção de terra, com o fim de demonstrar a sua evolução desde o passado até à actualidade. Apresentam-se os aspectos relevantes deste tipo de construção através das potencialidades e dos pontos fracos que caracterizam as diferentes técnicas construtivas.

2.3.2. Enquadramento Histórico

Desde há dez mil anos que a terra crua tem sido matéria-prima para construções de várias cidades espalhadas pelo mundo. Observa-se uma grande variedade de formas de construção

em terra, o que permite concluir que diferentes culturas de povos tiveram contacto com este tipo de construção. Pode-se enumerar várias civilizações da antiguidade que construíram em terra, como na Mesopotâmia, Egipto, Ásia (hindus, monges budistas), América (civilizações Maia e Incas) e civilização dos fenícios, cartaginenses, romana e muçulmana (figura 2.2). Este tipo de construção oferece como exemplos históricos edifícios como monumentos, mosteiros, igrejas, mesquitas, fortes, aquedutos, depósitos e muralhas, actualmente admirados pela nossa actual civilização (Gomes et al, 2008).

Figura 2.2: Exemplos de cidades construídas com terra: à esquerda, Shibam, Iémen do Sul, e, à direita, cidade de Sanaa , (Trindade, 2009)

2.3.3. A Construção em Terra em Portugal

Em Portugal Continental, a utilização da terra como elemento construtivo era já uma prática comum na pré-história, incutida essencialmente pela presença muçulmana no nosso país (Parreira, 2007).

As construções em terra atingiram um pico de uso como técnica construtiva corrente na primeira metade do século XX, que mais tarde foram substituídas por materiais mais sofisticados como por exemplo os tijolos furados de uso corrente e o betão armado (Menezes, 2010). Na figura seguinte (figura 2.3), apresenta-se a localização de construções com algumas técnicas de construção de terra em Portugal Continental. Com esta representação consegue-se identificar geograficamente as principais técnicas construtivas existentes, que simultaneamente estão associadas a uma série de factores históricos, culturais, sociais e económicos.

O tabique distribui-se na zona da beira interior e beira superior, Trás-os-Montes e Minho. O adobe estende-se pelo Litoral. Construções em taipa localizam-se essencialmente pelo Alentejo e Algarve, (Parreira, 2007).

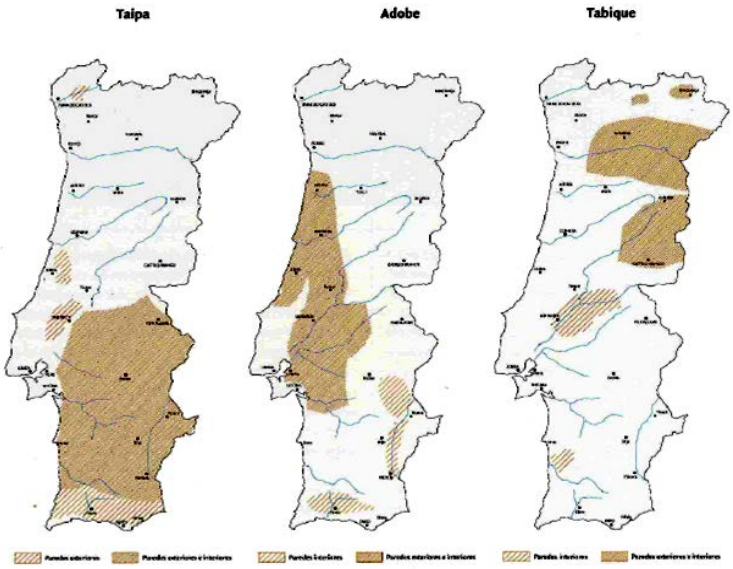


Figura 2.3: Distribuição geográfica das principais técnicas em Portugal (Parreira, 2007)

2.3.4. Apresentação das Técnicas Construtivas em Terra

A construção de terra crua comporta diversas tecnologias, sendo as mais utilizadas, a taipa, o adobe e o BTC (bloco de terra comprimidos), que serão brevemente descritas.

2.3.4.1. Taipa

A construção em taipa é uma tecnologia construtiva que consiste na execução de paredes monolíticas, através da compactação da terra em camadas sucessivas, entre cofragens amovíveis.
Uma das exigências desta técnica é a aplicação de um solo com características ideais para uma boa construção, mais propriamente um solo com as percentagens granolumétricas recomendadas, a humidificação ideal, praticamente seca.
O processo de construção deixou de ser limitado aos métodos tradicionais de compactação, em que cada camada de terra era apiloada manualmente pelos taipeiros, com recurso a ferramentas adequadas (maço) e em que os taipais e restantes peças da cofragem eram de madeira (figura 2.4), para passarem a serem executados por sistemas de compactação mecânicos associados à adição da terra com cimento ou cal e com recurso a sofisticadas cofragens com destaque particular para as cofragens metálicas deslizantes (Lourenço, 2002).
As paredes de taipa têm a função de absorver e transmitir ao solo as solicitações mecânicas. Apresentam funções de regulador climático pela sua inércia térmica, pois este tipo de paredes é caracterizado por uma elevada espessura, em geral aproximadamente 50cm, permitindo a

sua utilização em países húmidos. É de referir que este tipo de paredes aguenta longos períodos de chuva sem perder a sua resistência, no entanto, em climas muito chuvosos o uso de coberturas de grandes abas é fundamental para a sua protecção.

Figura 2.4: Parede em taipa em fase de construção, arquitecturadeterra@2011

2.3.4.2. Adobe

Os tijolos de adobe são preparados em moldes de madeira, ferro ou plástico e secos à temperatura ambiente e idealmente expostos ao sol. Para o seu fabrico a terra deve ser muito bem misturada e amassada. Como se trata de uma mistura no estado plástico, com semelhanças à mistura de betões, poderá ser utilizada uma betoneira A sua constituição é composta por uma pasta homogénea de areia com 55% a 75%, silte de 10% a 28% e argila de 18 %. Também podem conter elementos como por exemplo a cal, palha, fibras de modo a melhorar as suas características mecânicas que são relativamente fracas quando comparadas com outros elementos que constituem igualmente paredes de alvenaria.

As paredes de adobe devem ser uniformes em altura e as suas juntas ficam sempre desencontradas. Todas as peças devem ser bem ligadas nos cunhais. As juntas devem ser preenchidas de argamassa de composição semelhante à dos blocos e de preferência mais resistente. Esta técnica, como podemos ver na figura 2.5, permite a introdução de arcos, abóbadas e cúpulas, (Lourenço, 2002).

Figura 2.5: Arcos e cúpulas de blocos de adobe.

2.3.4.3. Os blocos de terra comprimida

Os blocos de terra comprimida surgiram como uma natural evolução do adobe e na tentativa de melhoramento de algumas das suas características. Consiste na prensagem do solo, confinado num molde, permitindo obter pequenos blocos de terra prensada, mais resistente e duráveis em relação ao adobe. Esta prensagem era inicialmente realizada através de uma prensa accionada de forma manual, permitindo realizar diversos tipos de blocos, maciços ou perfurados, e pequenas placas de revestimento.
Difere do adobe, uma vez que este, para atingir a sua resistência máxima, tem que sofrer um processo de cura, enquanto o BTC atinge a sua resistência máxima com a compactação da prensa (figura 2.6). Este método apresenta prazos de execução curtos pois praticamente não existe tempo de espera entre a produção e a aplicação do material. As inovações desenvolvidas neste âmbito permitiram melhorar significativamente a construção em terra em termos de durabilidade, economia, sustentabilidade e estética. Surgiu então o bloco de terra compactado em prensa hidráulica, sem recurso à força manual, aumentando substancialmente as suas características mecânicas e resistência à humidade uma vez que se consegue um material mais coeso. O processo de fabrico permite a execução de um número muito elevado de blocos por dia. A forma de construir é semelhante ao tijolo comum, mas quando o BTC é encaixável permite assentar os blocos com menor uso de argamassa, dispensando mesmo o uso de argamassa nas juntas verticais. Em termos de estrutura resistente, para edifícios de médio porte e quando se verifica a sua necessidade, esta pode ser uma estrutura convencional, em betão ou madeira, ou ser incorporada no próprio bloco perfurado como mostra a figura 2.7.

Figura 2.6: Prensa manual de BTC

Figura 2.7: BTC furados e reforçados

Refira-se a importância da estabilização da terra para esta técnica, pois modifica as propriedades de um sistema de terra-ar-água, para obter propriedades permanentes e estáveis, compatíveis com a aplicação particular, melhorando a coesão e das características mecânicas,

aumentando a resistência à compressão e a resistência à tracção; reduzindo as porosidades e as possíveis variações de volume, bem como melhorando a resistência à erosão e reduzindo a abrasão da superfície. Igualmente importante é a escolha correcta da terra, seleccionando muito bem a granulometria, pois esta é decisiva para o processo de fabrico.

Quando comparados com as técnicas anteriormente descritas os BTC apresentam algumas vantagens (Gomes, 2008):

- Boa durabilidade;
- Custos energéticos mantêm-se com valores favoráveis;
- Ausência de patologias de apodrecimento das paredes e humidades quando a construção é correcta e há uma adequada manutenção;
- Fácil manutenção e conservação;
- Baixo custo na climatização, pois apresenta uma boa resistência térmica;
- Bom comportamento face ao incêndio porque é um material incombustível;
- Bom conforto acústico;
- Utilização matéria-prima quase exclusivamente local.
- Prazos de construção mais curtos, pois praticamente não existe tempo de espera entre a produção e a aplicação do material.
- O processo de fabrico permite a execução de um número muito razoável de blocos por dia. A produção pode ser assegurada todo o ano, independentemente das condições climatéricas.
- O BTC permite a estandardização dos planos de construção e a execução de um controlo de qualidade, indispensáveis na construção actual.
- A sua utilização pode ser considerada como material autoportante ou como material de enchimento de uma estrutura.
- A possibilidade de estandardização do material e o pré-dimensionamento de um módulo de bloco permite o desenvolvimento de projectos modulares, com a grande vantagem da estandardização dos produtos modernos, a custos de materiais produzidos localmente.
- Os blocos de terra têm a capacidade de absorver 10 vezes mais humidade do ar, do que os tijolos cerâmicos.

Quanto às desvantagens, apontam-se as seguintes:

- A escassez de terra apropriada.
- Não tem um bom comportamento em estruturas altas, principalmente para zonas sísmicas.

3. APRESENTAÇÃO DAS SOLUÇÕES

3.1. Considerações gerais

Neste trabalho, a sustentabilidade em construção de terra, será analisada através do estudo de uma moradia unifamiliar com três diferentes soluções construtivas que definem os respectivos sistemas estruturais. Considerou-se o BTC como a técnica de construção de terra considerada neste trabalho, por se considerar o material mais vantajoso relativamente às três técnicas apresentadas no capítulo anterior.

Para proceder ao estudo comparativo das três soluções considerou-se a referida moradia unifamiliar localizada na cidade de Faro. As soluções estruturais em estudo foram as seguintes:

- Solução A: caracteriza-se por uma solução convencional de elementos estruturais com uma laje aligeirada, pilares, vigas e fundações de betão armado.

- Solução B: este modelo apresenta paredes estruturais de alvenaria de bloco de terra comprimida, apoiadas em fundações de pedra. As paredes não apresentam reforço.

- Solução C: a terceira solução, apresenta as mesmas características geométricas e de materiais que a solução B, mas com a introdução de armadura de aço que se verificou ser necessária após a análise da segunda estrutura.

A descrição de cada uma das soluções apresenta-se nos subcapítulos seguintes. Porém, é de salientar que o comportamento mecânico da solução A não é um objectivo de estudo na presente dissertação mas serve apenas para a comparação da quantificação de materiais no quarto capítulo.

O edifício em estudo é constituído por um único piso e a sua geometria em planta é rectangular com as dimensões de 10 e 12m com pé direito 2,7m.

Nas figuras 3.1 e 3.2 apresentam-se as plantas e os alçados das soluções estudadas.

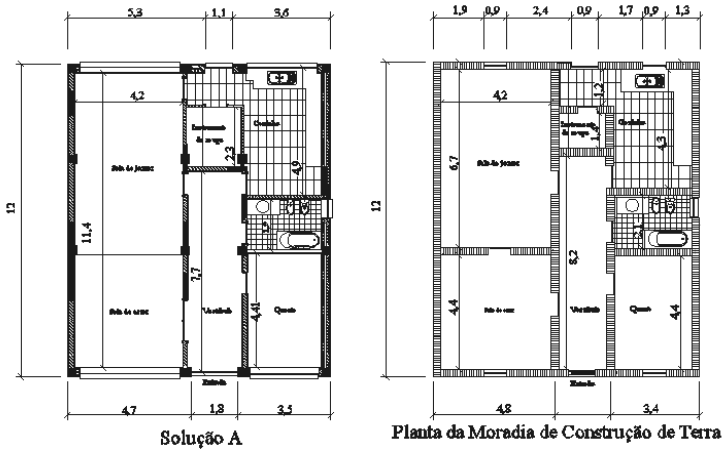


Figura 3.1: Plantas das moradias unifamiliares das soluções A, B e C.

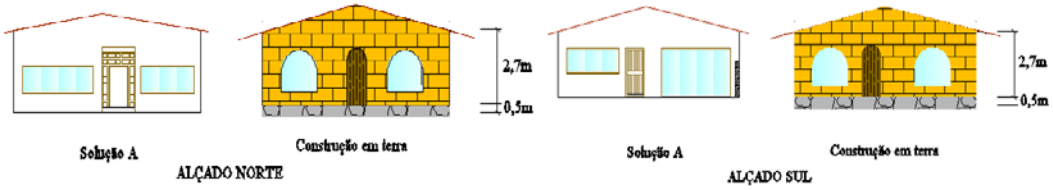


Figura 3.2: Alçados norte e sul das moradias unifamiliares das soluções A, B e C.

3.2. COBERTURAS

As coberturas das três soluções apresentam uma tipologia semelhante, de duas águas, com uma inclinação de 15 graus e revestidas por telha lusa cerâmica, apresentando, no entanto, diferentes soluções para o sistema estrutural de suporte.

3.2.1. Cobertura na solução A

Na solução A, a estrutura de suporte é constituída por três muretes de alvenaria de tijolo cerâmico, construídos sobre a laje de esteira, correspondendo a uma opção tradicional de baixo custo e correntemente utilizada em sótãos não acessíveis. A estrutura de suporte da cobertura é completada com vigotas pré-esforçadas, assentes nos muretes, e que suportam as ripas e telhas. Na figura 3.3 podemos observar a disposição dos muretes sobre a laje aligeirada pré fabricada.

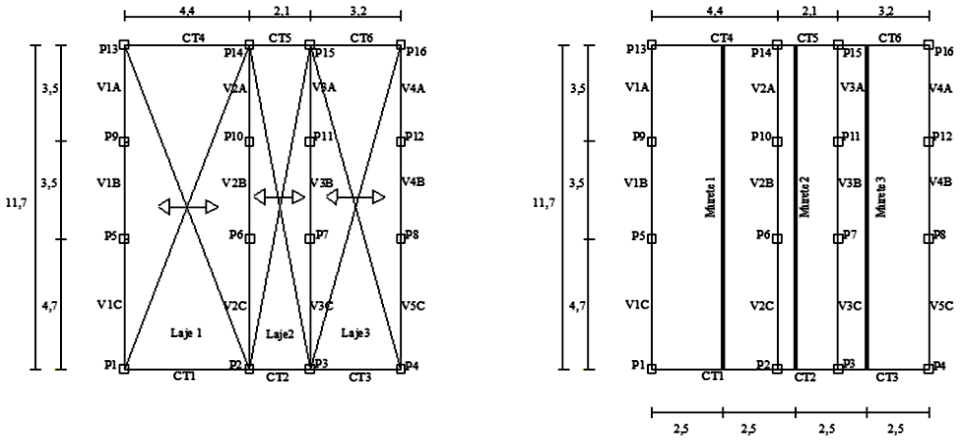


Figura 3.3: Disposição da planta de distribuição e dos muretes na cobertura da solução A

A figura 3.4 representa o conjunto das varas, ripas que suportam as telhas da solução A. No quadro 3.1 indicam-se os materiais empregues nesta cobertura e os respectivos pesos próprios utilizados no dimensionamento. O quadro 3.2 resume secções e quantidades de varas e ripas da solução A.

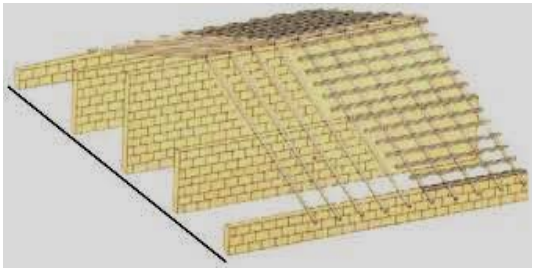


Figura 3.4: Representação dos muretes da cobertura (margon@2008)

Quadro 3.1: Elementos da cobertura da solução A e os seus pesos

Cobertura – Solução A		
Elementos	Peso	Unidades
Telha	0.50	KN/m^2
Varas	0.15	KN/m^2
Ripa	0.10	KN/m^2
Murete 1	2.27	KN
Murete 2	4.34	KN
Murete 3	2.27	KN

Quadro 3.2: Quantificação das ripas e varas.

Elementos de madeira	**Secção** (m^2)	**Espaçamento** (m)	**Comprimento** (m)	**Quantidade** (kg)
Ripas	0,01 x 0,05	0,35	12,50	0,94
Varas	0,06 x 0,06	0,50	5,20	4,8

3.2.2. Coberturas das soluções B e C

A estrutura de suporte da cobertura das soluções B e C é constituída por um conjunto de asnas de madeira apoiadas nas duas paredes exteriores opostas sobre as quais apoiam as madres, varas e ripas de madeira, cujo peso se estima em 0,2KN/m^2 (Farinha, 1996). O tecto da habitação é constituído por um forro de madeira que assenta directamente nas vigas de distribuição que encimam todas as paredes de BTC. Na figura seguinte é representada esta solução construtiva que evidencia claramente a disposição das asnas e das madres, e no quadro 3.3 contabilizam-se os elementos de madeira que assentam nas asnas.

Figura 3.5: Representação do conjunto de asnas e a representação da distribuição das asnas em planta

Quadro 3.3: Elementos da estrutura de madeira das soluções B e C.

Elementos de madeira	**Secção** (m^2)	**Espaçamento** (m)	**Comprimento** (m)	**Quantidade** (kg)
Ripas	0,01 x 0,05	0,35	12,50	0,94
Varas	0,06 x 0,06	0,50	5,20	4,8
Madres	0,06 x 0,12	1,50	12,50	3,65

3.3. Fundações

Na solução A prevê-se que as paredes de alvenaria assentem sobre uma viga contínua de betão e os pilares assentem sobre sapatas isoladas.

As soluções B e C apresentam uma fundação contínua em pedra natural, que são a base para as paredes estruturais de BTC, têm uma altura de 0,5m abaixo do solo e 0,5m acima do solo e assentam sobre 0,05m de betão de limpeza.

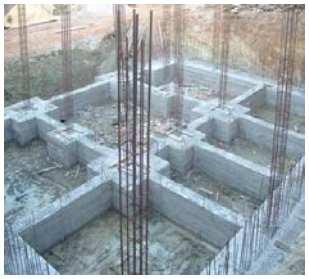


Figura 3.6: Exemplos de fundações de betão para uma solução corrente

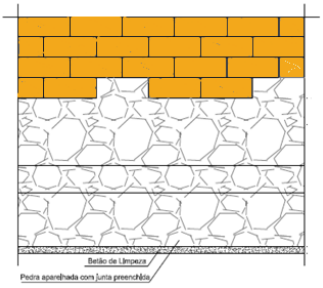


Figura 3.7: Exemplo de fundação contínua de pedra na construção em terra (Murta, 2009)

3.4. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES

Nesta secção são apresentadas as acções consideradas na análise do edifício. O tipo de acções sobre a estrutura é comum a todas as soluções. Consideraram-se as seguintes acções:

- Acção do vento;
- Acção sísmica;
- Acções permanentes e sobrecargas.

3.4.1. Acção do Vento

Para as três soluções, o cálculo da acção do Vento foi feito de acordo com o Eurocódigo 1 parte 1-4 (2009), segundo quatros orientações: 0º; 90º; 180º; 270º. Segundo o descrito neste regulamento, as acções do vento variam em função do tempo, actuando nas superfícies exteriores e interiores dos edifícios, e são quantificadas na forma simplificada de pressões ou de forças perpendiculares ao plano de acção, cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do vento turbulento. O comportamento face ao vento que uma estrutura pode ter, vai depender das suas características geométricas e propriedades mecânicas. O Eurocódigo 1 cobre a resposta dinâmica devido à turbulência longitudinal em ressonância com as vibrações segundo um modo fundamental de flexão, cuja configuração tem o mesmo sinal para todos os pontos (EN 1991-1-4, 2009).

Para o cálculo da acção do vento sobre a estrutura em estudo, considerou-se como zonas sujeitas à referida acção, as paredes e a cobertura, para as três soluções. Pelo EC1: Parte 1-4

determinou-se que as forças de pressão internas e externas nas quais se encontram sujeitas são obtidas através das seguintes expressões, (EN 1991-1-4, 2009):

$$\begin{cases} F_{w,e} = c_s c_d \times \sum W_e \times A_{ref} \\ F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref} \end{cases} \quad \text{com} \quad \begin{cases} W_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \\ W_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \end{cases} \tag{1}$$

em que: $c_s c_d$ é um factor estrutural de valor 1; $q_p(z)$ correspondem à pressão de velocidade pico e os parâmetros internos e externos; c_p são os coeficientes de pressão das paredes; w_e é a pressão exterior na superfície individual à altura z_e; w_i é a pressão interior na superfície individual à altura z_i; A_{ref} é a área de referência da superfície individual.

Os coeficientes de pressão exterior, dependem da relação entre altura e comprimento das estruturas em estudo e são obtidos através de interpolação para os valores correspondentes que se encontram na tabela 7.1, para as paredes e nas tabelas 7.4 para as coberturas de duas vertentes, do EN 1991-1-4. Os coeficientes de pressão interior foram determinados de acordo com o ponto 7.2.9 do presente documento, considerando a existência de aberturas nas paredes. Admitiu-se a categoria do terreno IV, na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15m, intensidade de turbulência de 0,37, velocidade média do vento de 8,85m/s, coeficiente de orografia $c_o(z)$=1 e coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ de 0,32.
O valor de $q_p(z)$ vem em função da altura de referência (z) das estruturas para cada orientação do vento, pois estas pressões dependem das características geométricas de cada estrutura, tal como é demonstrado na seguinte figura 3.8. Este parâmetro pode ser determinado tendo em conta a relação entre as seguintes expressões, retiradas o ponto 4.5 do EN 1991-1-4:

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \times I_v(z)\right] \times \left[0,5 \times \rho \times v_m^2(z)\right] = c_e(z) \times q_b \tag{2}$$

em que: $I_v(z)$ é a intensidade de turbulência, calculado pelo ponto 4.4 do EN 1991-1-4; ρ é a massa volúmica do ar em que o valor recomendado pela regulamentação é de 1,25 kg/m^3;v_m é a velocidade média do vento; $c_e(z)$ corresponde ao factor de exposição; q_b é a pressão dinâmica de referência é a velocidade básica de pressão, e é função da massa volúmica do ar.

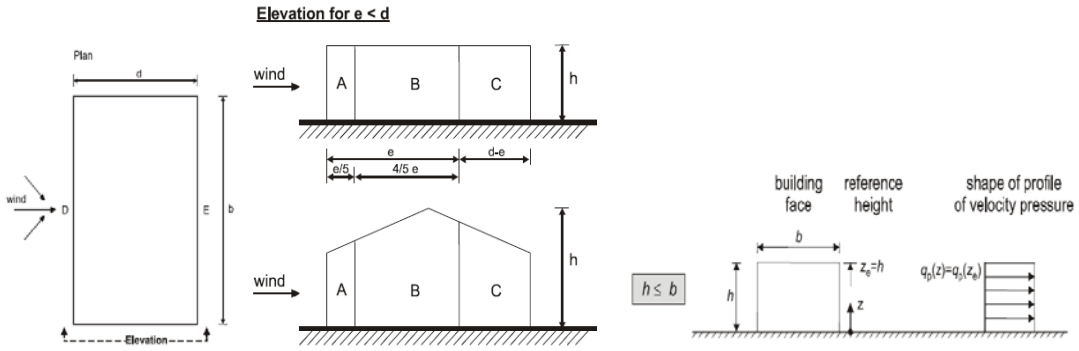


Figura 3.8: Representação da actuação do vento para a estrutura

As forças resultantes da acção do vento na estrutura, consideradas na modelação, foram obtidas pelo cálculo total das forças exteriores e interiores de acordo com o estipulado no EC1-1-4.

3.4.2. Acção Sísmica

A análise do comportamento sísmico das soluções em estudo foi feita a partir do Eurocódigo 8 - Projecto Sismo Resistente de Estruturas, parte 1, (2009). Considerou-se que a acção sísmica podia actuar em três direcções ortogonais x, y, z.
Tomaram-se os espectros de resposta do Regulamento de Segurança e Acções (RSA), para a modelação da acção sísmica no programa Robot 2010. O programa automático fornece os valores máximos dos esforços dos elementos estruturais.

O comportamento sísmico das construções está dependente das características da construção, do solo de fundação e dos movimentos por ele transmitidos. Distinguem-se dois tipos de acção sísmica:

- Acção sísmica do tipo I, de magnitude moderada a uma pequena distância focal, ou seja, em que o epicentro está próximo da edificação.
- Acção sísmica do tipo II, sismo de magnitude elevada com maior distância focal, ou seja, em que o epicentro é afastado da edificação.

A localização da estrutura na cidade de Faro, implica a classificação em termos de risco sísmico no anexo nacional do EC8 como zona 2 para acção sísmica tipo I, e zona 3, para acção sísmica tipo II. Segundo o RSA, a mesma zona é classificada como zona sísmica A. A aceleração máxima nominal no local de construção apresenta valores de a_{gr}= 2(m/s^2) para a acção tipo 1 e a_{gr}= 1,7 (m/s^2) para a acção do tipo 2. Considerou-se que o terreno é do tipo A e o coeficiente de amortecimento de 5%. O coeficiente de comportamento, que depende do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade, η, foi considerado 1 para as soluções B

e C. Segundo (Gomes, 2008), o valor 1 para a solução de paredes em terra deve ser adoptado por ser um valor conservativo uma vez que a ductilidade do material é relativamente baixa. Para a solução A, tomou-se um coeficiente de comportamento de 1,5.

3.4.3. Acções permanentes e sobrecargas

Na solução A, as acções consideradas como cargas permanentes foram o peso próprio da cobertura, alvenaria, lajes, vigas, paredes divisórias, pilares e fundações. Foram consideradas as sobrecargas regulamentares nas lajes e cobertura. As acções transmitidas pela cobertura foram consideradas directamente aplicadas nas vigas para o cálculo dos esforços na estrutura. A sobrecarga da cobertura é definida como variável de categoria H pelo EC0.

Para a solução B e C, foram igualmente consideradas as acções permanentes do peso próprio da cobertura, das paredes de BTC, vigas de coroamento em madeira e fundações contínuas. As acções da cobertura foram aplicadas no conjunto de vigas e paredes estruturais para verificação da segurança da estrutura. Tal como na solução A, contabilizou-se a acção variável da sobrecarga da cobertura.

3.5. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

As combinações de acções foram feitas de acordo com o EC0, e são apresentadas nos pontos seguintes para verificação da estrutura aos estados limites últimos (ULS) e estados limites de utilização (SLS). Apenas são apresentados os resultados relativos às combinações ULS, que condicionam a resistência última da estrutura, considerando que em serviço os estados limites podem ser verificados com a adopção de disposições construtivas adequadas. Este é um procedimento corrente e aceitável em construções de pequena dimensão e com carácter de utilização privado.

3.5.1. ULS – Estados limites últimos

As combinações de acções para estados limites últimos são definidas de acordo com a seguinte equação:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (3)$$

em que: $\gamma_{g,j}$ é o factor de segurança parcial de acções permanentes (1,35 se favorável, 1,00 se desfavorável); $\gamma_{Q,1}$ é o factor de segurança parcial de acções variáveis (1,5 se favorável, 0 se desfavorável); $\Psi_{0,i}$ é o coeficiente de combinação das acções variáveis; $G_{k,j}$ é o valor característico da acção permanente j; $Q_{k,1}$ é o valor característico de restantes acções variáveis.

Para cada combinação é definida uma acção variável de base (sobrecarga, vento), com a actuação do coeficiente parcial de segurança $\gamma_{Q,1}$, e as restantes acções são afectadas pelo factor que resulta da multiplicação do coeficiente parcial de segurança para acções variáveis pelo respectivo coeficiente de combinação $\Psi_{0,i}$.

Segundo o EC0, 6.4.3.4, a verificação em relação aos sismos pode ser obtida pela seguinte combinação de acções:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

em que: γ_1 é o coeficiente parcial de segurança para a acção sísmica (de valor 1 de acordo com o EC8); A_{Ed} é o valor de cálculo da acção sísmica; $\Psi_{2,i}$ é o coeficiente de combinação quase permanente das acções variáveis; $Q_{k,i}$ é o valor característico da acção variável.

Segundo o NP EN 1998-1, as combinações dos efeitos das componentes horizontais e verticais da acção sísmica podem ser obtidas por:

$$E_{Edx} + 0{,}3\ E_{Edy} + 0{,}3\ E_{Edz} \quad (5)$$
$$0{,}3\ E_{Edx} + E_{Edy} + 0{,}3\ E_{Edz} \quad (6)$$
$$0{,}3\ E_{Edx} + 0{,}3\ E_{Edy} + E_{Edz} \quad (7)$$

em que: E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal x da estrutura; E_{Edy} representa os esforços devidos à aplicação da mesma acção sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura; E_{Edz} representa os esforços devidos à aplicação da componente vertical da acção sísmica de cálculo.

Para o cálculo foram consideradas as combinações correspondentes às acções permanentes (G), sobrecarga (SOB), vento (Q) e Sismo (E). Apresentam-se apenas as combinações de acções condicionantes de entre as combinações actuantes na estrutura. As quatro combinações relativas a cada direcção do vento foram estudadas, mas os resultados obtidos foram muito próximos, e por isso, apenas a combinação 1 é indicada. As combinações condicionantes que contém a acção sísmica são a combinação 2 (onde actua o sismo I) e a 3 (onde actua o sismo II) e segundo o EC0 (2009), os coeficientes Ψo, usados para as combinações indicadas, são de 0,6 para acção do vento e 0 para a cobertura classificada do tipo H:

Combinação 1: $1{,}35 \times G + 1{,}5 \times SOB. + 1{,}5 \times \Psi o \times Q(0^o)$;
Combinação 2: $G + (0{,}30)\ E_{Edx} + (0{,}30)\ E_{Edy} + E_{Edz}$;
Combinação 3: $G + (-0{,}30)\ E_{Edx} + (-0{,}30)\ E_{Edy} + (-E_{Edz})$.

A escolha da combinação mais desfavorável depende do elemento em análise e corresponde à que introduz os maiores esforços nesse elemento estrutural.

3.6. MODELAÇÃO DA SOLUÇÃO A

Como foi referido, a solução A é uma solução tradicional de estrutura de betão armado constituída por um reticulado de vigas, pilares, lajes pré-esforçadas e sapatas, cuja planta de distribuição é apresentada na figura seguinte.

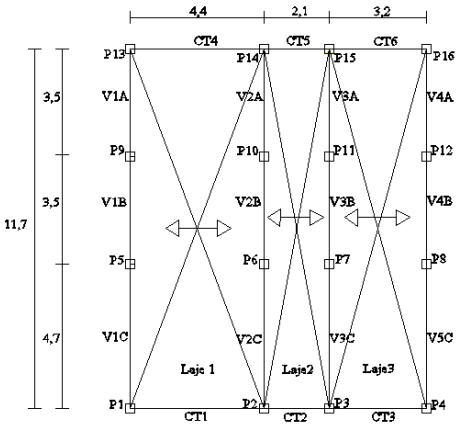


Figura 3.9: Planta estrutural

Determinaram-se os esforços introduzidos pela cobertura, de acordo com o EC1, e escolheu-se a laje aligeirada pré fabricada que resiste ao momento máximo actuante. Optou-se por uma laje de espessura 0.15m, representada na figura 3.10, com peso próprio 2.23KN/m^2 e volume de betão de 42.7dm^3/m^2. As características do pavimento encontram-se no quadro 3.4.

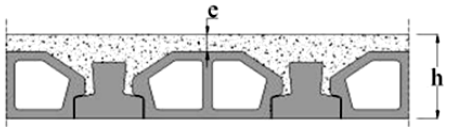


Figura 3.10: Esquema da laje pré-fabricada adoptada (Secil Prebetão@2011)

Quadro 3.4: Valores da laje pré-fabricada de betão C 35/45 com armaduras pré-esforço

Pavimento	Altura	E.L. Últimos		E.L. Utilização		Peso	Espess.	Quantidade	Abob.	Betão	Arm. Distrib	
	Pav.	Mrd	Vrd	Mfctk	EI	Próprio	Lâmina	Vigota.			(mm/m^2)	
	h(cm)	(kNm/m)	(kN/m)	(kNm/m)	(kNm^2/m)	(kN/m^2)	e (cm)	(m/m^2)	(un/m^2)	(l/m^2)	A400	A500
P1-48x12-15	15	7.7	10.8	4.1	3322	2.23	3	1.67	8.33	42.7	42	34

Na camada de regularização da laje considerou-se um betão da classe C16/20. O betão utilizado nos restantes elementos estruturais, é um betão C20/25, classe XC1, caracterizado por um módulo de elasticidade (valores médios aos 28 dias de idade), E_{c28}= 29.00MPa, um valor característico mínimo da tensão de rotura por compressão de f_{ck} = 20.00MPa, um valor de cálculo da tensão de rotura à tracção de f_{cd}= 13.33MPa, e um peso volúmico 25.00kN/m^3.O betão de limpeza adoptado foi o da classe C16/20,classe XC2, E_{c28}= 27.50MPa; f_{ck} = 16.00MPa; f_{cd}= 10.70MPa; peso volúmico de 24.00kN/m^3.

O aço aplicado em todos os elementos estruturais, foi o S500,com peso volúmico de 78.50 kN/m^3, o valor característico da tensão de cedência de f_{syk}= 500.00MPa; o valor de cálculo da tensão de cedência f_{syd}= 435.00MPa; o módulo de elasticidade, Es= 200.00GPa.

Os elementos foram dimensionados segundo o EC2. Foi calculada a armadura necessária em cada elemento estrutural, verificando-se a condição dos esforços actuantes serem menores que os resistentes para as combinações ULS e considerando os valores mínimos regulamentares.. A figura 3.11 ilustra a identificação numérica de cada elemento estrutural.

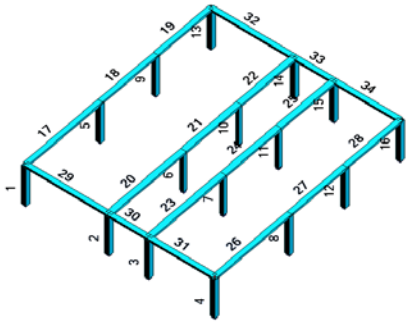


Figura 3.11: Identificação dos elementos estruturais no programa automático Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Introduziu-se a estrutura no programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, e determinaram-se os esforços solicitantes correspondentes às combinações enunciadas. Com o objectivo de pormenorizar o comportamento mecânico da estrutura, apresentam-se os diagramas de esforços para uma das vigas mais esforçadas (elemento 23), sob efeito da combinação 1. As seguinte figuras, mostram graficamente os esforços axial, transverso e de momentos no elemento 23, correspondente à viga V3C da figura 3.9.

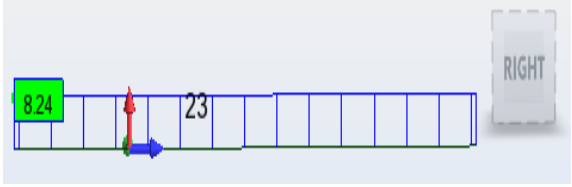


Figura 3.12: N [KN]

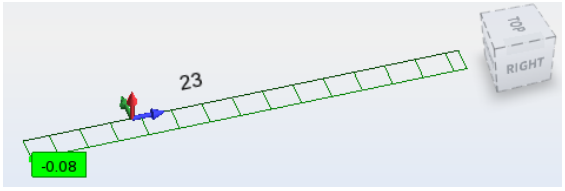


Figura 3.13: V_y [KN]

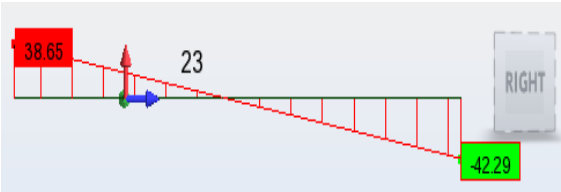


Figura 3.14: V_z [KN]

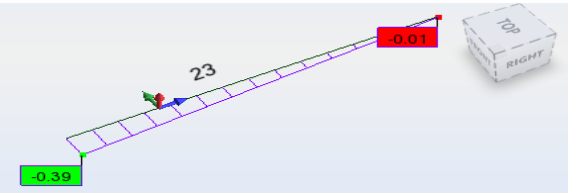


Figura 3.15: M_z [KN/m]

Figura 3.16: M_y [KN/m]

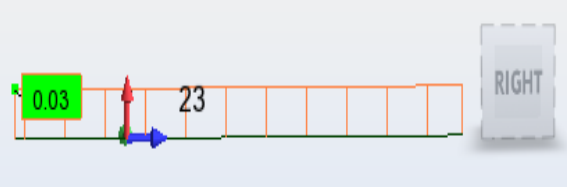


Figura 3.17: M_x [KN/m]

Nas figuras 3.18 a 3.23 apresentam-se os seguintes diagramas de esforços para o pilar mais esforçado (elemento 6 na figura 3.11).

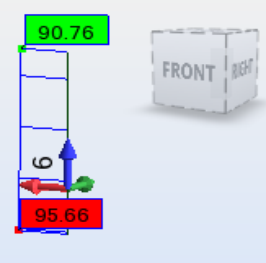


Figura 3.18: N [KN]

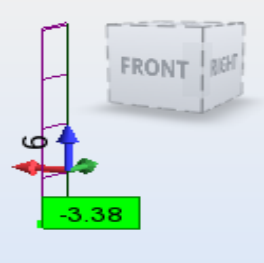


Figura 3.19: V_y [KN]

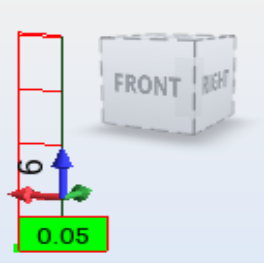


Figura 3.20: V_z [KN]

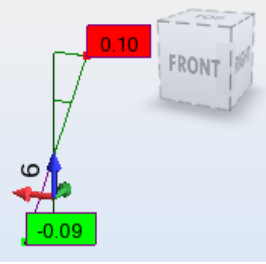


Figura 3.21: M_y [KN/m]

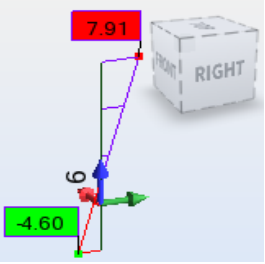


Figura 3.22: M_z [KN/m]

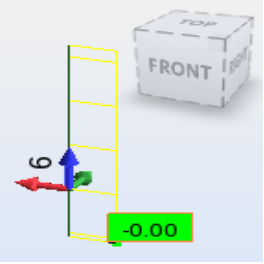


Figura 3.23: M_x [KN/m]

As vigas interiores, V2 e V3, são as mais solicitadas, no entanto, os esforços actuantes não exigem uma secção superior a 0,20m x 0,30m. As vigas V1 e V4 tem esforços menores que as restantes vigas e, por isso, poderiam ter uma secção de 0,15m x 0,25m. No entanto, por razões construtivas, optou-se por uma secção de 0,25m x 0,20m. As paredes exteriores são

constituídas por pano duplo de alvenaria de tijolo de 0,11m, isolamento térmico de 0,03m e caixa-de-ar com 0,03m, apresentando uma espessura de total de 0,28m.Por este motivo optou-se por vigas com 0,25m de largura. O valor de largura para as vigas, vai permitir fazer a correcção das pontes térmicas pelo exterior da viga com uma forra cerâmica de 0,03m. Os pilares exteriores têm uma secção de 0,25m x 0,25m, enquanto os 4 pilares interiores têm uma secção de 0,20m x 0,20m, apresentando todos eles uma altura de 3,2m. As sapatas são centradas nos pilares, com base quadrada de 0,8 x 0,8m e altura 0,3 m.
A apresentação da medição da armadura para cada elemento de estrutural foi feita de acordo com a numeração apresentada na figura 3.11 (vigas, pilares e sapatas) da estrutura. As quantidades de material encontram-se nas tabelas A.1, A.2 e A.3, no anexo A.

3.7. MODELAÇÃO DA CONSTRUÇÃO EM TERRA

3.7.1. Aspectos construtivos

Neste subcapítulo são apresentadas as características do edifício de terra, no que respeita aos aspectos construtivos e determinação das características mecânicas da alvenaria usadas na análise das tensões e verificação da segurança da estrutura.

A arquitectura da estrutura foi ajustada, introduzindo detalhes construtivos que evitem problemas estruturais e patologias relacionadas com a humidade. Na disposição estrutural atendeu-se aos princípios de uma boa resistência à compressão e fraca resistência à tracção e ao corte dos BTC. A geometria em planta da estrutura é seguramente um dos aspectos mais relevantes quanto ao seu desempenho mecânico. Quanto mais compacta for a estrutura, maior será a sua estabilidade. As geometrias em planta classificadas com o melhor comportamento são as geometrias circulares, seguindo-se as geometrias quadradas e por fim as rectangulares (Parreira, 2007). Quanto mais pronunciado é o rectângulo, pior é o comportamento da estrutura. A geometria em planta da construção em terra de um único piso, tem uma forma aproximadamente quadrada, sem grandes vãos e com portas e janelas em arcos. As paredes resistentes distribuem-se de forma aproximadamente simétrica nas duas direcções ortogonais, a distância entre as duas paredes mais afastadas não é maior que 75% do comprimento do edifício nesta direcção, como se pode ver na figura 3.24. Desta forma, a solução do edifício em BTC obedece às condições geométricas aconselhadas neste tipo de construção e respeita os princípios que conferem qualidade à construção e bom comportamento face às acções exteriores.

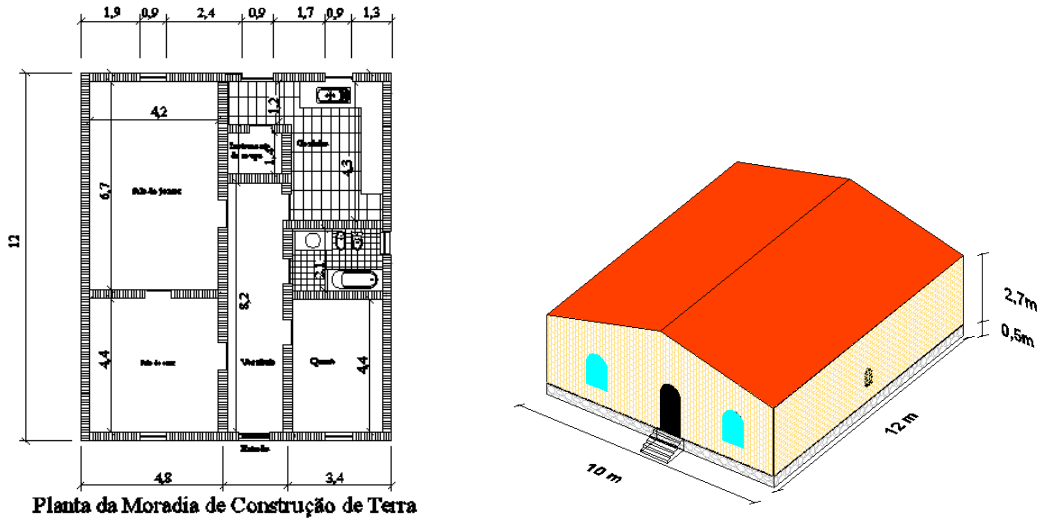


Figura 3.24: Representação da planta e perspectiva 3D da moradia de construção em terra

Os problemas relacionados com as humidades são evitados, nesta concepção, com a protecção da base da estrutura através da elevação da fundação de 50 cm acima do solo e usando uma cobertura em que os beirados possuam um comprimento mínimo de 50 cm, capazes de escoar a água da chuva e proteger as paredes exteriores. Para evitar qualquer tipo de contacto da água com o edifício, projecta-se uma inclinação de 5% no terreno circundante à habitação, terminando com um sistema de valas que permitem escoar a água das chuvas. A vala será alinhada com a extremidade do beirado de forma a optimizar o sistema, (Carvalho, 2008).

Dispuseram-se sobre as paredes, vigas de coroamento que têm várias funções, tais como: solidarização das paredes para que possam funcionar como um conjunto; distribuição das cargas concentradas verticais e as cargas da própria cobertura; melhoria do funcionamento da estrutura sob a acção de cargas horizontais; ancoragem do telhado quando o vento actua. Os requisitos geométricos das vigas que conferem um bom funcionamento assentam na continuidade, na rigidez e dimensão na direcção perpendicular ao plano das paredes. A secção transversal apresenta medidas de 0,3m de espessura, igual às paredes de BTC e 0,15m de altura.

A minimização dos efeitos das cargas horizontais nas paredes é feita com uma eficiente aplicação dos blocos, com uma correcta relação entre juntas de fiada, evitando completamente juntas contínuas (Lourenço, 2002).

As fundações das paredes de BTC são de pedra natural, como se pode observar na figura 3.7, tendo uma altura que ronda os 0,5m de pedra sobre uma camada de betão de limpeza de

0,05m. Entre a fiada de pedra e a primeira fiada de adobes de uma parede é colocada uma camada de argamassa hidrófuga para nivelamento na superfície de contacto e para evitar a ascensão capilar, (Murta, 2009).

Na escolha da espessura das paredes resistentes em BTC, teve-se em conta a Norma Sísmica do Peru, onde se estabelece que a altura livre das paredes tem de ser menor que 10 vezes a espessura na parede. Atribuindo-se a altura corrente de 2,7 m, optou-se por uma espessura de 0,30m.

Os métodos de análise utilizados na verificação da segurança do edifício em terra, consistem:

- Na modelação global da estrutura através de elementos finitos, considerando as propriedades mecânicas do material, com o objectivo de estudar o conjunto de paredes estruturais de BTC e determinar a grandeza e distribuição das tensões geradas pelas acções na estrutura.

- Na verificação isolada dos elementos de terra com função estrutural, segundo o EC6.

Os elementos considerados na modelação estão representados na figura 3.25. À esquerda representam-se todos os elementos considerados na modelação global da estrutura. À direita os elementos de função estrutural de alvenaria cuja verificação individual foi efectuada segundo o EC6. Foi necessário definir as características mecânicas do BTC consideradas na análise por elementos finitos através do Robot 2010. Os detalhes da quantificação das propriedades materiais encontram-se no subcapítulo 3.7.3.

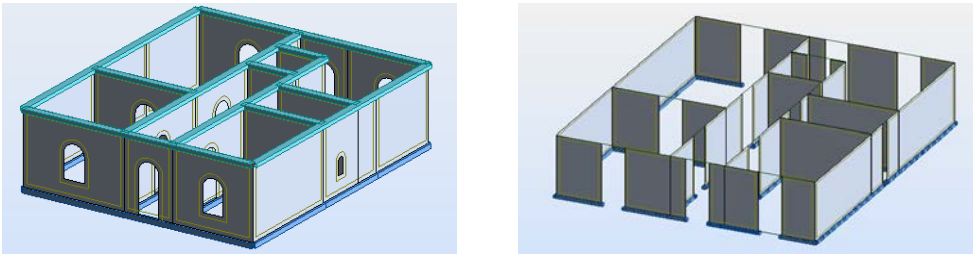


Figura 3.25: Modelações da construção em BTC, nos dois métodos de análise

3.7.2. Caracterização dos materiais

A alvenaria de blocos de terra apresenta propriedades anisotrópicas, mas, no presente trabalho, considera-se a alvenaria de terra como um compósito homogéneo isotrópico: os blocos, a argamassa e a interface bloco - argamassa são representados por um elemento

fictício equivalente, como se representa na figura 3.26. A geometria do bloco de BTC tem dimensões de 29,5 x 14 x 9 cm^3 e está representada na figura 3.27. Na determinação das características da alvenaria consultaram-se várias regulamentações, nomeadamente o EC6, documentos normativos como a norma do Peru, seguiu-se algumas indicações da norma da Nova Zelândia e estudos científicos desenvolvidos no âmbito da construção em terra É necessário, em primeiro lugar, caracterizar os materiais constituintes da alvenaria e das ligações, e, em segundo lugar, caracterizar o material compósito, (Lourenço e Sousa, 2002).

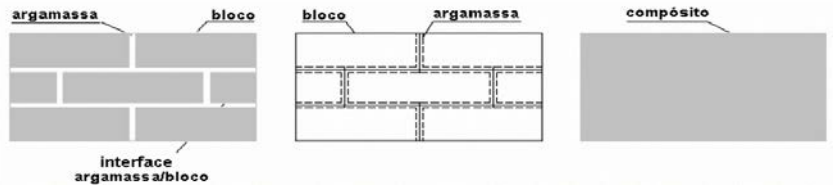


Figura 3.26: Modelação de parede em alvenaria (Lourenço e Sousa, 2002).

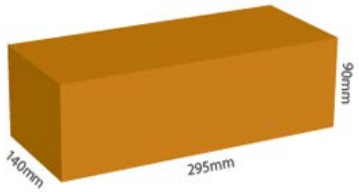


Figura 3.27: Representação das dimensões do bloco de BTC em estudo, terracrua@ (2011)

3.7.3. Recolha de parâmetros materiais

As dificuldades em definir as propriedades mecânicas do material terra, devem-se ao facto da construção em terra ser um tipo de construção ainda em estudo ao ponto de existir uma falta de consenso de vários especialistas da área, pouca regulamentação a nível mundial, inexistência de regulamentação nacional para a construção de terra, escassa informação técnica e insuficiente detalhe na definição de parâmetros mecânicos atribuídos ao material. Este constrangimento obrigou a elaborar uma análise comparativa dos parâmetros materiais existentes na literatura. Assim, a atribuição das propriedades mecânicas do material baseou-se na recolha de informação em regulamentos, manuais, estudos científicos e empresas.

Na análise da estrutura por elementos finitos são necessários os seguintes parâmetros materiais: o módulo de elasticidade longitudinal (E); o módulo de elasticidade transversal (G); o coeficiente Poisson; o peso específico do material; o coeficiente de amortecimento μ; o coeficiente de expansão térmica que será desprezado para efeitos de cálculo; a resistência característica de cálculo.

Apresenta-se de seguida um conjunto de informação que se considerou credível e que permitiu ponderar sobre as propriedades mecânicas a atribuir à alvenaria resistente, quer na determinação de tensões fornecidas pelo método de elementos finitos, quer nas verificações propostas pelo EC6.

3.7.3.1. **Dados de um BTC da empresa TerraCrua**

A empresa Terracrua forneceu alguns dados disponíveis de um bloco de terra comprimida (BTC) com as dimensões de 295x140x90mm, actualmente em estudo pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, terracrua@ (2011).

Resistência à compressão do bloco seco e húmido

A determinação da resistência à compressão, do bloco seco e húmido, foi feita em (LNEC, 2010) através de ensaios de 6 blocos, num período de 14 dias após a preparação dos provetes. A resistência à compressão é dada pela fórmula, (LNEC, 2010):

$$f_b = 10 \times \frac{F}{S} \tag{8}$$

em que, f_b é a resistência à compressão, F a carga máxima suportada pelo provete, em KN; S a superfície média das faces de ensaio, em cm^2. O valor médio para um bloco, obtido das medições da resistência à compressão do bloco seco e húmido é de 4,21MPa e 2,84MPa respectivamente.

Volume, massa e massa volúmica aparente

A determinação do volume, da massa e da massa volúmica aparente, foi feita através de um ensaio de seis blocos, obtendo-se um volume de 3734,2 [cm^3], massa de 7067g, e uma massa volúmica aparente de 1,89g/cm^3, (LNEC, 2010):

Determinação da absorção de água por capilaridade

O coeficiente de absorção de água (Cb) de cada provete é expresso convencionalmente pela fórmula, (LNEC, 2010):

$$C_b\left[g \cdot cm^{-2}\,\min^{-0,5}\right] = \frac{100 \times \left(m_h - m_d\right)}{S \times \sqrt{t}} \tag{9}$$

em que, m_d é a massa do provete seco, em g; m_h é a massa do provete húmido, em g; S é a superfície da face imersa, em cm^2; $t_{provete}$ é o tempo de duração da imersão do provete, em minutos (min) – 10min.

O valor obtido nas medições da absorção de água por capilaridade na face de assentamento do bloco, com os 6 provetes, é de 12,2 [$g.cm^{-2}.min^{-0,5}$]. O valor ensaios obtido nas medições da absorção de água por capilaridade, na face de parâmetro do bloco, com os 6 provetes, é de 16,4 [$g.cm^{-2}.min^{-0,5}$].

Resistência à Tracção e à Compressão

A determinação da resistência à tracção (seco e húmido) é dada pela fórmula, (LNEC, 2010):

$$f_b' = 9 \times \frac{2F}{\pi \times l_{provete} \times h_{provete}} \quad (10)$$

em que, f_b' é a resistência à tracção do provete em MPa; F é a carga máxima suportada pelo provete em KN; $l_{provete}$ é a largura do provete em cm e $h_{provete}$ a altura do provete em cm.
Os valores médios das medições da resistência à tracção do bloco seco são de 0,55MPa e do bloco húmido 0,39MPa.

3.7.3.2. **Dados de um BTC de Guillaud at al (1985)**

Uma segunda recolha de informação foi do manual de cálculo e construção de blocos de terra comprimidos (Guillaud et al, 1985). Retiraram-se os valores de resistência referentes a um BTC estabilizado com cimento**,** sendo apresentados na tabela seguinte:

Quadro 3.5: Valores para o bloco de terra comprimido estabilizado (Guillaud et al,1985)

Valores para o Bloco de Terra Comprimido estabilizado de dimensões 29,5x14x9cm		
Resistência à compressão seca (σ_m)	5	Mpa
Resistência à compressão húmida (σ_m)	2,5	MPa
Resistência característica (f_k)	2,7	MPa
Resistência à flexão	1	MPa
Flexão paralela nas juntas horizontais	1	MPa
Tensão de Corte	0,5	Mpa

Através destes valores de resistência para um bloco de Terra Comprimido estabilizado de dimensões 29,5x14x9cm retirados da fonte (Guillaud et al,1985) conclui-se que os valores apresentados no quadro 3.5, nomeadamente osde resistência de flexão e a tensão de corte e a flexão paralela nas juntas horizontais não são definidos como médios ou característicos, desta forma servem apenas para dar uma noção de grandeza das capacidades resistentes.

3.7.3.3. **Dados de BTC da empresa Grupo Plana**

Outra fonte de dados foi uma ficha técnica relativa a um bloco de BTC, realizado por uma empresa espanhola (Grupo Plana, 1999) que apresenta blocos com as mesmas dimensões 295x140x90mm^3, de solo estabilizado com cimento, cal e pozolanas naturais. Os valores de resistência desta referência são apresentados na seguinte tabela.

Quadro 3.6: Resistências de um bloco de BTC retirado da empresa (Grupo Plana, 1999)

Resistência do bloco		
Resistência à compressão (50% humidade)	7,06	MPa
Resistência tracção	1,37	MPa
Resistência ao corte	0,69	MPa
Resistência à flexão	0,98	MPa

Esta ficha revela valores plausíveis, mas não descrimina valores médios de ensaios e valores característicos.

3.7.3.4. **Dados de BTC de Alderet et al**

Outra fonte de valores tem origem num estudo feito pelo "Centro Regional de Investigaciones de Arquitectura de Tierra Cruda " (CRIATiC), na Argentina, sobre alvenaria com blocos de terra estabilizada. Uma parede de alvenaria foi objecto de estudo em ensaios, de forma a obter valores individuais para os blocos de 29x 14x10 cm, constituídos por terra e cimento, e a terra é de composta por 60% de silte, 30% areia e 10%, de argila. A argamassa com traço (1 cimento: 2 solo:1 areia). Os valores apresentados em seguida, referem-se a valores retirados de laboratório para um bloco e para uma parede de alvenaria de BTC, (Alderete et al, 2006):

- Resistência característica à compressão do bloco de 5MPa;
- Resistência média à compressão do bloco de 7MPa;
- Resistência mínima à compressão aos 28 dias da argamassa de 5MPa;
- Resistência à compressão da parede de alvenaria de 1,72MPa (esta resistência é obtida por ensaios laboratoriais para o conjunto de blocos e argamassa e pela regulamentação argentina de estruturas de alvenaria).

3.7.4. Escolha das características mecânicas dos elementos de alvenaria em estudo

Com base na informação acima descrita, as propriedades mecânicas adoptadas na modelação são as do estudo laboratorial argentino, já que os resultados foram obtidos através de ensaios laboratoriais devidamente regulamentados.

A unidade de alvenaria adoptada para a solução B e C apresenta as seguintes características: composta por solo e aproximadamente de 10% de cimento, com valores de resistência característica à compressão do bloco de 5MPa, resistência mínima à compressão aos 28 dias da argamassa de 5MPa, (Alderete et al, 2006).

3.7.4.1. Definição das características de unidades de alvenaria e de argamassa e tipo de junta

Embora o bloco de terra não seja considerado no EC6, efectuou-se um enquadramento das características do bloco nas exigências desta regulamentação.

Segundo o EC6, as unidades de alvenaria são divididas em categorias e grupos, em função da sua resistência à compressão normalizada, para fins estruturais. Para a alvenaria cerâmica, as unidades são classificadas relativamente à sua qualidade de fabrico, correspondendo a categoria I ao sistema de produção que consegue garantir que os blocos apresentem em 95% dos casos valores de resistência superiores ao valor resistente declarado, e a categoria II para os restantes casos. A classificação em grupos é feita segundo os requisitos geométricos e percentagem de furação, dimensões das paredes exteriores e delimitação dos vazios internos, (manual cbloco, 2010). A resistência normalizada corresponde ao resultado do ensaio da unidade de alvenaria que corresponde a um valor de resistência em condições normalizadas de acondicionamento e geometria. A avaliação deste ensaio está directamente dependente do tipo de junta definido (contínuo ou descontínuo), de acordo com a norma EN772-1. Assim, tendo-se adoptado o resultado da unidade ensaiada com a norma argentina, exclui-se esta última avaliação e atribui-se ao bloco de BTC de dimensões 295x140x90mm^3, uma categoria II, de forma conservativa, de grupo 1, e de resistência característica à compressão f_b = 5 N/mm^2.

A argamassa utilizada é caracterizada pelo seu traço (1 cimento: 2 solo:1 areia), de resistência à compressão de f_m =5 N/mm^2 classificada por M5 obedecendo paralelamente às condicionantes do EC8.

As juntas são projectadas com espessura normal (entre os 6 e os 15mm), totalmente preenchida e juntas verticais preenchidas.

3.7.4.2. **Resistência à compressão**

Segundo o ponto 3.6 do EC6, a resistência à compressão foi obtida pela seguinte expressão:

$$f_k = K.f_b^{\alpha}.f_m^{\beta} \quad (11)$$

em que, f_k é o valor de resistência característica à compressão da alvenaria, em N/mm^2; K é a constante que depende do tipo de material da unidade de alvenaria, do seu respectivo grupo e do tipo de argamassa e junta utilizada; f_b é o valor de resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, em N/mm^2, na direcção de aplicação da carga; f_m é o valor da resistência à compressão da argamassa, em N/mm^2; α, β são constantes.

Para o caso em estudo, atribuem-se os valores de α, β de 0,7 e 0,3 respectivamente, segundo o EC6 e K um valor conservativo de 0,4 correspondente ao grupo 1. Obtendo-se o valor de resistência à compressão da alvenaria f_k, apresentado no seguinte quadro:

Quadro 3.7: Resistência à compressão de alvenaria

Paredes	f_b (N/mm^2)	f_m (N/mm^2)	α	β	K	f_k (N/mm^2)
Exteriores/interiores	5	5	0,7	0,3	0,4	2

3.7.4.3. **Resistência ao corte**

A determinação da resistência ao corte foi calculada a partir do ponto 3.6 do EC 6, com base nas características do bloco de terra. A resistência característica ao corte, é dada pela seguinte expressão:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma d \quad (12)$$

em que,f_{vk0} é a resistência ao corte característica da alvenaria sem tensões de compressão aplicadas; σ_d é o valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte no elemento de alvenaria no piso em análise, utilizando a combinação de acções.

Foi atribuído um valor de resistência inicial ao corte de f_{vko}= 0,15, pois é um valor conservativo pela consulta da tabela 3.4 do EC6 (2005), que corresponde à alvenaria cerâmica, com juntas de argamassa de densidade leve e de espessura normal, totalmente preenchidas e com juntas verticais preenchidas, considerando a argamassa classificada por

M5. Desta forma, pela expressão (13), o bloco é definido por um valor de resistência característica ao corte dada por:

$$f_{vk} = 0,15 + 0,4\sigma d \quad (13)$$

3.7.4.4. **Resistência à flexão**

Os valores de resistência à flexão foram determinados segundo a secção 3.6 do EC6 (2005). Consideraram-se, de forma conservativa, os valores mais desfavoráveis. A seguinte figura 3.28, evidencia o modo como uma parede resiste à flexão, segundo dois planos de rotura: o plano de rotura paralelo às juntas de assentamento (f_{xk1}) e o plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento (f_{xk2}).

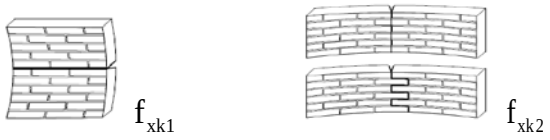


Figura 3.28: Resistência à flexão nos dois planos de rotura, (EC6,2005)

As resistências que definem o material em estudo são: f_{xk1} = 0,1MPa f_{xk2} =0,2MPa.

3.7.4.5. **Resistência à tracção por flexão**

Segundo o regulamento da Nova Zelândia [NZ 4297, 1998], é estipulado que para materiais de construção em terra com resistência à compressão inferior a 6MPa, a tensão resistente à tracção é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_T = 0,1 \times fk \quad (14)$$

Segundo Lourenço (2002), a resistência à tracção é definida por $\sigma_T = 0,2 \times f_k$. No entanto, atribui-se a o valor a esta resistência pela expressão (16), por fornecer um valor conservativo. Assim, substituindo o valor de resistência característica à compressão na expressão anterior, obtém-se o valor de resistência à tracção seguinte: σ_T= 0,10 × 2=0,2MPa.

3.7.4.6. **Módulos de elasticidade longitudinal e transversal**

Segundo o regulamento da Nova Zelândia (NZ4297-1998), o valor do módulo de elasticidade é igual a 300 vezes a tensão de resistência à compressão da parede em terra crua. Segundo o regulamento argentino de estruturas de alvenaria, o módulo de elasticidade é igual a 850 vezes a resistência característica à compressão da alvenaria e o módulo de distorção é 0,3 vezes o módulo de elasticidade (Alderete, 2008). Segundo o EC6 (2005), os módulos de elasticidade são dados pelas seguintes expressões:

$$E = 1000 \times fk \tag{15}$$

$$G = 0,4 \times E \tag{16}$$

Atribuem-se os seguintes valores:
E= 1000 × 2= 2000MPa ; G=0,4 × 2000=800MPa.

3.7.4.7. **Coeficiente de Poisson**

O quadro seguinte resume os valores do coeficiente de Poisson indicado por vários autores. No presente trabalho atribui-se um valor de 0,35 ao coeficiente de Poisson, (Lourenço, 2002).

Quadro 3.8: Estudo de vários valores do coeficiente de Poisson referentes a blocos de terra

Bloco de Terra	Coeficiente de Poisson
BTC estabilizado com cimento, (Grupo Plana, 1999)	0,5
Bloco de adobe sem estabilizantes (Gomes, 2008)	0,15
Bloco de adobe com estabilizante, (Gomes, 2008)	0,36
BTC estabilizado com 8% de cimento e à compressão de 40 bar, (Lourenço, 2002)	0,35

3.7.4.8. **Coeficiente de amortecimento**

Na referência (Lourenço, 2002-a) é apresentado um estudo com base em ensaios de três blocos de BTC, em que um dos parâmetros analisados foi o amortecimento. Os blocos foram submetidos às seguintes condições: o primeiro bloco de BTC com compressão de 20 bar; o segundo bloco estabilizado com 8% de cimento e compressão de 40 bar; e o terceiro bloco estabilizado com 12 % a 19% de cal e compressão a 300 bar. Todos os blocos foram ensaiados numa câmara a 95% H.R, sob pressão a 90ºC. Os três blocos apresentam valores do factor de amortecimento compreendidos entre 5 e 10, (Lourenço, 2002-a). Atribui-se um valor de $\mu = 5$.

3.7.4.9. **Valores de Resistência de cálculo**

Os valores de cálculo da resistência da alvenaria são fornecidos pela seguinte expressão:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (17)$$

em que, R_d é o valor da resistência de cálculo; R_k é o valor da resistência característica; γ_M é o factor de segurança parcial.

Segundo o ponto 2.4.3 do EC6 (2005), o coeficiente de segurança parcial é função da categoria da alvenaria e da sua classe (relativa à qualidade de execução em obra). Existem cinco classes em que a classe 1 corresponde à classe de melhor qualidade e a classe 5 à pior. Atribui-se uma categoria II para qualquer argamassa e uma classe 3, que corresponde a um coeficiente de segurança parcial de γ_M de valor 2,5. Os valores de resistência de cálculo, são apresentados no quadro seguinte:

Quadro 3.9: Valores de resistência de cálculo, da estrutura de alvenaria de BTC

Compressão	**Corte**	**Flexão segundo os planos de rotura**		**Tracção**
f_d (N/mm^2)	f_{vd} (N/mm^2)	f_{xd1} (N/mm^2)	f_{xd2} (N/mm^2)	σ_{Td} (N/mm^2)
0,8	$(0,15+0,4\sigma_d)/2,5$	0,04	0,08	0,08 *

*Considerou-se o valor de tracção indicado pela NZ, afectado pelo coeficiente de segurança para a primeira análise de tensões da modelação.

3.7.4.10. **Resumo das propriedades materiais consideradas na modelação numérica**

Apresenta-se o seguinte quadro resumo com as propriedades físicas e mecânicas utilizadas na opção de novos materiais do programa Robot2010.

Quadro 3.10: Valores das propriedades atribuídas ao material no Robot 2010

BTC estabilizado de dimensões 295x140x9cm		
Módulo de Elasticidade	2000	MPa
Módulo de Distorção	800	MPa
Resistência característica (compressão) (fd=2/2,5)	0,8	MPa
Coeficiente de Poisson	0,35	-
Factor de amortecimento	5	-

3.8. Análise da modelação da estrutura em terra

3.8.1. Introdução

Este capítulo tem como objectivo analisar o comportamento dos elementos de alvenaria estrutural de BTC quando sujeitos a acções, nomeadamente as acções permanentes e acções variáveis como a sobrecarga, acção do vento e acção sísmica, de acordo com as combinações já indicadas. A determinação dos esforços foi feita com recurso ao Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

No âmbito das análises lineares elásticas, o Robot permite a análise de elementos lineares e bi-dimensionais constituídos por materiais isotrópicos dúcteis, com iguais resistências em tracção e compressão e ainda admite um elemento de biela que possui apenas resistência à compressão. Assim, a análise linear e elástica de paredes em estado plano de tensão pode ser elaborada através de elementos finitos planos constituídos por material dúctil, ou através de elementos lineares constituídos por um material que apenas resiste à compressão. Esta última opção possibilita o estudo da redistribuição/concentração de tensões existente pelo facto da terra quase não suportar tensões de tracção.

Na análise bidimensional dos painéis considerou-se que a terra tem um comportamento linear e elástico com igual resistência à tracção e à compressão, e os parâmetros materiais indicados no quadro 3.10. Os valores das tensões máximas de compressão obtidas são comparadas com a resistência característica de cálculo à compressão da alvenaria de 0,8MPa e os valores das tensões máximas de tracção obtidas são comparadas com a resistência característica de cálculo à tracção da alvenaria de 0,08MPa. Esta análise permite avaliar a distribuição de tensões e a sua grandeza e dimensionar o reforço para a verificação da segurança.

Na análise dos painéis modelados por uma “treliça” em que apenas as barras comprimidas apresentam uma resistência de 0,8MPa é possível identificar as combinações de acções para as quais a estrutura verifica a segurança sem qualquer reforço.

Na modelação realizada consideraram-se os painéis compostos pelo material de BTC, e com existência das aberturas em arco como se representa na figura 3.25. Uma análise corresponde à análise bidimensional por elementos finitos e encontra-se resumida nos pontos 3.8.3 e 3.8.4.

Os resultados da modelação complementar da estrutura, considerando que os painéis (paredes) eram formados por um conjunto de treliças, em que as barras traccionadas não têm

qualquer resistência e as barras comprimidas possuem uma resistência característica de cálculo de 0,8MPa, encontram-se descritos no ponto 3.8.5.

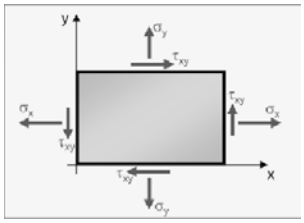
3.8.2. Considerações gerais no método dos elementos finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizado na resolução de problemas de mecânica estrutural permite determinar o estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a acções exteriores. O método dos elementos finitos permite a análise de uma estrutura subdividindo-a num número discreto de elementos ligados num número discreto de pontos nodais situados nas respectivas fronteiras, (Gomes et al, 2005).

3.8.3. Análise bidimensional e os critérios definidos para o estudo

A modelação da estrutura, pressupõe a divisão da mesma, em vários elementos, definindo o número, o tipo e o arranjo de cada um dos elementos.
Na modelação das paredes em estudo definiram-se os painéis como elementos bidimensionais que são analisados em estado plano de tensão. A malha bidimensional é regular com elementos de aproximadamente 0,3 m de lado.

No presente trabalho, a modelação numérica será feita através da consideração de toda a parede de alvenaria como um compósito homogéneo isotrópico, isto é, as unidades, argamassa e a interface unidade - argamassa representam um elemento fictício equivalente (Lourenço, 1998). Estes elementos isotrópicos, em estado plano de tensão são definidos como painéis no programa. São analisadas as tensões e a sua distribuição para as combinações de acções indicadas, com as características materiais atrás apresentadas. Em cada parede, é definido um sistema de eixos local, relativamente ao qual se calculam as tensões σ_x, σ_y, τ_{xy}. .Estas tensões, conforme se mostra na figura 3.29, constituem as componentes do tensor das tensões no sistema de eixos xy.



$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{bmatrix}$$

Figura 3.29: Representação do tensor das tensões do estado plano de tensão

Definem-se as tensões apresentadas por: σ_y : Tensão normal à direcção x do eixo local do painel; σ_x: Tensão normal à direcção y do eixo local do painel; τ_{xy}: Tensão tangencial.

3.8.3.1. **Análise de Tensões na estrutura**

A convenção definida para cada elemento em termos de tensão de compressão e tracção, é a seguinte: valores negativos para as tensões de compressão e positivos para valores de tracção, segundo a orientação dos eixos locais de cada painel, tal como representado na seguinte figura, (Manual AutodeskRobot, 2010).

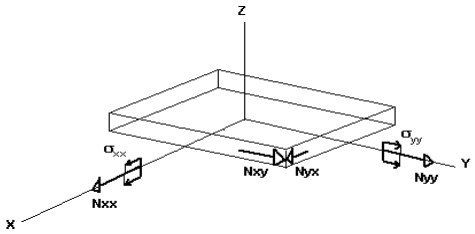


Figura 3.30: Convenção da orientação positiva para os esforços e tensões, (Manual AutodeskRobot, 2010)

Esta análise tem como objectivo verificar se o valor das tensões excede o valor de resistência característica à compressão e à tracção de cálculo, 0,8MPa e 0,08MPa respectivamente. De seguida, apresentam-se os resultados obtidos para as combinações mais desfavoráveis.

Estudo para a combinação 1

As tensões para esta combinação são apresentadas nas figuras seguintes, mostrando os diferentes níveis de tensão para σ_x, σ_y, τ_{xy} que se associam a cores diferentes, distinguindo-se os valores de tracção e compressão pela escala ilustrada.

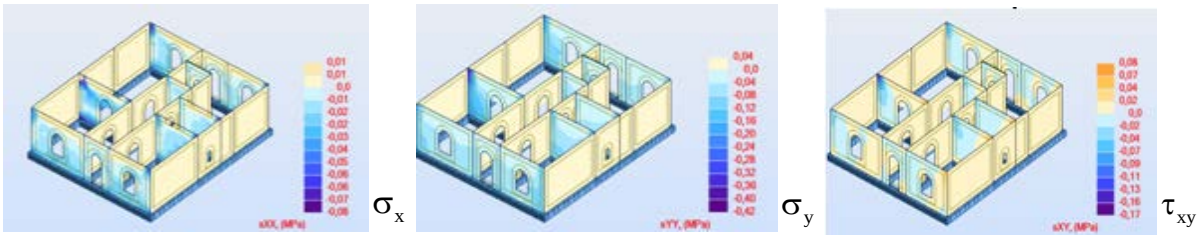


Figura 3.31: Tensões de compressão e tracção em MPa para a combinação 1

Através da análise bidimensional em estado plano de tensão, apresentam-se os resultados máximos de tensão na malha de elementos finitos. Os valores máximos das tensões normais e tangenciais encontram-se no quadro 3.11, bem como a sua localização. Os valores das tensões σ_x, σ_y, máximas são de compressão, não se detectando nenhuma tensão que ultrapasse o valor resistente. Os pontos mais altos de tensão, são ao nível de intersecções de paredes.

Quadro 3.11: Localização das tensões na estrutura, referentes à combinação 1

Localização das tensões na estrutura	σ_x (MPa)	σ_y(MPa)	τ_{xy}(MPa)
Intersecção entre paredes exteriores	-0,030	-0,070	0,008
Intersecção entre paredes interiores e exteriores	-0,020	-0,060	0,008
Intersecção entre paredes interiores	-0,030	-0,080	0,009
Base das paredes exteriores (excluindo intersecções)	-0,020	-0,060	0,012
Base das paredes interiores (excluindo intersecções)	-0,030	0,060	0,012
Arcos de portas	-0,010	-0,060	0,015
Arcos das janelas	-0,010	-0,030	0,008
Topo das paredes interiores	-0,010	-0,020	0,020
Topo das paredes exteriores	-0,010	-0,020	0,005
Ao longo das portas	-0,020	-0,060	0,015
Ao longo das janelas	-0,016	-0,060	0,008

Estudo da combinação 2

A escolha da combinação que representa o sismo do tipo I, teve por base a análise comparativa de valores mais elevados para as acções consideradas. A combinação 2 representa a combinação das acções verticais permanentes com a sismo tipo I e geram os valores tensões que são representados da mesma forma que as anteriores.

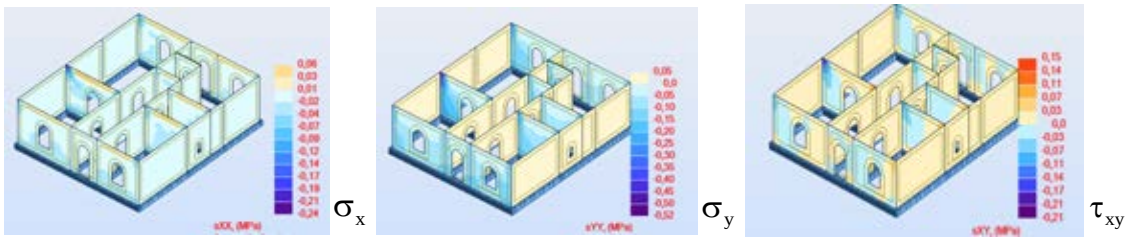


Figura 3.32: Tensões de compressão e tracção em MPa para a combinação 2

Quadro 3.12: Localização das tensões na estrutura, referentes à combinação 2

Localização das tensões na estrutura	σ_x (MPa)	σ_y(MPa)	τ_{xy}(MPa)
Intersecção entre paredes exteriores	-0,035	-0,095	0,011
Intersecção entre paredes interiores e exteriores	-0,032	-0,086	0,011
Intersecção entre paredes interiores	-0,034	-0,097	0,018
Base das paredes exteriores (excluindo intersecções)	-0,025	-0,088	0,016
Base das paredes interiores (excluindo intersecções)	-0,038	-0,108	0,013
Arcos de portas	-0,015	-0,033	0,015
Arcos das janelas	-0,020	-0,040	0,014
Topo das paredes interiores	-0,020	-0,020	0,020
Topo das paredes exteriores	-0,030	-0,020	-0,005
Ao longo das portas	-0,060	-0,080	0,020
Ao longo das janelas	-0,020	-0,080	-0,020

Os valores registados não ultrapassam os limites de resistência característica de cálculo e os mais elevados encontram-se nos pontos de intersecção das paredes e nas bases.

Estudo para combinação 3

A combinação 3 representa a combinação das cargas permanentes e o sismo tipo II actuando nas 3 direcções, de sentido negativo. Verifica-se, pela tabela seguinte e pelos gráficos, que as tensões normais encontram-se dentro dos limites de critério de segurança, não ultrapassando os valores limites de resistência à compressão e tracção.

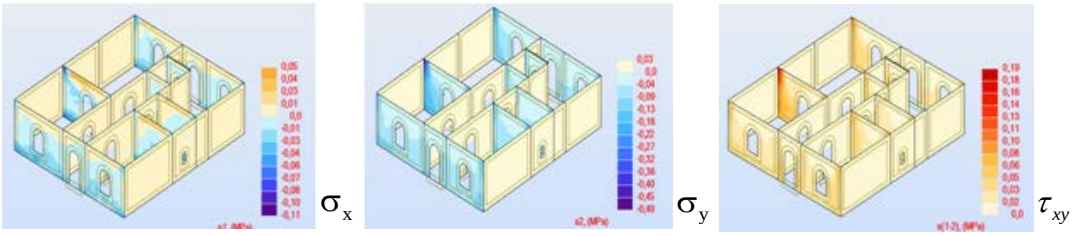


Figura 3.33: Tensões de compressão e tracção em MPa para a combinação 3

Quadro3.13: Localização das tensões na estrutura, referentes à combinação 3

Localização das tensões na estrutura	σ_x(MPa)	σ_y(MPa)	τ_{xy}(MPa)
Intersecção entre paredes exteriores	-0,030	-0,070	-0,008
Intersecção entre paredes interiores e exteriores	-0,030	-0,060	-0,008
Intersecção entre paredes interiores	-0,030	-0,080	0,080
Base das paredes exteriores (excluindo intersecções)	-0,020	-0,070	0,020
Base das paredes interiores (excluindo intersecções)	-0,020	-0,070	0,020
Arcos de portas	-0,020	-0,020	0,020
Arcos das janelas	-0,020	-0,020	0,010
Topo das paredes interiores	-0,010	-0,020	0,020
Topo das paredes exteriores	0,020	-0,020	0,010
Ao longo das portas	-0,030	-0,070	0,010
Ao longo das janelas	-0,020	-0,060	0,020

3.8.4. Verificação da segurança das paredes

Da análise das tensões, a parede 5 é a que se encontra em situação mais desfavorável. A figura 3.34 localiza a parede na estrutura 5 e o quadro 3.14 resume as tensões para as combinações mais desfavoráveis.

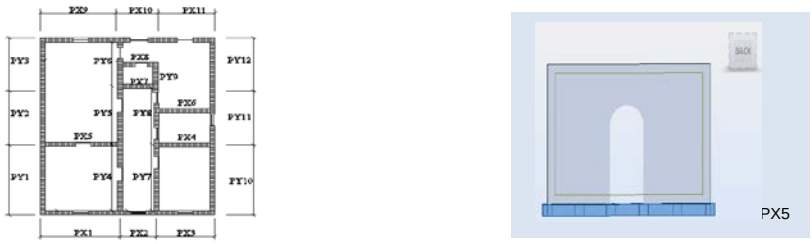


Figura 3.34: Representação das paredes da estrutura

Quando 3.14: Localização das tensões na parede PX5, referentes à combinação de análise.

Localização das tensões em (MPa) na parede PX5	Combinação 1			Combinação 2			Combinação 3		
	σ_x	σ_y)	τ_{xy}	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y	τ_{xy}
Topo da Parede	-0,001	-0,010	0,002	-0,003	-0,016	0,004	0,002	-0,010	0,003
Base da Parede	-0,020	-0,070	0,001	-0,030	-0,089	0,005	-0,025	-0,070	0,005
Canto inferior direito	-0,020	-0,060	-0,050	-0,030	-0,080	-0,010	-0,019	-0,060	0,0065
Canto inferior esquerdo	-0,020	-0,060	0,060	-0,031	-0,080	0,010	-0,020	-0,065	0,060
Canto superior direito	0,001	-0,010	0,002	-0,001	-0,010	0,001	-0,004	-0,012	0,002
Canto superior esquerdo	-0,010	-0,010	0,002	0,001	-0,030	0,001	0,002	0,011	0,001
Contorno em Arco da abertura	-0,002	-0,010	-0,003	-0,010	-0,010	0,001	-0,010	-0,013	0,011
Contorno recto da abertura	-0,001	-0,050	-0,010	-0,020	-0,060	0,020	-0,020	-0,060	0,010

Após uma análise da estrutura com o conjunto de paredes e uma análise de elemento de parede isolado, conclui-se que:

- A combinação 2 onde actua sismo I é a mais condicionante.
- O registo de tensões em toda a estrutura, para as três combinações, apenas foi feito segundo os valores mais altos para os pontos em análise. Conclui-se que os valores de compressão revelaram-se inferiores a 0,8MPa, e, embora os valores de tracção na estrutura que não terem sido registados, revelaram-se muito baixos comparativamente com o limite de tracção determinado de 0,08MPa.
- Na análise da Parede X5, os valores de tracção e compressão das direcções x e y, respeitam os limites de resistência impostos.
- Os pontos que geraram maiores tensões encontram-se nas intersecções das paredes (cantos) e na base das paredes.
- As aberturas em arco apresentam valores de tensão baixos, revelando ser uma solução eficiente.
- As tensões tangenciais, embora não sendo alvo de estudo, são igualmente maiores no topo, na base e em torno das aberturas.
- A solução será introduzir um reforço estrutural nos pontos críticos de forma a melhorar o desempenho dos elementos estruturais nos pontos críticos.

3.8.5. Cálculo alternativo

Alternativamente à modelação dos painéis, efectuou-se uma modelação de uma estrutura composta por uma malha de bielas comprimidas. Esta modelação é igualmente uma aproximação do comportamento real da estrutura e como acções actuantes consideraram-se apenas as acções verticais permanentes e a sobrecarga. O objectivo consiste em determinar o valor das compressões máximas e detectar onde são os pontos mais desfavoráveis da estrutura de forma a poder-se comparar com a anterior solução de painéis. A modelação consistiu em definir uma malha de barras com as características do material BTC, definido pelos mesmos parâmetros que se atribuiu aos painéis na modelação anteriormente descrita. As barras estão definidas no programa para resistirem unicamente à compressão e são rotuladas em todos os pontos. Os resultados numéricos são expressos em tensões axiais nas barras, e são expostos através do mapa de tensões. Através de uma visão global das tensões na estrutura, expõem-se os pontos problemáticos no quadro 3.15.

Quadro 3.15: Valores de tensão axial em MPa

Valores de tensão Máximas (MPa)	
Localização das tensões na estrutura	**σ axial**
Intersecção entre paredes exteriores	-0,4
Intersecção entre paredes interiores e exteriores	-0,4
Intersecção entre paredes interiores	-0,3
Base das paredes exteriores (excluindo intersecções)	-0,4
Base das paredes interiores (excluindo intersecções)	-0,4
Contorno das portas	-0,4
Contorno das janelas	-0,3
Topo das paredes interiores	-0,3
Topo das paredes exteriores	-0,3

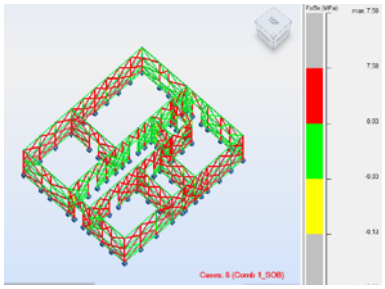


Figura 3.34: Tensões obtidas com o modelo alternativo

As conclusões desta comparação podem ser estabelecidas, para o modelo constituído por bielas:

- Para a combinação considerada, retiraram-se conclusões semelhantes à modelação através de painéis em estado plano de tensão, no que respeita aos pontos críticos da estrutura manterem-se com valores de tensão de compressão mais elevados.

- Os valores registados de compressão são mais elevados comparando com a anterior análise (painéis), isto acontece porque, os valores retirados das bielas que se encontram nos pontos em análise, foram dimensionados para a trabalhar unicamente à compressão. Estes valores das tensões podem ser tomados para a verificação dos painéis de acordo com o EC6 de forma a verificar a segurança da estrutura da solução B, sem qualquer tipo de reforço, para cargas verticais.

3.9. Verificação da segurança segundo o EC6 (2005).

Nesta secção, as verificações de segurança dos elementos de alvenaria estrutural de BTC, através dos métodos gerais apresentados no EC6 (2005), consistem na verificação de paredes a acções paralelas (verticais) e perpendiculares ao plano médio (horizontais) da parede.

3.9.1. Verificação de paredes a acções verticais

Para esta verificação foi feito, para todas as paredes, o cálculo da espessura efectiva, altura efectiva, verificação da esbeltez e da resistência de cálculo da parede, (EC6,2005).

A espessura efectiva da parede é determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$t_{ef} = \rho_t.t \quad (18)$$

onde: t_{ef} é espessura efectiva; ρ_t é o factor de redução; t é a espessura da parede.

A altura efectiva é determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$h_{ef} = \rho_n\, h \quad (19)$$

onde: h_{ef} é a altura efectiva das paredes; ρ_n é o factor de redução de altura livre, com n=2,3 ou, conforme a parede estiver contraventada em 2,3 ou nos 4 bordos; h é a altura livre das paredes

A esbeltez é obtida através do quociente entre a altura efectiva e a espessura efectiva:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (20)$$

As paredes das soluções de alvenaria de BTC, apresentam valores de esbeltez inferiores aos limites de 27 imposto pelo EC6 (2005) e de 12 segundo o EC8 (2009).

Resistência de cálculo da parede

A verificação de segurança em relação ao estado último de resistência de paredes a acções verticais é satisfeita através da seguinte expressão:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (21)$$

Em que: N_{Ed} é a carga vertical de cálculo; N_{Rd} é o esforço vertical resistente de dimensionamento.

A determinação do esforço vertical resistente para as paredes de alvenaria simples sujeitas predominantemente a cargas verticais é dada pela expressão 22:

$$N_{Rd} = \phi t f_d \quad (22)$$

em que, Φ é um factor de redução de capacidade no topo ou na base da parede (Φi); *t* é a espessura da parede e f_d é o valor de cálculo da resistência à compressão da alvenaria.

3.9.2. Resistência ao corte

Em estado limite último o valor da força de corte actuante no plano parede (V_{Ed}) não deve ser superior ao valor de corte resistente da parede (V_{Rd}):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (23)$$

O valor de cálculo do esforço de corte resistente. Este será obtido pela expressão seguinte:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c \quad (24)$$

Com $f_{vk} = (0{,}15+0{,}4\sigma_d)/ 2{,}5$ é o valor de cálculo do esforço de corte resistente da alvenaria (tendo em conta as tensões normais actuantes, considerando o valor médio na zona

comprimida da parede); t é a espessura da parede e l_c é o comprimento da parte comprimida da parede, (Pereira, 2009).

3.9.3. Flexão

A verificação de resistência a acções laterais fora do plano é satisfeita se o momento actuante M_{Ed} não ultrapassar o valor do momento resistente M_{Rd}, conforme a seguinte expressão:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \tag{25}$$

Para as paredes de alvenaria simples sujeitas a acções laterais o valor de cálculo do respectivo esforço momento flector resistente obtém-se pela expressão:

$$M_{Rd} = f_{xd} z \tag{26}$$

em que f_{xd} é o valor de cálculo da resistência à flexão da parede no plano de flexão considerado; Z é o módulo de flexão por unidade de altura ou de comprimento da parede, conforme o caso.

A norma admite entrar com o efeito da carga vertical a actuar na parede em análise, no valor de fxd1, considerando a chamada resistência aparente à flexão, fxd1,app dada pela expressão 27, com σ_d é o valor de cálculo das tensões de compressão na parede.

$$f_{xd1,ap} = f_{xd1} + \sigma_d \tag{27}$$

Na análise de paredes sujeitas a acções laterais, os momentos flectores, M_{Ed1} e M_{Ed2} (na direcção paralela e na direcção perpendicular às juntas), por unidade de largura ou de altura da parede, respectivamente, serão obtidos através das expressões gerais seguintes:

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 \tag{28}$$

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \tag{29}$$

em que α1 e α2 são coeficientes de flexão, que dependem do grau de fixação dos bordos da parede e da relação entre a altura e a largura da parede; l é a largura da parede e M_{Ed} é o valor de cálculo da carga lateral por unidade de área da parede.
Efectuou-se o cálculo dos esforços actuantes e dos resistentes e a verificação dos elementos estruturais apresentados na seguinte planta, cujos valores são tabelados em anexo.

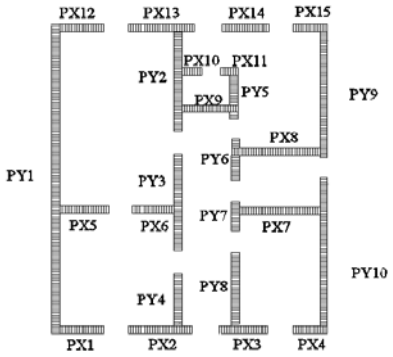


Figura 3.36: Representação da planta de paredes

Da análise dos esforços podemos tirar as seguintes conclusões:

- A estrutura encontra-se em segurança, quanto aos esforços analisados; Pelos resultados obtidos, apresentados no anexo B, pode concluir-se que para as paredes em análise, apresentadas na figura 3.35, os valores dos esforços verticais actuantes N_{sd} são menores que os esforços resistentes.

- O cálculo do esforço resistente de corte é função da tensão de compressão na parede, e da secção comprimida da parede. No entanto, existe o restante comprimento da parede que não está a ser solicitado unicamente à compressão, ou seja também existe tracção. Desta forma, apesar da verificação de segurança ter sido efectuada com êxito para todas as paredes aconselha-se à colocação de armadura para reforçar os elementos estruturais de alvenaria e melhorar o seu desempenho quanto às acções laterais.

- Os valores dos momentos resultantes das forças horizontais são bastante inferiores aos valores dos momentos resistentes M_{rd};

3.10. APRESENTAÇÃO DA SOLUÇÃO C

A terceira solução é constituída pela estrutura da solução anterior, com a introdução de reforço estrutural. É importante referir que, do ponto de vista da sustentabilidade, é necessário evitar o excesso de armadura na solução. Desta forma, não se atribui reforço na totalidade das paredes mas sim, nos pontos de concentração de tensões.

Segundo a norma do Peru, apontam-se como soluções de reforço materiais, o bambu, canas, a madeira e o aço. Segundo o EC6 encontra-se devidamente regulamentado o modo como

colocar reforço estrutural de aço. Considerando a distribuição de esforços determinada na solução B, definiram-se os locais onde deve ser introduzido o reforço.

Apresentam-se algumas considerações relativas à colocação de armadura na alvenaria da presente solução de paredes estruturais segundo o estipulado pelo EC6:

- As micro condições de exposições de um elemento resultam da combinação de factores externos com a localização do elemento na estrutura. Definem-se os factores externos: Factores climáticos, exposição à água, a ciclos gelo e degelo; presença de materiais químicos que provoquem a danificação da estrutura. Segundo a EN 1996-2:2006, atribui-se as condições de exposição do caso em estudo referente à alvenaria de BTC que servem de base às considerações de durabilidade. Desta forma atribui-se uma classe de MX2.1, caracterizada por micro condições de exposição à humidade, mas não exposta a ciclos de gelo/degelo ou outras fontes exteriores com níveis significativos de sulfatos ou outros químicos agressivos.

- A armadura colocada nas juntas horizontais para aumentar a resistência a acções laterais, ou para controlo da fendilhação, deve respeitar a seguinte condição: a área da secção da armadura não deverá ser inferior a 0,03 % da área da secção da parede, ou seja $A_{s,min}$=0,03% ×0,3×L com $S_{máx}$ de 600mm.

- Os varões aplicados são de ϕ 8> 6mm, à excepção das ligações de canto com um diâmetro mínimo de ϕ 6.

- O comprimento de amarração dos varões traccionados e comprimidos de 100mm.

- A armadura de junta horizontal deverá possuir um recobrimento lateral mínimo de 15 mm e a espessura das juntas deverá ser, pelo menos, 5 mm superior ao diâmetro da armadura. No caso prático, atribuiu-se o recobrimento lateral de 30mm e a espessura da junta é de 15 mm, já que, a espessura das juntas, tanto horizontais como verticais toma o valor máximo regulamentar de 15mm. A junta vertical que resulta do encaixe dos blocos, deve ser preenchida com argamassa.

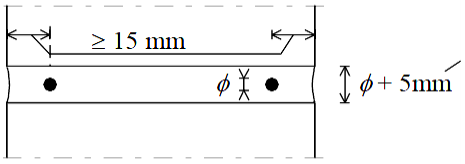


Figura 3.36: Representação do recobrimento mínimo nas juntas (EC6, 2005)

- Para o aparelho de alvenaria em estudo, as unidades deverão sobrepor de um comprimento mínimo, lu, de acordo com a figura 3.36, em que: hu=90mm ≤ 250 mm e $lu \geq$ maior valor {0,4 x hu ; 40 mm} ↔ $l_u \geq 40$mm, desta forma, atribui-se o valor de l_u=40mm.

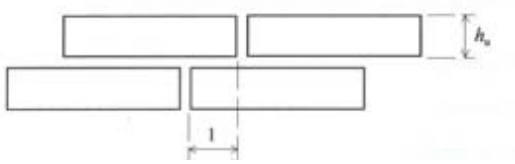


Figura 3.36: Sobreposição das unidades de alvenaria (EC6, 2005)

- Para um ajuste horizontal relativamente ao comprimento de uma fiada de blocos, deverá recorrer-se a blocos cortados segundo o plano vertical, perpendicular às faces, devido à ausência de outras unidades de bloco complementares.

- A disposição dos blocos e a aplicação do reforço pontual aplicado na solução C, segue o mesmo esquema sugerido para uma parede de alvenaria do tipo 1 (figuras 3.37 e 3.38).

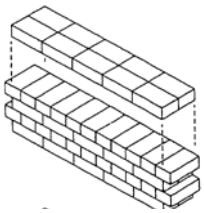


Figura 3.37: Parede de alvenaria do tipo 1, de acordo com o EC6, (Santos, 2007)

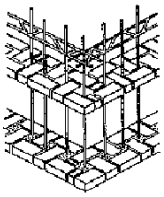


Figura 3.38: parede de blocos de terra de tijolos maciços (Guillaud et al,1985)

Segundo o estipulado no EC6 (2005), para a ligação de paredes, calculou-se o comprimento recto l_b necessário para um varão, admitindo uma tensão de aderência constante, deve ser obtido através da seguinte expressão:

$$l_b = \gamma_M \frac{\phi}{4} \frac{fyk}{\gamma s} \frac{1}{f_{bok}} \quad (30)$$

Em que: $l_{bef} > l_{bnet}$; ϕ é o diâmetro efectivo do varão; f_{yk} é o valor característico de tensão de cedência da armadura; f_{bok}: valor característico de tensão de rotura da aderência; γ_M: coeficiente parcial de segurança da alvenaria e γs : coeficiente parcial de segurança do aço.
O valor apresenta-se de seguida, acompanhado a solução de armadura de ligação de paredes proposta na seguinte figura:

$$l_b = 2,5 \times \frac{0,006}{4} \times \frac{400}{1} \times \frac{1}{1,3} = 1,15\text{m} \quad \Leftrightarrow \quad l_{bf} = 1 \approx l_b .$$

O tipo de ligação é constituído por varões de 6mm a cada 3 fiadas de blocos.

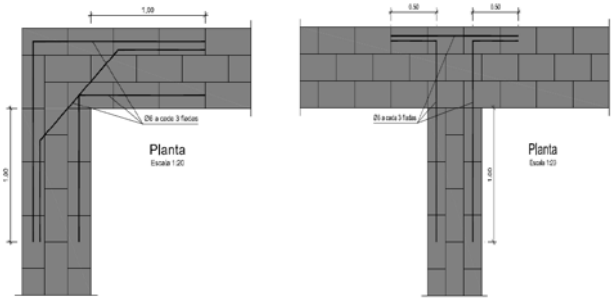


Figura 3.39: Pormenorização da ligação das paredes da estrutura, (Murta, 2009)

Indica-se na figura 3.40 uma possível localização para a colocação pontual das armaduras para as paredes existentes na da estrutura em análise, que será nos pontos críticos das paredes, segundo o estudo de análise de tensões anteriormente realizada no subcapítulo 3.8.

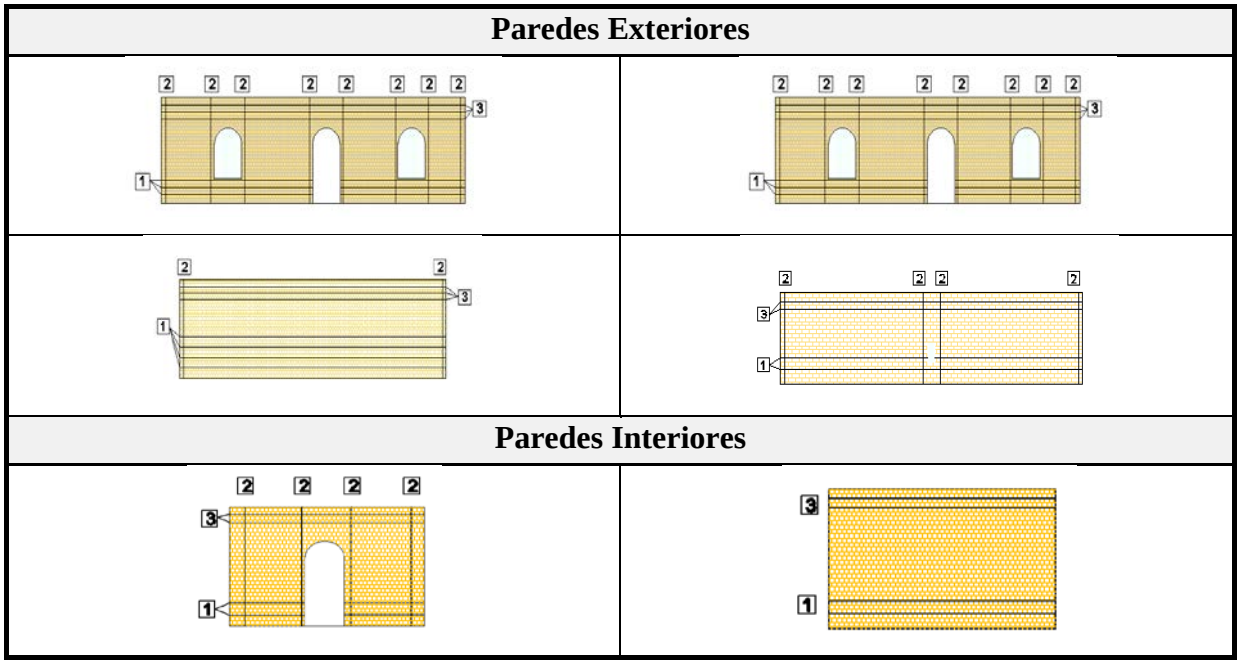


Figura 3.40: Representação da distribuição da armadura aplicadas nas paredes estruturais

Descrição do reforço do aço S400:

- Reforço horizontal: Junto ao topo e junto da base das paredes aplicam-se reforços de armadura 2ϕ8, com estribos ϕ6 espaçados de 0,2m. Numerado na figura 3.40 por 3, a armadura horizontal é aplicada entre 2 fiadas de blocos e numerada de 1 para armaduras que estão espaçadas entre 3 fiadas. De acordo com a seguinte figura o valor de c=8mm, b=0,2m, d=6mm, (Lourenço e Sousa, 2002).

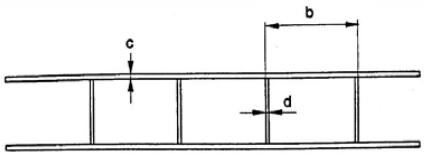


Figura 3.41: Representação da armadura aplicada as juntas horizontais (armadura em escada).

- Reforço vertical: numerado por 2 segundo a figura 3.40, é aplicado nas paredes junto das extremidades verticais, um varão de ϕ8, localizado na primeira junta vertical, depois do primeiro tijolo de extremidade das aberturas ou do próprio bordo da parede.

Devem ser tomadas medidas preventivas durante a construção do edifício em terra para as soluções B e C, de modo a proteger a alvenaria da chuva, ciclos de gelo/degelo, efeitos de calor, efeitos de baixa humidade (efeito de secagem do vento e baixa humidade relativamente ao ambiente exterior), contra danos mecânicos. O quadro seguinte, indica algumas medidas, segundo (cbloco, 2010):

Quadro 3.16: Medidas de Protecção da alvenaria em fase de construção. (cbloco, 2010)

Protecção da alvenaria contra:	**Medidas de protecção**
Chuva	Proteger a alvenaria até a argamassa ganhar presa suficiente.
Ciclos gelo/degelo	Alvenaria que não mantém as mesmas características iniciais deve ser removida e substituída.
Efeitos do calor	Caso necessário deve ser colocada uma barreira pára vapor para prevenir evaporação excessiva da humidade. Até se dar a definitiva hidratação do cimento na argamassa.
Efeitos da baixa humidade	A alvenaria deverá manter-se húmida até à total hidratação do cimento na argamassa.
Danos mecânicos	Proteger a alvenaria de danos no processo de construção e actividades de tráfego. Carregar a alvenaria a partir do momento em que atinja a resistência esperada.

4. A CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL DE TERRA

Este capítulo assume um papel fundamental para a avaliação da sustentabilidade da construção das três soluções propostas para a moradia unifamiliar, através da comparação de valores obtidos relativamente a cada parâmetro em estudo de modo a definir-se qual a solução mais sustentável inserida no contexto português que na prática corresponderá à solução que apresentar menores valores totais de custos de construção, menores consumos de energia e menores emissões de CO_2 para o ambiente relativamente aos materiais aplicados. Embora a sustentabilidade da construção e os impactes ambientais a ela associados abranjam diferentes aspectos, estes foram os parâmetros quantificados no presente estudo.

Efectuou-se uma a recolha de preços de referência praticados actualmente no mercado com base em empresas nacionais e estudos realizados (Murta, 2009). Apresentam-se, no quadro 4.1 os valores unitários para os custos, consumos energéticos e emissão de CO_2, para os diferentes materiais utilizados nas três soluções estudadas.

Quadro 4.1: Quantificação dos valores por unidade de material: custos, consumos energéticos e emissões de CO_2, (Murta et al, 2009).

Material	Unidade	Custo (€/un)	Consumo de Energia(MJ/Un)	Emissão CO_2 (Kg-CO_2/und)
Betão C20/25	m^3	64,22	1292,24	99,43
Aço S500	Kg	0,79	38,66	3,72
Aço S400	Kg	0,78	38,66	3,72
Argamassa de cimento (traço - 1:5)	m^3	59,81	961,40	63,91
Tijolo cerâmico 30x20x11cm	un	0,16	14,78	1,11
BTC	un	0,15	1,45	0,09
Argamassa de terra	m^3	48,88	931,48	61,92
Madeira	Kg	0,40	4,44	0,38
Pedra	m^3	15,00	365,26	26,90
XPS	m^2	5,30 €	361,08	9,00

A quantificação do consumo energético dos materiais está associado a vários processos desde a extracção da matéria-prima, ao transporte, à transformação noutro material. Este consumo no presente trabalho é analisado pela unidade mega joule (MJ). A quantificação de emissões de CO_2 está associada ao aquecimento global do planeta, em que Portugal assumiu a responsabilidade de cumprir com as metas estabelecidas até 2012 ao ratificar o protocolo de Quioto. Assim, a libertação dos gases poluentes de cada material de construção é convertida

em teores de emissão de CO_2, implícitos no ciclo de vida útil de materiais de construção a adquirir para a execução na obra do material, manutenção, conservação, demolição e reciclagem. No entanto a quantificação deste parâmetro, é feita apenas na obtenção da matéria até à aplicação do material na obra.
Como o objectivo é comparar a sustentabilidade das três soluções, apenas quantificou-se os materiais que variam entre as soluções, ou seja, não se vai contabilizar, por exemplo as redes de águas e esgotos pois elas serão iguais em todas as soluções. Portanto, não se obtém valores totais absolutos para as três soluções, mas apenas valores relativos.

Apresentam-se, nas tabelas seguintes, as quantidades totais de cada material necessários para a construção toda, para os parâmetros a avaliar, para cada solução em estudo: A quantificação mais detalhada dos constituintes das paredes das soluções, encontram-se igualmente em anexo.

Quadro 4.2: Quantificação das quantidades dos parâmetros de cada material da solução A

Materiais	**Unidade**	**Quantidades totais**	**Custo (€)**	**Consumo de Energia (MJ)**	**Emissão CO2 (kg-CO_2)**
Betão C20/25	m^3	78,60	5047,69	101570,06	7815,20
Aço S500	kg	4721,91	3730,31	182548,88	17565,49
Parede constituída por dois panos de tijolo 30 x 20x 11 cm, assente com argamassa cimento e areia traço 1:5, incluindo isolamento térmico em poliestireno extrudido (XPS) com 30mm de espessura.	m^2	103,00	1.276,51	86.370,22	4.922,32
Parede interior constituída por um pano de tijolo 30 x 20x 11 cm, assente com argamassa cimento e areia traço 1:5.	m^2	75,00	266,00	19.484,47	1.454,61
Reboco	m^2	405,26	4644,23	389616,96	25900,17
Madeira	Kg	591,71	236,68	2627,18	224,85

Quadro 4.3: Quantificação das quantidades dos parâmetros de cada material da solução B

Materiais	**Unidades**	**Quantidades totais**	**Custo (€)**	**Consumo de Energia (MJ)**	**Emissão CO_2 (kg-CO_2)**
Parede constituída por tijolos de BTC 29,5X 14 x 9cm, assente em argamassa de terra.	m^2	215,00	5421,87	86060,86	5642,59
Madeira	kg	6095,66	2438,26	27064,73	2316,35
Pedra	m^3	32,16	482,4	11746,76	12,22

Quadro 4.4: Quantificação das quantidades dos parâmetros de cada material da solução C

Materiais	Unidades	Quantidades totais	Custo (€)	Consumo de Energia (MJ)	Emissão CO2 (kg - CO2)
Parede constituída por tijolos de BTC 29,5X 14 x 9cm, assente em argamassa de terra.	m^2	215,00	5421,87	86060,86	5642,59
Madeira	Kg	6095,66	2438,26	27064,73	2316,35
Pedra	m^3	32,16	482,40	11746,76	12,22
Aço S400	kg	282	219,96	10902,12	1049,04

Quadro 4.5: Resumo das quantidades totais dos três parâmetros em estudo das soluções.

Soluções	Custo total (€)	Consumo de energia (MJ)	Emissão de CO_2 total (kg-CO_2.)
Solução A	15201,5	782217,80	57882,63
Solução B	9752,93	124872,35	7971,16
Solução C	10043,39	135774,47	9020,20

4.1. Comparação e discussão dos resultados

Os quadros 4.6 e 4.7 apresentam os valores totais por metro quadrado de construção, e as percentagens de redução entre as soluções com base nos parâmetros usados na comparação das três soluções. A unidade é a área bruta de construção.

Nas duas primeiras colunas do quadro 4.7 apresenta-se a análise comparativa entre as soluções de terra relativamente à solução A e na terceira coluna apresenta-se a comparação das duas soluções de terra (B e C). Podemos então visualizar os valores percentuais de redução, que definem a solução com menores valores de custo, de consumos energéticos e de emissões de dióxido de carbono.

A solução B apresenta uma redução de custo 45,34% relativamente ao custo da construção A que, por sua vez, apresenta valor de aproximadamente de 195 €/m^2. Regista-se igualmente uma redução significativa de 98,75% de redução dos consumos energéticos e uma redução de 86,21% de emissões de dióxido de carbono.

A solução B distingue-se da C, pela introdução do aço e a sua influência, traduz-se na diferença entre ambas as soluções de construção de terra, que se expressa pela percentagem de redução de custos totais de material de 2,89 %, de consumos energéticos 8,03% e de 11,63% de emissões de dióxido de carbono.

Quadro 4.6: Valores totais expressos por unidade de construção

Soluções	**Custo total** (€/m^2)	**Consumo de energia** (MJ/ $m^{2)}$	**Emissão de CO_2 total** (kg-CO_2/ m^2)
Solução A	195,23	8558,18	633,29
Solução B	106,71	1366,22	87,21
Solução C	109,88	1485,50	98,69

Quadro 4.7: Comparação dos parâmetros por unidade de construção entre soluções A, B e C.

Valores totais	**% de redução A-B**	**% de redução A-C**	**% de redução C-B**
Custo total (€/m^2)	45,34	43,72	2,89
Consumo total (MJ/m^2)	98,75	82,64	8,03
Emissão (CO_2/m^2)	86,23	84,42	11,63

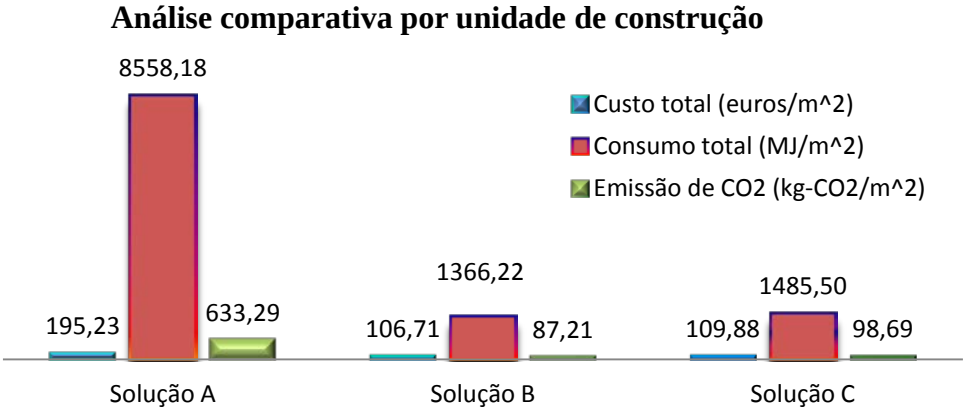


Gráfico 4.1: Análise comparativa das três soluções com base nos valores por unidade de construção

Podemos concluir que qualquer das soluções de terra apresenta vantagens em relação à solução A, ao nível dos parâmetros definidos. No entanto, a diferença entre a solução B e C, para os três parâmetros, é bastante pequena. Por essa razão dá-se preferência à solução C por apresentar uma solução construtiva de reforço capaz de oferecer um melhor desempenho mecânico à construção.

Assim define-se a solução C como a solução eleita, por aliar os valores favoráveis de sustentabilidade económica e ambiental com o melhor comportamento mecânico entre as duas soluções de terra.

5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O reaparecimento, no nosso país, da construção de terra, gerou grande interesse por parte da comunidade científica e alguma indústria de construção, apesar de assumir claramente um papel residual. As grandes potencialidades da terra como material de construção, apresentadas no presente trabalho, revelam a ligação directa entre princípios de sustentabilidade da construção, economia, conforto e segurança exigidas à construção actual, como um conjunto favorável de factores que potenciam o contínuo crescimento evolutivo das técnicas em terra.

Torna-se necessário a criação de normas nacionais neste âmbito, adaptadas às exigências nacionais no que toca às acções do sismo, para apoiar projectistas, construtores e de forma a controlar mais facilmente, o tipo de construções de terra existentes e futuras. Outra barreira que limita o conhecimento do comportamento do material é a deficiente caracterização das propriedades dos materiais e métodos construtivos, que facilmente gera uma problemática associada ao rigor e exactidão em análises mecânicas de resistência das peças e das estruturas. Isto deve-se, essencialmente ao facto de as poucas fábricas existentes no nosso País não terem o material devidamente caracterizado.

De forma a avaliarmos a sustentabilidade das construções de terra e com base num mesmo projecto foram dimensionadas 3 soluções estruturais diferentes: estrutura tradicional de betão armado, com sistema reticulado viga-pilar e com paredes de enchimento em tijolo cerâmico corrente, estrutura em blocos de BTC sem qualquer reforço estrutural e paredes de BTC com algum reforço de aço, que se verificou ser necessário nalguns pontos onde surgiram tracções e noutros pontos em que os esforços de compressão obtidos foram elevados, de forma a evitar fendilhação e outras patologias estruturais associadas ao possível mau comportamento da mecânico do edifício ao longo da sua vida útil.

No estudo elaborado, ao nível do comportamento mecânico, deparámo-nos com limitações referentes à modelação computacional de uma estrutura em terra, essencial ao conhecimento da estrutura, pois os programas actualmente usados aplicam-se a estruturas de betão armado, metálicas ou de madeira. Deste modo, foi necessário avaliar a estrutura impondo algumas aproximações de modelação, de forma a interpretar o real comportamento da estrutura para o material BTC. Assim, com base no método dos elementos finitos, elaborou-se um estudo de tensões em cada painel, que foi vantajoso para a determinação dos pontos mais esforçados e onde se concluiu a necessidade de os reforçar localmente. É de conhecimento geral que a alvenaria tem um mau comportamento à tracção e um bom comportamento à compressão. Observou-se que os pontos mais esforçados surgiram nas intersecções de paredes, nos topos das paredes e na periferia das aberturas. No entanto os vãos das aberturas em arco revelaram um bom comportamento.

Modelou-se, igualmente uma estrutura composta por bielas que resistem apenas à compressão. Desta forma analisou-se a variação dos valores de tensões na estrutura e os pontos onde se encontram os valores mais elevados de tensões de compressão. Conclui-se que a estrutura modelada por bielas e a estrutura analisada por painéis apresentam comportamentos semelhantes apresentando os mesmos pontos críticos com necessidade de reforço localizado, de forma a existir uma redistribuição de esforços de forma a existirem predominantemente esforços de compressão, em que a estrutura apresenta um melhoramento no seu desempenho e capacidade de revelar um comportamento recomendado para assumir funções de habitação.

Efectuou-se a verificação da segurança das paredes estruturais para a solução com BTC de acordo com o EC 6, aproximando o material BTC ao tijolo corrente e analisando cada parede de alvenaria a partir dos esforços resistentes e actuantes. Verificou-se que os esforços actuantes são inferiores aos resistentes de cálculo. A aplicação de armadura localizada em pontos, onde que se concluiu que há necessidade de distribuição de esforços, seguiu as disposições construtivas da regulamentação.

Após execução do cálculo estrutural passou-se à análise de sustentabilidade. Foram propostos parâmetros de avaliação da sustentabilidade das três soluções (A, B e C). Estes parâmetros foram: o factor económico traduzido pelo custo de materiais de construção, o desempenho energético traduzido pelo gasto energético e o desempenho ambiental traduzido pela emissão de gases poluentes para a atmosfera. A comparação dos valores obtidos para os três parâmetros para cada solução estrutural proposta permitiu concluir que a solução estrutural B apresenta-se como sendo a mais vantajosa quer em termos económicos quer em termos ambientais. No entanto a solução C, que se distingue da anterior pela introdução de aço, apresenta valores totais de custo, gasto energético e consumo de dióxido de carbono muito semelhantes e tem um melhor desempenho mecânico. Desta forma comparando as soluções consoante a sua resistência estrutural aliada aos três parâmetros de avaliação de sustentabilidade, consideramos que a solução C é a mais sustentável.

Assim, a principal conclusão a extrair desta dissertação, é que a construção em BTC é eficiente quer a nível do comportamento da estrutura face às acções impostas, quer a nível da sustentabilidade da construção. A solução C pode ser, seguramente, objecto de análise para estudos futuros, com a garantia de poder ser considerada como modelo a aplicar em obra, apresentando valores competitivos de mercado, economicamente baixos. A possibilidade deste tipo de construção oferecer grandes desempenhos térmicos e acústicos, sem necessidade de aplicação de isolamentos específicos com tais funções, reduz substancialmente o preço da construção.

A construção apresenta um forte potencial para uma boa classificação energética, já que apresenta custos iniciais consideravelmente baixos e custos de exploração também baixos devido às características térmicas do material, podendo-se investir posteriormente no conforto da habitação pelo futuro dono de obra. Deste modo este tipo de construção poderá enquadrar-se perfeitamente nos requisitos energéticos normalmente exigidos, e oferecer qualidade suficiente, de modo a deixar de ser associada a um tipo de construção unicamente de cariz social.

Quanto a trabalhos a desenvolver no futuro podemos dizer que é necessária a caracterização experimental dos blocos de BTC e de blocos de adobe com e sem estabilização, com o objectivo de determinar e comparar valores de referência para a resistência mecânica do material em estudo. Os parâmetros mais importantes que devem ser considerados para análises mecânicas são a resistência à compressão, a resistência à tracção, a resistência ao corte, os módulos de elasticidade longitudinal e transversal.
Seria também interessante analisar o comportamento global de uma construção em BTC através da realização de ensaios em laboratório, com a modelação real de edifício construído em terra de blocos de BTC, numa mesa sísmica, com o objectivo de verificar o seu comportamento e resistência real face à acção de um sismo.
Neste trabalho, utilizou-se como unidade de bloco um tijolo simples sem furação de modo a acompanhar o tipo de fabrico de tijolos de adobe predominantemente aplicados nosso país, no entanto, uma boa sugestão seria aplicar o tipo de tijolo furado de BTC (ver figura 2.7), para a mais fácil aplicação do reforço vertical.
De forma a potenciar o desenvolvimento das capacidades térmicas e acústicas que este tipo de construção oferece, apostar num contínuo estudo de soluções de paredes com diferentes tipos de espessura e constituídas com diferentes tipos de blocos, acompanhadas com o desenvolvimento de revestimentos compatíveis com o BTC, pode ser bastante vantajoso para o aperfeiçoamento da técnica construtiva, com benefícios energéticos, de conforto e mecânico.

Deveria testar-se laboratorialmente outras técnicas e materiais de reforço estrutural, como por exemplo o bambu indicado na norma do peru; ou projectos inovadores como uma malha de plástico testada pelo professor Marcial Blondet em laboratório na universidade católica de Lima no Peru, num edifício em BTC, provando que a estrutura aguenta depois de um sismo, valorizando a sua solução. (BBC@2009).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alderete, C.; Mellace, R.; Latina, S.; Sosa, M.; Ferreyra, I; Arias, L. (2006).**"**Mampostería con tierra estabilizada comprimida". VIII Seminario Iberoamericano de Construcción com Tierra (VIII SIACOT) e do II Seminario Argentino de Arquitectura y Construcción com Tierra (II SAACT); CRIATIAC – FAU – UNT; Argentina; 2009.

Barbosa, N, "Considerações sobre materiais de construção convencionais e não convencionais". Dissertação de pós-graduação em engenharia urbana. Centro de Tecnologia, Universidade de Federal da Paraíba, João Pessoa.

Bennett, P (2004) "Indicadores de sustentabilidade em habitação popular: construção e validação de um instrumento de medição da realidade local e de comunidades de baixa renda" Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

BBC@ 2009. http://news.bbc.co.uk/2/hi/americas/8201971.stm . British Broadcasting Corporation.

Carvalho, G (2008). "Estudo de soluções para uma escola em blocos de terra crua: Camabatela", Tese de mestrado, Universidade de Aveiro, 2008.

Eurocódigo0,"Eurocódigo – Bases de projecto de estruturas". NP EN 1990,2009.

Eurocódigo 1," Eurocódigo 1: acções em estruturas – Parte 1-1: acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios". NP EN 1991-1-1-1,2009.

Eurocódigo 1,"Eurocódigo 1: acções em estruturas, Parte 1-4: acções gerais – acção do vento.NP EN 1991-1-4, 2009.

Eurocódigo 2,"Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. EN 1992-1-1,2004.

Eurocódigo 6, "Projecto de Estruturas de Alvenaria – Parte 1.1: Regras gerais para edifícios – regras para alvenaria armada e não armada ". EN 1996-1-1: 2005.

Eurocódigo 8, "Eurocódigo 8, Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edificios". NP EN 1998-1; 2009.

E.080 ADOBE (1999), Blasco, A. B.; Travezano J. L. A. – "Norma Técnica de Edificacion – E.080 ADOBE", Peru.

Farinha, J. S. Brazão e Reis, A. Correia, "Tabelas Técnicas", Edições técnicas E.T.L. Lda, Portugal, 1996.

Gervásio, H. (2009) "Sustainable design and integral Life-cycle analysis of bridges". Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering. Tese de Doutoramento. Universidade de Coimbra.

Gomes, M. (2008) "Construção sismo-resistente em terra crua", dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Construção. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Gomes, M., Brito, J, Lopes, M, (2008), "Modelação com elementos sólidos de uma construção em terra crua com vários tipos de reforço sujeita à acção sísmica" Engenharia Civil • UM, número 32,pp 43-56.

Guillaud, H., Joffroy, T., Odul P., CRATerre- EAG (1985) "Compressed earth blocks: manual of design and construction. Alemanha.

Grupo Plana. S.L (1999). "Ficha técnica de Bloco de Terra". Girona, Espanha.

Lourenço, P. (2002) " Construções em terra. Os materiais naturais como contributo à sustentabilidade na construção". Dissertação para a obtenção de Grau de Mestre em Construção. Universidade Técnica de Lisboa. Instituto superior Técnico.

Lourenço, P. B. e Sousa, (2002). "Concepção e Projecto para a Alvenaria". Seminário sobre Paredes de Alvenaria. Porto

Lourenço, P. B. (1998), "Avanços recentes na modelação de estruturas de alvenaria",. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, série I, 44, pp. 27 -32

Manual Autodesk Robot (2010). Autodesk software Lda. Design Solutions Group.

Manual cbloco, (2010). "manual cbloco". Trabalho de investigação no âmbito do projecto de investigação Cbloco. Programa operacional ciência e inovação 2010

Mateus, R. (2004) "Novas tecnologias construtivas à sustentabilidade da construção" Obtenção de grau de Mestre engenharia civil. Tese de Mestrado. Escola de Engenharia Civil, Universidade do Minho.

Mateus, R., Bragança, L., Avaliação da Sustentabilidade da Construção: Desenvolvimento de uma Metodologia para a Avaliação da Sustentabilidade de Soluções Construtivas, I Congresso Sobre Construção Sustentável, Exponor, 28 e 29 de Outubro de 2004

Menezes, T. (2010) "Estudo do comportamento térmico de construções em alvenaria de adobe". Tese de mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.

Mendes, P., Ferreira, C. Torres, I., (2011) "A Sustentabilidade em Construção em Terra" CLIME2011, Moçambique.

Murta, A. (2009). "Benefícios inerentes à opção de um edifício de habitação unifamiliar de materiais de construção naturais". Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Escola de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharias, Vila Real.

Nogueira, F., Lourenço P., Oliveira R., (2003) "Paredes de Alvenaria Estrutural não Armada dotadas de Aberturas e submetidas a Carregamento Lateral". Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Relatório 03-DEC/E-13.

Parreira, D (2007). "Análise sísmica de uma construção em taipa".Dissertação para a obtenção de grau de mestre em engenharia civil. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto superior Técnico.

Pereira, D. (2009). "Estudo Sísmico de Edifícios Antigos, Reforço e análise não linear". Dissertação de para obtenção do Grau de Mestre. Universidade Técnica de Lisboa Instituto Superior Técnico.

Pompeu Santos, S. (2007). "O Contexto Normativo Recente dos Eurocódigos sobre Estruturas de Alvenaria". Seminário sobre Paredes de alvenaria, P.B. Lourenço et al. (eds.).

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA,
Aprovado pelo Decreto-Lei nº235/83, de 31 de Maio; Portugal; 1983.

Trindade, R. (2009). "Caracterização Construtiva, Análise de Anomalias e Proposta de intervenção". Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Arquitecturadeterra@2011. www.arquitecturasdeterra.blogspot.com

terracrua@2010. www.terracrua.com . terracrua, Construções em Terra, Lda, Aljezur.

margon@2008.http://www.margon.pt/portal/index.php?id=1130&layout=microdetail&p=&mode

ANEXOS

Anexo A

Quadro A.1: Dimensionamento das armaduras das vigas da solução A

Viga	Posição (m)	Armaduras superiores	Armaduras inferiores	Armadura transversal	Viga	Posição (m)	Armaduras superiores	Armaduras inferiores	Armadura transversal
17	0,4	2ϕ12	2ϕ12		26	0,4	2ϕ12	2ϕ12	
17	2,35	---	3ϕ12	ϕ8//0,125	26	2,35	---	2ϕ12	ϕ8//0,125
17	4,3	3ϕ12	2ϕ12		26	4,3	2ϕ12	2ϕ12	
18	0,4	2ϕ12	2ϕ12		27	0,4	2ϕ12	---	
18	1,75	---	2ϕ12	ϕ8//0,125	27	1,75	---	2ϕ12	ϕ8//0,125
18	3,1	2ϕ12	2ϕ12		27	3,1	2ϕ12	2ϕ12	
19	0,4	2ϕ12	2ϕ12		28	0,4	2ϕ12	2ϕ12	
19	1,75	---	2ϕ12	ϕ8//0,125	28	1,75	---	2ϕ12	ϕ8//0,125
19	3,1	2ϕ12	2ϕ12		28	3,1	2ϕ12	2ϕ12	
20	0,4	4ϕ12	2ϕ12		29	0,4	2ϕ12	2ϕ12	
20	2,35	2v12	5ϕ12	ϕ8//0,125	29	2,2	---	2ϕ12	ϕ8//0,125
20	4,3	4ϕ12	2ϕ12		29	4	2ϕ12	2ϕ12	
21	0,4	3ϕ12	2ϕ12		30	0,4	2ϕ12	2ϕ12	
21	1,75	---	2ϕ12	ϕ8//0,125	30	1,05	2ϕ12	2ϕ12	ϕ8//0,125
21	3,1	2ϕ12	2ϕ12		30	1,7	2ϕ12	2ϕ12	
22	0,4	3v12	2ϕ12		31	0,4	2ϕ12	2ϕ12	
22	1,75	2ϕ12	4ϕ12	ϕ8//0,125	31	1,75	2ϕ12	2ϕ12	
22	3,1	3ϕ12	3ϕ12		31	3,1	2ϕ12	2ϕ12	
23	0,4	3ϕ12	2ϕ12		32	0,4	2ϕ12	2ϕ12	
23	2,35	---	4ϕ12	ϕ8//0,125	32	2,2	-	2ϕ12	ϕ8//0,125
23	4,3	4ϕ12	2ϕ12		32	4	2ϕ12	2ϕ12	
24	0,4	3ϕ12	2ϕ12		33	0,4	2ϕ12	2ϕ12	
24	1,75	---	2ϕ12	ϕ8//0,125	33	1,05	2ϕ12	2ϕ12	ϕ8//0,125
24	3,1	2ϕ12	---		33	1,7	2ϕ12	2ϕ12	
25	0,4	2ϕ12	2ϕ12		34	0,4	2ϕ12	2ϕ12	
25	1,75	---	2ϕ12	ϕ8//0,125	34	1,75	2ϕ12	2ϕ12	ϕ8//0,125
25	3,1	3v12	2ϕ12		34	3,1	2ϕ12	2ϕ12	

Quadro A.2: Dimensionamento da armadura dos pilares da solução A

Pilares	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Pilares	Armadura longitudinal	Armadura transversal
1	4ϕ10	ϕ6//0,15	9	4ϕ8	ϕ6//0,15
2	5ϕ12	ϕ6//0,15	10	4ϕ12	ϕ6//0,15
3	4ϕ12	ϕ6//0,15	11	4ϕ10	ϕ6//0,15
4	4ϕ10	ϕ6//0,15	12	4ϕ8	ϕ6//0,15
5	4ϕ10	ϕ6//0,15	13	4ϕ10	ϕ6//0,15
6	5ϕ12	ϕ6//0,15	14	5ϕ12	ϕ6//0,15
7	4ϕ12	ϕ6//0,15	15	5ϕ12	ϕ6//0,15
8	4ϕ10	ϕ6//0,15	16	4ϕ8	ϕ6//0,15

Dimensionamento das sapatas da solução A

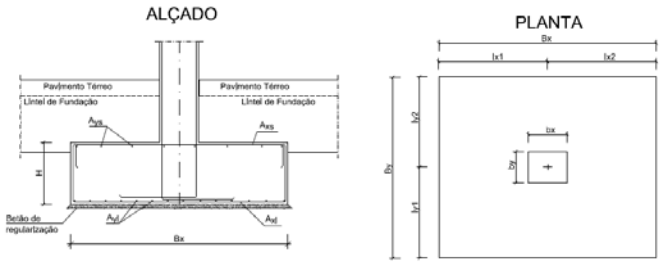


Figura A.1: Representação da sapata da solução A

Quadro A.3: Dimensionamento das sapatas da solução A

	Características geométricas							Armadura			
	BX [m]	Ix1 [m]	Ix2 [m]	B [m]	Iy1 [m]	Iy2 [m]	H [m]	Axl	Ayl	Axs	Ays
Sapatas exteriores	0,8	0,4	0,4	0,8	0,4	0,4	0,3	ϕ10//0,125	ϕ10//0,125	ϕ10//0,125	ϕ10//0,125
Sapatas interiores	0,8	0,4	0,4	0,8	0,4	0,4	0,3	ϕ10//0,125	ϕ10//0,125	ϕ10//0,125	ϕ10//0,125

Anexo B

Valores de Resistência de cálculo das paredes em análise da solução B

Quadro B.1: Valores da dos esforços actuantes e resistentes de cálculo dos elementos estruturais de alvenaria

Parede	L	N_{ed}	N_{Rd}	V_{ed}	σ_m	f_{vd}	V_{Rd}	M_{ed1}	M_{ed2}	$Z_1=\frac{lt^2}{6}$	$Z_2=\frac{ht^2}{6}$	$f_{xd1,app}$	$f_{xd2,app}$	M_{rd1}	M_{rd2}
	m	KN	KN	KN	KN/m²	KN/m²	KN	KN.m.	KN.m.	m²	m²	KN/m²	KN/m²	KN.m	KN.m
PX1	1,90	4,35	240	2,06	10,14	61,62	26,42	0,16	0,27	0,03	0,04	47,63	80,00	1,36	3,24
PX2	2,34	7,51	240	1,40	10,70	61,71	33,92	0,20	0,32	0,04	0,04	50,70	80,00	1,78	3,24
PX3	1,80	5,42	240	2,60	10,04	61,61	29,89	0,15	0,24	0,03	0,04	50,04	80,00	1,35	3,24
PX4	1,30	3,36	240	2,19	8,62	61,38	16,57	0,10	0,17	0,02	0,04	48,62	80,00	0,95	3,24
PX5	1,80	7,08	240	2,99	13,11	62,10	26,70	0,09	0,13	0,03	0,04	53,11	80,00	1,43	3,24
PX6	1,50	7,23	240	2,28	16,07	62,57	24,48	0,08	0,11	0,02	0,04	56,07	80,00	1,26	3,24
PX7	3,00	12,89	240	3,42	14,32	62,29	9,34	0,18	0,27	0,05	0,04	54,32	80,00	2,44	3,24
PX8	3,00	10,03	240	3,16	11,14	61,78	36,11	0,26	0,41	0,05	0,04	51,14	80,00	2,30	3,24
PX9	1,80	4,08	240	2,36	7,56	61,21	17,71	0,00	0,00	0,03	0,04	47,56	80,00	1,28	3,24
PX10	0,70	0,98	240	2,13	4,67	60,75	2,80	0,00	0,00	0,01	0,04	44,67	80,00	0,47	3,24
PX11	0,60	2,40	240	2,00	13,33	62,13	7,02	0,00	0,00	0,01	0,04	53,33	80,00	0,48	3,24
PX12	1,90	4,68	240	2,60	8,21	61,31	30,35	0,10	0,16	0,03	0,04	48,21	80,00	1,37	3,24
PX13	2,40	6,04	240	1,86	8,39	61,34	20,35	0,09	0,16	0,04	0,04	48,39	80,00	1,74	3,24
PX14	1,70	4,68	240	1,80	9,18	61,47	25,75	0,13	0,21	0,03	0,04	49,18	80,00	1,25	3,24
PX15	1,30	3,40	240	2,50	8,72	61,39	4,71	0,08	0,14	0,02	0,04	48,72	80,00	0,95	3,24
PY1	12,0	68,87	240	2,50	19,13	63,06	204,47	0,72	0,97	0,18	0,04	59,13	80,00	10,5	3,24
PY2	3,90	19,82	240	3,07	16,94	62,71	58,52	0,00	0,00	0,06	0,04	56,94	80,00	3,33	3,24
PY3	3,80	18,65	240	3,24	16,36	62,62	54,98	0,00	0,00	0,06	0,04	56,36	80,00	3,21	3,24
PY4	2,10	8,53	240	3,02	13,54	62,17	54,59	0,00	0,00	0,03	0,04	53,54	80,00	1,69	3,24
PY5	2,00	8,57	240	2,16	14,28	62,29	25,13	0,00	0,00	0,03	0,04	54,28	80,00	1,63	3,24
PY6	1,70	4,22	240	3,05	8,27	61,32	12,18	0,00	0,00	0,03	0,04	48,27	80,00	1,23	3,24
PY7	1,20	12,67	240	2,60	35,19	65,63	39,15	0,00	0,00	0,02	0,04	75,19	80,00	1,35	3,24
PY8	2,90	7,82	240	2,18	8,99	61,44	22,62	0,00	0,00	0,04	0,04	48,99	80,00	2,13	3,24
PY9	5,00	28,45	240	2,60	18,97	63,03	84,43	0,17	0,24	0,08	0,04	58,97	80,00	4,42	3,24
PY10	6,00	28,78	240	2,50	15,99	62,56	84,77	0,24	0,34	0,09	0,04	55,99	80,00	5,04	3,24

Anexo C

Quadro C.1: Quantificação dos elementos constituintes das paredes da solução A

Parede dupla da solução A					
Materiais	Unidade	Preço	un/m^2	Desperdício	Valor/m^2
Tijolo cerâmico 30x20x11cm	un	0,16 €	16,67	5%	2,67 €
Argamassa cimento + areia, 1:5	m^3	59,81 €	0,014	5%	0,88 €
Tijolo cerâmico 30x20x11cm	un	0,16 €	16,67	5%	2,67 €
Argamassa cimento + areia, 1:5	m^3	59,81 €	0,014	5%	0,88 €
XPS 30mm – Paredes	m^2	5,30 €	1	10%	5,30 €
				Total	12,39 €
Parede interior da solução A					
Materiais	Unidade	Preço	un/m^2	Desperdício	Valor/m^2
Tijolo cerâmico 30x20x11cm	un	0,16 €	16,67	5%	2,67 €
Argamassa cimento + areia, 1:5	m^3	59,81 €	0,01	5%	0,88 €
				Total	3,55 €

Quadro C.2: Quantificação dos elementos constituintes das paredes da solução B

Alvenaria da solução B e C				
Materiais	Unidade	Preço €	un/m^2	Valor/m^2
BTC	un	0,15 €	57,00	8,55 €
Argamassa de assentamento	m^3	48,88 €	0,34	16,67 €
			Total	25,22 €