



**Ambrósio Joaquim
Carlos**

**Técnicas construtivas sustentáveis: Lajes de terra
armada com bambu**



**Ambrósio Joaquim
Carlos**

**Técnicas construtivas sustentáveis: Lajes de terra
armada com bambu**

Tese apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Aníbal Guimarães da Costa, Professor Catedrático, e do Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, Professor Associado com Agregação, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

À minha mãe Albertina
À minha avó Felizarda
Aos meus irmãos

o júri

presidente

Prof.^a Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
Professora Auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes
Professor Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
Professor Associado Com Agregação da Universidade de Aveiro

agradecimentos

A presente dissertação é o reflexo de um trabalho coletivo, embora sua elaboração tenha um cariz individual.

É com muita satisfação que expresso o meu reconhecimento e profunda gratidão a todos aqueles que tornaram a realização deste trabalho possível:

Aos meus orientadores científicos Prof. Doutor Aníbal Costa e Prof. Doutor Humberto Varum, pelo precioso apoio, estímulo e partilha do saber e as valiosas contribuições para esta dissertação.

Ao Eng. António Figueiredo pela sua disponibilidade no desenvolvimento e acompanhamento em todos os trabalhos de laboratório e não só.

Ao Instituto da Construção-FEUP pelo financiamento na aquisição dos bambus.

Ao HortUA - núcleo do EpDAH da UA e à empresa António F. J. Anastácio, pelo apoio prestado na procura dos materiais (bambu) e construção das lajes,

Aos funcionários do laboratório e colegas do curso pelo apoio nos trabalhos de laboratório.

À Dra Gracinda Martins e à Prof.^a Doutora Paula Oliveira pela amizade e apoio incondicional em todo o meu percurso na Universidade de Aveiro.

Aos meus Professores do Departamento de Engenharia Civil da UA que puderam dar algumas contribuições para esta dissertação.

Aos meus pais, meus irmãos e a minha avó, pela educação, estímulo e apoio ao longo da minha vida e pela paciência e compreensão que sempre tiveram.

Finalmente, a todos os meus amigos, em especial para o Roberto Ervedal, Sónia Anastácio, Ricardo Santos e Stelya Pereira, por todos os momentos passados juntos e a todos aqueles que não me refiro nome, mas que deram um contributo indispensável à realização desta dissertação.

A Todos os meus sinceros agradecimentos

palavras-chave

Lajes de terra, bambu, construção em terra, construção sustentável, dimensionamento de lajes, taipa.

resumo

Atendendo às crescentes preocupações ambientais na indústria da construção e às potencialidades do bambu como material ecológico, neste trabalho, é apresentado uma técnica construtiva sustentável e inovadora de concepção de lajes de terra e bambu. Para tal, foram desenvolvidos ensaios de caracterização mecânica de bambu da espécie *Phyllostachys nidulária* e de argamassas de terra estabilizadas com cal e/ou cimento. Com os materiais caracterizados, partiu-se para o dimensionamento e construção de lajes em terra armada com bambu à escala real. Estas lajes foram ensaiadas à flexão com duas cargas aplicadas a 1/3 do vão e apresentaram resistência capaz de suportar as ações correntes dos pavimentos e coberturas geralmente usadas no dimensionamento das habitações. Os resultados obtidos demonstram a potencialidade destes tipos de soluções na aplicação em lajes de coberturas e de pavimentos correntes de habitações em terra, em edificações rurais e em edificações turísticas em áreas protegidas.

keywords

Slabs of earth, bamboo, earth construction, sustainable building, design of slab, rammed earth.

abstract

Given the growing environmental concerns in the construction industry and the potential of bamboo as an environmentally friendly material, this work presents a sustainable construction technique and innovative design of slabs of earth and bamboo. To this end, tests were developed mechanical characterization of bamboo species *Phyllostachys nidulária* and earth mortars stabilized with lime and cement. With the materials characterized, we decided to design and construction of reinforced earth slabs with bamboo in full-scale. These slabs were tested in bending with two equal loads applied on 1/3 of the span, and showed resistance capable to supporting the current actions of the floors and roofs, often used in the design of the dwellings. The results demonstrate the potential of these types of solutions for application in roofing and floors slabs of earth houses, rural buildings and touristic buildings in protected areas.

"A grande barreira da construção em terra são os preconceitos", Humberto Varum

ÍNDICE GERAL

Índice geral.....	I
Índice de figuras.....	V
Índice de tabelas.....	XI
Simbologia.....	XIII
Capítulo I – Introdução.....	1
1.1. Enquadramento do tema	1
1.2. Objetivo	4
1.3. Estratégia	4
1.4. Estrutura do trabalho	5
Capítulo II - Estado de arte sobre aplicação de bambu na construção.....	7
2.1. Início dos estudos sobre bambu.....	9
2.2. Aplicação de bambu em reforço de lajes suspensas de betão.....	11
2.3. Aplicação de bambu em reforço de lajes de terra.....	16
Capítulo III - Materiais	19
3.1. A terra crua	19
3.1.1. Caracterização do solo para uso na construção em terra crua.....	19
3.1.1.1. Composição granulométrica.....	20
3.1.1.2. Retração.....	21
3.1.1.3. Aumento da resistência mecânica com recurso à estabilizantes.....	21
3.1.1.4. Resistência da terra estabilizada com cimento e/ou cal.....	23
3.1.2. Procedimento experimental	24
3.1.2.1. Caracterização do Solo A	24
3.1.2.2. Caracterização do Solo B	26
3.1.2.3. Produção de provetes.....	27
3.1.2.4. Ensaio de tração e compressão dos provetes	28

3.1.2.5.	Resultados e discussões	29
3.1.2.6.	Conclusões tiradas dos resultados dos ensaios das argamassas	32
3.1.2.7.	Conversão do traço em volume	33
3.1.3.	Curva de comportamento de argamassa de terra à compressão	34
3.1.4.	Módulo de elasticidade de argamassa de terra à compressão	35
3.1.5.	Diagrama retangular de tensões	35
3.1.6.	Determinação das propriedades da terra estabilizada usado no dimensionamento das lajes	36
3.1.6.1.	Algumas considerações sobre as propriedades das argamassas	40
3.1.6.2.	Retração das argamassas das lajes.....	40
3.2.	O bambu	43
3.2.1.	Morfologia da planta	43
3.2.2.	As espécies e ocorrência no mundo	44
3.2.2.1.	Identificação da espécie através das dimensões do colmo	46
3.2.3.	Características físicas e químicas do colmo	47
3.2.4.	Cultivo e extração destinado à construção	48
3.2.5.	Patologias do bambu	49
3.2.6.	Tratamentos.....	50
3.2.7.	Durabilidade.....	51
3.2.8.	Propriedades mecânicas e características geométricas do bambu usado na construção das lajes	53
Capítulo IV	- Bases para o dimensionamento das lajes	57
4.1.	Flexão	57
4.2.	Esforço transverso	59
4.2.1.	Esforços nas bielas	60
4.2.2.	Esforços nos estribos.....	62
4.2.3.	Dispensa de armadura de esforço transverso	62
4.3.	Escorregamento das armaduras	63
4.4.	Deformação de elementos sujeitos à flexão simples	65
4.4.1.	Modelo de cálculo da flecha baseado na curva de comportamento histerético.....	65
4.4.1.1.	Rigidez equivalente para o cálculo de flechas instantâneas	71
4.4.2.	Retração	72
4.4.3.	Flechas máximas admissíveis	73

Capítulo V	- Conceção e execução das lajes	75
5.1.	Princípios gerais	75
5.2.	Conceção de laje de teste	76
5.3.	Conceção das lajes à escala real	78
5.3.1.	Dimensionamento	78
5.3.1.1.	Pré-dimensionamento à flexão	79
5.3.1.2.	Verificação de esforços nas bielas comprimidas	82
5.3.1.3.	Verificação de dispensa de estribos.....	82
5.3.1.4.	Resistência aos esforços de escorregamento entre armadura e a terra	83
5.3.2.	Disposição construtiva de armaduras.....	86
5.3.2.1.	Laje L2	86
5.3.2.2.	Laje L3	87
5.3.3.	Execução das lajes	88
5.3.3.1.	Laje L2	88
5.3.3.2.	Laje L3	92
Capítulo VI	- Ensaio das lajes à escala real e resultados	97
6.1.	Transporte e fixação das lajes nos apoios.....	97
6.2.	Ensaio das lajes.....	98
6.3.	Resultado dos ensaios das lajes	100
6.4.	Evolução dos danos durante o ensaio	104
6.4.1.	Laje L2.....	104
6.4.2.	Laje L3.....	105
6.5.	Verificação dos resultados obtidos	106
6.6.	Discussão dos resultados	112
Capítulo VII	- Conclusões e trabalhos futuros	113
7.1.	Considerações finais	113
7.2.	Conclusão	115
7.3.	Propostas de desenvolvimentos de trabalhos futuros	115
Referências bibliográficas.....	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 A imagem à esquerda representa as zonas de distribuição de bambu no mundo (Caeiro 2010) e à direita, plantação de bambu Choupal - Coimbra (foto do autor).	7
Figura 2.2 (Hidalgo-Lopéz 2003) tecnologia chinesa de construção de pontes suspensas com cabo e tabuleiro feitos em bambu funcionando à tração.	8
Figura 2.3 Vista frontal de Taj Mahal -Índia, a direita a estrutura da cúpula em bambu e revestida de Pedra (Hidalgo-Lopéz 2003).....	9
Figura 2.4 (Hidalgo-Lopéz 2003) a) - zona exposta a sombra e não ventilada; b) - corte da armadura no colapso do pilar (insuficiência da armadura), c) - colapso da laje por expansão das juntas no apoio; d) - destacamento por falta de aderência bambu-betão.	10
Figura 2.5 a) - ponte em arco com bambu essencialmente a compressão, construído por Jorg Stamm na Colômbia. A ponte tem 40m de vão e é baseado nas pontes de madeira construídas no séc. XVII na Europa; b) - vista da cobertura em bambu do aeroporto de Madrid..	11
Figura 2.6 Bambu como elemento de reforço e como forma permanente em laje de betão.	12
Figura 2.7 (Achá and Ghavami 2009): a) - reforço da laje BTDG-AD; b) - reforço da laje BTDG-D; c) superfície tratada Sikadur-32; d) Colocação de betão.	12
Figura 2.8 (Achá and Ghavami 2009) à esquerda - gráficos de força-deslocamento; à direita - diagramas de deslocamentos verticais ao longo do vão.....	14
Figura 2.9 (Souza, Vespa et al. 2009) corte transversal esquemático <i>LBA</i>	15
Figura 2.10 (Souza, Vespa et al. 2009) corte transversal esquemático da <i>LTB</i>	16
Figura 2.11 (Souza, Vespa et al. 2009) comportamento das lajes durante o carregamento. Unidades em <i>kgf</i> no eixo das abcissas e em <i>mm</i> no eixo das ordenadas.....	16
Figura 3.1 (Silva 2010) evolução da resistência à compressão uniaxial de uma mistura solo-cal segundo (Cristelo and Jalali 2004).	23
Figura 3.2 Agregados do solo após separação por peneiração.	25
Figura 3.3 Curva granulométrica do solo <i>A</i>	25
Figura 3.4 Percentagem de agregados do solo <i>A</i>	25
Figura 3.5 Agregados da terra (esquerda), da areia (no centro) e do solo <i>B</i> resultante da mistura da terra e areia em partes iguais.	26
Figura 3.6 Percentagem de agregados da areia (à esquerda) e da terra ligeiramente argilosa (à direita) usado para composição do solo <i>B</i>	26
Figura 3.7 Curva granulométrica do solo <i>B</i>	27

Figura 3.8 Percentagem de agregados solo <i>B</i>	27
Figura 3.9 Diferentes argamassas nos moldes prismáticos (40×40×160)mm.	28
Figura 3.10 Ensaio de tração por flexão na prensa hidráulica.....	28
Figura 3.11 Ensaio à compressão simples e configuração dos provetes depois de ensaiados.....	29
Figura 3.12 Relação da resistência à compressão com as proporções de cimento e cal aérea nas argamassas com 28 dias, t/c - é a relação entre a resistência à tração e compressão. ...	30
Figura 3.13 Evolução da resistência de compressão das argamassas do solo <i>B</i> ao 28 e 56 dias.....	31
Figura 3.14 Representação esquemática da relação tensão vs. extensão do solo e reta secante para determinação do módulo de elasticidade.	35
Figura 3.15 Método de distribuição retangular das tensões.	36
Figura 3.16 Ensaio de compressão de provetes cilíndricos.	37
Figura 3.17 Gráfico: a) – força vs. deslocamento, b) – tensão relativa vs. extensão, de ensaio à compressão dos provetes com 28 dias.	38
Figura 3.18 Gráficos de tensão vs. extensão de provetes das lajes <i>L2</i> e <i>L3</i> ensaios aos 90 dias.....	39
Figura 3.19 Gráficos de tensão relativa vs. extensão de provetes das lajes <i>L2</i> e <i>L3</i> ensaios aos 90 dias.....	39
Figura 3.20 (PLANFOR 2012) - Morfologia da planta de bambu, com rizoma tipo <i>Leptomorfos</i> ..	43
Figura 3.21 (PLANFOR 2012) rizoma do tipo <i>Paquimorfo</i> , e forma de expansão da planta.	44
Figura 3.22 Plantação de bambu no Choupal – Coimbra.	45
Figura 3.23 (Hidalgo-Lopéz 2003) - Morfologia da parte nodal e internodal.....	47
Figura 3.24 (Cruz 2002)- Corte longitudinal de bambu de colmo oco.....	47
Figura 3.25 a) - (Ghavami ^b 2005) -Variação da distribuição das fibras na secção da parede do colmo; b) - (Liese 1980) - Conjuntos dos vaso da parede do bambu.....	48
Figura 3.26 (Hidalgo-Lopéz 2003) casa construída no século XIX em Manizales-Colômbia, com mais de 112 anos e em bom estado devido a boa manutenção.	52
Figura 3.27 (Padovan 2010) palácio Viceroy Amat, Lima-Peru feito de bambu.	52
Figura 3.28 (Ghavami ^b 2005) comparação da durabilidade de reforço de bambu, a) - após 15 anos em exposição ao ambiente e, b) - do aço após 10 anos em aérea fechada.	53
Figura 3.29 Corpo de prova e ensaio de tração dos provetes de bambu.....	54
Figura 3.30 Relação tensão vs. extensão dos ensaios de tração do bambu.	55
Figura 3.31: Produção dos provetes para ensaio de corte transversal do bambu.	55

Figura 3.32 Provetes e esquema de ensaio de corte de bambu.....	56
Figura 4.1 (Marchão 2010) distribuição longitudinal de esforços de compressão na laje.	59
Figura 4.2 (Marchão 2010) - possíveis modos de rotura : a) Rotura de estribos; b) - Rotura por esmagamento da terra (nas bielas comprimidas); c) - Rotura por arrancamento de armadura inferior do apoio ou por escorregamento.....	59
Figura 4.3 Modelo de treliça para transmissão de cargas nos apoios.....	60
Figura 4.4 (Marchão 2010) Modelo de transmissão de esforços nas bielas.....	60
Figura 4.5 (Marchão 2010) modelo de cálculo de estribos verticais.....	62
Figura 4.6 Estribos oblíquos (normais às bielas) para verificação de tensões na superfície de rotura por esforço transverso.....	62
Figura 4.7 (Marchão 2010) Distribuição do esforço transverso pelos banzos.	63
Figura 4.8 Distribuição das forças nos banzos devido a M e V. a) - forças nas secções onde há apenas momento; b) - forças nas secções onde há apenas esforço transverso; c) - forças nas secções onde há momento e esforço transverso.	64
Figura 4.9 Estrutura simplesmente apoiado carregado por duas cargas iguais.	66
Figura 4.10 Tensões e deformações na secção ao longo do processo de carga.....	66
Figura 4.11 Modelo de aproximação tetralinear com as rigidezes equivalentes.	70
Figura 4.12 Componentes da flecha.....	73
Figura 5.1 Diversas fases de construção da laje de teste e preparação do ensaio.	76
Figura 5.2 Registo de danos ocorridos após o ensaio da laje de teste: a) - fendas devido ao esforço transverso; b) - fendas e esmagamento da terra na zona comprimida devido à flexão; c) - fendas longitudinais devido aos esforços de escorregamento; d) - marcas de escorregamento de armaduras.....	77
Figura 5.3 Laje de teste invertida após o ensaio e rompimento de uma das armaduras observado após destruição.	77
Figura 5.4 Modelo de carregamento das lajes <i>L2</i> e <i>L3</i>	79
Figura 5.5 Opções de ligação do conector à armadura.....	84
Figura 5.6 Disposição construtiva de armadura longitudinal da laje <i>L2</i>	87
Figura 5.7 Disposição construtiva de armadura longitudinal da laje <i>L3</i>	87
Figura 5.8 Produção de armaduras para a laje <i>L2</i>	88
Figura 5.9 Armadura da laje <i>L2</i> colocada no interior da cofragem, pronta a receber argamassa. ...	88
Figura 5.10 Processo de enchimento da laje <i>L2</i> com argamassa.....	89

Figura 5.11 Fissuras observadas nas primeiras 24 horas de cura da laje <i>L2</i>	89
Figura 5.12 Laje <i>L2</i> após 7 dias de cura: a) – fissuras longitudinais no lado norte; b) – continuidade das fissuras nos lados adjacentes observadas do canto nordeste.	90
Figura 5.13 Laje <i>L2</i> após 7 dias de cura, continuidade das fissuras nos lados adjacentes observadas: a) – do canto sudeste; b) – do canto sudoeste.	90
Figura 5.14 Levantamento das fissuras ocorridas no processo de cura da laje <i>L2</i>	91
Figura 5.15 Levantamento das fissuras na superfície inferior da laje <i>L2</i>	91
Figura 5.16 Produção de armadura para a laje <i>L3</i>	92
Figura 5.17 Armadura da laje <i>L3</i> colocada no interior da cofragem, pronta a receber argamassa...	93
Figura 5.18 Processo de enchimento com argamassa da laje <i>L3</i>	93
Figura 5.19 Levantamento das fissuras ocorridas no processo de cura da laje <i>L3</i>	94
Figura 5.20 Levantamento de fissuras na parte inferior da laje <i>L3</i> após a descofragem.	95
Figura 6.1 Sistemas de transporte das lajes até a zona de cobertura da grua: (a) - laje <i>L2</i> ; (b) - laje <i>L3</i>	97
Figura 6.2 a) – fixação da laje <i>L3</i> nos apoios para remoção da cofragem inferior; b) - laje <i>L2</i> fixa sobre os apoios e pronta para montagem do sistema de ensaio.	98
Figura 6.3 Esquema global de ensaio e instrumentação das lajes. Os cortes 2-2 e 3-3 correspondem aos planos de aplicação da carga. As unidades são expressas em metros.....	98
Figura 6.4 Início do ensaio das lajes após instrumentação.....	99
Figura 6.5 Deslocamento vs. passo impostos no ensaio da laje <i>L2</i> a), e a laje <i>L3</i> b).	99
Figura 6.6 Laje <i>L2</i> a) - evolução da relação força vs. deslocamento na secção <i>B</i> ; b) - perfil da deformada da laje com a evolução do carregamento aplicado.....	101
Figura 6.7 Laje <i>L3</i> : a) - evolução da relação força vs. deslocamento na secção <i>B</i> ; b) - perfil da deformada da laje com a evolução do carregamento aplicado.....	102
Figura 6.8 Laje <i>L2</i> : consolidação de fissuras existentes e surgimento de fissuras de esforço transversal.	104
Figura 6.9 Laje <i>L2</i> : a) – colapso da laje pelo lado mais danificado, b) – corte nas ligações e arrancamento dos conectores por esforço transversal.....	104
Figura 6.10 Laje <i>L3</i> : a) – aumento de abertura de fissura vertical na secção 2, b) – surgimento de fissura longitudinal na zona de apoio da secção 1.	105
Figura 6.11 Laje <i>L3</i> : a) – consolidação da fissura vertical na secção 2, b) – alastramento de fissura longitudinal para o interior do vão.....	105

Figura 6.12 Laje <i>L3</i> : a) – ligeiro esmagamento da terra e subida de fissura longitudinal no encontro com vertical na secção 2, b) – colapso da laje por um dos planos de aplicação de carga (secção 2).....	106
Figura 6.13 Laje <i>L3</i> : rotura da ligação.....	106
Figura 6.14 Envolvente do gráfico força vs. deslocamento das duas lajes.	110
Figura 6.15 Laje <i>L2</i> , envolvente do gráfico força vs. Deslocamento obtida no ensaio e a curva teórica.	111
Figura 6.16 Laje <i>L3</i> , envolvente do gráfico força vs. deslocamento obtida no ensaio e a curva teórica.	111

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 (Ferreira 2007) ensaio de bambu realizado por (Chou 1914).....	9
Tabela 2.2 (Achá and Ghavami 2009) dimensões das lajes testadas.	13
Tabela 2.3 (Achá and Ghavami 2009) propriedades do betão e bambu usado nas lajes.....	13
Tabela 3.1 (Faria 2005) identificação da terra por inspecção táctil-visual.....	19
Tabela 3.2 (Faria 2005) classificação granulométrica dos constituintes do solo.	21
Tabela 3.3 Traço em massa e resistências das argamassas dos solos <i>A</i> e solo <i>B</i>	29
Tabela 3.4 Baridade dos materiais.	33
Tabela 3.5 Proporções em massa e em volume dos componentes das argamassas.....	34
Tabela 3.6: Parâmetros de resistência da argamassa dos provetes ensaiados aos 28 dias.....	38
Tabela 3.7 Parâmetros de resistência das argamassas das lajes <i>L2</i> e <i>L3</i> , obtidas do ensaio de provetes cilíndricos aos 90 dias.	40
Tabela 3.8 Resistências das argamassas das lajes obtidas do ensaio dos provetes cúbicos	40
Tabela 3.9 Retração das argamassas de construção das lajes.....	41
Tabela 3.10 Catalogação da relação C/L para algumas espécies de bambu (Dickan , 1941).....	46
Tabela 3.11 Resumo das características do bambu usado.....	56
Tabela 5.1 Dados geométrico das lajes conforme a Figura 5.4.....	79
Tabela 5.2 Propriedades essenciais da argamassa e do bambu usado.....	80
Tabela 5.3 Determinação da altura útil das lajes em função da taxa de armadura.....	81
Tabela 5.4 Secção transversal das lajes <i>L2</i> e <i>L3</i>	82
Tabela 5.5 Verificação da secção escolhida.....	82
Tabela 5.6 Verificação de compressão nas bielas	82
Tabela 5.7 Verificação de dispensa de estribos.....	83
Tabela 5.8 Força axial de escorregamento em cada armadura.....	83
Tabela 5.9 Determinação de conectores necessários para resistir a força de escorregamento.	84
Tabela 5.10 Número de conectores em cada lado para não haver esmagamento da terra.....	85

Tabela 5.11 Momento atuante na ligação aparafusada (ligação <i>B</i>).....	85
Tabela 5.12 Momento resistente do varão roscado <i>M8</i> classe 4.6.	85
Tabela 5.13 Determinação da flecha no extremo em consola da ligação <i>B</i>	86
Tabela 6.1 Ações atuantes nas lajes devido ao peso próprio.....	100
Tabela 6.2 Ações atuantes na laje <i>L2</i> devida a carga <i>F</i>	101
Tabela 6.3 Ações atuantes na laje <i>L3</i> devida a carga <i>F</i>	103
Tabela 6.4 Capacidade de carga última e em serviço das lajes.	103
Tabela 6.5 Resumo das propriedades das argamassas das lajes.	107
Tabela 6.6 Verificação da resistência ao momento fletor usando valores de resistência da argamassa obtida pelos provetes cilíndricos.....	107
Tabela 6.7 Verificação de compressão nas bielas	108
Tabela 6.8 Verificação de dispensa de estribos.....	108
Tabela 6.9 Verificação dos conectores existentes pela resistência ao corte das ligações.....	108
Tabela 6.10 Verificação de esmagamento da terra.....	109
Tabela 6.11 Momento e flecha na ligação aparafusada.....	109

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

A	Área da secção
A_{sw}	Área do estribo
A_{cnet}	Área da secção transversal efetiva que contribui para resistência aos esforços de corte do conector
D_b	Diâmetro externo da secção do bambu
E_b	Módulo de elasticidade do bambu
E_{cs,s}	Módulo de elasticidade secante da terra estabilizada
E_{cs,t}	Módulo de elasticidade tangente da terra estabilizada
EC0	Eurocódigo 0
EC1	Eucódigo 1
EC2	Eucódigo 2
EC5	Eucódigo 5
F	Carga pontual ou linear
F_c	Força de compressão
F_{cnet}	Força de escorregamento na armadura
F_t	Força de tração
F^M	Esforço axial devido o momento
F^V	Esforço axial devido o esforço transverso
F_T^V	Esforço axial no banzo traccionado causado pelo esforço transverso
H_b	Altura útil do conector em contacto com terra estabilizada
K	Rigidez da força
M	Momento fletor
M_a	Momento fletor de referência para o estágio elastoplástico da secção
M_c	Momento fletor de fendilhação
M_d	Momento fletor de cálculo
M_{Ed}	Momento fletor atuante de cálculo
MPa	Mega-Pascal
M_R	Momento fletor resistente

M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
$M_{r1} = M_{u1}$	Momento resistente plástico calculado usando a tensão máxima da terra estabilizada e a extensão a ela correspondente.
M_{u2}	Momento resistente plástico de pré-rotura.
N	Força axial
Pa	Pascal
S	Momento estático; espaçamento de armadura
U	Flecha; contraflecha
V	Esforço transverso; volume
V_{Ed}	Esforço transverso de cálculo
Z	Braço do momento binário na secção transversal

Letras minúsculas latinas

a	Coeficiente; distância; relação
b	Coeficiente; largura da secção
b_w	Largura da secção
c	Comprimento; relação
cos	Conseno
d	Derivada; altura útil da secção
D_g	Distância da origem ao valor da abcissa do centro geométrico da área
cotg	Cotangente
cm	Centímetro
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de compressão do betão
f_{ck}	Valor característico da tensão de compressão do betão
f_{csm}	Tensão média de compressão da terra estabilizada
f_{tsm}	Tensão média de tração da terra estabilizada
I	Momento de inércia
I_I	Momento de inércia da secção não fendilhado
I_{II}	Momento de inércia da secção não fendilhado
j	Coeficiente
kg	Quilograma
kN	Quilo-Newton

kPa	Quilo-Pascal
l	Vão; comprimento
log	Logaritmo
m	Metro
m²	Metro quadrado
m³	Metro cúbico
mm	Milímetro
n_a	Número de armadura
n_{enet}	Número de conectores numa armadura
p	Carga permanente ou peso próprio
q	Carga variável
sen	Seno
tan	Tangente
u	Incerteza
v	Coeficiente de redução da resistência do betão/terra estabilizada fendilhada por esforço transversal
x	Eixo neutro

Letras minúsculas gregas

α	Ângulo; relação; parâmetro
β	Coeficiente
γ	Peso volúmico
δ	Flecha (deformação num ponto)
ϵ	Extensão
ϵ_b	Extensão do bambu a tração
ϵ_{cs}	Extensão da terra estabilizada
ϵ_{cs1}	Extensão da terra estabilizada correspondente a tensão máxima
ϵ_{csu1}	Extensão última da terra estabilizada
$\epsilon_{\sigma_{máx}}$	Extensão da tensão máxima
ζ	Coeficiente de distribuição
η	Coeficiente de redução da tensão de compressão no diagrama retangular de tensões

θ	Ângulo
λ	Coefficiente de redução do eixo neutro no diagrama retangular de tensões
σ	Tensão
σ_b	Tensão de tração do bambu
σ_c	Tensão de compressão
σ_{cnet}	Tensão de corte do conector
ρ_b	Baridade

Símbolos

°	Grau
%	Porcentagem
>	Maior
<	Menor
≤	Menor igual
≥	Maior igual
<=>	Equivalente

Capítulo I – INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

Desde a sua existência, o homem deparou-se com a necessidade de abrigo, de construir barreiras para servir de obstáculo à invasão de animais, ou simplesmente demarcar o seu território, a necessidade de vencer obstáculos naturais, como atravessar cursos de água, ou vencer alturas, levou ao homem a recorrer ao uso da terra, da pedra, da madeira e fibras naturais para desenvolver as suas edificações.

Com a descoberta da agricultura e pecuária, o homem passou a residir em local fixo e a criar primeiras concentrações de habitações fixas, surgiram então as primeiras aldeias. Desde então, o homem foi aprimorando as suas técnicas construtivas e de uso dos materiais disponíveis, combinando-as em função do seu desempenho. Assim, as primitivas construções deram lugar às monumentais pirâmides egípcias, aos harmoniosos templos gregos, às extraordinárias cúpulas romanas, à sublime catedral gótica, os lendários mausoléus de Timbuktu, para citar alguns exemplos.

Com a descoberta do betão e do aço, a indústria da construção sofre uma grande revolução, as monumentais construções de terra dão lugar a de betão armado, as infraestruturas passam a ter grandes vãos, constroem-se edificações emblemáticas pela sua incrível altura, designadas de arranha-céus.

Porem, com esta descoberta e a sua massificação, a indústria da construção passou a incorporar elevadíssimo consumo energético. Atualmente, sendo um dos maiores e mais ativos sectores de atividade humana no mundo, representa 50% das exportações mundiais e só na Europa, preenche 28,1% da atividade industrial e emprega 7,5% de trabalhadores de toda a economia do continente. Ela é responsável em termos ambientais, por 30% das emissões de carbono e consome 3000 Mt/ano, quase 50% em massa de matérias-primas de toda atividade económica (Torgal and Jalali 2010).

Em 1994, foi realizada a Primeira Conferência Mundial sobre Construção Sustentável (First World Conference for Sustainable Construction, Tampa, Florida), onde o futuro da construção, no contexto de sustentabilidade foi discutido. Nesta conferência, a

construção sustentável foi referido no contexto de aplicação da sustentabilidade às atividades construtivas, sendo definidas a criação e responsabilidade de gestão do ambiente construído, baseado nos princípios ecológicos e no uso eficiente de recursos. Foram deste modo, definidas as seis principais linhas orientadoras para a sustentabilidade na construção (Pinheiro 2003):

1. Minimizar o consumo de recursos;
2. Maximizar a reutilização dos recursos;
3. Utilizar recursos renováveis e recicláveis;
4. Proteger o ambiente natural;
5. Criar um ambiente saudável e não tóxico;
6. Fomentar a qualidade ao criar o ambiente construído.

Esses seis princípios começaram por ser a essência da operacionalização da perspectiva da construção sustentável e da identificação das áreas de desenvolvimento tecnológico. Contudo, a Construção Sustentável é, ainda hoje, um conceito novo para a Indústria da Construção. Mesmo o conceito de construção sustentável dispõe de múltiplas perspectivas e formas de a medir diferenciadas consoante as diferentes correntes (Pinheiro 2003).

Utilizar a localização para tirar vantagem da orientação solar, das brisas dominantes e das características naturais, tais como materiais locais, constituem princípios de construção sustentável, que são praticadas efetivamente à séculos. Infelizmente se tem esquecido dessas lições e permite-se que os equipamentos e a energia dita mais “barata” definam os nossos edifícios e o nosso estilo de vida (Pinheiro 2003) (Lengen 2004).

Assim, constituem os desafios da engenharia atual, revisitar a sua história, pois muitos dos problemas atuais relacionadas com as atividades desenvolvidas pelo homem, têm soluções nos conhecimentos ancestrais e, podem ser viabilizadas quando aplicado a elas, o vasto conhecimento que se tem hoje sobre a ciência e a engenharia, criando soluções inovadoras.

Desta forma, a terra e o bambu, são materiais que podem proporcionar soluções ecológicas, sustentáveis, económicas e viáveis, se forem aplicados com técnicas construtivas adequadas, que minimizem os seus pontos fracos.

A terra crua é o material de construção sustentável mais abundante no mundo, é reciclável, reutilizável, acessível, tem bom comportamento térmico, é incombustível, não é

tóxico e a sua utilização não carece de processos de transformação dispendiosos em termos energéticos. Porém, tem a desvantagem de ter baixa resistência mecânica (embora seja adequada para o tipo de utilização a que geralmente é submetida), elevada porosidade/capilaridade, elevada retração (solos argilosos), baixa coesão, é vulnerável à erosão por ação da chuva e do vento e tem ainda um baixo desempenho a solicitações de corte, nomeadamente à ação sísmica. No entanto, a estabilização por ligantes como a cal e pequenas quantidades de cimento e uma compactação cuidada, minimizam parte destas limitações (Lourenço, Brito et al. 2002) (Varum, Figueiredo et al. 2011) (Silveira, Varum et al. 2011).

O bambu é uma planta com imensas vantagens, é de fácil cultivo, pouco exigente aos solos, tem rápido crescimento (atinge a fase adulta aos 3 anos) relativamente a outras plantas, nomeadamente plantas que originam madeira. Tem ainda uma boa resistência mecânica, é leve e versátil, é bastante ecológico pois consegue absorver mais dióxido de carbono e gerar mais oxigénio que outras árvores de madeira (Hidalgo-López 2003) (Ghavami^b 2005). A sua abundância em regiões menos desenvolvidas do mundo permite criar habitações e pequenas infraestruturas de baixo custo. Porém, o bambu possui algumas desvantagens relativamente aos outros materiais de construção, tem baixa resistência ao fogo, em termos de durabilidade é vulnerável às intempéries e aos ataques de insetos e microrganismos, apresenta ainda grandes variações dimensionais e das suas propriedades mecânicas. O bambu é também absorvente e apresenta grande variação de volume seco e húmido, o que prejudica as argamassas (Janssen 2000).

Embora a aplicação do bambu na construção em terra seja milenar, é até hoje difundida apenas nas regiões tropicais e subtropicais da Ásia, África e América (onde é endémica). Porém, as técnicas de aplicação de bambu nas construções em terra podem conferir a estas construções uma melhoria no seu comportamento às ações dinâmicas, como sismos e ciclones, dada a elevada resistência do bambu e a sua capacidade de dissipar energia (AIS 2001).

Atualmente, vários autores, como (Janssen 2000), (Hidalgo-López 2003) (Ghavami^b 2005), (Lengen 2004), entre outros, têm desenvolvido estudos sobre bambu e as suas aplicações como material de construção, sendo a Colômbia o expoente do conhecimento e da difusão das técnicas contemporâneas de construção em bambu. As instituições como INBAR - International Network for Bamboo and Rattan, AIS - Asociación Colombiana de

Ingeniería Sísmica, o TIBÁ - Tecnologia Intuitiva e Bio-Arquitetura, tem procurado desenvolver pesquisas e manuais sobre construção em bambu. A organização Bambuzal Bahia tem promovido várias iniciativas no campo da difusão das técnicas de construção em bambu junto das comunidades da Bahia no Brasil e em Portugal, a Bambuparque têm promovido Workshops de formação de construção em bambu.

Com este trabalho, pretende-se contribuir com uma solução construtiva ecológica e económica de lajes que podem servir na construção de coberturas e lajes de pavimentos das construções em terra.

1.2. OBJETIVO

Pretende-se desenvolver e testar uma série de soluções, para realizar lajes de terra armada com bambu, que poderá ser usada na construção de uma casa modelo a ser ensaiada em laboratório. Posteriormente, com os resultados obtidos, poder-se-á aplicar na construção da sede do HortUA, que será um espaço multiusos para as atividades promovidas pelas EpDAH e outras ONG's participantes em parceria com o Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Deseja-se ainda propor modelos de dimensionamento dessas estruturas sujeitas a flexão simples.

A informação obtida, poderá disponibilizar um sistema construtivo inovador de lajes reforçadas com elementos de bambu, que poderão ser aproveitadas no reforço das construções em terra às ações sísmicas, ou no reforço de paredes em terra (exemplo: taipa, tabique/bahareque "pau-a-pique" e adobe) às solicitações de flexão (exemplo. ação do vento).

1.3. ESTRATÉGIA

Para conceber a solução da laje de terra e bambu, foram realizados ensaios de tração e de corte da secção transversal dos colmos secos de bambu da espécie *Phyllostachys nidulária* de 30-40mm de diâmetro e 5 anos de idade, adquiridas numa herdade no Alentejo, Portugal.

Com objetivo de se encontrar a argamassa ideal para conceber a laje, foram produzidos e ensaiados à compressão e à tração por flexão, provetes prismáticos

(dimensões: $4 \times 4 \times 16\text{cm}^3$) com varias composições de terra estabilizadas com cal aérea e/ou cimento. Nas formulações, limitou-se, em termos de massa, a quantidade total dos ligantes a incorporar nas argamassas em 24%. Além disso, limitou-se também a quantidade de cimento a um máximo de 9% quando usado.

Após a caracterização dos materiais e correspondente seleção, concebeu-se uma laje ($L1$) de terra a menor escala com dimensões (0,50×1,10×0,10)m, respetivamente largura, comprimento e altura, armada com bambu. Com esta laje, fez-se um ensaio expedito à flexão para se avaliar o seu funcionamento e correspondente mecanismo de colapso. Depois da análise de resultado deste ensaio, partiu-se para o dimensionamento e posterior construção de duas lajes de terra estabilizada à escala real (lajes $L2$ e $L3$), com dimensões (1,00×3,00×0,18)m, respetivamente largura, comprimento e altura, armadas com duas soluções distintas de armaduras de bambu e submetidas a ensaio por cargas verticais aplicada a 1/3 do vão até ao colapso.

Com os resultados obtidos, fez-se a caracterização do comportamento mecânico destas lajes e os seus mecanismos de colapso. Assim, estes resultados poderão servir para desenvolver uma base de conhecimentos que permita dimensionar com rigor este tipo de elementos construtivos, que se consideram com grande potencial de aplicação.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

A presente dissertação encontra-se dividida em 7 capítulos e organizada da seguinte forma:

- No presente capítulo, procura-se justificar o interesse do tema desenvolvido e enquadrá-lo no contexto geral da engenharia civil, bem como explicar os objetivos que se desejam alcançar, a estratégia adotada no seu desenvolvimento e a estrutura da dissertação.
- No Capítulo 2, é apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre o uso do bambu na construção, com enfoque na sua aplicação como material estrutural. Seguidamente é apresentada uma pesquisa bibliográfica sobre aplicação de bambu no reforço de lajes.
- O Capítulo 3 divide-se em duas partes. Na primeira parte faz-se uma revisão bibliográfica sobre a caracterização do solo para uso na construção em terra crua, o comportamento das suas argamassas quando adicionadas cal aérea e/ou cimento para estabilização mecânica e, são apresentados os resultados das várias campanhas

de produção e ensaios de argamassas com aqueles ligantes, seguido de determinação dos parâmetros e propriedades mecânicas usadas no dimensionamento das lajes. Na segunda parte, é apresentada a revisão bibliográfica sobre o bambu, a morfologia da planta, técnicas de colheita e tratamento, durabilidade e por fim é apresentado os resultados dos ensaios à tração e corte do bambu usado na construção das lajes.

- No Capítulo 4, procura-se apresentar os princípios teóricos para o dimensionamento das lajes e as expressões analíticas a serem usadas para o efeito.
- No Capítulo 5, é feita a apresentação do dimensionamento das lajes, dos processos de construção e de cura.
- No Capítulo 6, descreve-se as formas de transporte e fixação das lajes nos apoios, a instrumentação e ensaio realizado as lajes. São apresentados os resultados do ensaio das lajes e feitas as verificações, discussão e comparação dos mesmos.
- No Capítulo 7, apresenta-se as considerações finais resultante do trabalho desenvolvido e apontados alguns casos que possam vir a ser objetos de estudos futuros, no sentido de alargar e aprofundar o estudo desenvolvido.

Capítulo II - ESTADO DE ARTE SOBRE APLICAÇÃO DE BAMBU NA CONSTRUÇÃO

O uso do bambu como material de construção é uma técnica com elevada difusão nas zonas tropicais e subtropicais da Ásia, África subsaariana, América Latina e central. É principalmente na Ásia que estão concentrados os mais antigos exemplos de construções com bambu, nomeadamente em templos japoneses, chineses e indianos. Como exemplo destas construções tem-se o templo hindu Taj Mahal com cúpulas cujas estruturas são de bambu. Estas estruturas são bons exemplos que atestam as qualidades e durabilidade deste emergente material quando aplicado isoladamente ou em combinação com outros materiais, em soluções construtivas de engenharia (Hidalgo-Lopéz 2003).

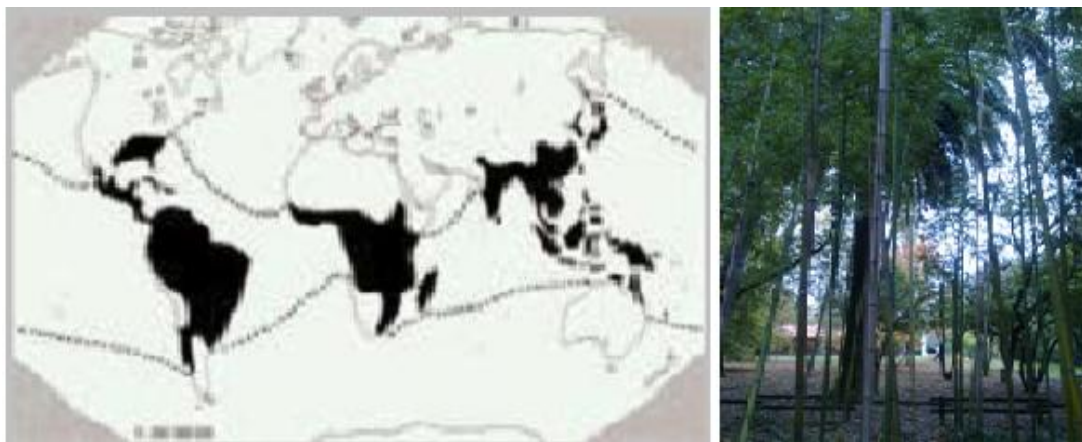


Figura 2.1 A imagem à esquerda representa as zonas de distribuição de bambu no mundo (Caeiro 2010) e à direita, plantação de bambu Choupal - Coimbra (foto do autor).

A Ásia é sem dúvidas a origem do uso massivo do bambu. Os chineses, aproveitaram bem as características da resistência a tração deste material realizando pontes suspensas de bambu que bateram recorde de maior ponte suspensa mais larga do mundo. Eles utilizavam a parte externa do bambu para fazer cabos com mais de 120m de comprimento. A mesma técnica era usada para construir diques. Hoje, os andaimes de arranha-céus em Hong Kong

são de espécies gigantes de bambu. A Índia, Vietname e Nepal são outros dos países em que bambu é largamente aplicado na construção civil (Hidalgo-Lopéz 2003).

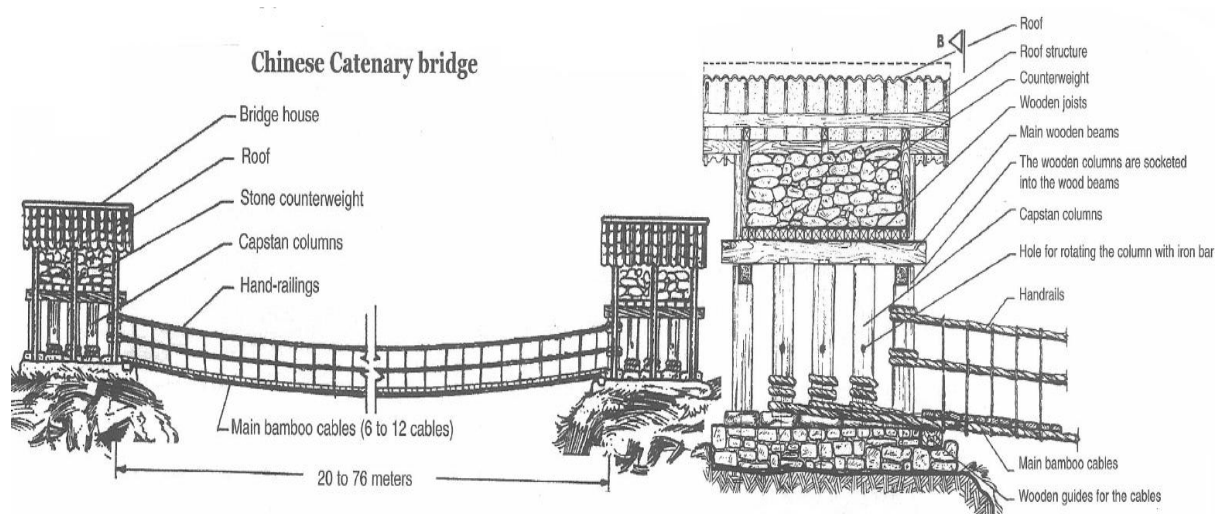


Figura 2.2 (Hidalgo-Lopéz 2003) tecnologia chinesa de construção de pontes suspensas com cabo e tabuleiro feitos em bambu funcionando à tração.

No Japão, Shoe Yoh atualmente estuda e desenvolve uniões de bambu reforçadas com aço. Entretanto, as paredes de argila reforçadas com bambu é uma técnica secular empregue até hoje. O tradicional emprego desta técnica, justifica-se pela eficiência do material como isolante térmico, pelo seu custo e pelos aspetos plásticos conferidos pela colorida textura da argila. Esta técnica construtiva de paredes consiste no entrelaçamento de estacas (de madeira ou bambu consoante a região) fixadas no solo, com ripas horizontais (de bambu de menor diâmetro ou outra madeira) formando uma estrutura em malha que depois é projetada camadas de argila ou barro, a mão (Caeiro 2010). Esta técnica é similar a que no Brasil e Moçambique é designada de "pau-a-pique" e nos países de língua espanhola, a técnica é conhecida por bahareque. As vezes, antes de se projetar a camada de argila, a malha é preenchidas com pequenas pedras.

O bambu, tem uma longa história como material de construção das habitações rurais no sudeste asiático, América do sul e África subsaariana. Atualmente, nestas regiões a indústria do turismo exótico aplicam este material na construção de "resorts". Na extensa costa de Moçambique, podem ser observadas inúmeras instâncias turísticas onde são empregues bambus na sua construção.

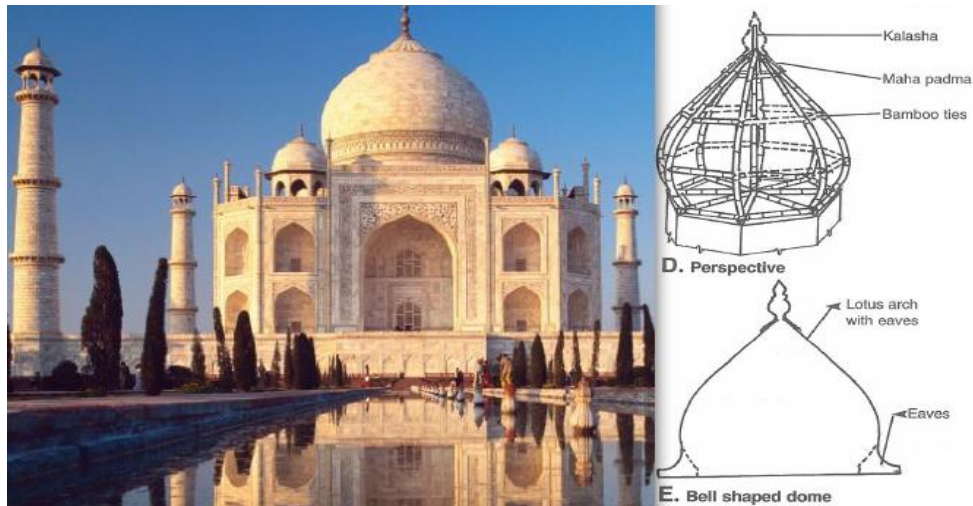


Figura 2.3 Vista frontal de Taj Mahal -Índia, a direita a estrutura da cúpula em bambu e revestida de Pedra (Hidalgo-Lopéz 2003).

2.1. INÍCIO DOS ESTUDOS SOBRE BAMBU

Segundo (Ferreira 2007), em 1914, H. K. Chou publicou aquilo que se presume ser a primeira tese sobre testes com bambu no Instituto de Tecnologia de Massachusetts nos EUA, nesse trabalho foram reforçados pilares sujeitos a flexão com bambu da espécie *Phyllostachys* para aplicação em pontes de linhas férreas que posteriormente foram construídas na China em 1918. Mais tarde, em 1935, no Technische Hochschule At Stutteart da Alemanha K. Datta publicou testes realizados com taliscas de bambu e estribos de aço. Um ano depois, o Imperial forestry Institute na Inglaterra publicou experiências realizadas sobre aplicação de bambu em reforço de betão nas construções.

A 2ª Guerra Mundial impulsionou a investigação do bambu como material estrutural e de reforço, muitos desses estudos foram patrocinados por Japão e EUA. Foram publicados nas escolas de engenharia das universidades americanas, europeias e asiáticas muitos trabalhos, mas muitos deles não tiveram relevância científica por falta de identificação das espécies usadas na pesquisa, provavelmente por se achar que todas as espécies tinham as mesmas características mecânicas, estes erros continuaram até início da década de 70 (Hidalgo-Lopéz 2003).

Tabela 2.1 (Ferreira 2007) ensaio de bambu realizado por (Chou 1914).

Ensaio	Compressão	Tração	Flexão	Corte
Tensão de rotura (MPa)	38,7	98,6	93,5	8,0

O mais importante trabalho sobre aplicação de bambu no reforço de betão, foi publicado em 1950 por H. E. Glenn, no Clemson Agricultural College of South Carolina, onde foram construídas edifícios de médio porte, com todos os seus elementos produzidos de betão armado com bambu (Hidalgo-López 2003). Outro importante trabalho desta época, foi realizado por (Brink and Rush 1966) na U. S. Naval Civil Engineering Laboratory, California, em que foram reforçadas com bambu vigas, pilares e lajes assentes no chão de betão de cimento Portland.

Ainda na 2ª Guerra Mundial, o exército japonês e norte-americano usaram betão armado com bambu nas suas construções militares nas ilhas do pacífico. Mais tarde durante a guerra do Vietname o exercito americano construiu galerias de betão armado com bambu baseado nos trabalhos de (Glenn 1950). Nestas construções foram misturadas canas de bambu de diâmetro menor com taliscas de espécies gigantes. Os resultados disso foram desastrosos resultando no colapso das estruturas, mostrando claramente como essas misturas não podem ser feitas na utilização de bambu como armadura de reforço. Outras razões são apontadas para aquele colapso, a falta de aderência entre os dois materiais não foi levada em conta na sua conceção, a arquitetura da estrutura permitiu a criação de zonas expostas permanentemente a sombras e não ventiladas, permitindo a acumulação de humidade e expansão do bambu, que conseqüentemente criaram dilatação das juntas das secções (Hidalgo-López 2003).

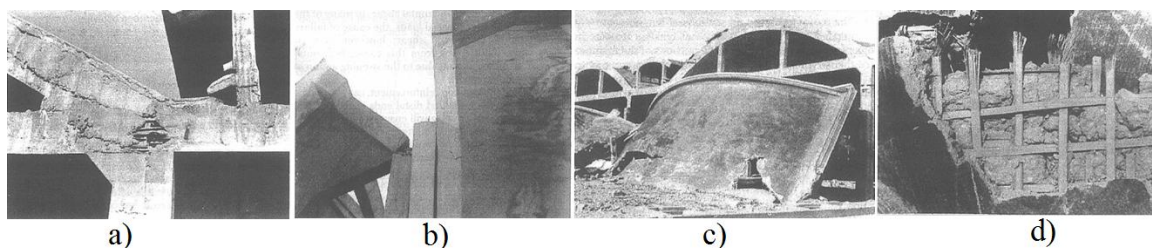


Figura 2.4 (Hidalgo-López 2003) a) - zona exposta a sombra e não ventilada; b) - corte da armadura no colapso do pilar (insuficiência da armadura), c) - colapso da laje por expansão das juntas no apoio; d) - destacamento por falta de aderência bambu-betão.

Atualmente, a Colômbia surge como uma potência em pensamento e ação na aplicação de bambu em obras de engenharia. Nos últimos trinta anos construíram estruturas de grandes dimensões, experimentaram uniões e resistências. Seus autores, como Oscar Hidalgo-Lopez, ocuparam-se na investigação de bambu e as suas aplicações em diversas áreas, desde as artes artesanais, gastronomia, medicina, aeronáutica, eletrotecnia, engenharia

militar e com destaque a engenharia civil e construção civil. Em 1941, C. H. Duff testara asnas e resistências em estruturas de bambu, mais recentemente Clavijo-Trujillo, dois estudantes de engenharia civil da Universidade da Colômbia, exploram a espacialidade do bambu através de uniões. O conceituado arquiteto Simon Velez, vem difundindo pelo mundo várias obras usando a aplicação de bambu (Caeiro 2010).

Nos últimos tempos, na Europa e Estados Unidos tem-se despertado o interesse por este material que demorou a convencer a academia e investidores na sua utilização. O alemão Jorg Stamm, mudou-se para Colômbia para estudar e realizar estruturas de pontes em bambu. Em 1999, Simon Velez, construiu um exemplo de casa de baixo custo no Centro George Pompidou no âmbito de workshop sobre o tema "bambu na construção". Um ano depois, na expo de Hannover, foi convidado para construir o pavilhão ZERI na Alemanha e recentemente a cobertura do principal terminar do aeroporto internacional de Madrid aplicando bambu (Caeiro 2010).



Figura 2.5 a) - ponte em arco com bambu essencialmente a compressão, construído por Jorg Stamm na Colômbia. A ponte tem 40m de vão e é baseado nas pontes de madeira construídas no séc. XVII na Europa; b) - vista da cobertura em bambu do aeroporto de Madrid.

2.2. APLICAÇÃO DE BAMBU EM REFORÇO DE LAJES SUSPENSAS DE BETÃO

Lajes reforçadas por metade e por um quarto da secção do bambu foram estudadas na universidade de Concórdia, Canadá, por (Ghavami and Zielinski 1988). Foi avaliada a influência da secção transversal do colmo de bambu com e sem espaçamento de 3cm na carga máxima suportada. Os resultados mostraram que lajes construídas com metade da secção do bambu sem espaçamento entre si, apresentaram maior carga máxima.



Figura 2.6 Bambu como elemento de reforço e como forma permanente em laje de betão.

No Brasil, dando continuidade a sua investigação iniciada no Canadá, K. Ghavami e E.H. Achá, realizaram lajes de betão reforçadas com bambu da espécie *Dendrocalamus giganteus* (DG), e *Guadua angustifolia* (GA), onde foram estudadas diferentes soluções de aderência betão-bambu. Para tal, as variáveis foram dois tipos de conectores: um em que consiste no diafragma de secção inteira na zona nodal (ED), e outra em que consiste na metade do diafragma (HD). E por fim, uma terceira opção que consiste na aplicação do gel Sikadur-32, um produto natural que para além de ser impermeabilizante para bambu, melhora a aderência entre bambu e betão (ver Figura 2.70).

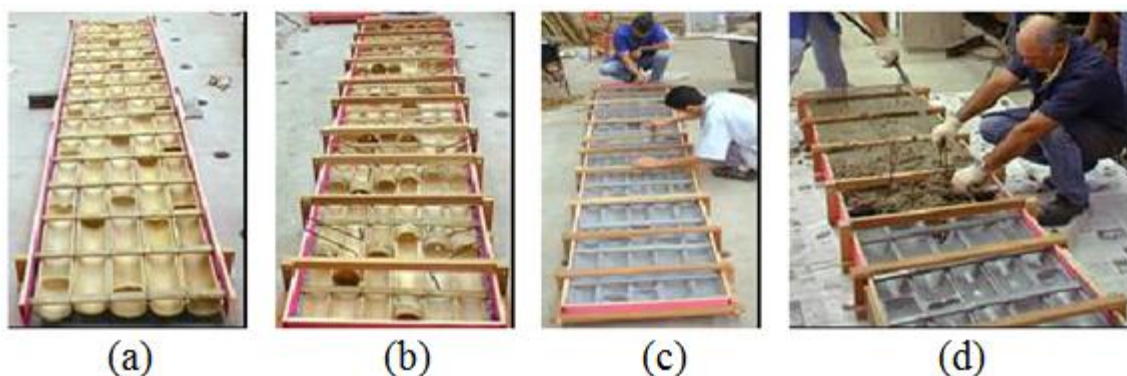


Figura 2.7 (Achá and Ghavami 2009): a) - reforço da laje BTDG-AD; b) - reforço da laje BTDG-D; c) superfície tratada Sikadur-32; d) Colocação de betão.

As lajes tinham um comprimento de 3,7 metros e um vão livre de 3,5 metros (simplesmente apoiada). Dependendo da espécie e do diâmetro do bambu utilizado, as larguras eram 60 centímetros e 71 centímetro, com altura de 11 centímetros e 13

centímetros, respetivamente, para espécie *DG* e *GA*. As varas de bambu foram dispostas lado a lado e consolidadas por tiras de 3cm×1cm dispostas transversalmente a cada 25cm e amaradas com arame de aço de 1mm. A Tabela 2.3 apresenta as propriedades mecânicas dos ensaios efetuados aos materiais.

Tabela 2.2 (Achá and Ghavami 2009) dimensões das lajes testadas.

Table 1: Dimension of slabs tested

<i>Slab</i>	<i>Span (cm)</i>	<i>Width (cm)</i>	<i>Height (cm)</i>	h_f (mm)	<i>NBR 8800/86 (mm)</i>	h_c (mm)	<i>NBR 8800/86 (mm)</i>
BTDG-HD	350	60	11	60	$h_f \leq 75$	50	$h_c \geq 50$
BTGA-HD	350	71	11	70		60	
BTDG-ED	350	64	13	55		75	

As lajes foram ensaiadas a flexão por ciclos crescentes de carga descarga até ao colapso, sendo o carregamento aplicado igualmente a 1/3 do vão relativamente aos apoios.

Tabela 2.3 (Achá and Ghavami 2009) propriedades do betão e bambu usado nas lajes.

<i>Slab</i>	<i>Concrete</i>				<i>Bamboo</i>		
	<i>Slump (cm)</i>	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (GPa)		σ_t (MPa)	E (GPa)
BTDG-HD	8,5	29,34	3,37	34,76	With node	135,11	20,76
BTDG-ED	8,5	28,71	3,41	34,40	Without node	245,56	25,37
BTGA-HD	8,0	30,30	3,70	36,12	With node	73,17	11,09
					Without node	90,78	18,09

Os resultados destes ensaios estão na Figura 2.8, onde são apresentados gráficos de força vs. deslocamento das secções do meio vão das lajes *BTDG-HD* (bambu da espécie *DG* com conectores de meia secção do diafragma), *BTGA-HD* (bambu da espécie *GA* com conectores de meia secção do diafragma) e *BTDG-ED* (bambu da espécie *DG* com conectores do diagrama de secção inteira), e os seus respetivos diagramas de deslocamentos ao longo do vão. Nos gráficos de força vs. deslocamento podem observar-se deformações residuais no final de cada ciclo de carregamento. Os diagramas de deslocamento ao longo do vão são apresentados para intervalos de carga de 10kN até a carga máxima.

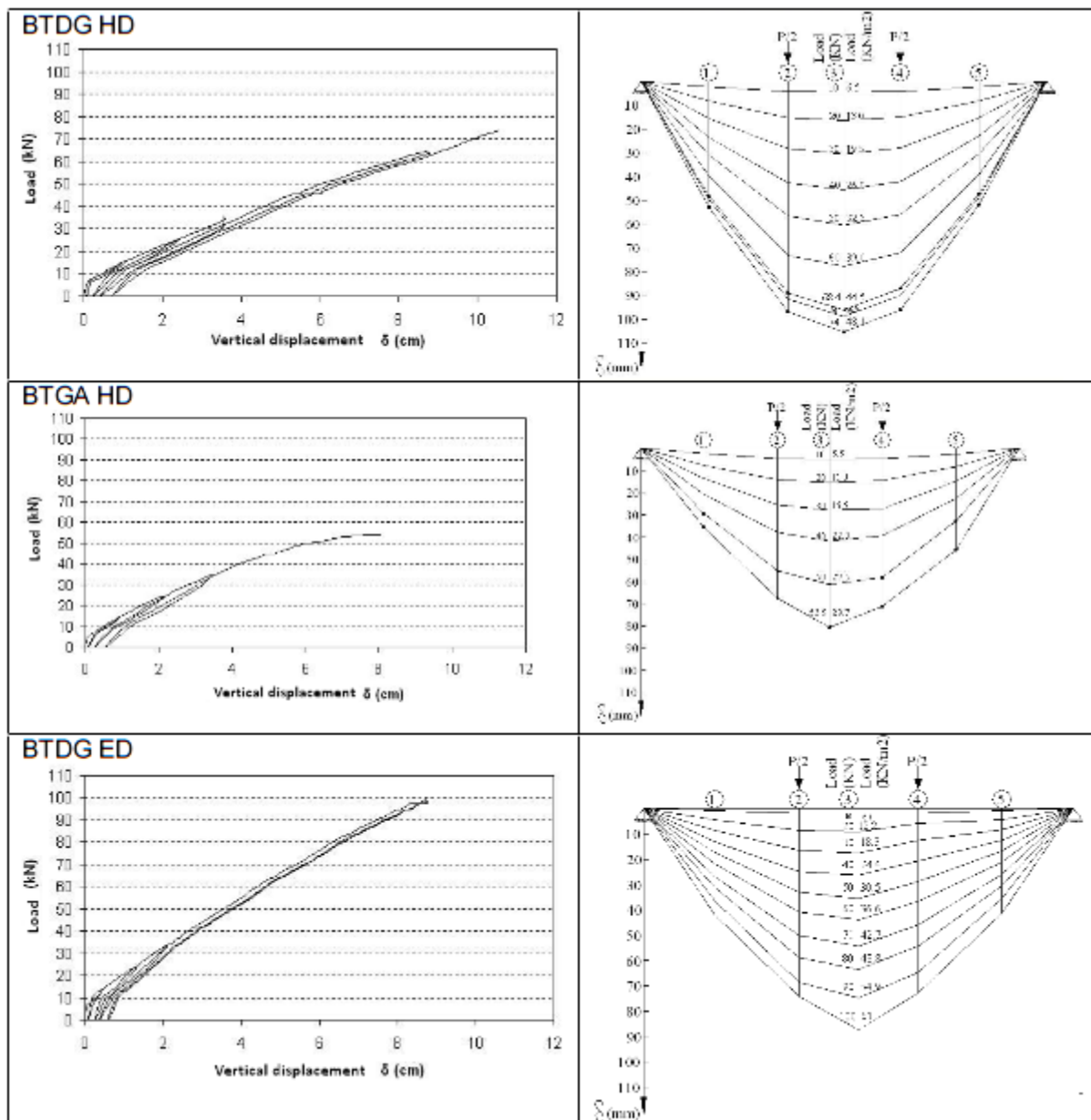


Figura 2.8 (Achá and Ghavami 2009) à esquerda - gráficos de força-deslocamento; à direita - diagramas de deslocamentos verticais ao longo do vão.

Em suas conclusões (Achá and Ghavami 2009) referem que o tratamento de bambu com Sikadur-32, produziu um efeito eficaz na impermeabilização e aderência do bambu ao betão. A laje reforçada com bambu com conectores de meia secção do diafragma, da espécie *Dendrocalamus giganteus* (BTDG-HD), apresentou uma resistência maior em 62%, em comparação com a laje que tinha o mesmo tipo de conector de bambu da espécie *Guadua angustifolia* (BTGA-HD). Ao mesmo tempo, a laje BTDG-HD apresentou uma flecha central maior em 31% quando comparado a da laje BTGA-HD. As cargas máximas

dos testes das lajes *BTDG-HD* e *HD-BTGA* foram 9,4 e 5,7 vezes maior do que as cargas de serviço recomendadas nas normas brasileiras (cargas de serviço considerado para salões de dança e de áreas de desporto, $5kN/m^2$), e os deslocamentos verticais foram de 2,9 e 1,6 vezes mais abaixo dos limites ($L/500$), respetivamente. Já a laje *BTDG-ED* com conectores de diafragma inteiro, teve uma carga máxima de colapso 14,2 vezes maior do que a carga de serviço recomendada. Todas as lajes ruíram devido ao esmagamento de betão nas zonas de compressão e não houve registo de escorregamento entre os dois materiais (Achá and Ghavami 2009).

No outro trabalho (Souza, Vespa et al. 2009) efetuaram um estudo comparativo da deformação em lajes suspensas de betão com dimensões (0,10x1,00x 2,50)m e 2,4m de vão livre, armadas com bambu e uma laje convencional, *LR* (laje referência) armada com aço. As lajes armadas com bambu são:

- Laje *LBA* (Laje com bambu aparente), armada longitudinalmente e sem espaçamento, com 9 tiras de bambu da espécie *Dendrocalamus giganteus* a metade da secção, com 2,5m de comprimento, e com 13 tiras de bambu de 1m de comprimento servindo de armadura de distribuição, sendo amaradas com arame às armaduras longitudinais. Nesta laje, as membranas do bambu serviram como elementos de aderência.



Figura 2.9 (Souza, Vespa et al. 2009) corte transversal esquemático *LBA*.

- Laje *LTB*, onde foram utilizadas 6 canas de bambu de secção inteira da espécie *Phyllostachys pubescens* (vulgarmente conhecido na região como bambu jovem), de diâmetro aproximado de 8cm, distribuídos longitudinalmente com um espaçamento de 10cm em 1m de largura, e 15 tiras de bambu, colocadas transversalmente. Para melhorar a aderência interfacial bambu-betão, foi realizado um tratamento as canas com Anchorbond (adesivo estrutural de média fluidez e pega normal, formulado à base de resina epóxi, bi-componente, isento de solventes e composto de agregados selecionados e graduados), sendo que este tratamento também resulta numa maior durabilidade do bambu.

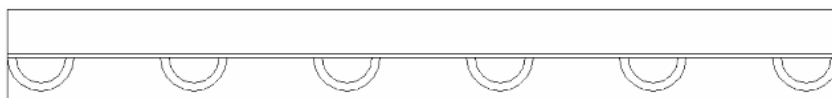


Figura 2.10 (Souza, Vespa et al. 2009) corte transversal esquemático da *LTB*.

Segundo (Souza, Vespa et al. 2009) procedeu-se ao ensaio à flexão das lajes usando sacos de cimento. Como resultado, a laje armada com aço, *LR*, apresentou menor deformação vertical, com o carregamento de 4kN/m^2 e flecha de $0,58\text{mm}$. Para o mesmo carregamento a laje *LBA* armada com bambu sem espaçamento apresentou flecha de $1,31\text{mm}$, e a laje *LTB* armada com tiras espaçadas teve flecha de $3,53\text{mm}$. Geralmente, o carregamento usado para análise de deformação em lajes de pavimento para residências é de aproximadamente 2kN/m^2 , e para esta carga todas as lajes tiveram um comportamento linear, mas com ângulos diferenciados (ver Figura 2.11).

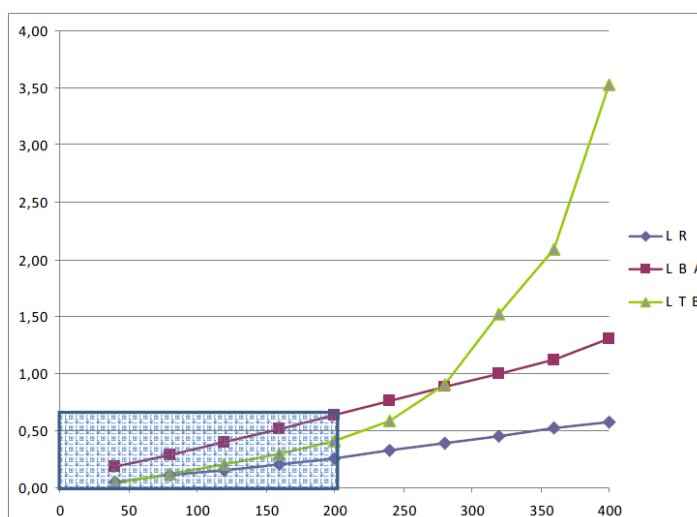


Figura 2.11 (Souza, Vespa et al. 2009) comportamento das lajes durante o carregamento. Unidades em *kgf* no eixo das abcissas e em *mm* no eixo das ordenadas.

2.3. APLICAÇÃO DE BAMBU EM REFORÇO DE LAJES DE TERRA

Em Portugal, no trabalho de (Carvalho, Freire et al. 2007) apresenta-se uma proposta de dimensionamento de todo o edifício do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, numa estrutura híbrida de terra e bambu. Nesse trabalho, as lajes deviam vencer um vão de 10 metros, os autores optaram por usar uma mistura solo-cimento para atender a pouca resistência ao desgaste da terra.

No pré-dimensionamento, para o vão de 10 metros obteve-se uma secção inferior da laje mista com 4 camadas de bambus funcionando à tração com uma espessura de aproximadamente 28cm, e na zona comprimida da secção da laje, levaria uma camada de solo-cimento com 45cm de espessura. Na solução proposta, apresentaram alguns problemas:

- Resolução das ligações entre as canas de bambu. Por um lado os bambus deverão estar ligados entre si em camadas que constituem a parte de bambu. Por outro lado, cada camada deverá estar solidária com as camadas que lhes são adjacentes. Estas ligações, fundamentais para o comportamento da laje não foram desenvolvidas. Pensou-se que as tais ligações poderiam ser realizadas entre bambus na mesma camada, e entre camadas através de algum tipo de nó realizado com cabos ou braçadeiras.
- Um outro aspecto fundamental é a coesão entre bambus e o solo-cimento. Só é possível distribuir os esforços de tração e compressão aos dois materiais da laje se eles estiverem solidários entre si. Essa ligação foi pensada pelos autores do projeto e chegaram a uma solução em que sobre os bambus seriam colocadas ripas de madeira ou bambus espaçados entre si, sobre as quais seria vertido o solo-cimento. Estas ripas funcionariam como elemento de atrito entre os dois materiais para que não existam deslizamentos no plano horizontal de contacto entre os dois materiais.

Na Universidade de Aveiro, H. Varum, realizou experimentalmente uma laje de terra reforçada com bambu de uma espécie média, colhida nos arredores da universidade. Nesta laje, dispôs-se as canas inteiras juntas entre-se sem espaçamento e amaradas com corda de sisal por meio de outras canas dispostas transversalmente e por cima das canas, aplicou-se terra-cal compactada. Os resultados deste ensaio não foram publicados.

Capítulo III - MATERIAIS

3.1. A TERRA CRUA

3.1.1. Caracterização do solo para uso na construção em terra crua

Qualquer solo, com exceção dos solos altamente orgânicos ou com presença de argilas expansivas, caso de montmorilonita, pode ser utilizado como material de construção. No entanto, existem limitações ao uso de determinados solos por razões de trabalhabilidade e outras características não desejáveis ao uso proposto: Por exemplo, terras muito argilosas são difíceis de ser misturadas e adensadas e ainda, devido à retração elevada, produzem superfícies mal acabadas, para além de fragilizar a resistência devido as fissuras daí resultantes (Faria 2005).

Tabela 3.1 (Faria 2005) identificação da terra por inspeção táctil-visual.

<i>Classificação</i>	<i>Textura e aparência da terra</i>
Areia	Textura granular. Pode-se visualizar o tamanho dos grãos e flui livremente quando seco.
Terra arenosa	Textura granular, mas com suficiente silte e argila para observar sua coesão. Predominam as características de areia.
Terra siltosa	Textura fina, contém uma quantidade moderada de areia fina e uma pequena quantidade de argila. Suja os dedos como talco, em estado seco, tem uma aparência compacta. Pulveriza com facilidade.
Terra argilosa	Textura fina. Quando está seca, fratura-se em torrões resistentes; em estado húmido, é plástica e agarra-se aos dedos. É difícil de pulverizar
Terra orgânica	Textura esponjosa. Odor de matéria orgânica mais acentuado ao humedecer ou aquecer.

Geralmente emprega-se para a construção o solo do próprio local onde se efetua a obra e com emprego de único tipo de terra. No entanto, por vezes é interessante a mistura de solos com vista a produzir melhores resultados como material de construção. Essa mistura, geralmente acontece quando a terra do local é muito argilosa ou muito arenosa, e quando a incorporação de uma menor quantidade de outro solo melhora as propriedades que lhe faltam (Faria 2005).

O reconhecimento preciso de solos adequados à construção é feito através de diversos ensaios normalizados em laboratório. Estes solos, geralmente estão localizados no subsolo, também chamados de horizonte B (geralmente este horizonte situa-se à 40cm de profundidade da superfície), livres da matéria orgânica. Em zonas semiáridas e áridas, é possível encontrar solos adequados na superfície, após eliminar pedras, raízes e todo material orgânico presente (Faria 2005).

As propriedades mais importantes dos solos, visando o seu uso na construção são:

- Na seleção: composição granulométrica, plasticidade e retração.
- No controlo da execução: humidade e grau de compactação.

3.1.1.1. Composição granulométrica

O solo é constituído basicamente por partículas que podem ser agrupadas de acordo com as dimensões de grãos. Cada grupo ou faixa de dimensões apresenta características próprias que indicam o seu comportamento como material de construção. As partículas contidas em cada faixa são classificadas como pedregulho, areia, silte ou argila; sendo que a areia ainda pode ser subdividida e qualificada como grossa, média e fina. Geralmente a composição granulométrica do solo é apresentado por curvas de distribuição (diagramas), que mostra a relação entre quantidade de partículas presente na amostra (Faria 2005).

A composição granulométrica determina-se por dois tipos de ensaios: para partículas maiores (pedregulho e areia), emprega-se o processo de peneiramento e para as partículas finas (silte e argila), emprega-se a análise por sedimentação (Faria 2005).

No ensaio de peneiramento, determina-se a percentagem das partículas que passam ou que ficam retidas numa série de peneiras de abertura normalizadas, posicionadas em ordem decrescente de abertura. Os limites das dimensões das faixas de cada peneiro, definidos por normas técnicas, variam consideravelmente em diversos países. Em Portugal a norma usada para a análise granulométrica é a *E196-1966 do LNEC*, e a série usada tem peneira de menor abertura a peneira nº 200 (0,075mm), na qual as partículas passadas por esta peneira, é analisada por ensaio de sedimentação. Neste ensaio, calcula-se a velocidade de decantação das partículas dispersas em água, em função da variação da densidade da solução, calculando-se as suas dimensões e proporções na amostra (Faria 2005) (Lança and Soares 2007).

A classificação da fração fina para avaliação da atividade, consistência e plasticidade, é efetuada através da determinação dos limites de liquidez e plasticidade (Lança and Soares 2007).

Tabela 3.2 (Faria 2005) classificação granulométrica dos constituintes do solo.

<i>Dimensão dos grãos D (mm)</i>	<i>Classificação das partículas</i>	<i>Características principais</i>
$2 \leq d \leq 20$	Pedregulho	Elementos inertes e resistentes
$0,06 \leq d \leq 2$	Areia	Elemento inerte, sem coesão
$0,002 \leq d \leq 0,06$	Silte	Sem coesão, diminui a resistência da areia
$d \leq 0,002$	Argila	Possui forte coesão, sem estabilidade volumétrica, expande na presença da água

3.1.1.2. Retração

A quantidade e o tipo da argila presente no solo, representado essencialmente pelas argilominerais, são responsáveis pelos movimentos de retração e expansão que se observam quando há variação da humidade. Assim, para além dos parâmetros atrás mencionados, a retração depende também, da máxima dimensão das partículas e da curva de distribuição granulométrica (Faria 2005) (Lança and Soares 2007). O cimento e a cal quando utilizados na estabilização da terra, também contribuem na retração das argamassas, essencialmente nos primeiros momentos de cura.

Nas construções em terra, os movimentos de retração e expansão da argila provocam fissuras que podem gerar lesões internas e/ou superficiais que permitem a penetração de água e, a ocorrência de patologias que conseqüentemente contribuem para a perda de resistência do material e a degradação da construção. Para além disso, em estruturas que funcionam à flexão, a retração pode causar flechas que afetam o desempenho em serviço desses elementos, pelo que deve ser tomado em conta.

3.1.1.3. Aumento da resistência mecânica com recurso à estabilizantes

A adição de cal ou cimento pode contribuir para o aumento significativo da resistência à compressão de um solo. Estudos realizados consolidam o saber antigo que, em geral, a cal confere uma melhor estabilização para solos ricos em argila, enquanto que com o cimento se obtêm melhores resultados para solos menos argilosos. Dado que algumas argilas são mais reativas do que outras, é importante conhecer o seu tipo para além da sua percentagem relativa no solo. Em particular, o cimento é mais eficiente com caulinite

(grupo de argilas pouco ativas) e a cal com montmorilonite (grupo de argilas muito ativas). Um solo para a construção em terra crua deverá satisfazer um conjunto de características em função do estabilizante (ligante) a ser utilizado. No caso de cimento podem ser apontados os seguintes valores indicativos segundo (Walker 2002) citado por (Lança and Soares 2007):

- Areia e cascalho fino: 45% a 48%.
- silte: 15% a 30%.
- Argila: <25%.
- Índice de plasticidade: 2 a 22 (limite de liquidez <40%).

Para estabilização de um solo com cal esses valores aumentam significativamente segundo (Walker 2002) por (Lança and Soares 2007):

- Areia e cascalho fino: 5% a 80% (máxima dimensão das partículas 10-20 mm).
- Silte: 10% a 60%.
- Argila: 20% a 60%.
- Índice de plasticidade: 20 a 30 (limite de liquidez 35% a 50%).

Salientam-se alguns pontos fundamentais que devem ser tidos em conta quando se estuda a estabilização de solos com aditivos minerais (Lança and Soares 2007):

- Com adição de cimento e após a sua hidratação, verifica-se a existência de cal livre. Esta vai reagir com os silicatos presentes nas argilas prolongando o período de acréscimo de resistência para além da hidratação do cimento.
- O teor em água ótimo aumenta com a adição de cal. Para este novo teor ótimo, a densidade é menor do que o solo sem cal.
- A estabilização de um solo com cimento exige a aplicação da mistura num curto prazo de tempo devido ao rápido tempo de cura. Caso contrário, poderá ocorrer um decréscimo de resistência até 50%. Para evitar esta situação e melhorar a trabalhabilidade, poderá ser adicionada cal na mistura.

O uso de cal associado ao cimento na estabilização do solo, só é viável para solos com teores de até 65% de areia e em função do tipo de argila presente. Acima deste limite, a cal geralmente age apenas como material plastificante (Neves 2007).

Para a escolha do estabilizante mais adequados a CRATERre sugere uma seleção feita com base nos limites de liquidez e de plasticidade e índice de plasticidade. Para além da

resistência à compressão, é importante garantir uma resistência adequada dos cantos às ações mecânicas de impacto, durante e após a construção (Lança and Soares 2007).

3.1.1.4. Resistência da terra estabilizada com cimento e/ou cal

Como já se referiu anteriormente, a escolha do ligante para a estabilização da terra, depende da sua granulometria e do tipo de atividade da fração argilosa. A utilização de cal oferece diversas vantagens no que respeita à sua utilização enquanto material de construção. Contudo, é fundamental o conhecimento da evolução das características destas misturas com o tempo.

Segundo (Cristelo and Jalali 2004) citado por (Silva 2010), desenvolveram um modelo de evolução da resistência a compressão simples de uma mistura de solo e cal (Figura 3.1), onde são definidas quatro fases:

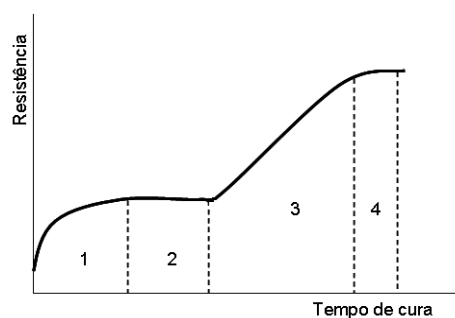


Figura 3.1 (Silva 2010) evolução da resistência à compressão uniaxial de uma mistura solo-cal segundo (Cristelo and Jalali 2004).

- Primeira fase - verifica-se um aumento da resistência devido à troca iónica e à floculação das partículas do solo, fazendo com que a fração argilosa se comporte como um solo mais granular. Este processo não está diretamente relacionado com os ganhos de resistência a longo prazo, embora seja responsável por um acréscimo de resistência devido ao aumento do ângulo de atrito.
- Segunda fase - denominado por período de indução, inicia-se a formação dos núcleos de silicato de cálcio hidratado nos pontos de contacto entre as partículas argilosas, na qual iniciam o processo de dissolução dos constituintes minerais da argila. Esta é uma fase em que não há praticamente aumento de resistência, uma vez que, enquanto a quantidade de núcleos já

estabelecidos não for significativa, as ligações desenvolvidas não são suficientes para tornar perceptível um aumento de resistência.

- Terceira fase - corresponde ao processo que conduz a formação dos materiais cimentícios responsáveis pelos ganhos de resistência e durabilidade mais importantes, por aumento de núcleos, quer através da aglomeração de mais partículas de cálcio a partir da cal livre que ainda se encontra na mistura, ou através da referida dissolução da sílica e alumina presente nos minerais argilosos.
- Quarta fase, dá-se um abrandamento dos ganhos de resistência, quando o volume dos núcleos já é tal que não permite a sua expansão, ou quando a cal disponível já não é suficiente para que mais cálcio possa continuar a ser adicionado aos núcleos, cessando deste modo o seu crescimento.

No trabalho de (Varum, Martins et al. 2005) procurou-se estabelecer uma relação entre a resistência à compressão e à tração de estruturas de terra de construções antigas da região de Aveiro, feitas com argamassas estabilizadas com cal, tendo verificado que a resistência a compressão das tais estruturas varia entre 0,5MPa e 2,0MPa, e a sua resistência à tração é cerca de 20% da resistência à compressão.

3.1.2. Procedimento experimental

Foram realizadas duas campanhas de ensaios com o objetivo de obter o traço com melhor desempenho para realização das lajes. Na primeira campanha foram realizadas misturas com um solo doravante designado por solo *A*, cujos ensaios dos provetes foram realizados aos 28 dias. Nesta campanha, foram usados ligantes cal aérea, cal hidráulica e cimento portland. Na segunda campanha, foram realizadas argamassas com um outro solo, designado por Solo *B*, constituído por uma mistura em partes iguais de uma terra ligeiramente argilosa e areia, em que os ligantes usados foram cal aérea e o cimento, sendo os provetes ensaiados aos 28 e 56 dias.

3.1.2.1. Caracterização do Solo A

Por inspeção táctil-visual, o solo *A*, pode classificar-se como terra arenosa, de cor castanho claro com presença de pedregulho e silte em menor quantidade. Deste solo, pegou-se numa amostra de 1074 gramas e submeteu-se a secagem em estufa durante 24 horas, o seu teor

em água foi de 0,88%. De seguida fez-se a análise granulométrica usando a norma E196-1966 do LNEC do qual obteve-se a curva apresentada na Figura 3.3.



Figura 3.2 Agregados do solo após separação por peneiração.

A classificação por Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), a amostra classifica-se como areia bem graduada, pedregulhosa e com baixa percentagem de finos (1,7%).

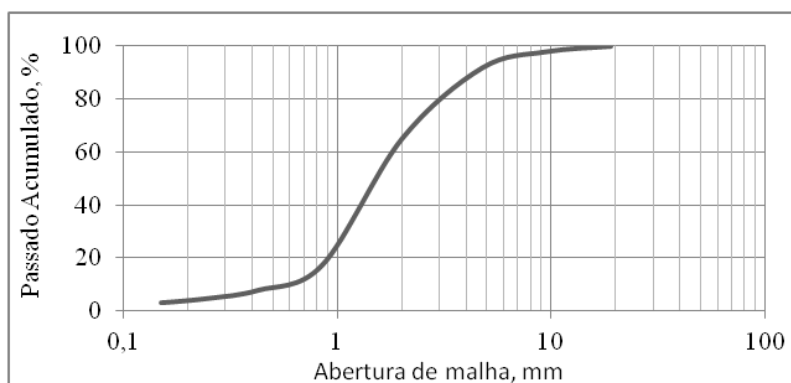


Figura 3.3 Curva granulométrica do solo A.

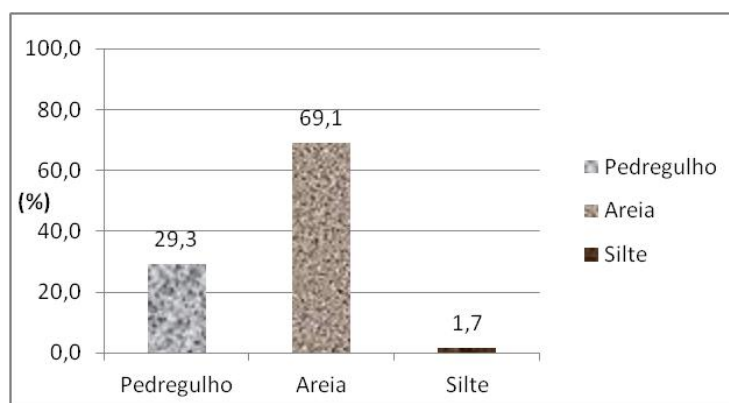


Figura 3.4 Percentagem de agregados do solo A

3.1.2.2. Caracterização do Solo B

Como referiu-se, o solo *B* é composto por uma mistura em partes iguais de uma terra ligeiramente argilosa semelhante ao solo *A*, mas com teor de água natural de 2,53% e menor percentagem de grossos e finos, e uma areia grossa do rio (teor natural de água 1,89%). A mistura da terra com a areia teve como objetivo melhorar a granulometria do solo ligeiramente argiloso, visto que continha uma quantidade muito menor da fração grossa, na qual confere melhores propriedades mecânicas a argamassa. Assim, relativamente a terra ligeiramente argilosa, conseguiu-se com o Solo *B*, aumentar a percentagem de pedregulho de 4% para 12% e reduzir a areia de 95% para 87%, sendo que a fração fina alterou ligeiramente de 1,2% para 1%. (ver Figura 3.6 e Figura 3.8).



Figura 3.5 Agregados da terra (esquerda), da areia (no centro) e do solo *B* resultante da mistura da terra e areia em partes iguais.

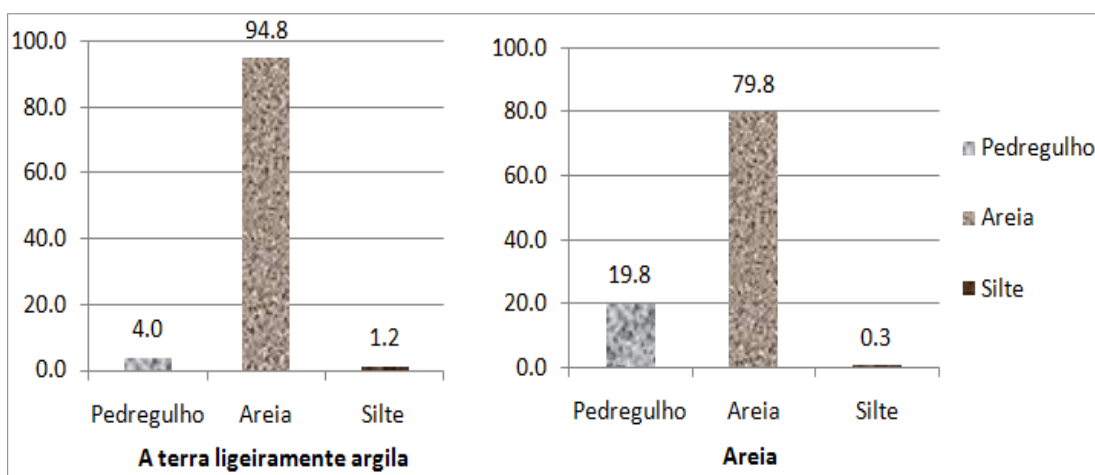


Figura 3.6 Percentagem de agregados da areia (à esquerda) e da terra ligeiramente argilosa (à direita) usado para composição do solo *B*.

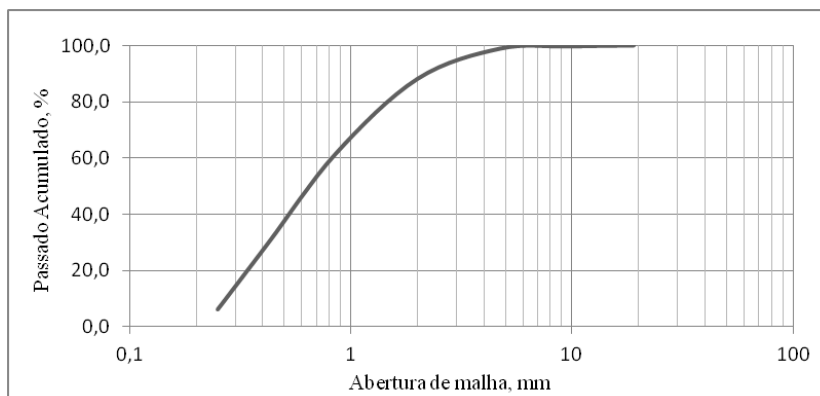


Figura 3.7 Curva granulométrica do solo B.

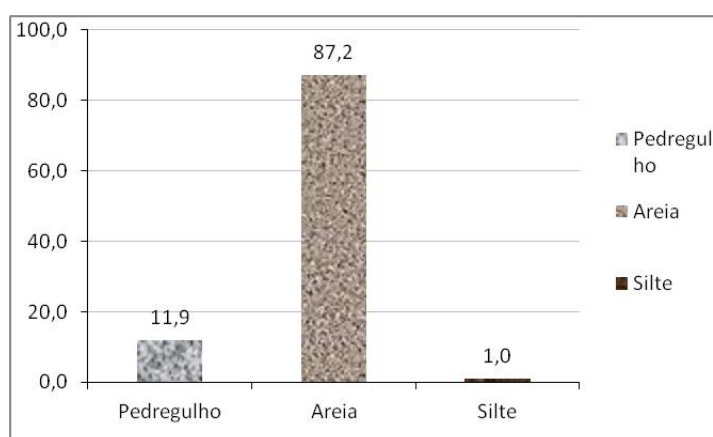


Figura 3.8 Percentagem de agregados solo B.

Fazendo uma comparação entre o solo A e solo B, observa-se que o solo A tem quase o triplo de pedregulho, menos 21% da fração areias, e mais 70% da fração fina. Não foram realizados ensaios de plasticidade e nem de tipo de atividade das argilas contidas nos solos, mas como a terra do solo A, e a terra ligeiramente argilosa que compõe o Solo B são da mesma região (região de Aveiro), é possível que as suas frações finas tenham o mesmo tipo de atividade.

3.1.2.3. Produção de provetes

Os provetes foram produzidas em moldes metálicos prismáticos normalizados, de dimensões (40×40×160)mm. O preenchimento das argamassas nos moldes, foi realizado em duas camadas apiladas e vibradas numa mesa para o efeito. Para a determinação da quantidade de água, foi-se adicionando pequenas quantidades até que a argamassa obtivesse uma consistência adequada. Como se sabe, a trabalhabilidade da argamassa

consegue-se aumentando a quantidade de água, mas esta água pode por sua vez aumentar a porosidade e micro-fissuras do solo estabilizado durante a secagem e assim prejudicar a sua resistência mecânica. Por isso, fez-se duas argamassas com a mesma quantidade de cal aérea e diferente quantidade de água, sendo o teor 20% e 23% relativamente aos sólidos, para comparar a sua resistência. No processo de cura, estiveram nos primeiros 2 dias em câmara climática com humidade relativa, HR 65% e temperatura a 20 ° C, depois retiradas dos moldes e mantidas na câmara por 21 dias. Os traços em massa das argamassas, são apresentados na Tabela 3.3.



Figura 3.9 Diferentes argamassas nos moldes prismáticos (40×40×160)mm.

3.1.2.4. Ensaio de tração e compressão dos provetes

Para avaliar a resistência mecânica à compressão e tração dos provetes prismáticos, foram realizadas ensaios de compressão simples e tração por flexão, numa prensa hidráulica. O ensaio de tração por flexão (ver Figura 3.10), consistiu na aplicação de força descendente controlado por deslocamentos à uma velocidade de 1mm/min a meio vão dos provetes centrados relativamente aos apoios, até partir-se em dois.



Figura 3.10 Ensaio de tração por flexão na prensa hidráulica.

O ensaio à compressão, foi realizada para as duas metades resultantes da divisão dos provetes no ensaio a tração por flexão, aplicando uma força unidirecional na direção

vertical, também controlado por deslocamentos à uma velocidade de 1mm/min até a rotura, (ver Figura 3.11).



Figura 3.11 Ensaio à compressão simples e configuração dos provetes depois de ensaiados.

3.1.2.5. Resultados e discussões

A Tabela 3.3 apresenta os resultados dos ensaios de tração e compressão aos 28 dias das argamassas do solo A, e os resultados dos ensaios aos 28 dias e 56 dias das argamassas do solo B, para avaliar a evolução da resistência no tempo. Para uma melhor interpretação, os resultados dos ensaios aos 28 dias das argamassas do solo A e B, foram dispostos numa matriz que relaciona as proporções dos ligantes usados, com a resistência adquirida pelas mesmas (ver Figura 3.12).

Tabela 3.3 Traço em massa e resistências das argamassas dos solos A e solo B.

Argamassas				Resistência à compressão (MPa)			Resistência à tração por flexão (MPa)		
Ligantes		Teor em água (%)		Solo A	Solo B		Solo A	Solo B	
-	Teor (%)	Solo A	Solo B	28 dias	28 dias	56 dias	28 dias	28 dias	56 dias
Cal aérea + Cal hidráulica	5+11	20		1,30			0,40		
Cal	7	23		0,74			0,26		
	7	20		1,03			0,35		
	9		15		0,44	0,49		0,30	0,31
	12		15		0,51	0,50		0,29	0,26
	20	21		1,45			0,53		
	24	20	20	1,17	0,60	0,75	0,44	0,37	0,46
Cimento	6	16	13	4,14	1,46	1,42	0,90	0,52	0,47
	9		13		2,95	2,85		1,13	1,0
Cal + Cimento	9+6		15		2,84	2,63		1,02	0,78
	12+6	19		3,35			0,51		
	12+9		15		5,37	5,70		1,79	1,59
	15+9	20	18	5,23	4,22	3,85	2,17	1,53	1,23

De um modo geral, dos ensaios de provetes com 28 dias, verifica-se que para as argamassas com as mesmas composições e quantidades de ligantes, as misturas do solo A apresentam maiores resistências mecânica que as do solo B, o que pode ser explicado pelo facto do solo A apresentar uma granulometria melhor graduada relativamente ao solo B.

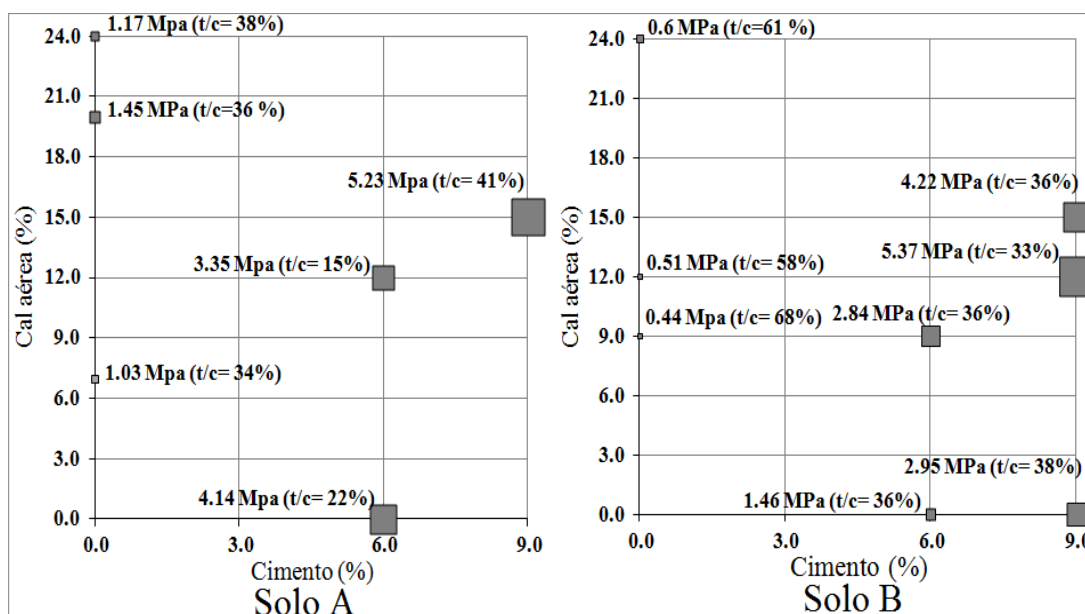


Figura 3.12 Relação da resistência à compressão com as proporções de cimento e cal aérea nas argamassas com 28 dias, t/c - é a relação entre a resistência à tração e compressão.

A Figura 3.12, permite visualizar que o incremento de cal na mistura proporciona ganhos crescentes de resistência da argamassa até um certo limite de teor de cal na mistura, no qual adições acima deste teor, os níveis de cal na mistura retardam o processo de ganho de resistência da argamassa nos primeiros 28 dias. Isso observa-se nas misturas do solo A com cal, em que para o teor de 7% de cal a resistência aos 28 dias é de 1,03MPa e 0,35MPa, respetivamente à compressão e à tração, e na mistura com teor de 20% de cal a resistência da argamassa aumenta para 1,45MPa à compressão e 0,53MPa à tração. Porém, na mistura com 24% do teor de cal a resistência atingida é inferior em cerca de 19% e 17%, respetivamente à compressão e à tração, da resistência atingida pela argamassa com 20% de cal, situando-se em 1,17MPa à compressão e 0,44MPa à tração.

Fazendo uma análise análoga para as misturas de cal do solo B, é expetável que o fenómeno descrito anteriormente também ocorra com as misturas deste solo, uma vez que o aumento de 25% de cal, na passagem de 9% para 12% do seu teor na mistura, produz um

incremento da resistência à compressão aos 28 dias de 13,7%, enquanto que o aumento de 50% de cal, na passagem de 12% para 24% de cal na mistura, o incremento de resistência da argamassa é modesto (se comparar-se com resistência atingida no aumento de 25% de cal) situando-se em 15% na resistência à compressão aos 28 dias.

Este fenómeno acontece porque a quantidade de cal na mistura afeta a velocidade do processo de cura da argamassa. Argamassas com maior cal, têm um processo de cura mais lento e conseqüentemente, proporciona ganho de resistência mais lenta e prolongado relativamente as argamassas de menor cal. Isto observa-se no gráfico da Figura 3.13, na passagem dos 28 para 56 dias de cura, entre as três argamassas estabilizadas só com cal, a mistura com maior quantidade de cal (24%) adquire o maior incremento da resistência (20% na resistência a compressão e a tração relativamente à resistência obtida aos 28 dias), sendo que a mistura com 12% de cal, regista praticamente uma estagnação da sua resistência à compressão e um decréscimo da resistência a tração na ordem dos 10%. Já a mistura com 9% de cal, regista um ligeiro acréscimo da resistência à tração (3%) e um incremento de 10% na resistência a compressão.

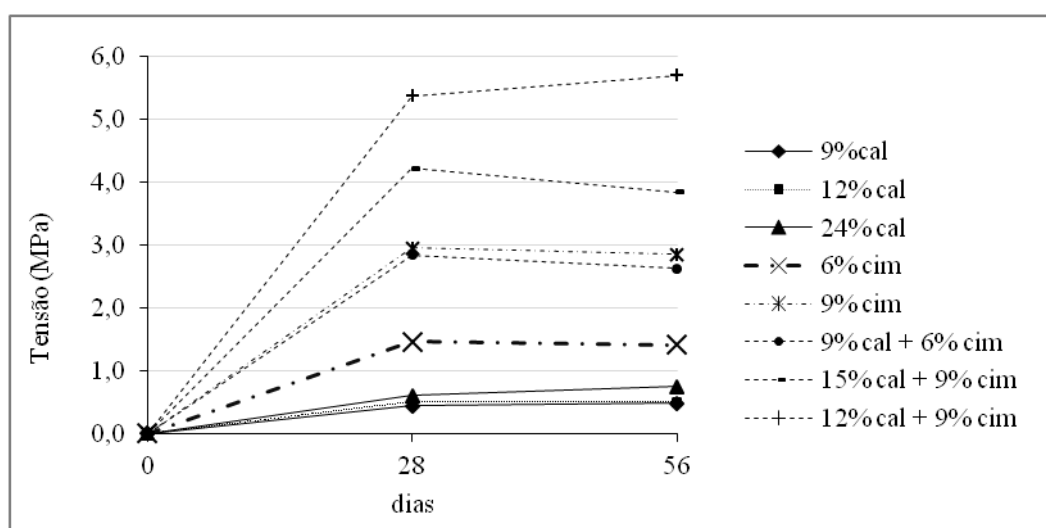


Figura 3.13 Evolução da resistência de compressão das argamassas do solo B ao 28 e 56 dias.

A utilização de cimento como ligante, confere maior resistência a mistura tanto maior for a quantidade usada (pelos menos até a quantidade máxima usada nestas misturas), tanto para o solo A como para o solo B. Entretanto, nas misturas em que são aplicados cimento e cal simultaneamente, verifica-se que existe uma quantidade limite de cal no qual a sua adição na mistura, confere um incremento de resistência da argamassa e, adições para além deste

limite, tornam lentos os processos responsáveis pelo ganho de resistência da argamassa, deixando de conferir aumento na sua resistência, ou até mesmo resultar na redução da mesma, como se pode constatar na Figura 3.12. e na Figura 3.13, em que mostra-se a evolução deste fenómeno dos 28 dias aos 56 dias de cura em argamassas do solo *B*.

A argamassa do solo com 12% de cal + 9% de cimento, conferiu uma maior resistência de todas as misturas dos dois solos, tendo atingido 5,37MPa de resistência à compressão e 1,79MPa de resistência à tração aos 28 dias e sendo o único, com exceção das mistura de solo e cal, a registar um incremento de resistência à compressão na passagem dos 28 para 56 dias de cura. Já a argamassa com 15% de cal + 9% de cimento (mesma quantidade de cimento que a argamassa anterior, mas com aumento de 20% de cal), registou aos 28 dias, 4,22MPa de resistência à compressão e 1,53MPa de resistência à tração, sendo 21% e 14,5%, respetivamente à compressão e à tração, inferior à da argamassa com 12% cal + 9% de cimento, embora 30% e 26%, respetivamente à compressão e à tração, superior à resistência atingida pela argamassa com 9% de cimento (2,95MPa à compressão e 1,13MPa à tração), e sendo que na passagem dos 28 para 56 dias de cura, a sua resistência à compressão baixou em 8,8%, passando de 4,22MPa para 3,85MPa, o mesmo ocorreu com a sua resistência à tração (ver Figura 3.13).

3.1.2.6. Conclusões tiradas dos resultados dos ensaios das argamassas

Dos resultados obtidos e como era de se prever, dadas as características granulométricas dos dois solos, conclui-se que o cimento confere melhor estabilização a estes solos que a cal. No entanto, o uso combinado e nas proporções adequadas de cal e cimento, consegue-se:

- Resistências maiores usando baixos teores de cimento;
- Conferir uma melhor trabalhabilidade e retardar o processo de cura da argamassa, permitindo mais tempo na sua aplicação;
- Tornar a mistura mais plástica (Neves 2007), conferindo maior estabilidade face as variações volumétricas.
- Outra vantagem, tem a ver com a possibilidade de melhorar o desempenho da mistura quanto à presença de humidade e o ganho de resistência ao longo do seu envelhecimento.

As argamassas de cimento apresentaram estabilidade da resistência de 28 para 56 dias, enquanto que as argamassas contendo cal (com exceção da argamassa com 12% de cal), esta estabilidade não se verificou para o período de cura referido. Num trabalho realizado por (Nóbrega, Gutierrez et al. 2003), na estabilização de um solo tropical bastante argiloso (70% de argila) utilizando cal e cimento, também observa-se a não estabilização das resistências das argamassas do solo contendo cal. Portanto, isso demonstra que essas argamassas podem obter alterações significativas da resistência para além dos 56 dias, pelo que o seu controlo deve ser realizado para além desse período.

3.1.2.7. Conversão do traço em volume

A utilização do traço em massa, conduz a maior rigor na produção das argamassas. No entanto, em obra, é mais prático a utilização do traço em volume do que em massa. Desta forma, procedeu-se a determinação da baridade dos componentes das argamassas para a conversão do traço em massa para o traço em volume.

A baridade de um material, é a razão entre massa do elemento e o volume ocupado por essa massa. Para o cálculo da baridade, pegou-se num recipiente vazio, determinou-se o seu volume (V) e pesou-se a sua massa, m_1 . Depois preencheu-se o recipiente com o material até transbordar, removeu-se o excedente e nivelou-se a superfície com uma régua e pesou-se o conjunto de massa, m_2 . Posto isto, o cálculo da baridade (ρ_b) procedeu-se segundo a expressão:

$$\rho_b = \frac{m_2 - m_1}{V} \quad (3.1)$$

Desde modo, apresenta-se na Tabela 3.4 a baridade dos materiais das argamassas do solo *B* e na Tabela 3.5 são apresentadas as proporções dessas misturas em massa e o correspondente em volume.

Tabela 3.4 Baridade dos materiais.

<i>Cal aérea</i>	<i>Cimento</i>	<i>Solo B</i>	<i>Água</i>
(<i>kg/m³</i>)	(<i>kg/m³</i>)	(<i>kg/m³</i>)	(<i>kg/m³</i>)
523,90	1038,22	1265,38	930,36

Porém, também as proporções em volume apresentado na Tabela 3.5, não são prática para a sua utilização em obra. Assim, pegou-se na proporção em volume (24,37% de cal aérea, 9,22% de cimento e 66,41% de terra) da argamassa que apresentou maior resistência

mecânica e definiu-se um traço simples e aproximado a esta proporção. Deste modo, obteve-se o seguinte traço 2:1:7 (cal aérea; cimento; terra, respetivamente). Este foi o traço aplicado na produção das lajes.

Tabela 3.5 Proporções em massa e em volume dos componentes das argamassas.

<i>Proporções em massa</i>				<i>Proporções em volume</i>			
<i>Cal aérea</i> (%)	<i>Cimento</i> (%)	<i>Solo B</i> (%)	<i>Teor água</i> (%)	<i>Cal aérea</i> (%)	<i>Cimento</i> (%)	<i>Solo B</i> (%)	<i>Teor água</i> (%)
9	-	91	15,00	18,27	-	81,73	17,15
12	-	88	15,00	24,37	-	75,63	17,15
24	-	76	20,00	48,73	-	51,27	22,87
-	6	94	13,00	-	6,15	93,85	14,86
-	9	91	13,00	-	9,22	90,78	14,86
9	6	85	15,00	18,27	6,15	75,59	17,15
12	9	79	15,00	24,37	9,22	66,41	17,15
15	9	76	18,00	30,46	9,22	60,32	20,58

3.1.3. Curva de comportamento de argamassa de terra à compressão

A curva de tensão vs. deformação resultante do ensaio à compressão da terra estabilizada (por aqui em diante por vezes será usada a designação terra para se referir à terra estabilizada), é caracterizada por um comportamento parabólico cujos parâmetros são determinados pelas seguintes expressões:

$$\sigma = a \varepsilon^2 + b \varepsilon \tag{3.2}$$

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon}(\varepsilon_{\sigma máx}) = 2 a \varepsilon + b = 0 \tag{3.3}$$

A Expressão (3.3) é a derivada da Expressão (3.2), calculado para o ponto em que corresponde a tensão máxima da relação tensão vs. extensão da terra.

Dado não terem sido realizados ensaios de tração, a tensão máxima de tração da terra, f_{tsm} , será calculada admitindo as conclusões de (Varum, Martins et al. 2005), em que para as argamassas estudadas esta tensão corresponde a 20% da tensão máxima à compressão, f_{csm} .

$$f_{tsm} = 0,2 f_{csm} \tag{3.4}$$

3.1.4. Módulo de elasticidade de argamassa de terra à compressão

Geralmente, o módulo de elasticidade considerado para argamassas de terra, é o módulo de elasticidade tangente na origem, $E_{cs,t}$, dado pela Expressão (3.5).

$$E_{cs,t} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} (\varepsilon = 0) \quad (3.5)$$

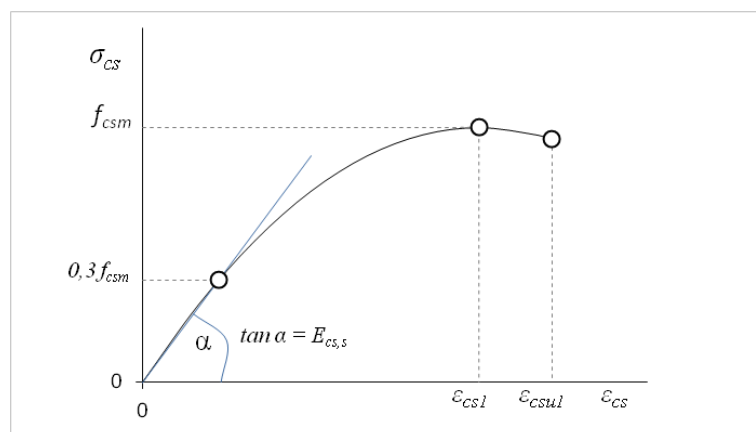


Figura 3.14 Representação esquemática da relação tensão vs. extensão do solo e reta secante para determinação do módulo de elasticidade.

No entanto, neste trabalho será considerado o módulo de elasticidade secante, $E_{cs,s}$ (Figura 3.14), determinado como a tangente da reta secante entre a origem da curva tensão vs. extensão e o ponto correspondente a 30% da tensão máxima atingida, determinado com base na verificação da linearidade do gráfico tensão relativa vs. extensão, ver Figura 3.16b e Figura 3.19.

$$E_{cs,s} = \frac{0,3 f_{csm}}{\varepsilon(0,3 \times f_{csm})} \quad (3.6)$$

3.1.5. Diagrama retangular de tensões

Da curva característica da relação tensão vs. extensão da terra, torna-se vantajoso para o dimensionamento à flexão, determinar um diagrama retangular equivalente, de área e ponto de aplicação da resultante da força, igual à do diagrama da curva parabólica. Para tal, determinam-se os parâmetros de redução λ e η representados na Figura 3.15.

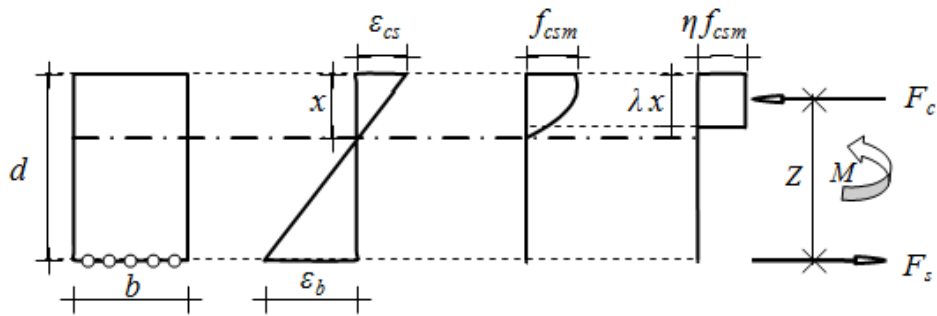


Figura 3.15 Método de distribuição retangular das tensões.

Seja d_g , a distância da origem ao valor da abscissa do centro geométrico da área abaixo do diagrama parabólico de tensão vs. extensão da terra (ver Figura 3.14). Assim, d_g é dado pela Expressão (3.7). Deste modo, o coeficiente λ que define a altura útil da zona comprimida determina-se através da Expressão (3.8), e o coeficiente η que define a tensão efetiva do diagrama retangular equivalente é dado pela Expressão (3.9).

$$d_g = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cs}} \varepsilon \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{\int_0^{\varepsilon_{cs}} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon} \quad (3.7)$$

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{d_g}{\varepsilon_{cs}} \right) \quad (3.8)$$

$$\eta = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cs}} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{\lambda \varepsilon_{cs} f_{csm}} \quad (3.9)$$

Sendo $\sigma(\varepsilon)$ dado pela Expressão (3.2), f_{csm} é a tensão máxima da terra e ε_{cs} é a sua extensão. Para o dimensionamento plástico $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs1}$ e para o dimensionamento à rotura $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{csu1}$ (ver Figura 3.14).

3.1.6. Determinação das propriedades da terra estabilizada usado no dimensionamento das lajes

Foram realizadas ensaios dos provetes cilíndricos normalizados à 15cm de diâmetro e 30cm de altura usando o solo B, tendo-se depois ensaiados para obtenção do módulo de elasticidade. Os primeiros provetes, designados por P0.1, P0.2 e P0.3 (ver Figura 3.17), foram produzidos durante a decorrência da segunda campanha de produção das

argamassas, após a obtenção dos resultados dos ensaios dos provetes prismáticos da primeira campanha, usando o traço em massa, 15% de cal aérea e 9% de cimento, da argamassa de maior resistência, sendo ensaiado aos 28 dias. Os provetes designados por *P1* da argamassa de construção da laje *L2*, *P3.1* e *P3.2* da argamassa de construção da laje *L3*, foram produzidos no dia da realização das respectivas lajes usando o traço em volume 2:1:7 (cal aérea, cimento e terra, respetivamente), mas com o teor de água diferente (18% para a argamassa da laje *L2* e 16% para argamassa da laje *L3*). Estes provetes foram ensaiados à data do ensaio das referidas lajes, com 90 dias de cura.

Segundo a classificação unificada ASTM D 2487-85 (Fernandes 2006), a terra usada na formulação das argamassas das lajes (*L2* e *L3*), classifica-se como uma areia mal graduada, com presença de pedregulho, cuja análise granulométrica revelou a seguinte percentagem de agregados, 25,9% de pedregulho, 73,7% de areia e 0,4% de silte/argila



Figura 3.16 Ensaio de compressão de provetes cilíndricos.

Na preparação dos ensaios, foram colocados no topo e na base dos provetes areia humedecida, de modo a proporcionar uma distribuição uniforme das tensões nas extremidades dos provetes.

Na Figura 3.17, são apresentados os gráficos das tensões vs. deformações dos provetes *P0.1*, *P0.2* e *P0.3*, resultantes dos ensaios de compressão, bem como os gráficos das tensões relativas vs. deformações dos mesmos (obtidos pela divisão das tensões pela tensão máxima atingida em cada provete). Este último gráfico, permite observar uma linearidade da origem do gráfico até aproximadamente 30% da tensão máxima de compressão atingida pelos provetes.

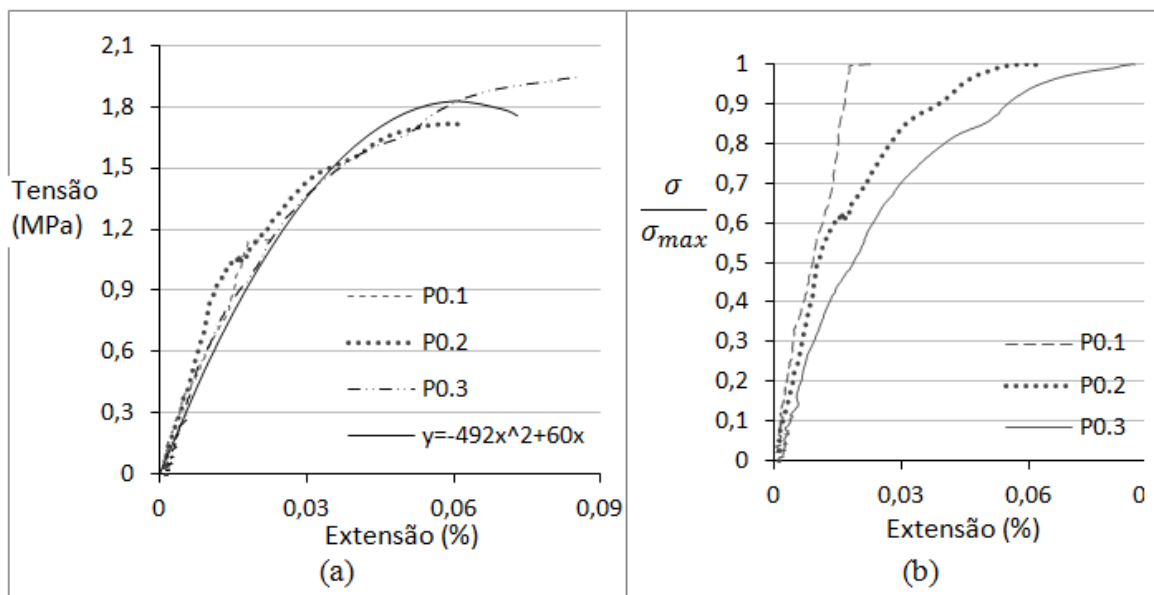


Figura 3.17 Gráfico: a) – força vs. deslocamento, b) – tensão relativa vs. extensão, de ensaio à compressão dos provetes com 28 dias.

Na Tabela 3.6, são apresentados os valores médios da tensão máxima, bem como os parâmetros da equação quadrática e de redução para o diagrama retangular das tensões (no cálculo desses valores foi desprezado o resultado do provete P0.1, por ter apresentado uma rotura anormal). Para a determinação de a e b, foi considerado o valor médio da tensão máxima atingida na argamassa de terra à compressão, f_{csm} , e a extensão a ela correspondente, $\epsilon(f_{csm})$. Foi com os dados desta tabela que se dimensionou as lajes.

Tabela 3.6: Parâmetros de resistência da argamassa dos provetes ensaiados aos 28 dias.

γ	f_{csm}	ϵ_{cs1}	ϵ_{csu1}	a	b	$E_{cs,t}$	$E_{cs,s}$	λ	η
(kN/m ³)	(MPa)	(%)	(%)	-	-	(GPa)	(GPa)	-	-
19,10	1,83	0,061	0,073	-491,82	60	6	5,3	0,75	0,89

A Figura 3.18, apresenta os gráficos do ensaio à compressão aos 90 dias dos provetes cilíndricos da argamassa das lajes L2 e L3. Verifica-se que os gráficos dos provetes P3.1 e P3.2 da laje L3, atingiram resistência máxima de 7,81MPa e 8,85MPa respetivamente, enquanto que o provete P1 da laje L2 atingiu uma resistência máxima de 5,53MPa. À quando da realização das argamassas da laje L3, verificou-se que foram usados por engano na mistura, cimento de alta resistência (R42,5) e cimento normal (R32,5), em vez de somente cimento normal (R32,5) selecionado para produção das argamassas, e que foi usado na produção das argamassas da laje L2. Assim, a diferença na resistência das duas

argamassas, terá sido influenciado pelo uso de cimento de classes diferentes e também pela diferença no teor de água, pois a argamassa da laje *L2* apresentou níveis de retração (ver Tabela 3.9) muito superior relativamente a da outra laje.

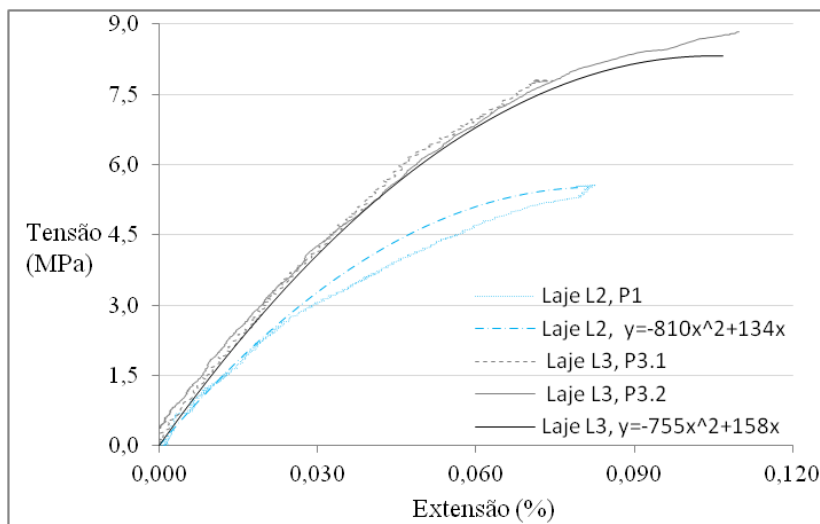


Figura 3.18 Gráficos de tensão vs. extensão de provetes das lajes *L2* e *L3* ensaios aos 90 dias.

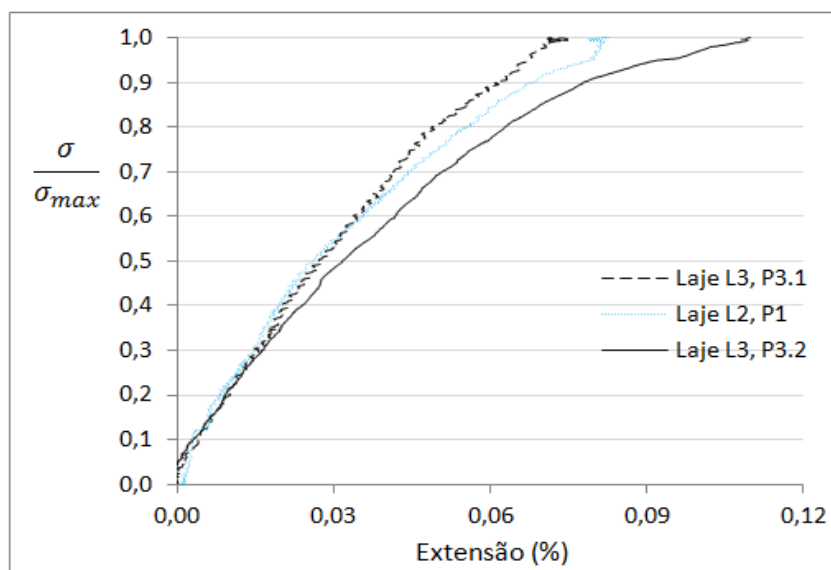


Figura 3.19 Gráficos de tensão relativa vs. extensão de provetes das lajes *L2* e *L3* ensaios aos 90 dias.

Tal como nos provetes *P0.1*, *P0.2* e *P0.3*, é possível verificar a linearidade do gráfico tensão relativa vs. extensão até aproximadamente 30% da tensão máxima de compressão, nos provetes das duas lajes. A Tabela 3.7 apresenta os parâmetros e características mecânicas das argamassas das duas lajes.

Tabela 3.7 Parâmetros de resistência das argamassas das lajes *L2* e *L3*, obtidas do ensaio de provetes cilíndricos aos 90 dias.

<i>Laje</i>	γ	f_{csm}	ε_{cs1}	ε_{csu1}	a	b	$E_{cs,t}$	$E_{cs,s}$	λ	η
	(kN/m ³)	(MPa)	(%)	(%)	-	-	(GPa)	(GPa)	-	-
L2	18,50	5,53	0,080	0,080	-810,42	133,86	13,39	12,30	0,75	0,89
L3	19,40	8,33	0,105	0,105	-755,56	158,67	15,87	14,50	0,75	0,89

Para além dos provetes cilíndricos, foram também produzidas e ensaiadas aos 90 dias, provetes cúbicos (de moldes normalizados a 15cm de lado) das argamassas das lajes *L2* e *L3*, sendo os resultados apresentados na tabela que se segue.

Tabela 3.8 Resistências das argamassas das lajes obtidas do ensaio dos provetes cúbicos

<i>Provete n.º.:</i>	<i>Laje L2</i>	<i>Laje L3</i>
	(MPa)	(MPa)
1	7,60	12,31
2	6,20	10,96
3	7,97	10,30
Média	7,25	11,19

3.1.6.1. Algumas considerações sobre as propriedades das argamassas

Da determinação dos parâmetros de redução λ e η para a conversão do diagrama parabólico em equivalente diagrama retangular, obtidas das curvas dos provetes (provetes *P0.2*, *P0.3*, *P1*, *P3.1* e *P3.2*) cujas resistências das argamassas são muito distintas como se pode observar nos respetivos gráficos, observou-se que os valores daqueles parâmetros foram iguais para todos os provetes, sendo $\lambda=0,750$ e $\eta=0,889$. Este resultado parece indicar que o valor desses parâmetros para a terra estabilizada é independente da sua resistência e do seu módulo de elasticidade. Contudo esta conclusão carece de verificação em estudos mais elaborados, para que esses valores possam ser usados como referência.

3.1.6.2. Retração das argamassas das lajes

Foi determinada a retração das argamassas das lajes *L2* e laje *L3* de acordo com a Norma (EN 1015-13 1993). Como se viu anteriormente, as argamassas das duas lajes foram realizadas com o traço em volume 2:1:7 (cal aérea, cimento, terra, respetivamente), mas diferindo o teor de água. A argamassa para laje *L2* foi realizada com um teor de águas de 18%, enquanto que a argamassa da laje *L3* foi realizada com um teor de água de 16%.

Os resultados de determinação da retração para os 7, 14 e 28 dias são apresentados na Tabela 3.9. Desse resultado verifica-se que a argamassa da laje *L2* retraiu muito desde os primeiros dias de cura. Enquanto que a argamassa da laje *L3*, teve uma retração menor.

Tabela 3.9 Retração das argamassas de construção das lajes.

<i>dias</i>	<i>Laje L2</i>	<i>Laje L3</i>
	(%)	(%)
7	0,09	0,01
14	0,12	0,01
28	0,19	0,03

3.2. O BAMBU

3.2.1. Morfologia da planta

O bambu é uma herbácea gigante, pertencente a família gramíneas (*Poaceae* ou *gramineae*) e subfamília *bambusoideae*, ela é considerada lenhosa pelas características do seu caule. A planta é suportada por um sistema subterrâneo de rizomas e raízes, e a parte aérea, apresenta um caule com a forma cilíndrica e crescimento vertical, constituído por uma série alternada de colmos (entrenós) ocos (com exceção de algumas espécies como *Chusquea* e *Dendrocalamus Strictus*, em que os colmos são maciços) e nós preenchidos por uma membrana (diafragma). Na sua extremidade aérea, o caule apresenta ramificações (galhos) na zona nodal que suportam a folhagem que não caem até a velhice (Hidalgo-Lopéz 2003).

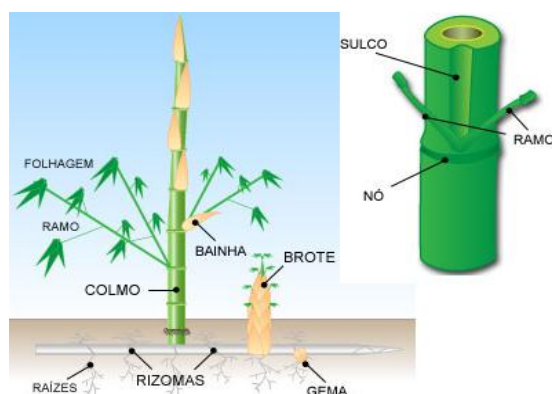


Figura 3.20 (PLANFOR 2012) - Morfologia da planta de bambu, com rizoma tipo *Leptomorfos*.

Os rizomas são caules subterrâneos que se desenvolvem e reproduzem-se horizontalmente, sendo que a cada ano, delas brotam novos colmos, permitindo assim a colonização de novos territórios. Os rizomas reproduzidos permanecem conectados, solidários e interdependentes entre si, permitindo que os novos brotos utilizem reservas do grupo para crescerem. Os bambus do centro da colônia são mais velhos e os da orla os mais novos. Rizomas deste tipo, proporcionam a espécie, uma grande capacidade de resistência à destruição da planta, sendo difícil eliminá-lo no solo ocupado. Por isso, é necessário ter algum cuidado na escolha da espécie para cultivo, verificando se a espécie do bambu é ou não invasora (Hidalgo-Lopéz 2003).

De acordo com a forma e hábito de ramificação do rizoma, os bambus podem classificar-se em três grupos principais, de acordo com (Hidalgo-Lopéz 2003):

- *Leptomorfos* - apresentam rizomas alongados e finos, com entrenós longos e espaçados com extremos duros e geralmente orientada horizontalmente. Estes rizomas, são geralmente encontrados nas espécies de clima temperado, como no género *Plyllostachys* e são de hábitos invasivos (Figura 3.20).
- *Paquimorfos* - as rizomas têm a forma de bulbos, com entrenós compactos e muito curto com ponta orientada para cima onde brotam colmos muito finos que o bulbo. Encontram-se em espécies tropicais, como a espécie *Dendrocalamus*, do género *Bambusa* (Figura 3.21).
- *Metamorfos* ou *Anfimorfos* - nesses rizomas ocorrem ramificações combinadas dos dois grupos anteriores na mesma planta, observam-se no género como *Chusquea fendleri* e outros género nativas da América.

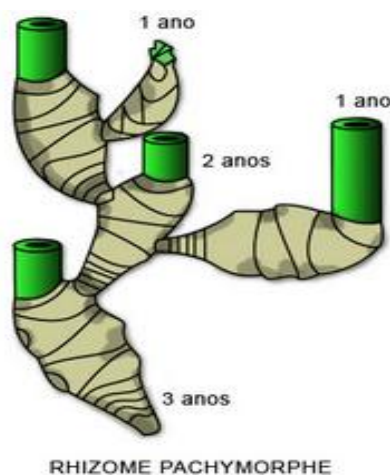


Figura 3.21 (PLANFOR 2012) rizoma do tipo *Paquimorfo*, e forma de expansão da planta.

Os colmo do bambu, têm essencialmente um crescimento longitudinal às fibras (vertical), pois já nascem no seu diâmetro máximo. No primeiro ano de idade, a planta atinge 70% do seu tamanho total e a idade adulta varia entre 3 a 6 anos (Hidalgo-Lopéz 2003).

3.2.2. As espécies e ocorrência no mundo

No mundo, segundo (Hidalgo-Lopéz 2003), existem cerca de 1600 espécies de bambu divididas em mais de 121 géneros, sendo a maior diversidade de espécies nativas oriundas

das regiões tropicais, subtropicais e temperados da Ásia e Oceânia (67%), seguida da América Latina (30%) e as restantes provêm de África (3%). O subcontinente da América do Norte e o continente Europeu são os únicos onde o bambu não é nativo. Porém, dado ao seu processo simples de produção e a sua boa adaptação a climas temperados, o bambu encontra-se atualmente difundido por todos os continentes (Hidalgo-Lopéz 2003).

Na Europa durante o século XIX, foram introduzidos os primeiros bambus temperados importados da China e do Japão. Atualmente estima-se que sejam cultivados neste continente, cerca de 400 espécies de bambu, principalmente para jardins. As regiões europeias do norte situam-se para além da latitude de propagação natural desta planta. Nestas regiões, os bambus de maior dimensão, não chegam a alcançar metade da altura que alcançariam nos países nativos (aproximadamente 20 metros). Só os países do sul da Europa como Portugal, Espanha e Itália, possuem condições adequadas para o cultivo em grande escala de bambus dos climas temperados, chegando as plantas a atingir alturas equiparadas das regiões nativas. No entanto, o carácter invasivo das espécies adequadas para construção, pode exigir algum cuidado na implantação de projetos nesse sentido (Plant 2000).



Figura 3.22 Plantação de bambu no Choupal – Coimbra.

Segundo as informações obtidas pelo gerente da empresa onde foram adquiridas o bambu para realização deste trabalho, localizada em Herdade Fontes no Alentejo, esta empresa faz de Portugal o maior viveiro de bambus da Europa e exporta para a união europeia cerca de 80% de toda a sua produção. Entretanto no decurso da pesquisa de bambu a usar neste trabalho, foram encontradas pequenas plantações de bambu na região de Aveiro, mais concretamente no concelho de Vagos e no principal jardim da cidade, e em Coimbra na Mata Nacional do Choupal. Porém dadas as dificuldades na obtenção de informação

relativa a idade e espécie da planta, recorreu-se a um comerciante especializado para o seu fornecimento.

3.2.2.1. Identificação da espécie através das dimensões do colmo

Devido a sua grande variedade, a determinação da espécie de bambu, pode acarretar teste laboratoriais muito trabalhosos que por vezes, em muitas frentes de utilização, não é fácil o seu acesso. Assim, durante séculos de utilização desta planta, foram desenvolvidas formas práticas e simplificadas de identificação da espécie ou género do bambu. Uma das formas de identificar a espécie do bambu, vem do conhecimento de que ela é a única planta que tem uma relação matemática entre o perímetro da circunferência do colmo (entrenó) e o seu comprimento (Hidalgo-López 2003). Assim, (Dickan, 1941), citado por (Hidalgo-López 2003), desenvolveu uma teoria interessante relacionada com a identificação da espécie de bambu, utilizando como diagnóstico a relação matemática que existe entre o perímetro da circunferência do colmo "C", medido de uma altura de 1,35 metros acima do solo, e do comprimento do entrenó "L", localizado neste elevação. Deste modo, foi catalogado a relação "C/L" para as espécies da Tabela 3.10.

Tabela 3.10 Catalogação da relação C/L para algumas espécies de bambu (Dickan , 1941).

Espécie	C/L
<i>Bambusa waming Br.</i>	1,4
<i>Dendrocalaus giganteus Mun.</i>	1,2
<i>Thyrsostachys siamensis Gam.</i>	0,94
<i>Bambusa vulgaris Schrad.</i>	0,92
<i>Bambusa vulgaris var. striata Riv.</i>	0,90
<i>Dendrocalamus membranaceus Mun.</i>	0,70
<i>Melocanna Bambusoides Trin</i>	0,44
<i>Cephalostachyum pergracile Mun.</i>	0,35
<i>Melocanna humilis Kurz</i>	0,17

A altura de 1,35m acima do solo, foi sugerida por uma questão de conveniência, pois é fácil de alcançar e normalmente não é coberto por bainhas persistentes que se sobrepõem no colmo e não exige o corte da planta. As espécies adequadas para a construção são os de géneros tropicais *Bambusa*, *Chusquea*, *Dendrocalamus*, *Gigantochloa*, *Guadua*, *Melocanna* e *Otatea*, e os géneros temperados *Phyllostachys* e *Pseudosasa* (Hidalgo-López 2003).

3.2.3. Características físicas e químicas do colmo

O colmo do bambu tom a forma cilíndrica geralmente oco, existindo algumas espécies com colmo maciço. As suas dimensões variam muito em função da espécie, clima do local e idade. Seu diâmetro decresce ao longo do comprimento de baixo para cima e, é intercalado por nós pobres em fibras. A superfície exterior (casca) é coberta por duras e lustrosas cutículas que evitam a perda de água no bambu (Hidalgo-Lopéz 2003).

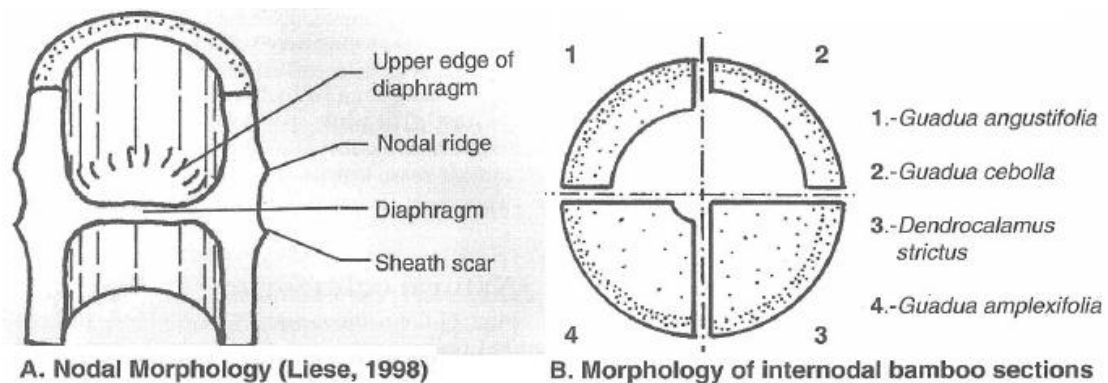


Figura 3.23 (Hidalgo-Lopéz 2003) - Morfologia da parte nodal e internodal.

A parede do colmo é constituída por fibras de poucos milímetros feitas de lignina e silício, mais concentradas na zona da casca e alinhadas paralelamente entre elas e envolvidas no tecido parênquima, proporcionando excelentes propriedades mecânicas construtivas. As paredes das células do bambu é um composto feito de um rígido polímero de celulose em uma matriz de lignina e hemicelulose. O silício agrega resistência mecânica ao bambu, enquanto que a matriz lignina confere flexibilidade (Ghavami^a and Marinho 2005).

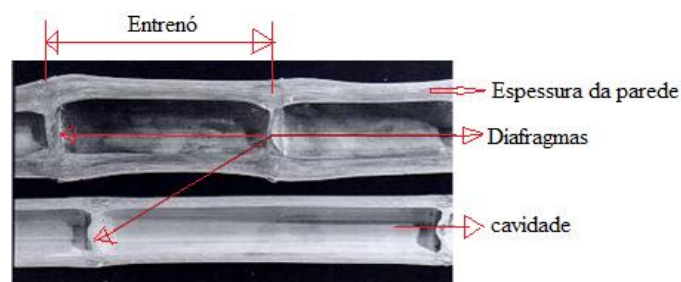


Figura 3.24 (Cruz 2002)- Corte longitudinal de bambu de colmo oco.

Do ponto de vista anatômico, a parede do colmo é constituído por cerca de 40% de fibras, 50% de parênquima (polímero de amido) e 10% de células condutoras (vasos). A função

dos vasos é de transporte de nutrientes da raiz às demais partes da planta e são reforçados por um tecido (esclerênquima) que lhes confere resistência. A forma, o tamanho, e a distribuição da configuração estrutural do conjunto vascular, variam no entrenó e ao longo do comprimento do colmo, sendo a estrutura completamente diferente, na base, no centro e no topo do colmo (Liese 1980). Na Figura 3.25, são apresentadas as imagens microscópicas da secção da parede do bambu.

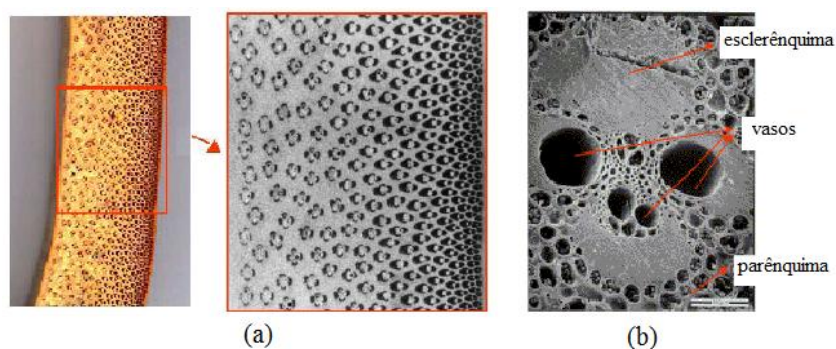


Figura 3.25 a) - (Ghavami^b 2005) -Variação da distribuição das fibras na secção da parede do colmo; b) - (Liese 1980) - Conjuntos dos vaso da parede do bambu.

3.2.4. Cultivo e extração destinado à construção

O cultivo de bambu é um procedimento simples, mas requer alguns cuidados. O plantio das mudas não pode ser muito próximas umas das outras, para permitir a expansão do rizoma. Embora a planta desenvolva em mais variados tipos de climas, é importante que o cultivo seja em zonas de precipitação considerável e na época das chuvas, pois a humidade é fundamental para o bom desenvolvimento da planta. Geralmente esta planta é apta a qualquer tipo de solos, no entanto deve-se evitar solos ácidos, argilosos e os sujeitos a encharcamentos (Barboza, Barbirato et al. 2008). O bambu é uma cultura perene e não requer replante, com ciclo de vida bastante longo, que segundo (Caeiro 2010), as espécies maiores atingem mais de 100 anos.

A extração das canas de bambu destinados a construção, deve ser feito com idade entre 3 e 6 anos, na estação seca do ano e com a lua em fase minguante, altura em que os colmos estão com menor teor de água e da seiva, sendo deste modo, menos vulneráveis aos ataques biológicos (fungos, insetos e cupins) para além de pesarem menos. O corte deve ser a seco e preciso, efetuado com material apropriado de modo a não rachar o colmo. Para evitar o apodrecimento do rizoma, o corte deve ser feito sempre a uma altura entre 15cm e

30cm acima do solo. Em cada colônia da planta, não se pode cortar mais de 80% de bambus do grupo e, deve-se deixar alguns bambus maduros dispersos na área para que a planta não seja muito abalada, pois os bambus maduros fornecem nutrientes aos mais jovens. Para aumentar a durabilidade da cana, recomenda-se que após o corte, o bambu permaneça por aproximadamente 30 dias no local de cultivo e a sombra, na posição vertical e isolado do solo, com as suas ramas e folhas no topo. Este procedimento evita que o bambu seque rapidamente e rache-se, para além de prevenir contra ataques de fungo (Lengen 2004).

3.2.5. Patologias do bambu

Todas as espécies de bambus são vulneráveis aos ataques de microrganismos. Segundo (Hidalgo-Lopéz 2003), geralmente os microrganismos e insetos que atacam a planta de bambu, são diferentes as que atacam o bambu cortado, a menos que o bambu seja cortada já com os colmos doentes. Na planta de bambu, nem todos os fungos são prejudiciais, alguns criam manchas na superfície, formando belos padrões no colmo, que são depois usados para fazer objetos de arte muito caros.

O bambu é altamente suscetível a ataques de microrganismos e insetos se for colhido com idade inferior à 3 anos e se estiver sujeita a teores de humidade acima do seu ponto de saturação (18%). Os agentes nocivos ao bambu, varia em função do clima e ambiente de exposição. Por exemplo, nas zonas tropicais, o ataque dos fungos de podridão (parda, branca e mole) podem produzir danos severos e reduzir a durabilidade natural do bambu, o bambu exposto as águas do mar os organismos marinhos podem levar ao seu apodrecimento em menos de um ano. Na Colômbia onde há tradição de uso combinado de bambu e madeiras duras na construção de casas, (Hidalgo-Lopéz 2003) reporta que, os besouros ou brocas que atacam o bambu, geralmente não atacam a madeira e vice-versa, enquanto que as térmitas subterrâneas atacam os ambos.

Os colmos quanto mais seccionados e com casca ferida, ficam mais vulneráveis aos ataques dos fungos e insetos e, por outro lado, o armazenamento de bambu em ambientes húmidos e não ventilados proporcionam condições adequadas ao desenvolvimento de diversas patologias do colmo, o que deve ser evitado.

3.2.6. Tratamentos

A técnica de tratamento e conservação dos materiais de construção civil, é uma prática muito usual na qual sem ela, os materiais teriam uma longevidade reduzida. A madeira necessita de processos adequados de secagem e proteção, o aço requer uma camada protetora para evitar a oxidação, o betão sofre degradação química quando sujeito às intempéries, pelo que deve receber revestimento, e as estruturas em terra devem ser protegidas da água e normalmente são caiadas.

A durabilidade do bambu está muito dependente das condições de colheita (idade, época do ano), tratamento a seguir ao corte e as condições de armazenagem ou conservação. As condições ideais de colheita e secagem são referidos no Ponto 3.2.4. Outra forma de tratar o bambu, segundo (Lengen 2004), é imergir as canas cortadas sem as folhas um canal de água durante 4 semanas. A seguir, põe-se a secar durante 2 meses ao ar livre, protegido do sol e da chuva, dispostos em camadas de modo que todos os colmos estejam ventilados.

O processo de secagem acima referido é moroso, um processo acelerado consiste em usar fogo. Este processo pode ser feito construindo um forno sobre a terra escavada e com paredes de tijolo para conservar o calor. O bambu é colocado sobre o calor, uns 50cm acima do fogo brando, de modo a secar uniformemente. Em alternativa, este processo pode ser feito usando maçarico, estufas elétricas para plantas ou outros meios de produção de calor. O processo de secagem usando o fogo/calor é um procedimento delicado que requer muito cuidado para não carbonizar as fibras, fletir ou rachar o bambu. Contudo, com este procedimento o bambu fica mais resistente aos insetos (Lengen 2004).

Outras formas naturais de tratamento de bambu, é imergir (sempre depois de previamente secos) em líquidos como esterco, creosote ou bórax, que podem ser dissolvidos em água, ou usar sem dissolução, nata de cal (caiação), cera de abelha, ou óleo de linhaça (Lengen 2004).

Em alternativa aos processos naturais de tratamento de bambu, podem ser aplicados conservantes químicos específicos para efeito, usando processo simples como imersão, transpiração ou impregnação (Ghavami^b 2005). Os tratamentos químicos normalmente são mais eficientes que os naturais, e deve ser antecedido sempre por uma boa prática de colheita e secagem dos colmos.

Na construção das fundações ou implantação de pilar de bambu no solo, é recomendável que a parte enterrada do bambu seja queimada até ficar ligeiramente carbonizada, ou tratar com o asfalto. E a volta da fundação, recomenda-se o uso da terra misturada com asfalto (Lengen 2004).

3.2.7. Durabilidade

Como se viu nos pontos anteriores, como a madeira, o bambu é vulnerável às condições ambientais e principalmente aos ataques de insetos e fungos. A vida útil do bambu varia com a espécie, idade de corte, tratamento, conservação e técnica aplicada na construção. Geralmente, os bambus com paredes espessas, por possuírem maior quantidade de parênquima (parte mole da parede onde se concentra o amido, fonte alimentar dos insetos e fungos), têm durabilidade baixa relativamente às espécies de parede delgada. E na maioria das espécies, os colmos de topo têm maior durabilidade que os colmos médios e da base, pela razão de os colmos do topo serem mais delgados, com maior concentração de fibras e possuírem menos parênquima que as restantes partes do colmo. Assim, a durabilidade natural das espécies gigantes do bambu é baixa (Hidalgo-Lopéz 2003).

De acordo com (Janssen 2000), os estudos sobre a durabilidade das diferentes espécies de bambu ainda é muito escasso. A investigação sobre as diferenças entre espécies iria permitir a seleção de espécies com melhor durabilidade natural, avaliar se satisfazem os requisitos de vida em serviço esperado para um determinado produto e a viabilidade económica do investimento.

Estudos realizados na China, Índia, Indonésia e Filipinas, onde são praticadas a técnica de uso de bambu a vista nas construções, indicaram que os bambus quando expostos em áreas abertas sujeitas às intempéries e em contacto com o solo, têm em condições normais uma vida útil de 1 a 2 anos, enquanto quando protegido das intempéries e isolado do solo, podem durar 3 a 5 anos. Porém, quando aplicados em ambientes fechados, os bambus podem durar entre 6 e 8 anos. Entretanto, foi observado que os bambus das cozinhas rurais, sujeitos a fumaça, a sua vida útil prolongava-se entre 10 à 15 anos (Hidalgo-Lopéz 2003).

A aplicação de bambu em matrizes de terra contendo cal aumentam grandemente a sua durabilidade. Na Colômbia, na histórica região Manizales, são encontradas construções

de mais de 100 anos e que conservam bom estado, em que os bambus não tratados foram aplicados nas construções de alvenaria do tipo bahareque (ver Figura 3.26). No Peru, o Palácio de Viceroy Amat (Figura 3.27), em Lima, construído em 1938, foi aplicado uma técnica de construção de paredes que utiliza tramas de bambu preenchidas com argamassas de cimento portland, denominada Quincha Moderna. Assim, todas as paredes são feitas desta técnica e, os forros e as estruturas de cobertura são feitos de bambu. Estes edifícios constituem testemunhos da durabilidade do bambu, usado em matriz cimentícia.



Figura 3.26 (Hidalgo-López 2003) casa construída no século XIX em Manizales-Colômbia, com mais de 112 anos e em bom estado devido a boa manutenção.

Entretanto, (Lima, Willrich et al. 2008) realizaram um estudo para verificar se a alcalinidade elevada do batão, $\text{Ph} = 13$, degrada a resistência do bambu, uma vez que segundo eles, alguns autores alegam a ocorrência de degradação dos materiais vegetais quando utilizado no reforço de matrizes cimentícia. Nesse estudo de durabilidade, realizados com espécie *Dendrocalamus giganteus*, imersos em solução de hidróxido de cálcio durante 60 ciclos, não foram verificados valores significativos de redução de resistência à tração e o módulo de elasticidade do bambu.



Figura 3.27 (Padovan 2010) palácio Viceroy Amat, Lima-Peru feito de bambu.

Entretanto, no trabalho realizado por (Ghavami^b 2005) comparou-se as condições de degradação de reforço de dois pilares de betão. Um dos pilares reforçado com bambu tratado contra insetos e microrganismos que depois de ensaiado, ficou exposto às intempéries na Universidade Católica do Rio de Janeiro durante 15 anos, e outro pilar reforçado com aço que fazia parte da estrutura do túnel do metro de Rio de Janeiro, com 10 anos de serviço. O autor constatou que o reforço de bambu estava em boas condições enquanto que as armaduras de aço do pilar com 10 anos, estava severamente corroída e requeria a sua substituição (ver Figura 3.28). Seguidamente testou-se as amostras de bambu do reforço do pilar, onde verificou-se uma ligeira redução da resistência à tração do mesmo, relativamente a resistência das amostras não tratada do mesmo bambu. Assim, (Ghavami^b 2005) sugere a pesquisa de aditivos que baixem a alcalinidade do betão para melhorar a durabilidade de reforço feito com materiais vegetais.



Figura 3.28 (Ghavami^b 2005) comparação da durabilidade de reforço de bambu, a) - após 15 anos em exposição ao ambiente e, b) - do aço após 10 anos em aérea fechada.

Atualmente vários projetos de aplicação de bambu à vista na construção, têm sido executados, graças a aplicação dos métodos de tratamento químicos dos colmo, permitindo uma longevidade que pode prolongar por mais de 20 anos.

3.2.8. Propriedades mecânicas e características geométricas do bambu usado na construção das lajes

O bambu usado na construção das lajes é da espécie *Phyllostachys nidulária* de 30-40mm de diâmetro e 5 anos de idade, adquiridas numa herdade no Alentejo. Com este bambu foram medidas as espessuras das paredes dos colmos e as áreas da secção anelar. Depois

foram realizados ensaios de tração longitudinal e de corte da secção transversal dos colmos.

Para a caracterização da resistência à tração do bambu, foram produzidos provetes com as dimensões indicadas na Figura 3.29. No provete, a zona de estrangulamento é constituída pela área nodal e internodal do colmo, para induzir-se a rotura nesta secção. Para se produzirem resultados mais representativos, na produção dos provetes, seleccionaram-se colmos da base do caule (provetes designados com a letra *B*) e do topo (provetes designados com a letra *T*), para diferentes canas de bambu. A nomenclatura usada foi, Li,j , onde L corresponde a provetes retirados da base do caule ou do topo (*B* ou *T*), conforme a zona do colmo na planta, i é o número que representa a cana de onde o colmo foi extraído e j corresponde ao número do provete nesse colmo.

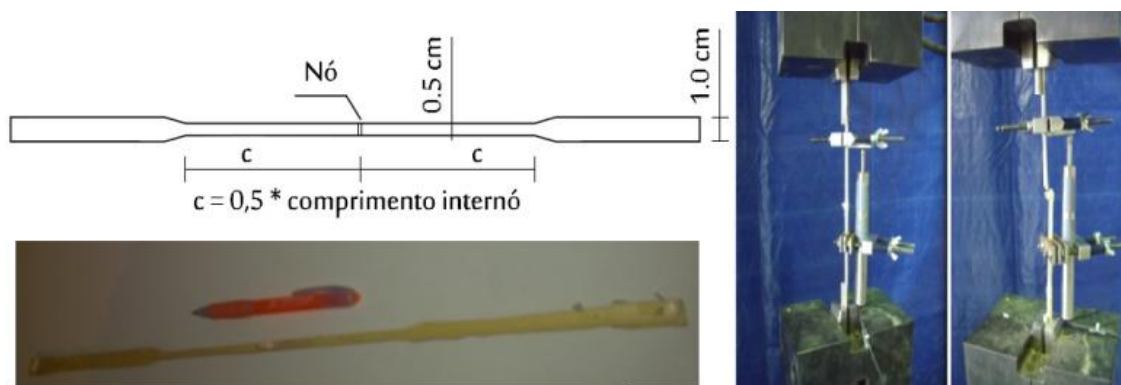


Figura 3.29 Corpo de prova e ensaio de tração dos provetes de bambu.

Os resultados dos ensaios à tração do bambu são apresentados na Figura 3.30. Todos os provetes romperam pela zona nodal, o que permite concluir-se que esta é a parte mais frágil do colmo. Verificou-se ainda que o bambu apresenta um comportamento linear à tração e uma rotura frágil. Assim, o módulo de elasticidade média (ver Tabela 3.11) foi determinado como a média dos módulos de elasticidade de cada corpo de prova, obtido considerando a tangente secante dos pontos limitados entre 30% e 70% da tensão máxima de rotura.

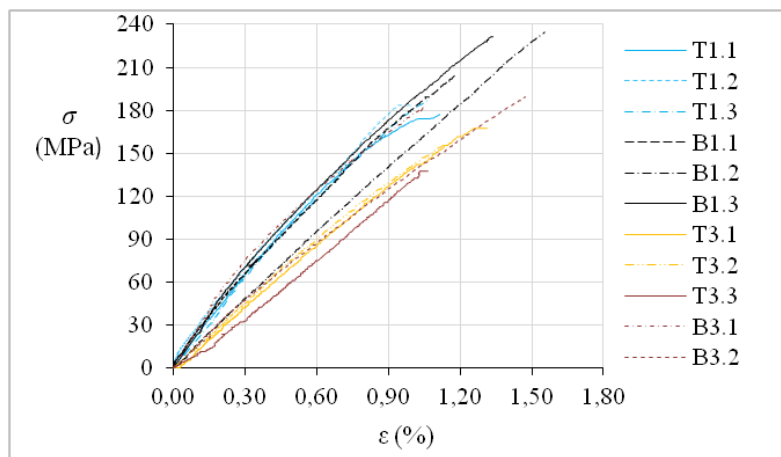


Figura 3.30 Relação tensão vs. extensão dos ensaios de tração do bambu.

Dado o comportamento linear do bambu à tração, considera-se válido a hipótese de proporcionalidade baseada na Lei de Hooke, dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_b \quad (3.10)$$

Onde:

σ_b — é a tensão de tração do bambu;

ε_b — é a extensão do bambu;

E_b — é o módulo de elasticidade.

Para a realização do ensaio de corte da secção transversal do bambu, foram produzidas taliscas de bambu cuja corda do arco que forma a sua secção transversal mede 2cm. Estas taliscas foram dispostas de forma a atravessar três placas feitas de argamassa de grout com 4cm de espessura cada, separadas por uma membrana lubrificada de plástico, de modo a reduzir o atrito entre as superfícies adjacentes das placas (ver Figura 3.31).



Figura 3.31: Produção dos provetes para ensaio de corte transversal do bambu.

No ensaio segundo a Figura 3.32 a força foi aplicada com a concavidade da talisca voltada para cima e para baixo. Assim, verificou-se que as taliscas ensaiadas com concavidade

voltada para cima tiveram resistência média ao corte de 95MPa, enquanto para as taliscas ensaiadas com concavidade voltada para baixo, tiveram uma resistência correspondente a 79% da primeira disposição, com um valor de 75MPa.

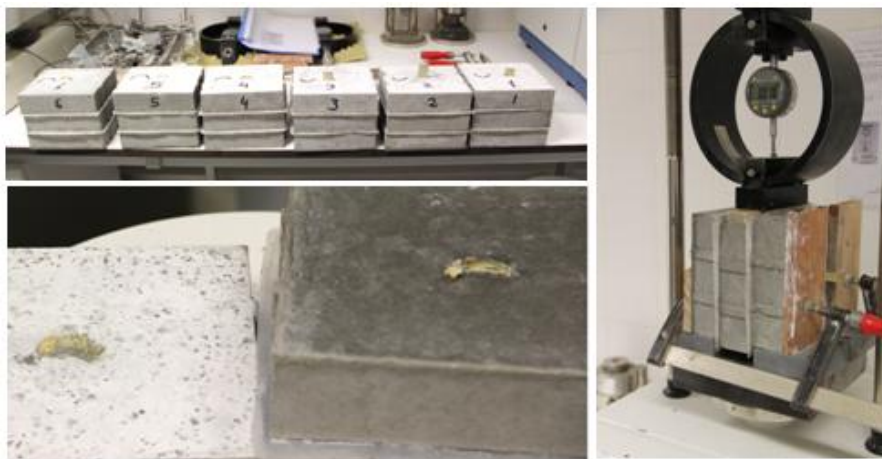


Figura 3.32 Provetes e esquema de ensaio de corte de bambu.

Na Tabela 3.11 são apresentados os valores médios das características mecânicas e geométricas dos colmos de bambu usado na produção das lajes.

Tabela 3.11 Resumo das características do bambu usado.

<i>Parâmetro</i>	<i>Valor</i>
Tensão máxima média à tração, f_{sbm}	186MPa
Módulo de elasticidade média à tração, E_b	16GPa
Extensão média máxima à tração, ε_{bu}	1,16%
Tensão de corte transversal, f_{cob}	75MPa
Diâmetro médio externo, D_b	36mm
Espessura média da parede, e_b	4,0mm
Área média da secção transversal, A_{bun}	40,2mm ²

Capítulo IV - BASES PARA O DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

Qualquer estrutura ou elemento estrutural, no seu conjunto ou em parte, deve poder resistir com uma conveniente margem de segurança aos esforços oriundos das solicitações (carregamentos ou deformações) impostas durante a fase de construção e a fase de utilização ao longo da vida útil da estrutura. Além disso, a estrutura não pode apresentar deformações excessivas que possam comprometer a sua utilização, ou elevado grau de fissuração que possa comprometer a sua durabilidade, a sua estética ou mesmo a sua utilização.

Deste modo, se impõe que no dimensionamento de uma estrutura ou elemento estrutural sejam garantidas os requisitos de segurança, conforto e durabilidade durante a vida útil da estrutura, para além de a solução encontrada deve-se traduzir na opção mais económica.

Neste trabalho as fórmulas de dimensionamento das lajes serão obtidas com base em pressupostos muito simplificados e focados na garantia do bom desempenho das lajes para as condições de solicitações de curta duração, sendo que as mesmas fórmulas podem não garantir a manutenção deste desempenho a longo prazo, pois esta análise não faz parte do objeto de estudo desta dissertação, constituindo desta forma uma recomendação para trabalhos futuros.

4.1. FLEXÃO

O dimensionamento a flexão será realizado admitindo como válidas as seguintes hipóteses:

- O bambu mantém um comportamento elástico linear até à rotura;
- O solo atinge o comportamento plástico não linear;
- Hipótese de Navier-Bernoulli, após a deformação, as secções transversais mantêm-se planas e perpendiculares às fibras deformadas. Assim, a deformação de uma fibra genérica da secção é diretamente proporcional à sua distância ao eixo neutro;

- Estão criadas as condições de perfeita aderência entre o bambu e a terra, de modo que as armaduras estejam sujeitas às mesmas deformações da terra que a envolve;
- Despreza-se a resistência à tração da terra no dimensionamento ao estado limite último.

Desta forma o cálculo do momento resistente das lajes é realizado aplicando o princípio de equilíbrio das forças axiais e de momentos da secção transversal de acordo com o esquema da Figura 3.15.

$$\begin{cases} F_c = F_s \\ M_R = F_c Z = F_s Z \end{cases} \quad (4.1)$$

Considerando o diagrama retangular de distribuição de tensões da argamassa de terra tem-se (ver Figura 3.15):

$$Z = d - \frac{\lambda x}{2} \quad (4.2)$$

Sabendo que $\alpha = \frac{x}{d}$, sendo que $0 < \alpha < 1$, implica que $x = \alpha \times d$. Substituindo x na Expressão (4.2), fica-se com a seguinte expressão:

$$Z = \left(1 - \frac{\lambda}{2} \alpha\right) d \quad (4.3)$$

$$F_c = b \lambda x \eta f_{csm} = b \lambda \eta f_{csm} d \alpha \quad (4.4)$$

$$F_s = A_b \sigma_b \quad (4.5)$$

Ao se considerar a Expressão (3.10), a força de tração nas armaduras F_s dada pela Expressão (4.5), fica assim expressa:

$$F_s = A_b \varepsilon_b E_b \quad (4.6)$$

Onde:

$$\varepsilon_b = \frac{(1 - \alpha) \varepsilon_{cs}}{\alpha} \quad (4.7)$$

ε_{cs} —é a extensão de compressão da argamassa de terra.

4.2. ESFORÇO TRANSVERSO

A análise do esforço transverso nas lajes, é baseada nos modelos usados em estruturas de betão armado. Uma viga ou laje de betão armado não fendilhada sujeitos a flexão simples, a distribuição de tensões na estrutura (admitindo um comportamento elástico) ocorre conforme as trajetórias definidas na Figura 4.1 (Marchão 2010).

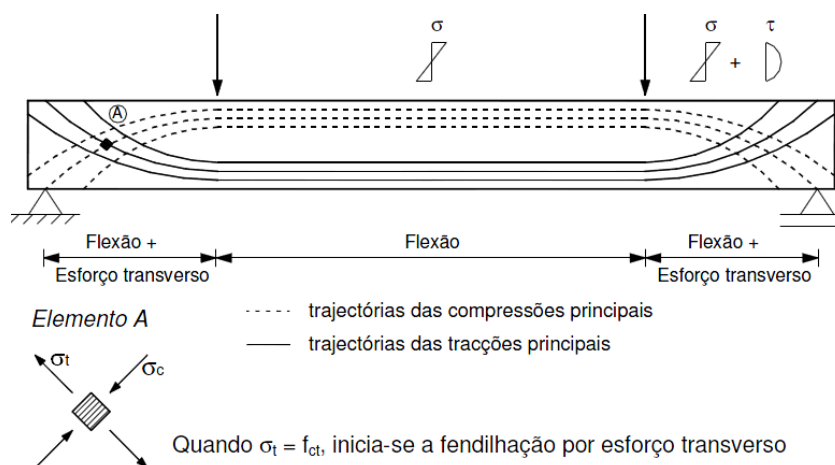


Figura 4.1 (Marchão 2010) distribuição longitudinal de esforços de compressão na laje.

Após a fendilhação, o mecanismo de rotura na zona de esforço transverso ocorre por compressão nas bielas oblíquas, por tração normal às bielas ou por escorregamento ou insuficiência da armadura inferior (neste último caso contribui também o momento).

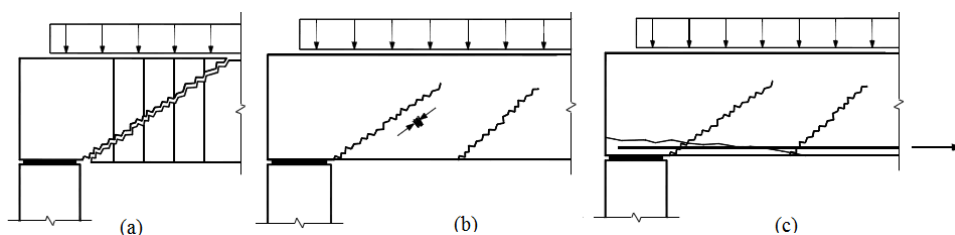


Figura 4.2 (Marchão 2010) - possíveis modos de rotura : a) Rotura de estribos; b) - Rotura por esmagamento da terra (nas bielas comprimidas); c) - Rotura por arrancamento de armadura inferior do apoio ou por escorregamento.

O modelo de distribuição de tensões e os mecanismos de rotura da estrutura, descritas na Figura 4.1e Figura 4.2 respetivamente, permite assemelhar o modelo à uma treliça, onde as armaduras transversais e longitudinais (de tração) funcionam como tirantes e o betão comprimido, com uma resultante assimilável a uma escora ou biela comprimida (Marchão 2010).

Assim, as expressões a serem obtidas para o dimensionamento ao esforço transversal, serão deduzidas com base na análise do modelo de treliça para a transmissão de cargas nos apoios, em que cada barra representa (ou é resultante de) um campo de tensões conforme a Figura 4.3 (Marchão 2010). Procurou-se também fazer alguma analogia a abordagem do Eurocódigo 2, EC2 (LNEC 2010).

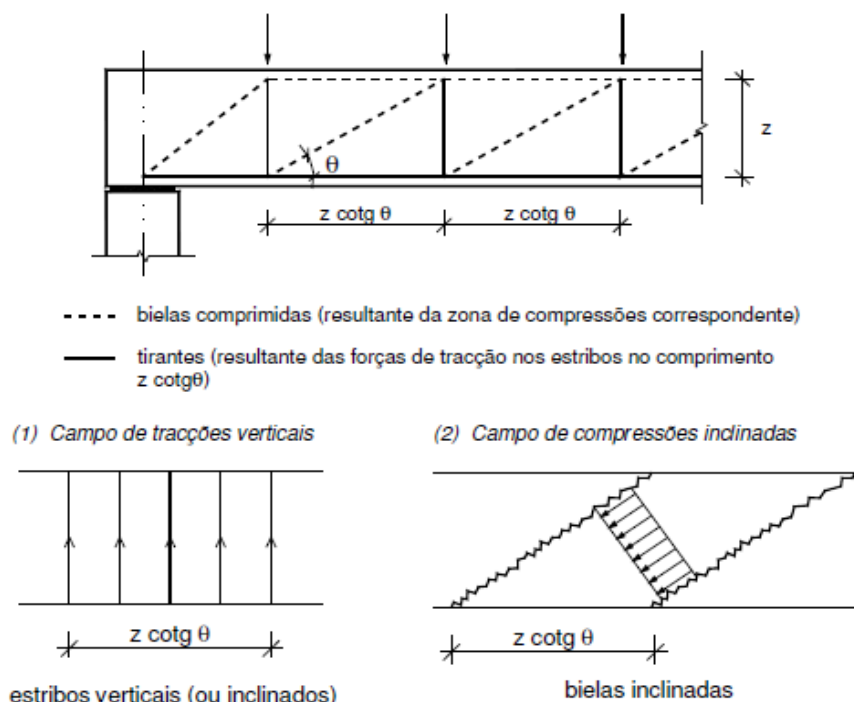


Figura 4.3 Modelo de treliça para transmissão de cargas nos apoios.

Deste modo, passa por garantir-se que a rotura não ocorra por compressão das bielas nem por tração normal a esta (estribos).

4.2.1. Esforços nas bielas

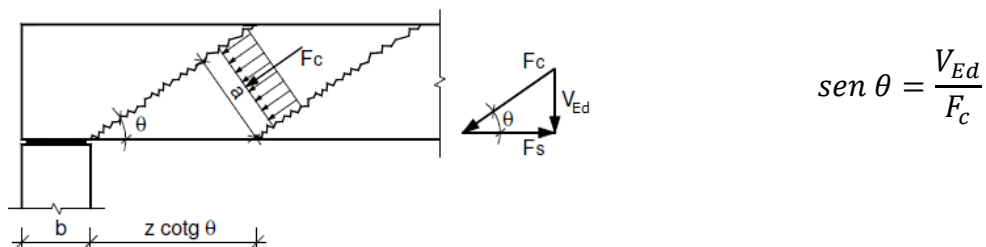


Figura 4.4 (Marchão 2010) Modelo de transmissão de esforços nas bielas.

Por interpretação geométrica da Figura 4.4, obtém-se a expressão da tensão de compressão da terra nas bielas comprimidas, conforme descreve-se abaixo:

$$\operatorname{sen} \theta = \frac{a}{Z \cot g \theta} \Rightarrow a = Z \operatorname{sen} \theta \cot g \theta = Z \cos \theta$$

$$\sigma_c = \frac{F_c}{b_w a} = \frac{F_c}{b_w Z \cos \theta} \Rightarrow F_c = \sigma_c b_w Z \cos \theta$$

$$\operatorname{sen} \theta = \frac{V_{Ed}}{F_c} = \frac{V_{Ed}}{\sigma_c b_w Z \cos \theta}$$

Assim,

$$\sigma_c = \frac{V_{Ed}}{b_w Z \cos \theta \operatorname{sen} \theta} \quad (4.8)$$

De acordo com (Marchão 2010), o *EC2* limita a tensão nas bielas comprimidas em:

$$\sigma_c \leq v f_{cd} \quad (4.9)$$

Onde para o betão $v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ e f_{cd} é o valor de cálculo da tensão do betão à compressão.

Por não terem sido encontradas mais referências sobre limitação da tensão nas bielas comprimidas, neste trabalho, esta tensão será limitada conforme o *EC2*, como se observa na Expressão (4.6).

$$\sigma_c = \frac{V_{Ed}}{b_w Z \cos \theta \operatorname{sen} \theta} \leq v f_{csm} \quad (4.10)$$

Onde:

V_{Ed} – o valor de cálculo do esforço transversal atuante;

b_w – é a largura da secção da laje considerada no cálculo;

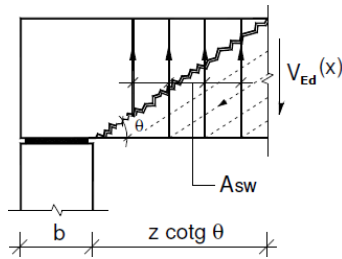
Z – é o braço do binário da força axial na secção transversal, dada pela Expressão (4.3);

θ – o *EC2* limita $21,8^\circ \leq \theta \leq 45,0^\circ$, com esta referência, admitir-se-á $\theta = 21,8^\circ$;

v – por simplificação, admite-se como sendo igual a 0,5;

f_{csm} – é valor da tensão média da argamassa a compressão.

4.2.2. Esforços nos estribos



$$F_s \geq V_{Ed} \Leftrightarrow A_{sw} f_{sw} \geq V_{Ed}$$

$$\Leftrightarrow \frac{A_{sw} f_{sw}}{S} \geq \frac{V_{Ed}}{Z \cotg \theta}$$

Figura 4.5 (Marchão 2010) modelo de cálculo de estribos verticais.

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq \frac{V_{Ed}}{Z \cotg \theta f_{sw}} \quad (4.11)$$

Onde:

$\frac{A_{sw}}{S}$ – área de estribo por unidade de comprimento;

A_{sw} – área do estribo;

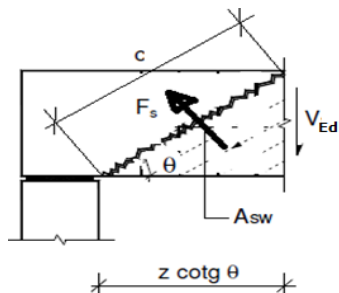
S – espaçamento do estribo;

$\cotg \theta$ – segundo o EC2 $1 \leq \cotg \theta \leq 2,5$, neste trabalho irá adotar-se $\cotg \theta = 2,5$, em concordância com $\theta = 21,8$;

f_{sw} – o valor da resistência a tração do estribo.

4.2.3. Dispensa de armadura de esforço transverso

Geralmente, em estruturas pouco solicitadas como as lajes, procura-se que a resistência ao esforço transverso seja garantida pela espessura da matriz cimentícia, de modo a tornar simples a sua execução. Dado a baixa resistência das argamassas de terra relativamente ao betão, procurou-se deduzir de forma muito simplificada a expressão para verificar a dispensa da armadura de reforço ao esforço transverso, como se segue a seguir.



$$c = \frac{Z}{\text{sen } \theta}$$

$$A_{sw} = \frac{Z b_w}{\text{sen } \theta} \quad (4.12)$$

Figura 4.6 Estribos oblíquos (normais às bielas) para verificação de tensões na superfície de rotura por esforço transverso.

Considere-se a Expressão (4.11), se substituir-se A_{sw} pelo valor dado pela Expressão (4.12) e f_{sw} pelo valor médio da tensão de rotura da argamassa à tração f_{tsm} , obtém-se a seguinte expressão:

$$\Leftrightarrow S \leq \frac{Z^2 b_w f_{tsm} \cotg \theta}{V_{Ed} \sen \theta} \quad (4.13)$$

Desta expressão, se considerar-se que os estribos com espaçamentos $S \geq 2 \times Z \cotg \theta$ deixam de ser eficientes, então a armadura de esforço transverso, pode ser dispensado caso:

$$S = \frac{Z^2 b_w f_{tsm} \cotg \theta}{V_{Ed} \sen \theta} \geq 2 Z \cotg \theta$$

Assim obtém-se a Expressão (4.14) para a verificação da dispensa de armadura de esforço transverso.

$$V_{Ed} \leq \frac{Z b_w f_{tsm}}{2 \sen \theta} \quad (4.14)$$

4.3. ESCORREGAMENTO DAS ARMADURAS

Em casos em que exista ações exteriores de momento e esforço transverso, as tensões horizontais atuantes no banzo traccionado e no banzo comprimido, resultam da força devido o momento, adicionado a componente horizontal da resultante das forças nas bielas de compressão devido ao esforço transverso (Marchão 2010).

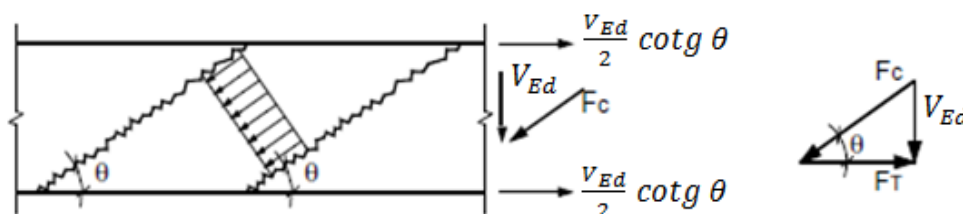


Figura 4.7 (Marchão 2010) Distribuição do esforço transverso pelos banzos.

$$F_T^V = F_c \cos \theta = \frac{V_{Ed}}{\sen \theta} \cos \theta = V_{Ed} \cotg \theta$$

Pelo equilíbrio estático, a resultante dos esforços axiais tem de ser nula. Assim, a componente horizontal da força F_c devido a ação do esforço transverso, é equilibrada pela variação das forças de tração e compressão devidas ao momento atuante. Mas, para não

alterar o momento atuante na secção, a força F_T^V deve estar distribuído igualmente pelo banzo traccionado e comprimido (Marchão 2010).

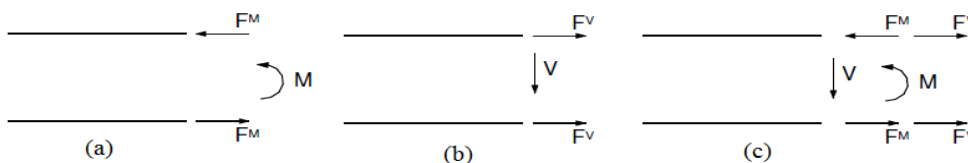


Figura 4.8 Distribuição das forças nos banzos devido a M e V. a) - forças nas secções onde há apenas momento; b) - forças nas secções onde há apenas esforço transversal; c) - forças nas secções onde há momento e esforço transversal.

$$F^M = \frac{M_{Ed}}{Z} \tag{4.15}$$

$$F^V = \frac{V_{Ed}}{2} \cotg \theta \tag{4.16}$$

Para avaliar a força nas armaduras tracionadas numa dada secção, bastará dividir a força no banzo traccionado pelo número de armaduras longitudinais. Considerando a situação mais gravosa dos casos descritos na Figura 4.8, o cálculo das forças atuantes de escorregamento em cada armadura é dada pela expressão abaixo.

$$F_{cnet} = \frac{F^V}{n_a} + \frac{F^M}{n_a} \tag{4.17}$$

Onde:

F_{cnet} – força de escorregamento em cada armadura;

n_a – número de armaduras longitudinal de tração.

Se desprezar-se a aderência entre a argamassa de terra e o bambu quando aplicado armaduras de canas com secção transversal inteira, o cálculo dos conectores necessários para conter o escorregamento procede-se usando a Expressão (4.18).

$$n_{cnet} \geq \frac{F_{cnet}}{A_{cnet} \sigma_{cnet}} \tag{4.18}$$

Onde:

n_{cnet} – número de conectores necessários por armadura para ancorar a força F_{cnet} ;

A_{cnet} – área da secção transversal efetiva que contribui para resistência aos esforços de corte do conector;

σ_{cnet} – tensão de corte do conector.

Após o cálculo do número de conectores, é necessário verificar o esmagamento da terra devido aos efeitos da tensão de compressão transmitida por estes, através da expressão seguinte:

$$n_{cnet} \geq \frac{F_{cnet}}{D_b h_b f_{csm}} \quad (4.19)$$

Sendo D_b o diâmetro externo do colmo em caso de uso de conectores de secção inteira, h_b é a altura do conector em contacto efetivo com a terra e f_{csm} é a tensão resistente à compressão da terra estabilizada.

4.4. DEFORMAÇÃO DE ELEMENTOS SUJEITOS À FLEXÃO SIMPLES

A deformação de uma estrutura não deve ser prejudicial ao seu correto funcionamento ou ao seu aspeto. Por isso, são estabelecidos valores limites de deformações apropriados, tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias e acessórios, as exigências funcionais da estrutura e não devem exceder os valores compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura, tais como divisórias, envidraçados, revestimentos, redes ou acabamentos. Em pavimentos e coberturas planas, os limites impostos as deformações devem evitar a acumulação de águas pluviais (LNEC 2010).

4.4.1. Modelo de cálculo da flecha baseado na curva de comportamento histerético

A terra estabilizada armada com bambu é um material heterogéneo, cujo seu desempenho às forças de compressão é assegurada pela terra, e à tração é garantida pelo bambu, aproveitando desta forma as melhores propriedades funcionais dos dois materiais. A partir do conhecimento do comportamento de cada material isolado, é possível, com o auxílio de determinadas hipóteses, determinar as relações de comportamento do material heterogéneo formado pela associação dos dois materiais. Este conhecimento pode ser referido a nível das secções, por meio de relações momento-curvaturas ou momento-rotações, ou ao nível dos elementos, através das relações força-deslocamentos generalizados (Costa 1989) (Varum 1995).

Neste ponto, pretende-se que, a partir das curvas experimentais de força-deslocamento de comportamento da terra armada, definir um modelo simplificado de

aproximação multi-linear à referida curva e, relacionar com as curvas de comportamentos dos materiais constituintes (terra estabilizada e bambu), por forma à definir um método analítico versátil de comportamento de elementos estruturais de terra estabilizada armada com bambu para o seu dimensionamento, nomeadamente no cálculo das deformações, conhecendo as propriedades isoladas da terra estabilizada e do bambu descritos nos pontos anteriores.

Dos dois materiais que compõem as lajes, observa-se que a terra estabilizada tem uma curva de tensões-extensões não linear (ver Figura 3.17 e Figura 3.18), enquanto que o bambu, tem o seu diagrama de tensões-extensões que se pode considerar linear (ver Figura 3.30). Assim, admite-se que o comportamento não linear da laje, seja governado pelas propriedades não lineares da terra estabilizada.

Segue-se a análise teórica das fases de distribuição das tensões na secção devido a forças axiais no processo de carregamento de um elemento sujeito a flexão simples, por forma a identificar os pontos de referências para a proposta do modelo de comportamento da estrutura.

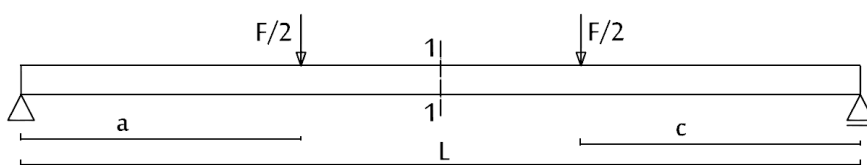


Figura 4.9 Estrutura simplesmente apoiada carregado por duas cargas iguais.

Considere-se o carregamento de uma estrutura de terra estabilizada armada inferiormente com bambu e carregado como ilustrado na Figura 4.9. Em todo processo de carga, o elemento passa por diferentes estágios, mantendo-se plana as deformações das suas secções (Hipótese de Navier-Bernoulli).

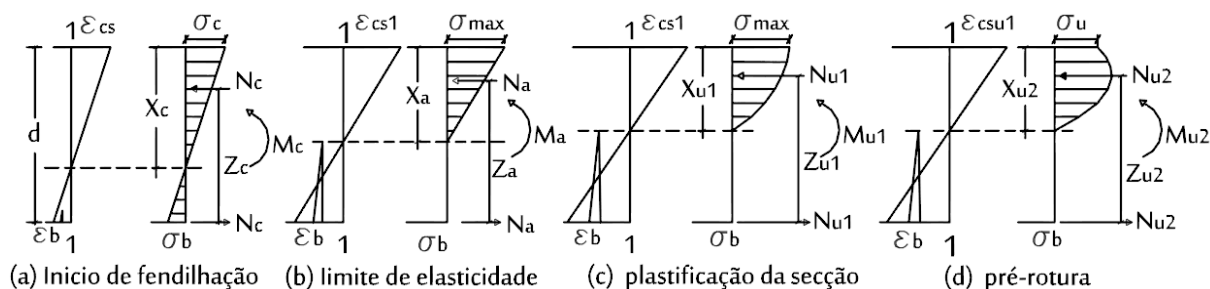


Figura 4.10 Tensões e deformações na secção ao longo do processo de carga.

Tomando como referência a secção 1-1, passa-se a descrição dos estágios considerados relevantes:

- *Estágio I: Secção em regime elástico não fendilhado*

Corresponde ao início de carregamento, a estrutura não se encontra fissurada e conta com a contribuição da resistência à tração da terra estabilizada na resistência aos esforços no banzo tracionado, até que seja atingido a tensão resistente à tração deste material, dando-se o início de fendilhação da secção. Neste estágio a terra estabilizada trabalha em regime elástico, sendo o diagrama de tensões triangular (ver Figura 4.10a). A rigidez à flexão da estrutura seria cálculo considerando que nenhuma secção está fissurada. Porém, dada a baixa resistência à tração da terra estabilizada, é possível que no processo de cura da argamassa ocorra fissuração parcial da secção associada aos fenómenos de retração. Assim, considera-se um comportamento intermédio entre os estados não fendilhados e totalmente fendilhados, sendo que nos elementos solicitados principalmente à flexão, o *EC2* propõe a Expressão (4.20), baseado numa análise bilinear do comportamento do betão armado (Araújo 2011).

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (4.20)$$

Onde:

α – é o parâmetro de deformação considerado que poderá ser, por exemplo, uma extensão, uma curvatura ou uma rotação. (Como simplificação, α também poderá representar uma flecha).

α_I e α_{II} – valores do parâmetro calculado, respetivamente para os estados não fendilhado e fendilhado.

ζ – coeficiente de distribuição (tem em conta a contribuição do betão tracionado e é dada pela Expressão (4.21)). Para secções não fendilhadas $\zeta = 0$.

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_c}{M_d} \right)^2 \quad (4.21)$$

β – é o coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração do carregamento ou da repetição do carregamento. $\beta = 1,0$ para um único carregamento de curta duração, $\beta = 0,5$ para um carregamento de longa duração ou para repetidos carregamentos.

M_c – momento crítico de fendilhação. Neste trabalho, este momento será considerado igual a de estruturas de betão armadas com aço liso, conforme a norma

brasileira para projetos de estruturas de betão (ABNT 2004), em que considera este momento como metade do momento de fendilhação para o betão armado com aço nervurado.

$$M_c = 0,5 \frac{I_I f_{t_{sm}}}{d - Z_g} \quad (4.22)$$

Z_g – é a distância da parte superior da secção ao seu centro de gravidade, d é a altura útil da secção e $f_{t_{sm}}$ é a tensão à tração simples da terra estabilizada. No caso de a secção transversal conter apenas armadura inferior de canas de bambu de secção inteira, Z_g é dada pela seguinte expressão:

$$Z_g = \frac{b h^2 / 2 + (A_b E_b / E_{cs,s} - n_a \pi D_b^2 / 4) d}{b h + A_b E_b / E_{cs,s} - n_a \pi D_b^2 / 4} \quad (4.23)$$

n_a – é o número de armadura longitudinal, D_b é o diâmetro externo do bambu, h é a altura da secção da laje e b a sua largura (ou largura unitária), E_b é o módulo de elasticidade do bambu e A_b é a área total da armadura longitudinal (bambu), $E_{cs,s}$ é o módulo de elasticidade secante da terra estabilizada.

I_I – é momento de inércia para secção não fendilhada.

$$I_I = \frac{b d^3}{12} + b d (d/2 - Z_g)^2 + \frac{E_b}{E_{cs,s}} A_b (d - Z_g)^2 \quad (4.24)$$

I_{II} – é o momento de inércia fendilhada da secção.

$$I_{II} = \frac{E_b}{E_{cs,s}} A_b \left(d - \frac{x_{II}}{3} \right) (d - x_{II}) \quad (4.25)$$

Onde, x_{II} obtém-se igualando os momentos estáticos da zona comprimida com o da zona tracionada da secção:

$$\frac{b x_{II}^2}{2} = \frac{E_b}{E_{cs,s}} A_b (d - x_{II}) \quad (4.26)$$

$$x_{II} = \frac{-j \pm \sqrt{j^2 - 4ac}}{2a} \geq 0; \quad a = \frac{b}{2}; \quad j = \frac{E_b}{E_{cs,s}} A_b; \quad c = -\frac{E_b}{E_{cs,s}} A_b d$$

M_d – é momento fletor atuante de serviço.

- *Estágio II: Secção fendilhada em regime elastoplástico*

Começa logo a seguir ao início da fendilhação. O incremento de carregamento da estrutura leva com que as fissuras ascendam para a zona comprimida até que a fibra mais comprimida atinja a tensão máxima, este fenómeno é acompanhado com crescente aumento do momento resistente. O diagrama de tensões mantém-se triangular até que a fibra mais comprimida atinja aproximadamente 30% da tensão máxima resistente (conforme o diagrama da terra estabilizada da Figura 3.17 e Figura 3.19), daí em diante o diagrama de tensões na secção começa a encurvar gradualmente (início da plastificação da secção). Porém, para se estimar um momento de referência (M_a) para este estágio, considerou-se por simplificação um diagrama triangular quando a fibra mais comprimida atinge a tensão máxima conforme representado na Figura 4.10b.

$$M_a = N_a Z_a = \frac{b f_{csm} d^2}{2} \alpha \left(1 - \frac{1}{3} \alpha\right) \quad (4.27)$$

Onde:

$$\alpha = \frac{-j \pm \sqrt{j^2 - 4ac}}{2a} \geq 0; \quad a = \frac{b f_{csm} d}{2}; \quad j = A_b E_b \varepsilon_{cs1}; \quad c = -j$$

O momento de inércia para este estado é dado pela expressão seguinte:

$$I_a = \frac{b (\alpha d)^3}{3} + \frac{E_b}{E_{cs,s}} A_b d^2 (1 - \alpha)^2 \quad (4.28)$$

- *Estágio III: Secção em regime plástico*

Este estágio corresponde ao caso da Figura 4.10c, a fibra mais comprimida atingiu a tensão máxima, o incremento de momento resistente dá-se a custa do aumento da tensão nas fibras vizinhas, aumentando o braço da força binária. Inicia-se nesse estado, a plastificação da terra estabilizada até a proximidade de rotura (altura em que a fibra mais comprimida começa a perder resistência). O Momento resistente é obtido pela Expressão (4.29).

$$M_{u1} = N_{u1} Z_{u1} = b \lambda \eta f_{csm} d^2 \alpha \left(1 - \frac{\lambda}{2} \alpha\right) \quad (4.29)$$

Onde:

$$\alpha = \frac{-j \pm \sqrt{j^2 - 4ac}}{2a} \geq 0; \quad a = b \lambda \eta f_{csm} d; \quad j = A_b E_b \varepsilon_{cs1}; \quad c = -j$$

λ e η são os coeficientes que definem, respetivamente, a altura útil da zona comprimida e a resistência efetiva na conversão do diagrama parabólico de tensões para o diagrama retangular obtidas pelas expressões do Ponto 3.1.5, ε_{cs1} é a extensão da terra estabilizada correspondente a tensão máxima de compressão.

- *Estágio IV: Pré-rotura*

Aqui, os fenómenos de plastificação das fibras comprimidas iniciadas no *estágio II* se intensificam até ao seu limite (ver Figura 4.10d). As deformações unitárias nas fibras comprimidas mais externas atingem o valor máximo de deformação (ϵ_{csu1}), levando com que o centro de aplicação da resultante da força na zona comprimida atinja a posição mais alta possível e, desta forma o braço mecânico chega ao limite máximo. Chegado a esta situação, deixa de ocorrer mais incremento de momento resistente, passando-se ao processo de colapso. O momento de rotura M_{u2} , calcula-se usando as expressões de cálculo de M_{u1} , mas com substituição de ϵ_{cs1} por ϵ_{csu1} e, λ e η calculados para esta extensão.

Após a identificação dos estágios de referência, apresenta-se na Figura 4.11 o modelo simplificado de comportamento à flexão do elemento estrutural de terra estabilizada armada com bambu, definido em termos de relação força vs. deslocamento. Na mesma figura K_0 , K_1 , K_2 e K_3 são as rigidezes equivalentes determinadas mediante interpolação linear entre a origem e os pontos extremos dos troços, que correspondem respetivamente os casos *a)*, *b)* *c)* e *d)* da Figura 4.10.

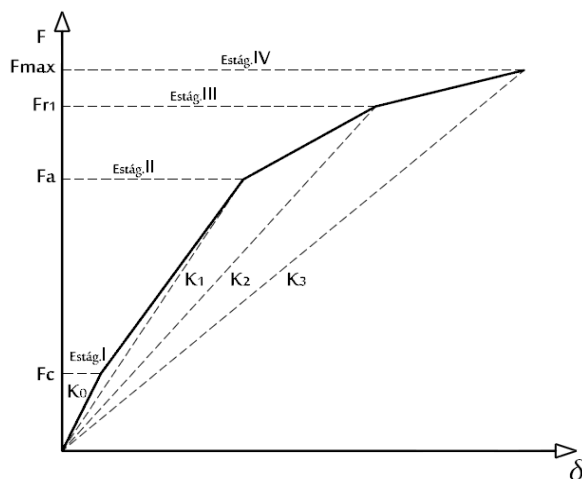


Figura 4.11 Modelo de aproximação tetralinear com as rigidezes equivalentes.

Seja a situação genérica de carregamento transversal por duas cargas $F/2$ (pontuais ou lineares para o caso das lajes) iguais ao longo do vão de uma estrutura simplesmente apoiada nos extremos (ver Figura 4.9). Fazendo a segunda integração da equação de curvatura (Expressão (4.30)), temos que a flecha devido a carga F é aproximadamente igual ao valor calculado de acordo com a Expressão (4.31).

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \quad (4.30)$$

$$\delta = -\frac{4(a^3 + c^3) - 3(a + c)l^2}{48(EI)_{eq}} \frac{F}{2} \quad (4.31)$$

Onde, d é o valor da flecha ao meio vão, a e c são os braços da força relativamente aos apoios e l o vão livre, $(EI)_{eq}$ é a rigidez equivalente à flexão da secção transversal da estrutura.

Assim, a partir da Expressão (4.31), determina-se a rigidez K representada na Figura 4.11, conforme se segue:

$$K = -2 \frac{48 (EI)_{eq}}{4(a^3 + c^3) - 3(a + c)l^2} \quad (4.32)$$

A deformação devida a carga distribuída uniformemente, determinar-se-á pela seguinte expressão:

$$\delta = -\frac{5 pl^4}{384(EI)_{eq}} \quad (4.33)$$

4.4.1.1. Rigidez equivalente para o cálculo de flechas instantâneas

As flechas se calculam utilizando as fórmulas clássicas de resistência de materiais. Estas fórmulas garantem uma maior aproximação em regimes elásticos, para situações de pequenas deformações e de perfeita aderência dos materiais que compõem o elemento heterogéneo e, não tem em conta a degradação da rigidez do elemento (por exemplo causada por fissuração da secção) e dos fenómenos de escorregamento entre tais materiais, em que as estruturas híbridas como betão armado e a terra estabilizada armada com bambu estão sujeitas. Para resolver esta situação o *EC2* recorreu a uma análise bilinear de comportamento do betão armado, considerando uma rigidez equivalente para o estado não fendilhado ou intermédia entre o estado fendilhado e não fendilhado (Expressão (4.20)), e para um estado fendilhado da secção, para se aplicar nas fórmulas clássicas da resistência dos materiais (Araújo 2011) (Montoya 2001).

Com base no modelo da Figura 4.11 e dos diagramas experimentais de força vs. deslocamento das lajes produzidas neste trabalho, propõe-se a fórmula empírica dada pela Expressão (4.34) para se estimar a rigidez equivalente à usar no cálculo das deformações recorrendo as fórmulas da elástica (segunda integral da equação de curvatura ou tabelas técnicas). Esta fórmula resulta de uma adaptação da Expressão (4.20) do *EC2*.

$$(EI)_e = \frac{M_a}{M_a + M_{r1}} E_{cs,s} [\zeta I_I + (1 - \zeta) I_{II}] \quad (4.34)$$

Onde:

$$\zeta = \left(\frac{M_c}{M_c + M_d} \right) \quad (4.35)$$

$\zeta = 0$, para secções completamente fendilhadas e $\zeta = 1$, para situações em que se tem a certeza que para as condições de carregamento em serviço, a estrutura não fendilha.

M_c – momento crítico de fendilhação dada pela Expressão (4.22).

I_I – momento de inércia para secção não fendilhada (Expressão (4.24)).

I_{II} – momento de inércia para secção fendilhada (Expressão (4.25)).

M_d – momento fletor atuante de serviço.

M_a – momento de referência para o limite do estágio II (regime elastoplástico) dada pela Expressão (4.27).

M_{r1} – momento plástico calculado usando a tensão máxima da terra estabilizada (f_{csm}) e a extensão a ela correspondente (ε_{cs1}), ou seja é o mesmo que M_{u1} e o seu cálculo pode efetuar-se usando a Expressão (4.29).

4.4.2. Retração

A retração, a par da fluência (esta última não será objeto de estudo desta dissertação) é um dos fenómenos que influencia na deformação do elemento ou estrutura, para além de contribuir para a fendilhação da secção na fase de cura. O cálculo da deformação devida a retração faz-se a custa do princípio dos trabalhos virtuais dada pela Expressão (4.36).

$$\delta = \int \frac{1}{r_{cs}} \bar{M} dl \quad (4.36)$$

Onde:

\bar{M} – é o momento produzido por uma carga unitária:

$$\bar{M} = \frac{dM}{dP} \quad (4.37)$$

$1/r_{cs}$ – curvatura devida à retração, o seu cálculo segundo o EC2 é feita pela seguinte forma:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (4.38)$$

Onde:

ε_{cs} – extensão de retração livre.

S – momento estático da secção de armadura em relação ao eixo que passa pelo centro de gravidade da secção.

I – momento de inércia da secção.

α_e – coeficiente de homogeneização efetivo. Não dispondo dos coeficientes de fluência do solo e do bambu e sendo que as lajes fora sujeitos a carregamentos de curta duração, o α_e é substituído por $\alpha = E_b/E_{cs,S}$.

S e I devem ser calculados para o estado fendilhado e para o estado totalmente fendilhado, sendo a curvatura final pode ser calculada pela Expressão (4.20).

4.4.3. Flechas máximas admissíveis

Segundo o regulamento de estruturas de madeira, o Eurocódigo 5 (EC5), a deformação de uma estrutura, resultante das ações (tais como forças axiais e de corte, momentos fletores e deslizamentos nas ligações) e da variação do teor de água deve manter-se dentro dos limites admissíveis tendo em conta as componentes apresentadas na Figura 4.12, cujo símbolos tem o seguinte significado (LNEC 1998):

U_0 – contraflecha (se aplicada)

U_1 – flecha devida a ações permanentes

U_2 – flecha devida a ações variáveis

U_{net} – flecha aparente (medida em relação à linha definida pelos apoios da estrutura)

e é dada por:

$$U_{net} = U_1 + U_2 - U_0 \quad (4.39)$$

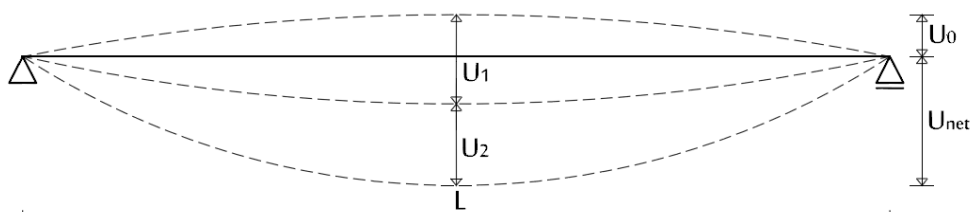


Figura 4.12 Componentes da flecha.

Caso seja conveniente limitar a flecha instantânea devida às ações variáveis, recomenda-se segundo (EC5) a adoção do valor a seguir indicado, a menos que situações especiais determinem a utilização de outros valores. A letra l é o vão livre da estrutura:

$$U_{2,inst} = l/300 \quad (4.40)$$

E caso seja conveniente limitar a flecha final, recomenda-se os valores a seguir indicados, a menos que situações especiais determinem a utilização de outros valores:

$$U_{2,final} = l/200 \quad (4.41)$$

$$U_{net,final} = l/200 \quad (4.42)$$

Capítulo V- CONCEÇÃO E EXECUÇÃO DAS LAJES

5.1. PRINCÍPIOS GERAIS

Para conceber as lajes de terra estabilizada armada com bambu foram definidas alguns princípios gerais por forma a tornar o dimensionamento mais económico:

- A relação vão livre/altura deve situar-se entre 10 e 20 para as lajes maciças.
- O espaçamento máximo entre as armaduras longitudinais não deverá ser superior a altura útil da laje e o espaçamento livre não deverá ser inferior a 2cm ou ao diâmetro do agregado de maior tamanho acrescido de mais 6,5mm (Brink and Rush 1966) (LNEC 2010).
- A relação entre a área da amadura longitudinal e a área da matriz cimentícia (taxa de armadura, ρ) na secção deverá situar-se entre 1% e 3%, sendo que autores como (Brink and Rush 1966), (Ghavami 1995) e (Ghavami^b 2005), obtiveram taxas de armadura ideias na ordem dos 3% para lajes de betão armada com bambu.
- É recomendável o uso de armaduras de bambu da mesma espécie.
- As disposições construtivas a serem adotadas deverão evitar a danificação ou rompimento das fibras inferiores (mais tracionadas) da armadura de modo a não fragiliza-las.
- As armaduras de bambu devem dispor-se de modo a que seus nós estejam escalonados (Brink and Rush 1966).
- Segundo (Brink and Rush 1966), recomenda-se a impermeabilização do bambu antes da sua aplicação como armadura para reduzir a sua expansividade por absorção de água e reduzir danos na argamassa devido a esta variação de volume. Em alternativa, (Souza, Vespa et al. 2009) recomenda que o bambu utilizado seco, deve ser colocado em água dois ou três dias antes do enchimento da estrutura com argamassa, para evitar a absorção de água da argamassa.

5.2. CONCEÇÃO DE LAJE DE TESTE

Foi realizada uma laje de teste (*L1*), à escala reduzida (Figura 5.1), com o objetivo de avaliar o funcionamento e os mecanismos de colapso deste tipo de estruturas de terra e bambu, e com base nos seus resultados conceber a solução construtiva das lajes a escala real. Assim, para construção desta laje de teste, arbitrou-se a relação vão/altura igual a 10 e espaçamento entre armaduras igual a sua altura. Desta forma, a laje de teste teve as seguintes dimensões: $50 \times 110 \times 10 \text{ cm}^3$ (largura, comprimento e altura, respetivamente), com 100cm de vão livre e armada unidirecionalmente com 5 canas de bambu com metade da sua secção transversal (taxa de armadura 2,75%). Na parte inferior a laje levou uma rede plástica com malha quadra amarada às armaduras. Os diafragmas da zona nodal são elementos que ajudam a solidarizar a armadura e a terra estabilizada.



Figura 5.1 Diversas fases de construção da laje de teste e preparação do ensaio.

Os provetes cúbicos produzidos com argamassa de enchimento da laje (*L1*) cujo traço em volume foi 1:9 (cimento: terra), apresentou uma resistência média à compressão de 2MPa aos 28 dias (idade da argamassa no dia de ensaio da laje). Esta laje, foi submetida a um ensaio expedito que consistiu na aplicação crescente de uma carga a meio vão até ao colapso. Deste ensaio, em que a laje suportou uma carga máxima de aproximadamente 16kN/m para além do peso próprio ($pp=1,66\text{kN/m}^2$), sendo o momento resistente igual a 4,20kNm/m, foi possível fazer a seguinte avaliação dos danos e tipos de esforços envolvidos:

- Danos provocados por esforço transversal - fendas oblíquas com abertura maior do que 9mm, que vão desde a face superior da secção onde foi aplicada a carga, à face inferior junto ao apoio (ver Figura 5.2a).
- Danos provocados por esforços de flexão - fendas verticais concentradas na zona do meio vão e esmagamento da terra na zona comprimida (ver Figura 5.2b), e rompimento de umas das armaduras longitudinais (ver Figura 5.3).

- Danos devidos aos esforços de escorregamentos das armaduras - fendas longitudinais no nível das armaduras (ver Figura 5.2c) e vestígios de escorregamento destas num dos extremos, com uma profundidade de aproximadamente 10mm, (ver Figura 5.2d).

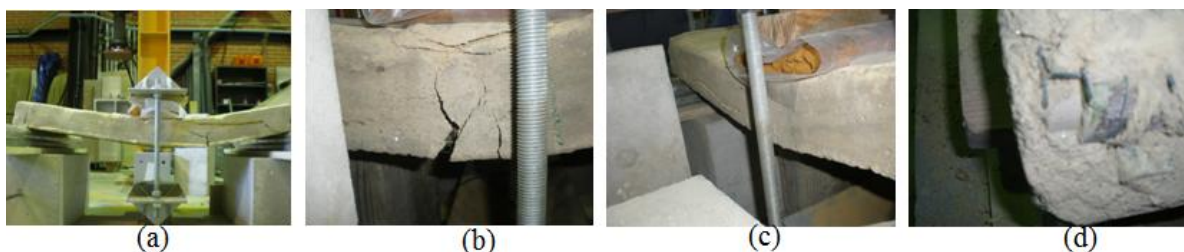


Figura 5.2 Registo de danos ocorridos após o ensaio da laje de teste: a) - fendas devido ao esforço transverso; b) - fendas e esmagamento da terra na zona comprimida devido à flexão; c) - fendas longitudinais devido aos esforços de escorregamento; d) - marcas de escorregamento de armaduras.

Após o ensaio a laje foi invertida e destruída de modo a verificar os danos ocorridos nas armaduras, no qual observou-se o rompimento da armadura central, ocorrido na secção onde levou a pregagem para consolidar a ligação com a armadura transversal de distribuição, o que afetou a fibra mais tracionada, situações construtivas como estas devem ser evitadas.



Figura 5.3 Laje de teste invertida após o ensaio e rompimento de uma das armaduras observado após destruição.

Após análise dos danos, conclui-se que a laje (L1) teve uma rotura pela combinação dos esforços de flexão, esforço transverso e por escorregamento de armaduras. O escorregamento despoletou uma elevada deformação desta laje.

Os resultados do ensaio da laje de teste permitiram aferir a viabilidade da utilização da terra estabilizada e bambu na construção de lajes. Verificou-se que houve um funcionamento solidarizado dos dois materiais e a laje foi capaz de suportar e distribuir

esforços consideráveis tendo em conta as aplicações que se esperam deste tipo de estruturas potencialmente ecológicas, para além de que as lajes são estruturas ligeiramente solicitadas, o que torna ainda mais viável a aplicação destes materiais nessas estruturas.

Porem, embora a nível de capacidade de carga a laje tenha tido um comportamento satisfatório, as deformações verificadas foi elevado. Dado que uma boa parte da parcela dessa deformação tenha sido causada pelo escorregamento entre os materiais, deve-se melhorar as condições de aderência por forma a conter estas deformações, para além de que a melhoria das condições de aderência tem reflexo muito significativo no aumento de resistência ao esforço transversal e reduzem a espessura de abertura de fendas, distribuindo melhor ao longo do vão.

Feita a análise do funcionamento da laje de teste e verificada a sua viabilidade, partiu-se para o dimensionamento de duas lajes à escala real em que procurar-se-á avaliar duas soluções construtivas distintas concebidas para solucionar as deficiências observadas na laje de teste, sendo que as lajes terão dimensões iguais e mesma quantidade de armadura inferior.

5.3. CONCEÇÃO DAS LAJES À ESCALA REAL

Definiu-se as dimensões em planta das duas lajes a escala real (*L2* e *L3*), sendo que a altura das mesmas será obtida do dimensionamento. Assim, as duas lajes terão 1 metro de largura e 3 metros de comprimento.

As lajes a serem concebidas deverão ter capacidade para suportar o seu peso e uma sobrecarga de no mínimo 2kN/m^2 , normalmente usada para os pavimentos das habitações. Com estas ações as lajes deverão cumprir com os requisitos referentes aos estados limites de deformação segundo o *EC5*.

5.3.1. Dimensionamento

Dado que o ensaio das lajes será realizado por duas cargas lineares transversais, aplicadas a $1/3$ do vão (Figura 5.4), a sobrecarga será convertida em duas cargas lineares equivalentes que aplicadas a $1/3$ do vão, resulte no momento máximo igual ao da sobrecarga distribuída.

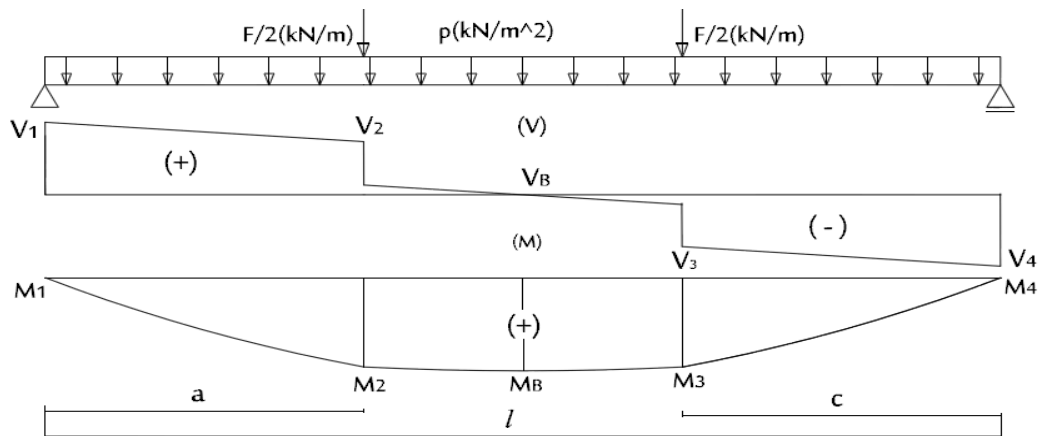


Figura 5.4 Modelo de carregamento das lajes L2 e L3.

5.3.1.1. Pré-dimensionamento à flexão

O procedimento para a determinação da espessura das lajes será feita adotando os seguintes critérios:

- Flecha máxima limitada em $l/300$ para a combinação quase permanente das ações conforme o EC1, sendo l o vão livre.
- A altura útil d deverá estar entre $l/20$ e $l/10$.
- A relação entre a área da armadura e a área da argamassa na secção, ρ , deverá situar-se entre 1% e 3%.

$$1\% \leq \rho = \frac{A_b}{b d} \leq 3\% \quad (5.1)$$

Onde A_b é a área de armadura inferior (bambu) na secção, b é a largura considerada no cálculo da secção e d é a altura útil da secção.

Será aplicado um recobrimento mecânico, c_{mec} (altura entre a superfície inferior e o centro de gravidade de armadura inferior) de 4cm, de modo que o recobrimento efetivo seja de aproximadamente 2,5cm. Desta forma segue-se ao cálculo da secção.

Tabela 5.1 Dados geométrico das lajes conforme a Figura 5.4.

l	$a = l/3$	$c = l/3$	c_{mec}
(m)	(m)	(m)	(cm)
2,70	0,90	0,90	4,00

Os dados da argamassa são retirados da Tabela 3.6 e do bambu são retirados da Tabela 3.11.

Tabela 5.2 Propriedades essenciais da argamassa e do bambu usado.

Propriedades da argamassa						Propriedades do bambu			
γ_{solo}	f_{csm}	ε_{csu1}	$E_{cs,s}$	λ	η	A_{bun}	E_b	f_{cob}	f_{sbm}
(kN/m^3)	(MPa)	(%)	(GPa)	-	-	(mm^2)	(GPa)	(MPa)	(MPa)
19,10	1,83	0,073	5,3	0,75	0,89	40,2	16,0	75,0	186,0

1) Critério de limite da flecha máxima

As flechas serão calculadas pelas seguintes expressões:

$$\text{Flecha máxima ao meio vão para carga distribuída: } f_{o,5l} = \frac{5 p l^4}{384 EI}$$

$$\text{Flecha máxima ao meio vão para carga linear } f_{o,5l} = 0,0355 \frac{F l^3}{EI}$$

Desta forma, a deformação total resulta na soma das duas:

$$f_{o,5l} = \frac{5 p l^4}{384 EI} + 0,0355 \frac{F l^3}{EI}$$

Considerando a configuração do carregamento da Figura 5.4, a carga linear F considerado é estimada da seguinte forma, sendo $q = 2kN/m^2$:

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{Fl}{6} \Rightarrow F = \frac{6 q l}{8}$$

O peso próprio p , determina-se conforme a fórmula abaixo, sendo dado por metros quadrado:

$$p = \gamma_{solo} h$$

$$h = d + c_{mec}$$

A rigidez adotada é a seguinte:

$$EI \cong E_{cs,s} \frac{b d^3}{12}$$

Assim, pelo critério $d \geq 9cm$, conforme a expressão abaixo.

$$\frac{1}{E_{cs,s} b d^3 / 12} \left(\frac{5 \gamma_{solo} (d + c_{mec}) l^4}{384} + 0,0355 \frac{6 q l^4}{8} \right) \leq \frac{l}{300} \rightarrow d$$

2) Critério de limitação da altura útil

$$\frac{l}{20} = 13,5 \text{ cm} \leq d \leq \frac{l}{10} = 27 \text{ cm}$$

3) Critério da limitação da taxa de armadura ρ , entre 1% e 3%

Determina-se o momento atuante para a combinação ao estado limite último, conforme o EC1:

$$M_{Ed} = \frac{1,35 p l^2}{8} + \frac{1,5 q l^2}{8}$$

Pelas expressões do Ponto 4.1, temos que:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = F_c \times Z = b \lambda \eta f_{csm} \alpha \left(1 - \frac{\lambda}{2} \alpha\right) d^2$$

$$\Leftrightarrow \frac{M_{Ed}}{b \lambda \eta f_{csm} d^2} \leq \alpha - \frac{\lambda}{2} \alpha^2$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 \pm \sqrt{(-1)^2 - \frac{2 M_{Ed}}{b \eta f_{csm} d^2}}}{\lambda}$$

sendo que $0 < \alpha < 1$.

Para vários valores de α calculado variando d , determina-se a área de armadura A_b , necessária para resistir o momento atuante M_{Ed} , pela igualdade das forças axiais na secção (ver Ponto 4.1):

$$F_c = F_s \Leftrightarrow b \lambda \eta f_{csm} d \alpha = A_b \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \varepsilon_{csu1} E_b$$

$$\Leftrightarrow A_b = \frac{b \lambda \eta f_{csm} d \alpha^2}{(1 - \alpha) \varepsilon_{csu1} E_b}$$

O d escolhido será aquele cuja taxa de armadura esteja no intervalo dado pela Expressão (5.1).

Tabela 5.3 Determinação da altura útil das lajes em função da taxa de armadura.

d (cm)	M_{Ed} (kNm/m)	α	A_b (cm ² /m)	ρ (%)	n_a (un/m)
9	5,79	0,87	530,40	58,9	147
10	6,02	0,65	128,51	12,9	36
11	6,26	0,53	67,92	6,2	19
12	6,49	0,44	44,11	3,7	13
13	6,73	0,38	31,69	2,4	9
14	6,96	0,33	24,20	1,7	7
15	7,20	0,29	19,27	1,3	6

O número de armadura n_a , foi calculado considerando a utilização de bambus de secção transversal inteira.

Tendo em conta a verificação dos três critérios acima estabelecidos para a determinação da espessura das lajes, optou-se para as duas lajes, a seguinte secção transversal dada na Tabela 5.4:

Tabela 5.4 Secção transversal das lajes L2 e L3.

b	d	h	n_a
(m)	(cm)	(cm)	(un/m)
1	14	18	8

Na figura seguinte faz-se a verificação da resistência ao momento para a secção escolhida para as lajes.

Tabela 5.5 Verificação da secção escolhida.

d	M_{Ed}	n_a	A_b	ρ	$\alpha = x/d$	M_{Rd}	$M_{Ed}/M_{Rd} \leq 1,0$	
(cm)	(kNm/m)	(un/m)	(cm ² /m)	(%)	(-)	(kNm/m)	(-)	(-)
14	6,96	8	32,17	2,3	0,37	7,66	0,91	Ok

5.3.1.2. Verificação de esforços nas bielas comprimidas

$$V_{Ed} = 1,35 \frac{p l}{2} + 1,5 \frac{q l}{2}$$

$$\sigma_c = \frac{V_{Ed}}{b_w Z \cos \theta \sen \theta} \leq 0,5 f_{csm}$$

Onde:

$$Z = \left(1 - \frac{\lambda}{2} \alpha\right) d$$

Tabela 5.6 Verificação de compressão nas bielas

b_w	V_{Ed}	Z	θ	σ_c	$0,5 f_{csm}$	$\sigma_c/0,5 f_{csm} \leq 1,0$	
(m)	(kN/m)	(cm)	(°)	(MPa)	(MPa)	-	-
1,00	10,32	12,05	21,80	0,25	0,92	0,27	Ok

5.3.1.3. Verificação de dispensa de estribos

$$V_{Ed} \leq \frac{Z b_w f_{tsm}}{2 \sen \theta}$$

Tabela 5.7 Verificação de dispensa de estribos.

b_w	V_{Ed}	Z	θ	$f_{tsm} = 0,2 f_{csm}$	$\frac{Z b_w f_{tsm}}{2 \text{sen } \theta}$	$V_{Ed} \leq \frac{Z b_w f_{tsm}}{2 \text{sen } \theta}$
(m)	(kN/m)	(cm)	(°)	(MPa)	(kN/m)	-
1,00	10,32	12,05	21,80	0,37	59,38	Ok

Portanto, não é necessário a armadura de esforço transverso.

5.3.1.4. Resistência aos esforços de escorregamento entre armadura e a terra

O cálculo da força axial de escorregamento em cada armadura F_{cnet} , foi realizado para as secções críticas destacada na Figura 5.4, verificando-se que para o esforço atuante de cálculo, o maior esforço de escorregamento ocorre devido a solicitação do momento máximo ao meio vão, como se observa na Tabela 5.8.

$$F^M = \frac{M_{Sd}}{Z}$$

$$F^V = \frac{V_{Sd}}{2} \cot g \theta$$

$$F_{cnet} = \frac{F^V}{n_a} + \frac{F^M}{n_a}$$

Tabela 5.8 Força axial de escorregamento em cada armadura.

Secção	n_a	M_{Ed}	V_{Ed}	$\cot g \theta$	Z	F^M	F^V	F_{cnet}
-	(un/m)	(kNm/m)	(kN/m)	-	(cm)	(kN/m)		(kN)
1 e 4	8	0,00	10,32	2,50	12,05	0,00	12,89	1,61
2 e 3	8	4,61	3,57			38,24	4,47	5,34
B	8	6,96	0,00			57,79	0,00	7,22

Como já se referiu no Ponto 4.3, despreza-se aderência entre o bambu e a terra. Assim a força axial de escorregamento será resistida com recurso à conectores de colmos inteiros de bambu. Optou-se por dois tipos de disposição da ligação conector-armadura conforme a Figura 5.5. A opção A consiste numa ligação do tipo "macho-fêmea" e será adotada na construção da laje L2, enquanto que a opção B é uma ligação aparafusada e será adotada na construção da laje L3.

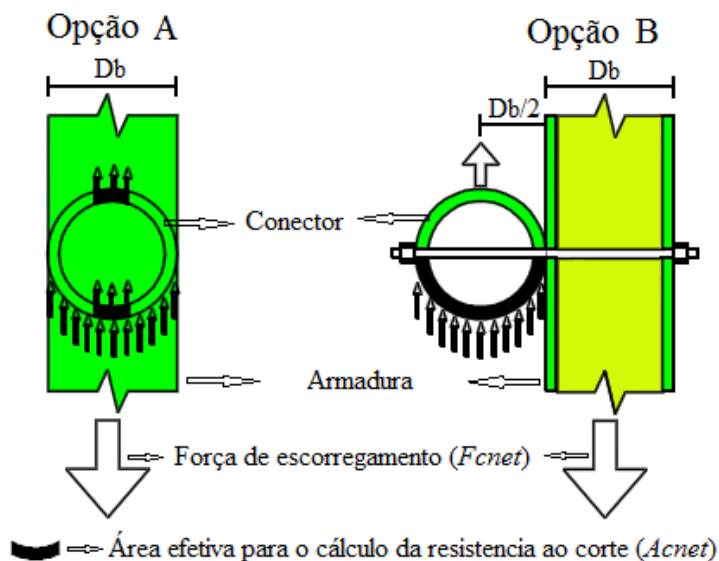


Figura 5.5 Opções de ligação do conector à armadura.

Atendendo os dois tipos de ligação descritos na Figura 5.5, determina-se a quantidade de conectores necessários para resistir a força de escorregamento calculado. Como se observa na Tabela 5.9, para o esforço atuante calculado, seria suficiente um conector em cada lado (relativamente ao eixo de simetria da laje) para resistir aos esforços de escorregamento. O cálculo foi realizado recorrendo expressão abaixo, deduzida no Ponto 4.3. Nesta expressão, σ_{cnet} corresponde à tensão de corte do bambu f_{cob} .

$$n_{cnet} \geq \frac{F_{cnet}}{A_{cnet} \sigma_{cnet}}$$

Tabela 5.9 Determinação de conectores necessários para resistir a força de escorregamento.

Tipo de ligação Conector-armadura-	F_{cnet}	f_{cob}	A_{cnet}	n_{cnet}
	(kN)	(MPa)	(cm ²)	(un/armadura)
A	7,22	75,00	1,25	1
B		75,00	1,68	1

A seguir faz-se a verificação da quantidade de conectores por forma a não haver o esmagamento da terra devida à forças de compressão transmitidas por este na terra. Do resultado desta verificação apresentado Tabela 5.10, observa-se serem no mínimo necessários 2 conectores por cada lado em de vez de 1.

$$n_{cnet} \geq \frac{F_{cnet}}{D_b h_b f_{csm}}$$

Tabela 5.10 Número de conectores em cada lado para não haver esmagamento da terra.

F_{cnet}	D_b	h_b	f_{csm}	n_{cnet}
(kN)	(cm)	(cm)	(MPa)	(un/armadura)
7,22	3,60	10	1,83	2

1) Verificação da ligação aparafusada

Para além da verificação ao esmagamento da terra, para o caso de utilização da ligação da opção B (Figura 5.5) é necessário verificar a resistência da ligação aparafusada. Nesta ligação o varão fica sujeito a um momento calculado da seguinte forma:

$$M_{Ed} = \frac{F_{cnet}}{n_{cnet}} \times \frac{D_b}{2}$$

Tabela 5.11 Momento atuante na ligação aparafusada (ligação B).

(D_b)	F_{cnet}	n_{cnet}	M_{Ed}
(cm)	(kN)	(un/armadura)	(kNm)
3,6	7,22	2	0,07

Conforme se pode observar na Tabela 5.12, O varão M8 classe 4.6, tem resistência suficiente para aguentar o momento atuante calculado anteriormente, por isso será usado naquelas ligações.

Tabela 5.12 Momento resistente do varão roscado M8 classe 4.6.

Área	d	I	E_s	f_{yb}	M_{Rd}
(mm ²)	(mm)	mm ⁴)	(GPa)	(MPa)	(kNm)
38,60	7,01	118,57	200	240,00	4,06

No entanto, é também necessário verificar a rigidez à flexão do varão para que a flecha originada no seu extremo não provoque a dobragem do varão e assim originar esforços de arrancamento (punçoamento) no conector, para os esforços atuantes.

A flecha no extremo não apoiado de um elemento em consola é dada pela expressão:

$$\delta = \frac{Fl^3}{3EI}$$

Sendo que para a ligação, $F = \frac{F_{cnet}}{2 n_{cnet}}$, $l = D_b$ e EI é a rigidez do varão. Deste modo, na

Tabela 5.13 apresenta-se a flecha no extremo em consola do varão, em função do número

de conectores a usar. Para que não haja rotura pela ligação aparafusada, optou-se por limitar a flecha a menos de 1mm.

Tabela 5.13 Determinação da flecha no extremo em consola da ligação B.

F_{cnet}	n_{cnet}	D_b	I	E_s	δ	$\delta < 1?$
(kN)	(un/ armadura)	(cm)	(mm ⁴)	(GPa)	(mm)	-
7,22	2	3,60	118,57	200	1,18	KO
	4				0,59	OK

Depois de efetuados os cálculos, serão aplicados nas lajes 4 conectores em cada lado (em relação ao eixo de simetria do vão das lajes) para resistir aos esforços e escorregamento atuante. Os conectores serão dispostos concentrados nos extremos solicitados por esforço transversal.

5.3.2. Disposição construtiva de armaduras

5.3.2.1. Laje L2

As armaduras longitudinais para a laje L2 (ver Figura 5.6) serão compostos por canas de bambu com secção transversal inteira e medindo 3 metros de comprimento. A estas canas, serão fixados conectores ligados segundo a opção A da Figura 5.5 (Ver o pormenor de ligação na Figura 5.8), distribuídos desde os 10cm de ambas as extremidades até 1/3 do comprimento, espaçados entre si em 30cm. Os conectores terão 10cm de altura em contacto com a terra e sendo que parte desta altura está sobre a zona comprimida, permitindo uma boa fixação na matriz. Esta laje será armada com 8 armaduras destas espaçadas entre si em 12cm, e sobrepostas ao longo do seu comprimento por armaduras transversal de distribuição composta por canas com metade de secção transversais (concavidade virada para cima) e espaçadas em 30cm (ver Figura 5.9).

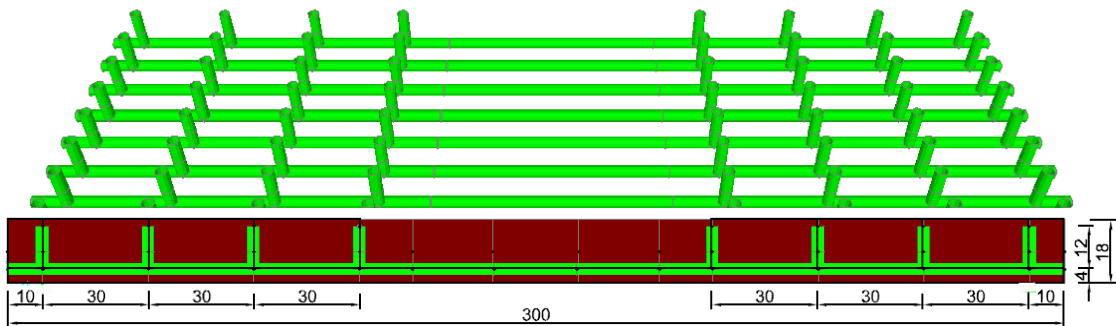


Figura 5.6 Disposição construtiva de armadura longitudinal da laje L2.

5.3.2.2. Laje L3

A laje L3 terá armaduras longitudinais de canas de bambu com secção transversal inteira e medindo 3 metros de comprimento, compostos de 10cm de ambas as extremidades até 1/3 do comprimento, por um conjunto de conectores espaçados em 30cm e estribos oblíquos interligada a estes, formando um sistema de treliça triangular (ver Figura 5.7), com as ligações aparafusadas do tipo da opção B da Figura 5.5 usando como já se referiu, varões roscados M8 em aço. Os conectores, para além de resistir aos esforços de escorregamento, suspendem as armaduras a uma altura de recobrimento desejado e também têm uma parte da altura sobre a zona comprimida da terra.

Esta laje também será armada com 8 armaduras destas espaçadas entre si em 12cm, e sobrepostas ao longo do seu comprimento por armadura transversal de distribuição compostas por canas com metade de secção transversal (concavidade virada para cima) e espaçadas em 30cm.

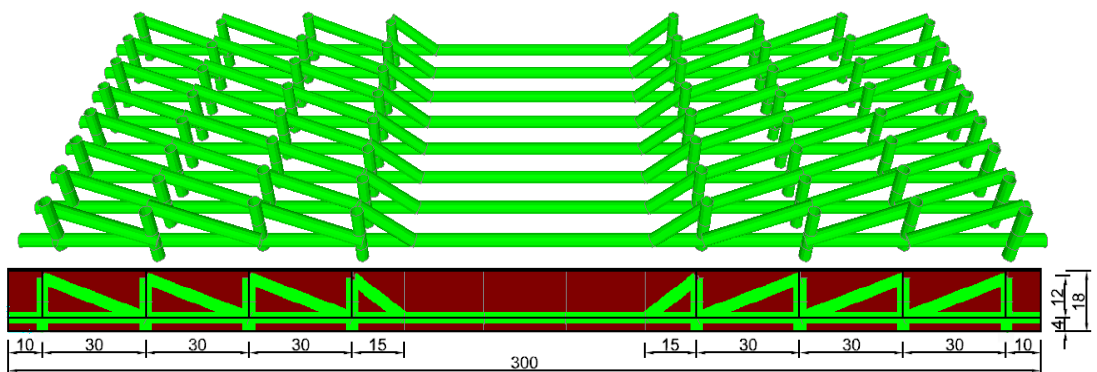


Figura 5.7 Disposição construtiva de armadura longitudinal da laje L3.

5.3.3. Execução das lajes

5.3.3.1. Laje L2

1) *Produção de armaduras*

A Figura 5.8 ilustra a forma como foram fixados os conectores. O sistema de encaixe foi a pressão, aplicando golpes com uma tábua de madeira sem exercer demasiado esforço de modo a não rachar a cana.



Figura 5.8 Produção de armaduras para a laje L2.

A amarração entre a armadura longitudinal e transversal foi realizada com corda de sisal. Para evitar o destacamento e fissuração do recobrimento que protege a armadura de bambu, aplicou-se por baixo desta uma rede plástica com malha quadrada de 16,5mm de lado. Esta armadura totalmente biológica, foi assente sobre os calços que garantiam o recobrimento definido.



Figura 5.9 Armadura da laje L2 colocada no interior da cofragem, pronta a receber argamassa.

2) *Enchimento com argamassa*

O processo de enchimento deu-se no interior do laboratório do Departamento de Engenharia Civil da UA no período da manhã. Antes do processo de enchimento, molhou-se previamente a armadura e o traço usado para a argamassa foi 2:1:7 (respetivamente, cal

aérea: cimento: terra) e com o teor de água de 18%. Os resultados dos ensaios de caracterização desta argamassa estão apresentados no Ponto 3.1.6 do Capítulo III.



Figura 5.10 Processo de enchimento da laje L2 com argamassa.

3) *Processo de cura*

O processo de enchimento da laje com argamassa terminou por volta do meio-dia e cerca das 9 horas do dia seguinte, foram observadas na face superior fissuras predominantemente transversais e concentradas na zona da laje onde levou conectores, sendo a extremidade oeste (a mais ventilada por ficar junto ao portão do laboratório que fica frequentemente aberto durante o período de funcionamento do laboratório) apresentava fissuras com maiores aberturas (Figura 5.11). Logo após o registo fotográfico, procedeu-se a rega da laje e protegeu-se a sua área mais a oeste colocando por cima contraplacados, visto que nesta zona a laje era atingida pelos raios solares. A laje continuou a ser regada duas vezes por dia até completar 5 dias de cura, entretanto foi-se verificando o aumento de abertura das fissuras existentes e o seu alastramento.



Figura 5.11 Fissura observadas nas primeiras 24 horas de cura da laje L2.

Após 7 dias de cura, procedeu-se a descofragem lateral onde verificou-se fissuras longitudinais a uma altura ao nível das armaduras longitudinais, percorrendo todos os lados como se reporta nas imagens seguintes:



Figura 5.12 Laje L2 após 7 dias de cura: a) – fissuras longitudinais no lado norte; b) – continuidade das fissuras nos lados adjacentes observadas do canto nordeste.



Figura 5.13 Laje L2 após 7 dias de cura, continuidade das fissuras nos lados adjacentes observadas: a) – do canto sudeste; b) – do canto sudoeste.

4) *Causas da fissuração durante o processo de cura*

No processo de preparação da laje para o ensaio, fez-se o levantamento e medição das fissuras ocorridas durante o processo de cura (ver Figura 5.14). Deste levantamento, verificou-se que a fissura longitudinal praticamente percorria todas as faces laterais numa faixa entre a altura das armaduras longitudinais e a metade da espessura da laje, apresentando algumas ramificações mais ou menos verticais nas posições dos conectores. Estas fissuras longitudinais apresentavam uma espessura predominantemente entre os 0,50mm e 3,00mm. As ramificações mais ou menos verticais apresentavam continuidade com as fissuras transversais que percorriam o alinhamento dos conectores que apresentavam uma espessura entre 0,10mm e 1,50mm.

Após a remoção da cofragem inferior, na face inferior da laje foram observadas fissuras longitudinais, sendo que na sua maioria localizadas por baixo das posições das armaduras longitudinais e apresentavam espessura entre 0,05mm e 0,60mm (ver Figura 5.15). Na zona do meio vão, estas fissuras estavam interligadas por fissuras transversais que apresentavam espessuras inferiores a 0,05mm.

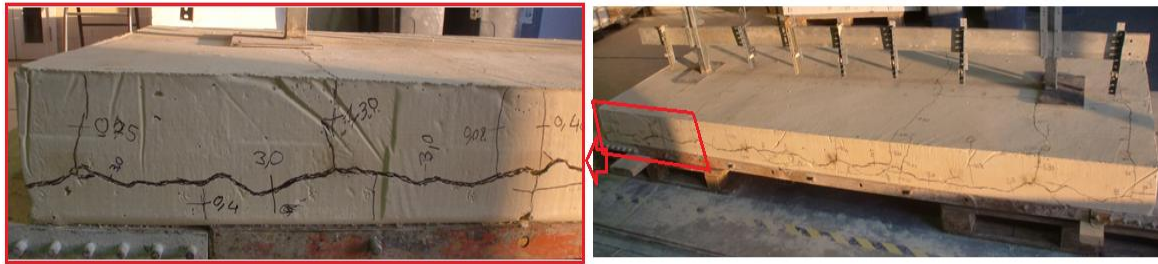


Figura 5.14 Levantamento das fissuras ocorridas no processo de cura da laje L2.

As fissuras na parte inferior da laje foram registadas depois de a laje ter estado sujeita às ações (flexão, tração, torção e vibração) decorrente do seu transporte até ao local de ensaio e estar sobre a ação de flexão devido ao peso próprio. É certo que estas solicitações contribuíram para a ocorrência dessas fissuras, mas dada a disposição das fissuras longitudinais, leva-se a crer que estas tenham-se iniciado durante a cura da argamassa.



Figura 5.15 Levantamento das fissuras na superfície inferior da laje L2.

Feito o levantamento das fissuras ocorridas no processo de cura da laje, apontam-se as seguintes causas do seu aparecimento que podem ter atuado de forma combinada:

- Retração da argamassa.

Como se pode observar das medições de retração apresentada Tabela 3.9, a retração livre da argamassa desta laje foi de 0,09% aos 7 dias. Esta retração é cerca de 10 vezes maior que a extensão crítica de início de fissuração, calculado conforme se segue:

$$\varepsilon_{ts,c} = \frac{f_{tsm}}{E_{cs,t}} = \frac{0,2 * 5,53 * 10^3}{13,39 * 10^6} = 0,008\%$$

Esta diferença é significativa para originar as fissuras observadas cujas aberturas são maiores por estas não se terem distribuído melhor na laje.

- Expansão radial do bambu por absorção de água da argamassa.

A concentração das fissuras no alinhamento por baixo das armaduras longitudinais, leva-se a admitir que estas sejam devidas a expansão radial do bambu por absorção de água da argamassa. Entretanto, este alinhamento de fissuras por baixo das armaduras pode ser por causa de baixa espessura da argamassa na zona de recobrimento, criando uma linha de fragilidade que induzem a fissuração da laje (devida à retração) nestes sítios.

- Deformação e assentamentos da cofragem.

A ocorrência de fissuras apenas nas extremidades da face superior da laje e sendo estas predominantemente transversais, leva-se a crer a existência de momentos positivos comprimindo a argamassa superior na zona do meio vão, e a ocorrência de momentos negativos na região de apoio da cofragem inferior que induziram o direcionamento transversal das fissuras. Estes momentos podem ter sido originados pelas deformações das chapas de cofragem e assentamentos diferenciais destas nas partes apoiadas. As fissuras que percorrem longitudinalmente as faces laterais, podem também ter sido originadas pelos esforços de corte resultantes da ocorrência dos momentos descritos.

5.3.3.2. Laje L3

1) Produção de armaduras

O sistema de armadura desta laje foi construído recorrendo a ligações aparafusadas aplicando varão roscado M8 da classe 4.6 nas ligações armadura-conector e, parafusos roscados M5 de ponta aguda nas ligações conector-estribo no topo dos conector (ver Figura 5.16).



Figura 5.16 Produção de armadura para a laje L3.

Nesta laje, a amarração entre a armadura longitudinal e transversal também foi feita com recurso a corda de sisal e levou uma rede plástica igual da laje L2 na parte inferior.



Figura 5.17 Armadura da laje L3 colocada no interior da cofragem, pronta a receber argamassa.

2) *Enchimento com argamassa*

À laje L3 foi construída com uma argamassa com mesmo traço da laje anterior (2:1:7 respetivamente, cal aérea: cimento: terra), mas com um teor de água reduzido à 16% de modo a diminuir os níveis de retração registada na laje L2. Os resultados dos ensaios de caracterização desta argamassa estão apresentados no Ponto 3.1.6 do Capítulo III. O enchimento da laje deu-se com um intervalo de uma semana relativamente a outra laje e com início ao meio da tarde, tendo-se terminado por volta das 17 horas. Assim, procurou-se reduzir relativamente a laje L2, o tempo entre o enchimento e a primeira rega realizado na manhã do dia seguinte e, a perda acelerada de água devido ao calor e baixa humidade do ambiente diurno. Como a argamassa apresentava baixa trabalhabilidade, recorreu-se ao apiloamento para a compactação.



Figura 5.18 Processo de enchimento com argamassa da laje L3.

1) *Processo de cura*

À semelhança da laje L2, nos 5 seguintes dias regou-se a laje duas vezes por dia. Durante este período não foi observado sinais de fissuras na face superior. Depois de uma semana, removeu-se a cofragem lateral e observou-se alguns vazios em certas partes da zona onde levou conetores, evidenciando baixa compactação. Precedeu-se ao preenchimento desses vazios e dias antes do ensaio da laje fez-se o levantamento de fissuras, tendo-se verificado fissuras descontínuas com abertura inferiores à 0,085mm nas faces das extremidades.

Noutras faces foram observadas algumas fissuras descontínuas de aberturas inferiores à 0,05mm, com exceção da fissura contínua observada na zona central da face identificada na Figura 5.19, apresentando abertura máxima de 1,20mm. Esta fissura terá origem provável na deformação da cofragem que criou falta de apoio do recobrimento ou mesmo, pela expansão do bambu nesta região devido a acumulação da água de rega que percorria para esta região e ali se acumulava quando a laje ainda tinha cofragem lateral impermeabilizada com plástico.



Figura 5.19 Levantamento das fissuras ocorridas no processo de cura da laje L3.

Após a descofragem inferior, também observou-se vazios num dos extremos da face inferior da laje devido à baixa compactação que foi-se melhorando ao longo do processo de enchimento. Do levantamento de fissuras nesta face, observou-se fissuras longitudinais nas posições por baixo das armaduras com aberturas iguais ou inferiores à 0,10mm e poucas fissuras transversais sendo que as aberturas eram inferiores a 0,05mm. As fissuras longitudinais podem ter origem na expansão radial da armadura e/ou nos esforços de retração nestes alinhamentos de baixa espessura da argamassa. No entanto, algumas dessas fissuras podem ter surgido ou ter sido agravadas pelos esforços de momento devido ao peso próprio e aos esforços decorrentes do transporte da laje (momentos fletor e vibrações).



Figura 5.20 Levantamento de fissuras na parte inferior da laje *L3* após a descofragem.

De uma forma geral, após a cura a laje apresentou bom aspeto e baixos níveis fissuração. A retração registada na argamassa foi de 0,01% até aos 14 dias, sendo este valor aproximadamente igual à 0,011%, valor da extensão crítica de início de fissuração conforme o cálculo abaixo:

$$\varepsilon_{ts,c} = \frac{f_{tsm}}{E_{cs,t}} = \frac{0,2 * 8,33 \times 10^3}{14,5 \times 10^6} = 0,011\%$$

Esta extensão foi excedida a partir dos 14 dias, sendo que a retração medida aos 28 dias situou-se em 0,03%. Estes resultados justificam os baixos níveis de fissuração observadas nesta laje.

Contudo, apesar dos fatores ambientais e do teor de água das argamassas terem sido preponderantes na diferença do desempenho em fase de cura das duas lajes, a solução construtiva da armadura da laje *L3*, pode ter contribuído para o bom desempenho desta laje, relativamente a solução construtiva da armadura da laje *L2*, pois a armadura conferiu melhor rigidez à aquela laje, relativamente à outra armadura na laje *L2*, para além de a armadura da laje *L3* armar o recobrimento.

Capítulo VI - ENSAIO DAS LAJES À ESCALA REAL E RESULTADOS

6.1. TRANSPORTE E FIXAÇÃO DAS LAJES NOS APOIOS

O transporte das lajes foi realizado em duas etapas. A primeira etapa consistiu na deslocação das lajes até a zona de cobertura da grua do laboratório e a segunda, o transporte e posicionamento no pórtico de ensaio recorrendo a grua.

Na primeira etapa, o transporte da laje *L2* foi realizado por meio de dois porta-paletes fixados nos dois extremos. Este método de transporte introduziu esforços que levaram ao aumento das aberturas das fissuras existentes e surgimento de novas, devido as manobras (curvas) executadas (ver Figura 6.1a). Assim, estudou-se outra forma para deslocação da laje *L3* que não criasse danos ocorridos na primeira operação, tendo-se optado para o efeito, o método a que designa-se "translações lineares sucessivas" (ver Figura 6.1b). Para o efeito, foram construídas dois carinhos que com os dois porta-paletes constituíam os quatro apoios móveis dos dois eixos que apoiavam transversalmente os extremos da cofragem inferior da laje. Estes apoios móveis eram posicionados para darem as translações lineares nas direções pretendidas até a área de cobertura da grua.



Figura 6.1 Sistemas de transporte das lajes até a zona de cobertura da grua: (a) - laje *L2*; (b) - laje *L3*.

Na segunda etapa, procedeu-se previamente a instrumentação das lajes para a medição da flecha devido ao peso próprio após a remoção de cofragem inferior. Seguidamente as lajes foram transportadas sobre a cofragem inferior com recurso à grua e assentes sobre os apoios posicionados no pórtico de ensaio (ver Figura 6.2a). O assentamento nos apoios

culminou com a remoção da cofragem inferior, passando as lajes a estarem sujeitos ao peso próprio. Após os registos das deformações devido ao peso próprio, procedeu-se a remoção dos sistemas de instrumentação fixas nas lajes (ver Figura 6.2b), para montagem de um novo sistema de instrumentação com apoios externos às lajes e montagem do sistema de ensaio.



Figura 6.2 a) – fixação da laje L3 nos apoios para remoção da cofragem inferior; b) - laje L2 fixa sobre os apoios e pronta para montagem do sistema de ensaio.

6.2. ENSAIO DAS LAJES

Após a preparação do ensaio e antes do seu início, fez-se novamente o levantamento e marcação das fissuras existentes. Os ensaios das duas lajes e os respetivos provetes para caracterização das suas argamassas, foram realizadas com 90 dias de idade.

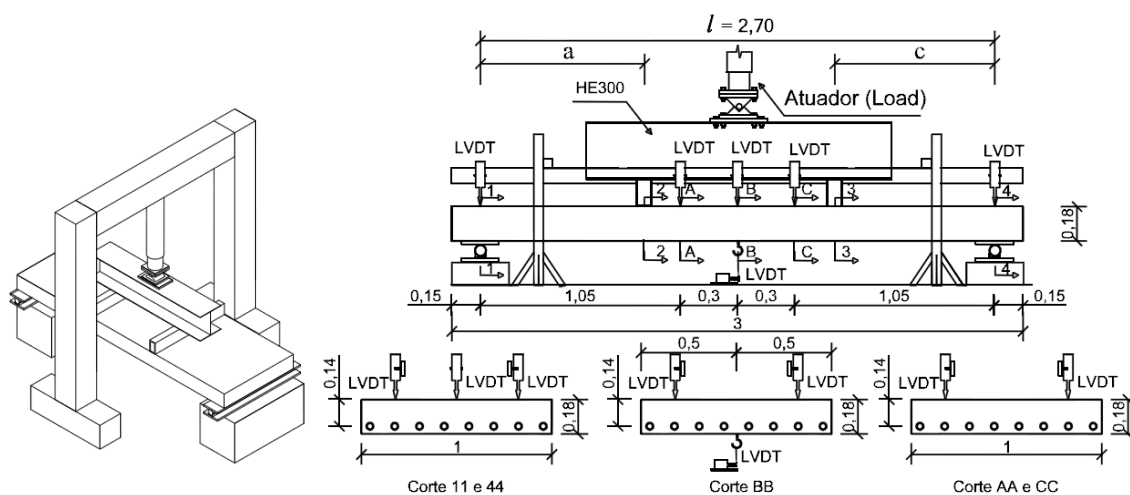


Figura 6.3 Esquema global de ensaio e instrumentação das lajes. Os cortes 2-2 e 3-3 correspondem aos planos de aplicação da carga. As unidades são expressas em metros.

A montagem do ensaio e instrumentação das lajes procedeu-se segundo o esquema da Figura 6.3. O ensaio consistiu na aplicação transversal de duas cargas lineares de igual

intensidade localizadas a 1/3 do vão da laje relativamente a cada apoio. O ensaio foi realizado por meio de um atuador hidráulico aplicando uma velocidade de 0,2mm/minuto e controlado em deslocamentos segundo uma lei cíclica de carga-descarga até atingir a rotura. A lei de deslocamento imposta é composta por seguintes ciclos crescentes e subsequentes: 2 ciclos iniciais de 1mm de amplitude, 4 ciclos de 2mm de amplitude, 7 ciclos de 5mm de amplitude e ciclos de 10mm de amplitude até a rotura. As descargas iam até o valor da força ser zero. No esquema de ensaio, as letras *a* e *c*, representam os braços das forças relativamente aos apoios.



Figura 6.4 Início do ensaio das lajes após instrumentação.

Segue-se na Figura 6.5 a lei dos deslocamentos obtidos no ensaio pela média dos três extensómetros (*LVDT's*) posicionados ao meio vão das lajes.

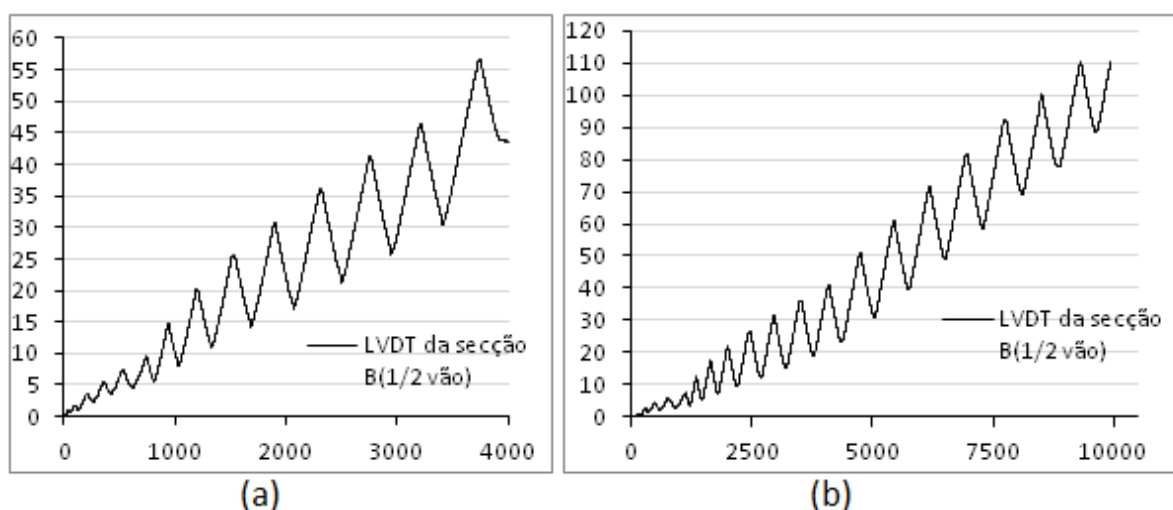


Figura 6.5 Deslocamento vs. passo impostos no ensaio da laje L2 a), e a laje L3 b).

6.3. RESULTADO DOS ENSAIOS DAS LAJES

As deformações das lajes devidas a ação do peso próprio (pp) são apresentados na Tabela 6.1 para as secções centrais A , B e C de acordo com a Figura 6.3, sendo a secção B correspondente ao meio vão. Os valores máximo da flecha máxima devido ao peso próprio, foi de 5,43mm para a laje $L2$ e 1,17mm para a laje $L3$.

Tabela 6.1 Ações atuantes nas lajes devido ao peso próprio.

Laje	Peso próprio (kN/m^2)	Braço da força (m)		Deslocamentos δ (mm)			Momentos atuantes (kNm/m)			Esforço transversal (kN/m)	
		a	c	Secção A	Secção B	Secção C	Secção 2	Secção B	Secção 3	Secção 1	Secção 4
L2	3,18	0,91	0,90	5,02	5,43	4,82	2,59	2,90	2,57	4,29	4,29
L3	3,33	0,86	0,84	1,17	1,23	1,13	2,64	3,03	2,60	4,50	4,50

Os momentos atuantes devidos aos pesos próprios, obtidos das massas específicas dos provetes das argamassas, foram calculados da seguinte forma:

$$M_{E,p} = \frac{p l x}{2} - \frac{p x^2}{2} \quad (6.1)$$

Onde p – peso próprio, x – distância entre o apoio e a secção do momento calculado e $l = 2,7$.

O esforço transversal atuante é dado pela seguinte expressão:

$$V_{E,p} = \frac{pl}{2} \quad (6.2)$$

Os resultados dos ensaios cíclicos da laje $L2$ estão apresentados na Figura 6.6 em forma de gráfico força vs. deslocamento para a secção do meio vão, e o perfil longitudinal de deformação da laje obtida pela união das flechas registadas pelos extensómetros ($LVDT$'s) posicionados nos pontos ao longo do vão conforme o esquema da Figura 6.3. O perfil longitudinal, começa com as deformações devido ao peso próprio, seguido de deformações totais (soma da deformação anterior, incluindo devido ao peso próprio e da deformação dos incrementos de carga F) para cada incremento de $5kN/m$ da força F , até atingir a carga máxima suportada pela laje. O gráfico força vs. deslocamento, relaciona o carregamento da força F e a deformação ocorrida no meio vão da laje devido a este carregamento. Deste gráfico observa-se que a laje $L2$ (que estava severamente fissurado antes do início do carregamento), apresentou deformações residuais no final de cada ciclo de carga desde o

início do carregamento e como previsto, tendo em conta a curva de comportamento dos materiais constituintes, a laje apresentou um comportamento inicialmente linear e depois seguiu-se a um comportamento gradualmente curvo.

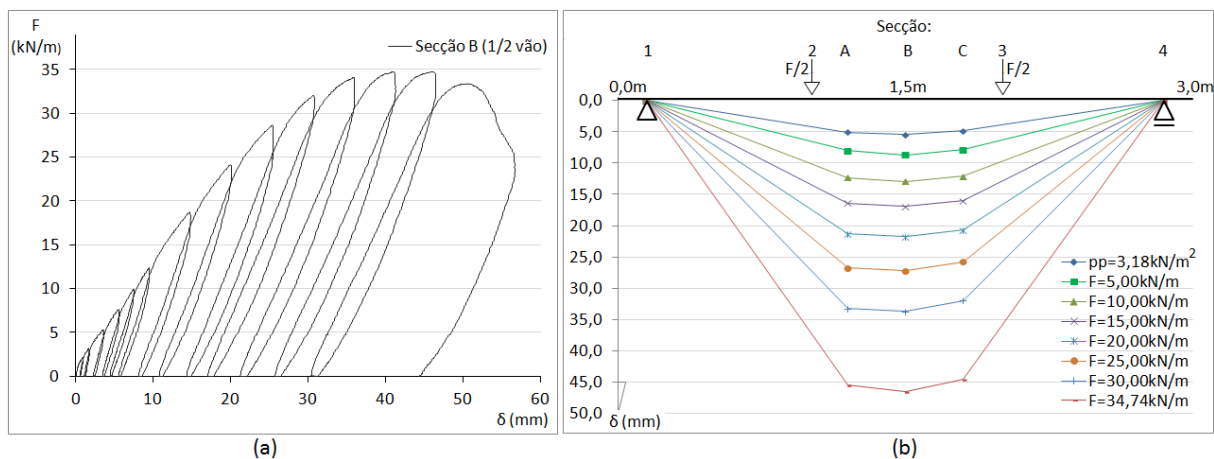


Figura 6.6 Laje L2 a) - evolução da relação força vs. deslocamento na secção B; b) - perfil da deformada da laje com a evolução do carregamento aplicado.

Após suportar uma carga máxima de $F = 34,74 \text{ kN/m}$, a laje manteve de forma decrescente a capacidade de carga até que a rótula plástica formada numa das secções de aplicação da carga, transformasse a estrutura num mecanismo. Na Tabela 6.2, são apresentadas os deslocamentos verticais obtidos no ensaio para a carga F e os momentos e os esforços transversos atuantes na laje devidas a esta carga.

Tabela 6.2 Ações atuantes na laje L2 devida a carga F .

F (kN/m)	Braço da força (m)		Deslocamentos δ (mm)			Momentos atuantes (kNm/m)			Esforço transversal (kN/m)	
	a	c	Secção A	Secção B	Secção C	Secção 2	Secção B	Secção 3	Secção 1	Secção 4
0,00	0,91	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,00			2,99	3,23	2,98	2,27	2,26	2,26	6,97	7,02
10,00			7,29	7,47	7,22	4,53	4,53	4,52	9,45	9,54
15,00			11,38	11,45	11,14	6,80	6,79	6,78	11,93	12,06
20,00			16,28	16,33	15,86	9,07	9,05	9,03	14,41	14,58
25,00			21,70	21,74	20,96	11,33	11,31	11,29	16,89	17,10
30,00			28,18	28,31	27,16	13,60	13,58	13,55	19,37	19,62
34,74			40,49	41,13	39,80	15,75	15,72	15,69	21,72	22,02

As expressões usadas no cálculo dos momentos e esforços transversos atuantes nos apoios são as seguintes:

$$M_{E,B} = \frac{F}{4} (a + c) \quad (6.3)$$

$$M_{E,2} = a V_{E,1} \quad (6.4)$$

$$M_{E,3} = c V_{E,4} \quad (6.5)$$

Onde $M_{E,B}$, $M_{E,2}$, $M_{E,3}$ são respetivamente, os momentos nas secções B(meio vão), 2 e 3, conforme a Figura 6.3. $V_{E,1}$ e $V_{E,4}$ são os esforços transversos nos apoios 1 e 4 conforme a mesma figura e calculou-se da forma indicada nas expressões que se seguem:

$$V_{E,1} = \frac{F}{2l} (l - a + c) \quad (6.6)$$

$$V_{E,4} = F \left(1 - \frac{l - a + c}{2l} \right) \quad (6.7)$$

A laje L3 cujo gráfico força vs. deslocamento para a secção do meio vão e o perfil longitudinal das deformações (inclui devido ao peso próprio como na laje anterior) para cada incremento de $10kN/m$ da carga F estão apresentados na Figura 6.7, apresentou uma capacidade de carga máxima de $F = 60,86kN/m$ e deformações residuais no final de cada ciclo de carga. O seu gráfico de força vs. deslocamento também apresenta um comportamento linear e depois gradualmente curvilíneo até a rotura.

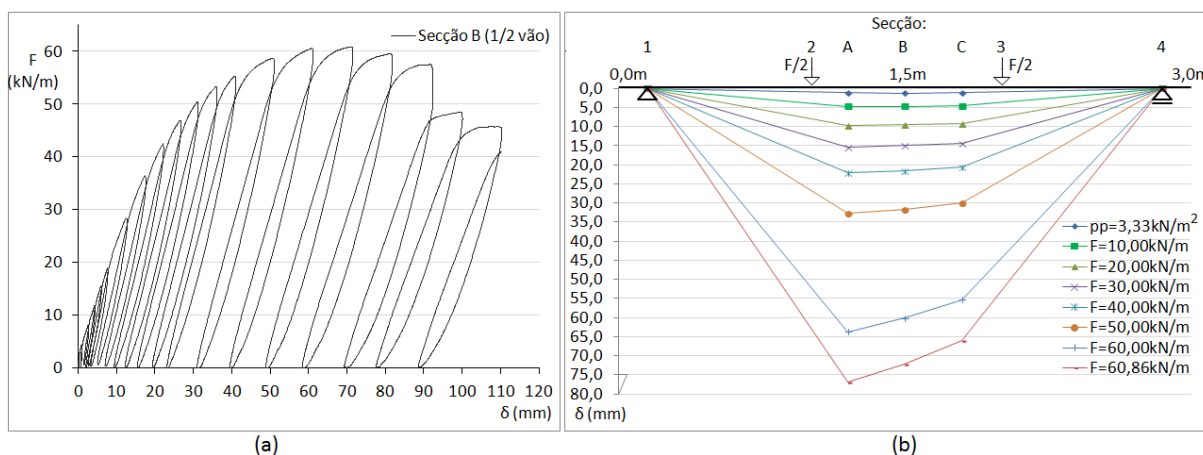


Figura 6.7 Laje L3: a) - evolução da relação força vs. deslocamento na secção B; b) - perfil da deformada da laje com a evolução do carregamento aplicado.

Na Tabela 6.3 apresenta-se os deslocamentos verticais de ensaio, os momentos atuantes e os esforços transversos atuantes nos apoios, para os incrementos de carga F na laje L3

acima referido, até a carga máxima atingida. Os cálculos desses momentos e esforços transversos foram efetuados com as Expressões (6.3) à (6.7).

Tabela 6.3 Ações atuantes na laje L3 devida a carga F .

F (kN/m)	Braço da força (m)		Deslocamentos δ (mm)			Momentos atuantes (kNm/m)			Esforço transversal (kN/m)	
	a	c	Secção A	Secção B	Secção C	Secção 2	Secção B	Secção 3	Secção 1	Secção 4
0,00	0,86	0,84	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,00			3,52	3,44	3,41	4,28	4,26	4,24	9,45	9,54
20,00			8,64	8,30	8,09	8,56	8,52	8,47	14,41	14,58
30,00			14,28	13,80	13,34	12,83	12,77	12,71	19,37	19,62
40,00			20,85	20,32	19,39	17,11	17,03	16,94	24,32	24,67
50,00			31,62	30,58	28,78	21,39	21,29	21,18	29,28	29,71
60,00			62,55	58,97	54,16	25,67	25,55	25,42	34,24	34,75
60,86			75,80	71,06	65,01	26,04	25,91	25,78	34,67	35,18

Na Tabela 6.4, é feita uma síntese da capacidade de carga suportada pelas lajes para os limites de deformação em serviço de acordo com o EC5 e a capacidade última, em termos de momento máximo e esforço transversal máximo atingido. Assim, verifica-se que a laje L3 atingiu uma capacidade de carga em serviço $F = 20kN/m$, correspondendo ao dobro da capacidade da laje L2. Em termos de capacidade última, a laje L3 suportou um momento máximo total de $28,95kNm/m$ e um esforço transversal máximo de $39,68kN/m$, enquanto a laje L2 teve a sua capacidade máxima na ordem dos 65% desses valores para os mesmos tipos de esforços

Tabela 6.4 Capacidade de carga última e em serviço das lajes.

Laje	pp (kN/m^2)	Capacidade em serviço			Capacidade última		
		Sobrecarga ($l/300=9mm$)		Deslocamento total ($l/200=13,5mm$)	Momento total	Momento máximo	Esforço transversal máximo
		F (kN/m)	δ (mm)	δ (mm)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kN/m)
L2	3,18	10	7,47	12,90	7,42	18,62	26,31
L3	3,33	20	8,64	9,81	11,55	28,95	39,68

6.4. EVOLUÇÃO DOS DANOS DURANTE O ENSAIO

Dado que os vídeos realizados no momento não permitiram visualizar com pormenor a evolução dos danos ocorridos nas lajes, esta análise de dano será realizado a partir da análise sequencial das fotografias tiradas, não permitindo uma indicação do esforço atuante no momento do dano registado.

6.4.1. Laje L2

Como se reportou no capítulo anterior, a laje L2 ficou severamente danificado devido as fissuras ocorridas durante o processo de cura e transporte. Os danos surgidos no processo de carregamento, começou com a consolidação das fissuras existentes aumentando as suas aberturas. Após isso, surgiram fissuras oblíquas de esforço transverso (fissuras com contorno vermelho na Figura 6.8) na zona do vão entre o apoio e secção de aplicação de carga do lado mais danificado, tendo depois ocorrido a rotura por escorregamento de armadura e esforço transverso neste lado.

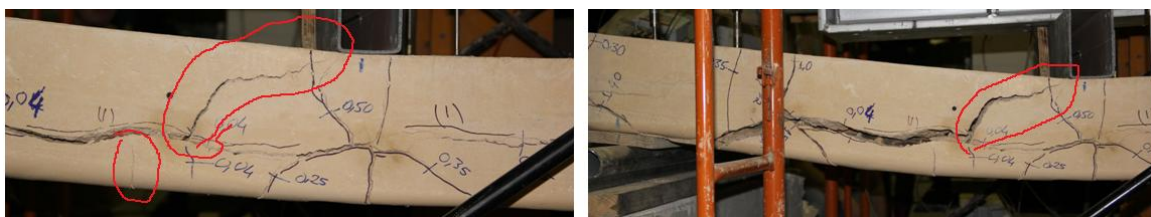


Figura 6.8 Laje L2: consolidação de fissuras existentes e surgimento de fissuras de esforço transverso.



Figura 6.9 Laje L2: a) – colapso da laje pelo lado mais danificado, b) – corte nas ligações e arrancamento dos conectores por esforço transverso

Na Figura 6.9 ilustra-se a forma de colapso da laje pelo lado mais danificado (entre o apoio 1 e secção 2). Verificou-se a soltura da armadura de alguns conectores, devido ao esforço transversal verificado e corte nas ligações dos outros conectores do mesmo lado danificado.

6.4.2. Laje L3

A seguir é apresentada a evolução dos danos ocorridos durante o ensaio da laje *L3*. A laje começou por aumentar a abertura da fissura vertical existente (ocorrida no alinhamento dos conectores durante a fase de cura) num dos planos de aplicação da carga (Figura 6.10a). Após isso, surge a fissura horizontal a uma altura no nível das armaduras, evidenciando escorregamento de armaduras (Figura 6.10b).

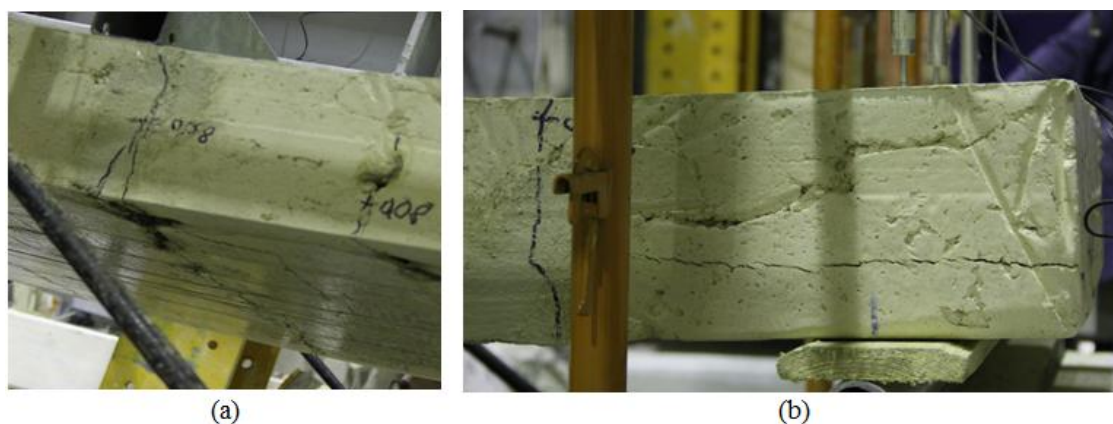


Figura 6.10 Laje *L3*: a) – aumento de abertura de fissura vertical na secção 2, b) – surgimento de fissura longitudinal na zona de apoio da secção 1.

Com a evolução do ensaio, a fissura vertical de flexão vou aumentando a sua abertura ao mesmo tempos que ia ocorrendo o alastramento para o interior do vão da fissura longitudinal de escorregamento de armaduras (ver Figura 6.11).



Figura 6.11 Laje *L3*: a) – consolidação da fissura vertical na secção 2, b) – alastramento de fissura longitudinal para o interior do vão.

A fissura longitudinal alastrou-se ao encontro com a fissura existente na zona do meio vão surgida no processo de cura da laje, registando uma subida próximo a zona de aplicação da carga como ilustrado na Figura 6.12a. Neste plano de aplicação de carga houve um ligeiro esmagamento da terra estabilizada e laje acabou por ruir por este plano (Figura 6.12b).



Figura 6.12 Laje L3: a) – ligeiro esmagamento da terra e subida de fissura longitudinal no encontro com vertical na secção 2, b) – colapso da laje por um dos planos de aplicação de carga (secção 2).

Após o colapso e destruição parcial da laje L3, verificou-se dobragem do varão da ligação aparafusada e estrangulamento do conector (Figura 6.13).



Figura 6.13 Laje L3: rotura da ligação.

Dos danos verificados, conclui-se que esta laje teve rotura por escorregamento de armaduras e flexão.

6.5. VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Neste ponto procura-se verificar com as expressões analíticas os resultados verificados no ensaio das lajes L2 e L3:

Tabela 6.5 Resumo das propriedades das argamassas das lajes.

Laje	f_{csm} (cubo) (MPa)	f_{csm} (cilindro) (MPa)	ε_{cs1} (%)	ε_{csu1} (%)	$E_{cs,s}$ (GPa)	λ	η
L2	7,25	5,53	0,080	0,080	12,30	0,75	0,89
L3	11,19	8,33	0,105	0,11	14,50		

1) Verificação do momento resistente

$$M_r = F_c Z = b \lambda \eta f_{csm} d^2 \alpha \left(1 - \frac{\lambda}{2} \alpha\right)$$

$$\alpha = \frac{-j \pm \sqrt{j^2 - 4ac}}{2a} \geq 0; \quad a = b \lambda \eta f_{csm} d; \quad j = A_b E_b \varepsilon_{csu1}; \quad c = -j$$

Tabela 6.6 Verificação da resistência ao momento fletor usando valores de resistência da argamassa obtida pelos provetes cilíndricos.

Laje	d	A_b	ρ	α	ε_b	σ_b	M_{Rd}	$M_{R \text{ ensaio}}$	$\frac{M_{Rd}}{M_{R \text{ ensaio}}}$
	(cm)	(cm ² /m)	(%)	-	(%)	(MPa)	(kNm/m)	(kNm/m)	(%)
L2	14	32,17	2,3	0,25	0,25	39,39	16,11	18,62	86
L3		32,17	2,3	0,23	0,35	56,24	23,00	28,95	80

Usando os valores de resistência das argamassas obtidas através de ensaio de provetes cilíndricos, observa-se que os momentos resistentes de cálculo obtidos correspondem a 80% e 86% das resistências obtidas no ensaio das lajes L3 e L2, respetivamente. Porém quando usado a tensão média das argamassas obtidas através de ensaio dos provetes cúbicos, o momento resistente de cálculo é igual à 18,99kNm/m para a laje L2 e 27,45kNm/m para a laje L3, correspondendo assim à 102% e 95%, respetivamente. Isso significa que a tensão resistente da terra na laje é aproximadamente igual a tensão dada pelos provetes cilíndricos.

2) Verificação de esforços nas bielas comprimidas

$$\sigma_c = \frac{V_{Ed}}{b_w Z \cos \theta \sin \theta} \leq 0,5 f_{csm}$$

Onde:

$$Z = \left(1 - \frac{\lambda}{2} \alpha\right) d$$

Tabela 6.7 Verificação de compressão nas bielas

Laje	b_w (m)	V_{Ed} (kN/m)	Z (cm)	θ (°)	σ_c (MPa)	$0,5 f_{csm}$ (MPa)	$\sigma_c/0,5 f_{csm} \leq 1,0$ -	-
L2	1,00	26,31	12,71	21,80	0,60	2,77	0,22	Sim!
L3		39,68	12,79		0,90	4,17	0,22	Sim!

Para o esforço transversal máximo atingido no ensaio, não ocorre esmagamento das bielas comprimidas nas duas lajes.

3) Verificação de dispensa de estribos

$$V_{Ed} \leq \frac{Z b_w f_{tsm}}{2 \text{sen } \theta}$$

Tabela 6.8 Verificação de dispensa de estribos.

Laje	b_w (m)	V_{Ed} (kN/m)	Z (cm)	θ (°)	$f_{tsm} = 0,2 f_{csm}$ (MPa)	$\frac{Z b_w f_{tsm}}{2 \text{sen } \theta}$ (kN/m)	$V_{Ed} \leq \frac{Z b_w f_{tsm}}{2 \text{sen } \theta}$ -
L2	1,00	26,31	12,71	21,80	1,11	189,30	Sim!
L3		39,68	12,79		1,67	286,82	Sim!

Portanto, não é necessário a armadura de esforço transversal.

4) Verificação de escorregamento das armaduras

Para a carga máxima atingida nas duas lajes, os esforços máximo de escorregamento ocorre devido as solicitações num dos planos de aplicação da carga (secção 2 na Figura 6.6 e Figura 6.7), sendo nestas secções a força máxima de escorregamento atuante em cada armadura de 20,96kN para a laje L2 e 33kN para a laje L3.

Tabela 6.9 Verificação dos conectores existentes pela resistência ao corte das ligações.

Laje	n_a (un/m)	$V(2)$ (kN/m)	$M(2)$ (kNm/m)	F_{cnet} (kN)	A_{cnet} (cm ²)	f_{cob} (MPa)	n_{cnet} (un/armadura)	n_{cnet} (existente)	Verifica ?
L2	8	18,71	18,34	20,96	1,25	75	3	4	Sim!
L3		31,79	28,68	33,00	1,68	75	3	4	Sim!

Pelos cálculos apresentados na Tabela 6.9, indica pela resistência ao corte das ligações dos conectores, o número de conectores existentes nas duas lajes seriam suficientes para

suportar o esforço de carregamento máximo atingido, contudo verificou-se escorregamento nas duas lajes.

Tabela 6.10 Verificação de esmagamento da terra.

<i>Laje</i>	F_{cnet}	D_b	h_b	f_{csm}	n_{cnet}	n_{cnet} (existente)	Verifica?
	(kN)	(cm)	(cm)	(MPa)		(un/armadura)	
L2	20,96	3,60	10	5,53	2	4	Sim!
L3	33,00			8,33	2	4	Sim!

Para os esforços atuantes verifica a não ocorrência do esmagamento da terra devido as forças de compressão transmitidas pelos conectores na terra estabilizada.

A seguir é feita a verificação da ligação aparafusada na laje L3. Pelos resultados apresentados na Tabela 6.11, verifica-se que para o esforço máximo de escorregamento atingido, e caso esse esforço fosse de igual modo repartido pelos conectores, causaria uma flecha de 2,7mm no extremo em consola do varão da ligação armadura longitudinal-conector. Esta flecha é significativa para causar a dobragem do varão verificado após a destruição da laje L3.

Tabela 6.11 Momento e flecha na ligação aparafusada.

			<i>Momento</i>			<i>Flecha</i>	
(D_b)	F_{cnet}	n_{cnet}	M_{Ed}	M_{Rd}	<i>Obs.</i>	δ	$\delta < 1mm$
(cm)	(kN)	(un/armadura)	(kNm)	(kNm)		(mm)	-
3,6	33,00	4	0,30	4,06	Ok	2,7	Não!

Embora pelos cálculos se verifique que os conectores eram suficientes para as duas lajes até aos esforços máximos suportados, foram verificados escorregamentos das armaduras nas duas lajes desde o início do processo de carga. Da destruição parcial das lajes após o ensaio, verificou-se que os conectores romperam pelas ligações. Os conectores da laje L2 estavam com os encaixes partidos e alguns soltos das armaduras por falta de capacidade de suportar os esforços de tração devido o esforço transversal. As ligações aparafusadas dos conectores às armaduras, dobram e permitiram o arrancamento e esmagamento destes por esforços do tipo punção. As razões para este facto de rotura pelos conectores, deve-se fundamentalmente as folgas nos nós das ligações (esta é a razão de existência de deformações residuais nos ciclos iniciais de carregamento) que não permitiram uma distribuição simultânea dos esforços axiais de escorregamento por todos os conectores,

levando com que uns conectores forem mais solicitados que os outros, para além da diminuição do seu número devido a soltura devido esforço transversal verificado na laje 2. E no caso do escorregamento verificado na laje L3, para além das causas acima referidas, contribuiu também o facto de os momentos atuantes nas ligações produzirem flechas nos varões e por efeitos semelhantes ao de segunda ordem, ter levado a dobragem desses varões.

Feita esta verificação, recomenda-se a melhoria das ligações entre conector bambu, reforçando a ligação A, usado na laje L2 para suportar forças de tração, e para a ligação B, usado na laje L3, pode ser melhorada, usando um varão de maior diâmetro e usar uma disposição de modo que o conector esteja ligado a duas armaduras longitudinais evitando assim que um dos extremos da ligação esteja em consola.

5) Verificação da deformação

Na Figura 6.14 são apresentados as envolventes dos gráficos força vs. deslocamento obtidos no ensaio das lajes, com estas curvas procurou-se obter a Expressão (4.34), resultante da transformação da Expressão (4.20) do Eurocódigo 2, obtido no intuito de propor-se uma forma analítica que proporcione uma boa aproximação das deformações dos tipos de lajes em estudo.

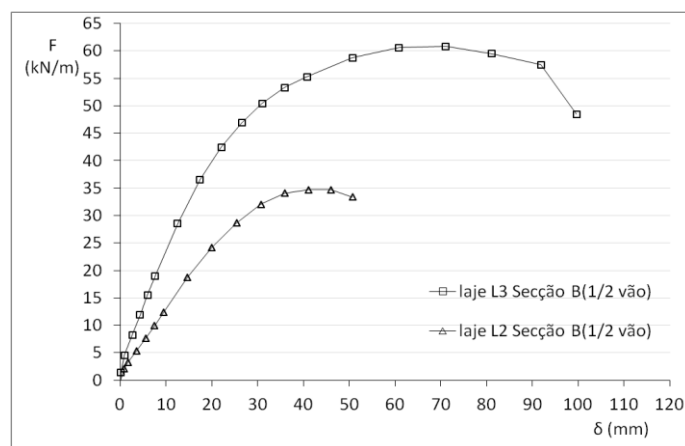


Figura 6.14 Envolvente do gráfico força vs. deslocamento das duas lajes.

Assim obteve-se as curvas teóricas de aproximação da relação do deslocamento com a força aplicada apresentados na Figura 6.15 e Figura 6.16, através da Expressão (4.34) abaixo apresentado.

$$(EI)_e = \frac{M_a}{M_a + M_{r1}^\beta} E_{cs,s} [\zeta I_I + (1 - \zeta) I_{II}]$$

A curva teórica da laje *L2*, foi obtida para $\beta = 0,9$ e $\zeta = 0$ (secção completamente fendilhada). Enquanto que para a curva teórica da laje *L3*, conseguiu-se a melhor aproximação (a curva apresentada), para $\beta = 1,0$.

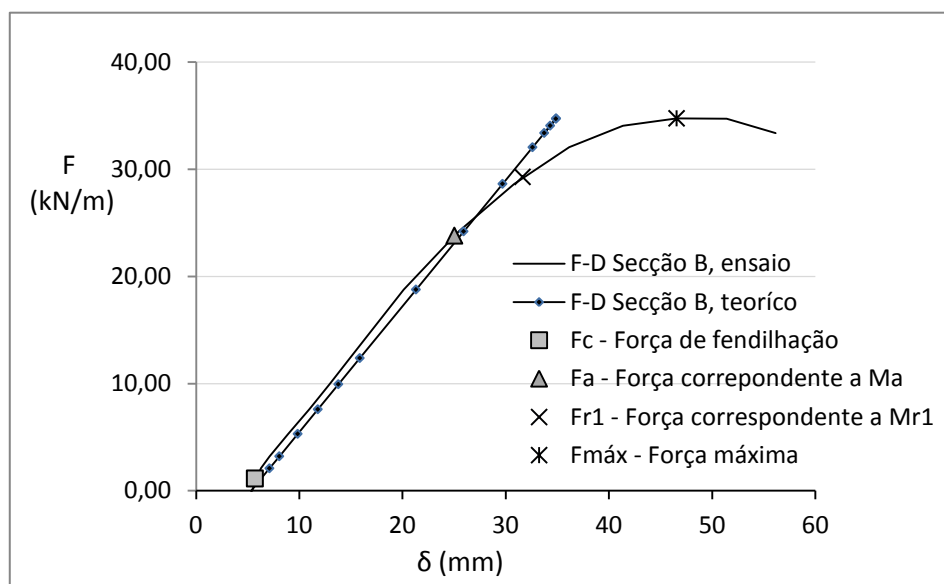


Figura 6.15 Laje *L2*, envolvente do gráfico força vs. Deslocamento obtida no ensaio e a curva teórica.

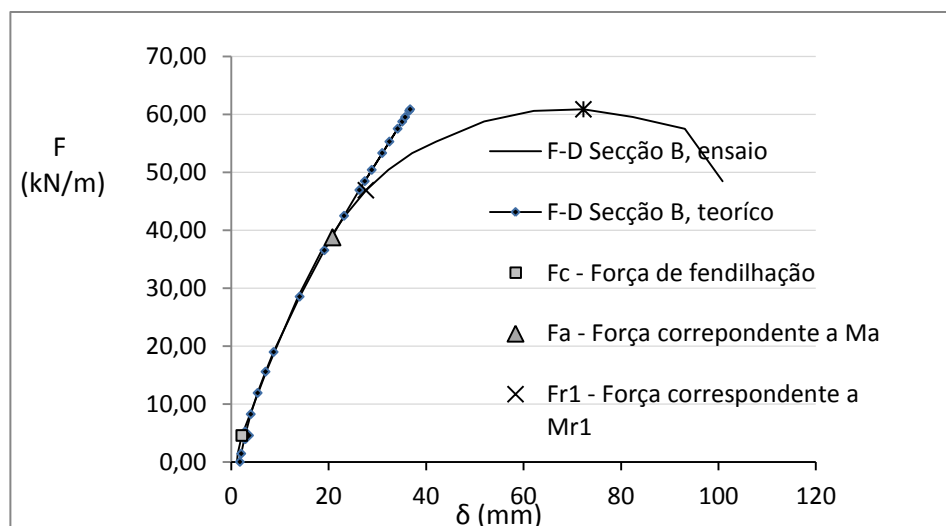


Figura 6.16 Laje *L3*, envolvente do gráfico força vs. deslocamento obtida no ensaio e a curva teórica.

Observando os gráficos acima apresentados, verifica-se que as curvas teóricas dadas pela Expressão (4.34), produzem uma boa aproximação até a força correspondente ao momento de referência para o estágio elasto-plástico, M_a .

Apesar de ter produzido bons resultados para as lajes em estudo, o seu uso generalizado requerem de uma consistente verificação da sua validade em outras estruturas distintas das ensaiadas neste trabalho. O mesmo cuidado deve-se tomar para as outras expressões deduzidas neste trabalho.

6.6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

De um modo geral, as lajes resistiram aos esforços para os quais foram dimensionados. Tendo em conta a verificação ao estado limite de deformação recomendados pelo *EC5*, a laje *L2*, suportou uma sobrecarga de serviço de 10kN/m, correspondente a um momento a meio vão de 4,53kNm/m, o que equivale a uma carga distribuída de 4,97kN/m², sendo que a sobrecarga normalmente usada é de 2,0kN/m². E a laje *L3* suportou uma sobrecarga de 20kN/m, correspondente a 8,52kNm/m de momento ao meio vão, o que equivale a uma carga distribuída de 9,35kN/m². Estes valores dão margem suficiente para descontar as ações devidas as restantes cargas permanentes resultante por exemplo do revestimento.

A taxa de armadura usada foi de 2,3% correspondente a uma relação $\frac{x}{d} = 0,25$ e $\frac{x}{d} = 0,23$, respetivamente para laje *L2* e *L3*. Estas relações x/d obtidas, convencionam uma rotura pela terra, sendo que a tensão máxima instalada no bambu (pelo critério de proporcionalidade de deslocamento) foi 21% e 30% da tensão máxima média resistente do bambu, respetivamente para a laje *L2* e *L3*. Dada a grande dispersão do valor de resistência deste material e por apresentar rotura frágil, esta percentagem pode-se considerar aceitável para utilização do material em segurança. Sendo assim, pode-se considerar que a taxa de armadura usada seja aceitável para um dimensionamento económico da secção.

Capítulo VII – CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho introduz uma nova abordagem no que concerne ao dimensionamento de estruturas em terra, introduzindo o conceito de dimensionamento a esforços de flexão nestas estruturas, que tradicionalmente é dimensionada para funcionar sujeito apenas à compressão. Esta abordagem pode ser usada no reforço às ações que provoquem flexão e corte (por exemplo as ações devido aos sismo, e ventos fortes) nas paredes por exemplo de taipa e adobe, permitindo redução de espessura da parede (contribuindo para economia do material) e assim melhorar o seu comportamento a estas ações de que são vulneráveis.

A utilização de bambu como armaduras em matrizes de argamassas de terra é mais compatível que a utilização deste material como armaduras em estruturas com matriz em betão, pois em essas estruturas, o seu dimensionamento não resulta em secção económica (baixo módulo de elasticidade de bambu relativamente ao betão, obrigada a utilização de elevada área do bambu para se obter uma rigidez que torna eficiente a sua aplicação), para além de que o betão é altamente alcalino (P^H cerca de 13) o que pode proporcionar um ambiente agressivo às fibras do bambu. Enquanto que, em matrizes de argamassa de terra estabilizada com cal a alcalinidade é reduzida (P^H cerca de 8), o que pode proporcionar um meio não agressivo, ou menos agressivo as fibras do bambu e, os módulos de elasticidade das suas argamassas são próximos ou muito inferiores a do bambu, o que torna eficiente a sua aplicação, com relação área da armadura/área da terra na secção transversal, reduzida. Para além de que a plasticidade da argamassa de terra, permite evitar esforços que deteriorem a superfície do bambu, evitando a sua rápida degradação.

A cal presente na argamassa de terra inibe a invasão ou a criação de colónias de insetos e térmitas no elemento. Devido a capacidade repelente da cal face a estes agentes, em certas regiões do globo é prática corrente o uso de misturas de cal e bastante água (caiação) para pintar as bases do caule das árvores e como se referiu no Ponto 3.2.6, a caiação é também usada no tratamento de bambu. Por isso, a técnica de envolver com

recobrimento a armadura de bambu, pode conferir uma boa proteção ao bambu contra os insetos e térmitas, podendo contribuir para alongamento da sua durabilidade e também no aumento da sua resistência face a uma situação de incêndio.

O desenvolvimento de mais pesquisas de utilização mista bambu-terra, poderá contribuir para o aperfeiçoamento e melhoria de desempenho das construções com base nestes materiais, muito usando nas regiões em desenvolvimento e nas regiões de economia emergente (África subsaariana, América Latina, sudeste Asiático, subcontinente indiano e China), melhorando as condições de habitabilidade das populações de baixa renda, e possivelmente reduzir a vulnerabilidade das edificações em terra nas regiões potencialmente sísmicas.

Sendo o bambu uma planta que se desenvolve bem em climas tropicais e climas temperados, na Europa, os países como Portugal, Espanha e Itália possuem climas favoráveis ao cultivo desta planta, podendo assumir um papel mais dinamizador, na sua produção e incorporação já nas suas ricas tradições em construção em terra. Por isso, a prática de mais investigação pode potenciar as indústrias de construção desses países, vantagens competitivas relativamente aos restantes países europeus, aproveitando dos estímulos atribuídos pela União Europeia, para o fomento da construção sustentável, eficiência energética e redução da poluição.

7.2. CONCLUSÃO

Os resultados alcançados demonstram a potencialidade da técnica construtiva adotada, na construção de lajes correntes das habitações em terra. Conseguiu-se, por meio de expressões analíticas, uma boa aproximação da resposta das lajes ensaiadas. Porém, as expressões deduzidas, embora válidas para as lajes em estudo, foram obtidas de forma muito simplificada. Por isso, a sua aplicação a outros casos com diferentes materiais, vãos, etc. deverá ser efetuada de forma crítica e cuidada.

As lajes ensaiadas apresentaram elevada ductilidade até ao seu colapso. Este comportamento é reconhecidamente vantajoso do ponto de vista da segurança em situações próximas dos estados limites últimos, pois nestes casos a estrutura manifesta sinais evidentes de deformação excessiva, mantendo a capacidade para os esforços instalados, antes de entrar em colapso.

Em certas partes do globo, as construções em terra possuem coberturas leves, constituídas por exemplo por chapas de zinco ou de aço, capim, palhas etc., que frequentemente são destruídas pelas ações do vento. A técnica proposta neste trabalho para a laje permite o seu uso em coberturas planas capazes de suportar melhor as ações do vento e, se devidamente ligadas às paredes, poderão auxiliar na distribuição das ações horizontais, como as induzidas pelos sismos e/ou vento, e na estabilização das paredes para mecanismos fora do seu plano.

Entretanto, os efeitos de fluência dos materiais usados nesta proposta de laje de terra e bambu podem ter associadas deformações significativas a longo prazo, que comprometam o seu uso em serviço, e até eventualmente comprometer a segurança da estrutura. Deste modo, considera-se indispensável o desenvolvimento de estudos futuros sobre a fluência e a durabilidade destes elementos e dos materiais associados.

7.3. PROPOSTAS DE DESENVOLVIMENTOS DE TRABALHOS FUTUROS

- Desenvolvimento e aperfeiçoamento de mais técnicas construtivas que melhorem o comportamento à flexão da terra armada com bambu, admitindo a possibilidade de usar sistemas de aligeiramento das lajes com recurso à materiais descartados, como as embalagens plásticas e embalagens cartonadas

de diversos produtos, contribuindo para a sua reciclagem, ou com recurso à fardos de palha.

- Estudo aprofundado sobre a influência, na resistência mecânica, da razão cimento/cal nas argamassas de terra usando estes dois ligantes, com objetivo de verificar a relação ótima que confira maior ganho de resistência mecânica, e da evolução da resistência ao longo de um tempo mais alargado, e a relação ótima entre água e a mistura sólida (tendo em conta a percentagem de finos e o teor de humidade natural na terra), por forma a obter-se um teor de água de referência para estas argamassas.
- Estudos de fluência da terra estabilizada e do bambu, determinação dos valores característicos de resistência dos dois materiais e dos coeficientes parciais de segurança.
- Ensaios de fluência e comportamento à fadiga de lajes de terra armada com bambu e estudos da sua durabilidade.
- Formas de dimensionamento à flexão composta de paredes de terra reforçada com bambu.
- Estudo de ligações que conferem melhores uniões de bambu.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2004). NBR6118: Projeto de estruturas de concreto-Procedimento: 113.

Achá, E. H. and k. Ghavami (2009). Bamboo permanent shutter concrete slab subjected to bending. 11th international conference on Non-conventional Materials and Technologies (NOCMAT). Bath, UK.

AIS, A. C. d. E. S.-. (2001). Manual de construcción sismo resistente de viviendas en bahareque encementado.

Araújo, J. M. d. (2011). Fórmulas práticas para cálculo de flechas de vigas de concreto armado. Teoria e Prática na Engenharia Civil: 63-70.

Barboza, A. d. S. R., J. C. C. Barbirato, et al. (2008). Avaliação do uso de bambu como material alternativo para a execução de habitação de interesse social. Ambiente Construído. Porto Alegre, Brasil, Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. **V. 8**: 115-129.

Brink, E. F. and J. P. Rush (1966). Bamboo reinforced concrete construction. Roman concrete. U. S. Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California.

Caeiro, j. g. b. d. m. (2010). construção em bambu. Faculdade de Arquitectura. Lisboa, Universidade Técnica de Lisboa. **Mestrado**.

Carvalho, E., F. Freire, et al. (2007). Terra e bambú estruturais- Um desafio de projecto. V Seminário Arquitectura de Terra em Portugal, Universidade de Aveiro, ARGUMENTUM.

Costa, A. G. d. (1989). Ánalyse sísmica de estruturas irregulares. Faculdade de Engenharia Porto, Universidade do Porto. **Doutoramento**.

Cristelo, N. and S. Jalali (2004). "Estabilização química de solos residuais graníticos." Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia **101**: 25-40.

Cruz, M. L. S. (2002). Caracterização física e mecânica de colmos inteiros do bambu da espécie *Phyllostachys áurea*: Comportamento à flambagem. Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, PUC-Rio. **Mestrado**: 21-26.

EN 1015-13, C. T. (1993). Methods of test for mortar for masonry Part 13: Determination of dimensional stability of hardened mortars.

Faria, O. (2005). Caracterização de solos para uso na arquitetura e construção com terra. Arquitectura de terra em Portugal. F. Jorge, ARGUMENTUM: 179-184.

- Ferreira, G. C. D. S. (2007). Vigas de concreto armadas com taliscas de bambu *Dendrocalamus giganteus*. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas, UNICAMP. **Doutoramento**.
- Ghavami, K. (1995). "Ultimate load behaviour of bamboo-reinforced lightweight concrete beams." Cement and Concrete Composites **17**(4): 281-388.
- Ghavami, K. and Z. A. Zielinski (1988). Permanent shutter bamboo reinforced concrete slab. BRCSI. Montreal, Canadá,, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Concórdia: 34.
- Ghavami^a K. and A. B. Marinho (2005). Propriedades físicas e mecânicas do colmo inteiro do bambu da espécie *Guadua angustifolia*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiente. Campina Grande, PB, DEAg - UFCG / Cnpq. **9**.
- Ghavami^b K. (2005). Bamboo as reinforcement in structural concrete elements. Cement & Concrete Composites, Elsevier. **27**: 637-649.
- Hidalgo-López, O. (2003). BAMBOO The gift of the gods.
- Janssen, J. J. A. (2000). Designing and Building with Bamboo. A. Kumar, INBAR. **20**: 52.
- Lança, P. and S. Soares (2007). Importância da caracterização laboratorial de solos para a construção em taipa. V Seminário Arquitectura de Terra em Portugal. F. Jorge. Universidade de Aveiro, ARGUMENTUM: 63-65.
- Lengen, J. v. (2004). Manual do arquiteto descalço. Porto Alegre, Livraria do Arquiteto.
- Liese, W. (1980). Anatomy of bamboo. Bamboo Research in Asia. Ottawa, Canada, DRC - 159e. **159**: 161-164.
- Lima, H. C. J., F. L. Willrich, et al. (2008). Durability analysis of bamboo as concrete reinforcement. Materials and Structures, springerlink. **41**: 981-989.
- LNEC, C. (1998). Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeira. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios.
- LNEC, C. (2010). Eurocódigo 2 -Projecto de estruturas de betão Parte: 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- Lourenço, P., J. d. Brito, et al. (2002). Novas tecnologias na aplicação de terra crua na construção. Companhia de Arquitectura e Design. Lisboa, www.planetaCAD.com.
- Marchão, C. A., J (2010). Módulo 2 - Verificação da segurança aos estados limites últimos de elementos com esforço axial desprezável. Folhas de apoio às aulas de estruturas de betão I. Lisboa, Departamento de Eng. Civil, IST.

Montoya, P. J. G. M., Álvaro; Morán Cabré, Francisco (2001). Hormigón armado. Barcelona.

Neves, C. (2007). Solo-cimento: Dosagem e técnicas construtivas. V Seminário Arquitectura de Terra em Portugal. F. Jorge. Universidade de Aveiro, ARGUMENTUM: 86-88.

Nóbrega, M. T., N. H. M. Gutierrez, et al. (2003). Efeito da adição de diferentes teores de cal e cimento nas propriedades físicas e mecânicas de solos argilosos tropicais derivados de basalto. Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense Maringá – UEM, ENGEOPAR **2003**.

Padovan, R. B. (2010). O bambu na arquitetura: Design de conexões estruturais. Bauru, São Paulo, UNESP. **Mestrado**.

Pinheiro, M. D. (2003). Construção sustentável - Mito ou realidade? VII Congresso Nacional de Engenharia do Ambiente. Lisboa, .

PLANFOR (2012). "Saiba tudo sobre os bambus." Retrieved 02/03/2012, 2012, from <http://www.planfor.fr/comprar,saiba-tudo-sobre-os-bambus,9403,PO>.

Plant, N. O. (2000). "bamboo select." Retrieved 16/May, 2012, from <http://eng.bambooselect.com/bambooineurope.html>.

Silva, M. F. d. (2010). Estudo comparativo de dois solos argilosos estabilizados com cal. Departamento de Ciências da Terra. Lisboa, Universidade Nova de Lisboa. **Mestrado**.

Silveira, D., H. Varum, et al. (2011). Mechanical properties of adobe bricks in ancient constructions. Construction & Building Materials, Elsevier, Manuscript reference CONBUILDMAT-D-11-00604, doi 10.1016/j.conbuildmat..08.046, Vol. 28, pp. 36-44., 2011.

Souza, L. B. Z., T. D. Vespa, et al. (2009). Lajes com armadura de bambu: Um estudo comparativo com as lajes convencionais de aço. VI Encontro Internacional de Produção científica cesumar. Centro Universitário de Maringá-Paraná-Brasil.

Torgal, F. P. and S. Jalali (2010). Eco-eficiência dos materiais de construção. "Revista APCMC" 147: 46-53.

Varum, H., A. Figueiredo, et al. (2011). Outputs from the research developed at the University of Aveiro regarding the mechanical characterization of existing adobe constructions in Portugal. Revista Informes de la Construcción, doi: 10.3989/ic.10.016, Julho-Setembro, Vol. 63, N. 523: 127-142.

Varum, H., T. Martins, et al. (2005). Caracterização do adobe em construções existentes na região de Aveiro. IV SIACOT Seminário Ibero-Americano de Construção com terra e III Seminário Arquitectura de Terra em Portugal. Convento da Orada, Monsaraz.

Varum, H. S. A. (1995). Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado. FEUP. Porto, Universidade do Porto. **Mestrado**.