

**LAJES TRELIÇADAS PRÉ-MOLDADAS PRODUZIDAS COM
CONCRETO LEVE ESTRUTURAL**

ANDERSON DE OLIVEIRA

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINESE DARCY
RIBEIRO - UENF**

**CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
SETEMBRO - 2010**

LAJES TRELIÇADAS PRÉ-MOLDADAS PRODUZIDAS COM CONCRETO LEVE ESTRUTURAL

ANDERSON DE OLIVEIRA

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia

Co-orientador: Guilherme Chagas Cordeiro

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
SETEMBRO - 2010

FICHA CATALOGRÁFICA

Preparada pela Biblioteca do CCT / UENF

09/2011

Oliveira, Anderson de

Lajes treliçadas pré-moldadas produzidas com concreto leve estrutural /
Anderson de Oliveira. – Campos dos Goytacazes, 2010.

xii, 76 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) --Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e
Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos
Goytacazes, 2010.

Orientador: Sergio Luis González Garcia.

Co-orientador: Guilherme Chagas Cordeiro.

Área de concentração: Estruturas.

Bibliografia: f. 73-76.

1. Argila expandida 2. Concreto leve 3. Estado limite de serviço 4.
Lajes pré-moldadas I. Universidade Estadual do Norte Fluminense
Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de
Engenharia Civil II. Título.

CDD 624.1834

LAJES TRELIÇADAS PRÉ-MOLDADAS PRODUZIDAS COM CONCRETO LEVE ESTRUTURAL

ANDERSON DE OLIVEIRA

Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 10 de setembro de 2010.

Comissão Examinadora:

Prof^a. Mônica Batista Leite (Doutora, Engenharia Civil) – UEFS

Prof. Dylmar Penteado Dias (Doutor, Ciência dos Materiais) – LECIV/UENF

Prof. Guilherme Chagas Cordeiro (Doutor, Engenharia Civil) – LECIV/UENF
Co-orientador

Prof. Sergio Luis González Garcia (Doutor, Engenharia Civil) – LECIV/UENF
Orientador

*Dedico esta dissertação à
Francisco Felipe de Oliveira
Melânia de Oliveira,
Joaquim Felipe de Oliveira
e a população de Rio Bonito do Iguçu*

Agradecimentos

Agradeço a todos que contribuíram para a realização deste trabalho.

À minha família pelo incentivo e apoio.

Agradeço a minha primeira Professora, Rita Tomé Candido Prado, sem ela nada disto teria acontecido, meu eterno agradecimento.

Agradeço ao Professor Sergio Luis González Garcia pela orientação e dedicação a este trabalho, agradeço pela amizade e pelos esforços dedicados a esta pesquisa, a você minha eterna gratidão.

Ao Professor Guilherme Chagas Cordeiro, co-orientador, agradeço pelos ensinamentos e esforços dedicados a pesquisa.

Aos demais Professores do LECIV pelos conhecimentos compartilhados.

Agradeço aos técnicos do LECIV, Vánuza, Milton e Zé Renato, que sempre auxiliaram nesta pesquisa.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro (FAPERJ) pelo financiamento da pesquisa.

Ao Laboratório de Estruturas da Universidade Federal do Rio de Janeiro (LABEST), pela parceria.

Aos funcionários do LABEST.

Agradeço os amigos de mestrado:, Fábio “Belém”, Roberto “Itaperuna”, Jair, André, Stênio “Pressão”, Luciano “Mineirinho” pelo apoio nos momentos difíceis. E em especial ao Sérgio “Paraná” que sempre esteve disposto a ajudar nos processos burocráticos, a você minha eterna gratidão.

Sumário

LISTA DE TABELAS	iv
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	ix
RESUMO	xii
ABSTRACT.....	xiii
1. INTRODUÇÃO	1
1.2. OBJETIVO	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. CONCRETO LEVE ESTRUTURAL.....	4
2.1 HISTÓRICO.....	4
2.2. AGREGADOS LEVES.....	5
2.3. DEFINIÇÕES E ESPECIFICAÇÕES.....	6
2.4. PROPRIEDADES.....	6
2.5. CONCRETO LEVE COM ARGILA EXPANDIDA	9
3. LAJES PRÉ-MOLDADAS	12
3.1 HISTÓRICO.....	12
3.2. LAJES PRÉ-FABRICADAS TRELIÇADAS	14
3.2.1 COMPONENTES DAS LAJES TRELIÇADAS	15

3.2.2 ELEMENTOS DE ENCHIMENTO.....	17
3.2.3 ARMADURA TRELIÇADA.....	18
3.2.4 ARMADURA COMPLEMENTAR	20
3.3. ALTURA TOTAL DA LAJE.....	21
3.4. RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118/2003	21
3.5. DIMENSIONAMENTO DE LAJES PRÉ-MOLDADAS UNIDIRECIONAIS SEGUNDO NBR 6118 (2003).	22
3.5.1. CÁLCULO DA LARGURA COLABORANTE	23
3.5.2. DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES T SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES.....	24
3.5.4 FLECHA	27
3.5.5 FLECHA LIMITE	29
4. MATERIAIS E MÉTODOS	30
4.1. AGREGADOS MIÚDOS.....	30
4.2. AGREGADO GRAÚDO	32
4.3. CIMENTO PORTLAND	35
4.4. DOSAGEM DOS CONCRETOS.....	36
4.5. PROCESSO DE MISTURA.....	39
4.6. MOLDAGEM DOS CORPOS-DE-PROVA	40
4.7. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS CONCRETOS	41
4.7.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE	41

4.7.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	43
4.8. PRODUÇÃO DAS VIGOTAS DE CONCRETO LEVE	44
4.9. PRODUÇÃO DAS LAJES PRÉ-MOLDADAS TRELIÇADAS	46
4.10. INSTRUMENTAÇÃO DA TRELIÇA E DA LAJE	48
4.11. ESQUEMA DE ENSAIO – APLICAÇÃO DA CARGA	49
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	53
5.1. MASSA ESPECÍFICA NO ESTADO SECO E ABSORÇÃO DE ÁGUA DOS CONCRETOS LEVES	53
5.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS LEVES ESTRUTURAIS.....	53
5.2.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	53
5.2.2. MÓDULO DE ELASTICIDADE	57
5.2.3. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	59
5.2.4. FATOR DE EFICIÊNCIA.....	60
5.3 ENSAIOS DAS LAJES	61
5.3.1 VELOCIDADE DE APLICAÇÃO DE CARGA	61
5.3.2. DESLOCAMENTO NO MEIO DO VÃO (FLECHA)	62
5.3.3. DEFORMAÇÃO DO CONCRETO	68
5.3.4. DEFORMAÇÃO DA ARMADURA TRACIONADA	69
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	72
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Exigências de resistência de concretos leves segundo ASTM C 330(2005).	5
Tabela 2.2: Massa específica aparente para agregados leves segundo NM 35(1985).	6
Tabela 2.3: Relação entre resistência à compressão e massa específica aparente dos concretos leves estruturais segundo NM 35(1985).	6
Tabela 3.1: Dimensões padronizadas dos elementos de enchimento (NBR 14859 - 1(2002)).	18
Tabela 3.3 : Altura total de lajes nervuradas em função do elemento de enchimento - NBR 14859-1 (2002).	21
Tabela 3.4: Valores de ψ_{2j} segundo a NBR 6118(2003).	28
Tabela 4.1: Composição granulométrica da areia.	31
Tabela 4.2: Composição granulométrica da argila expandida 0500.	31
Tabela 4.3: Propriedades físicas da areia e da argila expandida 0500 utilizadas na pesquisa.	31
Tabela 4.4: Composição química da argila expandida 0500.	32
Tabela 4.5: Composição granulométrica da argila expandida 1506.	33
Tabela 4. 6: Composição química da argila expandida 1506.	34
Tabela 4.7 : Composição química do cimento.	36
Tabela 4.8: Consumo de água.	36

Tabela 4.9: Relação água/cimento.	37
Tabela 4.10: Volume do agregado graúdo.	37
Tabela 4.11: Estimativa da massa específica do concretos leve em função da densidade do agregado graúdo leve.	37
Tabela 4.12: Consumo de material por metro cúbico de concreto.	38
Tabela 5.1: Valores de massa específica dos concretos leves estruturais.	53
Tabela 5.2: Resistência à compressão dos concretos estudados.	54
Tabela 5.3: Módulo de elasticidade dos concretos estudados.	58
Tabela 5.4: Resistência à tração na flexão dos concretos estudados.	59
Tabela 5.5: Valores de médios de força que as lajes atingiram o deslocamento limite Laje.	62
Tabela 5.6: Cargas teóricas e experimentais no estado limite de serviço.	65
Tabela 5.7: Deformação do concreto e da armadura para o valor limite de deslocamento das lajes.	70

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Curva tensão <i>versus</i> deformação dos concretos com agregados leves CARRASQUILLO <i>et al.</i> (1981) <i>apud</i> ROSSIGNOLO (2005).	9
Figura 3.2: Evolução dos sistemas construtivos de lajes (CAIXETA, 1998).	13
Figura 3.3: Detalhe dos componentes de uma laje treliçada pré-moldada.....	16
Figura 3.5: Elemento de enchimento (NBR 14859-1, 2002).	18
Figura 3.6: Vista frontal de uma armação treliçada (NBR 14862, 2002).	19
Figura 3.7: Representação isométrica de uma armadura treliçada NBR 14862 (2002).....	19
Figura 3.8: Largura da mesa colaborante.	24
Figura 3.10: Seção “T”.	26
Figura 3. 11:Comportamento da viga “T”.	27
Figura 4. 1:Distribuição granulométrica dos agregados miúdos utilizados na pesquisa. 32	
Figura 4. 2:Agregados leves utilizados na pesquisa.....	33
Figura 4. 3:Distribuição granulométrica da argila expandida 1506.	34
Figura 4. 4:Absorção de água argila expandida 1506.	35
Figura 4. 5:Etapas do processo de mistura: (a) betoneira umedecida; (b) homogeneização dos agregados leves; (c) agregados leves absorvendo água; (d) demais componentes do concreto; (e) aparência final do concreto.	40
Figura 4. 6:Moldagem dos corpos-de-prova – (a) lançamento do concreto; (b) vibração; (c) acabamento; (d) corpos-de-prova moldados.	41

Figura 4. 7:Prensa hidráulica Shimadzu.	42
Figura 4. 8:Detalhe dos transdutores de deslocamento horizontal.	43
Figura 4. 9:Prensa Hidráulica Shmadzu.....	43
Figura 4. 10:Vigota pré-fabricada treliçada.	44
Figura 4. 11:Vigota Trelaçada.....	45
Figura 4. 12:Dimensões das lajes pré-fabricadas treliçadas.	46
Figura 4. 13:Etapas da moldagem das lajes – (a) formas de madeira, (b) formas de madeira com as vigotas e material de enchimento, (c) lançamento do concreto e vibração, (d) acabamento, (e) lajes concretadas.....	48
Figura 4. 14:Esquema de instrumentação das treliças metálicas.	49
Figura 4. 15:Esquema de instrumentação das lajes.	49
Figura 4. 17:Esquema de aplicação de carga.....	51
Figura 4. 18: Etapas da execução dos ensaios – (a) perfis metálicos posicionado; (b) reservatório posicionado para ser acoplado a laje; (c) reservatório acoplado; (d) laje sendo carregada.	52
Figura 5.1: Curva tensão <i>versus</i> deformação concreto C100L.....	55
Figura 5.2: Curva tensão <i>versus</i> deformação concreto C50L.....	55
Figura 5.3: Curva tensão <i>versus</i> deformação concreto C100A.	56
Figura 5.4: Curva tensão <i>versus</i> deformação dos concretos leves aos 28 dias.	57
Figura 5.5: Curva tensão na flexão <i>versus</i> deformação.....	60
Figura 5.6: Relação entre a resistência à compressão e a massa específica...61	

Figura 5.7: Velocidade de aplicação de carga.	62
Figura 5.8: Deslocamentos no meio do vão para lajes com C100L.....	63
Figura 5.9: Deslocamentos no meio do vão para lajes com concreto C50L.	64
Figura 5.10: Deslocamentos no meio do vão para laje com concreto C100L. ..	64
Figura 5.11: Deslocamentos no meio do vão.....	66
Figura 5.12: Recuperação dos deslocamentos da laje 02 com concreto C100L.	67
Figura 5.13: Recuperação dos deslocamentos da laje 02 com concreto C50L.	67
Figura 5.14: Recuperação dos deslocamentos da laje 02 com concreto C100A.	68
Figura 5.15: Deformação no concreto na borda mais comprimida das lajes estudadas.	69
Figura 5. 16: Deformação do aço tracionado.	70

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

a	Flecha
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
a_h	Dimensão da aba de encaixe do elemento de enchimento na horizontal
A_s	Área de aço
a_v	Dimensão da aba de encaixe do elemento de enchimento na vertical
b_e	Largura nominal do elemento de enchimento
b_f	Largura da mesa da viga “T”
b_w	Largura da alma da viga “T”
d	Distância do centro de gravidade da armadura a borda comprimida
	Módulo de elasticidade secante
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
ELS	Estado limite de serviço
EPS	<i>Expanded polystyrene</i>
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{cm}	Resistência à compressão média
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
$F_{d,ser}$	Valor de cálculo das ações para combinações de serviço;
$F_{gi,k}$	Ações devidas às cargas permanentes;
$F_{qi,k}$	Ações devidas às cargas variáveis;
f_{yd}	Tensão de escoamento de cálculo do aço
h	Altura total da laje

h_e	Altura nominal do elemento de enchimento
h_f	Altura da capa de concreto
I_c	Momento de inércia da seção bruta de concreto
I_{II}	Momento de inércia da seção fissurada
INT	Instituto Nacional de Tecnologia
l	Dimensão do vão
LC	Lajes de concreto armado
LP	Lajes de concreto protendido
LT	Lajes treliçadas
M_a	Momento fletor na seção crítica
M_d	Momento de cálculo
M_r	Momento de fissuração
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
NM	Norma Mercosul
R_{cc}	Resultante das forças de compressão do concreto
R_{st}	Resultante das forças de tração do aço
VC	Vigota de concreto armado
VP	Vigota de concreto protendido
VT	Vigota treliçada
y_t	Distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada
z	Distância do centro da armadura ao centro de carga do concreto comprimido
ψ_{2j}	Fator de redução de combinação para ELS
α	Coeficiente de correlação da tração direta e tração na flexão
$\bar{\epsilon}_x$	Posição relativa da linha neutra Deformação de $5 \cdot 10^{-5}$;

	Deformação correspondente a σ_2 .
ε_c	Deformação do concreto
ε_s	Deformação do aço
ε_{sy}	Deformação de escoamento do aço
	Tensão correspondente a deformação $5 \cdot 10^{-5}$;
	Tensão correspondente a 30% da tensão máxima;

RESUMO

O concreto leve tem sido cada vez mais empregado em razão de sua reduzida massa específica, elevado isolamento térmico e acústico e melhoria na resistência estrutural a carregamentos cíclicos. Neste trabalho foram estudados concretos leves estruturais com resistência à compressão de 25 MPa e seu uso em lajes treliçadas pré-moldadas. Foram estudados três diferentes concretos com massas específicas entre 1200 e 1600 kg/m³. Os concretos foram avaliados com relação à resistência à compressão (aos 3, 7 e 28 dias) e à absorção total de água (aos 28 dias). Com os três tipos de concreto foram produzidas e ensaiadas lajes pré-moldadas (duas para cada tipo de concreto) e avaliado seu comportamento no estado limite de serviço. Os resultados mostraram a viabilidade do uso de concretos leves neste tipo de elemento estrutural.

Palavras-chave: argila expandida, concreto leve, Estado Limite de Serviço, lajes pré-moldadas..

ABSTRACT

Lightweight concrete has been used due to its low density, high thermal and acoustic insulation, and improved structural strength on cyclic loading. In this study, structural lightweight concretes with compressive strength of 25 MPa were studied and its use in precast truss slab was evaluated. It was investigated three different concretes with densities between 1200 and 1600 kg/m³. The concretes were evaluated in relation to compressive strength (3, 7 and 28 days) and total absorption of water (28 days). With the three types of concrete were produced and tested precast slabs (two for each type of concrete) and it was evaluated their behavior in the serviceability limit state. The results showed the feasibility of using lightweight concrete in this type of structural element.

Keywords: expanded clay, lightweight concrete, serviceability limit state, slab precast

1. INTRODUÇÃO

Em edifícios de vários pisos, utilizando lajes maciças, o consumo de concreto chega a quase dois terços do volume total da estrutura. O seu custo também se eleva em função do grande consumo de formas e mão-de-obra, por se tratar de um processo construtivo com lajes moldadas “*in loco*”. Ao longo das últimas décadas os processos construtivos de lajes sofreram alterações para atender as limitações das lajes maciças. Com o objetivo de superar as limitações técnicas e econômicas dos sistemas até então empregados, surge por volta dos anos 80 o sistema pré-fabricado treliçado (CAIXETA, 1999).

Mesmo com o surgimento das lajes pré-fabricadas treliçadas, esses elementos ainda representam uma grande parcela do peso próprio das estruturas, gerando grandes esforços para as fundações e conseqüentemente maiores custos na execução. Uma das maneiras de reduzir os esforços de peso próprio nas estruturas é a adoção de concretos com massas específicas menores, como é o caso dos concretos leves estruturais produzidos com argila expandida.

Os concretos estruturais leves produzidos com argila expandida possuem baixo peso específico, proporcionando a redução de seções transversais e dimensões das fundações. Essa redução do peso dos elementos estruturais facilita a manipulação em obra, com conseqüente aumento de produtividade, permitindo ainda o aumento do isolamento térmico no produto acabado.

O estudo das propriedades físicas e mecânicas dos concretos com agregados leves tem aumentado nos últimos anos, principalmente em decorrência de vantagens, como reduzida massa específica, em relação aos concretos com agregados convencionais (LIU *et al.*, 2010; SHANNAG, 2010; LO *et al.*, 2007; CHEN e LIU, 2006; CHEN e LIU, 2005; ROSSIGNOLO *et al.*, 2003; ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2002). No entanto, poucos estudos foram direcionados para o comportamento desses concretos em elementos estruturais.

1.2. OBJETIVO

Este trabalho tem por objetivos principais:

- Caracterização mecanicamente, por meio de ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração na flexão, concretos leves estruturais com diferentes teores de substituição de agregado miúdo convencional por agregado miúdo de argila expandida;
- Verificar o comportamento na flexão de lajes pré-moldadas treliçadas produzidas com concretos leves estruturais no estado limite de serviço.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O capítulo 2 apresenta um breve histórico dos concretos leves, apresenta a definição dos mesmos, assim como suas características, propriedades e aplicabilidade.

O capítulo 3 apresenta uma revisão bibliográfica sobre lajes pré-moldadas. Inicialmente é realizado um breve histórico, descrevendo a evolução dos sistemas de lajes. Posteriormente, são apresentados os principais sistemas de lajes pré-moldadas e suas vantagens e desvantagens, também são apresentados os critérios de dimensionamento e considerações segundo a NBR 6118 (2003) referente a lajes nervuradas.

No capítulo 4 são apresentados os materiais e métodos aplicados no desenvolvimento desta pesquisa. Primeiramente é realizada a descrição dos materiais e equipamentos empregados.

Os resultados e discussões são apresentados no capítulo 5. Neste capítulo estão expostos os gráficos construídos com os valores registrados durante os ensaios de caracterização dos concretos leves e ensaio em lajes pré-moldadas treliçadas submetidas à flexão.

Finalmente, as conclusões e sugestões para trabalhos futuros são indicadas no capítulo 6.

2. CONCRETO LEVE ESTRUTURAL

2.1 HISTÓRICO

O primeiro uso conhecido de concreto leve remonta há mais de 2000 anos. Existem várias estruturas de concreto leve na região do Mediterrâneo, dentre as quais se destacam o Porto da Cosa, a cúpula do Panteão, e o Coliseu Romano, que são obras de um valor arquitetônico e estrutural incomensurável (ROSSIGNOLO e OLIVEIRA, 2006). Na construção do Coliseu e no Panteão, por exemplo, foram utilizados materiais que podem ser caracterizados como concreto leve (agregado de lava triturado e pedras pomes) - EUROLIGHTCON (2000).

Segundo KHOURI (1975), os concretos utilizados na fabricação dos navios e barcas pela “*Emergency Fleet Building Corp*” apresentavam resistência à compressão de 35 MPa e massa específica de 1760 kg/m³ ou menos. O “*Park Plaza Hotel*” e o prédio da “*Southwestern Bell Telephone Building*”, construídos na década de 20, são outros exemplos das primeiras aplicações dos concretos leves estruturais em edifícios. No começo da década de 30, o uso de concreto leve na pista superior da ponte da Baía de São Francisco foi a chave para um projeto econômico de construção com concreto.

Nos Estados Unidos, mais de 100 navios da segunda Guerra Mundial foram construídos utilizando concretos com agregados leves, apresentando bom desempenho, o que levou, na época, a uma larga utilização desses materiais em estruturas de edifícios e pontes (EUROLIGHTCON, 2000). No Brasil, por sua vez, as pesquisas em concretos leves com argila expandida tiveram início no Instituto Nacional de Tecnologia (INT) pelo Professor Fernando Luiz Lobo Carneiro. Além das pesquisas realizadas no INT, outras pesquisas foram realizadas pelo Laboratório de Materiais de Construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Esses estudos eram realizados em peças de concreto armado com argila expandida (KHOURI, 1975).

Apesar do concreto leve não ser um material novo, sua utilização não é tão aceita como o concreto de peso normal, apesar de uma vasta gama de aplicações em que oferece vantagens técnicas em relação o concreto convencional. Alguns fatores são determinantes para esta pouca utilização, tais como: maior custo do material, falta de conhecimento de suas propriedades e falta de diretrizes para sua utilização (EUROLIGHTCON, 2000).

2.2. AGREGADOS LEVES

De acordo com ASTM C 330(2005) agregados miúdos e graúdos leves para uso estrutural não devem exceder os valores de massa unitária de 1120 kg/m³ e 880 kg/m³, respectivamente. Na tabela 2.1 estão apresentados os valores mínimos de resistência à tração e à compressão de concretos estruturais produzidos com agregados exigidos pelo ASTM C 330 (2005).

Tabela 2.1: Exigências de resistência de concretos leves segundo ASTM C 330(2005).

Massa específica seca ao ar, máxima (kg/m³)	Resistência à tração por compressão diametral, mínimo (MPa)	Resistência à compressão, mínimo (MPa)
Todos os agregados leves		
1760	2,2	28
1680	2,1	21
1600	2,0	17
Combinação de areia natural com agregado leve		
1840	2,1	28
1760	2,1	21
1680	2,1	17

A NM 35 (1985) classifica agregados leves para uso estrutural aqueles que apresentam valores de massa específica aparente, estes são apresentados na Tabela 2.2, não diferindo mais do que 10%. Na Tabela, as faixas 1 e 2 agregados equivalem a diâmetros entre 0 e 12,5 mm, a faixa 3 de agregados com diâmetro entre 0 e 4,75 mm e faixas 4, 5, 6, 7 e 8 com agregados com diâmetro entre 2,36 mm e 25 mm.

Tabela 2.2: Massa específica aparente para agregados leves segundo NM 35(1985).

Graduação do Agregado (faixa)	Massa específica aparente máxima do agregado no estado seco (kg/m³)
1 e 2	1040
3	1120
4, 5, 6, 7 e 8	880

2.3. DEFINIÇÕES E ESPECIFICAÇÕES

O ACI 213R (1987) define concreto leve estrutural como concretos que tem resistência à compressão aos 28 dias acima de 17 MPa e massa específica, seco ao ar, entre 1120 e 1920 kg/m³. O concreto leve pode ser produzido inteiramente com agregados leves ou uma combinação de agregados leves com agregados de densidade normal.

Segundo a NM 35(1985), o concreto leve estrutural feito com agregados leves deve seguir os valores de resistência à compressão apresentados na Tabela 2.3, sem exceder os valores máximos de massa específica aparente. Valores intermediários de resistência e de massa específica aparente correspondentes podem ser obtidos por interpolação.

Tabela 2.3: Relação entre resistência à compressão e massa específica aparente dos concretos leves estruturais segundo NM 35(1985).

Resistência à compressão 28 dias (MPa), mínimo	Massa específica aparente (kg/m³), máximo
28	1840
21	1760
17	1680

2.4. PROPRIEDADES

Os concretos leves estruturais apresentam massa específica em torno de dois terços da massa específica dos concretos produzidos com agregados convencionais. O objetivo principal desses concretos é a redução do peso e

não o aumento de resistência. Além disso, como os agregados são altamente porosos, eles tendem a reduzir a resistência do concreto, necessitando de no mínimo 28 dias para garantir que o concreto apresente qualidade estrutural (MEHTA e MONTEIRO, 2006).

O concreto com agregados leve, também denominado de concreto leve estrutural, apresenta-se atualmente como um material com aplicação em diversas áreas da construção civil devido aos benefícios promovidos pela redução da massa específica do concreto, como a redução de esforços na estrutura das edificações e a diminuição dos custos com transporte e montagem de construções pré-fabricadas (ROSSIGNOLO, 2005).

O Concreto leve é, em geral, produzido para ser utilizado como concreto estrutural ou como isolamento. Quando utilizado como concreto estrutural são propriedades decisivas a resistência e o módulo de elasticidade. Quando utilizado como isolamento, a condutividade térmica, que aumenta com a diminuição da densidade, é a propriedade mais importante. Os concretos leves apresentam características que tornam a sua utilização particularmente interessante, dentre as quais: a redução de peso e a maior durabilidade (VALENTE e CRUZ, 2004).

Os fatores que afetam as propriedades dos concretos feitos com agregados leves são praticamente os mesmos que influenciam nos concretos normais (MEHTA e MONTEIRO, 2006). Devido à baixa densidade e à textura áspera, características dos agregados porosos, a trabalhabilidade do concreto necessita de uma atenção especial. Ainda de acordo com MEHTA e MONTEIRO (2006), em geral, lançamento, compactação e acabamento dos concretos com agregados leves requerem esforços relativamente menores, conseqüentemente, abatimentos de 50 a 70 mm podem ser suficientes para obter trabalhabilidade similar à do concreto normal, com abatimentos de 100 a 125 mm. Para concreto com agregado leve, o abatimento alto e a vibração excessiva são dois fatores normalmente responsáveis pela sedimentação da

argamassa mais pesada, ficando em falta na superfície (MEHTA e MONTEIRO, 2006).

Segundo ACI 213 R (1987), para garantir uma boa trabalhabilidade dos concretos com agregados leves o abatimento deve ser no máximo 125 mm. Abatimentos em torno de 75 mm são suficientes para garantir uma boa trabalhabilidade e manter a coesão, impedindo que as partículas com menor densidade subam à superfície.

A substituição dos agregados convencionais por agregados leves para a obtenção dos concretos leves estruturais, além da redução da massa específica, ocasiona alterações significativas em importantes propriedades do concreto, como o valor do módulo de deformação. Como geralmente os agregados leves apresentam valores do módulo de deformação significativamente inferiores aos encontrados nos agregados tradicionais, os concretos leves apresentam valores de módulo de deformação inferiores aos observados para os concretos tradicionais, para o mesmo nível de resistência à compressão (EUROLIGHTCON, 2001). CARRASQUILLO *et al.* (1981) *apud* ROSSIGNOLO (2005) observaram que a curva tensão *versus* deformação dos concretos com agregados leves apresenta comportamento linear até cerca de 80% do carregamento último, em vez de 40%, como normalmente ocorre no concreto tradicional. Os autores também observaram neste estudo que a parte ascendente da curva tensão *versus* deformação dos concretos leves torna-se mais linear à medida que a resistência do concreto aumenta, enquanto a parte descendente da curva, após a ruptura, torna-se mais íngreme, conforme Figura 2.1.

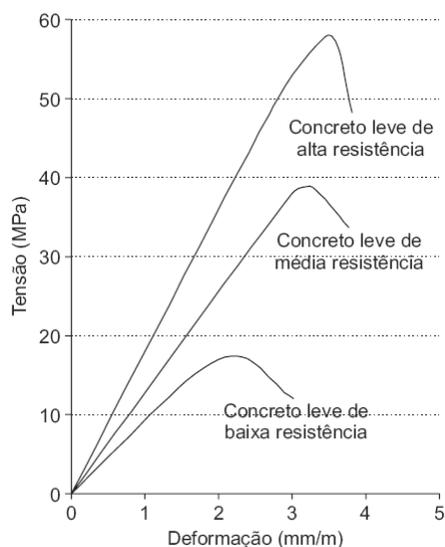


Figura 2.1: Curva tensão *versus* deformação dos concretos com agregados leves CARRASQUILLO *et al.* (1981) *apud* ROSSIGNOLO (2005).

Segundo ROSSIGNOLO (2005), o aumento da dimensão máxima característica do agregado leve (argila expandida) promove significativa redução do desempenho de algumas propriedades dos concretos leves, como a resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.

2.5. CONCRETO LEVE COM ARGILA EXPANDIDA

A argila expandida é um material produzido através do aquecimento de alguns tipos de argila, numa temperatura próxima de 1200 °C, na qual gases liberados através da decomposição química de uma parte do material incorporam-se na massa de teor viscoso produzida pela outra, expandindo-a. A massa unitária deste produto torna-se menor do que antes de aquecida, resultando num material que pode ser utilizado como agregado graúdo e miúdo na produção de concretos leves (BORJA *et al.*, 2008).

A dimensão individual das partículas, assim como a sua granulometria, tem uma grande influência nas propriedades do concreto leve e relacionam-se com outras características destes materiais, as partículas de menor dimensão

apresentam uma maior resistência, sendo por sua vez, também muito mais densas e rígidas (SILVA *et al.*, 2004).

Segundo LO *et al.*(2007), a resistência dos concretos leves depende da resistência dos agregados leves utilizados e da resistência da pasta de cimento, bem como da região interfacial agregado/pasta de cimento. Quanto maior for a relação água/cimento, maior será o número de poros na pasta de cimento e maior será a zona de transição; o aumento no número de poros causa uma diminuição na resistência do concreto leve.

A espessura da zona de transição aumenta com a idade no caso de utilização da matriz sem aditivo mineral, independente do tipo de agregado. Nas pastas com adição de materiais pozolânicos, a espessura da zona de transição agregado-matriz diminui com a idade, contribuindo para a melhoria das propriedades mecânicas e da durabilidade dos concretos (PAULON e MONTEIRO, 1991).

ROSSIGNOLO e OLIVEIRA (2006) comprovaram a eficiência do uso de materiais pozolânicos em substituição parcial do cimento em concretos leves. Neste caso, a substituição de 10% do cimento por metacaulim melhorou significativamente o desempenho da resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral de concretos leves com argila expandida. No entanto, a pozolana não influenciou significativamente no módulo de elasticidade.

Estudos em concreto com agregado leves naturais realizados por SHANNAG (2010), utilizando a adição de sílica ativa em substituição parcial do cimento, mostraram um ganho de 54% e 14% na resistência à compressão e no módulo de elasticidade, respectivamente. Os concretos estudados pelo autor apresentaram resistência à compressão entre 22,5 e 43 MPa e massa específica variando de 1935 a 1995 kg/m³.

SILVA *et al.* (2004) apresentaram resultados que permitem concluir que é possível realizar com o uso de agregados de argila expandida um concreto leve (1600 kg/m³) com características de resistência semelhantes aos concretos correntemente utilizados. Assim como ROSSIGNOLO e OLIVEIRA

(2006), os autores produziram concretos leves com argila expandida com redução de 30% a 40% da massa específica em relação aos concretos convencionais e com resistências de até cerca de 33 MPa.

Segundo MEHTA e MONTEIRO (2006), concretos produzidos com agregados convencionais apresentam uma baixa relação resistência/peso em relação ao aço. Isso coloca as estruturas de concreto em desvantagem econômica na produção de elementos estruturais de edifícios com múltiplos andares e pontes com grandes vãos.

Uma importante característica do concreto leve é o custo. Enquanto o concreto leve pode custar mais por metro cúbico em relação ao concreto convencional, a estrutura mais leve produzida pode custar menos. Esta é a razão básica, na maioria dos casos, para o uso do concreto leve estrutural (KHOURI, 1974). Segundo MEHTA e MONTEIRO (2006), há três maneiras de resolver este problema e todas têm encontrado aplicações comerciais. A primeira maneira é substituir os agregados convencionais utilizados no concreto por agregados leves, reduzindo assim sua massa específica. A segunda maneira é aumentar a resistência dos concretos utilizando uma baixa relação água/cimento e para suprir a necessidade de trabalhabilidade são utilizados aditivos superplastificantes. A terceira abordagem seria a combinação das duas primeiras, ou seja, o desenvolvimento de concretos leves de alto desempenho.

Segundo diferentes pesquisadores (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2002; ROSSIGNOLO, 2003; MORENO, 1986), a redução da massa específica do concreto, com a manutenção da resistência mecânica, propicia a redução do peso próprio da estrutura e, conseqüentemente, das cargas na fundação, reduzindo, assim, o custo final da obra, especialmente com a utilização da tecnologia da pré-fabricação.

3. LAJES PRÉ-MOLDADAS

3.1 HISTÓRICO

Um dos maiores desafios na história das construções era o de vencer vãos e suportar cargas. De início, utilizavam-se os materiais naturais como a madeira e a pedra. As pedras eram cortadas e adaptados os seus apoios e a madeira era limitada às suas dimensões naturais. Os arcos de pedra foram uma evolução importante, pois permitiam vencer maiores vãos. Essa técnica apresentava as características peculiares de desenvolver somente esforços de compressão e foi difundida até meados do século XIX (DROPPA, 1999).

De acordo com DROPPA (1999), que desenvolveu uma interessante dissertação sobre lajes pré-moldadas, “na segunda metade do século XIX surge na França um trabalho desenvolvido por François Coignet”, sobre o cimento armado, com destaque para as lajes nervuradas, armadas com barras de aço com seção transversal circular, conforme ilustra a Figura 3.1. Ainda segundo DROPPA (1999), “baseado neste sistema francês, os alemães começaram a desenvolver um sistema de lajes pré-moldadas, formadas por vigotas pré-moldadas de concreto armado, blocos de alvenaria (como elementos de enchimento) e uma capa de argamassa”.

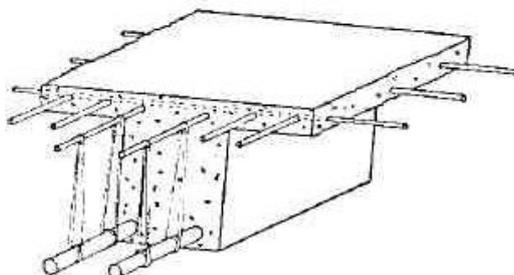


Figura 3.1: Princípio do sistema de laje treliçada (SEGURADO *apud* DROPPA, 1999).

Atualmente e ao longo do século XX, os métodos e processos construtivos sofreram constante desenvolvimento, se analisados sob os aspectos de racionalização e melhoria no seu desempenho. Da mesma forma

que outros elementos construtivos, as lajes também passaram por este processo (SILVA *et al.*, 2002).

Segundo CAIXETA (1998), as lajes sofreram as modificações que estão apresentadas na Figura 3.2. A laje maciça foi a primeira desenvolvida em concreto armado e é viável tecnicamente para lajes de altura menor ou igual a 15 cm. Espessuras mais elevadas são exigidas quase que apenas para satisfazer condições do Estado Limite de Utilização (flecha) e não a critérios de resistência, o que leva a um mau aproveitamento do concreto.

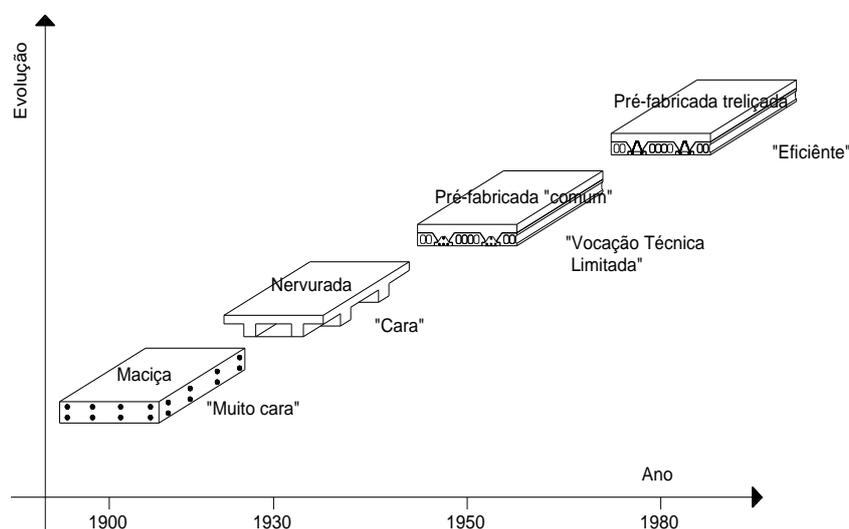


Figura 3.2: Evolução dos sistemas construtivos de lajes (CAIXETA, 1998).

As lajes nervuradas moldadas "*in loco*" surgiram com o objetivo de redução do consumo de concreto. Este processo reduz o consumo de concreto se comparado com a laje maciça, pois se empregam matérias leves de enchimento na parte da zona tracionada das lajes. Estes elementos podem ser: tijolos furados, tubos de papelão reforçado, blocos de concreto leve, EPS (isopor), etc. Embora este sistema possua algumas vantagens em relação à laje maciça, ainda é ineficiente no que se diz respeito ao consumo de formas e mão-de-obra, apesar de ser um sistema com fortes qualidades técnicas.

A laje pré-fabricada comum surgiu na década de 50, este sistema construtivo em lajes nervuradas emprega elementos pré-fabricados na forma de vigotas de concreto armado ou protendido. Sua seção transversal tem forma aproximada de um “T” invertido com a armadura totalmente envolvida pelo concreto, o material de enchimento apóia-se diretamente nas vigotas. Este sistema veio suprir as deficiências de custos da laje maciça e nervurada, eliminando o uso de formas, sendo necessárias apenas escoras e pontalotes, bem como as nervuras de travamento. Como pontos negativos apresentam uma má aderência entre as vigotas e o concreto de capeamento, e a impossibilidade de colocação de estribos nas vigotas para o combate dos esforços de cisalhamento.

Por volta dos anos 80 surge o sistema pré-fabricado de lajes treliçadas , com o objetivo de superar as limitações técnicas e econômicas dos sistemas até então empregados.

3.2. LAJES PRÉ-FABRICADAS TRELIÇADAS

A revisão bibliográfica sobre lajes pré-fabricadas treliçadas foi direcionada na busca de pesquisas realizadas na aplicação de concreto leve neste tipo de elemento. A tendência atual na engenharia estrutural é a concepção que adota lajes com grandes vãos. Diante disso, uma solução que vem sendo bastante adotada é a utilização de lajes pré-fabricadas treliçadas, que conseguem vencer os grandes vãos com o menor peso da estrutura e vêm sendo largamente utilizadas na moderna construção civil, em substituição às lajes maciças e nervuradas moldadas "*in loco*", porque proporciona a eliminação das formas, redução de escoramentos, facilidades e rapidez de execução (ASSIS *et al.*, 2007).

Segundo CAIXETA (1998), “o sistema pré-fabricado de lajes treliçadas surgiu na Europa e foi aplicado no Brasil com a finalidade de atender exigências da evolução dos sistemas construtivos de lajes, buscando explorar e superar as limitações técnicas e econômicas dos sistemas já utilizados”. No Brasil, as lajes treliçadas já são utilizadas há cerca de 35 anos, mas sua

difusão e seu crescimento se deram no início da década de 90 (SILVA *et al.*, 2002). As principais vantagens do uso deste sistema com relação às demais lajes pré-fabricadas são:

- fácil manuseio no transporte horizontal e vertical, pois possui baixo peso próprio ($\approx 0,1$ kN/m);
- redução dos escoramentos, proporcionando redução de mão-de-obra e materiais;
- redução da possibilidade do aparecimento de fissuras pela condição que oferece de grande aderência entre as vigotas e o concreto do capeamento;
- facilidade para a colocação de nervuras moldadas no local na direção perpendicular às vigotas;
- maior resistência ao cisalhamento devido à presença das barras diagonais que exercem a função de estribos.

Outro aspecto muito importante na construção civil é o custo. Considerando que o material utilizado para a confecção das lajes (concreto, aço e formas) corresponde a uma grande parcela do gasto total em uma edificação, a otimização das lajes repercutem na otimização da estrutura global do edifício (SILVA *et al.*, 2002).

3.2.1 COMPONENTES DAS LAJES TRELIÇADAS

Conforme a NBR 14859-1 (2002), as vigotas pré-fabricadas são constituídas por concreto estrutural, executadas industrialmente fora do local de utilização definitivo da estrutura, ou mesmo em canteiros de obra, sob rigorosas condições de controle de qualidade. Englobam total ou parcialmente a armadura inferior de tração, integrando parcialmente a seção de concreto da nervura longitudinal. As vigotas pré-fabricadas podem ser dos seguintes tipos:

- a) concreto armado (VC): com seção de concreto usualmente formando um "T" invertido, com armadura passiva totalmente englobada pelo concreto da vigota; utilizadas para compor as lajes de concreto armado (LC);
- b) concreto protendido (VP): com seção de concreto usualmente formando um "T" invertido, com armadura ativa pré-tensionada totalmente englobada pelo concreto da vigota; utilizadas para compor as lajes de concreto protendido (LP);
- c) treliçadas (VT): com seção de concreto formando uma placa, com armadura treliçada, parcialmente englobada pelo concreto da vigota. Quando necessário, deverá ser complementada com armadura passiva inferior de tração totalmente englobada pelo concreto da nervura; utilizadas para compor as lajes treliçadas (LT).

Lajes treliçadas (Figura 3.3) podem ser executadas com nervuras armadas em uma ou duas direções, sendo denominadas respectivamente de lajes treliçadas unidirecionais e lajes treliçadas bidirecionais. Estas lajes são constituídas pelos seguintes elementos: vigota pré-moldada com armadura treliçada; concreto lançado “*in-loco*”, formando as nervuras e a capa de concreto; e material inerte de enchimento.

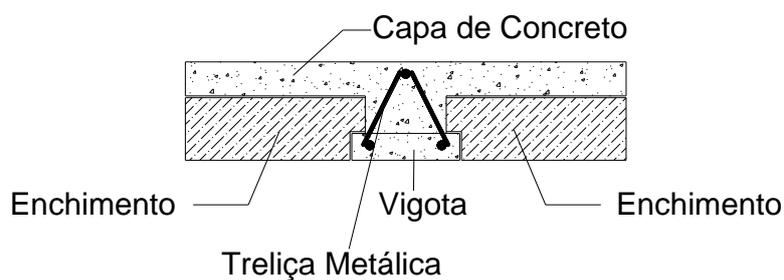


Figura 3.3: Detalhe dos componentes de uma laje treliçada pré-moldada.

As vigotas são compostas por uma base de concreto englobando parcialmente uma armação treliçada à base de fios de aço soldados por eletrofusão, o que permite uma boa aderência ao concreto lançado na obra,

garantindo a monoliticidade da estrutura e reduzindo o risco de ocorrerem manifestações patológicas (trincas e fissuras) na peça, que podem ocorrer nas lajes pré-fabricadas com vigotas comuns e vigotas protendidas.

3.2.2 ELEMENTOS DE ENCHIMENTO

Os elementos de enchimento são componentes pré-fabricados com materiais inertes diversos, sendo maciços ou vazados, intercalados entre as nervuras das pré-lajes, no caso de lajes com seção final nervurada, com a função de reduzir o volume de concreto e o peso próprio da laje. Os blocos de enchimento são responsáveis por transferir o peso do concreto ainda fresco às vigotas, que se apóiam sobre as linhas de escora. Assim, torna-se necessária uma resistência mínima para que esse material apresente desempenho estrutural adequado. A Figura 3.4 mostra alguns exemplos de enchimento: cerâmica, isopor e concreto celular.

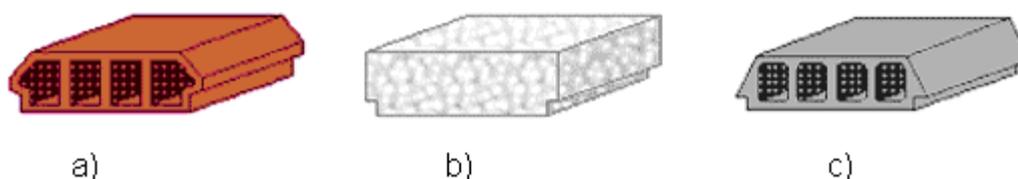


Figura 3.4: Elemento de enchimento: a) cerâmico; b) EPS (isopor) e c) concreto celular (FRONTEIRA, 2009).

O tipo de material de enchimento a ser utilizado depende da disponibilidade local. Os materiais mais comuns são: blocos cerâmicos, blocos de EPS (isopor), blocos de concreto, blocos de concreto celular. Os materiais leves, como o EPS e o concreto celular, têm a vantagem de possuir um peso próprio menor e poderem ser recortados nas dimensões desejadas. Com isto, além da laje se tornar mais leve, a distância entre eixos se torna maior, o que conduz a um menor volume de concreto.

Segundo a NBR 14859-1 (2002), os elementos de enchimento (Figura 3.5) devem ter as dimensões padronizadas, podendo ser maciços ou vazados e compostos por materiais leves, suficientemente rígidos, que não produzam

danos ao concreto e às armaduras. A Tabela 3.1 apresenta as dimensões padronizadas dos elementos de enchimento segundo a NBR 14859-1(2002).

Tabela 3.1: Dimensões padronizadas dos elementos de enchimento (NBR 14859 - 1(2002)).

Altura nominal (h_e)	7,0 (mínima); 8,0; 9,5; 11,5; 15,5; 19,5; 23,5; 28,5	
Largura nominal (b_e)	25,0 (mínima); 30,0; 32,0; 37,0; 39,0; 40,0; 47,0; 50,0	
Comprimento nominal (c)	20,0 (mínimo); 25,0	
Abas de encaixe	(a_v)	3,0
	(a_h)	1,5

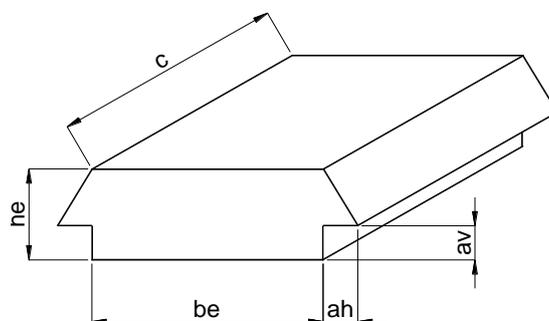


Figura 3.5: Elemento de enchimento (NBR 14859-1, 2002).

3.2.3 ARMADURA TRELIÇADA

A armadura treliçada é a armadura de aço pronta, pré-fabricada, em forma de estrutura espacial prismática, constituída por dois fios de aço paralelos na base (banzo inferior) e um fio de aço no topo (banzo superior), interligados por eletrofusão (caldeamento) aos dois fios de aço diagonais (sinusóides), com espaçamento regular (passo), conforme as Figuras 3.6 e 3.7.

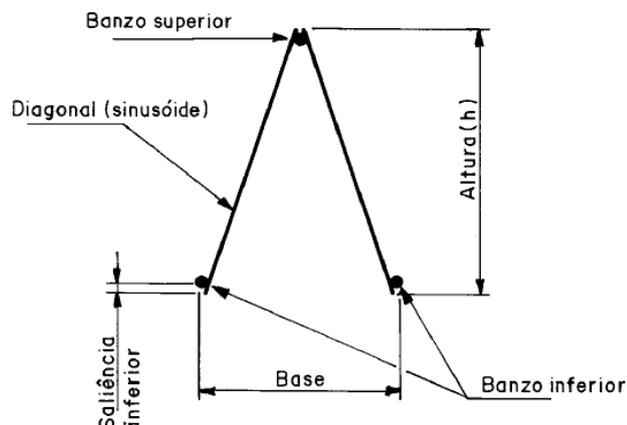


Figura 3.6: Vista frontal de uma armadura treliçada (NBR 14862, 2002).

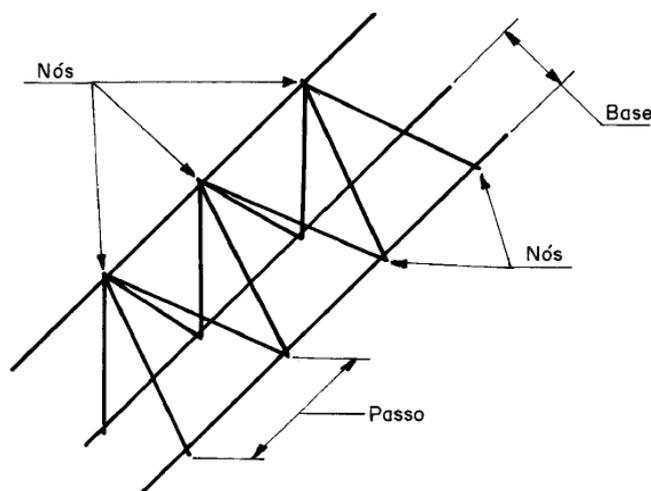


Figura 3.7: Representação isométrica de uma armadura treliçada NBR 14862 (2002).

Sendo:

- nós: ponto de junção entre os fios de aço que compõem as armaduras treliçadas, unidos por eletrossolda (caldeamento);
- altura (h): distância entre a superfície limite inferior (face inferior da saliência inferior) e a superfície limite superior (banzo superior), perpendicular à base e no eixo da seção transversal da armadura treliçada, expressa em milímetros;
- passo (p): distância entre eixos dos nós entre os aços que compõem a armadura treliçada, expressa em milímetros;
- base (b): distância entre as faces externas entre os fios que compõem o banzo inferior, expressa em milímetros;

- saliência inferior: distância entre a face inferior do banzo inferior e a superfície limite inferior da armadura treliçada.

Segundo a NBR 14862 (2002), as dimensões da base externa, do passo e da altura devem ser os seguintes:

- a) base: mínima de 80 mm e máxima de 120 mm;
- b) passo: igual a 200 mm;
- c) as alturas padronizadas são: 80 mm; 120 mm; 160 mm; 200 mm; 250 mm; 300 mm;
- d) saliência inferior: nominal igual ao diâmetro da diagonal (sinusóide).

O fio que compõe o banzo superior da armadura treliçada deve ter diâmetro nominal mínimo conforme mostra a Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Diâmetros nominais mínimos para banzo superior que podem ser usados em armação treliçada, segundo NBR 14862 (2002).

Altura da armadura treliçada	Diâmetro nominal mínimo
80 a 130	6,0
131 a 225	7,0
226 a 300	8,0

3.2.4 ARMADURA COMPLEMENTAR

Armadura complementar é adicionada na obra, quando dimensionada e disposta de acordo com o projeto da laje. Pode ser:

- a) longitudinal: armadura utilizada quando da impossibilidade de integrar na pré-laje toda a armadura passiva inferior de tração necessária;
- b) transversal: armadura que compõe a armadura inferior das nervuras transversais de travamento (quando houver necessidade);
- c) de distribuição: armadura posicionada na capa nas direções transversal e longitudinal, quando necessário, para a distribuição das tensões oriundas de cargas concentradas e para o controle da fissuração;

- d) superior de tração: armadura disposta sobre os apoios nas extremidades das pré-lajes, no mesmo alinhamento das nervuras longitudinais e posicionada na capa. Proporciona a continuidade das nervuras longitudinais e destas com o restante da estrutura, o combate à fissuração e a resistência ao momento fletor negativo, de acordo com o projeto da laje;
- e) outras: especificadas caso a caso, utilizadas para atender às necessidades particulares de cada projeto.

3.3. ALTURA TOTAL DA LAJE

A altura final da laje é sempre igual à soma da altura do elemento de enchimento com a espessura da capa de concreto. A Tabela 3.3 mostra as alturas mínimas de lajes pré-moldadas em função da altura do elemento de enchimento de acordo com a NBR 14859-1(2002).

Tabela 3.3 : Altura total de lajes nervuradas em função do elemento de enchimento - NBR 14859-1 (2002).

Altura do elemento de enchimento (h_e)	Altura total da laje (h)
7,0	10,0; 11,0; 12,0
8,0	11,0; 12,0; 13,0
10,0	14,0; 15,0
12,0	16,0; 17,0
16,0	20,0; 21,0
20,0	24,0; 25,0
24,0	29,0; 30,0
29,0	34,0; 35,0

3.4. RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118/2003

A NBR 6118 (2003) apresenta algumas prescrições para o dimensionamento de lajes nervuradas:

- a espessura da mesa deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre as nervuras e não menor que 3 cm, quando não houver tubulações horizontais embutidas;

- o valor mínimo absoluto deve ser 4 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro máximo de 12,5 mm;
- a espessura das nervuras não deve ser inferior a 5 cm;
- nervuras com espessura menor que 8 cm não devem conter armadura de compressão;
- para o projeto das lajes nervuradas devem ser obedecidas as seguintes condições:
 - a) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
 - b) para lajes com espaçamento entre eixos entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12;
 - c) para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

3.5. DIMENSIONAMENTO DE LAJES PRÉ-MOLDADAS UNIDIRECIONAIS SEGUNDO NBR 6118 (2003).

A NBR 6118 (2003) prescreve que as lajes nervuradas podem ser moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração é constituída por nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte e permite verificar a segurança de laje nervurada considerando os critérios de lajes maciças, se não forem atendidas as indicações, a laje nervurada precisa ser analisada considerando a capa (mesa) como laje maciça apoiada em grelha de vigas.

As lajes nervuradas, assim como as lajes maciças, podem ter suas bordas apoiadas, contínuas, engastadas ou em balanço e apresentam inércia

menor que as lajes maciças, de tal modo que as alturas precisam ser maiores para haver controle das deformações e dos deslocamentos (BOCCHI Jr. e GIONGO, 2007).

3.5.1. CÁLCULO DA LARGURA COLABORANTE

O cálculo das lajes pré-fabricadas é feita de acordo com a hipótese básica de flexão simples. Considera-se uma seção transversal na forma de “T” (Figura 3.8). Primeiramente deve-se calcular a largura colaborante da capa de concreto que contribui para resistir os esforços aplicados, esse valor pode ser obtido pela equação:

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,10 \cdot a \\ b_w + 2 \cdot b_1 \end{cases} \quad (1)$$

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 \cdot b_2 \\ 0,10 \cdot a \end{cases} \quad (2)$$

Sendo:

a é a distância entre os pontos de momento fletor nulo, a distância a pode ser estimada, em função do comprimento l do tramo considerado, o valor de a pode ser definido por:

- viga simplesmente apoiada: $a = 1,00 l$;
- tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75 l$;
- tramo com momentos nas duas extremidades: $a = 0,60 l$;
- tramo em balanço: $a = 2,00 l$.

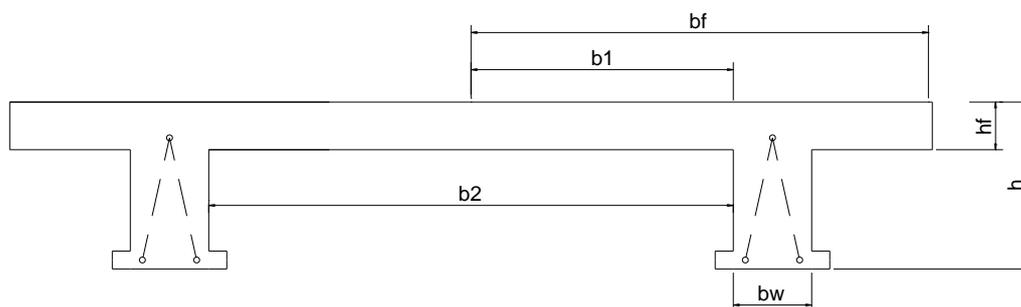


Figura 3.8: Largura da mesa colaborante.

3.5.2. DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES T SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES

Dois casos para seções “T” são possíveis. O primeiro ocorre quando apenas a mesa está comprimida, ou seja, quando $y \leq h_f$. Nesse caso deve ser considerada a seção como sendo retangular de largura b_f (Figura 3.9). O segundo caso ocorre quando a mesa e parte da alma estão comprimidas, isto é, $y > h_f$, considera-se a seção como sendo “T”.

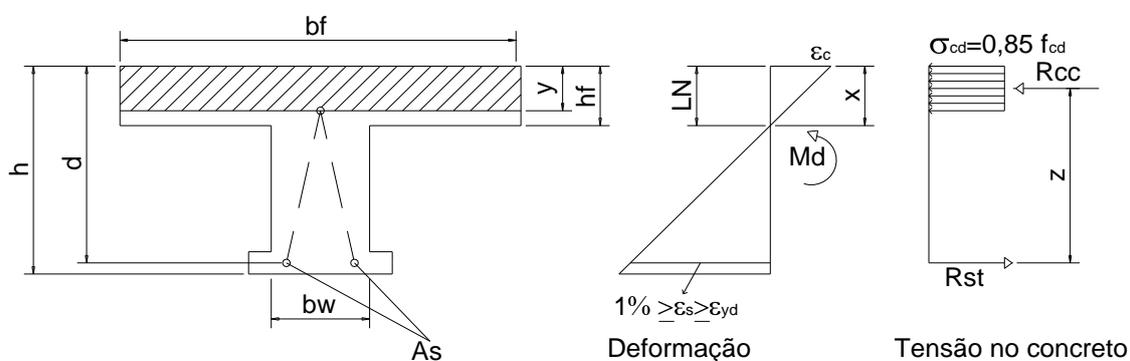


Figura 3.9: Seção retangular.

No primeiro caso fazendo o equilíbrio de momentos de ruptura e momento resistente de cálculo (M_d), atuando em uma faixa de viga (intereixo) e o sistema de forças tem-se:

$$\begin{cases} R_{cc} = R_{st} \\ M_d = R_{cc} \cdot z = R_{st} \cdot z \end{cases} \quad (3)$$

$$z = d - \frac{y}{2} \quad (4)$$

$$\begin{cases} R_{cc} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot y \\ R_{st} = A_s \cdot \sigma_{sd} \end{cases} \quad (5)$$

$$\begin{cases} 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot y - A_s \cdot \sigma_{sd} = 0 \\ M_d = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) = A_s \cdot \sigma_{sd} \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) \end{cases} \quad (6)$$

Como:

$$y = 0,8 \cdot x \text{ e } \beta_x = \frac{x}{d}, \text{ então } y = 0,80 \cdot \beta_x \cdot d \quad (7)$$

$$\begin{cases} 0,68 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot \beta_x \cdot d - A_s \cdot \sigma_{sd} = 0 \\ M_d = 0,68 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d^2 \cdot \beta_x \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \beta_x\right) = A_s \cdot \sigma_{sd} \cdot d \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \beta_x\right) \end{cases} \quad (8)$$

Isolando β_x na Equação (8) tem:

$$\beta_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - \frac{3,6765M_d}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \quad (9)$$

Com a Equação (9) calcula-se a posição relativa da linha neutra da seção β_x e compara-se com o valor de β_f , obtido pela Equação (10):

$$\beta_f = \frac{1,25 \cdot h_f}{d} \quad (10)$$

Se $\beta_x \leq \beta_f$ a peça deve ser dimensionada como seção retangular de largura fictícia $b_w = b_f$ e altura h , pois a alma está tracionada. A armadura pode ser determinada pela Equação (11):

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} \cdot d \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \beta_x\right)} \quad (11)$$

Caso $\beta_x > \beta_f$ a peça deve ser dimensionada como seção “T”, pois a linha neutra está localizada na alma, com mesa e parte da alma comprimidas, isto é $y > h_f$, conforme Figura 3.10.

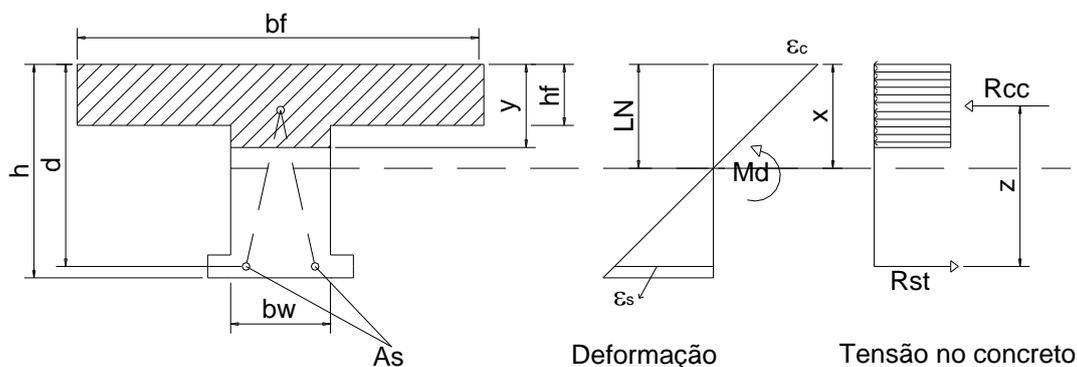


Figura 3.10: Seção “T”.

Neste caso é prático empregar o artifício de decompor a seção “T” em duas outras seções idealmente concebidas, conforme Figura 3.11. A seção formada pelas abas salientes, de largura $b_f - b_w$ e pela armadura tracionada A_{s1} tem braço de alavanca interno

$$z = d - \frac{h_f}{2} \quad (12)$$

está seção resiste à parcela de momento M_{d1} , que pode ser encontrado pela Equação:

$$M_{d1} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (13)$$

A partir do valor de M_d e calculado o valor de M_{d1} , pode-se encontrar o valor de M_{d2} através da Equação:

$$M_{d2} = M_d - M_{d1} \quad (14)$$

Assim, tem-se:

$$M_{d2} = A_{s2} \cdot \sigma_{sd} \cdot d \cdot (0,4 \cdot \beta_x) \quad (15)$$

O valor de β_x pode ser encontrado na Equação (9) substituindo M_d por M_{d2} .

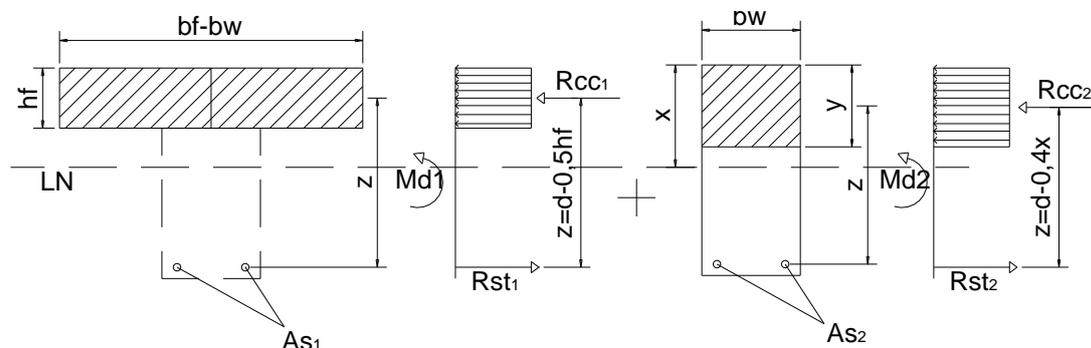


Figura 3. 11: Comportamento da viga "T".

A armadura total da viga "T" corresponde à soma da área das duas seções:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (16)$$

Sendo:

$$A_{s1} = \frac{M_{d1}}{\sigma_{sd} \cdot \left(d - 0,5 \cdot h_f \right)} \quad (17)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{d2}}{\sigma_{sd} \cdot d \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \beta_x \right)} \quad (18)$$

3.5.4 FLECHA

Na verificação da flecha em lajes, segundo a NBR 6118(2003), considera-se a possibilidade de fissuração (estádio II) e deve ser verificada para uma combinação de serviço quase permanente. A Equação para o cálculo da solicitação é a seguinte:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qi,k} \quad (19)$$

Sendo:

$F_{d,ser}$ o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{gi,k}$ ações devidas às cargas permanentes;

$F_{qi,k}$ ações devidas às cargas variáveis;

ψ_{2j} é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS, cujo os valores estão mostrados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Valores de ψ_{2j} segundo a NBR 6118(2003).

Ações		ψ_{2j}
Cargas acidentais de edifícios	Edifícios residenciais.	0,3
	Edifícios comerciais, de escritórios, estação e edifícios públicos.	0,4
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens.	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral.	0
Temperatura	Variação uniforme de temperatura em relação à média anual local.	0,3

A flecha imediata, como o próprio nome já diz, trata-se do deslocamento imediato após a aplicação dos carregamentos, para uma avaliação aproximada, pode-se utilizar a Equação de rigidez equivalente dada por:

$$\epsilon l_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (20)$$

Sendo:

I_c momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II;

M_a momento fletor na seção crítica do vão considerado, momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços;

M_r momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;

E_{cs} módulo de elasticidade secante do concreto.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_t} \quad (21)$$

O valor de $\alpha = 1,2$ para seções em forma de "T" ou duplo "T" e $\alpha = 1,5$, para seções retangulares;

$f_{ct,m}$ resistência média à tração do concreto;

y_t distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

A previsão da flecha imediata ou instantânea pode ser feita a partir da equação da resistência dos materiais, válida para seções constantes ao longo da peça:

$$a = \frac{\alpha_c \cdot F_{d,ser} \cdot l_{ef}^4}{E I_{eq}} \quad (22)$$

3.5.5 FLECHA LIMITE

Flecha limite é o deslocamento limite estabelecido por norma, utilizado para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura, de forma que não comprometa a utilização da estrutura. Os deslocamentos limites são classificados em quatro grupos:

- a) aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável;
- b) efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;
- d) efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste trabalho foram estudadas lajes treliçadas produzidas com concreto leve estrutural produzido com argila expandida. Para isso foi desenvolvido a seguinte sequência experimental:

- caracterização física e química dos materiais;
- dosagem dos concretos;
- caracterização física e mecânica dos concretos;
- produção das vigotas treliçadas;
- confecção das formas;
- concretagem das lajes;
- ensaio das lajes.

4.1. AGREGADOS MIÚDOS

O agregado miúdo convencional utilizado no programa experimental foi uma areia quartzosa originária da cidade de Campos dos Goytacazes/RJ. Este agregado foi classificado segundo procedimentos da NBR 7211 (1983). A Tabela 4.1 mostra as características do agregado miúdo convencional.

Para o desenvolvimento do trabalho foi utilizado como agregado miúdo leve a argila expandida 0500 produzida pela empresa Cinexpan, com diâmetro máximo de 5 mm (Figura 4.1). A Tabela 4.2 apresenta as características granulométricas da argila expandida 0500. A Tabela 4.3 apresenta as massas específicas (NBR-NM 52, 2002) e unitárias dos agregados utilizados na pesquisa. Na Tabela 4.4 está a composição química do agregado miúdo leve, onde é possível observar a presença predominante de sílica e alumina, como esperado.

Tabela 4.1: Composição granulométrica da areia.

Abertura da peneira (mm)	Percentual retido (%)	Percentual retido acumulado (%)
4,80	0,24	0,24
2,40	1,02	1,26
1,20	5,05	6,32
0,60	27,05	33,37
0,30	51,24	84,61
0,15	14,32	98,94
fundo	1,06	100,00
Dimensão máxima característica (mm)		Módulo de finura
4,8		2,24

Tabela 4.2: Composição granulométrica da argila expandida 0500.

Abertura da peneira (mm)	Percentual retido (%)	Percentual retido acumulado (%)
6,30	0,06	0,06
4,80	2,47	2,52
2,40	25,43	27,95
1,20	31,24	59,19
0,60	22,09	81,29
0,30	12,15	93,44
0,15	4,92	98,35
fundo	1,65	100,00
Dimensão máxima característica		Módulo de finura
4,8		4,63

Tabela 4.3: Propriedades físicas da areia e da argila expandida 0500 utilizadas na pesquisa.

	Massa específica (kg/m³)	Massa unitária (kg/m³)
Areia	2574	1425
Argila expandida 0500	1930	829
Argila expandida 1506	1100	692

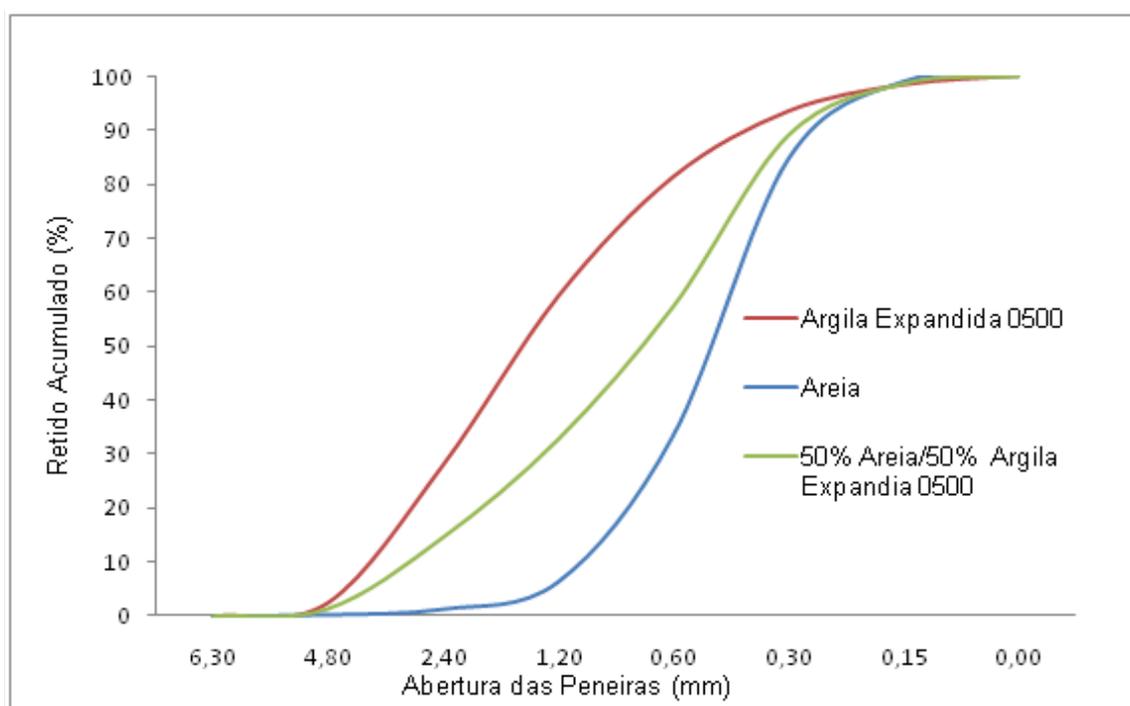


Figura 4.1: Distribuição granulométrica dos agregados miúdos utilizados na pesquisa.

Tabela 4.4: Composição química da argila expandida 0500.

Compostos químicos	Percentuais em massa
SiO ₂	56,33
Al ₂ O ₃	23,21
Fe ₂ O ₃	8,35
K ₂ O	7,79
CaO	1,68
SO ₃	1,15
TiO ₂	1,13

4.2. AGREGADO GRAÚDO

O agregado graúdo leve utilizado no presente trabalho possui diâmetro máximo de 12,5 mm produzido pela empresa Cinexpan e comercialmente conhecido como argila expandida 1506 (Figura 4.2). A Tabela 4.6 mostra a composição química do agregado leve graúdo utilizado na pesquisa.



Figura 4.2: Agregados leves utilizados na pesquisa: miúdo (material da esquerda) e graúdo (material da direita).

Tabela 4.5: Composição granulométrica da argila expandida 1506.

Abertura da peneira (mm)	Percentual retido (%)	Percentual retido acumulado (%)
16	0,00	0,00
12,5	24,95	24,95
9,5	53,12	78,07
4,76	20,95	99,02
2,38	0,77	99,79
fundo	0,21	100,00
Dimensão máxima característica (mm)		Módulo de finura
12,5		6,76

O agregado graúdo leve possui diâmetro máximo de 12,5 mm e formato esférico. A Figura 4.3 mostra a distribuição granulométrica da argila expandida 1506, determinada de acordo com a NBR-NM 248 (2003).

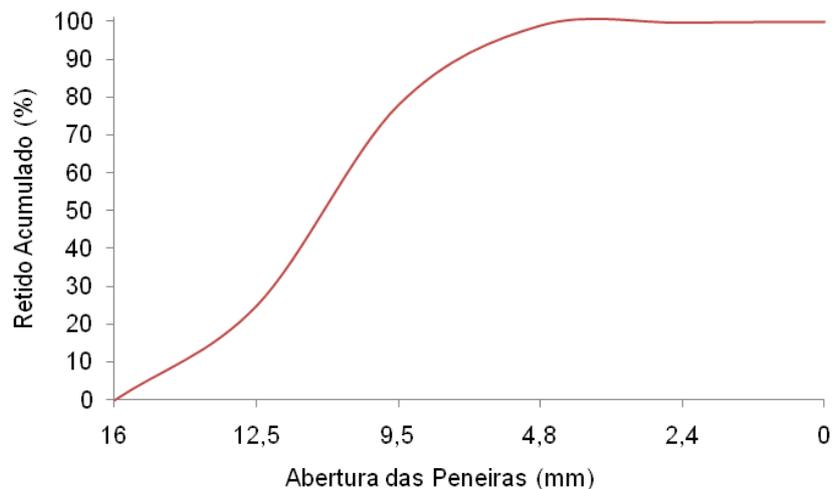


Figura 4.3: Distribuição granulométrica da argila expandida 1506.

Tabela 4. 6: Composição química da argila expandida 1506.

Compostos químicos	Percentuais em massa
SiO ₂	56,44
Al ₂ O ₃	23,22
Fe ₂ O ₃	8,47
K ₂ O	8,01
SO ₃	1,50
TiO ₂	1,22
CaO	1,02

Quando se trabalha com agregados com elevada porosidade, como o caso da argila expandida, é extremamente importante analisar a absorção de água, pois o agregado irá absorver parte da água usada na mistura do concreto, diminuindo assim o abatimento do concreto. Na Figura 4.4 apresenta-se a curva de absorção de água do agregado graúdo leve (argila expandida 1506) em relação ao tempo imerso em água. A absorção de água foi calculada a partir da NBR-NM 64 (1996).

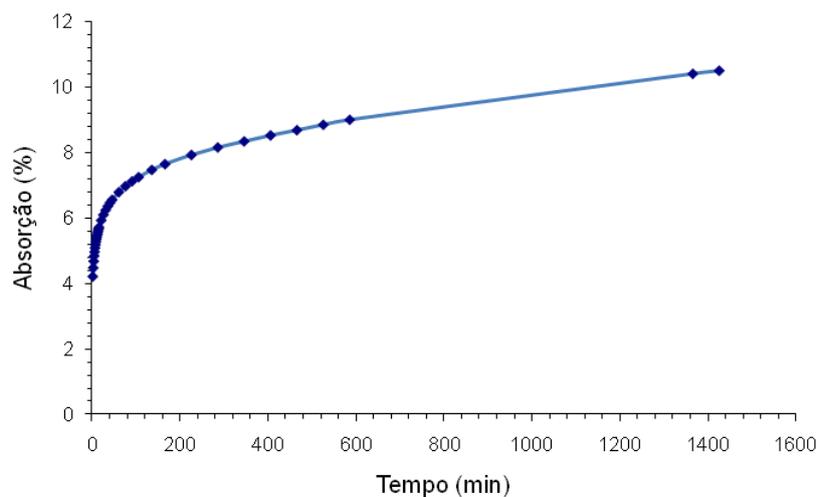


Figura 4.4: Absorção de água argila expandida 1506.

Pela figura anterior é possível observar que a maior absorção de água ocorreu nos primeiros minutos em que o agregado esteve em contato com a água. Ao final de 24 horas a absorção dos agregados passou de 10%. Agregado similar também foi utilizado em pesquisa realizada por LIU *et al.* (2010) e observou-se valores de absorção de água após 24 horas na ordem de 12%, sendo que na primeira hora os agregados já haviam absorvido mais de 8%. Com base nesses dados foi definido o tempo total da mistura de 15 minutos, pois neste tempo o agregado já absorveu em torno de 54% do total de água. Este valor foi definido para que não ocorressem mudanças significativas nos ensaios de abatimento do tronco de cone, pois os agregados leves utilizados nos concretos foram previamente secos em estufa (110°C por um dia) antes do uso.

4.3. CIMENTO PORTLAND

Na presente pesquisa foi utilizado o cimento composto com fíler calcário (CP II F 32). A Tabela 4.7 mostra a composição química, evidenciando a presença predominante de CaO no cimento.

Tabela 4.7 :Composição química do cimento.

Compostos químicos	Percentuais em massa
CaO	76,25
SiO ₂	13,1
SO ₃	3,32
Al ₂ O ₃	3,13
Fe ₂ O ₃	3,04
K ₂ O	0,50
TiO ₂	0,32

4.4. DOSAGEM DOS CONCRETOS

Os concretos leves estruturais foram dosados segundo o método do ACI 211.2(1998), para uma resistência média (f_{cm}) igual a 25 MPa. Com base na Tabela 4.8 foi definido o consumo de água por metro cúbico de concreto leve em função do abatimento desejado e diâmetro máximo do agregado leve.

Tabela 4.8: Consumo de água.

Abatimento (mm)	Diâmetro máximo do agregado		
	9,5 mm	12,5 mm	19 mm
25 a 50	211	202	190
75 a 100	232	220	205
125 a 150	241	226	211

Foi definido um consumo de água de 220 litros por metro cúbico a fim de atingir um abatimento entre 75 e 100 mm pois, conforme o ACI 213 R (1987,) abatimentos em torno de 75 mm são suficientes para garantir uma boa trabalhabilidade e manter a coesão, impedindo que as partículas com menor densidade subam à superfície. A relação água-cimento foi obtida através da Tabela (4.9), para concretos com resistência à compressão em torno de 25 MPa, obtendo assim uma relação água-cimento de 0,58.

Tabela 4.9: Relação água/cimento.

Resistência aos 28 dias (MPa)	Relação aproximada de água/cimento, em massa
41,4	0,41
34,5	0,48
27,6	0,57
20,7	0,68
13,8	0,82

A proporção de agregado graúdo foi obtida utilizando os valores da Tabela 4.10, que leva em consideração o módulo de finura da areia. Para um módulo de finura da areia de 2,24 adotou-se a proporção de 0,68 de agregado graúdo em relação ao volume de concreto.

Tabela 4.10: Volume do agregado graúdo.

Diâmetro máximo do agregado (mm)	Volume o agregado graúdo seco solto por unidade de concreto, em função do módulo de finura da areia			
	2,40	2,60	2,80	3,00
9,5	0,58	0,56	0,54	0,52
12,5	0,67	0,65	0,63	0,61
19,0	0,74	0,72	0,70	0,68

Por fim, a quantidade de areia por metro cúbico de concreto leve foi obtida com a subtração da estimativa da massa específica do concreto no estado fresco - valor obtido na Tabela 4.11 em função da densidade do agregado graúdo leve. Para a definição do traço foi feita a interpolação dos valores da Tabela, pois a densidade da argila expandida utilizada na pesquisa foi de 1,10. Com isso foi obtida uma massa de 663 kg de areia por metro cúbico de concreto.

Tabela 4.11: Estimativa da massa específica do concretos leve em função da densidade do agregado graúdo leve.

Densidade agregado graúdo leve	Estimativa da massa de concreto leve (kg/m³)		
	ar incorporado		
	4%	6%	8%

1,0	1620	1585	1540
1,2	1705	1670	1630
1,4	1795	1755	1720
1,6	1880	1840	1800
1,8	1965	1930	1885
2,0	2055	2010	1970

Com o objetivo de reduzir a massa específica dos concretos leves estruturais foi feita a substituição de 50% e 100% do volume de areia convencional por argila expandida 0500, originando assim três diferentes traços de concretos leves, conforme descrição a seguir:

- C100A – 100% dos agregados graúdos leves e 100% dos agregados miúdos convencionais (areia);
- C50L – 100% dos agregados graúdos leves e 50% dos agregados miúdos convencionais (areia) e 50% dos agregados miúdos leves;
- C100L – 100% dos agregados graúdos e miúdos leves.

A Tabela 4.12 mostra as quantidades de materiais consumidas por metro cúbico de concreto leve.

Tabela 4.12: Consumo de material por metro cúbico de concreto.

Material	C100 A	C50 L	C100 L
Cimento	380,25	380,25	380,25
Argila exp.1506	474,71	474,71	474,71
Areia	663,36	331,68	-
Argila exp. 0500	-	192,96	385,91
Água	220	220	220
Abatimento (mm)	80	70	60

Para que a relação água/cimento se mantivesse constante em todas as misturas, os agregados leves utilizados nos experimentos foram levados à estufa a uma temperatura de 110°C por um período de 24 horas, para que não apresentassem umidade, conforme descrito no item 4.2.

4.5. PROCESSO DE MISTURA

Como os agregados leves apresentaram elevados índices de absorção de água tornou-se necessário um procedimento especial para a mistura dos concretos. Com base nos dados de absorção de água da argila expandida 1506 foram estabelecidos os seguintes procedimentos e intervalos de tempo para a mistura:

- mistura dos agregados leves por 1 minuto;
- adição de dois terços da água;
- repouso por 10 minutos, com o misturador desligado, para que os agregados absorvam parte da água;
- adição de cimento e mistura por mais 1 minuto;
- acréscimo do agregado convencional (no caso dos traços C100A e C50L) e do restante da água (mistura por 3 minutos).

A Figura 4.5 mostra as etapas da mistura.

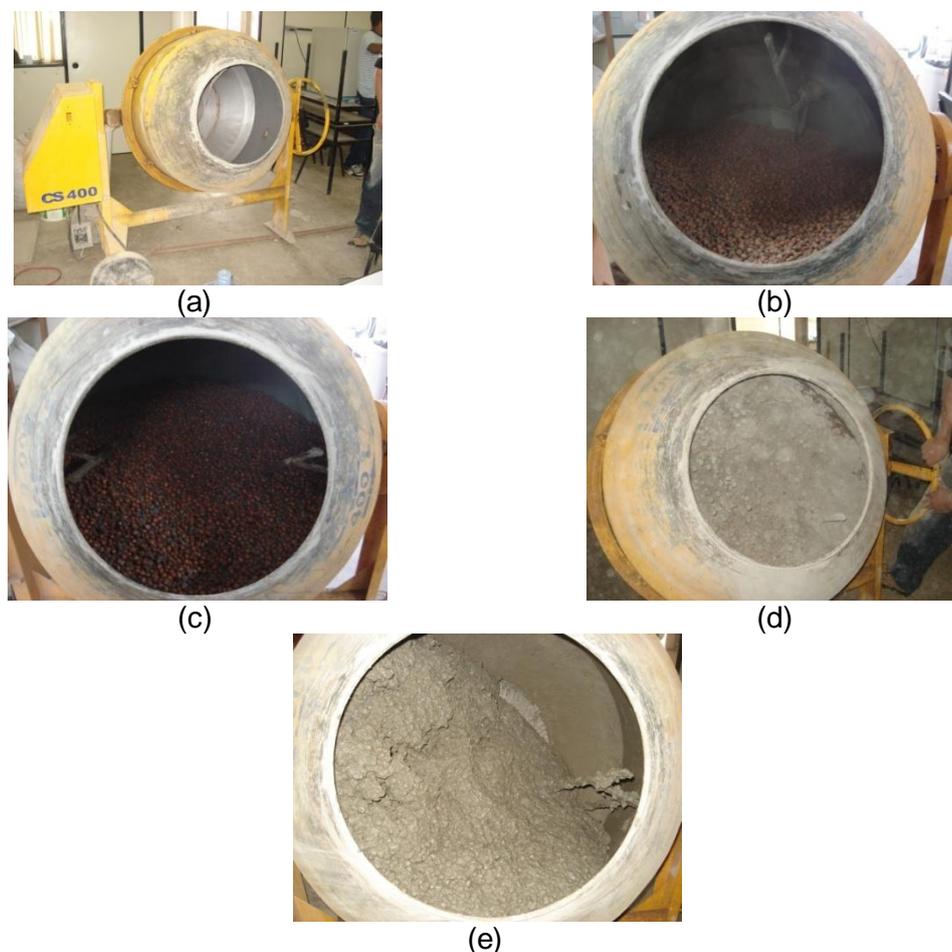


Figura 4.5: Etapas do processo de mistura: (a) betoneira umedecida; (b) homogeneização dos agregados leves; (c) agregados leves absorvendo água; (d) demais componentes do concreto; (e) aparência final do concreto.

4.6. MOLDAGEM DOS CORPOS-DE-PROVA

Para o desenvolvimento da pesquisa foram moldados 36 corpos-de-prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura e 36 corpos-de-prova prismáticos com dimensões de 10, 10 e 40 cm, sendo 4 corpos-de-prova para cada idade de ruptura (3, 7 e 28 dias).

A moldagem e cura dos corpos-de-prova foram executadas conforme procedimentos recomendados pela NBR 5738 (1994). A cura foi realizada em tanque com água saturada de cal. Estudos realizados por AL-KHAJAT e HAQUE (1998) mostraram que a resistência à compressão dos concretos leves

com argila expandida é menos sensível à falta de cura do que os concretos com agregados convencionais, pelo fato do agregado armazenar água. Esse mecanismo pode ser definido como cura interna do concreto. A Figura 4.6 mostra o procedimento de moldagem.

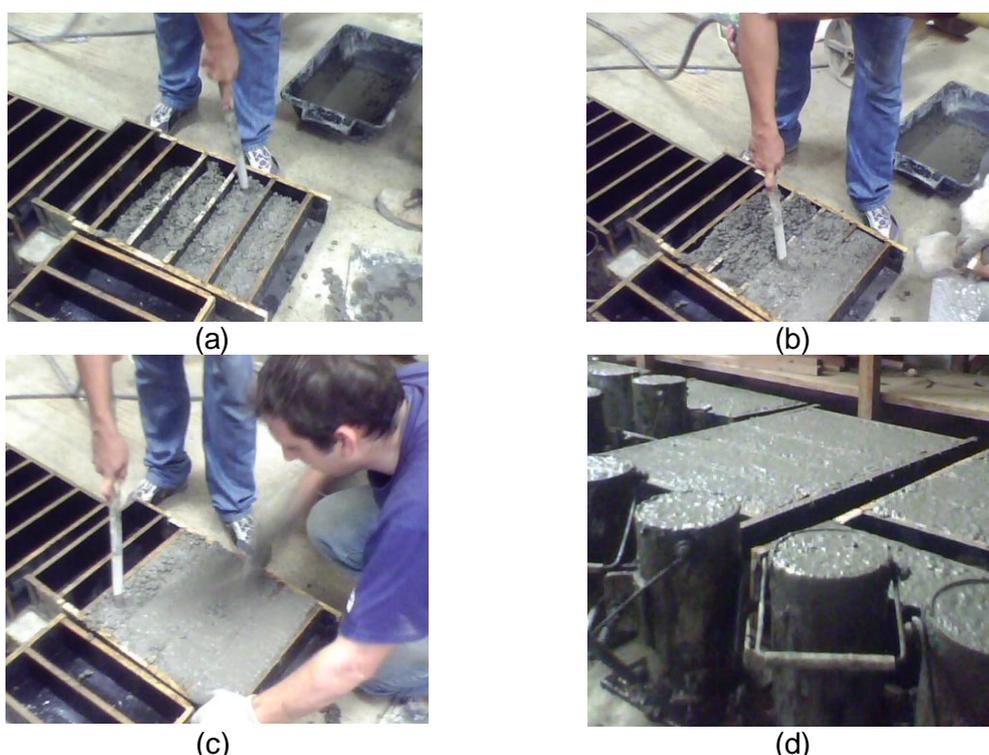


Figura 4.6: Moldagem dos corpos-de-prova – (a) lançamento do concreto; (b) vibração; (c) acabamento; (d) corpos-de-prova moldados.

4.7. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS CONCRETOS

4.7.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE

A resistência à compressão dos concretos foi avaliada através da ruptura de corpos-de-prova cilíndricos em prensa hidráulica Shimadzu UH-F 1000 kN do Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ (Figura 4.7), conforme recomendações da NBR 5739 (1994), com velocidade de carregamento de 0,025 mm/min. A deformação dos concretos foi calculada a partir dos valores de deslocamento obtidos com transdutores elétricos (Figura 4.8). O módulo de elasticidade secante foi calculado conforme NBR 8522 (2003), utilizando a Equação 23. Antes da ruptura, os corpos-de-prova

cilíndricos foram capeados com mistura de enxofre fundido e quartzo moído (relação 1 : 3, em massa) de forma a garantir planicidade e paralelismo entre as bases e perpendicularidade ao cilindro.

(23)

sendo:

- módulo de elasticidade secante;
- tensão correspondente a deformação $5 \cdot 10^{-5}$;
- tensão correspondente a 30% da tensão máxima;
- deformação de $5 \cdot 10^{-5}$;
- deformação correspondente a σ_2 .

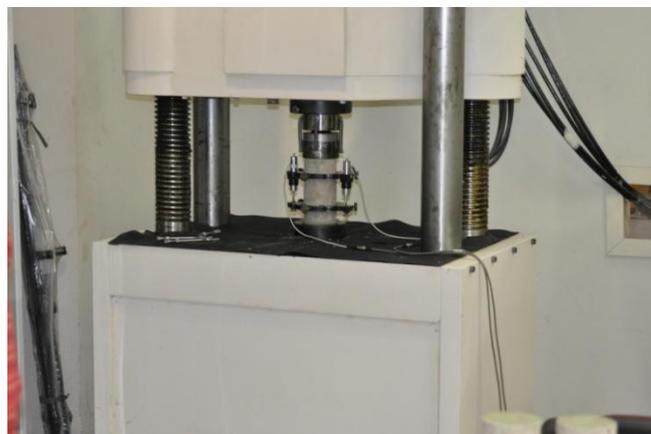


Figura 4.7: Corpo de prova cilíndrico na prensa hidráulica Shimadzu do Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ.



Figura 4.8: Detalhe dos transdutores de deslocamento horizontal.

4.7.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

Os valores de resistência à tração dos concretos foram obtidos através do ensaio de tração na flexão, segundo prescrições da NBR 12142 (1991). Para isso corpos-de-prova prismáticos foram levados a ruptura por meio de flexão pura, utilizando prensa hidráulica Shimadzu 30 kN do Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ (Figura 4.9).



Figura 4.9: Prensa Hidráulica Shimadzu de 30 kN do Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ.

4.8. PRODUÇÃO DAS VIGOTAS DE CONCRETO LEVE

Após a caracterização mecânica dos concretos leves foi feita a concretagem de seis vigotas treliçadas, sendo duas com cada tipo de concreto (C100A, C50L e C100L). As vigotas foram concretadas em empresa especializada na fabricação de vigotas pré-moldadas treliçadas da cidade de Campos dos Goytacazes-RJ. Os concretos utilizados na produção das vigotas seguiram os procedimentos de mistura descritos no item 4.5 com emprego de um misturador tipo betoneira com eixo inclinado com capacidade máxima de 400 litros. Para a produção das vigotas foram utilizadas formas metálicas em forma de “U” com 12 cm de largura e 3 cm de altura. O adensamento foi realizado com o auxílio de vibrador de imersão.

As dimensões das vigotas foram: 3 cm de altura, 12 cm de largura e 210 cm de comprimento, conforme Figura 4.10. Para cada traço de concreto leve estrutural foram concretadas duas vigotas.

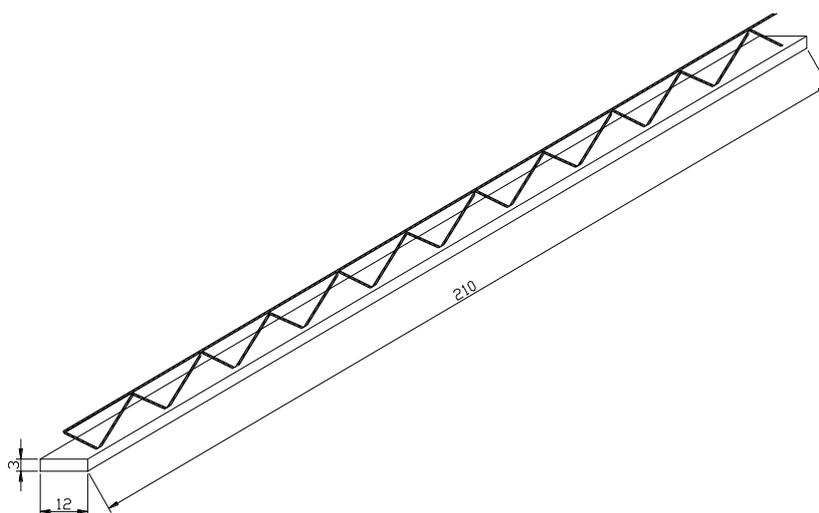


Figura 4.10: Vigota pré-fabricada treliçada.

As treliças metálicas utilizadas na pesquisa foram do tipo TR 08644, produzidas com aço de resistência característica de 600 MPa. As dimensões

das treliças foram: altura igual a 80 mm, diâmetro do banzo superior igual a 6 mm, diâmetro da diagonal de 4,2 mm e diâmetro das duas barras inferiores iguais a 4,2 mm.

Para que durante o ensaio o concreto atingisse maiores níveis de deformações foi utilizada uma armadura complementar na região tracionada. Para tal foi incorporada a cada peça três barras de aço CA-60 de 5 mm de diâmetro e 210 mm de comprimento.

Após a moldagem, as vigotas treliçadas foram cobertas com material plástico a fim de evitar a perda de água para o ambiente. Após 24 horas foi efetuada a desforma e as vigotas foram submetidas à cura úmida. A Figura 4.11 mostra uma vigota treliçada após o período de cura.



Figura 4.11: Vigota Treliçada.

Observou-se certa rugosidade na superfície superior das vigotas de concreto. Este comportamento foi provavelmente conseqüência de uma pequena segregação do concreto, uma vez que os agregados possuem reduzida massa específica. Este comportamento poderia ser evitado com uma melhor composição dos agregados e/ou uso de aditivos químicos para mudança de viscosidade. Segundo CHEN e LIU (2004), a utilização de fibras em concretos leves reduz significativamente a segregação melhora a uniformidade da mistura, no entanto reduz o abatimento.

4.9. PRODUÇÃO DAS LAJES PRÉ-MOLDADAS TRELIÇADAS

Com o intuito de analisar o comportamento estrutural de um elemento estrutural produzido com concreto leve foram confeccionadas seis lajes treliçadas pré-moldadas, sendo duas com cada tipo de concreto leve. As lajes confeccionadas possuíam geometria de viga “T” e suas dimensões (45 cm de largura, 10 cm de altura e 210 cm de comprimento) estão apresentadas na Figura 4.12. Foi acrescentada uma armadura de distribuição em aço CA-60 com 5 mm de diâmetro disposta nas duas direções com espaçamento de 30 cm. O elemento de enchimento foi composto por poliestireno expandido (EPS, isopor) com dimensões de 165 mm de largura por 70 mm de altura e 1000 mm de comprimento.

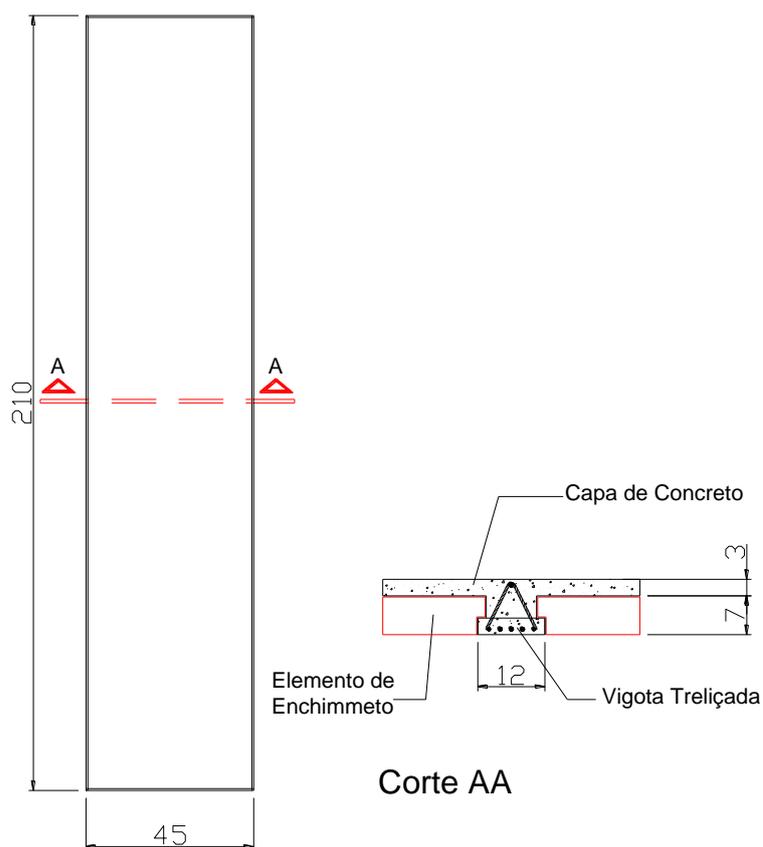


Figura 4.12: Dimensões das lajes pré-fabricadas treliçadas.

Para a produção das lajes pré-moldadas treliçadas foi necessário a fabricação de formas. As formas foram produzidas com madeira compensada

com 20 mm de espessura, dispostas nas laterais para atingir a altura desejada, os elementos de enchimento foram colocados sobre apoios, dispostos nos extremos e no meio da fôrma, simulando os escoramentos. Nos extremos foram previstas saliências nas formas para simular as vigas.

As etapas da concretagem das lajes são apresentadas na Figura 4.13. Após a concretagem, as lajes foram cobertas com material plástico, evitando a perda de água para o ambiente. Após 24 horas as lajes foram submetidas à cura úmida em ambiente de laboratório. Os dados das lajes estão apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13: Dados das lajes estudadas.

Concreto	b_f (cm)	b_w (cm)	h (cm)	h_f (cm)	ρ (%)	ρ_b (%)	f_{cm} (MPa)
C100L	45	12	10	3	0,4	0,93	19,5
C50L						0,97	21,2
C100A						0,91	18,7

Os valores de f_{cm} apresentados na Tabela 4.13 referem-se a resistência média à compressão dos concretos utilizados para a concretagem da capa de concreto, ρ_b é a taxa de armadura para o limite dos domínios 3-4 e ρ é a taxa de armadura utilizada nos experimentos.



Figura 4.13: Etapas da moldagem das lajes – (a) formas de madeira, (b) formas de madeira com as vigotas e material de enchimento, (c) lançamento do concreto e vibração, (d) acabamento, (e) lajes concretadas.

4.10. INSTRUMENTAÇÃO DA TRELIÇA E DA LAJE

As deformações das treliças metálicas e da armadura adicional foram avaliadas com o uso de extensômetros elétricos unidirecionais posicionados em pontos da treliça metálica. A Figura 4.14 mostra o posicionamento dos extensômetros na armadura adicional e na treliça metálica.

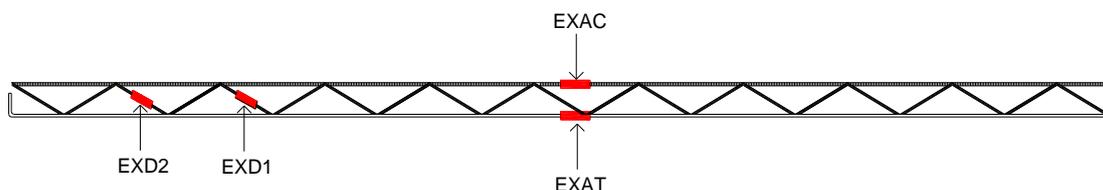


Figura 4.14: Esquema de instrumentação das treliças metálicas.

Os deslocamentos no meio do vão foram medidos com uso de transdutores de deslocamento dispostos nas lajes conforme Figura 4.15. Também foram posicionados extensômetros na região de máximo momento fletor da laje. Para medir as deformações ocorridas no concreto também foram utilizados extensômetros na armadura comprimida da treliça metálica e nas armaduras tracionadas, assim como na armadura transversal. Os dados foram coletados através de um sistema de aquisição de dados fabricado pela empresa Lynx, modelo ADS 2000 de 16 canais.

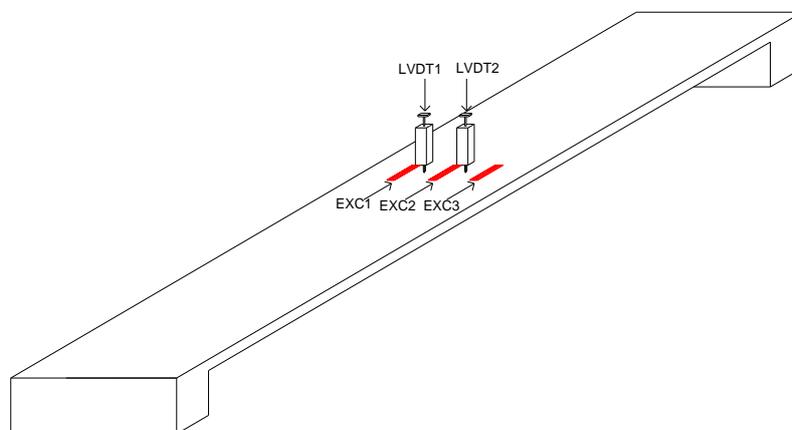


Figura 4.15: Esquema de instrumentação das lajes.

4.11. ESQUEMA DE ENSAIO – APLICAÇÃO DA CARGA

Para aplicação do carregamento foi necessária a utilização de um sistema projetado para este fim. O carregamento foi aplicado utilizando sistema com caixas d'água, conforme Figura 4.16. De modo a garantir uma aplicação aproximadamente constante foi instalado um sistema de bombeamento de

água. O sistema foi composto por três reservatórios inferiores com capacidade total de armazenamento de 900 litros, um reservatório superior com capacidade de 300 litros e um reservatório acoplado a laje com capacidade de 1000 litros.

O sistema foi alimentado por reservatórios inferiores. Para garantir velocidade constante o sistema de bombeamento era ligado em ciclos, a partir da ocorrência de extravasamento o sistema era desligado e acionado novamente após intervalos de 5 minutos. O reservatório acoplado à laje foi alimentado pelo reservatório superior por meio de queda livre. O carregamento foi mantido, desta forma, em torno de 0,1 kN/min com boa repetibilidade.

O reservatório foi acoplado ao sistema de aplicação de carga por meio de células de carga, sendo uma em cada face lateral da laje, com capacidade de leitura de 50 kN. O carregamento foi transmitido por meio de barras metálicas e aplicado em dois pontos no terço central da laje, conforme Figura 4.17.

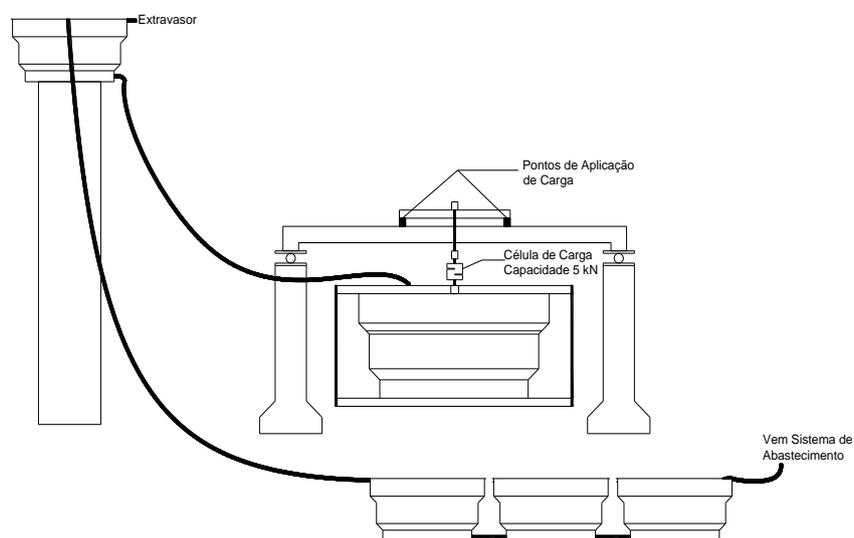


Figura 4.16: Esquema de aplicação de carga.

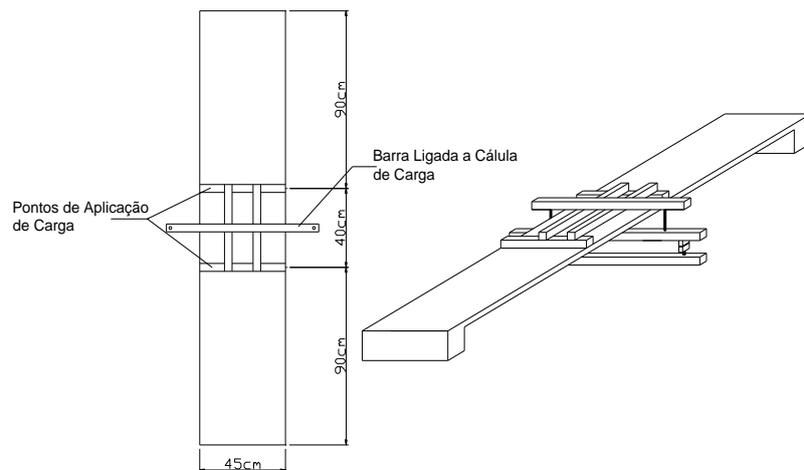


Figura 4.17: Esquema de aplicação de carga.

A Figura 4.18 mostra as etapas para a execução do ensaio, conforme descrição a seguir:

- Primeira etapa – posicionamento dos perfis metálicos para distribuição do carregamento na laje;
- Segunda etapa – conexão do reservatório ao sistema metálico através das células de carga;
- Terceira etapa – conexão da tubulação no reservatório acoplado a laje;
- Quarta etapa – aplicação do carregamento.

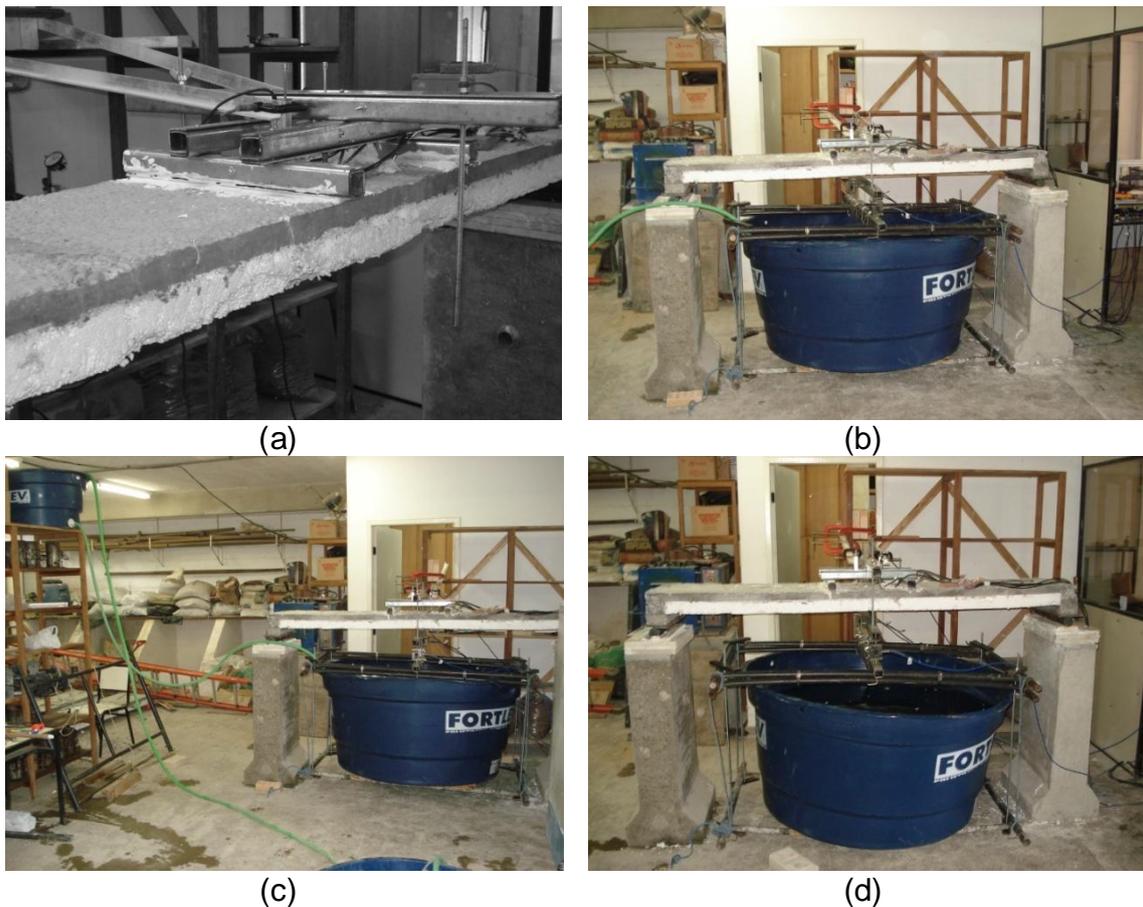


Figura 4.18: Etapas da execução dos ensaios – (a) perfis metálicos posicionado; (b) reservatório posicionado para ser acoplado a laje; (c) reservatório acoplado; (d) laje sendo carregada.

Os ensaios foram interrompidos quando os deslocamentos medidos no meio do vão (flechas) atingiram os valores máximos definidos na NBR 6118 (2003), que prevê um deslocamento máximo de $L_x/250$, sendo L_x o comprimento entre os apoios. No caso das lajes estudadas neste trabalho, os ensaios foram interrompidos quando os deslocamentos atingiram 8 mm.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. MASSA ESPECÍFICA NO ESTADO SECO E ABSORÇÃO DE ÁGUA DOS CONCRETOS LEVES

Na Tabela 5.1 são apresentados os valores de massa específica dos concretos leves estruturais analisados nesta pesquisa. Os resultados mostram uma redução significativa da massa específica dos concretos estudados se comparado com concreto convencional. Como já comentado anteriormente, concretos convencionais apresentam massa específica em torno de 2400 kg/m³. Com isso é possível inferir que houve redução de massa específica da ordem de 35,5% para o concreto C100A, 39,9% para o concreto C50L e 47,2% para o concreto C100L.

Tabela 5.1: Valores de massa específica dos concretos leves estruturais.

Concreto	Absorção de Água (%)	Índice de Vazios (%)	Massa Específica (kg/m ³)
C100A	7,8	12,5	1547
C50L	9,4	14,9	1442
C100L	10,6	15,1	1267

5.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS LEVES ESTRUTURAIIS

5.2.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A Tabela 5.2 mostra os valores de resistência à compressão dos concretos leves estruturais.

Tabela 5.2: Resistência à compressão dos concretos estudados.

Tipo de Concreto	C100L		
Tempo de cura (dias)	3	7	28
Valores individuais	14,09	16,2	20,66
	15,47	16,41	21,19
	15,06	20,19	21,32
Média (MPa)	14,87 (a;x)	17,60 (a;r)	21,06 (b;t)
Desvio padrão (MPa)	0,71	2,25	0,35
Tipo de Concreto	C50L		
Tempo de cura (dias)	3	7	28
Valores individuais	18,47	19,68	23,80
	18,62	21,34	22,45
	18,53	20,54	20,80
Média (MPa)	18,54 (c;y)	20,52 (c,d;s)	22,35 (d;t)
Desvio padrão (MPa)	0,08	0,83	1,50
Tipo de Concreto	C100A		
Tempo de cura (dias)	3	7	28
Valores individuais	11,92	15,9	17,49
	12,18	15,35	19,42
	11,87	15,625	16,27
Média (MPa)	11,99 (e;z)	15,63 (a,f;t)	17,73 (g;w)
Desvio padrão (MPa)	0,17	0,28	1,59

* Os valores médios de resistência à compressão seguidos da mesma letra não apresentam diferenças significativas segundo o Teste de Duncan ($p \leq 0,05$).

De acordo com Análise de Variância e Teste de Duncan, ao nível de 5% de probabilidade, o concreto C100L não apresenta diferenças significativas na resistência à compressão para 3 e 7 dias. No entanto, ocorre um acréscimo de resistência em torno de 19% dos 7 para os 28 dias. O concreto C50L não apresenta diferenças significativas na resistência à compressão nas idades de 3 e 7 dias nem dos 7 aos 28 dias. Observa-se um ganho lento na resistência, cerca de 20%, entre as idades de 3 e 28 dias. O concreto C100A apresenta diferenças significativas para todas as idades e verifica-se um acréscimo de resistência em torno de 48% entre 3 e 28 dias.

Para a idade de 3 dias todos os concretos apresentam diferenças significativas. O concreto C50L obteve cerca de 25 e 55% a mais de resistência em relação aos concretos C100L e C100A, respectivamente. Aos 7 dias, os concretos C100L e C100A não apresentam diferenças significativas nas resistências. Aos 28 dias os concretos C50L e C100L apresentam maiores valores de resistência que o concreto C100A.

Os concretos C100A apresentaram menores valores de resistência à compressão aos 28 dias, o que pode ser devido ao melhor empacotamento dos concretos C100L e C50L.

As Figuras 5.1, 5.2 e 5.3 mostram as curvas tensão *versus* deformação dos concretos leves estruturais,

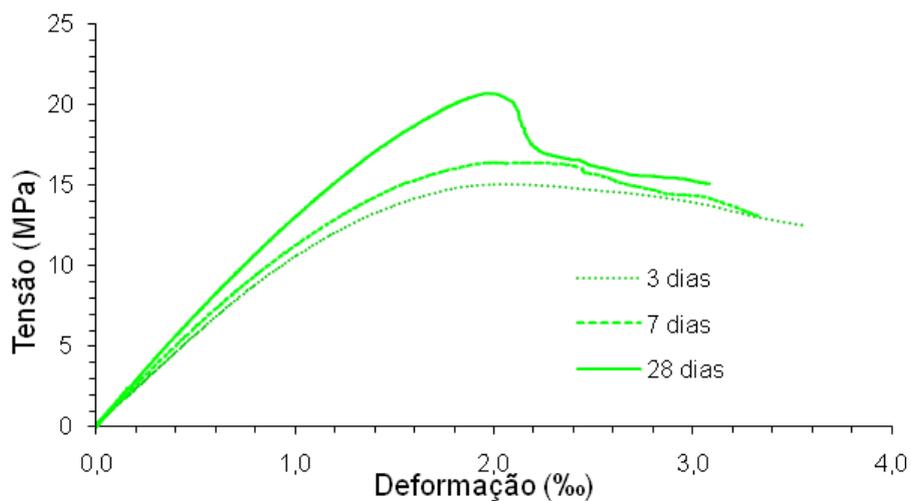


Figura 5.1: Curva tensão *versus* deformação concreto C100L.

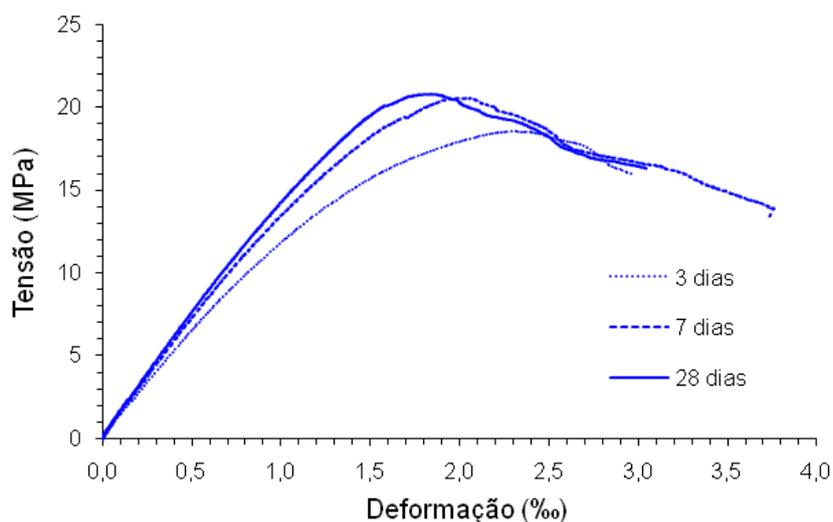


Figura 5.2: Curva tensão *versus* deformação concreto C50L.

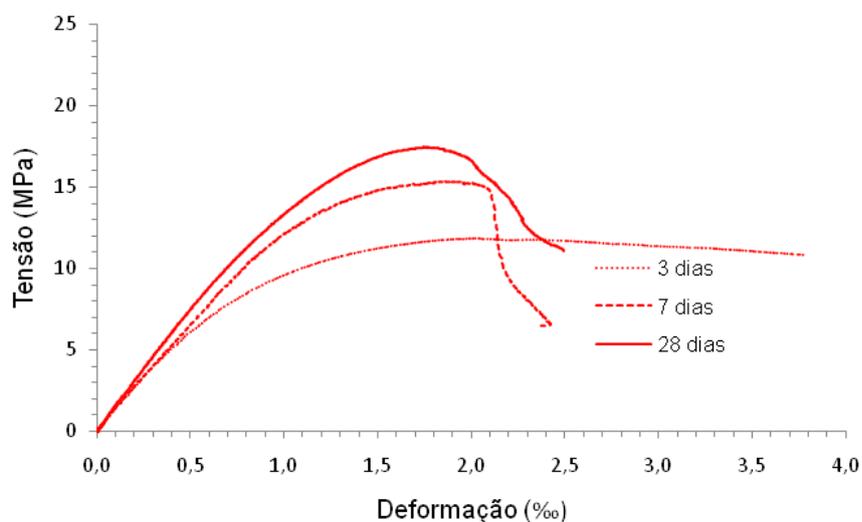


Figura 5.3: Curva tensão *versus* deformação concreto C100A.

Observa-se linearidade no comportamento do material até cerca de 80% da tensão última, assim como observado por CARRASQUILLO *et al.* (1981) e ROSSIGNOLO *et al.* (2003). Nota-se que este comportamento linear aumenta em função do acréscimo da resistência do concreto. Nota-se também que não há um ganho significativo na resistência após 7 dias. Esta é outra característica dos concretos com argila expandida. Este fato foi também observado por VALENTE e CRUZ (2004) e ROSSIGNOLO *et al.* (2003).

Na Figura 5.4 apresentam-se as curvas tensão *versus* deformação na compressão destes concretos à idade de 28 dias. Observa-se que os concretos estudados, assim como os concretos convencionais (MEHTA e MONTEIRO, 2006), atingiram deformação de pico da em torno de 2%, variando em função do tipo de concreto. Em seguida verifica-se uma queda brusca na resistência, típica de materiais frágeis ou quase-frágeis.

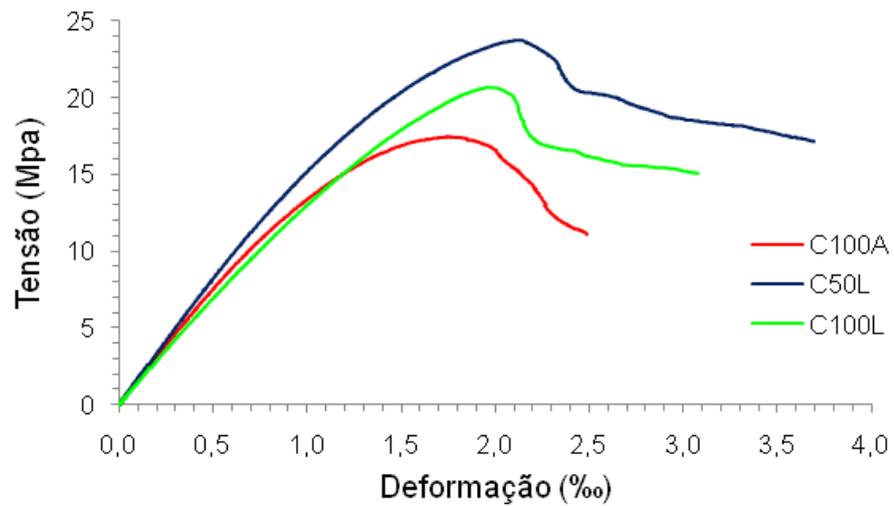


Figura 5.4: Curva tensão *versus* deformação dos concretos leves aos 28 dias.

5.2.2. MÓDULO DE ELASTICIDADE

A tabela 5.3 mostra os valores de módulo de elasticidade dos concretos estudados.

Tabela 5.3: Módulo de elasticidade dos concretos estudados.

Tipo de Concreto	C100L		
Tempo de cura (dias)	3	7	28
Valores individuais	11,76	11,26	13,93
	11,61	12,61	13,79
	11,62	13,34	14,78
Média (GPa)	11,66 (a,x)	12,40 (a,y)	14,17 (a,w)
Desvio padrão (GPa)	0,08	1,06	0,54
Tipo de Concreto	C50L		
Tempo de cura (dias)	3	7	28
Valores individuais	14,75	13,92	16,62
	-	15,95	16,12
	13,013	14,78	15,41
Média (GPa)	13,88 (a,x)	14,88 (a,z)	16,05 (a,w)
Desvio padrão (GPa)	1,22	0,83	1,50
Tipo de Concreto	C100A		
Tempo de cura (dias)	3	7	28
Valores individuais	12,98	14,43	15,21
	14,11	13,22	15,74
	13,78	13,83	15,56
Média (GPa)	13,62 (b,x)	13,83 (b,y)	15,50 (a,w)
Desvio padrão (GPa)	0,17	0,28	1,59

* Os valores médios de módulo de elasticidade seguidos da mesma letra não apresentam diferenças significativas segundo o Teste de Duncan ($p \leq 0,05$).

Os concretos C100L e C50L não apresentam ganho significativo no módulo de elasticidade entre as idades de 3 e 28 dias. Apenas o concreto C100A apresenta um ganho no módulo de elasticidade de cerca de 13%. Aos 28 dias, os concretos não apresentam diferenças significativas com relação aos valores de módulo de elasticidade.

Uma característica dos concretos leves estruturais é o baixo módulo de elasticidade se comparado com concretos convencionais e isso pode ser atribuído o menor módulo de elasticidade dos agregados leves. Segundo MEHTA e MONTEIRO (2006), o agregado graúdo é o componente do concreto que mais tem influência no valor de módulo de elasticidade. MORAVIA *et al.* (2010) observaram redução significativa do módulo de elasticidade de concretos produzidos com argila expandida em relação a concretos com agregados convencionais.

5.2.3. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

Na tabela 5.4 estão apresentados os valores de resistência à tração na flexão dos concretos estudados para idades de 3,7 e 28 dias. Também são apresentados os valores médios e seus respectivos desvios padrão.

Tabela 5.4: Resistência à tração na flexão dos concretos estudados.

Tipo de Concreto		C100L		
Tempo de cura (dias)		3	7	28
Valores individuais		1,62	1,61	1,74
		1,53	1,53	1,88
		1,53	1,56	1,65
		1,62	1,80	1,83
Média (MPa)		1,57 (a;x)	1,62 (a;w)	1,77 (a;y)
Desvio padrão (MPa)		0,05	0,12	0,10
Tipo de Concreto		C50L		
Tempo de cura (dias)		3	7	28
Valores individuais		1,61	1,72	1,82
		1,74	1,80	1,92
		1,78	1,69	2,01
		1,87	1,73	1,84
Média (MPa)		1,75 (b;y)	1,73 (b;w)	1,90 (c;y)
Desvio padrão (MPa)		0,11	0,05	0,09
Tipo de Concreto		C100A		
Tempo de cura (dias)		3	7	28
Valores individuais		1,43	1,63	1,71
		1,39	1,56	1,75
		1,43	1,72	1,68
		1,52	1,23	1,71
Média (MPa)		1,44 (d;x)	1,53 (d;w)	1,71 (e;y)
Desvio padrão (MPa)		0,05	0,21	0,03

* Os valores médios de resistência à tração na flexão seguidos da mesma letra não apresentam diferenças significativas segundo o Teste de Duncan ($p \leq 0,05$).

O concreto C100L não apresenta ganho significativo na resistência à tração na flexão entre as idades de 3 e 28 dias. Os concretos C50L e C100L apresentam pequenos acréscimos de resistência de 10% e 12%, respectivamente. Aos 28 dias, os concretos não apresentam diferenças significativas com relação aos valores de resistência à tração na flexão.

Os valores de resistência à tração na flexão dos concretos leves estão abaixo dos valores de um concreto com agregados convencionais para o

mesmo nível de resistência à compressão. A figura 5.5 mostra as curvas resistência à tração na flexão *versus* deslocamento dos concretos leves.

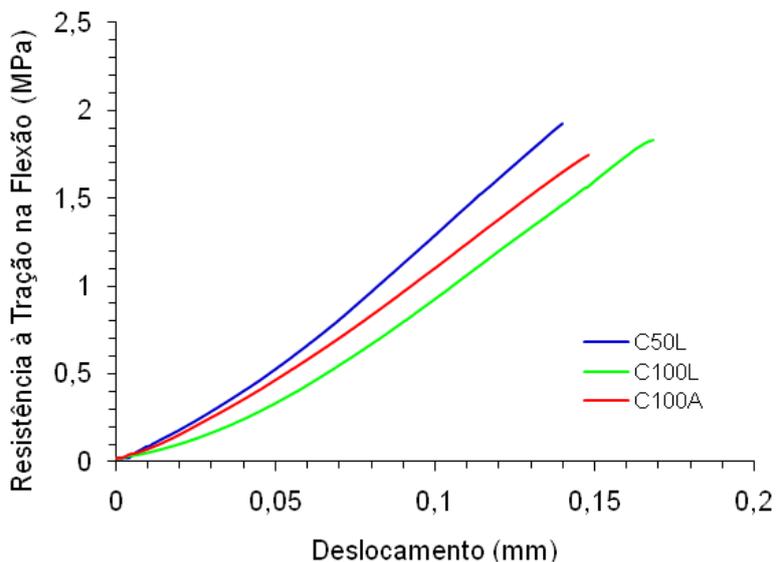


Figura 5.5: Curva tensão na flexão *versus* deformação.

5.2.4. FATOR DE EFICIÊNCIA.

A Figura 5.6 mostra o fator de eficiência (relação entre resistência à compressão dos concretos leves e a massa específica) para os concretos estudados. Observa-se que o concreto C100L apresenta o maior valor do fator eficiência, seguido dos concretos C50L e C100A. Esses valores são maiores que se comparado com concretos com agregados convencionais. MORAVIA *et al.* (2010) realizaram estudo semelhante em concretos com agregados e convencionais e concretos com argila expandida chegando a valores de eficiência de 9,9 kN.m/kg para concretos com agregados convencionas com resistência à compressão média de 22,7 MPa.

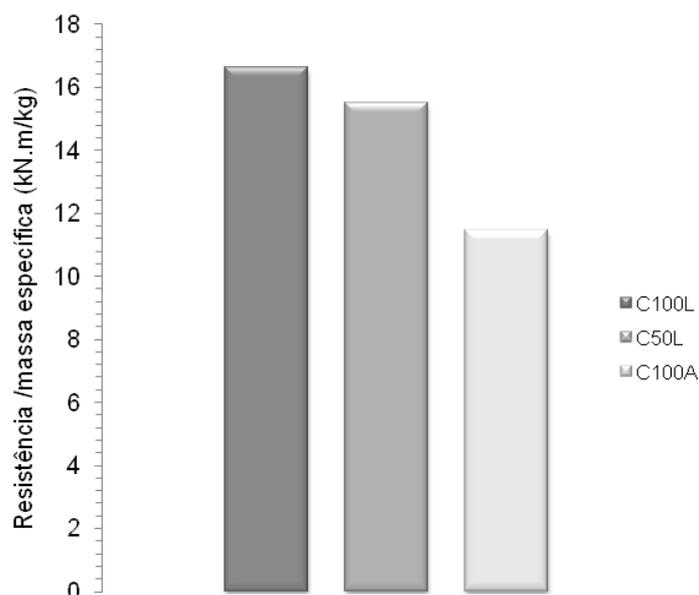


Figura 5.6: Relação entre a resistência à compressão e a massa específica.

Usando como base o valor obtido por MORAIVA *et al.* (2010) para concreto com agregados convencionais, os concretos leves estudados apresentam fatores de eficiência superiores em 67% para o C100L, 56% para o C50L e 16% para o C100A. Este comportamento mostra a grande eficiência deste material.

5.3 ENSAIOS DAS LAJES

5.3.1 VELOCIDADE DE APLICAÇÃO DE CARGA

O sistema foi adaptado para manter a velocidade de aplicação de carga de aproximadamente 0,1 kN/min, conforme detalhado no item 4.13. É possível observar na Figura 5.7 certa padronização nas velocidades; apenas no ensaio da primeira laje ocorreu uma falha na saída da tubulação que alimentava o reservatório acoplado a laje. Nos demais ensaios essa falha foi corrigida.

Devido ao fato de que a cada novo ensaio o reservatório era acoplado ao sistema metálico que transferia o carregamento para a laje, observou-se que o início do carregamento em torno de 0,5 kN (valor referente ao peso do sistema de aplicação de carga).

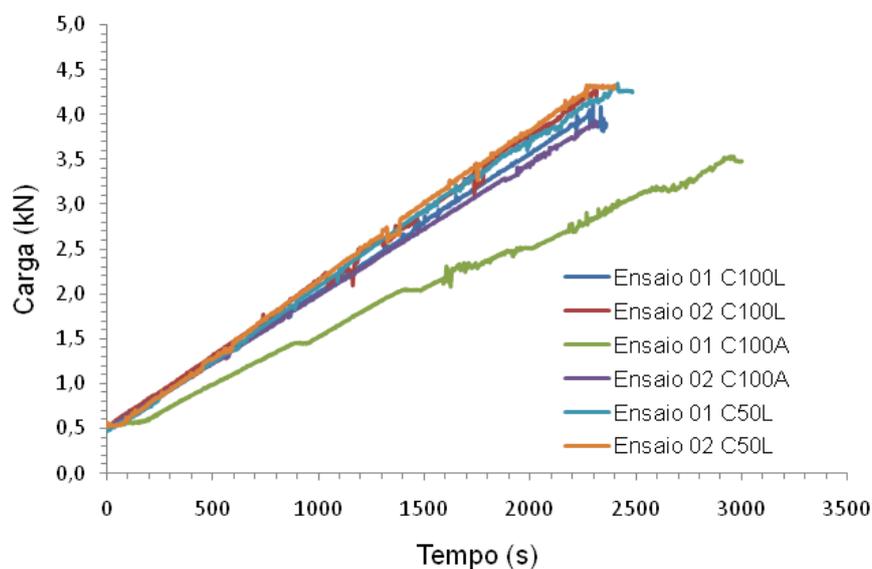


Figura 5.7: Velocidade de aplicação de carga.

5.3.2. DESLOCAMENTO NO MEIO DO VÃO (FLECHA)

A Tabela 5.5 mostra os valores de carga para a qual as lajes atingem os valores de deslocamentos limites estabelecidos pela NBR 6118 (2003). É possível observar que as lajes com C100L apresentam valores de carga inferior às demais.

Tabela 5.5: Valores de médios de força que as lajes atingiram o deslocamento limite Laje.

Lajes		Carga (kN)
C100L	Laje 01	2,8
	Laje 02	2,9
C50L	Laje 01	3,4
	Laje 02	3,5
C100A	Laje 01	3,2
	Laje 02	3,4

A Figura 5.8 mostra os deslocamentos ocorridos na situação mais crítica da laje (meio do vão). As lajes com concreto C100L apresentam maiores valores de deslocamento (flecha). Esses concretos são os que apresentam

menores valores de módulo de elasticidade, o que certamente influencia na ocorrência de maiores deslocamentos.

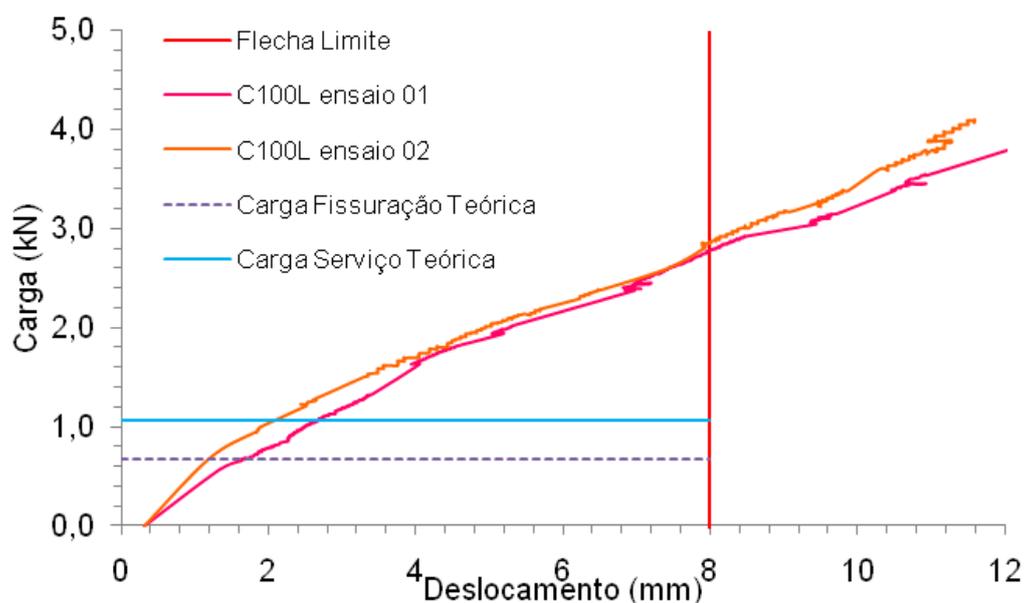


Figura 5.8: Deslocamentos no meio do vão para lajes com C100L.

Observa-se que as lajes com C100L atingem os valores de deslocamento limites estabelecido pela NBR 6118 (2003) com valores de carga inferiores a 3 kN. No entanto este valor é muito superior ao carregamento de serviço para lajes residenciais. Os valores de carregamentos teóricos estão apresentados na Tabela 5.6 utilizando-se da combinação quase-permanente. As lajes produzidas com C100L apresentam maiores deslocamentos para o mesmo nível de carga, dentre as lajes estudadas.

Os valores de deslocamentos para as lajes produzidas com C50L estão apresentadas na Figura 5.9. Assim como as lajes com concreto C100L, os valores de carregamento experimental foram maiores que o carregamento teórico.

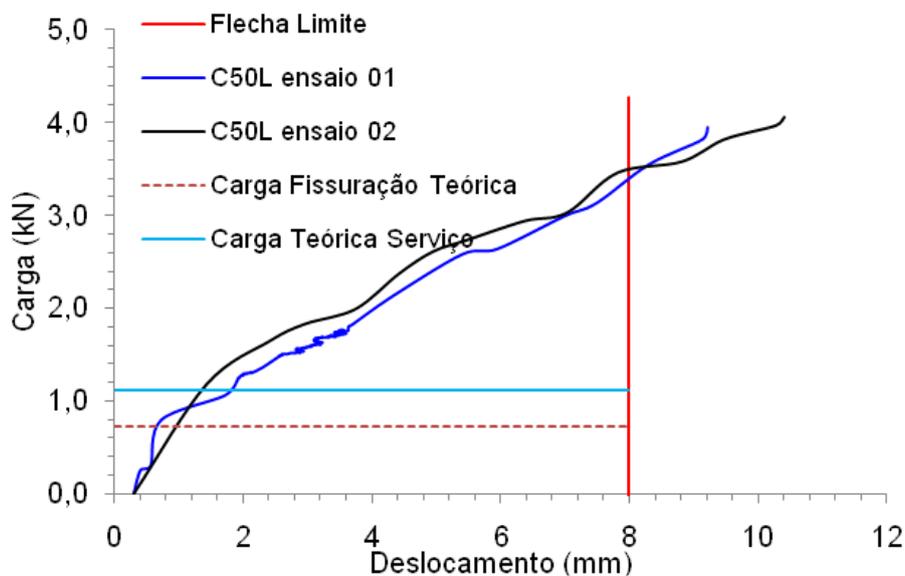


Figura 5.9: Deslocamentos no meio do vão para lajes com concreto C50L.

A Figura 5.10 mostra os valores de deslocamento para a laje produzida com concreto C100A. Assim como no caso das lajes produzidas com C50L, a laje com C100A atinge o valor de deslocamento limite para valores de carregamento superior a 3 kN e também fica acima dos valores teóricos.

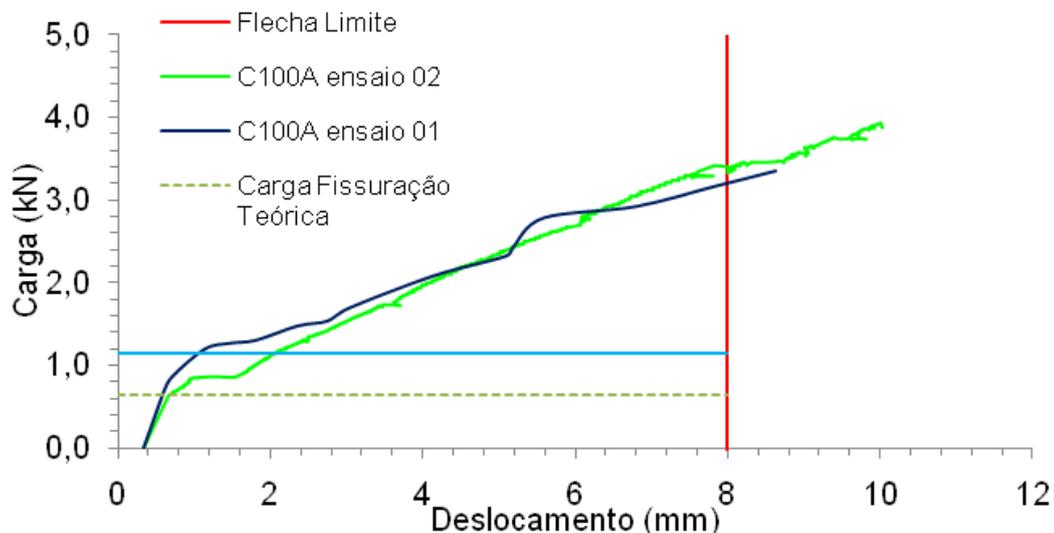


Figura 5.10: Deslocamentos no meio do vão para laje com concreto C100L.

Os maiores valores de módulo de deformação dos concretos C50L e C100A podem ter influenciado a ocorrência de menores deslocamentos nas

lajes produzidas com esses concretos. As lajes produzidas com C100L, que apresenta módulo de elasticidade abaixo de 14 GPa, apresentaram maiores deslocamentos. Na Tabela 5.6 estão expressos os valores das cargas de serviço teórica calculado para edificações residenciais e valores de cargas de serviços obtidas experimentalmente.

Tabela 5.6: Cargas teóricas e experimentais no estado limite de serviço.

Lajes		P_s . Teórica (kN)	P_s . Exper. (kN)	P_s .Exper./ P_s .Teórica	P_u .Teórica (kN)
C100L	Laje 01	1,07	2,8	2,62	5,29
	Laje 02		2,9	2,71	5,29
C50L	Laje 01	1,11	3,4	3,06	5,31
	Laje 02		3,5	3,15	5,31
C100A	Laje 01	1,14	3,2	2,81	5,28
	Laje 02		3,4	2,98	5,28

sendo:

P_s . Teórica: carga de serviço calculada para carga variável de 2 kN/m² e peso próprio do revestimento mais contra-piso igual a 1 kN/m², utilizando a combinação quase-permanente, com ψ_{2j} igual a 0,3.

P_s . Experimental: valores obtidos nos ensaios no momento em que as lajes atingiram o deslocamento limite $L_x/250$ estabelecido pela NBR 6118 (2003), considerando o deslocamento teórico devido ao peso próprio segundo Equação 21.

P_u . Teórica: carga máxima que as lajes atingem segundo a expressão 11. Com valores de f_{cm} da Tabela 4.13.

Nota-se uma grande diferença entre os valores das cargas de serviços teóricas e experimentais, mostrando que os valores teóricos são bem inferiores aos valores experimentais para uma situação de pavimentos para edificações

residenciais. A Figura 5.11 mostra os deslocamentos ocorridos nas lajes ensaiadas.

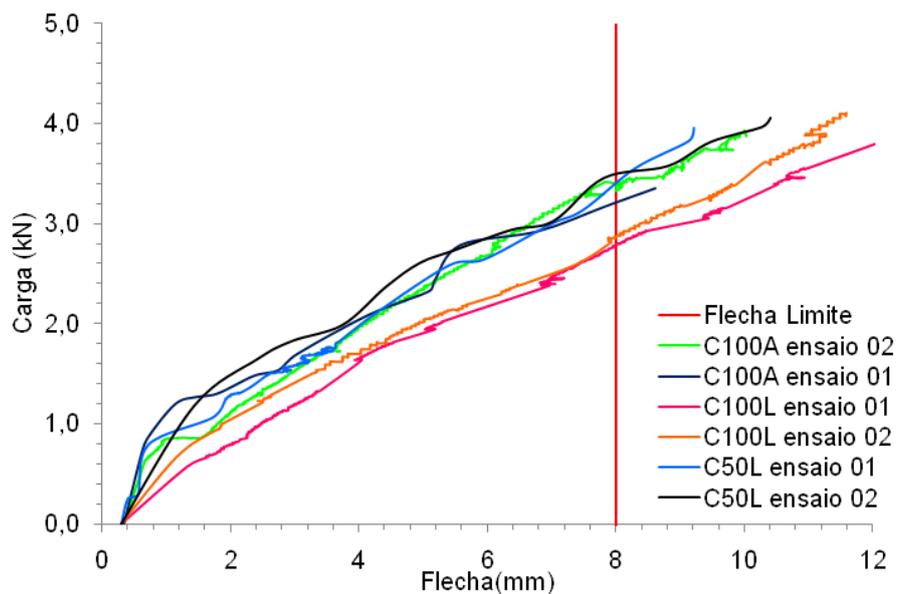


Figura 5.11: Deslocamentos no meio do vão.

Observa-se que as lajes com concretos C50L e C100A apresentam menores valores de deslocamento, ficando num grupo acima das lajes com C100L. Esse resultado pode ser atribuído ao menor módulo de elasticidade do concreto C100L, o que certamente influenciou nos maiores deslocamentos.

As Figuras 5.12, 5.13 e 5.14 mostram a recuperação dos deslocamentos no momento do descarregamento. Devido à falha nos transdutores de deslocamento não foi possível fazer a leitura dos deslocamentos nas lajes 01 com concretos C100L e C100A.

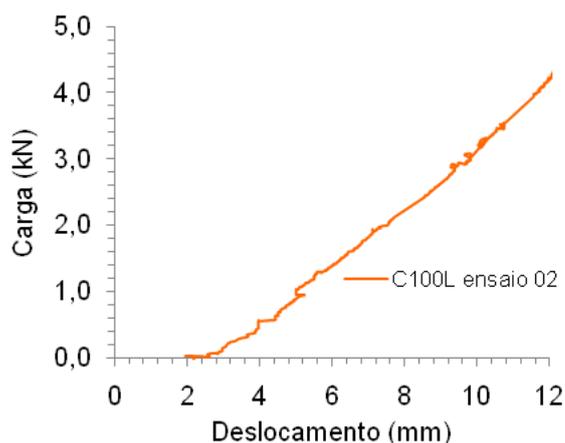


Figura 5.12: Recuperação dos deslocamentos da laje 02 com concreto C100L.

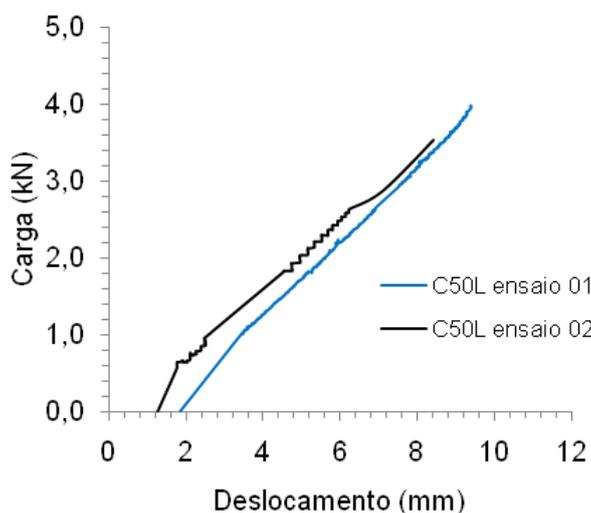


Figura 5.13: Recuperação dos deslocamentos da laje 02 com concreto C50L.

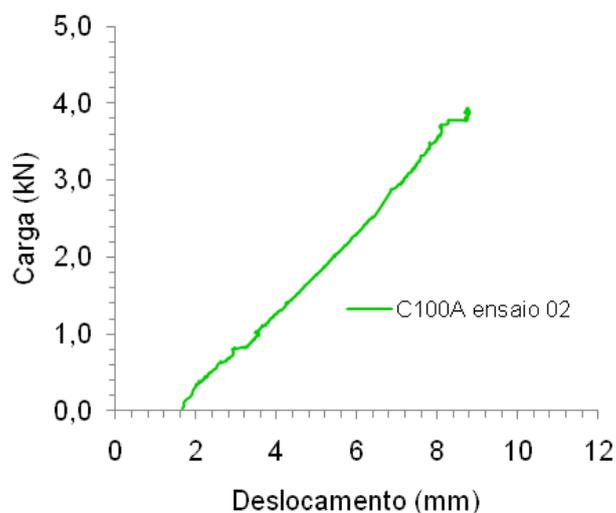


Figura 5.14: Recuperação dos deslocamentos da laje 02 com concreto C100A.

Em nenhum dos casos os deslocamentos foram recuperados na sua totalidade. Isso pode ser devido às lajes terem atingido o momento de fissuração, o que ocasiona a não recuperação total dos deslocamentos.

5.3.3. DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

Mostram-se na Figura 5.15 as curvas carga *versus* deformação no concreto na borda mais comprimida das lajes estudadas. Em todos os ensaios os concretos atingiram deformações abaixo de 0,6‰. Observa-se, ainda, que a laje C100L ensaio 02 é a estrutura que apresenta maiores níveis de deformação do concreto. Este comportamento corrobora os resultados de deslocamento apresentados no item anterior.

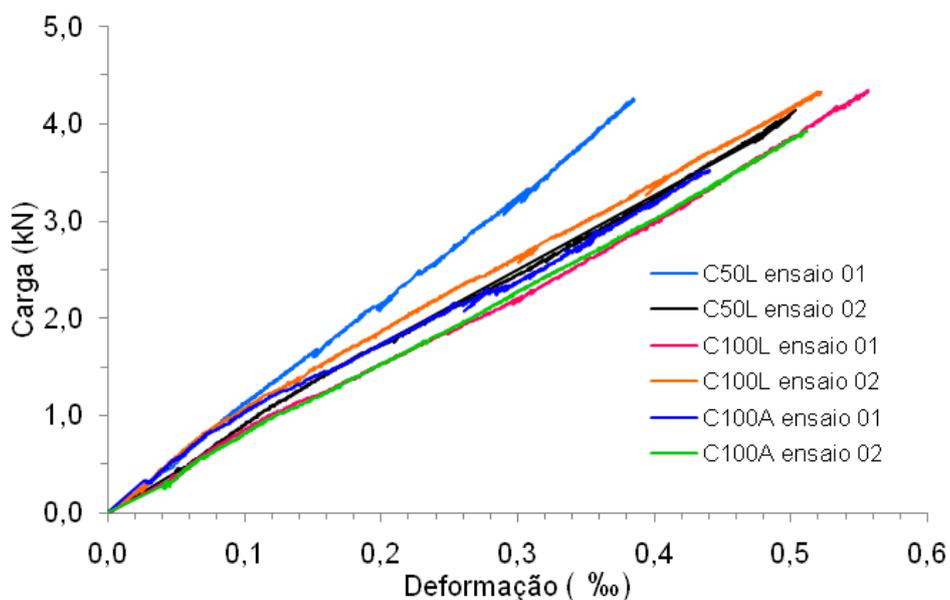


Figura 5.15: Deformação no concreto na borda mais comprimida das lajes estudadas.

Observa-se certa linearidade no comportamento à compressão. Este fato ocorre porque os concretos não atingem altos níveis de deformações. Isto é uma característica dos concretos com agregados leves, conforme observou CARRASQUILLO (1981). Neste trabalho o nível de carga aplicada é baixo e não possibilita o alcance de deformações últimas.

5.3.4. DEFORMAÇÃO DA ARMADURA TRACIONADA

A Figura 5.16 apresenta as deformações ocorridas nas armaduras longitudinais de tração nas lajes. As armaduras apresentaram baixos níveis de deformação e isso decorre do fato que os ensaios foram interrompidos quando as lajes apresentavam deslocamentos maiores que o limite estabelecido pela NBR 6118 (2003).

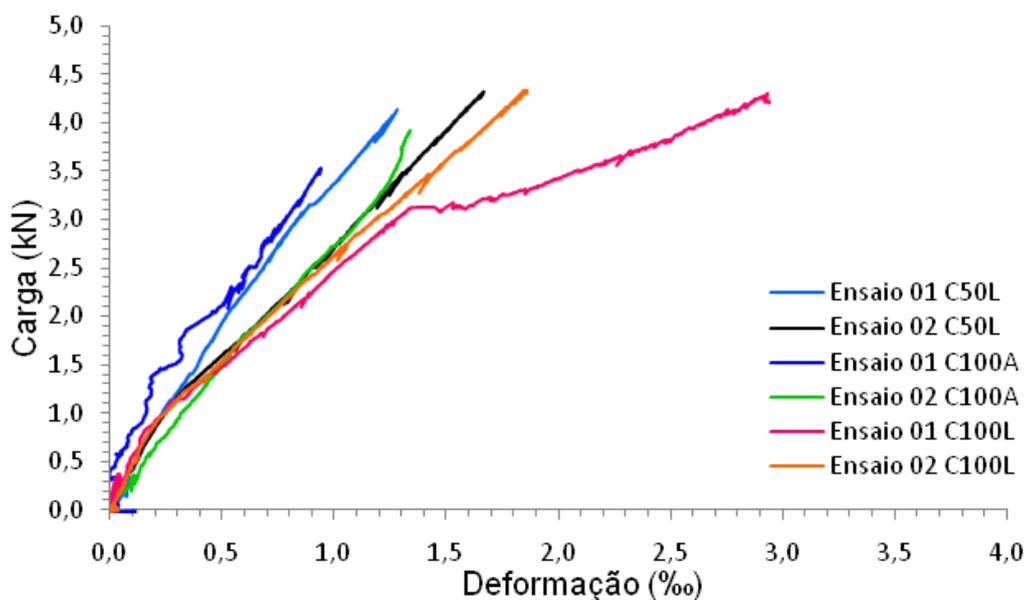


Figura 5. 16: Deformação do aço tracionado.

As armaduras apresentam um nível de deformação em concordância com o nível de carga aplicado a cada laje. É importante ressaltar que as cargas foram aplicadas em função do limite de deslocamento estabelecido pela NBR 6118 (2003). A Tabela 5.6 mostra os valores de deformação do concreto e da armadura para os valores de carga em que as lajes atingiram o limite de deslocamento. Observa-se que a deformação ocorrida na armadura longitudinal está longe do limite de escoamento ($\varepsilon_{sy}=2,48\%$).

Tabela 5.7: Deformação do concreto e da armadura para o valor limite de deslocamento das lajes.

Lajes		Carga (kN)	ε_c (‰)	ε_s (‰)
C100L	Laje 01	2,8	0,39	1,22
	Laje 02	2,9	0,37	1,24
C50L	Laje 01	3,4	0,33	1,12
	Laje 02	3,5	0,45	1,37
C100A	Laje 01	3,2	0,41	0,87
	Laje 02	3,4	0,46	1,27

Em todos os ensaios as armaduras e os concretos apresentaram baixos níveis de deformação, entretanto em todos os ensaios as cargas experimentais foram

maiores que as cargas teóricas de serviço. A taxa de armadura utilizado nos experimentos pode ter influenciado nos baixos níveis de deformação e conseqüentemente nos valores de deslocamento (flecha).

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nos estudos realizados neste trabalho pode-se concluir que:

- foi possível a produção de concretos com resistência à compressão de cerca de 20 MPa com uso de argila expandida em substituição total ou parcial dos agregados convencionais. Entretanto houve uma perda significativa no módulo de elasticidade e na resistência à tração na flexão;
- os concretos leves estudados apresentaram fator de eficiência maiores que os observados na literatura para concretos com agregados convencionais;
- as curvas tensão *versus* deformação para os concretos leves apresentaram comportamento linear até cerca de 80% da capacidade última;
- notou-se que os concretos estudados, assim como concretos convencionais, atingiram deformação de pico em torno de 2‰, variando em função do tipo de concreto. Para maiores valores de deformação foram observadas quedas bruscas de resistência;
- na avaliação do comportamento no Estado Limite de Serviço notou-se que as lajes confeccionadas com 100% dos agregados leves (C100L) apresentaram maiores flechas. Este fato foi decorrente do menor valor de módulo de elasticidade apresentado por este concreto;
- observou-se a viabilidade do uso destes tipos de concreto para fabricação de lajes treliçadas pré-moldadas em pavimentos residenciais.

Sugestões para trabalhos futuros:

- estudo da reologia de concretos leves com a avaliação da viscosidade e da tendência de segregação dos concretos;
- estudo do mecanismo de transporte de água nos agregados leves;
- estudo de concretos leves com diferentes relações água/cimento;
- ensaio em lajes no Estado Limite de Último.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AL-KHAIAT, H.; HAQUE, M. N. *Effect of Initial Curing on Early Strength and Physical Properties of a Lightweight Concrete*. Cement and Concrete Research. V.28, n.6, p. 859-866, 1998.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1987). *Guide for Structural Lightweight-Aggregates Concrete*: ACI 213R, 1987.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (1998) *Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete*: ACI 211.2, 1998.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2005) *Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete*: ASTM C 330, 2005.
- ASSIS, C. E. R.; GOMES, R. B.; GUIMARÃES, G. N.; *Análise experimental de Lajes Treliçadas Reforçadas Pela Face Superior*. Revista Ibracon de Estruturas. v.3, n.1, p. 93 – -120, 2007.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 12142: Concreto – Determinação da Resistência à Tração na Flexão em Corpos-de-prova Prismáticos*. Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14859: Laje Pré-fabricada – Requisitos – Parte 1: Lajes Unidirecionais*. Rio de Janeiro, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14860: Laje Pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos*. Rio de Janeiro, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14862: Armaduras Treliçadas Eletrossoldadas – Requisitos*. Rio de Janeiro, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738: Moldagem e Cura de Corpos-de-prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto*. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, 2003.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7211: Agregados para Concreto*. Rio de Janeiro, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9778: Argamassas e Concretos Endurecidos – Determinação da Absorção de Água por Imersão – Índice de Vazios e Massa Específica*. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR NM 248: Agregados – Determinação da Composição Granulométrica*. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR NM 35: Agregado Leves para Concreto Estrutural – Especificação*. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR NM 64: Agregado Graúdo – Determinação da Absorção de Água*. Rio de Janeiro, 2003.
- BOCHI JR, C. F; GIONGO, J. S. *Concreto Armado: Projeto e Construção de Lajes Nervuradas*. Universidade de São Paulo – USP, São Carlos – SP, 2007.
- BORJA, E. V.; SILVA, E. Q.; GOMES, V. L. L. *Concreto Leve à Base de Argila Expandida: Propriedades e Aplicabilidade*. III Congresso de Pesquisa e Inovação da Rede Norte Nordeste de Educação Tecnológica. Fortaleza – CE, 2008.
- CAIXETA, D. P. *Contribuição ao Estudo de Lajes Pré-fabricadas com Vigas Treliçadas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas - SP, 1998.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado, Segundo a NBR 6118:2003*. 3º Edição. São Carlos: Editora EduFSCar, 367p. 2007.
- CHEN, B.; LIU, J. *Contribution of Hybrid Fibers on the Properties of the High-strength Lightweight Concrete Having Good Workability*. *Cement and Research* v.35 p. 913 – -917, 2005.
- CHEN, B.; LIU, J. *Experimental Application of Mineral Admixtures in Lightweight Concrete With High Strength and Workability*. *Construction and Building Materials* v.22 p. 655 – -659, 2006.

- DIAS, R. H. *Análise Numérica de Pavimentos de Edifícios em Lajes Nervuradas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo – USP, São Carlos, 2003.
- DROPPA Jr, A. *Análise Estrutural de Lajes Formadas por Elementos Pré-moldados Tipo Vigota com Armação Trelaçada*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de São Carlos – UFSCAR, São Carlos – SP, 1999.
- EUROLIGHTCON: *A rational mix design method for lightweight aggregate concrete using typical UK materials*, Rel. Document BE96-3942/R5, 2000.
- EUROLIGHTCON: *Long-term effects in LWAC: Strength under sustained loading Shrinkage of High Strength LWAC*, Rel. BE96-3942/R31, 2001.
- FRONTEIRA, Lajes e Paineis, Brasil, disponível em <http://www.lajesepaineisfronteira.com.br>>. Acesso em 08/04/2009
- KHOURI, M. E. *Resistência à Flexão de Vigas com Concreto Leve Armadas Com Aço CA-50B*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, Rio de Janeiro, 1975.
- LIU, X.; CHIA, K. S.; ZHANG, M. H. *Water Absorption, Permeability, and Resistance to Chloride-ion Penetration of Lightweight Aggregate Concrete*. Construction and Building Materials. 2010.
- LO, T. Y.; TANG, W. C.; CUI, H. Z. *The effects of aggregate properties on lightweight concrete*. Building and Environment, v.42, p. 3025-3029, 2007.
- MERLIN, J. M. *Momentos Fletores Negativos nos Apoios de Lajes Formadas por Vigotas de Concreto Protendido*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo – USP, São Carlos, 2002.
- METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. 3ª Edição. New York: Editora McGraw-Hill, 683p. 2006.
- MORAVIA, W. G.; GUMIERI, A. G.; VASCONCELOS, W. L. *Efficiency Factor and Modulus of Elasticity of Lightweight Concrete with Expanded Clay Aggregate*. Ibracon Structures and Materials Journal. v.3, n.2, p. 195- 204, 2010
- MORENO, J.: *Lightweight Concrete Ductility*. American Concrete Institute, November, 1986.

- PINHEIRO, L. M: *Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios*. Departamento de Engenharia de Estruturas. Universidade de São Paulo – USP. São Carlos – SP, 2006.
- ROSSIGNOLO, J. A. *Concreto Leve de Alto Desempenho Modificado com SB para Pré-fabricados Esbeltos – Dosagem, produção, propriedades e Microestrutura*. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo – USP, 2003.
- ROSSIGNOLO, J. A., *Módulo de Deformação do Concreto Leve Estrutural de Auto Desempenho*. Revista Minerva, São Paulo - SP, n. 2 (1) p. 99-106, 2005
- ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C. *Mechanical Properties of Polymer-modified Lightweight Aggregate Concrete*. Cement and Concrete Research. V.32, n, 3, p 329-334, 2002.
- ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C.; MORAIS, J. A. Properties of High-performance LWAC for Precast Structures With Brazilian Lightweight Aggregates. Cement and Concrete Composites. v.23, p. 77-82, 2003.
- ROSSIGNOLO, J. A.; OLIVEIRA, I. L. *Concreto Leve Estrutural com Metacaulim*. Revista Minerva, São Paulo - SP, n. 3 (2) p. 177-187, 2006.
- SHANNAG, M. J.. *Characteristics of Lightweight Concrete Containing Mineral Admixtures*. Construction and Building Materials., 2010.
- SILVA F, J. J. H; LOPES, M. I. P.; SOARES, J. M. D. *Análise Experimental de Lajes Pré-Moldadas* . V Congresso de Engenharia Civil, 2002.
- SILVA, B.; COUTINHO, J.; NEVES, S. *Betão Leve Estrutural Usando Agregados de Argila Expandida*. Encontro Nacional de Betão Estrutural, 2004.
- VALENTE, I.; CRUS, P. J. S.; *Caracterização Experimental de um Betão Leve de Elevada Resistência*. Encontro Nacional Betão Estrutural, 2004.