



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

CONCRETO ULTRALEVE[®] ESTRUTURAL COM PÉROLAS DE EPS:
CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL E ESTUDO DE
SUA APLICAÇÃO EM LAJES

THIAGO CATOIA

São Carlos

2012

THIAGO CATOIA

**CONCRETO ULTRALEVE[®] ESTRUTURAL COM PÉROLAS DE EPS:
CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL E ESTUDO DE
SUA APLICAÇÃO EM LAJES**

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro

Versão corrigida. A versão original encontra-se disponível na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, EESC-USP.

São Carlos

2012

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

C824e Catoia, Thiago
Concreto ultraleve® estrutural com pérolas de EPS :
caracterização do material e estudo de sua aplicação em
lajes / Thiago Catoia ; orientador Libânio Miranda
Pinheiro. -- São Carlos, 2012.

Tese - Doutorado (Programa de Pós-Graduação e Área de
Concentração em Engenharia de Estruturas)-- Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
2012.

1. Concreto ultraleve®. 2. Concreto leve. 3. EPS.
4. Lajes. 5. Concreto pré-moldado. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **THIAGO CATOIA**.

Título da tese: "Concreto ultraleve® estrutural com pérolas de EPS: caracterização do material e estudo de sua aplicação em lajes".

Data da defesa: 19/10/2012

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Libânio Miranda Pinheiro (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **José Samuel Giongo**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Ricardo Carrazedo**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Marcelo de Araújo Ferreira**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Aprovado

Prof. Associado **Antonio Domingues de Figueiredo**
(Escola Politécnica/USP)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

À minha mãe Lucía e ao meu pai Roberto, com todo amor

*À Regina Candéloro Grabarz,
minha eterna e amada companheira.*

AGRADECIMENTOS

Aos meus amados pais, Lucia Helena Catoia e Roberto Carlos Catoia, pelo amor incondicional e incansável dedicação.

A meu amor, Regina Candeloro Grabarz, pelo apoio, incentivo e compreensão, pelo esforço em estar próxima a mim, e pelo amor e dedicação. Aos seus pais, Sandra Janete Candeloro e Mendel Grabarz, por me acolherem como filho.

À minha amada irmã, Bruna Catoia, pelo companheirismo nessa jornada de estudo e pesquisa, pelo amor e incentivo em todos os momentos, e pelo apoio nos experimentos, sem o qual não seria possível concluir este trabalho.

À minha amada irmã, Micheli Catoia, pelo incentivo e apoio, contribuindo com todo seu amor e carinho.

Ao meu orientador e amigo, Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro, por me acolher, pela valiosa oportunidade concedida, pela confiança depositada em mim, e pela sempre valorização do meu esforço e conhecimento.

Ao Engenheiro Milton José Kerbauy, pela confiança em informações da Patente do *Concreto Ultraleve*[®] e pelo fornecimento dos corpos de prova e dos modelos para desenvolvimento do programa experimental.

Ao Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira, por manter sempre abertas as portas do NETPRE para a realização dos ensaios.

Ao Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho, pelo auxílio e informações, muito importantes para o desenvolvimento da pesquisa.

Ao Prof. Titular Carlito Calil Junior, por ceder aparatos para a realização dos ensaios.

Ao Prof. Dr. André Teófilo Beck, pelas informações para o desenvolvimento da pesquisa.

À Prof^a. Associada Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs, ao Prof. Titular Mounir Khalil El Debs e ao Prof. Titular Marcio Antonio Ramalho, pelo apoio institucional.

Ao Prof. Dr. Dagoberto Dario Mori e ao Prof. Dr. Carlos Reynaldo Toledo Pimenta, pelo incentivo à conclusão deste trabalho.

Ao Dr. Eng^o. Luiz Vicente Vareda, aos técnicos Romeu Bessan Neto, Amaury Ignacio da Silva, Fabiano Dornelas e aos demais funcionários do Laboratório de Estruturas e do LaMEM.

A todos os funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC – USP.

Ao aluno de mestrado Diego de Vasconcelos Gonçalves Ferreira, pela ajuda na elaboração das tabelas de cálculo das lajes.

À Eng^a Fernanda Quintana Abeid, pela colaboração.

À FAPESP, pela bolsa e demais auxílios concedidos.

A todos que de alguma forma contribuíram para mais esta conquista.

“Trabalhamos com o concreto armado, material dócil e generoso a todas as fantasias. Tirar dele beleza e poesia, especular sobre suas imensas possibilidades é o que nos seduz e apaixona, profissionalmente.”

Arq. Oscar Niemeyer Soares Filho

RESUMO

CATOIA, T. **Concreto Ultraleve[®] estrutural com pérolas de EPS: caracterização do material e estudo de sua aplicação em lajes**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

A utilização de concreto leve decorre especialmente dos benefícios promovidos pela redução da massa específica do material, tais como menores esforços nas estruturas, economia com fôrmas e cimbramento, além de diminuição dos custos com transporte e montagem de construções pré-fabricadas. Atualmente, além das questões técnicas e econômicas, a escolha dos materiais de construção deve levar em conta os aspectos ambientais. Portanto, o uso de poliestireno expandido (EPS) na produção de concreto pode abrir portas para o emprego de resíduos de materiais dessa natureza, e ainda usufruir de sua baixa massa específica nas aplicações estruturais. Este trabalho teve como objetivo determinar as principais características do concreto leve com pérolas (esferas) de EPS, também conhecido como *Concreto Ultraleve[®]* ou *Concreflex[®]*, características essas necessárias para projetar elementos estruturais, e analisar o comportamento de lajes produzidas com esse novo material. Mais especificamente, foram determinadas características mecânicas, tais como: resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração, na compressão diametral e na flexão, além de características de deformação de longo prazo, como retração e fluência. Também foi determinada a massa específica e avaliada sua relação com as características mecânicas, além dos ensaios de modelos de lajes unidirecionais produzidas com esse concreto. Para analisar a possibilidade de aplicação prática do concreto leve com EPS em lajes, foram elaboradas tabelas para pré-dimensionamento de lajes unidirecionais e bidirecionais com o novo material, nas quais essas lajes foram comparadas com as de concreto comum. Com base no procedimento experimental e nos resultados dos ensaios, o objetivo de determinar as características necessárias para projetar elementos estruturais de Concreto Leve com EPS foi alcançado. Pode-se ainda afirmar que o concreto estudado, com aproximadamente metade da massa específica dos concretos convencionais, apresenta características compatíveis com a produção e o uso comercial de lajes maciças, principalmente pré-moldadas, o que pode ser estendido a outros elementos que não necessitem de concretos com resistência muito alta. Também foi avaliado o comportamento de modelos de lajes de concreto leve com poliuretano (PU), de maneira semelhante ao estudo realizado com EPS, incluindo a caracterização do concreto de cada modelo. Para complementar a análise de desempenho do concreto leve com EPS, apresentou-se um estudo de carbonatação, que comprovou a excelente condição desse novo material com relação à durabilidade.

Palavras-chave: *Concreto Ultraleve[®]*. Concreto Leve. EPS. Lajes. Concreto Pré-moldado.

ABSTRACT

CATOIA, T. **Structural ultra lightweight concrete with EPS beads: material characterization and study of its use in slabs.** Thesis (Doctorate). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

The use of lightweight concrete is mainly due to the benefits provided by reducing the density of the material such as smaller efforts on structures, economy of molds and scaffolding, as well as lower costs of transportation and erection of precast constructions. Currently, besides the technical and economic issues, the choice of building materials should take into account environmental aspects. Therefore, the use of expanded polystyrene (EPS) in the concrete production can open doors for the use of waste materials of this nature, and still to take advantage of its low density in structural applications. This study aimed to determine the main characteristics of the lightweight concrete with EPS beads (spheres), also named Ultra Lightweight Concrete, characteristics which are necessary to design structural members, and analyze the behavior of slabs produced with this new material. More specifically mechanical properties were determined, such as compressive strength, modulus of elasticity, and splitting and flexural tensile strength, as well as long term deformation properties such as shrinkage and creep. The density was also determined and evaluated its association with the mechanical characteristics, besides the tests of unidirectional slab models produced with this concrete. To analyze the possibility of use of the lightweight concrete with EPS in slabs, tables were compiled for pre-design of unidirectional and bidirectional slabs with this new material, in which these slabs were compared with those of common concrete. Based on the experimental procedure and results of tests, the aim of determine the characteristics necessary to design structural elements of lightweight concrete with EPS has been achieved. Can be also said that the studied concrete, with about half the density of conventional concrete, presents mechanical characteristics compatible with commercial production and use of slabs, mainly precast, conclusion which can be extended to other components that do not require concretes with very high strength. It was also assessed the behavior of slab models of lightweight concrete with polyurethane (PU) in a similar way to the study carried out with EPS, including the characterization of concrete for each model. To complement the performance analysis of the lightweight concrete with EPS a study of carbonation was presented, which proved the excellent condition of this new material with respect to durability.

Keywords: Ultra Lightweight Concrete. Lightweight Concrete. EPS. Slabs. Precast Concrete.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Laje de Concreto Leve com EPS durante içamento.....	34
Figura 1.2 – Painel de fechamento de Concreto Leve com EPS.....	34
Figura 1.3 – Painel PI de Concreto Leve com EPS.	35
Figura 2.1 – Intervalos típicos de valores de massa específica de concretos leves.	37
Figura 2.2 – Panteão de Roma.	38
Figura 2.3 – Embarcação USS Selma.	38
Figura 2.4 – Edifícios de múltiplos pavimentos construídos com concreto leve estrutural.....	39
Figura 2.5 – Aplicações de concreto leve no Brasil.	40
Figura 3.1 – Composição do concreto leve estrutural com pérolas de EPS.	51
Figura 3.2 – Fragmento de EPS.....	53
Figura 3.3 – Resistência do EPS à compressão.....	53
Figura 3.4 – Ensaio de espalhamento do Concreto Leve com EPS.....	55
Figura 3.5 – Ensaio à compressão de corpo de prova cilíndrico.	56
Figura 3.6 – Retificador de corpos de prova com detalhe do disco.....	56
Figura 3.7 – Corpos de prova com superfície não retificada (esquerda) e retificada (direita).....	57
Figura 3.8 – Determinação do módulo de elasticidade em corpo de prova cilíndrico.	58
Figura 3.9 – Ensaio de tração na compressão diametral de corpo de prova cilíndrico.	59
Figura 3.10 – Ruptura de corpo de prova por compressão diametral.	59
Figura 3.11 – Ensaio de tração na flexão de corpo de prova prismático.....	60
Figura 3.12 – Ruptura no terço central dos corpos de prova no ensaio de tração na flexão.	61
Figura 3.13 – Determinação da tenacidade no ensaio de tração na flexão.	62
Figura 3.14 – Leitura da retração em três corpos de prova.....	63
Figura 3.15 – Ensaio de deslocamentos ao longo do tempo para carregamento estático constante. .	65
Figura 3.16 – Defletômetros para medir deslocamentos das vigotas ao longo do tempo.....	66
Figura 4.1 – Exemplo de painel treliçado unidirecional.....	67
Figura 4.2 – Seção transversal de uma laje nervurada (dimensões em centímetros).	69
Figura 4.3 – Laje nervurada do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC - USP.	69
Figura 4.4 – Vigota treliçada pré-fabricada.	70
Figura 4.5 – Armadura da vigota em forma de treliça espacial.	70
Figura 4.6 – Armadura longitudinal complementar positiva.....	71
Figura 4.7 – Armadura longitudinal complementar negativa.	71
Figura 4.8 – Armadura transversal complementar na capa.....	71
Figura 4.9 – Nervura transversal às vigotas treliçadas.	72
Figura 4.10 – Esquema das forças e dos diagramas do ensaio de flexão.	75
Figura 4.11 – Instrumentação dos ensaios de flexão.	76
Figura 4.12 – Ensaio de flexão de laje unidirecional.....	77
Figura 4.13 – Esquema das forças e dos diagramas do ensaio de cisalhamento.	78

Figura 4.14 – Instrumentação dos ensaios de cisalhamento.....	79
Figura 4.15 – Ensaio de cisalhamento de laje unidirecional.	80
Figura 5.1 – Diagrama típico tensão-deformação do CLE para os três concretos.	84
Figura 5.2 – Diagramas força-flecha dos prismas do concreto A ensaiados à flexão.	84
Figura 5.3 – Diagramas força-flecha dos prismas do concreto B ensaiados à flexão.	85
Figura 5.4 – Diagramas força-flecha dos prismas do concreto C ensaiados à flexão.	85
Figura 5.5 – Diagramas força-flecha dos prismas ensaiados à flexão.	86
Figura 5.6 – Expansão e retração do CLE medidas com extensômetros de imersão.	89
Figura 5.7 – Deslocamentos do CLE devidos à força de longa duração.	90
Figura 5.8 – Ruína do modelo L 1 A por ação do momento fletor na alça esquerda.	94
Figura 5.9 – Detalhe da ruína do modelo L 1 A na alça de içamento.	95
Figura 5.10 – Enfraquecimento da seção do modelo L 1 A pela alça.	95
Figura 5.11 – Fissuras de momento fletor e de escorregamento das barras do modelo L 1 A	95
Figura 5.12 – Ruína do modelo L 1 B por ação do momento fletor no centro.	96
Figura 5.13 – Fissuras de força cortante à direita do modelo L 1 B	96
Figura 5.14 – Fissuras por escorregamento das barras do modelo L 1 B	96
Figura 5.15 – Ruína do modelo de laje L 2 A por ação do momento fletor próximo ao centro.	97
Figura 5.16 – Fissuras de momento fletor na região central do modelo L 2 A	97
Figura 5.17 – Ruína do modelo L 2 A por ação da força cortante à direita.	97
Figura 5.18 – Fissuras por escorregamento das barras do modelo L 2 A	98
Figura 5.19 – Ruína do modelo de laje L 2 B por ação do momento à esquerda do trecho central.	98
Figura 5.20 – Detalhe da ruína por ação do momento fletor do modelo L 2 B	99
Figura 5.21 – Fissuras de momento fletor na região central do modelo L 2 B	99
Figura 5.22 – Fissuras por escorregamento das barras do modelo L 2 B	99
Figura 5.23 – Ruína do modelo L 3 A por ação da força cortante na face frontal.	100
Figura 5.24 – Detalhe da ruína do modelo L 3 A por ação da força cortante.	100
Figura 5.25 – Ruína do modelo L 3 A por ação do momento fletor, na face oposta.	101
Figura 5.26 – Detalhe da ruína do modelo L 3 A por ação do momento fletor.	101
Figura 5.27 – Ruína do modelo L 3 B por ação do momento fletor, próximo ao apoio esquerdo.	102
Figura 5.28 – Detalhe da ruína do modelo L 3 B por ação do momento fletor.	102
Figura 5.29 – Fissuras de escorregamento das barras do lado esquerdo do modelo L 3 B	103
Figura 5.30 – Fissuras de escorregamento das barras do lado direito do modelo L 3 B	103
Figura 5.31 – Diagramas força-deslocamento dos modelos nos ensaios de flexão.	104
Figura 5.32 – Diagramas momento-deslocamento dos modelos nos ensaios de flexão.	104
Figura 5.33 – Diagramas cortante-deslocamento dos modelos nos ensaios de cisalhamento.	105
Figura 5.34 – Diagramas momento-deslocamento dos modelos nos ensaios de cisalhamento.	105
Figura 5.35 – Determinação da força de fissuração experimental dos modelos L 1 A e L 1 B	107
Figura 5.36 – Determinação da força de fissuração experimental dos modelos L 2 A e L 2 B	108
Figura 5.37 – Determinação da força de fissuração experimental dos modelos L 3 A e L 3 B	108
Figura 5.38 – Esquema para o cálculo do momento resistente da seção.	109

Figura 7.1 – Moldagem de laje de Concreto Leve com EPS.	123
Figura 7.2 – Prisma de Concreto Leve com EPS rompido em ensaio de flexão.	124
Figura Ap.1 – Ruína do modelo L 3 C PU próxima ao apoio esquerdo.	137
Figura Ap.2 – Detalhe da ruína do modelo L 3 C PU por momento fletor e força cortante.	137
Figura Ap.3 – Ruína do modelo L 3 C PU inclinada entre o carregamento e o apoio.	138
Figura Ap.4 – Ruptura da capa de acabamento do modelo L 3 C PU	138
Figura Ap.5 – Ruína do modelo L 3 D PU por ação do momento fletor à esquerda.	139
Figura Ap.6 – Detalhe da ruína do modelo L 3 D PU por ação do momento fletor.	139
Figura Ap.7 – Ruptura da capa de acabamento do modelo L 3 D PU	140
Figura Ap.8 – Fissuras de momento fletor e de escorregamento das barras do modelo L 3 D PU . ..	140
Figura Ap.9 – Diagramas força-deslocamento dos modelos nos ensaios de flexão.	141
Figura Ap.10 – Diagramas momento-deslocamento dos modelos nos ensaios de flexão.	141
Figura Ap.11 – Diagramas cortante-deslocamento dos modelos nos ensaios de cisalhamento.	142
Figura Ap.12 – Diagramas momento-deslocamento dos modelos nos ensaios de cisalhamento.	142
Figura Ap.13 – Determinação da força de fissuração experimental dos modelos com PU.	144
Figura An.1 – Corpos de prova de Concreto Leve com EPS para ensaios de carbonatação.	150
Figura An.2 – Aspersão de solução de fenolftaleína.	152
Figura An.3 – Corpos de prova com permanência máxima na câmara (169 dias).	153
Figura An.4 – Carbonatação do Concreto Leve com EPS e do Concreto Convencional.	154

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Relação entre resistência à compressão e à tração dos concretos leves.....	43
Tabela 2.2 – Equações para o cálculo do módulo de elasticidade.....	44
Tabela 2.3 – Propriedades térmicas do concreto leve e do concreto convencional.....	45
Tabela 2.4 – Relações aproximadas entre resistência à compressão e consumo de cimento.....	46
Tabela 2.5 – Valores de referência da massa específica dos concretos leves.....	49
Tabela 2.6 – Exigências para concreto estrutural leve.....	49
Tabela 2.7 – Resistência à compressão e correspondente massa específica para concretos leves. .	50
Tabela 3.1– Características normativas do EPS.....	53
Tabela 4.1 – Armaduras dos modelos de lajes unidirecionais.....	74
Tabela 5.1 – Caracterização mecânica do Concreto Leve com EPS.....	82
Tabela 5.2 – Análise dos módulos de elasticidade do CLE.....	83
Tabela 5.3 – Análise da resistência à tração do Concreto Leve com EPS.....	87
Tabela 5.4 – Análise do módulo de elasticidade do Concreto Leve com EPS.....	87
Tabela 5.5 – Características do concreto dos ensaios de retração e fluência.....	88
Tabela 5.6 – Valores relativos aos ensaios de longa duração.....	90
Tabela 5.7 – Valores característicos superiores da deformação do concreto a longo prazo.....	92
Tabela 5.8 – Características dos concretos dos modelos de lajes unidirecionais.....	93
Tabela 5.9 – Resumo das características dos modelos de lajes unidirecionais.....	106
Tabela 5.10 – Análise do momento fletor dos modelos de lajes unidirecionais.....	110
Tabela 5.11 – Momentos de fissuração dos modelos de lajes unidirecionais.....	111
Tabela 5.12 – Abertura de fissuras dos modelos de lajes unidirecionais.....	112
Tabela 5.13 – Análise da flecha dos modelos de lajes unidirecionais.....	113
Tabela 5.14 – Análise da força cortante dos modelos de lajes unidirecionais.....	114
Tabela 6.1 – Características dos concretos utilizadas nos cálculos.....	115
Tabela 6.2 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nos cálculos.....	116
Tabela 6.3 – Tabela para pré-dimensionamento de lajes unidirecionais.....	117
Tabela 6.4 – Tabela para pré-dimensionamento de lajes bidirecionais com $\lambda = 1,0$	118
Tabela 6.5 – Tabela para pré-dimensionamento de lajes bidirecionais com $\lambda = 1,2$	119
Tabela 6.6 – Tabela para pré-dimensionamento de lajes bidirecionais com $\lambda = 1,5$	120
Tabela 6.7 – Tabela para pré-dimensionamento de lajes bidirecionais com $\lambda = 2,0$	121
Tabela Ap.1 – Características dos concretos das lajes unidirecionais com PU.....	136
Tabela Ap.2 – Resumo das características dos modelos de lajes unidirecionais com PU.....	143
Tabela Ap.3 – Análise dos momentos fletores das lajes unidirecionais com PU.....	145
Tabela Ap.4 – Análise do momento de fissuração dos modelos de lajes unidirecionais com PU.....	146
Tabela Ap.5 – Análise da abertura de fissuras dos modelos de lajes unidirecionais com PU.....	146
Tabela Ap.6 – Análise da flecha dos modelos de lajes unidirecionais com PU.....	147
Tabela Ap.7 – Análise da força cortante das lajes unidirecionais com PU.....	148

Tabela An.1 – Características de cada lote de Concreto Leve com EPS.....	149
Tabela An.2 – Variação da massa específica na câmara de carbonatação.....	151

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_c	- Área da seção transversal de concreto
A_{cri}	- Área da região de envolvimento
a_f	- Flecha diferida após carregamento de longa duração
a_i	- Flecha inicial após carregamento
a_i	- Flecha imediata
A_s	- Área de aço
A_{si}	- Área da armadura envolvida
a_t	- Flecha total após carregamento de longa duração
b	- Largura média do corpo de prova na seção de ruptura
b_w	- Largura da seção transversal da laje
c	- Altura média do corpo de prova na seção de ruptura
CAD	- Concreto de Alto Desempenho
CAR	- Concreto de Alta Resistência
CFX	- <i>Concreflex</i> [®] ou <i>Concreto Ultraleve</i> [®]
CLE	- Concreto Leve com EPS
d	- Diâmetro ou altura útil da seção
E	- Módulo de elasticidade
E_{ci}	- Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
E_{cs}	- Módulo de elasticidade secante do concreto
E_{si}	- Módulo de elasticidade da barra de aço considerada
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos
FAPESP	- Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
F	- Força
F_c	- Força atuante no concreto
f_c	- Resistência do concreto à compressão
f_{c1}	- Resistência do concreto à compressão com 1 dia de idade
f_{c7}	- Resistência do concreto à compressão com 7 dias de idade
f_{cil}	- Resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos
$f_{ck,est}$	- Resistência característica estimada do concreto à compressão (28 dias)
f_{cm}	- Resistência média do concreto à compressão (28 dias)
$f_{ct,f}$	- Resistência do concreto à tração na flexão
$f_{ctk,f,est}$	- Resistência característica estimada do concreto à tração na flexão
$f_{ctk,inf}$	- Resistência característica inferior do concreto à tração
$f_{ctk,sp,est}$	- Resistência característica estimada do concreto à tração na compressão diametral
$f_{ctk,sup}$	- Resistência característica superior do concreto à tração
f_{ctm}	- Resistência média do concreto à tração
$f_{ctm,f}$	- Resistência média do concreto à tração na flexão
$f_{ctm,sp}$	- Resistência média do concreto à tração na compressão diametral
$f_{ct,sp}$	- Resistência do concreto à tração na compressão diametral

f_{cub}	- Resistência à compressão em corpos de prova cúbicos
F_s	- Força atuante na armadura
f_{yk}	- Resistência característica de escoamento do aço à tração
FE	- Fator de eficiência
g	- Ações permanentes
g_0	- Peso próprio
g_1	- Ações permanentes adicionais
h	- Altura do corpo de prova ou espessura da laje
I	- Momento de inércia
I_2	- Momento de inércia no estágio II
I_c	- Momento de inércia da seção bruta de concreto
I_{eq}	- Momento de inércia equivalente
L	- Distância entre apoios (vão)
LaMEM	Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira
l_x	- Menor vão equivalente da laje
l_y	- Maior vão equivalente da laje
LE	- Laboratório de Estruturas
LMABC	- Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento
M	- Momento fletor
M_a	- Momento fletor na seção crítica
M_{freq}	- Momento devido a combinação frequente
M_r	- Momento de fissuração
M_R	- Momento resistente da seção
NBR	- Norma Brasileira Registrada
p_{ad}	- Ações adicionais ao peso próprio ou sobrecarga
q	- Ações variáveis
SET	- Departamento de Engenharia de Estruturas
u	- Perímetro da seção em contato com a atmosfera
USP	- Universidade de São Paulo
V	- Força cortante
V_{R1}	- Força cortante resistente
w_k	- Valor característico da abertura de fissuras
x	- Altura da linha neutra
x_{23}	- Altura da linha neutra no limite entre os domínios 2 e 3
x_{34}	- Altura da linha neutra no limite entre os domínios 3 e 4
y_t	- Distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada (h/2)
z	- Braço de alavanca
α_f	- Fator de fluência
ϵ_c	- Deformação específica limite do concreto na flexão (3,5‰)
ϵ_{cc}	- Deformação específica do concreto comprimido na ruptura (28 dias)
ϵ_{cs}	- Deformação específica de retração do concreto
ϵ_s	- Deformação específica limite do aço (10‰)
ϵ_{yk}	- Deformação específica característica do aço
ϕ	- Diâmetro da barra

ϕ_i	- Diâmetro da barra na região de envolvimento considerada
γ	- Massa específica
γ_1	- Massa específica do concreto com 1 dia de idade
γ_7	- Massa específica do concreto com 7 dias de idade
γ_{28}	- Massa específica do concreto com 28 dias de idade
γ_c	- Coeficiente de minoração da resistência do concreto
γ_f	- Coeficiente de majoração das ações
γ_F	- Massa específica do concreto no estado fresco
γ_s	- Coeficiente de minoração da resistência do aço
ϕ	- Coeficiente de fluência
λ	- Relação l_y/l_x
μ	- Coeficiente de Poisson
μ_e	- Micro strain (10^{-6} mm/mm)
η_i	- Coeficiente de conformação superficial da armadura passiva considerada
ρ_{ri}	- Taxa geométrica da armadura considerada
σ_{si}	- Tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada
τ_R	- Tensão resistente do concreto ao cisalhamento

SUMÁRIO

RESUMO.....	13
ABSTRACT	15
ÍNDICE DE FIGURAS	17
ÍNDICE DE TABELAS	21
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	23
SUMÁRIO.....	27
1. INTRODUÇÃO	31
1.1. Justificativa e Importância do Trabalho	31
1.2. Objetivos.....	35
2. CONCRETO LEVE	37
2.1. Histórico.....	37
2.2. Materiais Utilizados	40
2.3. Características.....	42
2.3.1. Trabalhabilidade	42
2.3.2. Massa Específica	42
2.3.3. Resistência à Compressão	42
2.3.4. Resistência à Tração.....	43
2.3.5. Módulo de Elasticidade	43
2.3.6. Retração e Fluência	44
2.3.7. Zona de Transição.....	44
2.3.8. Propriedades Térmicas e Resistência ao Fogo	45
2.4. Produção, Aplicação e Durabilidade.....	45
2.4.1. Dosagem	45
2.4.2. Mistura.....	47
2.4.3. Transporte, Lançamento e Adensamento.....	47
2.4.4. Cura	47
2.4.5. Durabilidade	48
2.5. Concreto Leve Estrutural	49
2.6. Fator de Eficiência.....	50
3. CONCRETO LEVE COM EPS	51
3.1. Materiais e Propriedades.....	51
3.2. Caracterização do Concreto Leve com EPS	54
3.2.1. Trabalhabilidade.....	54
3.2.2. Massa Específica	55
3.2.3. Resistência à Compressão	56
3.2.4. Módulo de Elasticidade	57
3.2.5. Resistência à Tração na Compressão Diametral.....	58
3.2.6. Resistência à Tração na Flexão.....	60
3.2.7. Tenacidade	61
3.2.8. Retração	62
3.2.9. Fluência	64

4.	LAJES DE CONCRETO ARMADO.....	67
4.1.	Lajes Maciças	67
4.1.1.	Lajes Unidirecionais.....	68
4.1.2.	Lajes Bidirecionais	68
4.2.	Lajes Nervuradas	68
4.3.	Modelos de Lajes Unidirecionais	73
4.3.1.	Descrição dos Modelos	73
4.3.2.	Características Geométricas	74
4.3.3.	Armadura	74
4.4.	Ensaio de Flexão	74
4.4.1.	Esquema do Ensaio de Flexão.....	75
4.4.2.	Instrumentação do Ensaio de Flexão	75
4.4.3.	Procedimento do Ensaio de Flexão.....	77
4.5.	Ensaio de Cisalhamento	77
4.5.1.	Esquema do Ensaio de Cisalhamento	78
4.5.2.	Instrumentação do Ensaio de Cisalhamento	78
4.5.3.	Procedimento do Ensaio de Cisalhamento	79
5.	RESULTADOS	81
5.1.	Caracterização do Concreto	81
5.1.1.	Características Mecânicas.....	81
5.1.2.	Retração e Fluência.....	88
5.1.3.	Características dos Concretos dos Modelos	92
5.2.	Comportamentos dos Modelos	94
5.2.1.	Ensaio de Flexão	103
5.2.2.	Ensaio de Cisalhamento	105
5.2.3.	Características dos Modelos	106
5.3.	Análise do Comportamento dos Modelos	108
5.3.1.	Momento Fletor.....	108
5.3.2.	Momento de Fissuração	111
5.3.3.	Abertura de Fissuras	111
5.3.4.	Flecha	112
5.3.5.	Força Cortante.....	113
6.	APLICAÇÃO DO CONCRETO LEVE COM EPS EM LAJES.....	115
6.1.	Cálculo das lajes.....	115
6.2.	Tabela de Lajes Unidirecionais.....	117
6.3.	Tabelas de Lajes Bidirecionais	118
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	123
7.1.	Considerações Finais.....	123
7.2.	Conclusões	125
7.3.	Sugestões para Trabalhos Futuros.....	126
	REFERÊNCIAS	129

APÊNDICE A – CONCRETO LEVE COM POLIURETANO (PU).....	135
1. Características dos Concretos dos Modelos com PU.....	135
2. Comportamento dos Modelos com PU.....	137
2.1. Ensaio de Flexão.....	140
2.2. Ensaio de Cisalhamento.....	142
2.3. Características dos Modelos com PU.....	143
3. Análise do Comportamento dos Modelos com PU.....	145
3.1. Momento Fletor.....	145
3.2. Momento de Fissuração.....	146
3.3. Abertura de Fissuras.....	146
3.4. Flecha.....	147
3.5. Força Cortante.....	147
4. Conclusões.....	148
ANEXO A – CARBONATAÇÃO DO CONCRETO LEVE COM EPS.....	149
1. Lote.....	149
2. Ensaio.....	150
2.1. Corpos de Prova.....	150
2.2. Condições de Ensaio.....	150
2.3. Porosidade.....	151
2.4. Procedimento de Ensaio.....	152
3. Resultados.....	152
4. Comparação com Concreto Comum.....	153
5. Conclusões.....	154

1. INTRODUÇÃO

Nas obras de concreto, o peso próprio representa uma grande parcela das ações totais na estrutura, e a redução da massa específica torna-se de grande interesse. Assim o concreto leve é apresentado atualmente como um material de construção utilizado em todo o mundo, com aplicação em diversas áreas da construção civil.

A ampla utilização desse material deve-se especialmente aos benefícios promovidos pela diminuição de sua massa específica, como a redução de esforços na estrutura e na infraestrutura das edificações, a economia com fôrmas e cimbramentos, pela redução das solicitações, em comparação com concretos convencionais, bem como a diminuição dos custos com transporte e montagem de construções pré-fabricadas, pela redução no peso dos materiais manuseados e aumento da produtividade. Além disso, o concreto leve apresenta isolamento térmico melhor que o do concreto convencional, como indica Neville (1997), por exemplo.

1.1. Justificativa e Importância do Trabalho

Apesar do concreto leve estrutural poder ser aplicado nos mais diversos setores da construção civil, sua viabilidade técnica e econômica é maior quando grande parte das solicitações na estrutura é consequência do peso próprio, como pontes, edificações de múltiplos andares e plataformas marítimas flutuantes. Entretanto, de acordo com Rossignolo e Agnesini (2005), é no sistema construtivo pré-fabricado que sua aplicação se mostra mais vantajosa em todo o mundo. Suas particularidades em relação aos concretos tradicionais podem ser resumidas em:

- Redução entre 20% e 50% dos custos de transporte, por unidade de volume de concreto;
- Possibilidade de produzir peças com dimensões maiores, utilizando os mesmos equipamentos da fábrica e do canteiro;
- Redução entre 25% e 50% do tempo de montagem das estruturas.

De acordo com o ACI 213R-87 (1995), o uso de concreto com agregados leves numa estrutura geralmente implica custo total menor. Apesar do concreto leve custar mais que o concreto de peso normal, a estrutura pode custar menos como resultado da redução do peso próprio e do custo menor para fundações. A seguir são apresentados alguns exemplos disso, citados por Wilson (1981)¹ apud Mehta e Monteiro (2008).

- Em 1936, o tabuleiro de concreto leve para a ponte da Baía de São Francisco, em Oakland, na Califórnia, resultou numa economia de três milhões de dólares em aço;
- Na construção do edifício Australian Square, em Sidney, uma torre circular de 50 andares, altura de 184 m e diâmetro de 42,5 m, houve uma economia de 13% com o uso de 31.000 m³ de concreto com agregado leve nas lajes, vigas e pilares acima do nível do sétimo andar;

¹WILSON, H. S. **Progress in concrete technology**, Malhotra, V. M., ed., CANMET, Ottawa, pp.141-187, 1981.

- O Edifício One Shell Plaza, em Houston, Texas, com 52 andares, tem toda sua estrutura de concreto leve, com um bloco de 70 m por 52 m por 2,5 m, 18 m abaixo do nível do solo; se fosse usado concreto normal, poderia ter sido construída uma estrutura com apenas 35 andares, devido ao limite de capacidade de sustentação do solo.

Atualmente, além das questões técnicas e econômicas, a escolha dos materiais de construção também está baseada nos aspectos ambientais da aplicação e do uso de materiais. Nesse sentido, o concreto leve possibilita, com sua menor massa específica, diminuição da armadura, do volume total de concreto, da energia utilizada no transporte e no processo construtivo e, ainda, do consumo de energia no condicionamento térmico das edificações, quando utilizado nas vedações externas (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

Os materiais industrializados mobilizam vastos recursos financeiros, consomem uma enorme quantidade de energia e requerem um processo centralizado para sua obtenção, resultando em custo elevado para grande parte da população mundial. Somam-se a isso os resíduos dos materiais não renováveis que são inaproveitáveis, causando permanente poluição.

Assim o emprego de poliestireno expandido (EPS) na produção de concretos com massa específica reduzida pode abrir portas para o emprego de resíduos não somente de EPS, mas também de poliuretano (PU) e de outros materiais de mesma natureza, e ainda tornar possível usufruir das propriedades de baixa massa específica desses materiais para produção de Concreto Leve com EPS (CLE), também denominado *Concreto Ultraleve*[®] ou de *Concreflex*[®] (CFX).

A produção de Concreto Leve com EPS utilizando esse tipo de resíduo implica não somente no caráter ambiental, mas também econômico, por não despender recursos significativos para produção de agregados leves, e ainda produzir concretos mais leves que os disponíveis no mercado.

Em relação à viabilidade do emprego desse novo material no mercado nacional, em que a utilização do concreto leve ainda é muito pequena e acaba se limitando às indústrias de pré-moldados, o concreto leve estrutural com EPS pode vislumbrar a possibilidade de sua aplicação em elementos estruturais como as lajes maciças, em substituição a outros tipos de laje, pois suas vantagens poderão ser capazes de suprir as desvantagens da utilização do concreto convencional em lajes maciças ou nervuradas, como disposto a seguir.

As primeiras edificações a empregar estrutura de concreto armado apresentavam distâncias relativamente pequenas entre vigas e entre pilares, com vãos máximos da ordem de quatro metros. Assim, a concepção estrutural tinha como fatores limitantes a resistência do concreto, hipóteses simplificadoras na modelagem estrutural e o próprio comportamento do sistema estrutural.

A laje maciça era muito empregada na construção dessas edificações, mas o aumento dos vãos exigidos pela evolução arquitetônica e as elevadas espessuras necessárias acabaram tornando tal sistema construtivo antieconômico nessas condições.

Aliada às mudanças arquitetônicas, a evolução da tecnologia de construção e da informática tornou possível o emprego de concretos mais resistentes, análises mais refinadas para o cálculo e a utilização de novas opções estruturais, como as lajes nervuradas e as pré-moldadas, de modo geral.

Com a concepção para vencer amplos vãos e suportar grandes sobrecargas, em decorrência da eliminação do concreto entre as nervuras, reduzindo o peso próprio da estrutura sem prejuízo de sua resistência e tornando o trabalho do concreto e do aço mais eficiente, as lajes nervuradas passaram a ganhar espaço no mercado da construção civil.

De acordo com Vasconcelos (2002), no final da década de 1970, depois do sucesso das lajes com nervuras do tipo trilho e após a importação das primeiras máquinas de eletrossoldagem, foi lançado no Brasil o sistema construtivo de lajes com armaduras treliçadas. Nesse sistema, o fabricante de lajes compra a armadura treliçada pronta e produz o elemento pré-moldado, fazendo a concretagem do elemento inferior de concreto. Dessa maneira, é possível oferecer um produto mais leve e que possibilita melhor ligação entre o concreto e o aço, o que justifica a grande parcela de contribuição deste sistema, atualmente, no mercado da construção civil.

Atualmente, nas construções em série, as lajes compostas por vigotas treliçadas pré-moldadas, os painéis treliçados e as lajes maciças moldadas no local encontram-se entre os sistemas mais utilizados. Porém, todos necessitam de muitas intervenções na obra, o que não é bom, tendo em conta a escassez e a má qualidade da mão de obra disponível.

Por conta dessas desvantagens, esses sistemas têm sido substituídos, em vários casos, por lajes maciças pré-moldadas, que, no entanto, têm o inconveniente do alto peso para o transporte.

Portanto, o emprego de Concreto Leve com EPS em lajes maciças pré-moldadas pode ser capaz de minimizar as desvantagens trazidas pelo concreto convencional para tais sistemas, aliando as vantagens do sistema construtivo com lajes maciças e as propriedades de um Concreto Estrutural Ultraleve.

A importância do trabalho é ressaltada com a análise da aplicação estrutural de um concreto com massa específica de aproximadamente 1200 kg/m^3 , mais leve que os concretos leves convencionais, com massa específica da ordem de 1700 kg/m^3 , e não somente mais leve que o concreto comum, cuja massa específica em geral é considerada de 2400 kg/m^3 .

Alguns testes de aplicação do material em estudo já foram realizados, como os exemplificados a seguir.

A Figura 1.1 mostra uma laje de Concreto Leve com EPS, durante seu içamento, apresentando acabamento semelhante ao de peças de concreto pré-moldado comum.

A Figura 1.2 ilustra um teste feito com painel de fechamento moldado verticalmente, com dimensões em metros $0,15 \times 1,25 \times 10,00$. Esse painel também apresentou bom acabamento superficial e boa textura.

Teste realizado na produção de um painel PI é ilustrado na Figura 1.3, que também indica as boas condições obtidas.



Figura 1.1 – Laje de Concreto Leve com EPS durante içamento.
(KERBAUY, 2011)



Figura 1.2 – Painel de fechamento de Concreto Leve com EPS.
(PINHEIRO, 2012)



Figura 1.3 – Painel PI de Concreto Leve com EPS.
(KERBAUY, 2011)

1.2. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo determinar as características do Concreto Leve com EPS (CLE) necessárias para projetar elementos estruturais, e analisar o comportamento de modelos de lajes unidirecionais produzidas com esse novo material. A seguir os objetivos são apresentados de forma mais específica.

- Determinar a massa específica do material e analisar sua relação com as características mecânicas.
- Determinar características mecânicas, tais como: resistência à compressão, diagrama tensão versus deformação, módulo de elasticidade, resistência à tração, na compressão diametral e na flexão, e tenacidade.
- Estudar a deformabilidade do CLE por retração e fluência.
- Analisar o comportamento de modelos de lajes unidirecionais produzidas com esse material, submetidas a momento fletor e a força cortante.
- Elaborar tabelas para pré-dimensionamento de lajes unidirecionais e bidirecionais, compostas de Concreto Leve com EPS, e comparar essas lajes com as de concreto comum, para auxiliar o estudo de viabilidade de aplicação do novo material nesses elementos estruturais.

2. CONCRETO LEVE

Os concretos leves são aqueles que apresentam massa específica menor, em comparação aos concretos convencionais, que possuem massa específica entre 2000 kg/m^3 e 2800 kg/m^3 . Segundo Neville (1997), na prática a massa específica do concreto leve pode variar entre 300 kg/m^3 e 1850 kg/m^3 . Entretanto, de acordo com o ACI 213R-87 (1995), os concretos leves estruturais geralmente apresentam massa específica superior a 1400 kg/m^3 , como indicado na Figura 2.1.

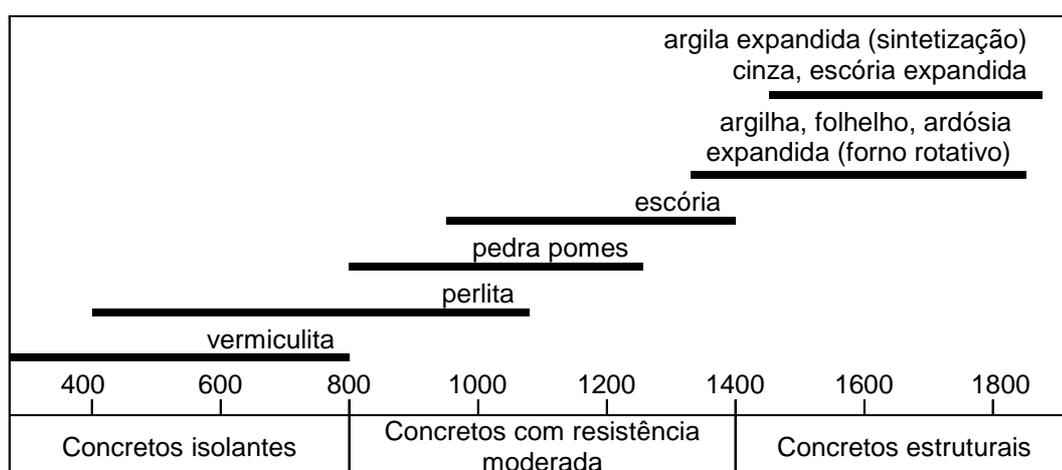


Figura 2.1 – Intervalos típicos de valores de massa específica de concretos leves. (ACI 213R-87, 1995)

Os concretos leves ainda podem ser classificados em: concretos com agregados leves, que apresentam maior aplicação estrutural; concretos celulares, que se baseiam na introdução de grandes vazios no interior da massa de concreto; e concreto sem finos, que consistem simplesmente em omitir o agregado miúdo do concreto, formando uma grande quantidade de vazios intersticiais.

2.1. Histórico

De acordo com Rossignolo e Agnesini (2005), as primeiras indicações da aplicação dos concretos com agregados leves datam de aproximadamente 1100 a.C., quando construtores pré-colombianos, que viveram na atual cidade de El Tajin (México), empregaram uma mistura de pedra-pomes com um ligante à base de cinzas vulcânicas e cal, para a construção de elementos estruturais.

Os concretos com agregados leves também foram utilizados pelos romanos. Uma das principais construções com concreto leve da época romana data de aproximadamente 120 d.C., quando o Panteão de Roma, ilustrado na Figura 2.2, foi reconstruído, após ter sido destruído por um incêndio. Foi utilizado concreto com pedra-pomes para a construção da cúpula em forma de abóboda desse monumento, com 44 m de diâmetro, e que se encontra, atualmente, em excelente estado de conservação, após quase 2000 anos de sua construção (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

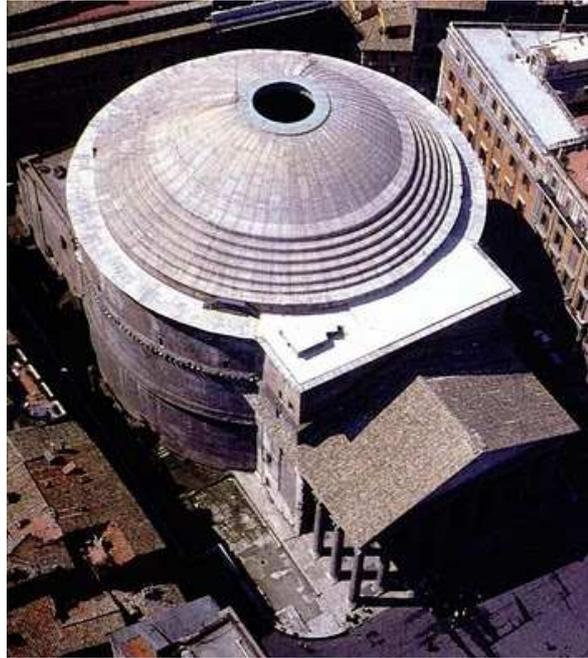


Figura 2.2 – Panteão de Roma.
(TRIBO DE JACOB, 2010)

O início da utilização de concretos de cimento Portland com agregados leves, como o conhecemos hoje, ocorreu durante a Primeira Guerra Mundial, quando a American Emergency Fleet Building Corporation construiu embarcações com concreto leve, utilizando xisto expandido, com resistência à compressão acima de 30 MPa, mais que o dobro da resistência à compressão dos concretos tradicionais da época, e massa específica em torno de 1700 kg/m^3 . Um exemplo dessas embarcações é o USS Selma, Figura 2.3, construída em 1919 nos Estados Unidos, que, segundo análises realizadas na década de 1980, com mais de 60 anos, ainda apresentava boas condições de resistência e corrosão compatível com a de um concreto em ambiente marinho, por tantas décadas (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).



Figura 2.3 – Embarcação USS Selma.
(ASSOCIAÇÃO DE COMBATENTES DO CONCELHO DE ARGANIL, 2010)

Após a Segunda Guerra Mundial, quando foram construídos 488 navios de concreto leve, houve um considerável aumento dos estudos e aplicações estruturais desse concreto. A partir dos anos 1960, importantes edifícios foram construídos com concreto leve estrutural, tal como Park Regis (Austrália) em 1968, Standart Bank (África do Sul) em 1970 e o BMW Building (Alemanha) em 1972, apresentados na Figura 2.4, além de outras aplicações em construções pré-fabricadas. Mas foi somente a partir dos anos 1970, com o aprimoramento da tecnologia dos concretos e o desenvolvimento de novos materiais, como os aditivos redutores de água e as adições pozolânicas, que se tornou mais fácil a obtenção de concretos leves duráveis, com elevada resistência mecânica (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).



Park Regis
(PARK REGIS HOTELS, 2012)



Standart Bank
(HPP ARCHITECTS, 2012)



BMW Building
(POCO A POCO, 2012)

Figura 2.4 – Edifícios de múltiplos pavimentos construídos com concreto leve estrutural.

Foi nessa época que a utilização de concretos leves se iniciou no Brasil, quando o Grupo Robello implantou em Jundiaí, interior de São Paulo, uma unidade para produção de argila expandida em forno rotativo, com a finalidade de fornecer agregados leves para produção de elementos pré-fabricados. Em seguida, iniciou-se o desenvolvimento da tecnologia dos concretos com argila expandida nacional (TESUKA, 1973), assim como a análise do dimensionamento de elementos estruturais com esse material (VASCONCELOS, 1973).

No Brasil, a modesta aplicação do concreto estrutural leve é voltada para elementos construtivos pré-fabricados. Entre as aplicações se destacam a ampliação do Rio Centro, no Rio de Janeiro, o pavilhão de exposição do Anhembi, em São Paulo, o edifício da Faculdade de Economia, Administração e Contabilidade (FEA) da USP, e o Hotel Grand Hyatt, nos painéis da fachada, ilustrados na Figura 2.5 (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

Cabe ressaltar que a aplicação de concretos leves no Brasil, além de ser voltada para elementos pré-fabricados, ainda praticamente se restringe à utilização de argila expandida.



Rio Centro
(PROMOVIEV, 2009)



Pavilhão de Exposições do Anhembi
(ANHEMBI PARQUE, 2010)



Edifício da FEA/USP
(EAC-FEA/USP, 2012)



Grand Hyatt Hotel
(HOTEIS.COM™, 2012)

Figura 2.5 – Aplicações de concreto leve no Brasil.

2.2. Materiais Utilizados

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), o concreto com agregado leve pode ser comparado ao convencional em todos os aspectos, salvo o fato da utilização de agregado leve, por motivos de viabilidade técnico-econômica, para obtenção de um concreto com massa específica reduzida. Assim, para produção dos concretos com agregados leves, com exceção dos agregados, são utilizados os mesmos materiais usados na produção de concretos convencionais e, em muitos casos, também em concretos especiais. Esses materiais vão dos normalmente empregados, como cimento Portland, água e areia, até as adições, como a sílica ativa, e os diferentes tipos de aditivos.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), o concreto leve pode consistir somente em agregados leves ou em uma combinação de leves e normais, e é comum utilizar areia com densidade normal como agregado miúdo e limitar a dimensão máxima do agregado leve graúdo em 19 mm, apesar de, na maioria dos processos de fabricação, serem obtidas partículas com diâmetros de até 25 mm.

Conforme Mehta e Monteiro (2008), os agregados leves são os agregados que possuem massa específica unitária menor que 1120 kg/m^3 , e podem ser naturais ou artificiais. O peso leve do agregado se deve à microestrutura celular ou à alta porosidade.

Agregados leves naturais são obtidos por meio de extração direta de jazidas e britagem dessas rochas ígneas vulcânicas, como pedra-pomes ou tufo. Esse tipo de agregado possui pouca aplicação devido à grande variabilidade de suas propriedades e também pela localização das jazidas.

Agregados leves sintéticos são produzidos pelo tratamento térmico de vários materiais como argilas, folhelhos, ardósia, diatomito, perlita, vermiculita e escórias expandidas. Os dois processos mais utilizados para a fabricação dos agregados leves são a sinterização e o forno rotativo.

O agregado obtido pelo processo de sinterização apresenta altos valores de absorção e formato irregular, necessitando de britagem para atender as granulometrias. Isso proporciona boa aderência à pasta de cimento, devida à rugosidade da superfície, embora aumente a quantidade de água de amassamento necessária para obtenção da trabalhabilidade desejada, além da penetração da pasta de cimento nos poros, que aumenta o consumo de cimento e a massa específica do concreto. (ZHANG e GJØRV, 1992² apud ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005)

Os agregados produzidos em forno rotativo apresentam granulometria variada, formato regular arredondado e parte central formada por uma massa esponjosa, envolta por uma camada com baixa permeabilidade, que diminui significativamente a absorção de água. Por esses motivos são os mais empregados na produção de concretos leves (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

Existe um amplo espectro de agregados leves que possuem massa unitária de 80 kg/m^3 a 900 kg/m^3 . Os muito porosos geralmente são frágeis e, portanto, mais adequados para produção de concretos isolantes não estruturais. Os agregados leves menos porosos, quando a estrutura dos poros é composta por poros finos uniformemente distribuídos, as partículas do agregado são mais resistentes e, portanto, mais adequadas para concreto estrutural (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Os agregados leves apresentam valores de massa específica inversamente proporcionais ao diâmetro. A estrutura interna tem papel importante na resistência mecânica e no módulo de deformação dos agregados leves. Para um mesmo material, agregados com elevada porosidade são menos resistentes do que aqueles com estruturas pouco porosas. O tamanho e a distribuição dos poros também são importantes. Assim, para um mesmo índice de vazios, é melhor que haja uma distribuição uniforme de pequenos poros do que poucos poros de grande diâmetro (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

As características de porosidade e absorção de água dos agregados leves afetam as propriedades dos concretos e o processo de hidratação do cimento. A velocidade e a quantidade de água absorvida pelos agregados leves dependem dos seguintes fatores: porosidade total, conectividade entre os poros, características da superfície do agregado, umidade do agregado antes da mistura, temperatura, tipo de lançamento do concreto e utilização de aditivos no concreto (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

²ZHANG, M. H.; GJØRV, O. E. Penetration of cement paste into lightweight aggregate. **Cement and Concrete Research**. EUA, v. 22, p. 47-55, 1992.

2.3. Características

A redução da massa específica, substituindo parte ou todos agregados convencionais por agregados leves, pode causar alterações significativas em outras importantes características do concreto, tais como: trabalhabilidade, resistência mecânica, módulo de elasticidade, retração, fluência, zona de transição, isolamento térmico e resistência ao fogo.

Assim serão apresentadas sucintamente as principais alterações nessas características pela substituição de agregados convencionais por leves. No item 2.4, serão apresentadas as influências na produção, na aplicação e na durabilidade do concreto com agregados leves.

2.3.1. Trabalhabilidade

Considerando a massa específica dos agregados leves e sua textura em geral áspera e porosa, o abatimento do tronco de cone dos concretos leves apresenta valores menores do que os obtidos para os concretos convencionais, para uma mesma condição de trabalhabilidade (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

Segundo Rossignolo e Agnesini (2005), a absorção de água dos agregados leves tem grande influência na manutenção da trabalhabilidade do concreto após a mistura. Esse problema pode ser amenizado com o controle de umidade dos agregados, antes da mistura.

2.3.2. Massa Específica

Juntamente com a trabalhabilidade, a massa específica e a resistência são as duas propriedades geralmente utilizadas na especificação do concreto leve estrutural. As especificações limitam a massa específica do concreto seco ao ar (massa específica seca).

Segundo Mehta e Monteiro (2008), quando se utiliza um agregado altamente poroso, com dimensão máxima maior que 19 mm, a massa específica do concreto pode ser reduzida, mas o produto pode não atingir a resistência exigida para concretos estruturais leves de qualidade. Isso é devido ao aumento do volume de vazios decorrente do aumento da dimensão do agregado.

O uso de areia natural para aumentar a resistência mecânica do concreto leve tende a aumentar sua massa específica, mesmo que essa tendência seja parcialmente compensada pelo efeito oposto ao do ar incorporado, que é muitas vezes utilizado para melhorar a trabalhabilidade (MEHTA E MONTEIRO, 2008).

2.3.3. Resistência à Compressão

A resistência à compressão e a massa específica são as propriedades mais empregadas na caracterização dos concretos leves estruturais, por estarem diretamente relacionadas com o tipo e a granulometria do agregado leve utilizado. Essa granulometria tem mais influência na massa específica e na resistência mecânica dos concretos leves do que nos concretos convencionais, já que a massa específica e a resistência mecânica da maioria dos tipos de agregados leves são inversamente proporcionais à sua dimensão (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

No concreto com agregados leves, a resistência mecânica potencial da matriz de cimento é utilizada mais eficientemente do que no concreto convencional, pela maior similaridade entre os valores dos módulos de deformação do agregado e da matriz de cimento, e pela melhoria da qualidade da zona de transição agregado-pasta. Assim, os concretos leves, normalmente, não rompem devido à diferença entre as deformações dos agregados e da matriz de cimento, mas devido ao colapso da argamassa. Na ruptura dos concretos com agregados leves, a linha de fratura atravessa os agregados, como ocorre nos concretos de alta resistência com massa específica normal (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

Em consequência disso, o agregado leve mostra-se como o material determinante na resistência do concreto à compressão, pois, a partir de um limite de resistência, o aumento da resistência à compressão da argamassa não contribui para o aumento da resistência à compressão do concreto (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

2.3.4. Resistência à Tração

Como nos concretos convencionais, é possível relacionar a resistência à compressão com a resistência à tração, determinada por ensaios de compressão diametral e tração na flexão.

A Tabela 2.1 apresenta algumas expressões para estimar a relação entre essas características mecânicas.

Tabela 2.1 – Relação entre resistência à compressão e à tração dos concretos leves.
(ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005)

Referência	Resistência à Tração (MPa)		Observações
	Compressão Diametral	Flexão	
ACI 318 (1995)	$0,42 \cdot f_{cil}^{0,5}$	$0,46 \cdot f_{cil}^{0,5}$	Agregado leve
ACI 318 (1995)	$0,48 \cdot f_{cil}^{0,5}$	$0,53 \cdot f_{cil}^{0,5}$	Areia e agregado leve
CEB-FIP (1977)	$0,23 \cdot f_{cub}^{0,67}$	$0,46 \cdot f_{cub}^{0,67}$	-

f_{cil} = Resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos (MPa)

f_{cub} = Resistência à compressão em corpos de prova cúbicos (MPa)

2.3.5. Módulo de Elasticidade

Como os módulos de elasticidade dos agregados leves são inferiores aos dos agregados convencionais, os concretos leves possuem módulo menor que o do concreto convencional. A Tabela 2.2 apresenta algumas expressões que relacionam o módulo de elasticidade do concreto leve com sua resistência à compressão e massa específica.

Tabela 2.2 – Equações para o cálculo do módulo de elasticidade.
(ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005)

Referência	Módulo de Elasticidade	Observações
NS 3473.E (1998)	$E = 9,5 \cdot f_{cilik}^{0,3} \cdot (\gamma / 2400)^{1,5}$ (GPa)	$f_{cilik} < 85$ MPa
ACI 318 (1995)	$E = 0,043 \cdot \gamma^{1,5} \cdot f_{cil}^{0,5}$ (MPa)	$f_{cil} < 41$ MPa
BS 8110-2 (1985)	$E = 1,7 \cdot (\gamma / 1000)^2 \cdot f_{cub}^{0,3}$ (GPa)	-
CEB-FIP (1978)	$E = 1,6 \cdot \gamma^2 \cdot (f_{cilik} + 8)^{0,33} \cdot 10^{-6}$ (GPa)	-
γ = massa específica (kg/m ³)		
E = módulo de elasticidade		
f_{cil} = resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm (MPa)		
f_{cilik} = resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm (MPa)		
f_{cub} = resistência à compressão em corpos de prova cúbicos de 100 mm (MPa)		

2.3.6. Retração e Fluência

Como o agregado leve oferece baixa restrição à movimentação causada pela umidade no concreto, os concretos leves costumam apresentar valores de retração por secagem e fluência maiores que os relativos aos concretos convencionais, num mesmo nível de resistência à compressão (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

Segundo Hoff (1991)³ apud Rossignolo e Agnesini (2005), os concretos com agregados leves apresentam valores de retração por secagem entre 500×10^{-6} m/m e 1000×10^{-6} m/m.

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), os valores usuais de fluência para concretos com agregados leves se mostram em torno de 1600×10^{-6} m/m, destacando que baixa resistência e baixo módulo de elasticidade têm um efeito mais pronunciado na fluência do que na retração por secagem.

2.3.7. Zona de Transição

Diferentemente do concreto convencional, no concreto leve é o agregado e não a zona de transição na interface pasta-agregado o componente mais fraco do sistema. De modo geral isso se deve à absorção de água e à rugosidade do agregado leve, que reduz a porosidade e aumenta a aderência mecânica entre o agregado e a matriz de cimento (ZHANG e GJØRV, 1992⁴; WASSERMAN e BENTUR, 1996⁵ apud ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

A interação do agregado leve com a matriz depende do teor de umidade do agregado. Se o agregado leve for previamente saturado, para não interferir na trabalhabilidade, geralmente a relação água/aglomerante ao seu redor é elevada e a ligação fragilizada (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

³HOFF, G. C. High strength lightweight concrete for Artic applications. **ACI Symposium on Performance of Structural Lightweight Concrete**. Dallas: ACI, 1991.

⁴ZHANG, M. H.; GJØRV, O. E. Penetration of cement paste into lightweight aggregate. **Cement and Concrete Reseach**. EUA, v. 22, p. 47-55, 1992.

⁵WASSERMAN, R.; BENTUR, A. Interfacial interactions in lightweight aggregate concretes and their influence on the concrete strength. **Cement and Concrete Composites**, Inglaterra, v. 18, p. 67-76, 1996.

Entretanto, se o agregado leve apresentar baixo teor de umidade, a ligação é fortalecida por conta da reduzida relação água/aglomerante. Outro fator que interfere para a melhor ligação pasta-agregado é a redução do efeito parede, provocado pela maior rugosidade e porosidade dos agregados leves (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

2.3.8. Propriedades Térmicas e Resistência ao Fogo

O ar aprisionado na estrutura celular dos agregados leves reduz a absorção e a transferência de calor nos concretos produzidos com eles, em relação aos concretos com agregados convencionais (HOLM e BREMNER, 2000). A Tabela 2.3 apresenta uma comparação entre as propriedades térmicas do concreto com agregado leve e as do concreto convencional.

Tabela 2.3 – Propriedades térmicas do concreto leve e do concreto convencional.
(HOLM e BREMNER, 2000)

Propriedades	Concreto Leve	Concreto Convencional
Massa específica (kg/m ³)	1850	2400
Resistência à compressão (MPa)	20 - 50	20 – 70
Calor específico (cal/g.°C)	0,23	0,22
Condutividade térmica (W/m.K)	0,58 – 0,86	1,4 – 2,9
Difusão térmica (m ² /h)	0,0015	0,0025 – 0,0079
Expansão térmica (10 ⁻⁶ /°C)	9	11

Os concretos com agregados leves, além de apresentar melhor desempenho térmico, geralmente apresentam melhor desempenho de manutenção da resistência mecânica em elevadas temperaturas do que os concretos convencionais, devido à menor condutividade térmica (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

2.4. Produção, Aplicação e Durabilidade

Neste item serão considerados aspectos relativos a dosagem, mistura, transporte, lançamento, adensamento, cura e durabilidade dos concretos com agregados leves.

2.4.1. Dosagem

Segundo Rossignolo e Agnesini (2005), os métodos utilizados para dosagem dos concretos convencionais podem ser empregados para concretos leves, desde que sejam considerados os seguintes fatores adicionais:

- necessidade de projetar um concreto com massa específica particular;
- absorção de água dos agregados leves;
- variação da massa específica do agregado leve em função de sua dimensão;
- influência das características dos agregados leves nas propriedades dos concretos.

Procedimentos específicos para dosagem dos concretos leves são descritos no CEB-FIP (1977) e no ACI 211.2-98 (1998). De modo geral os documentos normativos indicam a utilização de consumos de cimento acima de 300 kg/m³, para garantir condições de trabalhabilidade, resistência e durabilidade.

Para dosar um concreto leve, a resistência à compressão geralmente é relacionada ao consumo de cimento para uma dada trabalhabilidade, no lugar da relação água/aglomerante. Na maioria dos casos a resistência à compressão, para um mesmo consumo de água e de cimento, pode ser aumentada ao reduzir a dimensão máxima do agregado graúdo leve e/ou substituir o agregado miúdo leve por um agregado natural, ocasionando com isso o aumento da massa específica (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A Tabela 2.4 apresenta relações aproximadas entre resistências à compressão e consumo de cimento, para concretos só com agregados leves e para concretos com agregados leves e areia. Essas relações valem para concretos leves de densidades maiores.

Tabela 2.4 – Relações aproximadas entre resistência à compressão e consumo de cimento.
(ACI 213R-87, 1995)

Resistências à Compressão (MPa)	Consumo de Cimento (kg/m ³)	
	Só agregados leves	Agregados leves e areia
17	240 – 305	240 – 305
21	260 – 335	250 – 335
28	320 – 395	290 – 395
34	375 – 450	360 – 450
41	440 – 500	420 – 500

Como na dosagem dos concretos convencionais, tanto para uso só de agregados leves como para emprego de leves e convencionais, o estudo do empacotamento de partículas é imprescindível para otimizar a dosagem dos concretos leves, podendo trazer os seguintes benefícios:

- aumento da coesão;
- redução da segregação;
- redução da exsudação;
- redução no consumo de cimento;
- aumento da resistência.

Na dosagem de concretos leves estruturais, usualmente são empregadas adições, buscando o efeito *filler*, a reação pozolânica e a melhora da coesão, e aditivos, para modificar as propriedades reológicas e reduzir o consumo de água. No entanto é importante considerar o preenchimento dos poros da superfície do agregado leve com as partículas de adição e a absorção de parte dos aditivos líquidos pelos agregados leves utilizados sem saturação prévia. Uma forma de administrar o emprego de adições e aditivos é através da ordem de mistura dos materiais (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

2.4.2. Mistura

O controle de umidade dos agregados leves tem um importante papel na produção de concretos. Para os produzidos com agregados com absorção de água abaixo de 10% em massa, após 24 horas de imersão, pode-se adotar o método de mistura dos concretos convencionais. Nesses casos, deve-se incluir uma quantidade adicional de água, que pode ser considerado o volume absorvido pelo agregado durante sua imersão por 30 minutos (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

Para os casos de agregados leves que, mesmo com valores de absorção de água abaixo de 10% após 24 horas de imersão, apresentam alta absorção nos primeiros minutos, deve-se misturar os materiais sólidos e a água e, em seguida, os agregados leves (HOLM e BREMNER, 2000).

Mas se o agregado leve utilizado apresenta valores de absorção de água acima de 10% após 24 horas de imersão, deve-se realizar a pré-saturação dos agregados para manter a trabalhabilidade adequada do material durante o transporte, o lançamento e o adensamento (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

2.4.3. Transporte, Lançamento e Adensamento

O fenômeno conhecido como flutuação do agregado graúdo, consequência dos baixos valores da massa específica dos agregados leves, deve ser considerado no transporte e no adensamento do concreto leve, que pode ser evitado ou reduzido aumentando a coesão do concreto, através da adição de finos, aumento no teor de agregados miúdos, utilização de aditivos específicos e redução da relação água/aglomerante.

Segundo Rossignolo e Agnesini (2005), no lançamento do concreto leve por bombeamento, a umidade e a granulometria dos agregados leves assumem grande importância, pois a pressão de bombeamento aumenta a absorção de água do agregado e isso pode causar uma perda brusca de trabalhabilidade, obstruindo os dutos durante o lançamento, daí a importância do prévio umedecimento do agregado leve.

Se por um lado os concretos leves solicitam menos as fôrmas e cimbramentos que os concretos convencionais, pelo reduzido peso próprio, por outro, sua maior necessidade de energia de adensamento causa maior solicitação dinâmica. Na utilização de vibradores de imersão, apesar de geralmente serem adotados maiores tempos de vibração, para um maior controle da segregação dos agregados leves, são adotadas menores áreas de ação e vibradores com baixa frequência de vibração (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

2.4.4. Cura

A condutividade térmica do concreto leve é menor que a do concreto convencional. Assim o calor liberado durante o processo de hidratação do cimento acarreta numa elevação maior na temperatura dos concretos leves. Portanto, para utilizar os mesmos procedimentos de cura do concreto convencional, devem ser tomados cuidados especiais com a temperatura do concreto, evitando mudanças bruscas e exagerada elevação, a fim de evitar a formação de fissuras térmicas, principalmente em ambiente com baixa temperatura ou quando for empregada cura térmica (EUROLIGHTCON, 1998⁶ apud ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

⁶EUROLIGHTCON – ECONOMIC DESIGN AND CONSTRUCTION WITH LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE. **LWAC Material Properties, State-of-the-Art**. Project BE96-3942/R2, Noruega, 1998. 111p.

O agregado leve pode beneficiar o processo de hidratação do cimento, pois a água absorvida por ele, previamente ou durante o processo de mistura, pode ser transferida para a matriz de cimento durante o período de hidratação, garantindo a presença de água distribuída no interior do concreto, evitando sua falta ou sua movimentação. Por esse motivo, este fenômeno é denominado cura interna (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

2.4.5. Durabilidade

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), apesar do concreto leve normalmente apresentar maior absorção de água que o concreto convencional, não significa que ele apresenta maior permeabilidade e conseqüentemente menor durabilidade.

Na verdade o concreto leve geralmente apresenta menor permeabilidade que o concreto convencional, pois a permeabilidade está principalmente relacionada com a microfissuração que, no concreto convencional, ocorre primeiramente na zona de transição pasta-agregado, pela diferença do módulo de elasticidade entre os dois materiais. Já no concreto leve, o valor do módulo de elasticidade do agregado é próximo ao da matriz de cimento, apresentando reduzida microfissuração (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005).

Na produção de concretos leves, usualmente são empregados incorporadores de ar, para aumentar a trabalhabilidade, reduzir o consumo de cimento e mesmo para reduzir a massa específica da matriz de cimento. Essa incorporação de ar não necessariamente representa um aumento na permeabilidade, porque são vazios controladamente distribuídos. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), esses vazios são indicados para o aumento da durabilidade do concreto suscetível a congelamento-degelo, devido à possibilidade de acomodação da pressão hidrostática causada pela expulsão de água dos agregados, quando estes estão próximos da saturação e o concreto é sujeito à ação do congelamento.

De acordo com EUROLIGHTCON (1998)⁷ apud Rossignolo e Agnesini (2005), a durabilidade do concreto armado frente à ação de cloretos e à carbonatação é pouco influenciada pelo tipo de agregado utilizado, cabendo principalmente à matriz de cimento a proteção das armaduras da estrutura de concreto.

O uso de adições, buscando o efeito *filler*, para o preenchimento dos vazios entre as partículas maiores, a reação pozolânica, transformando o hidróxido de cálcio em silicato de cálcio hidratado, e o emprego de aditivos, para redução da água de amassamento, tornam a matriz de cimento mais compacta e menos porosa, além de melhorar ainda mais a zona de transição pasta-agregado, aumentando a durabilidade do concreto leve, apesar do aumento da massa específica.

⁷EUROLIGHTCON – ECONOMIC DESIGN AND CONSTRUCTION WITH LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE. **LWAC Material Properties, State-of-the-Art**. Project BE96-3942/R2, Noruega, 1998. 111p.

2.5. Concreto Leve Estrutural

Os concretos leves estruturais são caracterizados por apresentarem massa específica seca abaixo de valores de referência, como os valores limites de alguns documentos normativos apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Valores de referência da massa específica dos concretos leves.
(ROSSIGNOLO, 2003)

Referência	Massa específica (kg/m ³)
RILEM (1975)	$\gamma < 2000$
CEB-FIP (1977)	$\gamma < 2000$
NS 3473.E (1998)	$1200 < \gamma < 2200$
ACI 213R-87 (1995)	$1400 < \gamma < 1850$
CEN prEN 205-25 (1999)	$800 \leq \gamma \leq 2000$

O Guia do Concreto Estrutural com Agregados Leves do ACI 213R-87 (1995) especifica, também, que o concreto leve estrutural, além de apresentar o valor da massa específica nos limites apresentados na Tabela 2.5, deve apresentar resistência à compressão acima de 17 MPa.

A ASTM C330:1989 especifica limites de massa unitária de agregados e outras exigências relacionadas à granulometria, substâncias nocivas e propriedades do agregado na produção do concreto estrutural leve, tais como: resistência, massa específica, retração por secagem e durabilidade do concreto com tal agregado. As exigências para resistência à tração e à compressão, relacionadas à massa específica do concreto estrutural leve, são apresentadas na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Exigências para concreto estrutural leve.
(ASTM C330:1989)

Massa específica aos 28 dias (kg/m ³)	Resistência mínima à tração por compressão diametral aos 28 dias (MPa)	Resistência mínima à compressão aos 28 dias (MPa)
Todos os agregados leves		
1760	2,2	28
1680	2,1	21
1600	2,0	17
Combinação de areia natural e agregado leve		
1840	2,3	28
1760	2,1	21
1680	2,1	17

NOTA: A resistência à compressão e a massa específica devem representar a média de três corpos de prova, e a resistência à tração por compressão diametral deve representar a média de oito corpos de prova.

Segundo a ABNT NBR NM 35:1995, os agregados leves empregados na produção dos concretos leves devem apresentar massa unitária no estado seco e solto abaixo de 1120 kg/m³, para agregados miúdos, e 880 kg/m³, para agregados graúdos. Esse documento apresenta também valores mínimos de resistência à compressão para os concretos, em função de sua massa específica, conforme apresentado na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Resistência à compressão e correspondente massa específica para concretos leves.
(ABNT NBR NM 35:1995)

Valores mínimos resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	Valores máximos de massa específica (kg/m ³)
28	1840
21	1760
17	1680

2.6. Fator de Eficiência

O Fator de Eficiência ou Eficiência Estrutural é um parâmetro bastante utilizado para caracterizar os concretos leves, pois relaciona as suas duas principais características: resistência à compressão e massa específica. O Fator de Eficiência pode ser representado pela equação:

$$FE = \frac{f_c}{\gamma}$$

FE = Fator de Eficiência (MPa.dm³/kg);

f_c = resistência à compressão (MPa);

γ = massa específica (kg/dm³).

3. CONCRETO LEVE COM EPS

De acordo com Kerbauy (2010), o Concreto Leve com EPS é denominado *Concreto Ultraleve*[®], ou *Concreflex*[®] (CFX), que é um concreto que contém Poliestireno Expandido (EPS), atuando como agregado leve e ao mesmo tempo como incorporador de ar, destinado para fins estruturais e não estruturais, com massa específica variando entre 400 kg/m³ e 1300 kg/m³, inferior à massa específica usualmente apresentada pelo Concreto Leve Estrutural. Na realidade, para os concretos estruturais, correspondem massas específicas na faixa superior desse intervalo, por exemplo, acima de 1000 kg/m³, com consumo de cimento da ordem de 450 kg/m³.

3.1. Materiais e Propriedades

O Concreto Leve com EPS (CLE), apesar de ser um concreto inovador, é composto basicamente pelos mesmos materiais que o Concreto Leve, com exceção do Poliestireno Expandido (EPS), que em geral substitui o agregado graúdo e parte do miúdo.

A baixa massa específica do CLE é conseguida com o emprego de EPS, com tamanhos controlados, de acordo com a aplicação do concreto.

Os agregados utilizados na produção de concretos devem ser granulares e inertes, como a areia, a brita e o EPS. Entretanto, além da redução do custo, o EPS tem a função de reduzir a massa específica do concreto. O EPS atua como agregado no processo de mistura do concreto e como incorporador de ar, homogeneamente distribuído, na resistência do material.

O Concreto Leve Estrutural com EPS pode ser composto por qualquer tipo de cimento, água, areia, aditivos e até mesmo brita, além do EPS, que pode ser inserido em pérolas ou em flocos.

Entretanto, no presente estudo, não foram utilizados agregados graúdos normais (britas) e o EPS empregado é somente em pérolas (nome técnico-comercial para esferas) de diferentes diâmetros, compondo a granulometria para aplicação em lajes. A Figura 3.1 mostra a estrutura do concreto leve estrutural com pérolas de EPS de diferentes diâmetros.

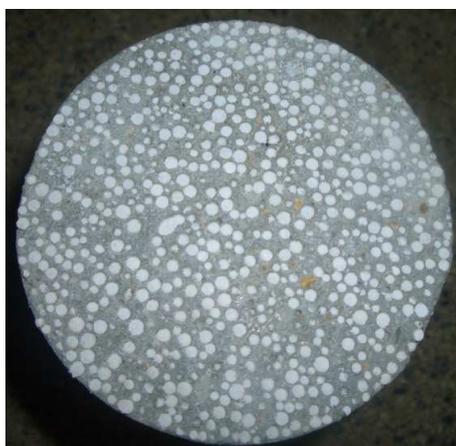


Figura 3.1 – Composição do concreto leve estrutural com pérolas de EPS.

O processo para produção do CLE é semelhante ao do concreto convencional, utilizando misturadores conhecidos, betoneiras e caminhões betoneiras, o que facilita sua aplicação, por conta da infraestrutura já existente para produção dos concretos comuns.

O Poliestireno Expandido (EPS), também conhecido no Brasil como Isopor[®] ou Estyropor[®], é produzido pela expansão da resina de Poliestireno (PS), com o emprego de um gás de expansão.

Nesse processo, são gerados gases voláteis, formando assim as pérolas de EPS. Na expansão pode-se ter um aumento de volume de até 50 vezes. As pérolas formadas possuem diâmetro variando de 0,5 mm a 2,5 mm. O volume do produto final apresenta entre 95% e 98% de ar e somente o restante de Poliestireno (ANDRADE, 2010).

O Poliestireno (PS) caracteriza-se por sua alta dureza, rigidez e baixo custo. Apresenta valores elevados de resistência à tração, perdendo rigidez em temperaturas entre 90°C e 95°C. Pode ser conformado por injeção, extrusão e moldagem por compressão. É um material inodoro, insípido e atóxico, possuindo pequena absorção de umidade (ANDRADE, 2010).

De acordo com Albuquerque (2001), existem os seguintes tipos básicos de Poliestireno:

- PS comum – usado em produtos de baixo custo, notadamente em descartáveis, como copos;
- PS resistente ao calor – empregado em condições de elevada temperatura de trabalho, como peças de máquinas ou automóveis, gabinetes de rádio e TV, grades de ar condicionado, peças internas e externas de eletrodomésticos e aparelhos eletrônicos, circuladores de ar, ventiladores e exaustores;
- PS resistente a impacto – muito usados na fabricação de brinquedos e utensílios domésticos, como, por exemplo, gavetas de geladeira;
- PS expandido – aplicado em bandejas para embalagem de alimentos, protetor de equipamentos, isolantes térmicos, pranchas para flutuação e geladeiras isotérmicas.

Os produtos fabricados com esse material possuem caráter ambiental, visto que não contaminam o solo, a água ou o ar, e são reaproveitáveis e recicláveis, podendo voltar à condição de matéria-prima.

Na construção civil, o EPS (Figura 3.2) tem como principais utilidades: enchimento de lajes e fôrmas para concreto; lajes industrializadas; isolamento térmico; painéis autoportantes; preenchimento de juntas de dilatação; forros; isolamento acústico; painéis divisórios; lajes nervuradas; e, de maior interesse para este trabalho, concreto leve.

O uso de EPS pode conduzir a uma grande redução de peso em elementos das edificações. Além do baixo peso, suas qualidades isolantes e sua baixa absorção de água ampliam sua utilização (ABRAPEX, 2011).

O EPS pode ser produzido em duas versões: Classe P, não retardante à chama, e Classe F, retardante, e em três grupos de massa específica aparente, sendo: Grupo I – de 13 a 16 kg/m³, Grupo II – de 16 a 20 kg/m³ e Grupo III – de 20 a 25 kg/m³.

A Tabela 3.1 apresenta as características do EPS exigidas pela ABNT NBR 11752:2007.

A Figura 3.3 mostra a resistência do EPS à compressão e a correspondente deformação.

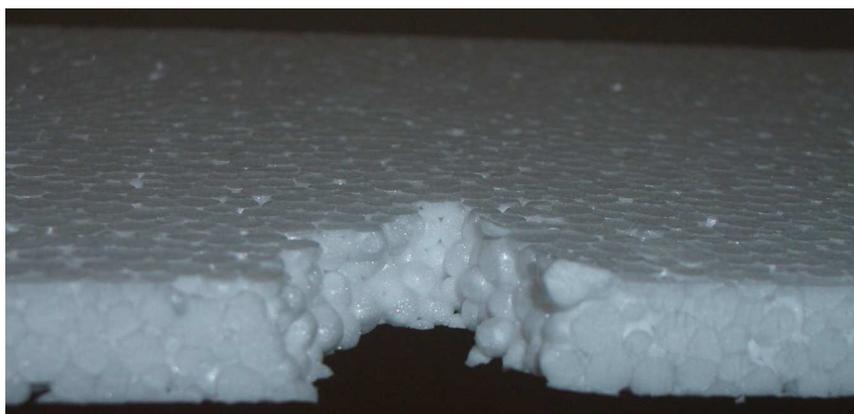


Figura 3.2 – Fragmento de EPS.

Tabela 3.1– Características normativas do EPS.
(ABNT NBR 11752:2007)

Propriedades	Método de Ensaio	Unidade	Classe P			Classe F		
			I	II	III	I	II	III
Massa específica aparente	ABNT NBR 11949:2007	kg/m ³	13-16	16-20	20-25	13-16	16-20	20-25
Resistência à compressão com 10% de deformação	ABNT NBR 8082:1983	kPa	≥ 60	≥70	≥ 100	≥ 60	≥ 70	≥ 100
Resistência à flexão	ASTM C203:1999	kPa	≥ 150	≥190	≥ 240	≥ 150	≥ 190	≥ 240
Absorção de água imerso em água	ABNT NBR 7973:2007	g/cm ² x100	≤ 1	≤1	≤ 1	≤ 1	≤ 1	≤ 1
Permeabilidade ao vapor d'água	ABNT NBR 8081:1983	ng/Pa.s.m	≤ 7	≤5	≤ 5	≤ 7	≤ 5	≤ 5
Coefficiente de condutividade térmica a 23°C	ABNT NBR 12094:1991	W/(m.K)	0,042	0,039	0,037	0,042	0,039	0,037
Flamabilidade	ABNT NBR 11948:2007		Material não retardante à chama			Material retardante à chama		

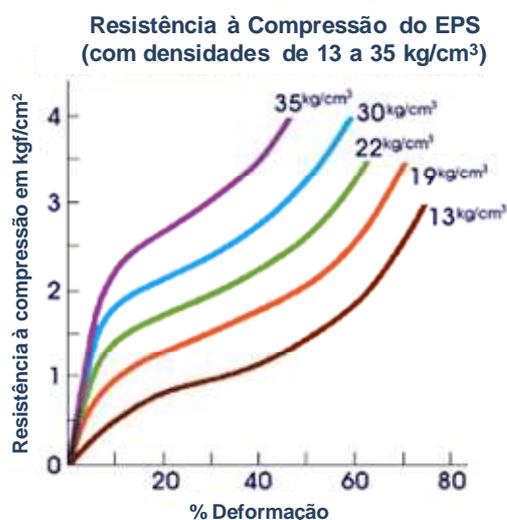


Figura 3.3 – Resistência do EPS à compressão.
(ABRAPEX, 2011)

De acordo com Kerbauy (2010), o Concreto Leve Estrutural com EPS proporciona a melhoria dos aspectos técnicos e de produtividade dos elementos de concreto, industrializados, pré-moldados ou moldados no local, considerando suas principais características, tais como:

- baixa massa específica;
- reduzido tempo de cura;
- pouco tempo para desmoldagem;
- facilidade de manuseio, transporte e armazenamento;
- redução de mão de obra e do uso de equipamentos especiais para peças maiores;
- facilidade de produção;
- elevado isolamento térmico e acústico;
- altos valores iniciais de resistência mecânica, e finais satisfatórios para emprego estrutural.

3.2. Caracterização do Concreto Leve com EPS

Neste item apresenta-se a metodologia usada para caracterização do concreto em estudo.

3.2.1. Trabalhabilidade

Para determinação da trabalhabilidade do concreto, foi utilizado o ensaio de espalhamento (Slump Flow) indicado pela ASTM C1611:2006, que consiste na medida de espalhamento utilizando o mesmo molde de tronco de cone indicado pela ABNT NBR 7223:1992, para medida do abatimento do tronco de cone (Slump Test). Após o preenchimento completo do tronco de cone, sem auxílio de vibração ou adensamento, com sua abertura menor para baixo, o molde é retirado e, após o concreto parar de se mover, é feita a medida do espalhamento em duas posições aproximadamente ortogonais. A medida do espalhamento corresponde à média aritmética dessas medidas. A Figura 3.4 apresenta as etapas da realização do ensaio de espalhamento do Concreto Leve com EPS.

Esse concreto, sendo composto por argamassa e pérolas de EPS, não possui agregado graúdo, apresentando normalmente uma fluidez maior que um concreto convencional. Por esse motivo, foi utilizado o método ora descrito para medida de trabalhabilidade, que é normalmente utilizado para medidas reológicas de concretos autoadensáveis.

O valor do espalhamento expressa a capacidade do concreto escoar pela ação do peso próprio e relaciona-se à sua habilidade de preenchimento. É possível observar outras características importantes nesse ensaio, tais como: homogeneidade da mistura; ausência de segregação ou de flutuação do EPS; ausência de exsudação nas bordas da porção espalhada; e o formato do espalhamento, que deve ser preferencialmente arredondado devido à adequada coesão da mistura.

Esse concreto, sendo composto por argamassa e pérolas de EPS, não possui agregado graúdo, apresentando normalmente uma fluidez maior que um concreto convencional. Por esse motivo, foi utilizado o método ora descrito para medida de trabalhabilidade, que é normalmente utilizado para medidas reológicas de concretos autoadensáveis.



Figura 3.4 – Ensaio de espalhamento do Concreto Leve com EPS.

O valor do espalhamento expressa a capacidade do concreto escoar pela ação do peso próprio e relaciona-se à sua habilidade de preenchimento. É possível observar outras características importantes nesse ensaio, tais como: homogeneidade da mistura; ausência de segregação ou de flutuação do EPS; ausência de exsudação nas bordas da porção espalhada; e o formato do espalhamento, que deve ser preferencialmente arredondado devido à adequada coesão da mistura.

3.2.2. Massa Específica

A massa específica do concreto no estado fresco foi determinada de acordo com a ABNT NBR 9833:1987, e representa a massa por unidade de volume de concreto, considerando o volume de ar aprisionado. Um recipiente metálico de 3 dm³ foi preenchido com concreto, em seguida a superfície de concreto foi regularizada para medida da massa, e através da relação entre a massa de concreto contida no recipiente e o volume desse recipiente obteve-se a massa específica do concreto no estado fresco.

A massa específica no estado endurecido foi determinada utilizando corpos de prova cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, antes de ensaiá-los. A massa do corpo de prova foi medida em balança com resolução de 0,1 g, após secagem em câmara climatizada, até constância de massa. O volume foi determinado utilizando paquímetro com precisão de 0,1 mm, adotando-se a média de três medidas em cada direção.

3.2.3. Resistência à Compressão

O ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos, de diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, foi realizado de acordo com a ABNT NBR 5739:1994, com velocidade de carregamento constante e igual a 0,3 MPa/s, em um atuador hidráulico da marca ELE, modelo Autotest 2000, com capacidade de 2000 kN. A Figura 3.5 apresenta um corpo de prova sendo ensaiado à compressão.



Figura 3.5 – Ensaio à compressão de corpo de prova cilíndrico.

A resistência à compressão de cada corpo de prova foi obtida dividindo-se a força de ruptura, obtida no ensaio, pela área da seção transversal do corpo de prova.

A preparação dos corpos de prova para os ensaios de compressão e determinação do módulo de elasticidade foi realizada com o emprego de um retificador com disco rotativo diamantado, mostrado na Figura 3.6, para regularizar o topo e a base dos corpos de prova, que ficam em contato com os pratos do atuador hidráulico, durante os ensaios.



Figura 3.6 – Retificador de corpos de prova com detalhe do disco.

A retificação dos corpos de prova foi executada de acordo com a ABNT NBR 5738:1994, com o intuito de promover a regularização de superfície, que consiste na remoção de uma fina camada de material, proporcionando uma superfície lisa e livre de ondulações e abaulamentos, reduzindo concentração de tensões, durante os ensaios mecânicos. A diferença entre corpos de prova retificado e não retificado está mostrada na Figura 3.7.



Figura 3.7 – Corpos de prova com superfície não retificada (esquerda) e retificada (direita).

No corpo de prova da Figura 3.7 à esquerda, pode-se observar irregularidades na superfície que, apesar de ser corretamente moldado, apresenta ondulações decorrentes da retração do concreto durante a cura. Já no corpo de prova à direita, a superfície apresenta-se lisa após a retificação.

A retificação apresenta-se como uma alternativa melhor que o capeamento com argamassa, no preparo das superfícies dos corpos de prova que ficam em contato com as chapas metálicas do atuador, pois reduz a probabilidade de outro material, diferente do concreto do corpo de prova, interferir no resultado dos ensaios.

3.2.4. Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade foi determinado com base na ABNT NBR 8522:2003, utilizando um atuador servo-hidráulico da marca Instron, modelo 5595 HVL, com capacidade de 1500 kN. Os corpos de prova foram solicitados à compressão até a ruptura, com velocidade de deslocamento controlada e igual a 0,01 mm/s, utilizando dois transdutores de base removível, posicionados diametralmente opostos na direção longitudinal do corpo de prova, para obtenção dos respectivos deslocamentos, como mostrado na Figura 3.8.

Para obtenção das deformações, primeiramente calculou-se a média aritmética dos deslocamentos dos dois transdutores. Em seguida dividiu-se cada deslocamento médio pelo comprimento da haste utilizada no transdutor (100 mm). Para obtenção das tensões correspondentes a cada deformação, dividiram-se os valores das respectivas forças pela seção transversal do corpo de prova de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.



Figura 3.8 – Determinação do módulo de elasticidade em corpo de prova cilíndrico.

Com os resultados obtidos foi traçado o gráfico de tensão versus deformação e determinados o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) e o módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}) do concreto em análise.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) é utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, e foi determinado utilizando o intervalo de tensão entre 80% da força de ruptura e 0,5 MPa e suas respectivas deformações, como recomendado pela ABNT NBR 8522:2003.

Segundo a ABNT NBR 6118:2007, na avaliação do comportamento global da estrutura e para o cálculo das perdas de protensão, pode ser utilizado em projeto o módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}), que foi determinado utilizando o intervalo de tensão entre 30% da força de ruptura e 0,5 MPa e suas respectivas deformações, como indicado pela ABNT NBR 8522:2003.

3.2.5. Resistência à Tração na Compressão Diametral

O ensaio de tração na compressão diametral em corpos de prova cilíndricos, de diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, foi realizado de acordo com a ABNT NBR 7222:1994, com velocidade de carregamento constante e igual a 0,05 MPa/s, no mesmo atuador hidráulico em que foram realizados os ensaios de compressão. Na Figura 3.9 está indicado o esquema de solicitação de um corpo de prova à compressão diametral, em que a força é aplicada através duas barras de seção retangular, posicionadas ao longo de duas faces diametralmente opostas do corpo de prova. Desta forma o fendilhamento do corpo de prova é provocado por tensões de tração.



Figura 3.9 – Ensaio de tração na compressão diametral de corpo de prova cilíndrico.

Foi possível comprovar a validade desses ensaios por meio da análise da ruptura dos corpos de prova, sendo ela diametral, como a indicada na Figura 3.10, o que representa a correta atuação da força no corpo de prova, durante o ensaio.



Figura 3.10 – Ruptura de corpo de prova por compressão diametral.

A resistência à tração por compressão diametral de cada corpo de prova foi calculada utilizando a equação:

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot h}$$

$f_{ct,sp}$ = resistência à tração por compressão diametral (MPa);

F = força máxima obtida no ensaio (N);

d = diâmetro do corpo de prova (mm);

h = altura do corpo de prova (mm).

Para determinação da resistência à tração por compressão diametral do Concreto Leve com EPS nas idades definidas, foram considerados os ensaios em que a ruptura dos corpos de prova foi diametral.

3.2.6. Resistência à Tração na Flexão

O ensaio de tração na flexão de corpos de prova prismáticos, de seção transversal quadrada de 150 mm e comprimento de 500 mm, foi realizado de acordo com a ABNT NBR 12142:1991, utilizando um dispositivo metálico para carregar o corpo de prova e empregando quatro cutelos, dois para as forças e dois para os apoios, como pode ser visto na Figura 3.11. As forças foram aplicadas nos terços do vão, a cada 150 mm, perfazendo 450 mm, com saliências de 25 mm do eixo dos apoios até as extremidades do corpo de prova, totalizando os 500 mm relativos ao comprimento do corpo de prova.



Figura 3.11 – Ensaio de tração na flexão de corpo de prova prismático.

Para aplicar as forças nos corpos de prova, foi utilizado um atuador hidráulico servocontrolado, com deslocamento constante, solicitando os corpos de prova até a ruptura, com uma variação de deslocamento igual a 0,01 mm/s.

Nesse ensaio, na região de momento máximo tem-se força cortante nula. Portanto, na região central ocorre flexão pura. Foram considerados somente os ensaios em que os corpos de prova apresentaram ruptura nessa região central, como ilustrado na Figura 3.12.

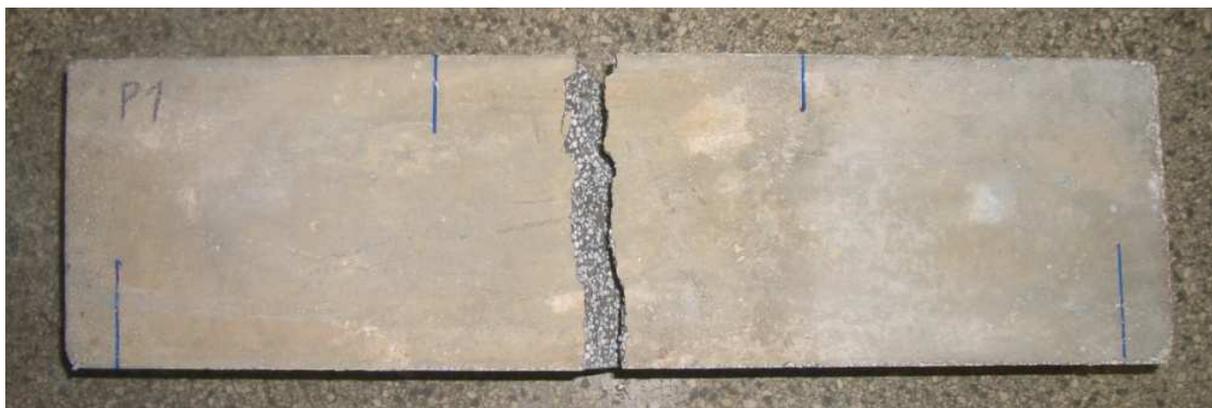


Figura 3.12 – Ruptura no terço central dos corpos de prova no ensaio de tração na flexão.

A resistência à tração na flexão, de cada corpo de prova que teve a ruptura na região central, foi calculada utilizando a equação:

$$f_{ct,f} = \frac{F \cdot L}{b \cdot c^2}$$

$f_{ct,f}$ = resistência à tração na flexão (MPa);

F = força máxima obtida no ensaio (N);

L = distância entre apoios (mm);

b = largura média do corpo de prova na seção de ruptura (mm);

c = altura média do corpo de prova na seção de ruptura (mm).

3.2.7. Tenacidade

Tenacidade é uma medida de quantidade de energia que um material pode absorver antes de fraturar, e pode representar a capacidade do material de absorver tensões, mesmo sofrendo deformações. Como o concreto em estudo é composto por agregados de EPS, mais deformáveis que os agregados convencionais, esperava-se que ele apresentasse maior deformação que os concretos comuns. Portanto, a medida da tenacidade do Concreto Leve com EPS foi considerada importante para comprovar esse comportamento.

Esse ensaio é geralmente utilizado para a análise de concretos com fibras, que garantem ductilidade ao concreto, pela capacidade para resistir tensões depois da fissuração da matriz de concreto. Portanto, concretos com maior capacidade de deformação podem apresentar menor fragilidade que concretos convencionais.

Como não há norma brasileira que regulamente o ensaio para determinação da tenacidade, seguiu-se a instrumentação de ensaio mais empregado no Brasil, que também é o de concepção mais simples, a prescrita pela norma japonesa JSCE-SF4 (1984).

O ensaio de tenacidade foi realizado conjuntamente com o de tração na flexão, em corpos de prova prismáticos com deslocamento controlado, utilizando dois transdutores LVDT em lados opostos, posicionados no centro do corpo de prova, conforme recomendação da referida norma japonesa, para determinação do deslocamento no centro do prisma. Detalhes desse ensaio podem ser vistos na Figura 3.13.



Figura 3.13 – Determinação da tenacidade no ensaio de tração na flexão.

A tenacidade pode ser representada pela área abaixo da curva Força (N) versus Deslocamento (m), que indica o trabalho (em joules) dissipado no material até certo nível de deformação. Para calcular a tenacidade de cada corpo de prova, primeiramente determinou-se, para cada força aplicada, o deslocamento médio obtido com os dois transdutores. Com esses resultados, traçou-se a curva Força (kN) versus Deslocamento (mm) e, empregando-se técnicas de somatório de área, determinou-se a tenacidade em joules.

3.2.8. Retração

Denomina-se retração à redução de volume que ocorre no concreto, mesmo na ausência de tensões mecânicas e de variações de temperatura. A retração por secagem é a deformação associada à perda de umidade. Além da retração por secagem, também denominada de retração capilar, que ocorre por evaporação parcial da água capilar e perda da água adsorvida, gerando fluxo de água e tensão superficial nos capilares, que provocam retração, há também a retração química, que é a contração da água não evaporável, durante as reações de hidratação do cimento.

Cabe destacar as dificuldades em medir esses fenômenos, principalmente nas primeiras idades, quando o concreto ainda não apresenta resistência mecânica suficiente para possibilitar medidas externas, e os processos de hidratação e de perda de água ocorrem com maior intensidade.

Como no concreto leve em estudo são empregados agregados de EPS, mais deformáveis que os empregados em concretos convencionais, presumiu-se que esse concreto leve apresentasse maior retração. Para medi-la, optou-se por utilizar extensômetros de imersão.

Eles são extensômetros elétricos de resistência feitos para medir deformação no interior de peças de concreto, e por isso são posicionados durante a moldagem. O modelo utilizado foi o KM-120-120-H2-11-W1M3, produzido pela Kyowa Electronic Instruments, que possui 120 mm de comprimento.

Foram moldados três corpos de prova de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, e no centro de cada um deles foi colocado um extensômetro de imersão. Logo após o término da moldagem, cada extensômetro foi conectado ao dispositivo P3 *Strain Indicator and Recorder*, da Vishay Intertechnology, para início das medições. O dispositivo permite montar os extensômetros em $\frac{1}{4}$ de ponte de Wheatstone, o que possibilita realizar a leitura direta da deformação em micro strain ($\mu\epsilon = 10^{-6}$ mm/mm)

A Figura 3.14 apresenta o aparelho P3 da Vishay, ao qual foram ligados os extensômetros dos três corpos de prova, para leitura das deformações. Esse aparelho permite o monitoramento simultâneo de até quatro extensômetros.



Figura 3.14 – Leitura da retração em três corpos de prova.

Para determinação das deformações do concreto em estudo, nas primeiras 24 horas foram realizadas leituras a cada duas horas, aproximadamente. Nos seis dias subsequentes da primeira semana, foram realizadas leituras a cada 12 horas. Depois disso, até completar o primeiro mês, foram realizadas leituras a cada 24 horas. Com o passar do tempo, como os valores da retração iam diminuindo, o intervalo das leituras foi se espaçando, até chegar a uma vez por semana, até a fase de conclusão deste trabalho, quando se percebeu uma tendência de estabilização das deformações.

3.2.9. Fluência

A fluência é o fenômeno do aumento gradual da deformação ao longo do tempo, sob certa intensidade de tensão constante.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), tanto as deformações de retração por secagem quanto as de fluência são relativas, principalmente, à remoção da água da pasta de cimento hidratada. Entretanto, na retração por secagem, a causa é a umidade diferencial entre o concreto e o ambiente, enquanto que na fluência, é a tensão constante aplicada.

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), as causas da fluência no concreto são mais complexas, além das alterações de umidade, há outras causas que contribuem para o fenômeno de fluência, principalmente a microfissuração da zona de transição e a resposta elástica retardada no agregado. Essa resposta elástica retardada no agregado pode ser mais rápida no EPS.

Para determinação dos deslocamentos ao longo do tempo para o material em estudo, sob força constante, foram utilizadas vigotas com 20 cm de largura, 6 cm de espessura e 190 cm de comprimento. Essas vigotas foram carregadas com 180 cm de vão livre, deixando 5 cm de saliência para cada lado dos apoios, utilizando tijolos maciços como carregamento estático. Sobre os apoios foram colocadas tiras de borracha rígida, para evitar concentração de tensão. O esquema do ensaio é mostrado na Figura 3.15.

O ensaio foi realizado simultaneamente em três vigotas, com corpos de prova representativos para cada uma delas, destinados à caracterização mecânica e determinação da retração, por meio de extensômetros de imersão. As vigotas foram construídas com diferentes quantidades de armadura, com a intenção de verificar também a influência dessa armadura nos deslocamentos.

As vigotas foram moldadas utilizando espaçadores de armadura de 2,0 cm da parte inferior da fôrma, e dimensionadas considerando $f_{c,28} = 15,6$ MPa, para ruína com diferentes ações adicionais (p_{ad}) ao peso próprio, sendo este calculado para massa específica de 1200 kg/m^3 . As ações adicionais referem-se ao somatório das ações permanentes, exceto o peso próprio, com as ações variáveis.

A vigota 1 (V1) foi armada com duas barras longitudinais de 4,2 mm ($2 \phi 4,2$), o que representa uma área de $0,2771 \text{ cm}^2$, dimensionada para ruína com ações adicionais de 1,28 kN/m.

A vigota 2 (V2) teve como armadura duas barras de 5 mm ($2 \phi 5$), que corresponde a uma área de $0,3927 \text{ cm}^2$, dimensionada para ruína com ações adicionais de 1,78 kN/m.

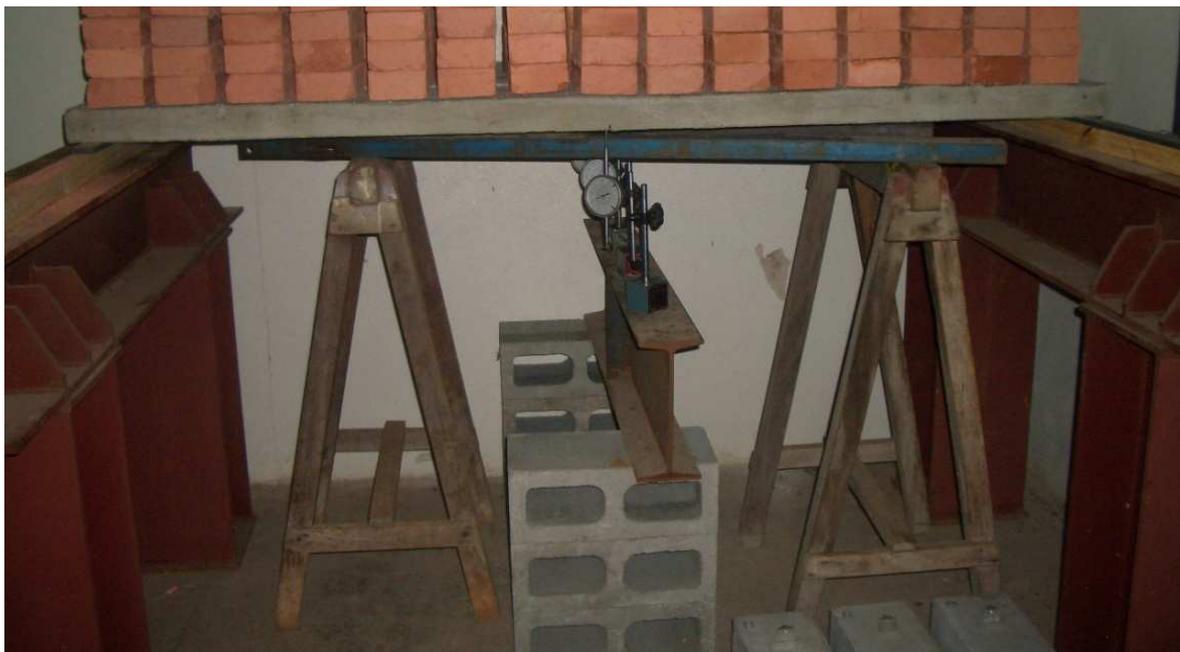


Figura 3.15 – Ensaio de deslocamentos ao longo do tempo para carregamento estático constante.

A vigota 3 (V3), com três barras de 5 mm ($3 \phi 5$), área de $0,5890 \text{ cm}^2$, foi dimensionada para ruína com ações adicionais de $2,55 \text{ kN/m}$.

Para ser possível avaliar a influência da armadura no carregamento de longo prazo, foi aplicada a mesma força total de $0,84 \text{ kN}$, que corresponde a uma força distribuída de $0,47 \text{ kN/m}$, nas três vigotas ensaiadas.

Os defletômetros (relógios comparadores analógicos) da marca Mitutoyo, com precisão de $0,01 \text{ mm}$, foram posicionados na parte inferior, no centro de cada vigota, com auxílio de bases magnéticas, como ilustrado na Figura 3.16. As medidas dos deslocamentos começaram antes do carregamento, que foi aplicado aos 28 dias de idade do concreto (idade de referência), e prosseguiram até a fase de conclusão deste trabalho, na qual já se percebia uma tendência de estabilização dos deslocamentos.

O ensaio, mobilizando o peso próprio das vigotas (próximo aos 20 dias), com o início das medidas, simulou a retirada do escoramento, e o carregamento com os tijolos foi aplicado aos 28 dias, na idade de referência.

Neste ensaio, através das leituras dos defletômetros, determinaram-se os deslocamentos totais de cada vigota, podendo obter esses deslocamentos logo após o carregamento e ao longo do tempo, pela ação do mesmo carregamento.



Figura 3.16 – Defletômetros para medir deslocamentos das vigotas ao longo do tempo.

4. LAJES DE CONCRETO ARMADO

Laje pode ser definida como elemento plano bidimensional, no qual duas dimensões, comprimento e largura, têm mesma ordem de grandeza e são muito maiores que a terceira dimensão, a espessura (altura). A principal função da laje é o recebimento da maior parte das ações aplicadas na edificação e a transmissão destas para vigas ou diretamente para pilares, suportando os mais variados tipos de carregamentos, em geral perpendiculares ao seu plano.

4.1. Lajes Maciças

As lajes maciças correspondem àquelas nas quais toda a espessura é composta por concreto, que envolve armaduras longitudinais de flexão e, eventualmente, outras armaduras, como as transversais para forças cortantes. As armaduras, além de resistirem às tensões de tração, conferem ductilidade à peça.

Uma das vantagens das lajes maciças, nos edifícios de múltiplos pavimentos, é a grande rigidez na distribuição das forças horizontais, devidas a vento, desaprumo, assimetria, etc., entre os elementos de contraventamento (efeito diafragma). Outra vantagem dessa rigidez é conferir menores flechas, em relação a outros tipos de laje de mesma espessura.

No entanto, esse tipo de laje perdeu posição no mercado, devido a fatores como alto consumo de fôrmas, escoramento, mão de obra, peso elevado, tempo de execução, consumo de aço, maior custo, entre outros. Uma alternativa para as lajes maciças é o painel treliçado, ou pré-laje, exemplificado na Figura 4.1, que é uma laje pré-fabricada que se comporta como uma laje maciça, pois recebe uma capa concretada na obra, dispensando as fôrmas. A pré-laje incorpora armadura principal positiva em uma ou duas direções. A armadura negativa pode ser colocada na obra.

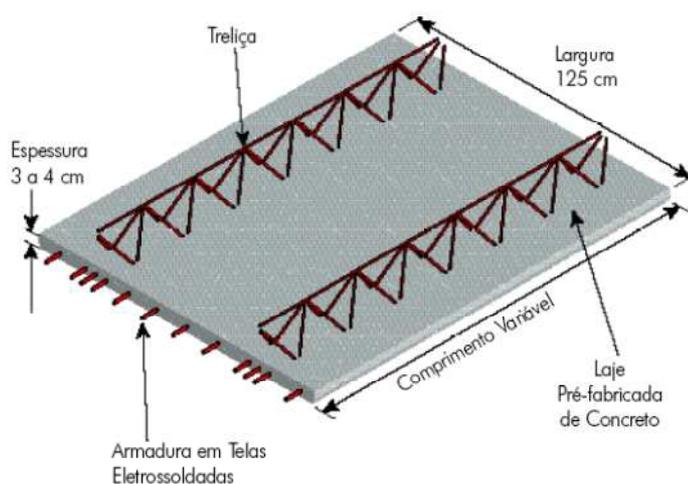


Figura 4.1 – Exemplo de painel treliçado unidirecional.
(ARCELORMITTAL, 2009)

As lajes maciças podem ser classificadas segundo diferentes critérios, em relação ao tipo de armadura, forma geométrica, tipos de apoio, entre outros. No entanto, quanto à direção da armadura principal as lajes podem ser unidirecionais ou bidirecionais.

4.1.1. Lajes Unidirecionais

As lajes unidirecionais geralmente são pré-fabricadas. Entretanto, as lajes moldadas no local também podem ser consideradas unidirecionais, ou armadas em uma direção, quando elas tiverem o vão maior superior ao dobro do vão da outra direção.

Neste caso, os esforços solicitantes de maior magnitude ocorrem segundo a direção do menor vão, denominada principal, e são calculados como se a laje fosse unidirecional. Na outra direção, a secundária, os esforços solicitantes são muito menores e, por isso, geralmente desprezados nos cálculos. Mesmo assim, a ABNT NBR 6118:2007 especifica armadura de distribuição para essa direção secundária. Portanto, mesmo calculadas como armadas em uma só direção, tais lajes têm armaduras nas duas direções.

4.1.2. Lajes Bidirecionais

Nas lajes bidirecionais, a relação entre os vãos maior e menor é inferior a dois. Elas possuem esforços solicitantes importantes nas duas direções e, assim apresentam armadura calculadas nessas duas direções.

As lajes maciças bidirecionais são projetadas para os mais diferentes tipos de construção, como edifícios de múltiplos pavimentos, escadas, muros de arrimo, reservatórios e construções de grande porte.

4.2. Lajes Nervuradas

A ABNT NBR 6118:2007 define lajes nervuradas como lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte. Nas lajes nervuradas, as nervuras, unidas e solidarizadas pela capa, proporcionam resistência e rigidez, não sendo considerada a resistência do material de enchimento na resistência da laje, em que uma seção típica é apresentada na Figura 4.2.

Esse tipo de laje é indicado quando é necessário vencer grandes vãos, com quantidade reduzida de pilares e vigas, ou resistir a ações verticais de grande intensidade, podendo ser armadas em uma ou duas direções (unidirecional ou bidirecional), em função da existência de nervuras em apenas uma ou nas duas direções.

Como material de enchimento, podem ser utilizados: blocos cerâmicos furados, blocos de concreto, blocos de concreto celular autoclavado, EPS, entre outros. Também podem ser utilizadas fôrmas removíveis, resultando nervuras aparentes, como a laje do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC – USP, ilustrada na Figura 4.3.

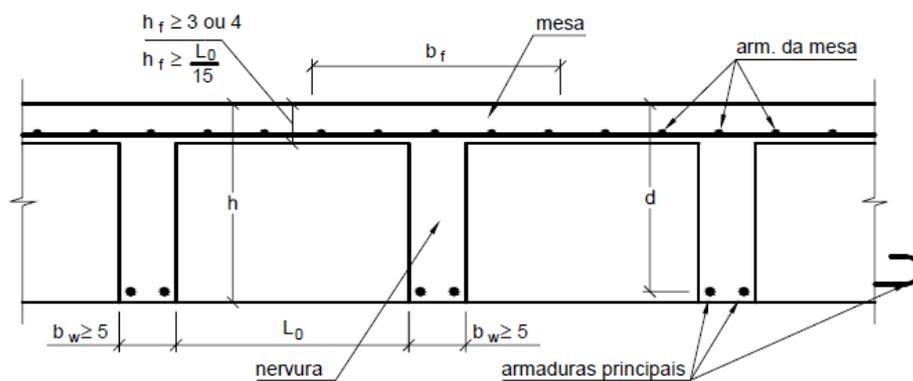


Figura 4.2 – Seção transversal de uma laje nervurada (dimensões em centímetros).
(BASTOS, 2005)

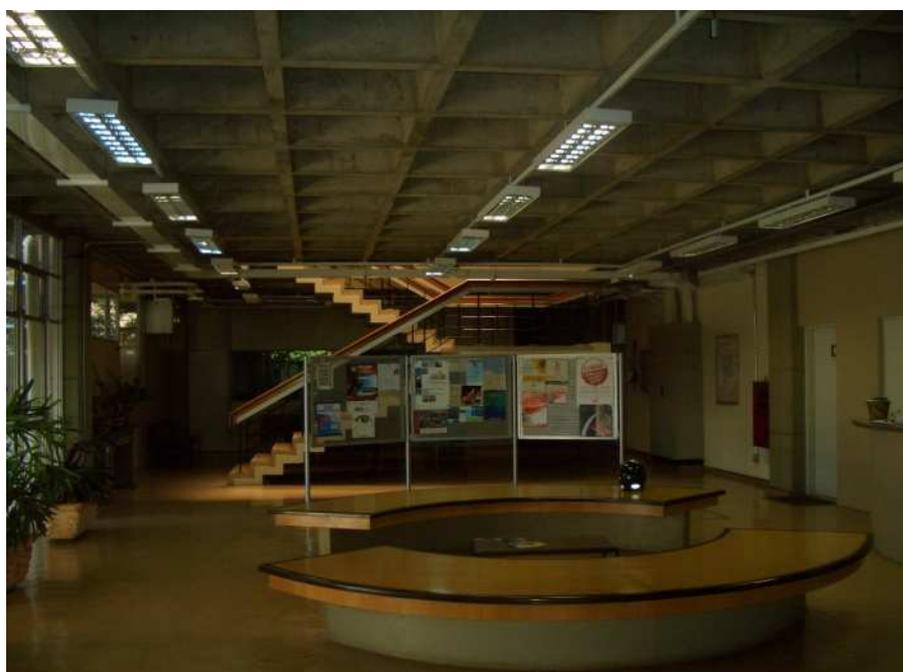


Figura 4.3 – Laje nervurada do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC - USP.

As lajes nervuradas podem apresentar vantagens sobre as maciças, como redução do consumo de concreto, com conseqüente diminuição do peso próprio, menor consumo de aço e maior capacidade para vencer grandes vãos. Alguns tipos, como as com vigotas treliçadas pré-fabricadas, levam a economia com fôrmas e cimbramento. No entanto, apesar dessas vantagens das lajes nervuradas, podem ocorrer dificuldades como:

- compatibilização com outros subsistemas, como instalações e vedações;
- maior número de operações de montagem;
- impossibilidade de projetar modulação única para o pavimento todo;
- necessidade de maiores cuidados durante a concretagem, para evitar vazios nas nervuras;
- problemas na fixação dos elementos de enchimento;
- necessidade de cálculo mais elaborado em relação à resistência da seção transversal.

Nas lajes nervuradas são comuns as nervuras constituídas por vigotas treliçadas pré-fabricadas. Nesse sistema, também existe a divisão entre lajes unidirecionais, constituídas por nervuras principais longitudinais dispostas em uma única direção, podendo ser empregadas também algumas nervuras transversais perpendiculares às principais, e bidirecionais, constituídas por nervuras principais nas duas direções.

As lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas são constituídas por vigotas de concreto e armadura, ilustradas na Figura 4.4, blocos de enchimento e capa superior de concreto.

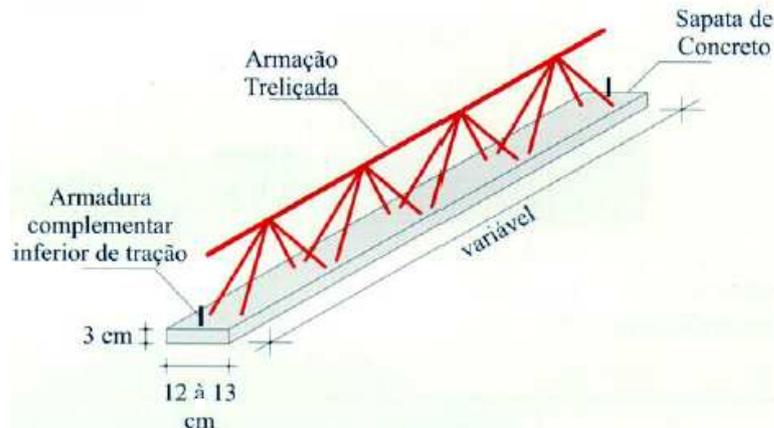


Figura 4.4 – Vigota treliçada pré-fabricada.
(FAULIM, 1998⁸ apud BASTOS, 2005)

Nas vigotas treliçadas, a armadura das nervuras tem a forma de uma treliça espacial com barras soldadas, em que o banzo inferior, envolvido por concreto, é constituído por duas barras e o banzo superior por uma, sendo unidos por barras diagonais inclinadas, como detalhado na Figura 4.5.

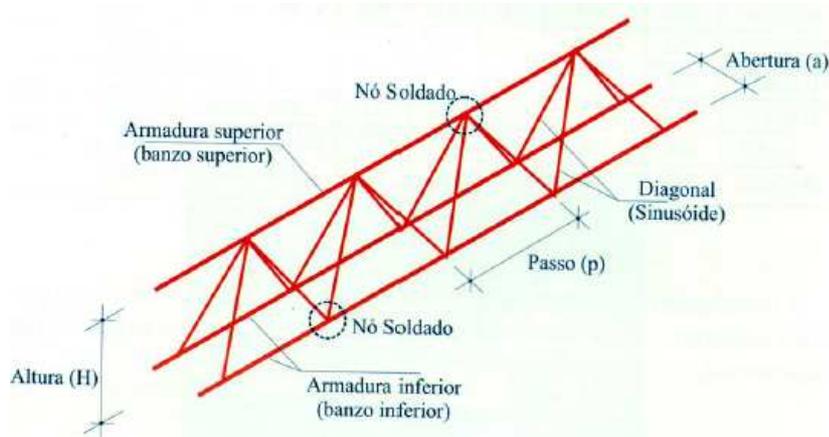


Figura 4.5 – Armadura da vigota em forma de treliça espacial.
(FAULIM, 1998⁸ apud BASTOS, 2005)

Essa disposição proporciona rigidez ao conjunto, facilidade no transporte e manuseio das vigotas já prontas e aumento da resistência às forças cortantes. Tais vigotas, em conjunto com a capa de concreto, fornecem a resistência necessária à laje, atuando no sentido de resistir aos momentos fletores e às forças cortantes, além de servir de apoio ao material de enchimento.

⁸FAULIM. Lajes FAULIM. Manual, 1998.

As vigotas podem ter barras longitudinais adicionais, para possibilitar vencer maiores vãos por meio do aumento da resistência à flexão. A armadura positiva é composta por barras de aço dispostas ao longo do comprimento das nervuras, somando-se às barras do banzo inferior, de acordo com o projeto da laje. Podem também ser colocadas na obra, sobre a base de concreto da vigota, como se indica na Figura 4.6. Neste caso, elas têm menor altura útil e, portanto, menor eficiência.

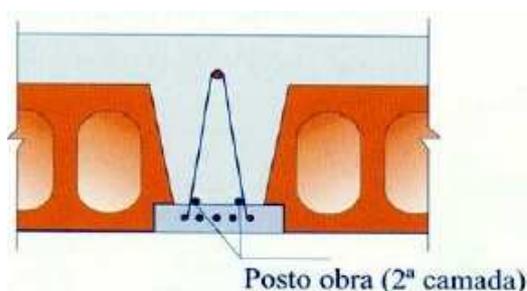


Figura 4.6 – Armadura longitudinal complementar positiva.
(FAULIM, 1998⁹ apud BASTOS, 2005)

Quando necessário, a armadura superior longitudinal adicional é posicionada na obra, próxima à face superior da capa, como indicado na Figura 4.7, de modo a aumentar a resistência da laje aos momentos negativos.

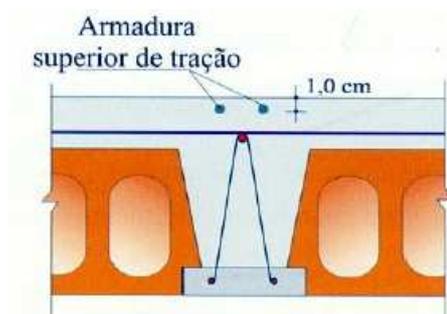


Figura 4.7 – Armadura longitudinal complementar negativa.
(FAULIM, 1998⁹ apud BASTOS, 2005)

Empregam-se, também, armaduras de distribuição, transversais às nervuras e sobre a barra do banzo superior da treliça, como indicado na Figura 4.8, com o objetivo de aumentar a resistência da capa à flexão e à força cortante e melhorar a ligação entre a capa e as nervuras.

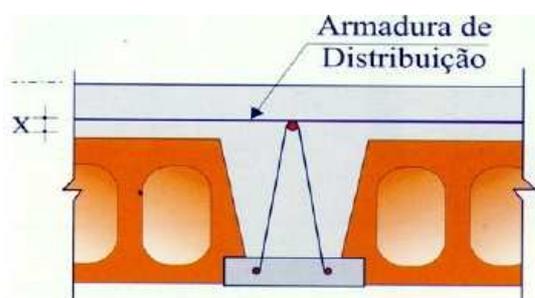


Figura 4.8 – Armadura transversal complementar na capa.
(FAULIM, 1998⁹ apud BASTOS, 2005)

⁹FAULIM. Lajes FAULIM. Manual, 1998.

Nos casos das lajes bidirecionais ou de armaduras secundárias positivas, as nervuras transversais também exercem função de travamento lateral das nervuras principais, uniformizando o comportamento estrutural das nervuras e redistribuindo os esforços solicitantes, como apresentado na Figura 4.9.

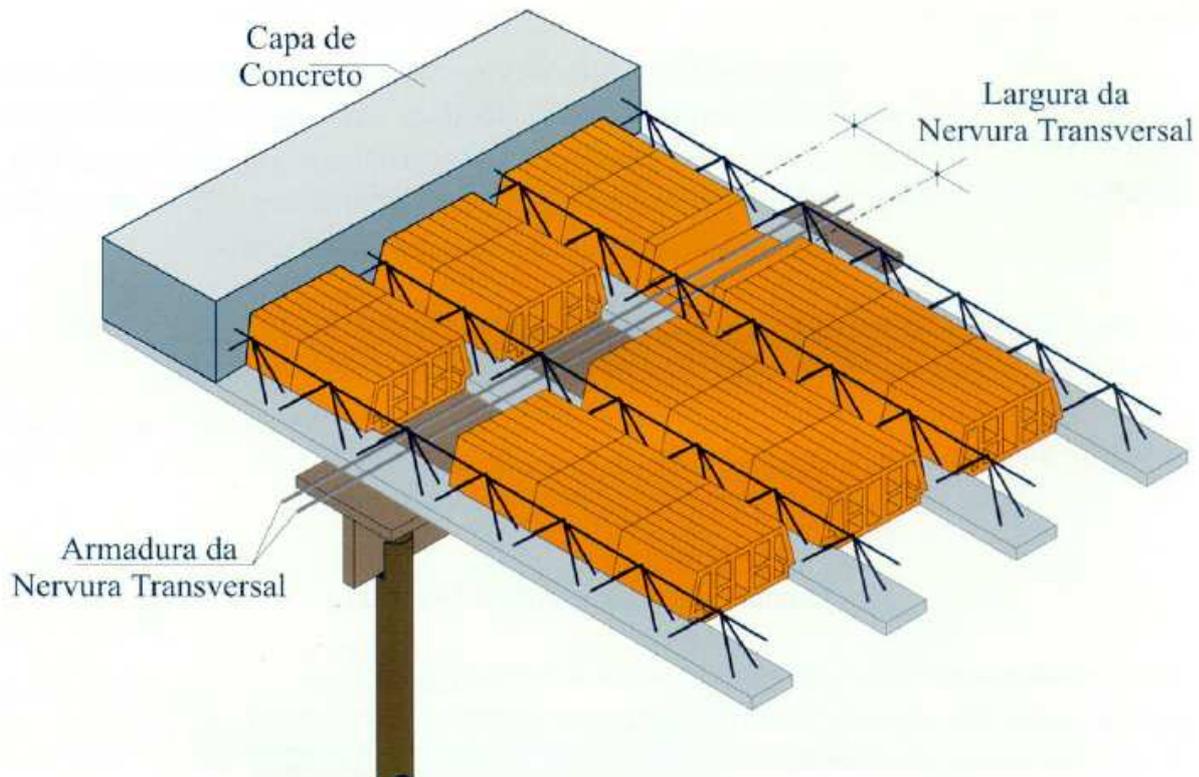


Figura 4.9 – Nervura transversal às vigotas treliçadas.
(FAULIM, 1998¹⁰ apud BASTOS, 2005)

Em comparação com as lajes maciças e nervuradas, as lajes com vigotas treliçadas pré-fabricadas podem apresentar as seguintes vantagens:

- redução ainda maior do peso próprio;
- facilidade de montagem do sistema;
- redução de escoras, com os elementos de enchimento apoiando-se sobre as nervuras;
- execução simples e rápida;
- pequeno desperdício de materiais durante a montagem;
- menor volume de concreto e armaduras;
- redução da mão de obra;
- redução do custo da estrutura.

Em contrapartida, esse sistema apresenta como desvantagens as dificuldades na execução de instalações prediais e os valores dos deslocamentos transversais, bem maiores do que aqueles apresentados pelas lajes maciças de mesma espessura.

¹⁰FAULIM. Lajes FAULIM. Manual, 1998.

4.3. Modelos de Lajes Unidirecionais

O sistema construtivo selecionado para analisar a viabilidade técnica de aplicação do Concreto Leve com EPS foi a laje maciça pré-fabricada armada unidirecionalmente.

Com os ensaios de flexão e de cisalhamento de modelos de lajes maciças unidirecionais, almeja-se comprovar que o material possui propriedades que o tornam capaz de suprir as principais desvantagens de outros sistemas em que se utiliza o concreto convencional, em lajes maciças e nervuradas, como peso próprio elevado, alto custo de fôrmas e de mão de obra, que fizeram com que as lajes maciças perdessem parte do mercado.

As lajes utilizando Concreto Leve com EPS podem ser bidirecionais ou unidirecionais. Entretanto foram adotadas as unidirecionais pela simplificação dos ensaios, da análise, da interpretação dos resultados e da compreensão do comportamento da estrutura composta pelo novo material, além da maior facilidade construtiva.

Os resultados podem ser extrapolados para as lajes bidirecionais, que devem ser projetadas em peças únicas, de modo a cobrir os vãos de apoio a apoio, que podem ser paredes ou vigas, enquanto as lajes unidirecionais são constituídas por faixas de larguras padronizadas, posicionadas na direção do vão menor, lado a lado, de forma a cobrir, também, os vãos nas duas direções.

As bidirecionais, em peças únicas, por cômodo ou por vãos de vigas, são peças mais pesadas que as faixas das unidirecionais, apesar de mais leves que outros tipos de laje. Na obra, exigem, apenas, pequena concretagem para dar acabamento sobre os apoios.

As unidirecionais podem apresentar juntas aparentes na face inferior, que poderão exigir alguns cuidados na obra, dependendo da finalidade da edificação. Além do acabamento sobre os apoios, semelhante ao das lajes bidirecionais, precisarão, também, de alguma intervenção nas juntas, na ligação com as faixas adjacentes.

Tanto as lajes bidirecionais quanto as unidirecionais podem receber uma capa na obra, por exemplo, para embutir eletrodutos. Nas unidirecionais essa capa poderá ser colocada, também, para alojar armadura de distribuição, na outra direção.

4.3.1. Descrição dos Modelos

Para definição das dimensões dos modelos, além de sua representatividade em relação à diversidade de aplicação, foram levadas em conta também a viabilidade de execução dos ensaios e a dificuldade da análise dos resultados. Assim as dimensões foram determinadas levando em consideração a capacidade dos atuadores hidráulicos e as dimensões do pórtico de reação a ser utilizado para realização dos ensaios. Também foi considerada a dificuldade no transporte dos modelos da fábrica ao laboratório e no posicionamento das peças para realização dos ensaios.

Pensando no método construtivo das lajes unidirecionais de Concreto Leve com EPS, foram utilizadas telas soldadas longitudinais, nas quais existe armadura principal em uma direção e espaçamento maior entre as barras na outra direção. O emprego de telas soldadas facilita a colocação da armadura e o seu posicionamento na fôrma.

Para manter o cobrimento de 2,5 cm da armadura, foram utilizados espaçadores plásticos. Para maior eficiência na resistência ao momento fletor, a armadura principal foi colocada por baixo, isto é, mais próxima da borda inferior.

4.3.2. Características Geométricas

As dimensões dos modelos foram fixadas em 8 cm de espessura, 70 cm de largura e 190 cm de comprimento, levando em conta a capacidade dos atuadores e a proximidade com as espessuras das lajes comercialmente utilizadas, sendo adotada espessura maior que a mínima para lajes maciças, estipulada pela ABNT NBR 6118:2007. A largura foi determinada de acordo com o vão livre do pórtico de reação. O comprimento foi estipulado de acordo com as condições de transporte e manuseio do modelo e a representatividade para avaliação dos resultados.

4.3.3. Armadura

Todos os modelos estudados foram produzidos com as mesmas dimensões, com tolerância de 1 cm, apresentando diferenças somente na armadura. Foram estudadas três diferentes taxas de armadura, todas compostas ou representativas de telas soldadas longitudinais. Foram ensaiados dois modelos de laje para cada taxa de armadura, para aumentar a confiabilidade do estudo e a consistência dos resultados, totalizando seis modelos.

As armaduras foram superiores à mínima ($0,15\% bh = 0,84 \text{ cm}^2$). A Tabela 4.1 apresenta as três áreas de armadura empregadas, as barras utilizadas, com suas quantidades e espaçamentos, assim como as telas longitudinais correspondentes.

Tabela 4.1 – Armaduras dos modelos de lajes unidirecionais.

Área	Barras	Tela
0,97	7 ϕ 4,2 c/10	L138
1,18	6 ϕ 5 c/12	L159
1,37	7 ϕ 5 c/10	L196

4.4. Ensaio de Flexão

Os mesmos modelos de lajes unidirecionais foram primeiramente submetidos ao ensaio de flexão e, posteriormente, ao de cisalhamento. Nos dois tipos de ensaio, as lajes foram apoiadas ao longo de toda sua largura, com esses apoios próximos das bordas de menor dimensão da laje. No ensaio de flexão, as forças foram aplicadas ao longo de duas faixas, localizadas nos terços do vão (a 60 cm dos eixos dos apoios).

A seguir são apresentados o esquema do ensaio de flexão e os respectivos diagramas de força cortante e momento fletor, além da descrição da instrumentação utilizada e dos procedimentos para realização dos ensaios.

4.4.1. Esquema do Ensaio de Flexão

A Figura 4.10 apresenta o esquema das forças aplicadas e dos diagramas de força cortante e de momento fletor do ensaio de flexão.

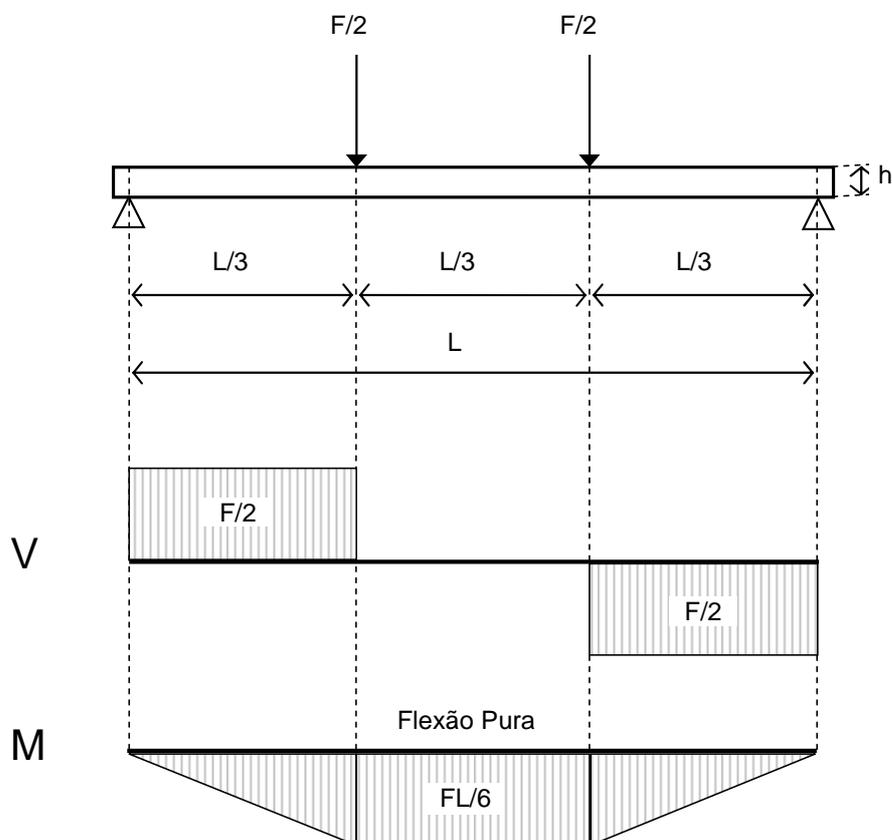


Figura 4.10 – Esquema das forças e dos diagramas do ensaio de flexão.

Esse esquema de aplicação das forças representa o modelo clássico para análise de peças submetidas à flexão, conhecido, no caso de vigas, como ensaio de quatro pontos (dois pontos de aplicação das forças e dois de apoio).

Não considerando o peso próprio, no trecho central o modelo é solicitado apenas por momento fletor (flexão pura). Nos trechos de extremidade, a força cortante é constante e igual à metade da força total aplicada. Ainda nos trechos de extremidade, ocorre uma composição de força cortante com momento fletor.

4.4.2. Instrumentação do Ensaio de Flexão

A Figura 4.11 ilustra a instrumentação do ensaio de flexão dos modelos de lajes unidirecionais. Essas lajes foram apoiadas sobre vigas de madeira, chanfradas junto à face superior, sobre a qual foram colocadas tiras de borracha rígida de 4 cm de largura, de modo que o comportamento se aproximasse ao de um apoio simples. Sob as vigas de madeira, foram colocados perfis metálicos de seção I, fixados no piso do laboratório.

O carregamento foi aplicado com auxílio de um pórtico de reação, utilizando somente um atuador hidráulico, com força monitorada por uma célula de carga sobre rótula, que transferiu a força para uma viga com perfil metálico tipo caixão, e assim aplicando a força em duas vigas metálicas (trilhos), com 10 cm de largura, transferindo o carregamento para a laje, ao longo de duas faixas equidistantes dos apoios.

Entre os trilhos e a laje, foram colocadas tiras de borracha rígida, para melhorar a distribuição da força em toda a largura do modelo.

Os transdutores de deslocamento (LVDTs) foram posicionados sobre a face superior dos modelos, para evitar que fossem danificados, por ocasião da ruína.

Esses transdutores foram locados sobre os apoios, no centro do vão e ao lado (distantes 2,5 cm da lateral do trilho) da faixa de carregamento, como indicado na vista longitudinal do ensaio, na Figura 4.11.

Transversalmente sempre foram utilizados dois transdutores, um de cada lado, como indicado no corte A-A da mesma Figura 4.11, a 7,5 cm das bordas de maior dimensão da laje, nas posições definidas longitudinalmente.

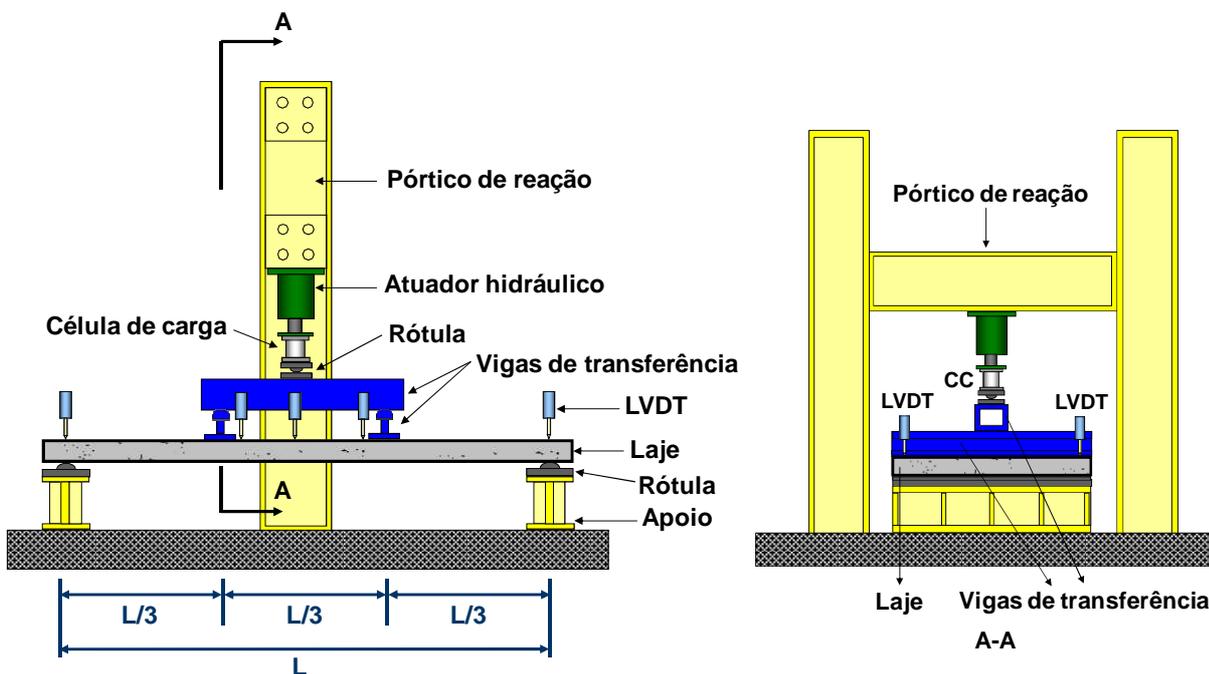


Figura 4.11 – Instrumentação dos ensaios de flexão.

Os transdutores próximos aos trilhos permitiram a determinação dos deslocamentos junto às faixas de carregamento, os do centro do vão, o cálculo da flecha, subtraindo-se os deslocamentos nos apoios, determinados com os transdutores nessas posições. Foi considerada a contribuição da carga das vigas metálicas, correspondente a 0,739 kN.

4.4.3. Procedimento do Ensaio de Flexão

A Figura 4.12 mostra o ensaio de flexão de um dos modelos de laje unidirecional. Para que esses modelos não fossem muito danificados, de modo a permitir a realização do ensaio de cisalhamento no mesmo modelo, após atingida a força máxima, o carregamento foi interrompido quando a abertura máxima das fissuras atingiu valores da ordem de 0,3 mm a 0,4 mm. Esses valores máximos de abertura de fissuras são estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2007, devido a exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.



Figura 4.12 – Ensaio de flexão de laje unidirecional.

Como pode ser observado na Figura 4.12, os transdutores foram fixados no pórtico de reação por meio de suportes magnéticos, ou em bases metálicas fixadas no chão do laboratório.

4.5. Ensaios de Cisalhamento

Depois de cada ensaio de flexão, o modelo foi descarregado e a posição das faixas de carregamento alteradas, colocando-se os eixos das vigas de transferência a 2,5h (20 cm) dos eixos de cada apoio. Dessa forma, as lajes foram submetidas à mesma força cortante, junto aos dois apoios. A distância de aplicação da força a 2,5h dos eixos dos apoios foi adotada com base no ensaio padrão definido pelo CEB-FIP (1992), para a determinação da capacidade de lajes alveolares ao cisalhamento.

A seguir são apresentados o esquema do ensaio de cisalhamento, os respectivos diagramas de força cortante e de momento fletor, a instrumentação utilizada e o procedimento de ensaio.

4.5.1. Esquema do Ensaio de Cisalhamento

A Figura 4.13 apresenta o esquema das forças e dos diagramas de força cortante e de momento fletor do ensaio de cisalhamento.

Como no esquema do ensaio de flexão, no trecho central ocorre flexão pura. Porém, neste caso, esse trecho é maior que o do ensaio de flexão, com momento fletor menor, devido ao menor braço, de comprimento $2,5h$. Nos trechos de extremidade, a força cortante é dada pela mesma equação relativa ao ensaio de flexão.

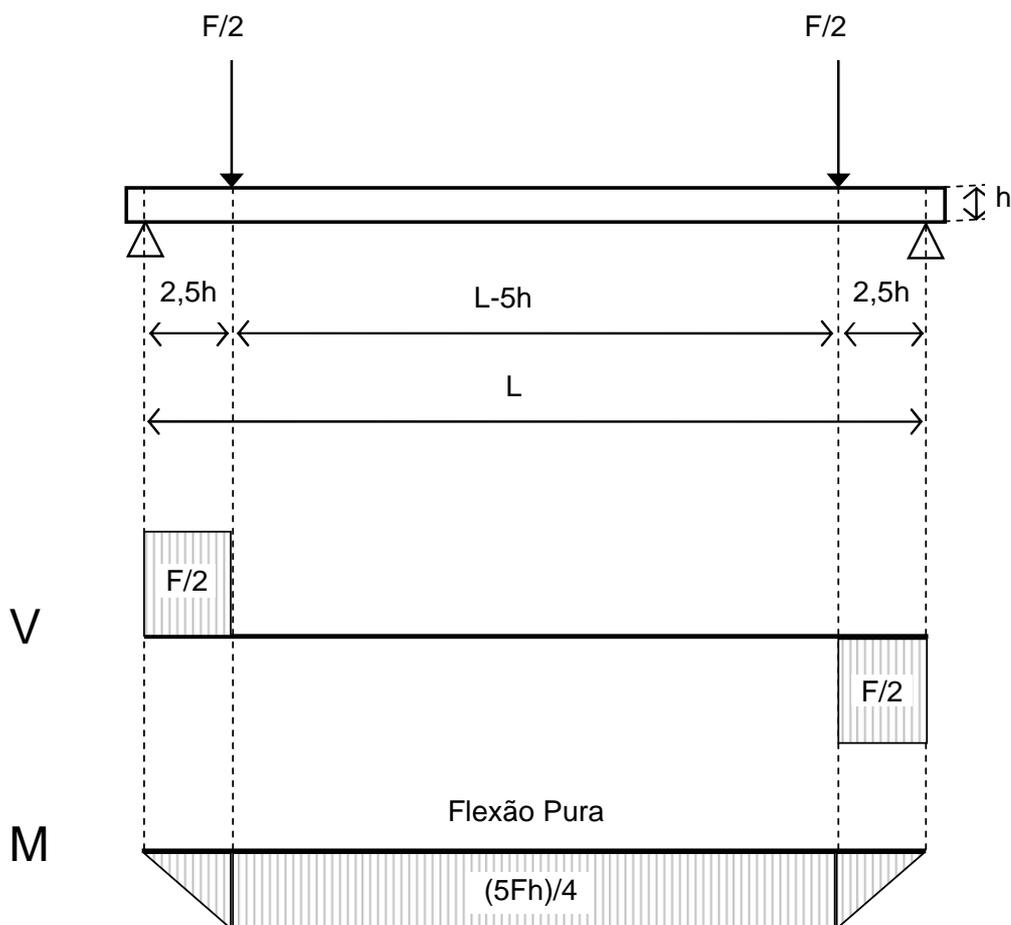


Figura 4.13 – Esquema das forças e dos diagramas do ensaio de cisalhamento.

4.5.2. Instrumentação do Ensaio de Cisalhamento

A Figura 4.14 ilustra a instrumentação dos ensaios de cisalhamento dos modelos de lajes unidirecionais. As lajes foram apoiadas sobre os mesmos aparatos dos ensaios de flexão. O carregamento foi efetuado utilizando o mesmo sistema do ensaio de flexão, com as mesmas vigas de transferência. Entretanto o carregamento foi aplicado a 20 cm ($2,5h$) do apoio, e não a 60 cm ($L/3$), como aconteceu nos ensaios de flexão.

Os transdutores de deslocamento (LVDTs) também foram posicionados sobre a face superior dos modelos, para evitar que fossem danificados por ocasião da ruína, buscada neste ensaio.

Esses transdutores foram locados ao lado da faixa de carregamento (distante 2,5 cm da lateral do trilho), como indicado na vista longitudinal do ensaio na Figura 4.14. Transversalmente foram utilizados dois transdutores, como indicado no corte A-A da mesma figura, a 7,5 cm das bordas de maior dimensão da laje.

Os transdutores próximos aos trilhos permitiram a determinação dos deslocamentos junto à região de carregamento, considerado o deslocamento do modelo. Também foi considerada a contribuição de forças das vigas de transferência (0,739 kN).

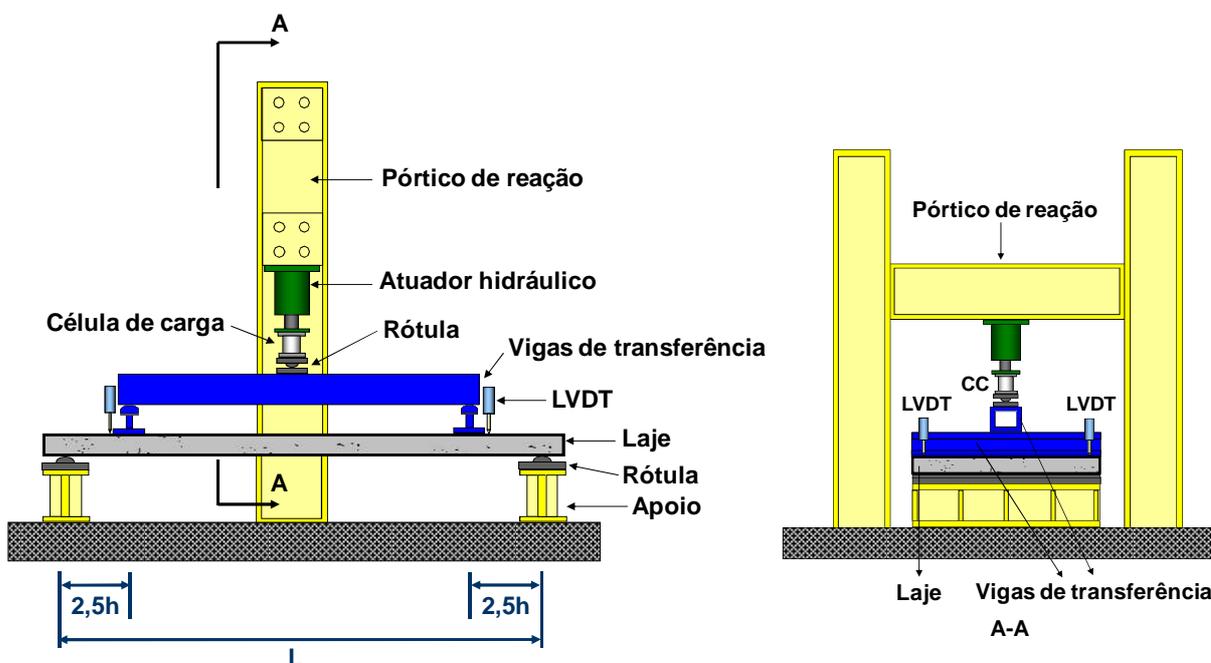


Figura 4.14 – Instrumentação dos ensaios de cisalhamento.

4.5.3. Procedimento do Ensaio de Cisalhamento

A Figura 4.15 ilustra o ensaio de cisalhamento de um dos modelos de laje unidirecional. Nesses ensaios, o carregamento foi aplicado até a ruína dos modelos.

Nos ensaios de cisalhamento, em que todas as lajes foram carregadas até a ruína, esperava-se que a sollicitação crítica correspondesse à força cortante. No entanto, em geral, a sollicitação crítica foi o momento fletor.



Figura 4.15 – Ensaio de cisalhamento de laje unidirecional.

5. RESULTADOS

Na apresentação dos resultados é descrita inicialmente a caracterização do Concreto Leve com EPS (CLE). Em seguida são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios dos modelos.

Cabe lembrar que para melhor conhecer o material e analisar os resultados dos ensaios de flexão, de cisalhamento e de deformabilidade em longo prazo, foi realizada também uma caracterização dos concretos que constituem os respectivos modelos.

5.1. Caracterização do Concreto

Visando analisar concretos com facilidade de lançamento e adensamento, foi estabelecido, para todos os concretos avaliados, um espalhamento (*Slump Flow*) igual a 500 mm \pm 50 mm, que, devido à menor massa dos agregados, corresponde a um concreto reodinâmico, que apresenta facilidades para lançamento, adensamento e nivelamento. Esse tipo de concreto proporciona um melhor ambiente de trabalho, pelo menor ruído causado pelos vibradores, e um menor desgaste das fôrmas, que geralmente se danificam pelo processo de vibração e adensamento.

Além do espalhamento estabelecido, os concretos avaliados demonstraram boa coesão, com o espalhamento circular da mistura no *Slump Flow*, não apresentaram segregação ou flutuação do EPS, e não ocorreu exsudação na mistura. Portanto, os concretos avaliados apresentaram fluidez e condições ideais para aplicação prática.

5.1.1. Características Mecânicas

A Tabela 5.1 apresenta as características mecânicas do concreto em estudo, inclusive o Fator de Eficiência (FE), definido no item 2.6 deste trabalho. Os valores apresentados na Tabela 5.1 são valores médios, considerando o número de ensaios realizados.

Para esta caracterização foram realizados três ensaios de massa específica no estado fresco (representada com o índice F), e nas demais idades foram medidas as massas específicas de todos os corpos de prova cilíndricos.

Na idade de referência (28 dias), foram ensaiados 50 corpos de prova cilíndricos, sendo 25 solicitados à compressão com determinação do módulo de elasticidade e 25 à compressão diametral, e mais seis corpos de prova prismáticos solicitados à flexão. Nas demais idades foram ensaiados cinco corpos de prova cilíndricos à compressão.

Após os ensaios citados no parágrafo anterior, com um número significativo de corpos de prova para determinação dos valores médios e estimativa dos característicos, sentiu-se a necessidade, para melhor conhecimento da potencialidade do material, de caracterizar mais dois concretos, um com resistências mecânicas superiores ao do concreto inicialmente caracterizado, e outro com resistências inferiores. Esses concretos foram denominados A, B e C, sendo o concreto B o inicial, com características mecânicas intermediárias entre as dos outros dois.

Tabela 5.1 – Caracterização mecânica do Concreto Leve com EPS.

Características		Unidades	Concretos		
			A	B	C
Estado Fresco	γ_F	kg/m ³	1209	1272	1373
1 dia	γ_1	kg/m ³	1195	1263	1325
	f_{c1}	MPa	7,8	8,7	9,3
	FE_1	MPa.dm ³ /kg	6,5	6,9	7,0
7 dias	γ_7	kg/m ³	1140	1268	1328
	f_{c7}	MPa	10,2	14,4	14,3
	FE_7	MPa.dm ³ /kg	8,9	11,4	10,8
28 dias	γ_{28}	kg/m ³	1191	1279	1355
	f_{cm}	MPa	13,3	15,9	17,2
		Desvio padrão	1,13	0,91	0,26
	FE_{28}	MPa.dm ³ /kg	11,2	12,4	12,7
	$f_{ck,est}$	MPa	11,4*	14,4	16,8*
	ϵ_{cc}	mm/m	1,99	1,93	1,88
	E_{ci}	GPa	8,98	11,36	12,17
		Desvio padrão	0,80	0,95	0,57
	E_{cs}	GPa	8,08	10,08	11,02
		Desvio padrão	0,85	0,44	0,48
	$f_{ctm,sp}$	MPa	1,04	1,11	1,35
		Desvio padrão	0,13	0,14	0,26
	$f_{ctk,sp,est}$	MPa	0,82*	0,89	0,91*
	$f_{ctm,f}$	MPa	1,28	1,39	1,48
		Desvio padrão	0,06	0,15	0,04
$f_{ctk,f,est}$	MPa	1,19*	1,14	1,41*	
Tenacidade	Joule	2,66	2,05	1,21	

(*) Estimativas mais grosseiras, por conta do menor número de corpos de prova

Para caracterização dos concretos adicionais (A e C), foi utilizada a mesma metodologia da caracterização do concreto B, variando somente o número de ensaios na idade de 28 dias, passando para cinco ensaios de compressão com determinação do módulo de elasticidade, cinco de compressão diametral, e três ensaios de flexão em corpos de provas prismáticos.

Como o número de corpos de prova foi limitado, os valores da resistência característica do concreto, indicados na Tabela 5.1, são valores estimados ($f_{ck,est}$), com base na expressão:

$$f_{ck,est} = f_{cm} - 1,65 \cdot s$$

f_{cm} = resistência média dos corpos de prova ensaiados;

s = respectivo desvio padrão.

O mesmo comentário é válido para as resistências do concreto à tração, tanto na compressão diametral ($f_{ctk,sp,est}$) como na flexão ($f_{ctk,f,est}$).

Comparando as resistências dos concretos à compressão nas diferentes idades, é possível notar a elevada resistência inicial do material, alcançando em 1 dia mais de 50% da resistência aos 28 dias, e aos 7 dias aproximadamente 80% da resistência aos 28 dias.

Ao se comparar o Fator de Eficiência dos concretos analisados, pode-se concluir que os valores relativos a 28 dias são muito próximos ao de um concreto convencional de 30 MPa e massa específica de 2400 kg/m^3 , que possui Fator de Eficiência de $12,5 \text{ MPa} \cdot \text{dm}^3/\text{kg}$.

Analisando os valores de massa específica dos concretos avaliados, nota-se a possibilidade de relacionar a massa específica no estado fresco com a do estado endurecido, o que é adequado para controle de produção, e relacionando-as com a resistência à compressão, é possível um controle prévio das características do material, com base na massa específica no estado fresco.

As deformações de ruptura (ϵ_{cc}) dos três concretos estudados apresentaram valores próximos à deformação de ruptura de concretos convencionais submetido à compressão (2‰).

A ABNT NBR 6118:2007 indica a relação $E_{cs} = 0,85 E_{ci}$ entre os módulos de elasticidade secante e tangente inicial, para concretos comuns. O fator de 0,85 para concretos comuns ficou próximo ao fator para o Concreto Leve com EPS (CLE), como apresentado na Tabela 5.2, a partir da qual se obtém um fator médio de 0,90.

Tabela 5.2 – Análise dos módulos de elasticidade do CLE.

Características	Unidades	Concretos		
		A	B	C
E_{ci}	GPa	8,98	11,36	12,17
E_{cs}	GPa	8,08	10,08	11,02
$0,85 E_{ci}$	GPa	7,63	9,57	10,34
E_{cs} / E_{ci}	-	0,90	0,89	0,91

Para cada um dos concretos, a Figura 5.1 indica o diagrama típico tensão versus deformação dos corpos de prova submetidos à compressão. Foi considerado o corpo de prova que apresentou o comportamento médio para cada concreto. Os respectivos módulos de elasticidade foram próximos ao valor médio calculado, considerando todos os corpos de prova ensaiados aos 28 dias.

Para os ensaios de flexão em corpos de prova prismáticos, os diagramas força-flecha do concreto A são apresentados na Figura 5.2, do concreto B, na Figura 5.3, e do concreto C, na Figura 5.4, todos na idade de 28 dias.

Além da determinação da resistência à tração na flexão, esses ensaios também foram utilizados para o cálculo da tenacidade.

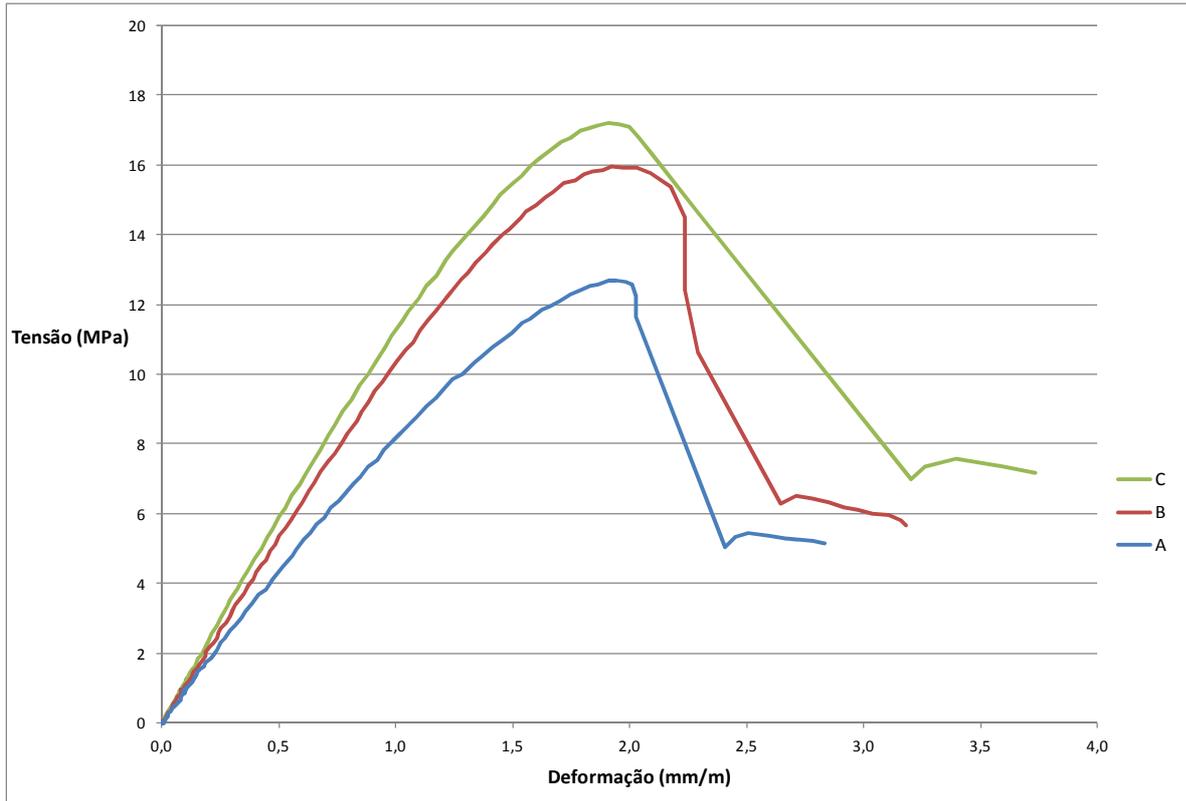


Figura 5.1 – Diagrama típico tensão-deformação do CLE para os três concretos.

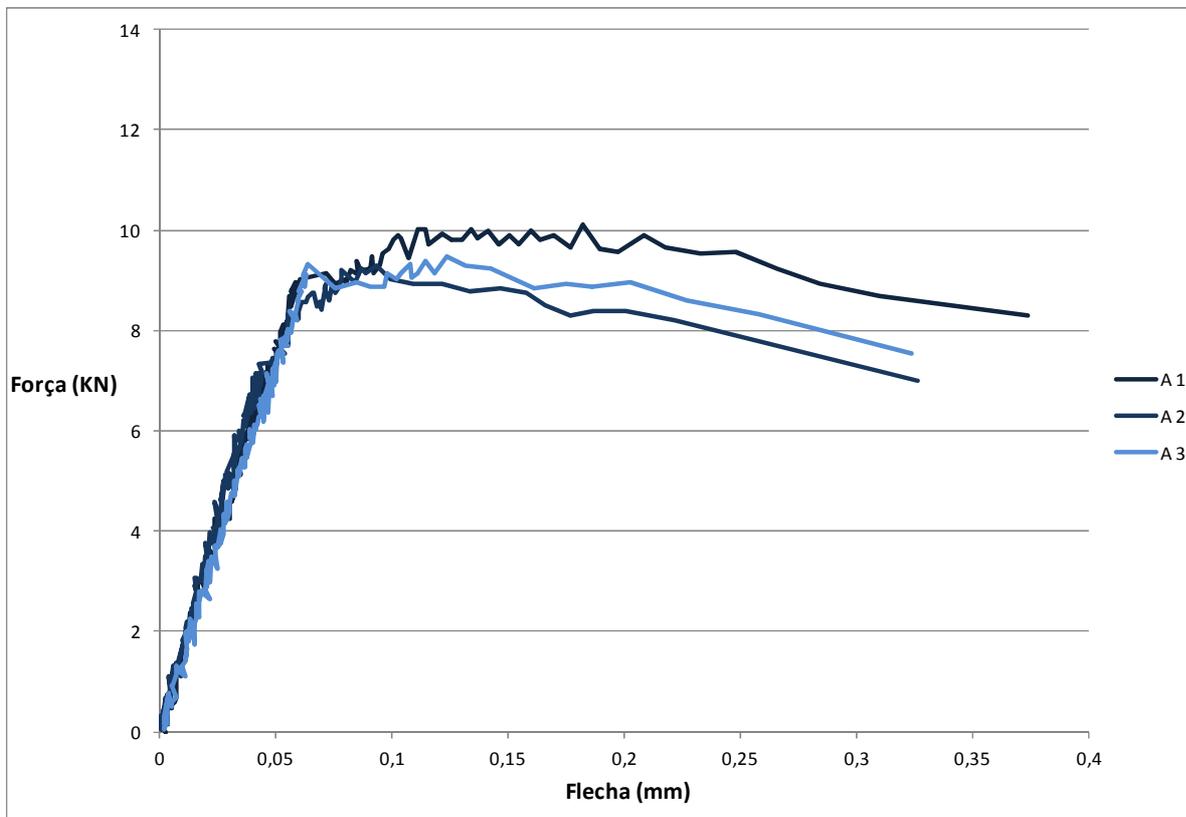


Figura 5.2 – Diagramas força-flecha dos prismas do concreto A ensaiados à flexão.

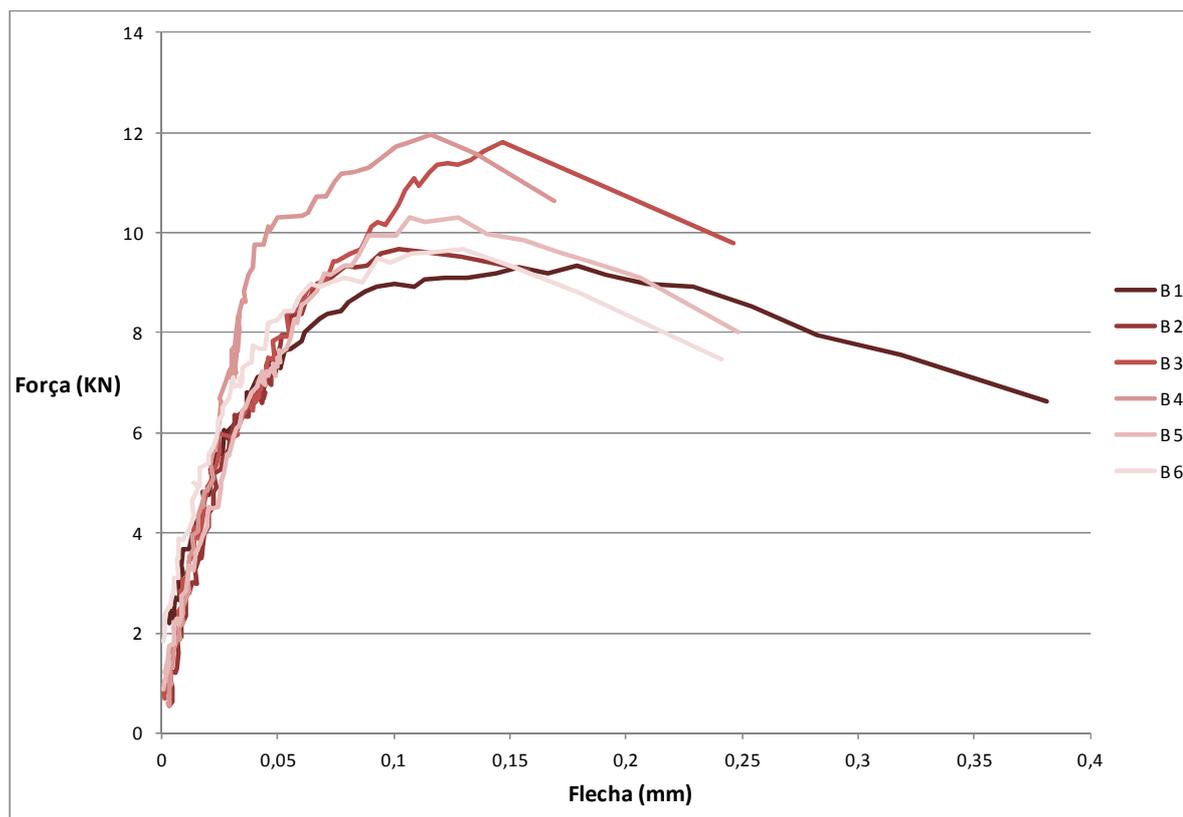


Figura 5.3 – Diagramas força-flecha dos prismas do concreto B ensaiados à flexão.

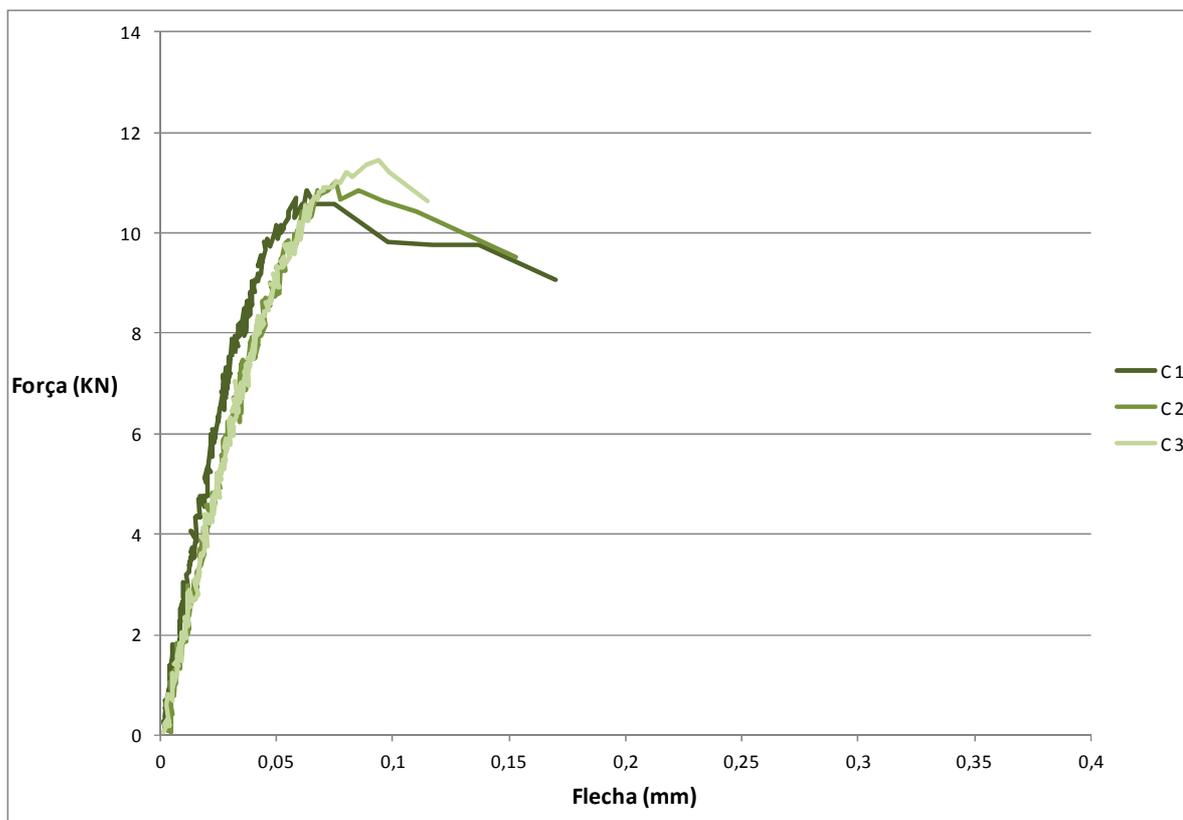


Figura 5.4 – Diagramas força-flecha dos prismas do concreto C ensaiados à flexão.

Como pode ser observado nos diagramas das figuras 5.2 a 5.4, os prismas de cada concreto, solicitados à flexão, apresentaram comportamentos semelhantes, com pequena dispersão dos resultados dos ensaios.

Para facilitar a comparação, na Figura 5.5 apresentam-se os diagramas representativos dos três concretos.

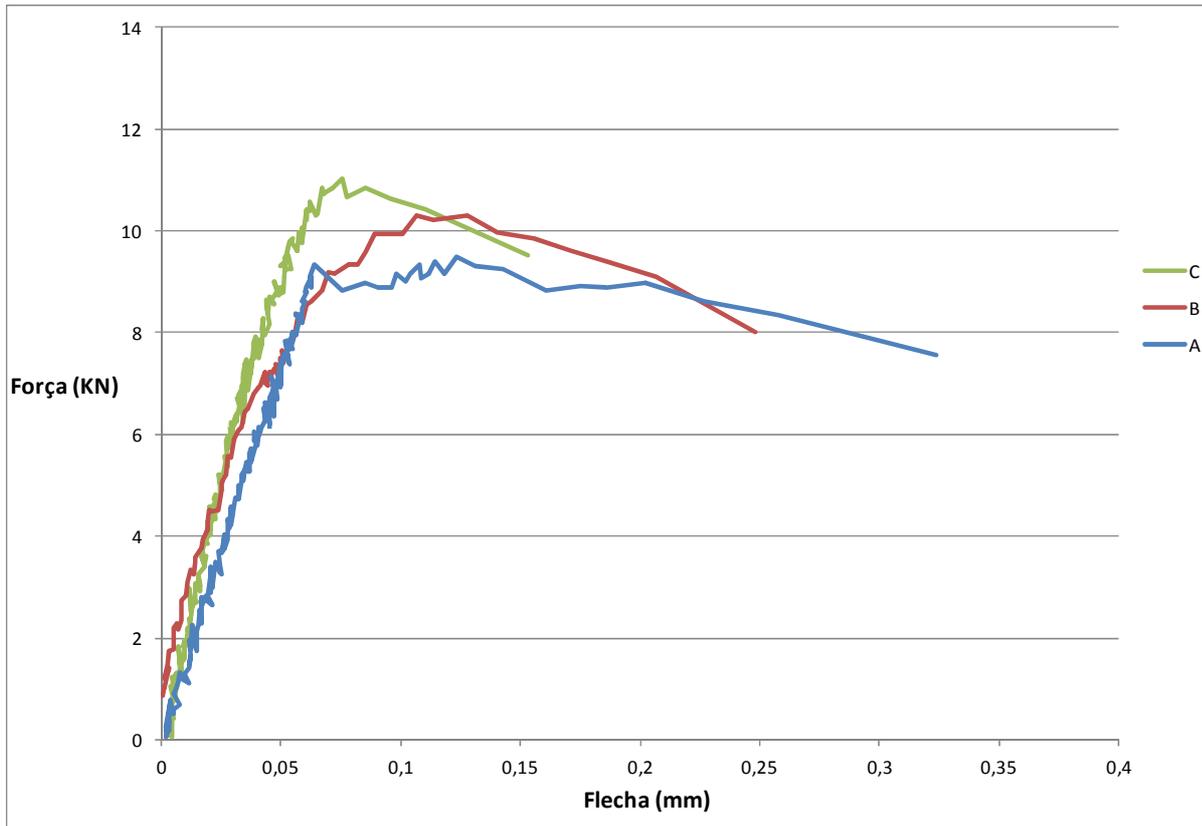


Figura 5.5 – Diagramas força-flecha dos prismas ensaiados à flexão.

É possível observar na Figura 5.5 que o concreto A corresponde a deformação máxima superior às dos demais concretos, com resistência significativa, apresentando, portanto, maior tenacidade. Com o concreto C acontece o contrário (menor deformação e menor tenacidade), ficando o concreto B com o comportamento intermediário.

A Tabela 5.3 apresenta uma comparação das resistências à tração, na compressão diametral e na flexão, determinadas experimentalmente, com as calculadas através da resistência à compressão, utilizando equações recomendadas por normas internacionais, para concreto leve, e pela ABNT NBR 6118:2007.

Como o ACI e a ABNT NBR utilizam, nas respectivas equações, resistência à compressão obtida com corpos de prova cilíndricos, diferentemente do CEB, que considera corpos de prova cúbicos, foi aplicada a fórmula utilizando o fator de correção de 10% ($f_{cil} = 0,9 f_{cub}$), de acordo com a literatura técnica. Essa comparação tem o objetivo de avaliar se alguma equação proposta, para concretos com agregados leves convencionais ou para concretos comuns, pode ser adotada para o Concreto Leve com EPS.

Tabela 5.3 – Análise da resistência à tração do Concreto Leve com EPS.

Referência	Resistência à Tração (MPa)			
	Compressão Diametral		Flexão	
ACI 318 (1995)	$0,48 \cdot f_{cil}^{0,5}$	1,91	$0,53 \cdot f_{cil}^{0,5}$	2,11
CEB-FIP (1977)	$0,23 \cdot f_{cub}^{0,67}$	1,58	$0,46 \cdot f_{cub}^{0,67}$	3,15
ABNT NBR 6118:2007	$0,33 \cdot f_{cm}^{0,67}$	2,11	$0,43 \cdot f_{cm}^{0,67}$	2,74
Experimental CLE (concreto B)	$f_{ctm,sp}$	1,11	$f_{ctm,f}$	1,39

De acordo com Tabela 5.3, nenhuma equação se mostrou adequada para determinar a resistência à tração do Concreto Leve com EPS, ficando o CEB com o valor mais próximo (ou menos distante) da resistência à tração na compressão diametral, e o ACI, da resistência à tração na flexão.

A Tabela 5.4 apresenta uma comparação dos módulos de elasticidade determinados experimentalmente com os calculados através da resistência à compressão e da massa específica, utilizando equações recomendadas por normas internacionais, para concreto leve, e pela ABNT NBR 6118:2007, válida para concretos comuns.

Como na análise da resistência à tração, na do módulo de elasticidade também foi utilizado fator para correção da resistência de diferentes formatos de corpos de prova, utilizados nas equações de diferentes normas. Foram consideradas a resistência à compressão e a massa específica determinadas experimentalmente, ambas aos 28 dias (idade de referência).

Tabela 5.4 – Análise do módulo de elasticidade do Concreto Leve com EPS.

Referência	Módulo de Elasticidade GPa	
NS 3473.E (1998)	$E = 9,5 \cdot f_{cil}^{0,3} \cdot (\gamma / 2400)^{1,5}$	8,47
ACI 318 (1995)	$E = 43 \cdot \gamma^{1,5} \cdot f_{cil}^{0,5} \cdot 10^{-6}$	7,84
BS 8110-2 (1985)	$E = 1,7 \cdot (\gamma / 1000)^2 \cdot f_{cub}^{0,3}$	6,58
CEB-FIP (1978)	$E = 1,6 \cdot \gamma^2 \cdot (f_{cil} + 8)^{0,33} \cdot 10^{-6}$	7,46
ABNT NBR 6118:2007	$E_{ci} = 5,60 \cdot f_{cm}^{0,5}$	22,33
	$E_{cs} = 4,76 \cdot f_{cm}^{0,5}$	18,98
Experimental CLE (concreto B)	E_{ci}	11,36
	E_{cs}	10,08

Com os valores indicados na Tabela 5.4, verifica-se que nenhuma equação se mostrou adequada para determinar o módulo de elasticidade do Concreto Leve com EPS. Com as normas internacionais, que levam em conta a resistência à compressão e a massa específica, resultaram valores bem abaixo, e com a ABNT NBR 6118:2007, que considera somente a resistência à compressão, foram obtidos valores bem acima.

Para a análise demonstrada para resistência à tração e para o módulo de elasticidade, foi considerado somente o concreto B, devido ao maior número de corpos de provas ensaiados para a caracterização desse concreto e pela pequena diferença dos valores de resistência à compressão dos três concretos caracterizados.

5.1.2. Retração e Fluência

A Tabela 5.5 apresenta as características dos concretos empregados nos ensaios de longa duração. Cada vigota utilizada no ensaio de fluência é composta pelo mesmo concreto que o corpo de prova utilizado no ensaio de retração, assim como os corpos de prova cilíndricos empregados para caracterização de cada concreto.

Para obter as características de cada concreto, foram realizados três ensaios de massa específica no estado fresco e, para cada idade, cinco ensaios à compressão com medida de massa específica.

Na idade de referência (28 dias), os ensaios à compressão foram realizados com determinação do módulo de elasticidade, e foram ensaiados três corpos de prova à tração por compressão diametral.

Essa caracterização é importante para relacionar as propriedades de deformabilidade com as características mecânicas do material (CLE), além de ser utilizada para determinação de características das vigotas. Os valores apresentados na Tabela 5.5 são valores médios, considerando o número de ensaios realizados.

Tabela 5.5 – Características do concreto dos ensaios de retração e fluência.

Características			Vigotas e Corpos de Prova		
			V1 – CP1	V2 – CP2	V3 – CP3
Estado Fresco	γ_F	kg/m ³	1280	1280	1309
1 dia	γ_1	kg/m ³	1280	1280	1316
	f_{c1}	MPa	8,7	8,7	8,5
	FE_1	MPa.dm ³ /kg	6,8	6,8	6,5
7 dias	γ_7	kg/m ³	1264	1264	1287
	f_{c7}	MPa	12,7	12,7	13,2
	FE_7	MPa.dm ³ /kg	10,0	10,0	10,3
28 dias	γ_{28}	kg/m ³	1278	1296	1297
	f_{cm}	MPa	14,4	15,1	15,1
	FE_{28}	MPa.dm ³ /kg	11,3	11,7	11,6
	ϵ_{cc}	mm/m	1,91	2,01	1,85
	E_{ci}	GPa	11,11	10,90	11,00
	E_{cs}	GPa	9,45	9,38	9,78
	$f_{ctm,sp}$	MPa	1,13	1,13	1,14

A Figura 5.6 indica a deformação ao longo do tempo, medida com extensômetros de imersão, dos três corpos de prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm, utilizados no ensaio de retração. Esse ensaio foi realizado até a conclusão deste trabalho, ocasião em que se pode notar que as medidas já demonstravam tendência de estabilização.

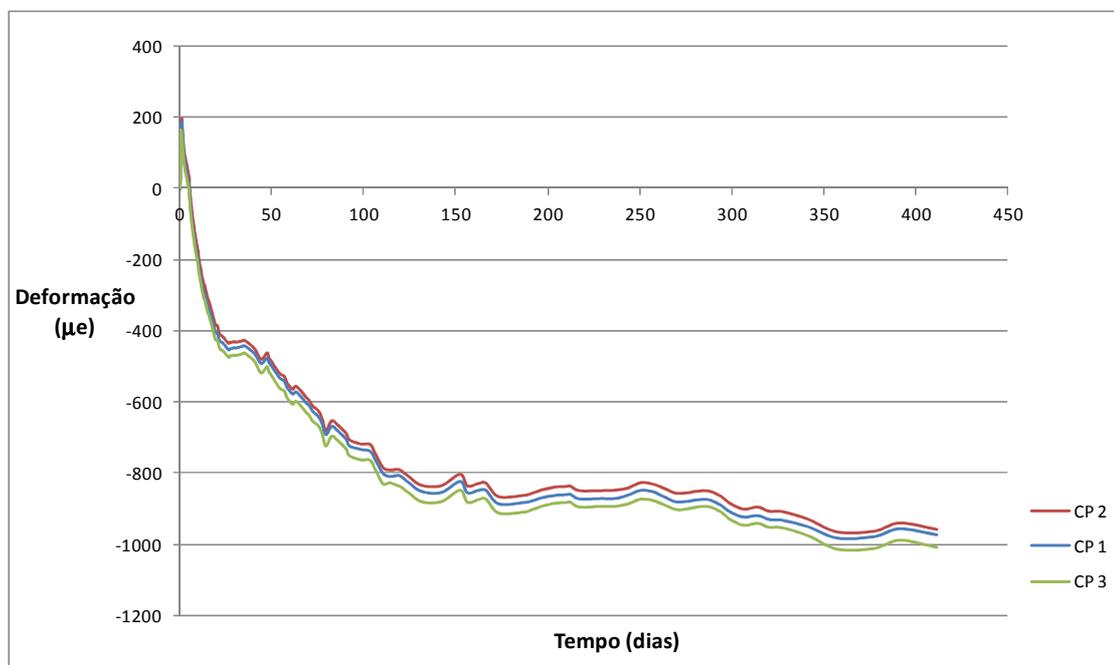


Figura 5.6 – Expansão e retração do CLE medidas com extensômetros de imersão.

Os valores de retração do Concreto Leve com EPS ficaram próximos ao limite superior do intervalo entre 500×10^{-6} m/m e 1000×10^{-6} m/m de retração por secagem de concretos com agregados leves, indicado por Hoff (1991)¹¹ apud Rossignolo e Agnesini (2005).

Se a rigidez da argila expandida, normalmente utilizada como agregado leve, for comparada com a do EPS, que pode ser considerado como incorporador de ar, o valor de retração determinado para o CLE é relativamente pequeno, podendo ser atribuído principalmente à argamassa.

A Figura 5.7 representa a deformação ao longo do tempo, determinada por defletômetros, posicionados no centro inferior de cada vigota submetida a força estática, no ensaio de fluência. O salto de deslocamento, na idade de 28 dias, corresponde à deformação imediata, no carregamento das vigotas. Os resultados do ensaio de fluência também foi medidos até a fase de conclusão deste trabalho, ocasião em que também se notou uma tendência de estabilização dos deslocamentos, isto é, as leituras dos defletômetros pararam de variar significativamente ao longo do tempo.

Nessa figura é possível notar que a diferença entre as armaduras das vigotas não influi nas deformações, pois o comportamento das três vigotas, com mesma força, foi semelhante, com pequena diferença dos deslocamentos. O modelo recomendado pela ABNT NBR 6118:2007 para o cálculo da fluência, que será apresentado nas páginas seguintes, não leva em conta a armadura de tração. Foi confirmado experimentalmente que, de fato, essa armadura não influi.

¹¹HOFF, G. C. High strength lightweight concrete for Arctic applications. **ACI Symposium on Performance of Structural Lightweight Concrete**. Dallas: ACI, 1991.

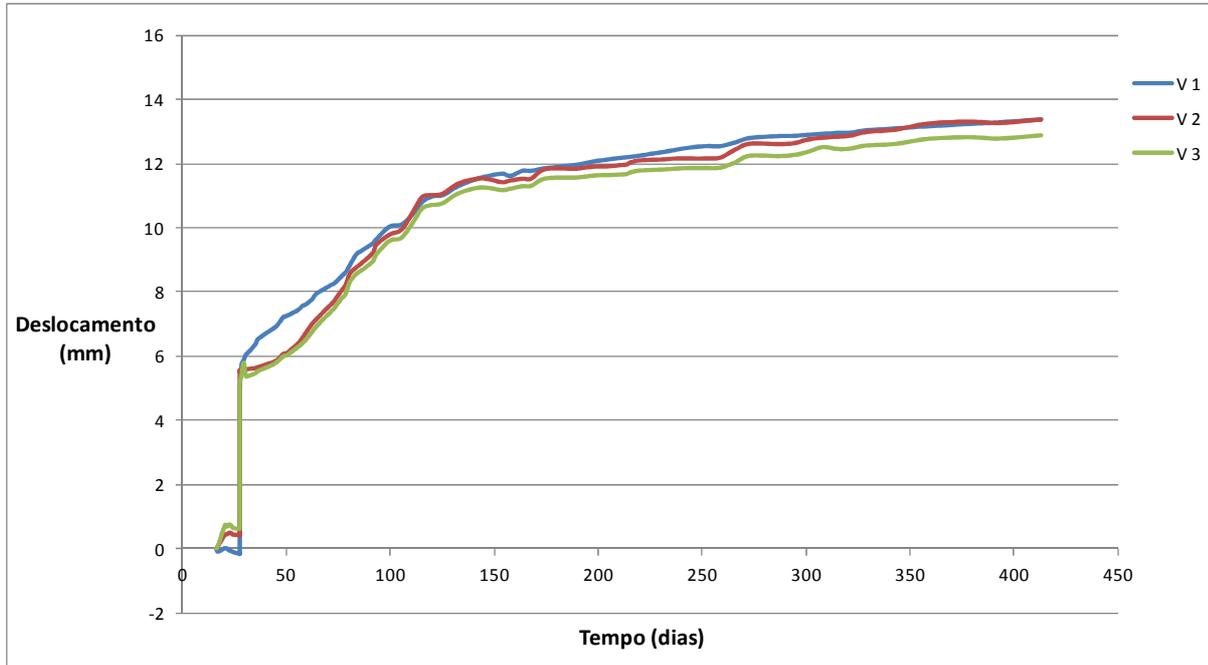


Figura 5.7 – Deslocamentos do CLE devidos à força de longa duração.

Para facilitar a análise dos resultados dos ensaios de longa duração, foram reunidas na Tabela 5.6: as características das vigotas, as flechas imediatas, diferidas e totais, o fator de fluência, calculado de acordo com a ABNT NBR 6118:2007, e os valores de retração por secagem dos corpos de prova representativos de cada vigota.

Tabela 5.6 – Valores relativos aos ensaios de longa duração.

Características			Vigotas ou Corpos de Prova		
			V1 – CP1	V2 – CP2	V3 – CP3
Armadura	Barra	Quantidade e diâmetro (mm)	2 ϕ 4,2	2 ϕ 5	3 ϕ 5
	Área	cm ²	0,2771	0,3927	0,5890
Momento resistente	M_R	kN.m	0,57	0,78	1,08
Ações adicionais (resistente)	p_{ad}	kN/m	1,26	1,76	2,52
Ações de longa duração	q	kN/m	0,47	0,47	0,47
Momento de longa duração	M_q	kN.m	0,19	0,19	0,19
Momento de fissuração previsto	$M_{r,prev}$	kN.m	0,18	0,18	0,18
Flecha imediata (carregamento - 28 dias)	a_i	mm	6,06	5,57	5,38
Flecha diferida (413 dias)	$a_f = \alpha_f \cdot a_i$	mm	7,32	7,82	7,52
Flecha total (de longo prazo, 413 dias)	$a_t = a_i + a_f$	mm	13,38	13,39	12,90
Fator de fluência experimental	$\alpha_f = a_f/a_i$	-	1,21	1,40	1,40
Retração por secagem	ϵ_{cs}	‰	-0,972	-0,959	-1,007

O momento resistente (M_R) e o momento de fissuração previsto ($M_{r,prev}$) de cada vigota foram determinados de acordo com a ABNT NBR 6118:2007, utilizando os valores de resistência obtidos nos ensaios de caracterização do concreto de cada vigota. A força adicional (p_{ad}) foi determinada a partir do momento resistente de cada vigota.

Comparando o momento aplicado a cada vigota (0,19 kN.m) com o respectivo momento de fissuração previsto (0,18 kN.m), verifica-se que as vigotas poderiam fissurar. Entretanto, na prática isto não aconteceu logo após o carregamento, e as vigotas somente fissuraram com o carregamento atuante ao longo do tempo.

Na Figura 5.7 é possível observar que a vigotas fissuraram por volta dos 120 dias, 90 dias após o carregamento, quando as curvas de deslocamento versus tempo apresentaram uma mudança na inclinação.

Apesar da mobilização do peso próprio ocorrer antes do carregamento adicional, devido ao baixo valor desse peso próprio e à proximidade entre sua mobilização e a do carregamento adicional, ambos serão considerados como um único carregamento.

Assim as flechas imediatas (a_i) de cada vigota, apresentadas na Tabela 5.6, correspondem às flechas medidas aproximadamente 24 horas após o carregamento, de acordo com recomendação da ABNT NBR 6118:2007. As flechas totais (de longo prazo) (a_t) correspondem às flechas totais de cada vigota, determinadas no tempo indicado (413 dias). As flechas diferidas, relativas aos efeitos de longa duração (fluência), a_f , correspondem às diferenças entre as flechas totais e as imediatas.

Segundo a ABNT NBR 6118:2007, a deformação total é determinada multiplicando a flecha imediata por $(1+\alpha_f)$, em que α_f é o fator de fluência. Esse fator, para o Concreto Leve com EPS, foi determinado utilizando a flecha imediata (a_i), após o carregamento das vigotas, e a flecha total (a_t), após a atuação do mesmo carregamento em longo prazo.

O fator de fluência do Concreto Leve com EPS, determinado experimentalmente, pode ser comparado com o do concreto convencional, calculado de acordo com a ABNT NBR 6118:2007, utilizando a equação indicada a seguir, desde que determinados para períodos equivalentes.

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'}$$

α_f = fator de fluência para vigas de concreto armado;

$\Delta\xi$ = coeficiente em função do tempo, igual a $\xi(t) - \xi(t_0)$;

$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32}$ para $t \leq 70$ meses ou 2 para $t > 70$ meses;

ρ' = taxa geométrica da armadura longitudinal de compressão.

Como as vigotas só têm armadura de tração resulta $\rho' = 0$, e o fator de fluência é a diferença entre $\xi(t)$ para 413 dias, correspondente a 13,77 meses [$\xi(t) = 1,49$], e $\xi(t_0)$ para a idade de carregamento de 28 dias, correspondente a 0,93 meses [$\xi(t_0) = 0,66$]. Portanto, após a realização dos cálculos, obteve-se o fator de fluência de 0,83, relativamente menor que o do Concreto Leve com EPS obtido experimentalmente, que resultou entre 1,21 e 1,40 (valor médio igual a 1,34).

Para a retração do Concreto Leve com EPS, é possível compará-la com os valores característicos superiores da deformação específica de retração $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ de concretos convencionais, estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2007 e apresentados na Tabela 5.7. Esses valores dependem da umidade ambiente em que a peça de concreto é mantida, da espessura fictícia da peça, que é determinada através da área da seção transversal (A_c) e do perímetro da seção em contato com a atmosfera (u), e da idade do concreto (em dias) em que a peça foi carregada.

Tabela 5.7 – Valores característicos superiores da deformação do concreto a longo prazo.
(ABNT NBR 6118:2007)

Umidade ambiente %		40		55		75		90		
		20	60	20	60	20	60	20	60	
Espessura fictícia $2A_c/u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$	t_0 dias	5	4,4	3,9	3,8	3,3	3,0	2,6	2,3	2,1
		30	3,0	2,9	2,6	2,5	2,0	2,0	1,6	1,6
		60	3,0	2,6	2,2	2,2	1,7	1,8	1,4	1,4
$\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ ‰	t_0 dias	5	-0,44	-0,39	-0,37	-0,33	-0,23	-0,21	-0,10	-0,09
		30	-0,37	-0,38	-0,31	-0,31	-0,20	-0,20	-0,09	-0,09
		60	-0,32	-0,36	-0,27	-0,30	-0,17	-0,19	-0,08	-0,09

Se considerar os corpos de prova do ensaio de retração mantidos em local com 75% de umidade, que em geral ocorre ao ar livre, e um carregamento próximo aos 30 dias (que não ocorreu), a deformação específica seria igual a -0,20‰, independente da espessura específica.

Assim, comparado com concretos convencionais, o Concreto Leve com EPS apresenta fator de fluência superior (1,34 contra 0,83) e retração por secagem consideravelmente maior (~1‰ contra 0,2‰, em valores absolutos). Entretanto, mesmo para essas diferenças esperadas, o fator de fluência e a retração por secagem do Concreto Leve com EPS apresentam a mesma ordem de grandeza dos valores relativos ao concreto convencional.

O coeficiente de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ para concretos convencionais, apresentado na Tabela 5.7, corresponde ao comportamento de concretos convencionais submetidos a tensões de compressão de longo prazo (protensão). Entretanto se considerar as mesmas condições dos corpos de prova no ensaio de retração, e carregamento aos 30 dias, o coeficiente de fluência seria igual a 2,0, também independente da espessura específica, valor que também é da mesma ordem de grandeza dos fatores de fluência determinados (da ordem de 1,34).

5.1.3. Características dos Concretos dos Modelos

A Tabela 5.8 apresenta as características dos concretos que compõem cada um dos modelos de lajes unidirecionais. São valores médios, considerando o número de ensaios realizados.

Os modelos de lajes unidirecionais são representados pela letra L seguida de um número que representa um dos três tipos de armadura utilizada, que são seguidos de uma letra maiúscula (A ou B), que caracterizam os diferentes modelos com mesma armadura.

Tabela 5.8 – Características dos concretos dos modelos de lajes unidirecionais.

Características			Modelos: Lajes Unidirecionais					
			L 1 A	L 1 B	L 2 A	L 2 B	L 3 A	L 3 B
Estado Fresco	γ_F	kg/m ³	1308	1301	1233	1246	1245	1245
1 dia	γ_1	kg/m ³	1289	1297	1238	1256	1233	1221
	f_{c1}	MPa	9,5	9,8	8,1	7,9	8,1	7,7
	FE_1	MPa.dm ³ /kg	7,4	7,6	6,5	6,3	6,6	6,3
7 dias	γ_7	kg/m ³	1293	1290	1233	1228	1230	1250
	f_{c7}	MPa	15,2	15,4	12,7	13,5	10,1	10,5
	FE_7	MPa.dm ³ /kg	11,8	11,9	10,3	11,0	8,2	8,4
28 dias	γ_{28}	kg/m ³	1303	1333	1226	1195	1226	1239
	f_{c28}	MPa	17,0	18,7	14,5	13,8	12,2	12,4
	FE_{28}	MPa.dm ³ /kg	13,0	14,0	11,8	11,5	10,0	10,0
	ϵ_{cc}	mm/m	2,05	1,92	1,95	1,89	1,77	1,67
	E_{ci}	GPa	11,13	13,33	10,31	9,72	9,80	10,42
	E_{cs}	GPa	10,10	11,46	9,25	8,75	8,67	9,08
	$f_{ct,sp}$	MPa	0,96	1,08	1,01	1,03	1,01	1,01
	$f_{ct,f}$	MPa	1,24	1,24	1,38	1,27	1,15	1,17
Tenacidade	Joule	2,32	3,03	2,09	1,98	1,23	1,64	

Para essa caracterização foram realizados três ensaios de massa específica no estado fresco, e ensaiados cinco corpos de prova cilíndricos à compressão para cada idade, com medida da massa específica.

Na idade de referência (28 dias), os ensaios de compressão foram realizados com determinação do módulo de elasticidade. Também foram ensaiados cinco corpos de prova cilíndricos à compressão diametral, com medida da massa específica, e mais três corpos de prova prismáticos à flexão. Essa caracterização é importante para a análise dos resultados, facilitando a compreensão do comportamento dos modelos.

Na Tabela 5.8 é possível notar o aumento da resistência à compressão com o acréscimo da massa específica, o que normalmente ocorre nos concretos leves.

5.2. Comportamentos dos Modelos

Os modelos de lajes foram ensaiados 28 dias após a moldagem. Primeiramente foi realizado o ensaio de flexão, carregando cada modelo até abertura de fissuras variando entre os valores de 0,3 mm e 0,4 mm. Após descarregamento de cada laje no ensaio de flexão, as vigas de transferência e os transdutores LVDT foram reposicionados para realização do ensaio de cisalhamento, no qual os modelos foram carregados até a ruína, cujos comportamentos são descritos a seguir.

No pórtico de reação, para os ensaios de flexão e de cisalhamento, considera-se a frente da laje aquela que se encontra do lado do sistema de aquisição de dados. De acordo com essa posição têm-se: face frontal, face oposta, lado esquerdo e lado direito. Em todos os modelos só havia armadura junto à face inferior.

Após os ensaios de cisalhamento, as lajes foram colocadas no chão com a face inferior para cima, para facilitar a visualização dessa face. Por isso, nas fotos das lajes viradas, as posições podem não coincidir com as descrições.

O modelo **L 1 A** teve ruína por ação do momento fletor à esquerda, na seção dos ramos externos das alças de içamento (Figura 5.8 e Figura 5.9), cujas partes cruzavam a seção, partindo da face inferior até chegar à face superior. Portanto, essas alças enfraqueceram a seção (Figura 5.10). Quando ocorreu essa ruína, outra seção já se mostrava próxima da ruína, perto do meio do vão (Figura 5.11). O comportamento descrito é ilustrado pelas figuras, com fotos do modelo após a realização dos ensaios, enfatizando a ruína na alça de içamento, que enfraqueceu a seção, provocando a ruína prematura.



Figura 5.8 – Ruína do modelo **L 1 A** por ação do momento fletor na alça esquerda.



Figura 5.9 – Detalhe da ruína do modelo L 1 A na alça de içamento.



Figura 5.10 – Enfraquecimento da seção do modelo L 1 A pela alça.

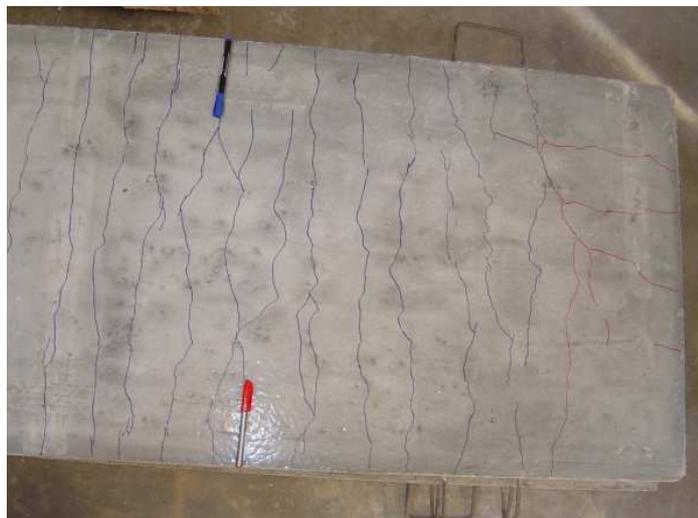


Figura 5.11 – Fissuras de momento fletor e de escorregamento das barras do modelo L 1 A.

O modelo **L 1 B** teve ruína por ação do momento fletor um pouco à direita do centro (Figura 5.12), apresentando também fissura devido à força cortante à direita (Figura 5.13). Ocorreram ligeiros sinais de escorregamento das barras à esquerda (Figura 5.14). As figuras ilustram o comportamento descrito, com fotos desse modelo após a realização dos ensaios.



Figura 5.12 – Ruína do modelo **L 1 B** por ação do momento fletor no centro.

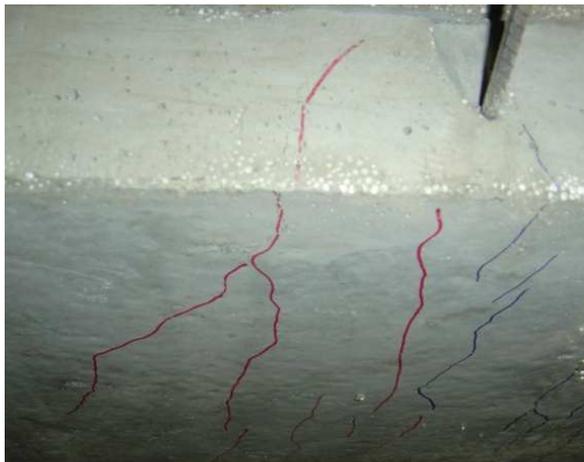


Figura 5.13 – Fissuras de força cortante à direita do modelo **L 1 B**.



Figura 5.14 – Fissuras por escorregamento das barras do modelo **L 1 B**.

O modelo **L 2 A** teve ruína por ação do momento fletor próximo ao centro da laje (Figura 5.15 e Figura 5.16), e por ação da força cortante à direita (Figura 5.17), com mais destaque na face oposta. Houve escorregamento das barras, junto à face direita (Figura 5.18), caracterizadas por fissuras ao longo da posição das barras, ou seja, perpendiculares à face direita. As figuras ilustram o comportamento descrito, com fotos do respectivo modelo, durante e após o ensaio de cisalhamento.



Figura 5.15 – Ruína do modelo de laje **L 2 A** por ação do momento fletor próximo ao centro.



Figura 5.16 – Fissuras de momento fletor na região central do modelo **L 2 A**.



Figura 5.17 – Ruína do modelo **L 2 A** por ação da força cortante à direita.



Figura 5.18 – Fissuras por escorregamento das barras do modelo **L 2 A**.

O modelo **L 2 B** teve ruína por ação do momento fletor à esquerda do trecho central (Figura 5.19, Figura 5.20 e Figura 5.21). Houve escorregamento das barras à direita (Figura 5.22), mais acentuado que na **L 2 A**. O comportamento descrito é ilustrado pelas figuras, com fotos do modelo **L 2 B** durante e após a realização dos ensaios.



Figura 5.19 – Ruína do modelo de laje **L 2 B** por ação do momento à esquerda do trecho central.



Figura 5.20 – Detalhe da ruína por ação do momento fletor do modelo L 2 B.



Figura 5.21 – Fissuras de momento fletor na região central do modelo L 2 B.



Figura 5.22 – Fissuras por escorregamento das barras do modelo L 2 B.

O modelo **L 3 A** apresentou ruína mista, no lado esquerdo, por ação da força cortante na face frontal (Figura 5.23 e Figura 5.24) e por ação do momento fletor, na face oposta (Figura 5.25 e Figura 5.26). As figuras ilustram esse comportamento, com fotos do modelo durante a realização do ensaio de cisalhamento, até a ruína.



Figura 5.23 – Ruína do modelo **L 3 A** por ação da força cortante na face frontal.



Figura 5.24 – Detalhe da ruína do modelo **L 3 A** por ação da força cortante.



Figura 5.25 – Ruína do modelo **L 3 A** por ação do momento fletor, na face oposta.



Figura 5.26 – Detalhe da ruína do modelo **L 3 A** por ação do momento fletor.

O modelo **L 3 B** teve ruína por ação do momento fletor próximo ao apoio esquerdo (Figura 5.27 e Figura 5.28). Apresentou fissuras de escorregamento das barras dos dois lados (Figura 5.29 e Figura 5.30). Esse comportamento é ilustrado pelas figuras, com fotos do modelo após a realização do ensaio de cisalhamento até a ruína.



Figura 5.27 – Ruína do modelo **L 3 B** por ação do momento fletor, próximo ao apoio esquerdo.

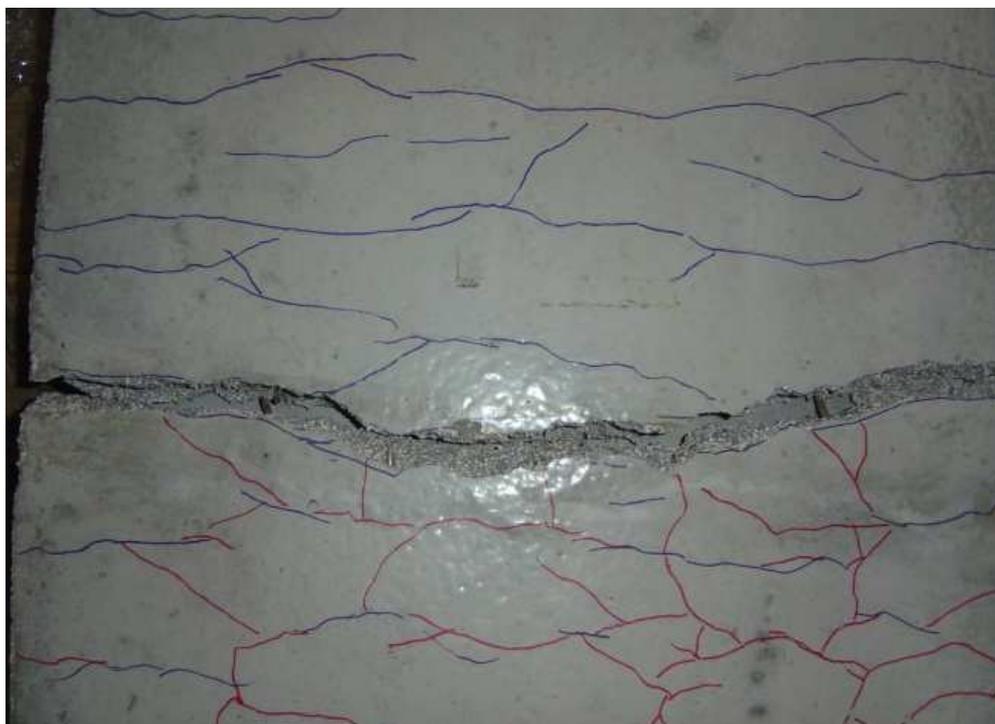


Figura 5.28 – Detalhe da ruína do modelo **L 3 B** por ação do momento fletor.



Figura 5.29 – Fissuras de escorregamento das barras do lado esquerdo do modelo **L 3 B**.



Figura 5.30 – Fissuras de escorregamento das barras do lado direito do modelo **L 3 B**.

5.2.1. Ensaios de Flexão

A Figura 5.31 apresenta os diagramas força-deslocamento dos ensaios de flexão. A força corresponde à aplicada diretamente pelo atuador, e o deslocamento no meio do vão foi determinado subtraindo a média dos deslocamentos nos apoios. A força máxima de cada modelo foi atingida quando a abertura de fissuras apresentavam valores entre 0,3 mm e 0,4 mm.

Para não danificar os modelos e possibilitar a realização dos ensaios de cisalhamento após o ensaio de flexão, os modelos não foram solicitados até a ruína, o que pode ser verificado na Figura 5.31 pela inclinação do diagrama de cada modelo próximo ao descarregamento. Entretanto, no ensaio de flexão, os modelos ultrapassaram o estado limite de serviço: a flecha limite (vão livre dividido por 250) foi ultrapassada e a abertura de fissuras atingiu o limite.

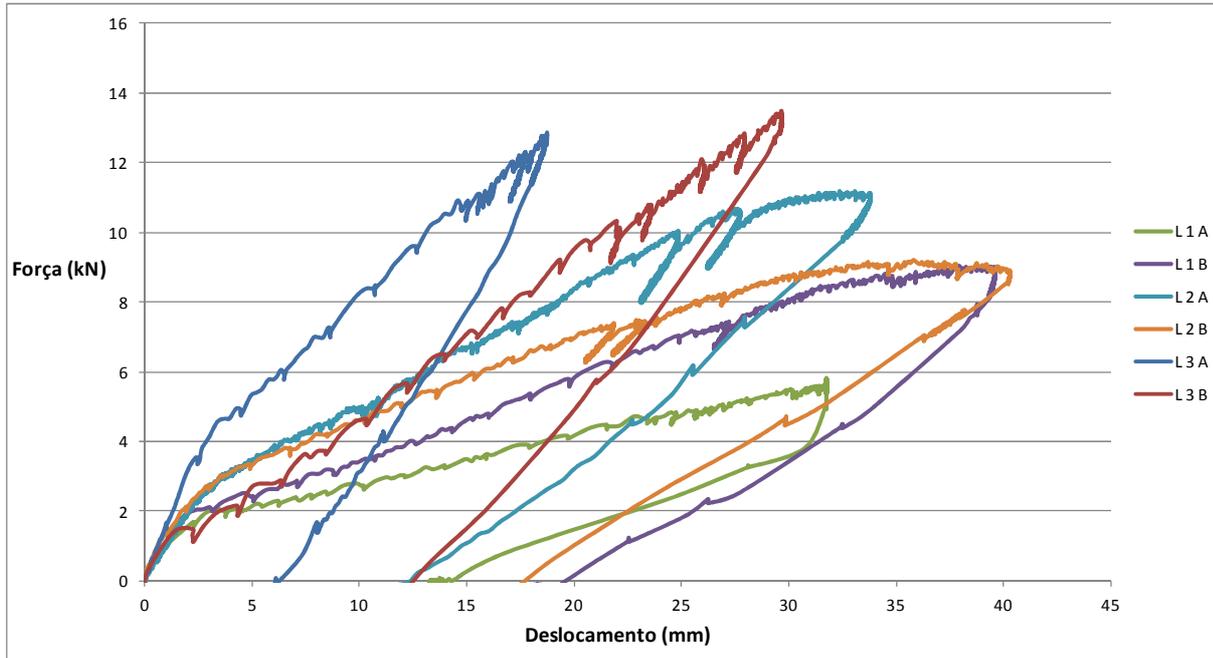


Figura 5.31 – Diagramas força-deslocamento dos modelos nos ensaios de flexão.

A Figura 5.32 apresenta os diagramas momento fletor versus deslocamento dos modelos no ensaio de flexão.

Os momentos foram determinados da maneira indicada no esquema de solicitação do ensaio de flexão, e o deslocamento também foi obtido subtraindo-se a média dos deslocamentos nos apoios.

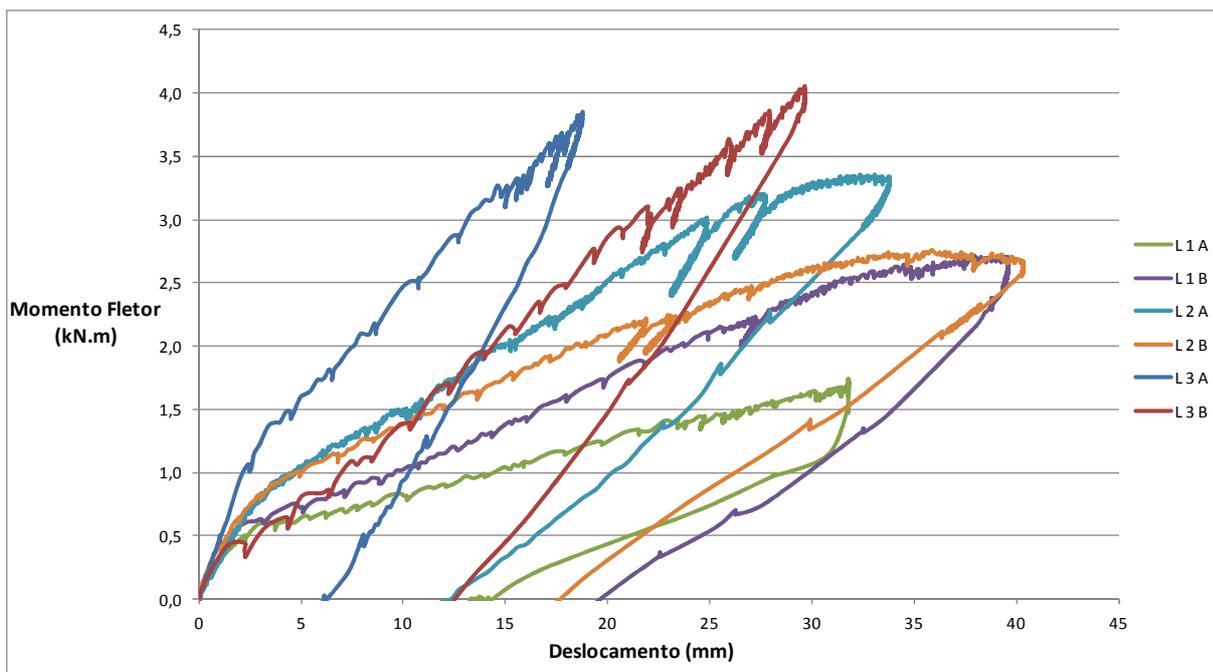


Figura 5.32 – Diagramas momento-deslocamento dos modelos nos ensaios de flexão.

5.2.2. Ensaio de Cisalhamento

A Figura 5.33 apresenta os diagramas força cortante (reação de apoio) versus deslocamento dos modelos nos ensaios de cisalhamento. As forças cortantes, que apresentam o mesmo valor da reação de cada apoio, foram determinadas da maneira indicada no esquema de solicitação do ensaio de cisalhamento, e o deslocamento do modelo é representado pelo valor obtido ao lado das faixas de carregamento.

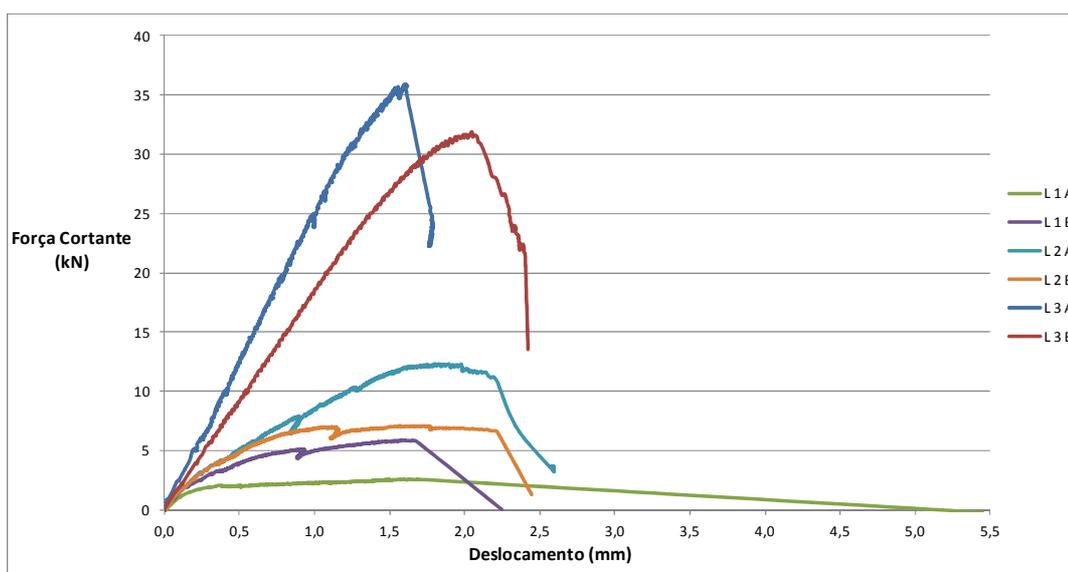


Figura 5.33 – Diagramas cortante-deslocamento dos modelos nos ensaios de cisalhamento.

Como nos ensaios de cisalhamento, os modelos apresentaram ruína por causa do momento fletor. A Figura 5.34 apresenta diagramas momento fletor versus deslocamento. Os momentos também foram determinados da maneira indicada no esquema de solicitação do ensaio de cisalhamento, e os deslocamentos referem-se à posição do carregamento.

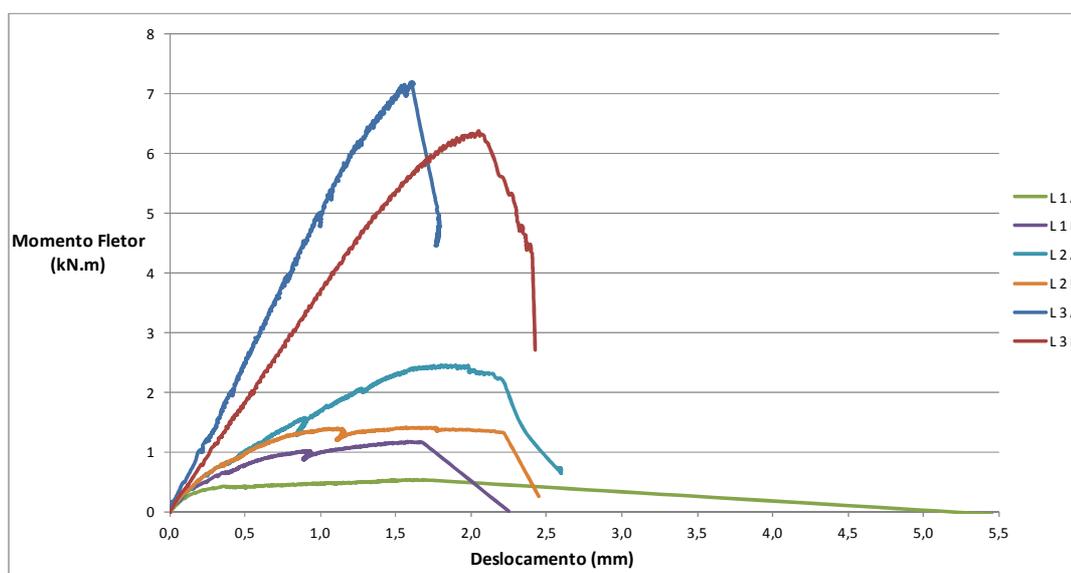


Figura 5.34 – Diagramas momento-deslocamento dos modelos nos ensaios de cisalhamento.

5.2.3. Características dos Modelos

A Tabela 5.9 apresenta resumidamente as características dos modelos de lajes unidirecionais, assim como informações dos ensaios de flexão e de cisalhamento.

Tabela 5.9 – Resumo das características dos modelos de lajes unidirecionais.

Características			Modelos: Lajes Unidirecionais					
			L 1 A	L 1 B	L 2 A	L 2 B	L 3 A	L 3 B
Armadura	Barras	Quantidade, diâmetro (mm) e espaçamento (cm)	7 ϕ 4,2 c/10		6 ϕ 5 c/12		7 ϕ 5 c/10	
	Área	cm ²	0,97		1,18		1,37	
	Tela	tipo	L138		L159 (5,66% >)		L196	
Força de Fissuração (carregamento)		kN	2,06	2,11	2,75	2,72	3,54	1,49
Força de Fissuração (total)		kN	4,19	4,27	4,79	4,73	5,58	3,55
Flecha na Fissuração (carregamento)		mm	3,28	3,05	3,00	2,87	2,39	2,23
Flecha na Fissuração (total)		mm	3,86	3,57	3,62	3,51	3,05	2,86
Força de Ruína (carregamento)		kN	5,81	9,03	11,18	9,21	12,85	13,50
Força de Ruína (total)		kN	7,93	11,19	13,23	11,22	14,89	15,56
Flecha na Ruína (carregamento)		mm	31,75	37,93	33,09	35,82	18,77	29,67
Flecha na Ruína (total)		mm	32,33	38,45	33,71	36,46	19,43	30,30
Ensaio de Flexão	Força Máxima	kN	7,93	11,19	13,23	11,22	14,89	15,56
	Cortante Máxima	kN	3,97	5,60	6,61	5,61	7,45	7,78
	Momento Máximo	kN.m	2,26	3,23	3,86	3,25	4,35	4,55
Ensaio de Cisalhamento	Força Máxima	kN	7,38	13,92	26,57	16,13	73,95	65,86
	Cortante Máxima	kN	3,69	6,96	13,29	8,07	36,98	32,93
	Momento Máximo	kN.m	0,89	1,55	2,80	1,76	7,54	6,74
	Tipo de Ruína			Alça	Flexão	Mista	Flexão	Mista

Nessa tabela, algumas informações são apresentadas em duas classificações distintas, sendo que carregamento refere-se somente ao aplicado pelo atuador hidráulico, e total corresponde a toda força aplicada, incluindo peso próprio, vigas de transição e carregamento do atuador.

Assim as flechas devidas ao carregamento foram obtidas diretamente pela instrumentação e, para obtenção das flechas totais, foram adicionadas, às relativas ao carregamento, as flechas das demais parcelas, obtidas por cálculo.

Tanto para o ensaio de flexão como para o de cisalhamento, os valores dos esforços estão considerando todas as parcelas. Entretanto, eles são calculados separadamente para cada parcela e depois somados, devido à diferença dos tipos de carregamento, que são concentrados (ao longo de faixas) para as forças do atuador e das vigas de transição, sendo o peso próprio uniformemente distribuído.

Como destacado na Tabela 5.9, a área de armadura dos modelos **L 2 A** e **L 2 B** é 5,66% maior que a relativa à tela L 159. Pelo fato de algumas telas não estarem disponíveis nas lojas de materiais, essas telas foram montadas, procurando-se obter seções transversais de áreas próximas, mas não necessariamente idênticas, às das telas comerciais.

A força e a flecha relativas à primeira fissura devida ao carregamento foram determinadas através da análise do diagrama força-deslocamento do ensaio de flexão do modelo e da respectiva tabela de valores.

A Figura 5.35, a Figura 5.36 e a Figura 5.37 ilustram a determinação desses valores com o auxílio de uma reta tangente à curva, partindo da origem.

A maior diferença das forças de fissuração dos modelos com mesma taxa de armadura ocorreu entre os modelos **L 3 A** e **L 3 B**, o que pode ter acontecido pelo fato do carregamento ser controlado de forma manual. Nos intervalos entre as etapas de carregamento, pode ter havido uma acomodação do modelo **L 3 B**, que não fissurou diretamente, dificultando a determinação da força de fissuração por análise gráfica. Certamente essa dificuldade não ocorreria se o carregamento fosse aplicado por atuador servocontrolado,

Os comportamentos dos modelos foram coerentes com as taxas de armaduras, ocorrendo aumento da força de ruína com o acréscimo da armadura.

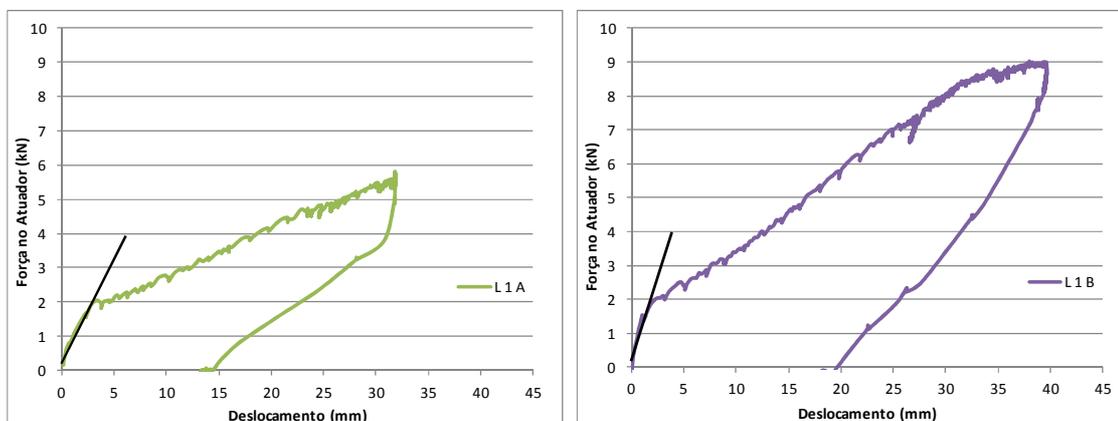


Figura 5.35 – Determinação da força de fissuração experimental dos modelos **L 1 A** e **L 1 B**.

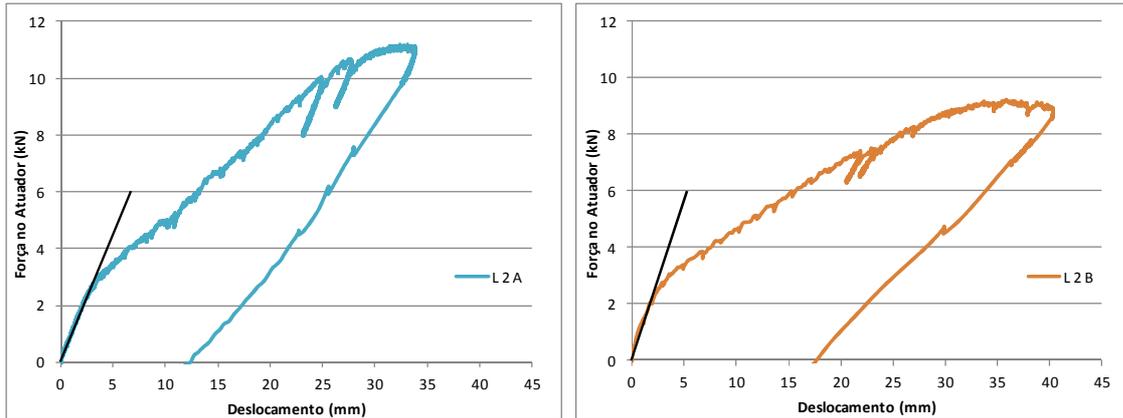


Figura 5.36 – Determinação da força de fissuração experimental dos modelos L 2 A e L 2 B.

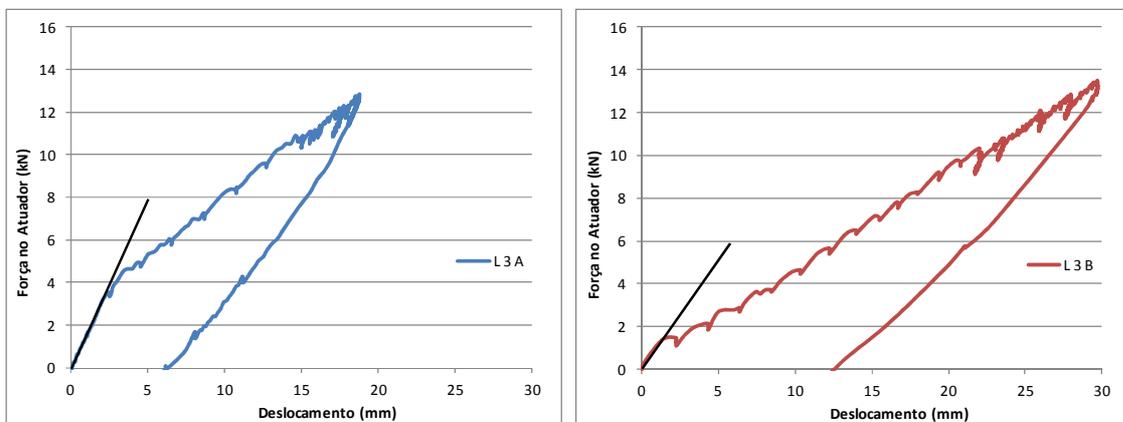


Figura 5.37 – Determinação da força de fissuração experimental dos modelos L 3 A e L 3 B.

5.3. Análise do Comportamento dos Modelos

A análise do comportamento dos modelos de lajes foi baseada na comparação dos valores experimentais, obtidos nos ensaios, com valores previstos baseados na ABNT NBR 6118:2007. A comparação com o emprego dessa Norma se justifica pelo fato da linha neutra das lajes ensaiadas estar muito próxima da borda superior, resultando região comprimida muito pequena, aproximando o comportamento das lajes de concreto comum com o dos modelos de Concreto Leve com EPS, mesmo com a diferença de resistência à compressão.

O cálculo com base na ABNT NBR 6118:2007 foi realizado sem o emprego de coeficientes de majoração dos carregamentos ou minoração das resistências, com o objetivo de analisar o comportamento experimental dos modelos de lajes compostos por Concreto Leve com EPS.

5.3.1. Momento Fletor

O momento resistente (sem coeficientes de majoração de ações e de minoração das resistências dos materiais) de cada modelo de laje ensaiado foi calculado com base na Figura 5.38.

Nos cálculos normalmente é empregado o fator 0,85 para corrigir a resistência do concreto, para levar em conta a perda de resistência do concreto sob carregamento de longa duração (efeito Rüschi), o ganho de resistência após a idade de referência (28 dias) e a diferença das características do concreto do corpo de prova e o da estrutura. Entretanto, foi utilizado o fator 0,95, que leva em conta somente a diferença do concreto do corpo de prova, utilizado no ensaio de caracterização, e o da estrutura, já que o ensaio do modelo foi realizado aos 28 dias e o carregamento durante os ensaios de flexão e de cisalhamento foi de curta duração.

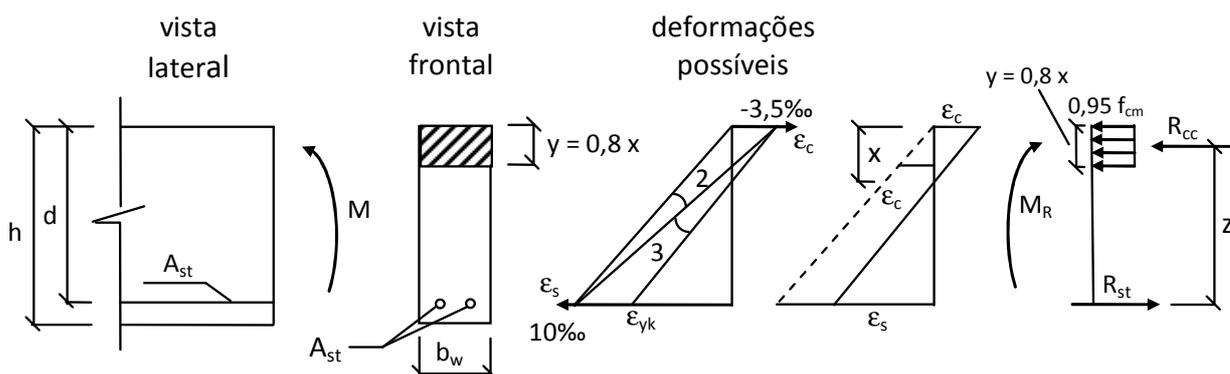


Figura 5.38 – Esquema para o cálculo do momento resistente da seção.
Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2010)

Nessa figura, M é o momento solicitante, R_{cc} é a resultante de compressão no concreto, R_{st} a resultante de tração no aço e z o braço de alavanca.

Com o equilíbrio de forças e momentos normais à seção transversal, e substituindo os valores da resultante das tensões de compressão no concreto ($b_w \cdot 0,8 x \cdot 0,95 f_{cm}$) e do braço de alavanca ($d - 0,4 x$), obtém-se o momento resistente da seção:

$$M_R = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cm}$$

d = altura útil da seção (distância do centro de gravidade da armadura até a borda comprimida);

x = altura da linha neutra (distância até a borda comprimida);

b_w = largura da seção transversal da laje;

f_{cm} = resistência média do concreto à compressão aos 28 dias.

Para determinação do momento resistente, é necessário conhecer o valor de x . Admitindo-se que a seção está no domínio 2 ou no 3, como $R_{cc} = R_{st}$, ou seja, $0,68 b_w \cdot x \cdot f_{cm} = A_{st} \cdot f_{yk}$, resulta:

$$x = \frac{A_{st} \cdot f_{yk}}{0,68 \cdot b_w \cdot f_{cm}}$$

A_{st} = área de aço tracionado;

f_{yk} = resistência característica de escoamento do aço.

Após a determinação da altura da linha neutra, foi verificado o domínio de deformação em que cada peça se encontra, determinando-se as alturas da linha neutra nos limites entre os domínios 2 e 3 e entre os domínios 3 e 4. Essas alturas são obtidas com base nos limites de deformação do aço e do concreto na flexão.

$$x_{23} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d \qquad x_{34} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{yk}} \cdot d$$

x_{23} = x no limite entre os domínios 2 e 3;

x_{34} = x no limite entre os domínios 3 e 4;

ε_c = deformação limite do concreto na flexão (0,35%);

ε_s = deformação do aço (no limite entre os domínios 2 e 3, $\varepsilon_s = 1,00\%$);

ε_{yk} = deformação específica característica do aço (depende da classe do aço, no caso o CA-60).

A Tabela 5.10 apresenta as características calculadas para cada modelo de laje, inclusive o momento máximo atingido por cada modelo ensaiado à flexão.

Tabela 5.10 – Análise do momento fletor dos modelos de lajes unidirecionais.

Características		Modelos de Lajes Unidirecionais					
		L 1 A	L 1 B	L 2 A	L 2 B	L 3 A	L 3 B
Altura da Linha Neutra (x)	cm	0,72	0,65	1,03	1,08	1,42	1,39
Domínio de Deformação	nº	2	2	2	2	3	3
Momento Resistente (M_{prev})	kN.m	3,25	3,27	3,83	3,81	4,30	4,31
Momento Máximo na Flexão (M_{exp})	kN.m	2,26	3,23	3,86	3,25	4,35	4,55
M_{exp}/M_{prev}	-	0,69	0,99	1,01	0,85	1,01	1,06

Cabe lembrar que denomina-se flexão a qualquer estado de solicitações normais em que se tenha a linha neutra dentro da seção. Na flexão, a ruína ocorre por alongamento último do aço de 1% ou encurtamento último do concreto de 3,5‰.

Nos modelos **L 1 A**, **L 1 B**, **L 2 A** e **L 2 B**, a ruína aconteceu no domínio de deformação 2, ou seja, com a deformação do aço no limite de 1% e a deformação do concreto entre zero e 3,5‰. Portanto, a ruína ocorreu com deformação plástica excessiva da armadura. Nessas condições há o aproveitamento máximo do aço e do concreto não, pois este não atinge sua tensão máxima.

Os modelos **L 3 A** e **L 3 B** atingiram a ruína no domínio de deformação 3, ou seja, com a deformação do concreto no limite máximo de 3,5‰ e a deformação do aço entre 1% e a deformação característica de escoamento. Portanto, houve ruptura do concreto com o aço tracionado em escoamento. Nessas condições tanto o concreto como o aço trabalham com suas tensões máximas (no caso $0,95 f_{cm}$ e f_{yk} , respectivamente), com aproveitamento máximo dos dois materiais, e a ruína ocorre com aviso, pois a peça apresenta deslocamentos visíveis e intensa fissuração.

Analisando a relação entre os momentos experimentais (exp) e os previstos (prev) para cada modelo, é possível afirmar que, com exceção do modelo **L 1 A**, que foi fragilizado pela posição inadequada da alça, somente o modelo **L 2 B** apresentou valor um pouco contra a segurança (15%). Os demais apresentaram M_{exp}/M_{prev} próximos ou maiores que 1 (de 0,99 a 1,06), isto é, a favor da segurança, e adequado com relação à economia. Portanto, pode-se afirmar que os resultados obtidos foram muito bons.

5.3.2. Momento de Fissuração

O momento de fissuração foi calculado de acordo com a ABNT NBR 6118:2007. Entretanto, não foi empregado o fator α que correlaciona a resistência à tração na flexão com a relativa à tração direta, optando pela utilização da resistência média à tração na flexão, obtida nos ensaios para o concreto de cada um dos modelos. Assim, para o cálculo do momento de fissuração previsto, foi utilizada a equação:

$$M_r = \frac{f_{ct,f} \cdot I_c}{y_t}$$

M_r = momento de fissuração;

$f_{ct,f}$ = resistência à tração na flexão;

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

y_t = distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada ($h/2$).

Para cada modelo, a Tabela 5.11 apresenta o momento de fissuração previsto, o experimental e a relação entre eles.

Tabela 5.11 – Momentos de fissuração dos modelos de lajes unidirecionais.

Características		Modelos de Lajes Unidirecionais					
		L 1 A	L 1 B	L 2 A	L 2 B	L 3 A	L 3 B
Momento de Fissuração Previsto ($M_{r,prev}$)	kN.m	0,93	0,93	1,03	0,95	0,86	0,87
Momento de Fissuração Experimental ($M_{r,exp}$)	kN.m	1,14	1,16	1,32	1,31	1,56	0,95
$M_{r,exp}/M_{r,prev}$	-	1,23	1,25	1,28	1,38	1,82	1,09

Nota-se que os momentos de fissuração previstos e os experimentais resultaram relativamente próximos, ficando a favor da segurança, já que o momento necessário para fissurar a peça no ensaio de flexão foi maior que o momento previsto no cálculo. A exceção foi o modelo **L 3 A**, que apresentou relação $M_{r,exp}/M_{r,prev} = 1,82$, bem maior que a dos demais modelos, que variaram entre 1,09 e 1,38.

5.3.3. Abertura de Fissuras

As aberturas de fissuras dos modelos de laje foram calculadas de acordo com as equações indicadas pela ABNT NBR 6118:2007:

$$w_k \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{\phi_i \cdot \sigma_{si} \cdot 3 \cdot \sigma_{si}}{12,5 \cdot \eta_1 \cdot E_{si} \cdot f_{ctm}} \\ \frac{\phi_i \cdot \sigma_{si}}{12,5 \cdot \eta_1 \cdot E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{array} \right.$$

w_k = valor característico da abertura das fissuras;

ϕ_i = diâmetro da barra na região de envolvimento considerada;

η_1 = coeficiente de conformação superficial da armadura passiva (1,4 para CA-60);

σ_{si} = tensão de tração no centro de gravidade da armadura (combinação frequente = $g + 0,4q$);

E_{si} = módulo de elasticidade do aço;

f_{ctm} = resistência média do concreto à tração ($0,7 \cdot f_{ct,f}$);

ρ_{ri} = tensão da armadura aderente (A_{si}/A_{cri});

A_{si} = área da armadura envolvida;

A_{cri} = área da região de envolvimento.

A resistência à tração de cada modelo foi determinada tanto pelo ensaio de tração na compressão diametral como pelo ensaio de tração na flexão. Nos cálculos, optou-se pelo emprego da resistência à tração na flexão, pela maior representatividade do comportamento dos prismas, submetidos à flexão, em relação ao comportamento dos modelos.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, foi utilizada a combinação frequente ($g + 0,4 q$) para determinação da tensão de tração no centro de gravidade da armadura (σ_{si}).

A Tabela 5.12 apresenta a abertura de fissuras de cada modelo de laje e o respectivo momento relativo a combinação frequente.

Tabela 5.12 – Abertura de fissuras dos modelos de lajes unidirecionais.

Característica		Modelos de Lajes Unidirecionais					
		L 1 A	L 1 B	L 2 A	L 2 B	L 3 A	L 3 B
Valor característico da abertura de fissuras (w_k)	mm	0,21	0,38	0,40	0,32	0,41	0,42
Momento devido a combinação frequente (M_{freq})	kN.m	1,08	1,47	1,71	1,46	1,91	1,99
Momento de Fissuração Experimental ($M_{r,exp}$)	kN.m	1,14	1,16	1,32	1,31	1,56	0,95
Momento Máximo na Flexão (M_{exp})	kN.m	2,26	3,23	3,86	3,25	4,35	4,55

Considerando que nos ensaios de flexão o carregamento foi aplicado até as aberturas das fissuras alcançarem valores entre 0,3 mm e 0,4 mm, verifica-se que o modelo utilizado para o cálculo superestima essas aberturas.

Para momento relativo a combinação frequente, geralmente pouco acima do momento de fissuração experimental, as aberturas de fissuras calculadas já alcançam os valores limites adotados nos ensaios, em que os respectivos momentos experimentais foram consideravelmente maiores que os momentos de fissuração. Essa diferença pode ser explicada pelo escorregamento da armadura, observada após os ensaios, caracterizada por fissuras longitudinais nas extremidades da laje.

5.3.4. Flecha

Com base na ABNT NBR 6118:2007, no cálculo da flecha imediata dos modelos de laje foi considerada combinação quase permanente das ações ($g+0,3q$). Para forças de intensidade $F/2$ aplicadas nos terços do vão, essa flecha é dada pela equação:

$$a_i = \frac{23}{648} \cdot \frac{F}{E \cdot I} \cdot L^3$$

a_i = flecha imediata;

F = força referente à combinação quase permanente ($g + 0,3q$);

L = vão (entre apoios);

$E = E_{cs}$ = módulo de elasticidade secante;

$I = I_{eq}$ = momento de inércia equivalente.

Para cada modelo, o módulo de elasticidade utilizado no cálculo foi o secante, obtido no respectivo ensaio de caracterização do concreto.

Foi considerado o momento de inércia equivalente, obtido com a equação:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_2$$

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_2 = momento de inércia no estágio II, calculado com $\alpha_e = E_s/E_{cs}$;

M_a = momento fletor na seção crítica, para combinação quase permanente;

M_r = momento de fissuração calculado com $f_{ct} = f_{ctm}$.

A Tabela 5.13 apresenta a flecha imediata prevista de cada modelo de laje, o respectivo momento (combinação quase permanente), a flecha experimental, determinada no ensaio de flexão, correspondente a esse momento, além da relação entre a flecha experimental e a prevista.

Tabela 5.13 – Análise da flecha dos modelos de lajes unidirecionais.

Características		Modelos de Lajes Unidirecionais					
		L 1 A	L 1 B	L 2 A	L 2 B	L 3 A	L 3 B
Flecha imediata prevista ($a_i = a_{prev}$)	mm	1,00	2,44	3,48	2,79	6,56	6,82
Flecha experimental equivalente na flexão (a_{exp})	mm	1,19	3,57	3,28	2,12	2,02	6,76
a_{exp}/a_{prev}	-	1,19	1,46	0,94	0,76	0,31	0,99
Momento devido a combinação quase permanente	kN.m	0,88	1,18	1,35	1,17	1,50	1,56

Com exceção do modelo **L 3 A**, em que a flecha experimental foi significativamente menor que a prevista, os modelos apresentaram relação a_{exp}/a_{prev} próxima de 1,0, indicando a coerência dos valores e a eficiência do modelo de cálculo, tendo em conta que não se pode esperar grande precisão para esta estimativa das flechas.

O escorregamento da armadura é um fator que também pode contribuir para o aumento da flecha.

5.3.5. Força Cortante

A força cortante nos modelos de laje, considerados elementos lineares com $b_w > 5d$, foi calculada utilizando a equação recomendada pela ABNT NBR 6118:2007, para peças sem protensão:

$$V_{R1} = [\tau_R \cdot k \cdot (1,2 + 40 \rho_1)] \cdot b_w \cdot d$$

V_{R1} = força cortante resistente;

τ_R = tensão resistente do concreto ao cisalhamento ($0,25 \cdot f_{ct}$);

k = coeficiente igual a $1,6 - d$, não menor que 1 , com d em metros;

$\rho_1 = [A_{s1}/(b_w \cdot d)]$ não maior que $10,02$ l;

b_w = largura da seção transversal da laje;

d = altura útil da seção.

A Tabela 5.14 apresenta, para cada modelo, a força cortante resistente (valor previsto calculado), a força cortante máxima alcançada no ensaio de cisalhamento e a comparação entre os valores experimentais e os previstos. Para facilitar a análise dos resultados, essa tabela também apresenta o tipo de ruína de cada modelo no ensaio de cisalhamento, além de uma verificação da necessidade de armadura transversal.

Tabela 5.14 – Análise da força cortante dos modelos de lajes unidirecionais.

Características		Modelos: Lajes Unidirecionais					
		L 1 A	L 1 B	L 2 A	L 2 B	L 3 A	L 3 B
Força Cortante Resistente ($V_{R1} = V_{prev}$)	kN	16,22	16,22	18,25	16,79	15,44	15,71
Força Cortante Máxima no Cisalhamento (V_{exp})	kN	3,69	6,96	13,29	8,07	36,98	32,93
V_{exp}/V_{prev}	-	0,23	0,43	0,73	0,48	2,39	2,10
Tipo de Ruína	-	Alça	Flexão	Mista	Flexão	Mista	Flexão
Cortante Máxima na Flexão ($V_{máx,f}$)	kN	3,97	5,60	6,61	5,61	7,45	7,78
Necessidade de Armadura Transversal	-	Não	Não	Não	Não	Não	Não

Analisando a relação V_{exp}/V_{prev} de cada modelo, é possível notar que aqueles com maior área de armadura (L 3 A e L 3 B) apresentaram $V_{exp}/V_{prev} > 2$, e os modelos com menor área de armadura (L 1 A e L 1 B), $V_{exp}/V_{prev} < 0,5$. Isso pode ser explicado pela interferência da armadura longitudinal na força cortante resistente dos modelos, ou pelo fato da ruína ocorrer predominantemente por flexão, mesmo no ensaio de cisalhamento.

A verificação da necessidade de armadura transversal (estribos) foi feita presumindo-se que se a força cortante resistente da laje (V_{R1}) fosse maior que a força cortante máxima obtida no ensaio de flexão ($V_{máx,f}$) (ruína que ocorre primeiro), a peça não necessitaria de armadura transversal. Isto foi confirmado com folga, pois, com os valores indicados na Tabela 5.14, pôde-se constatar que V_{R1} é bem maior que $V_{máx,f}$ (maior que pelo menos o dobro).

6. APLICAÇÃO DO CONCRETO LEVE COM EPS EM LAJES

Para avaliar a aplicação do Concreto Leve com EPS (CLE) em lajes, foram elaboradas tabelas para pré-dimensionamento de lajes unidirecionais e bidirecionais, utilizando concreto comum e o concreto leve ora considerado.

6.1. Cálculo das lajes

Para possibilitar um dimensionamento prévio, foram determinados os vão máximos possíveis de serem vencidos pela menor dimensão de lajes com diferentes espessuras e sobrecargas.

Os cálculos foram realizados de acordo com a ABNT NBR 6118:2007, seguindo a rotina de cálculo descrita no item anterior, em que foi comprovada a possibilidade de utilização dessa metodologia com base na comparação entre os valores experimentais e os previstos.

Em virtude da baixa massa específica do Concreto Leve com EPS, adotou-se a condição de apoio das lajes como simplesmente apoiadas, pensando na utilização de lajes pré-moldadas, tanto unidirecionais como bidirecionais.

Foi adotado cobrimento da armadura de 2 cm, relativo a classe de agressividade I, considerando ambientes urbanos internos secos.

Para o cálculo das lajes de CLE, foram adotados os valores da caracterização experimental do concreto B, e para o cálculo das lajes de concreto comum, foi considerado um concreto de 25 MPa de massa específica de 2400 kg/m³, com as demais características calculadas de acordo com a ABNT NBR 6118:2007. As características de cada concreto são apresentadas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Características dos concretos utilizadas nos cálculos.

Característica		Unidade	Concreto	
			CLE	Comum
Massa Específica	γ	kg/m ³	1279	2400
Resistência Característica à Compressão	f_{ck}	MPa	14,4	25,0
Fator de Eficiência	FE	MPa.dm ³ /kg	11,3	10,4
Módulo de Elasticidade Secante	E_{cs}	GPa	10,08	23,80
Resistência Média à Tração	f_{ctm}	MPa	0,97	2,57
Resistência Característica Inferior à Tração	$f_{ctk,inf}$	MPa	0,68	1,80
Resistência Característica Superior à Tração	$f_{ctk,sup}$	MPa	1,26	3,33
Coeficiente de Poisson	μ	-	0,2	0,2

Para determinar a resistência média do Concreto Leve com EPS à tração direta, a resistência à tração determinada nos ensaios de flexão foi multiplicada por 0,7. E para determinar as resistências características inferior e superior à tração, tanto do CLE como do concreto comum, suas resistências médias à tração foram multiplicadas pelos coeficientes 0,7 e 1,3, respectivamente.

Os coeficientes parciais de segurança utilizados são apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nos cálculos.

Coeficientes Parciais de Segurança		
Ponderação das Ações	γ_f	1,40
Ponderação da Resistência do Concreto	γ_c	1,30
Ponderação da Resistência do Aço	γ_s	1,15

Além do peso próprio (g_0) das lajes, foi adotado um valor fixo para a carga de revestimento (g_1), igual a $0,5 \text{ kN/m}^2$ (50 kgf/m^2), variando, portanto, somente o valor das ações variáveis (q).

O aço utilizado para os cálculos foi o aço CA-60, estabelecendo o emprego da armadura em telas soldadas disponíveis comercialmente. Assim as armaduras máximas utilizadas foram referentes à tela L785 (ϕ 10 mm cada 10 cm na direção principal e ϕ 6 mm cada 30 cm na outra direção), e à Q 785 (ϕ 10 mm cada 10 cm nas duas direções).

A tela L785 em geral correspondeu à armadura limite para as lajes unidirecionais e para as bidirecionais com relação entre os lados próxima a dois, já a Q785 limitou a armadura para as lajes com essa relação próxima à unidade, ou ainda para atender a armadura secundária mínima dos outros casos.

O fator empregado para determinação da combinação quase permanente, para o cálculo das flechas, foi 0,3, e da combinação frequente, para o cálculo das aberturas das fissuras, 0,4.

No cálculo da deformação de longo prazo, foi empregado o método da ABNT NBR 6118:2007, tanto para as lajes de concreto comum como para as de Concreto Leve com EPS, pois além do fator de longa duração do CLE, obtido experimentalmente, ser da mesma ordem de grandeza do calculado para concretos convencionais, a utilização do mesmo método de cálculo favorece a comparação do pré-dimensionamento entre as lajes dos dois materiais.

O carregamento das lajes foi considerado aplicado aos 28 dias, pois dificilmente isso acontecerá antes, em laje pré-moldadas. Foi adotado como sendo 70 meses o final do período de deformação, tempo indicado pela ABNT NBR 6118:2007 para considerar a deformação final da peça.

Adotando 70 meses como o final do período de deformação para o cálculo da fluência, também se justifica a utilização do método da ABNT NBR 6118:2007 para os dois tipos de concreto, pois isso atenua a diferença da fluência entre os materiais, já que esse período é maior que o período avaliado experimentalmente, no qual o CLE indicava tendência de estabilização.

Para verificação da deformação excessiva, apesar da ABNT NBR 6118:2007 considerar o valor limite igual ao menor vão dividido por 250, foi considerado três quartos (0,75) desse valor, com o objetivo de deixar uma certa margem de segurança no deslocamento excessivo, que foi o fator limitante na montagem das tabelas indicadas nos dois itens seguintes.

6.2. Tabela de Lajes Unidirecionais

As lajes são consideradas unidirecionais, isto é, armadas em uma direção, quando a relação (λ), entre o maior vão da laje (l_y) e o menor (l_x), é maior que dois.

A Tabela 6.3 apresenta o pré-dimensionamento de lajes de concreto comum e de CLE, indicando o máximo vão l_x possível, para lajes de várias espessuras e diferentes valores de sobrecarga. As ações foram indicadas em kgf/m^2 pelo fato de serem essas as unidades mais comuns na prática. Para transformá-las para kN/m^2 , o que seria correto, basta dividir as ações indicadas por 100, ou seja, 150 kgf/m^2 corresponde a $1,5 \text{ kN/m}^2$.

Verifica-se, na Tabela 6.3, que a diferença entre os vãos máximos para as lajes de concreto comum e de CLE é pequena, o que se deve, principalmente, à diferença do peso próprio.

Tabela 6.3 – Tabela para pré-dimensionamento de lajes unidirecionais.

Espessura		Lajes Unidirecionais								Peso Próprio (kgf/m^2)
h (cm)	Tipo	Vãos máximos (em metros) versus sobrecargas (kgf/m^2)								
		100	150	200	250	300	400	500	600	
7	CLE	2,55	2,45	2,35	2,25	2,20	2,10	2,00	1,90	90
	Comum	3,05	3,00	2,90	2,85	2,80	2,75	2,65	2,55	170
8	CLE	2,80	2,70	2,60	2,55	2,45	2,35	2,25	2,15	100
	Comum	3,35	3,30	3,25	3,20	3,15	3,05	2,95	2,85	190
9	CLE	3,05	2,95	2,85	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	115
	Comum	3,70	3,60	3,55	3,50	3,45	3,35	3,25	3,15	215
10	CLE	3,30	3,20	3,10	3,05	2,95	2,85	2,70	2,60	130
	Comum	4,00	3,90	3,85	3,80	3,75	3,60	3,50	3,40	240
11	CLE	3,55	3,45	3,35	3,30	3,20	3,05	2,95	2,80	140
	Comum	4,30	4,20	4,15	4,05	4,00	3,85	3,75	3,65	265
12	CLE	3,80	3,70	3,60	3,50	3,45	3,30	3,15	3,05	155
	Comum	4,55	4,45	4,40	4,30	4,25	4,15	4,00	3,90	290
15	CLE	4,45	4,30	4,25	4,15	4,05	3,90	3,80	3,65	190
	Comum	5,25	5,20	5,10	5,05	4,95	4,85	4,70	4,60	360
20	CLE	5,35	5,25	5,20	5,10	5,00	4,85	4,70	4,60	255
	Comum	6,30	6,20	6,15	6,10	6,00	5,90	5,80	5,65	480
30	CLE	6,95	6,85	6,80	6,70	6,60	6,45	6,30	6,20	385
	Comum	8,05	8,00	7,95	7,85	7,75	7,40	7,05	6,80	720

6.3. Tabelas de Lajes Bidirecionais

Diferente das lajes unidirecionais, nas quais é calculada a armadura na direção principal e na outra é empregada somente armadura de distribuição, nas lajes bidirecionais são calculadas as armaduras nas duas direções, dependendo da relação (λ) entre os vãos da laje, que varia de 1 a 2.

A Tabela 6.4 apresenta o pré-dimensionamento de lajes bidirecionais de concreto comum e de CLE com $\lambda = 1$, isto é, laje quadradas.

Pelo mesmo motivo indicado no item anterior, nesta tabela e nas subsequentes, as ações foram indicadas em kgf/m^2 .

Tabela 6.4 – Tabela para pré-dimensionamento de lajes bidirecionais com $\lambda = 1,0$.

Lajes Bidirecionais com $\lambda = \ell_y/\ell_x = 1,0$										Peso Próprio (kgf/m^2)
Espessura		Vãos máximos (em metros) versus sobrecargas (kgf/m^2)								
h (cm)	Tipo	100	150	200	250	300	400	500	600	
7	CLE	3,90	3,80	3,70	3,60	3,50	3,35	3,20	3,05	90
	Comum	4,55	4,45	4,35	4,30	4,20	4,05	3,95	3,85	170
8	CLE	4,35	4,25	4,10	4,00	3,90	3,75	3,60	3,45	100
	Comum	5,00	4,95	4,85	4,75	4,70	4,55	4,40	4,30	190
9	CLE	4,80	4,65	4,55	4,45	4,35	4,15	3,95	3,80	115
	Comum	5,50	5,40	5,30	5,20	5,15	5,00	4,85	4,75	215
10	CLE	5,20	5,05	4,95	4,85	4,75	4,50	4,35	4,15	130
	Comum	5,95	5,85	5,75	5,65	5,60	5,45	5,30	5,20	240
11	CLE	5,60	5,45	5,35	5,25	5,10	4,90	4,70	4,50	140
	Comum	6,35	6,25	6,20	6,10	6,00	5,85	5,75	5,60	265
12	CLE	6,00	5,85	5,75	5,60	5,45	5,25	5,05	4,85	155
	Comum	6,80	6,70	6,60	6,50	6,45	6,30	6,15	6,05	290
15	CLE	7,05	6,90	6,75	6,60	6,50	6,25	6,05	5,85	190
	Comum	8,00	7,90	7,80	7,70	7,65	7,50	7,35	7,20	360
20	CLE	8,60	8,45	8,30	8,15	8,00	7,75	7,50	7,30	255
	Comum	9,80	9,70	9,60	9,55	9,45	9,30	9,15	9,05	480
30	CLE	11,15	11,00	10,85	10,75	10,60	10,35	10,10	9,90	385
	Comum	13,00	12,95	12,85	12,80	12,70	12,45	11,95	11,50	720

A Tabela 6.5 apresenta o pré-dimensionamento de lajes bidirecionais de concreto comum e de CLE com $\lambda = 1,2$.

Tabela 6.5 – Tabela para pré-dimensionamento de lajes bidirecionais com $\lambda = 1,2$.

Lajes Bidirecionais com $\lambda = l_y/l_x = 1,2$										Peso Próprio (kgf/m ²)
Espessura		Vãos máximos (em metros) versus sobrecargas (kgf/m ²)								
h (cm)	Tipo	100	150	200	250	300	400	500	600	
7	CLE	3,50	3,40	3,30	3,20	3,10	2,95	2,80	2,65	90
	Comum	4,05	4,00	3,90	3,85	3,75	3,65	3,55	3,45	170
8	CLE	3,90	3,80	3,70	3,55	3,45	3,30	3,15	3,00	100
	Comum	4,50	4,40	4,35	4,25	4,20	4,05	3,95	3,85	190
9	CLE	4,25	4,15	4,05	3,90	3,80	3,65	3,45	3,35	115
	Comum	4,90	4,80	4,75	4,65	4,60	4,45	4,35	4,25	215
10	CLE	4,65	4,50	4,35	4,25	4,15	3,95	3,80	3,65	130
	Comum	5,30	5,20	5,15	5,05	5,00	4,85	4,75	4,65	240
11	CLE	5,00	4,85	4,70	4,60	4,45	4,30	4,10	3,95	140
	Comum	5,70	5,60	5,55	5,45	5,40	5,25	5,15	5,00	265
12	CLE	5,30	5,15	5,00	4,90	4,80	4,60	4,40	4,25	155
	Comum	6,05	6,00	5,90	5,85	5,75	5,65	5,50	5,40	290
15	CLE	6,20	6,05	5,90	5,80	5,65	5,45	5,30	5,10	190
	Comum	7,15	7,05	7,00	6,90	6,85	6,70	6,55	6,45	360
20	CLE	7,50	7,40	7,25	7,10	7,00	6,80	6,60	6,40	255
	Comum	8,75	8,70	8,60	8,55	8,45	8,35	8,20	8,05	480
30	CLE	9,75	9,65	9,50	9,40	9,25	9,05	8,85	8,65	385
	Comum	11,45	11,35	11,25	11,15	11,05	10,90	10,45	10,05	720

A Tabela 6.6 apresenta o pré-dimensionamento de lajes bidirecionais de concreto comum e de CLE com $\lambda = 1,5$.

Tabela 6.6 – Tabela para pré-dimensionamento de lajes bidirecionais com $\lambda = 1,5$.

Lajes Bidirecionais com $\lambda = l_y/l_x = 1,5$										Peso Próprio
Espessura		Vãos máximos (em metros) versus sobrecargas (kgf/m ²)								
h (cm)	Tipo	100	150	200	250	300	400	500	600	(kgf/m ²)
7	CLE	3,15	3,00	2,90	2,80	2,75	2,60	2,45	2,35	90
	Comum	3,65	3,60	3,50	3,45	3,40	3,30	3,20	3,10	170
8	CLE	3,45	3,35	3,25	3,15	3,05	2,90	2,75	2,65	100
	Comum	4,05	4,00	3,90	3,85	3,80	3,65	3,55	3,45	190
9	CLE	3,80	3,65	3,55	3,45	3,35	3,20	3,05	2,95	115
	Comum	4,45	4,35	4,30	4,20	4,15	4,05	3,95	3,85	215
10	CLE	4,10	3,95	3,85	3,75	3,65	3,50	3,35	3,25	130
	Comum	4,80	4,70	4,65	4,55	4,50	4,40	4,30	4,20	240
11	CLE	4,40	4,25	4,15	4,05	3,95	3,80	3,65	3,50	140
	Comum	5,15	5,05	5,00	4,90	4,85	4,75	4,65	4,55	265
12	CLE	4,65	4,55	4,45	4,35	4,25	4,05	3,90	3,75	155
	Comum	5,50	5,40	5,35	5,25	5,20	5,10	4,95	4,85	290
15	CLE	5,45	5,35	5,20	5,10	5,00	4,85	4,65	4,50	190
	Comum	6,45	6,35	6,30	6,25	6,15	6,00	5,85	5,75	360
20	CLE	6,65	6,50	6,40	6,30	6,20	6,00	5,80	5,65	255
	Comum	7,85	7,75	7,65	7,55	7,50	7,35	7,20	7,05	480
30	CLE	8,60	8,50	8,40	8,25	8,15	8,00	7,80	7,65	385
	Comum	10,05	9,95	9,85	9,80	9,70	9,40	9,00	8,65	720

A Tabela 6.7 apresenta o pré-dimensionamento de lajes bidirecionais de concreto comum e de CLE com $\lambda = 2$, isto é, com um dos vãos duas vezes maior que o outro.

Tabela 6.7 – Tabela para pré-dimensionamento de lajes bidirecionais com $\lambda = 2,0$.

Lajes Bidirecionais com $\lambda = l_y/l_x = 2,0$										Peso Próprio (kgf/m ²)
Espessura		Vãos máximos (em metros) versus sobrecargas (kgf/m ²)								
h (cm)	Tipo	100	150	200	250	300	400	500	600	
7	CLE	2,80	2,70	2,60	2,50	2,45	2,30	2,20	2,10	90
	Comum	3,35	3,25	3,20	3,15	3,10	3,00	2,90	2,85	170
8	CLE	3,10	3,00	2,90	2,80	2,75	2,60	2,50	2,40	100
	Comum	3,70	3,65	3,55	3,50	3,45	3,35	3,25	3,15	190
9	CLE	3,40	3,30	3,20	3,10	3,00	2,85	2,75	2,65	115
	Comum	4,05	3,95	3,90	3,85	3,80	3,70	3,60	3,50	215
10	CLE	3,70	3,55	3,45	3,35	3,30	3,15	3,00	2,90	130
	Comum	4,35	4,30	4,25	4,15	4,10	4,00	3,90	3,80	240
11	CLE	3,95	3,85	3,75	3,65	3,55	3,40	3,25	3,15	140
	Comum	4,70	4,60	4,55	4,50	4,45	4,30	4,20	4,05	265
12	CLE	4,20	4,10	4,00	3,90	3,80	3,65	3,50	3,40	155
	Comum	5,00	4,95	4,85	4,80	4,75	4,60	4,45	4,35	290
15	CLE	4,90	4,80	4,70	4,60	4,50	4,35	4,20	4,05	190
	Comum	5,85	5,75	5,70	5,60	5,50	5,40	5,25	5,15	360
20	CLE	5,95	5,85	5,75	5,65	5,55	5,40	5,25	5,10	255
	Comum	7,00	6,90	6,85	6,75	6,70	6,55	6,40	6,30	480
30	CLE	7,70	7,60	7,50	7,40	7,35	7,15	7,00	6,85	385
	Comum	8,95	8,90	8,80	8,75	8,70	8,30	7,95	7,65	720

Os maiores vão alcançados referem-se a lajes bidirecionais com $\lambda = 1$, pois a armadura em uma direção contribui para a outra em igual proporção.

Nas tabelas para lajes bidirecionais, também é possível constatar que a diferença entre os vão máximos para as lajes de concreto comum e de Concreto Leve com EPS é pequena, o que também se deve, principalmente, à diferença do peso próprio.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

7.1. Considerações Finais

Em relação ao Concreto Leve com EPS no estado fresco, a Figura 7.1 mostra a moldagem de uma laje desse material, que se apresenta reodinâmico, com significativa fluidez, permitindo o espalhamento do concreto na fôrma com facilidade e sem vibração, apresentando potencialidade para produção de um concreto autoadensável. Além disso, o concreto demonstra boa coesão, homogeneidade da mistura, sem segregação.



Figura 7.1 – Moldagem de laje de Concreto Leve com EPS.
(KERBAUY, 2011)

Essas características, além de conferirem melhor qualidade às peças produzidas, ainda proporcionam menor desgaste das fôrmas, geram economia, inclusive no cimbramento pela menor massa específica, melhor ambiente e condições de trabalho, por conta da eliminação de vibradores para espalhamento na moldagem do concreto e, conseqüentemente, economia de mão de obra nas atividades envolvidas.

É possível confirmar a homogeneidade do Concreto Leve com EPS, sem ocorrência de flutuação de agregado leve ou outras falhas de moldagem, analisando a Figura 7.2, que apresenta a distribuição do agregado leve na seção transversal de um prisma rompido no ensaio de flexão.

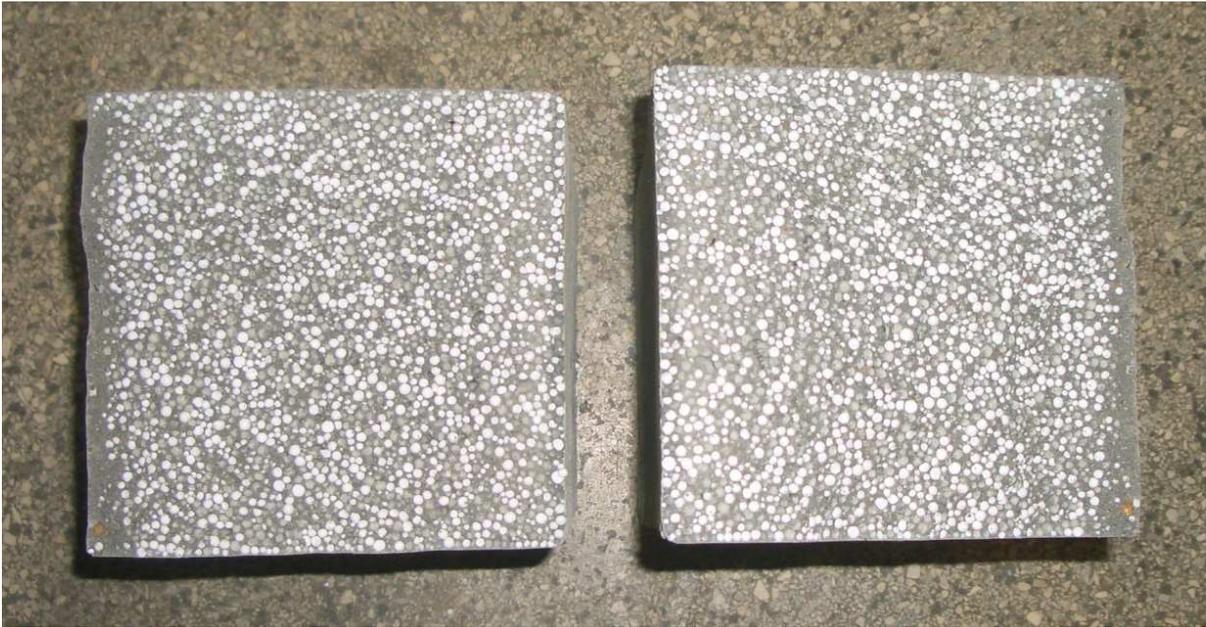


Figura 7.2 – Prisma de Concreto Leve com EPS rompido em ensaio de flexão.

Além da homogeneidade do material, cabe ressaltar o bom acabamento superficial das peças produzidas com Concreto Leve com EPS, semelhante ao de peças de concreto pré-moldado comum, pois as pérolas de EPS não aparecem nas superfícies da peça que ficam em contato com as fôrmas, como pode ser visto nas imagens das lajes ensaiadas.

O consumo de cimento, da ordem de 450 kg/m^3 do Concreto Leve com EPS para fins estruturais, pode ser explicado pelo comportamento resistente do material, com as tensões distribuídas somente pela argamassa, que deve ter a resistência suficiente (com mais cimento) para suprir os vazios criados pelas pérolas de EPS, que não resistem tensões.

É importante destacar que o material em estudo trata-se de um concreto mais leve que os demais concretos leves atualmente produzidos pelo meio técnico e disponíveis no mercado. Entretanto, pela falta de normas específicas, faz-se a seguir uma análise utilizando recomendações de normas nacionais e internacionais, voltadas para a produção de concretos com agregados leves convencionais.

Os valores de massa específica dos três concretos estudados ficaram abaixo de 1680 kg/m^3 , valor máximo especificado pela ABNT NBR NM 35:1995.

Com relação à resistência mínima da ordem de 17 MPa, exigida pela citada norma e também por outras como o ACI 213R-87 (1995) e a ASTM C330:1989, para concretos com agregado leve e areia natural, verifica-se que o concreto C atende essa exigência de resistência mínima.

Os concretos caracterizados também atendem às exigências para concretos leves de outras recomendações, que só fixam limites para a massa específica, tais como: RILEM (1975), menor que 2000 kg/m^3 ; CEB-FIP (1977), menor que 2000 kg/m^3 ; NS 3473.E (1998), entre 1200 kg/m^3 e 2200 kg/m^3 ; e CEN prEN 205-25 (1999), entre 800 kg/m^3 e 2000 kg/m^3 .

Apesar do concreto C atender a exigência de resistência à compressão da ASTM C330:1989, ele não atende a exigência de resistência à tração igual a 2,1 MPa. Entretanto, a massa específica do concreto C, de 1355 kg/m^3 , ficou consideravelmente abaixo do limite superior de 1680 kg/m^3 , exigido pela referida norma. Outro fator a considerar em relação à aplicação do Concreto Leve com EPS em lajes é o grande impacto da armadura na resistência desse tipo de elemento estrutural, solicitado predominantemente à flexão.

Analisando as tabelas de pré-dimensionamento de lajes e comparando o CLE com o concreto comum, é possível afirmar que para as lajes de CLE vencerem os mesmos vãos referentes ao concreto comum, basta aumentar a espessura em torno de 30% para as unidirecionais e 20% para as bidirecionais. Mesmo com esses aumentos de espessura, o peso não ultrapassa 70% do relativo às lajes de concreto comum.

O concreto leve com pérolas de EPS apresentou características adequadas para aplicações estruturais e seu uso é promissor, pois reúne condições para ser utilizado em vários tipos de construções. Além das características avaliadas no presente trabalho, cabe destacar o desempenho térmico do material, pois, de acordo com Cavalcanti, Caram e Pinheiro (2012), o Concreto Leve com EPS sugere bom comportamento térmico em relação ao concreto comum.

Como o Concreto Leve com EPS trata-se de um material inovador, é importante destacar também que não há norma específica, e que ele pode ser utilizado para fins estruturais desde que seja comprovado que suas características são adequadas para o tipo de elemento estrutural em que ele será empregado.

Para verificar a possibilidade de utilização de outro material de mesma natureza que o EPS, inclusive com outras particularidades relativas a problemas ambientais, foi avaliado o comportamento de modelos de lajes com Poliuretano (PU), de maneira semelhante ao estudo realizado com pérolas de EPS, incluindo a caracterização do concreto de cada modelo. O estudo do Concreto Leve com PU é apresentado no Apêndice.

Como complementação à caracterização do Concreto Leve com EPS, é apresentado no Anexo um estudo de carbonatação desse material, com o objetivo de ilustrar suas características de desempenho e durabilidade.

7.2. Conclusões

Com base no programa experimental desenvolvido e nos resultados dos ensaios realizados, conclui-se que o objetivo de determinar as características necessárias para projetar elementos estruturais de concreto leve com pérolas de EPS foi alcançado.

Além da caracterização principal do CLE (concreto B), foram realizadas mais duas caracterizações adicionais, com diferentes resistências mecânicas (concretos A e C), avaliando, em cada estudo: resistência à compressão, módulo de elasticidade, diagrama tensão versus deformação, deformação de ruptura, resistência à tração na compressão diametral e na flexão, e tenacidade.

Nessas caracterizações foram medidas e avaliadas as massas específicas, comparando suas relações com as características mecânicas de cada Concreto Leve com EPS e com as respectivas relações apresentadas pelo concreto comum.

O estudo de deformabilidade do Concreto Leve com EPS foi realizado por meio de ensaios de longa duração, de retração e de fluência, apresentando resultados coerentes com as propriedades dos materiais e com a literatura técnica, e valores satisfatórios para aplicação do material em elementos estruturais, como por exemplo em lajes.

Os modelos de lajes unidirecionais de Concreto Leve com EPS, nos ensaios de flexão e de cisalhamento, apresentaram comportamento representativo do referente a lajes, com acréscimo da força de ruína coerente com o aumento da armadura, como esperado para o comportamento de elementos com os esforços solicitantes predominantes de flexão. Além disso, os valores experimentais ficaram próximos aos valores previstos, calculados de acordo com a ABNT NBR 6118:2007, utilizando a caracterização do concreto referente a cada modelo.

Comparando os valores das tabelas elaboradas para pré-dimensionamento de lajes unidirecionais e bidirecionais de Concreto Leve com EPS com as tabelas para lajes de concreto comum, é possível concluir que as diferenças entre os vão máximos determinados são pequenas, principalmente se for levada em consideração a diferença do peso próprio, que é significativamente menor para as lajes de CLE.

Portanto, é possível afirmar que o concreto estudado, com aproximadamente metade da massa específica dos concretos convencionais, apresenta valores de resistência mecânica e características compatíveis com a produção e a aplicação comercial de lajes maciças, principalmente pré-moldadas, e de outros tipos de peças submetidas a moderadas tensões de compressão.

7.3. Sugestões para Trabalhos Futuros

Como a pesquisa é baseada no estudo exploratório de um novo produto, ainda existem muitos aspectos para serem estudados, principalmente relacionados com outras possibilidades de aplicação do Concreto Leve com EPS. Destacam-se a seguir alguns assuntos que poderiam ser considerados na continuidade deste trabalho:

- Modelos (equações) que representem as relações entre as características do CLE.
- Caracterização do CLE com a adição de material pozzolânico, como a Sílica Ativa (para aumento do módulo de elasticidade);
- Análise do CLE com a incorporação de fibras poliméricas, como a de polipropileno (para aumento da resistência à tração);
- Estudo de traços do CLE para elaboração de diagramas de dosagem;
- Estudo de dosagem para o controle do consumo de cimento na produção de CLE;
- Produção de CLE autoadensável;
- Análise do desempenho do CLE (ação de cloretos, carbonatação, congelamento etc.);
- Artefatos pré-fabricados estruturais e arquitetônicos de Concreto Leve com EPS;

- Estudo da ancoragem da armadura com o CLE;
- Viabilidade de produção e de utilização de pré-lajes de CLE;
- Avaliação da aplicação do CLE em lajes nervuradas;
- Estudo da aplicação do CLE na produção de elementos estruturais alveolares;
- Emprego de CLE na produção de painéis portantes e não portantes;
- Consideração das características do CLE no estudo das seções de elementos estruturais;
- Estudo das propriedades dinâmicas do CLE (vibração);
- Ensaio não destrutivo para avaliar e monitorar o comportamento do CLE;
- Avaliação do desempenho térmico de elementos de cobertura produzidos com CLE;
- Comportamento de elementos estruturais de CLE em situação de incêndio;
- Análise do CLE com fibra polimérica em situação de incêndio (desconexão dos poros).

REFERÊNCIAS

AÏTCIN, P. C. **Concreto de alto desempenho**. Tradução de Geraldo G. Serra. São Paulo: Pini, 2000. 667p.

ALBUQUERQUE, J. A. C. **Planeta plástico: tudo o que precisa saber sobre plásticos**. Porto Alegre: Sagra Luzatto, 2001. 285 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI 211.2-98**. Standard practice for selecting proportions for structural lightweight concrete, 1998.

_____. **ACI 213R-87**. Guide for structural lightweight aggregate concrete, 1995.

_____. **ACI 318**. Code requirements for structural concrete and commentary, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM C330**: Standard specification for lightweight aggregates for structural concrete. Philadelphia, 1989.

_____. **ASTM C203**: Standard test methods for breaking load and flexural properties of block-type thermal insulation. Philadelphia, 1999.

_____. **ASTM C1611**: Standard test method for slump flow of self-consolidating concrete. Philadelphia, 2006.

ANDRADE, J. J. O. Propriedades dos polímeros. In: ISAIA, G. C. **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. São Paulo: IBRACON, 2010. Cap. 41, v.2, p.1323-1350.

ANHEMBI PARQUE. Centro de eventos e convenções da cidade de São Paulo. 2010. Disponível em: <<http://www.anhembi.com.br/anhembi/bin/view/Pavilhao/Espacolmagens?id=1&filename=img0.jpg#igp1>>. Acesso em: 22 nov. 2011.

ARCELORMITTAL. **Treliças nervuradas Belgo**. 2009. Disponível em: <https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/trelicas_nervuradas/pdf/trelicas_nervuradas.pdf> Acesso em: 21 jul. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5738**: Moldagem e cura de corpos de prova de concreto cilíndricos ou prismáticos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 6118 (NB-1)**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 7222**: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. São Paulo, 1994.

_____. **NBR 7223**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NBR 7973**: Poliestireno expandido para isolamento térmica – Determinação de absorção de água. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 8081**: Espuma rígida de poliuretano para fins de isolamento térmica – Permeabilidade ao vapor de água – Método de ensaio. São Paulo, 1983.

_____. **NBR 8082**: Espuma rígida de poliuretano para fins de isolamento térmica – Resistência à compressão – Método de ensaio. São Paulo, 1983.

_____. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação. São Paulo, 2003.

_____. **NBR 9833**: Concreto fresco – Determinação da massa específica e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 11752**: Materiais celulares de poliestireno para isolamento térmico na construção civil e refrigeração industrial. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 11948**: Poliestireno expandido para isolamento térmica - Determinação da flamabilidade. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 11949**: Poliestireno expandido para isolamento térmica – Determinação da massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 12094**: Espuma rígida de poliuretano para fins de isolamento térmico – Determinação da condutividade térmica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 12142**: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão em corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 14859-1**: Laje pré-fabricada – Requisitos – Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 14859-2**: Laje pré-fabricada – Requisitos – Parte 2: Lajes bidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 14860-1**: Laje pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos – Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 14860-2**: Laje pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos – Parte 2: Lajes bidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 14861**: Laje pré-fabricada – Painel alveolar de Concreto Protendido - Requisitos. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR NM 35**: Agregados leves para concreto estrutural – Especificações. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DO POLIESTIRENO EXPANDIDO (ABRAPEX). **Resistência à compressão do EPS**. Disponível em: <http://www.abrapex.com.br>. Acesso em: 07 de setembro de 2011.

ASSOCIAÇÃO DE COMBATENTES DO CONCELHO DE ARGANIL. 2010. Disponível em: <http://combatentesarganil.blogspot.com.br/2010_04_01_archive.html>. Acesso em: 22 nov. 2011.

BASTOS, P. S. S. **Lajes de concreto**. Notas de aula. Universidade Estadual Paulista – UNESP. Bauru, 2005. 132p. Disponível em: <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf>. Acesso em: 07 ago. 2011.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). **BS 8110-2**: Structural use of concrete. Part 2: Code of practice for special circumstances. London, 1985.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Carlos: Edufscar, 2010. 367p.

CAVALCANTI, F. S.; CARAM, R. M.; PINHEIRO, L. M. Concreto Ultraleve em sistemas de vedação pré-moldados: sustentabilidade e conforto térmico. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 54., 2012, Maceió. **Anais...** Maceió, 2012.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON and FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE – CEB-FIP. **Lightweight aggregate concrete – Manual of design and technology**. London: The Construction Press, 1977.

_____. **Règles unifiées communes aux différents types d'ouvrages et de matériaux – Code modele CEB-FIP pour les structures em béton**. Paris, 1978.

_____. **Guide to good practice: quality assurance of hollow core slab**. London, 1992.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **CEN prEN 205-25**. Béton. Performances, production et conformité, 1999.

EAC-FEA/USP. Departamento de contabilidade e Atuária – FEA/USP. Disponível em: <<http://www.eac.fea.usp.br/eac/memoria/index.html>>. Acesso em: 07 jul. 2012.

FIGUEIREDO, E. P. Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto. In: ISAIA, G. C. **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. Cap.27, v.2, p.829-855.

HELENE, P. R. L. A nova NB 1/2003 (NBR 6118) e a vida útil das estruturas de concreto. In: Simpósio de Concretos Especiais, 2., 2004, Sobral. **Anais...** Sobral, 2004.

HOLM, T. A.; BREMNER, T. W. **State-of-the-art report on high-strength, high-durability structural low-density concrete for applications in severe marine environments**. US Army Corps of Engineers – Engineer Research and Development Center. ERDC/SL TR-00-3, 2000. 116p.

HOTEIS.COM™. Disponível em: <<http://www.hoteis.com/ho204088/grand-hyatt-sao-paulo-sao-paulo-brasil/>>. Acesso em: 07 jul. 2012.

HPP ARCHITECTS. Disponível em: <<http://www.hpp.com/en/projekte/typologies/buero-und-verwaltung/standard-bank-centre.html>>. Acesso em: 07 jul. 2012.

INTERNATIONAL UNION OF TESTING AND RESEARCH LABORATORIES FOR MATERIALS AND STRUCTURES (RILEM). **Terminology and definitions of lightweight concrete**. France, 1975.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. **JSCE-SF4. Concrete Library of JSCE**. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. n.3, June 1984.

KERBAUY, M. J. **Concreto estrutural ultraleve com desmoldagem rápida destinado à fabricação de placas, painéis e lajes**. BR n. PI 1004268-7, 2010.

KERBAUY, M. J. **Concreflex®: a evolução da construção**. 2011. 1 folder.

KERBAUY, M. J. **Publicação eletrônica** [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por <tcatoia@sc.usp.br> em 25 mai. 2012.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (2008). **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2008. 674p.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Tradução Eng. Salvador E. Giammusso. São Paulo: Pini, 1997. 828p.

NORWEGIAN COUNCIL FOR BUILDING STANDARDIZATION. **NS 3473.E**. Concrete Structures. Design Rules, 5th edition, 1998.

PARK REGIS HOTELS. Disponível em: <<http://www.parkregishotels.com/hotels/sydney/park-regis-city-centre>>. Acesso em: 07 jul. 2012.

PINHEIRO, L. M. **Publicação eletrônica** [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por <tcatoia@sc.usp.br> em 05 jul. 2012.

POCO A POCO. BMW Tower and museum, Munich, Germany. 28 abr. 2012. Disponível em: <http://en.wikipedia.org/wiki/File:4_cilindros_y_museo_BMW,_M%C3%BAnich,_Alemania_2012-04-28,_DD_02.JPG>. Acesso em: 07 jul. 2012.

PROMOVIEW. 2009. Disponível em: <<http://promoview.com.br/mercado/31337-riocentro-e-escolhido-melhor-centro-de-convencoes-da-al/>>. Acesso em: 07 jul. 2012.

ROSSIGNOLO, J. A. **Concreto leve de alto desempenho modificado com SB para pré-fabricados esbeltos – dosagem, produção, propriedades e microestrutura**. Tese (Doutorado) – Interunidades: Escola de Engenharia de São Carlos, Instituto de Física de São Carlos e Instituto de Química de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

ROSSIGNOLO, J. A. **Desenvolvimento de concreto de alto desempenho para painéis verticais monolíticos**. Relatório sobre carbonatação de concreto com agregados leves. Laboratório de Construção Civil (LCC) – EESC/USP, São Carlos-SP, 2005. Disponível em: <www.ciacasa.com.br/imagens/banco/laudo_G_COD_503508420_arquivo_Relato%CC%81rio%20USP%20Carbonatac%CC%A7a%CC%83o.pdf>. Acesso em: 21 Fev 2012.

ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C. Concreto estrutural leve. In: ISAIA, G.C. **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. Cap.43, v.2, p.1333-1362.

TESUKA, Y. **Concreto leve à base de argila expandida**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1973.

TRIBO DE JACOB. 2010. Disponível em: <<http://tribodejacob.blogspot.com.br/2010/11/1-de-novembro-de-610o-panteao-romano-e.html>>. Acesso em: 22 nov. 2011.

VASCONCELOS, A. C. Cálculo estrutural de concretos leves de argila expandida. In: IBRACON: Colóquio sobre Concretos Leves, 1973, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1973.

VASCONCELOS, A. C. **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações**. São Paulo: Studio Nobel, 2002. v.3.

APÊNDICE A – CONCRETO LEVE COM POLIURETANO (PU)

O Poliuretano (PU) trata-se de um polímero utilizado na produção de espumas rígidas e flexíveis, elastômeros duráveis, adesivos de alto desempenho, selantes, fibras, vedações, preservativos, carpetes, peças de plástico rígido e tintas. Por serem formados por unidades de uretano ou carbamato, são denominados Poliuretanos.

O poliuretano utilizado na produção de Concreto Leve para o estudo realizado trata-se de refugo de espuma de poliuretano expansiva, utilizada na proteção de produtos industriais, durante o transporte. O interesse na aplicação desse material se deve à grande quantidade disponível e à pequena aplicação no mercado, além da dificuldade de reciclagem.

Segundo Kerbauy (2012), com relação ao EPS em flocos (moído ou triturado), devido à lei que regulamenta a logística de retorno de resíduo sólido, os produtores de EPS estão recolhendo o resíduo e transformando-o novamente em pérolas ou simplesmente triturando e revendendo a preço não compatível com a produção de concreto. Como o consumo de EPS para o produção de Concreto Leve é elevado, além de não ter a quantidade necessária facilmente disponível no mercado, o seu custo torna-se elevado.

O mesmo não acontece com as pérolas de EPS, pois elas têm produção industrial em grande escala, já que o processo de pré-expansão do poliestireno é relativamente simples. Assim, seria interessante pelo menos a mistura do refugo de PU com pérolas de EPS para produção do *Concreto Ultraleve*® (KERBAUY, 2012).

O presente estudo avalia o comportamento de modelos de lajes de Concreto Leve com PU (somente), de maneira similar ao estudo realizado para lajes de Concreto Leve com EPS, incluindo a caracterização do concreto de cada modelo.

Diferentemente dos modelos com EPS, os modelos com PU não apresentaram um bom acabamento superficial na face superior, oposta à face em contato com a fôrma. Em razão disso, nos modelos com PU foi aplicada uma argamassa de acabamento na superfície irregular, com o intuito de simular o comportamento da laje da maneira que ela deveria ser aplicada na prática.

Para facilitar a comparação dos modelos com PU e com EPS de mesma área de armadura longitudinal, foram inseridos os valores referentes aos respectivos modelos com EPS nas tabelas e figuras das características dos modelos com PU.

1. Características dos Concretos dos Modelos com PU

A Tabela Ap.1 apresenta as características dos concretos que compõem cada um dos modelos de lajes unidirecionais com PU. Para essa caracterização, seguiu-se a mesma metodologia e as mesmas quantidades de corpos de prova utilizadas para caracterização dos modelos com pérolas de EPS. Entretanto, não foram realizados os ensaios de tração na flexão e na compressão diametral.

Tabela Ap.1 – Características dos concretos das lajes unidirecionais com PU.

Característica			Modelos de Lajes Unidirecionais com EPS		Modelos de Lajes Unidirecionais com PU	
			L 3 A	L 3 B	L 3 C PU	L 3 D PU
Estado Fresco	γ_F	kg/m ³	1245	1247	1348	1376
1 dia	γ_1	kg/m ³	1233	1221	1330	1354
	f_{c1}	MPa	8,1	7,7	6,8	7,2
	FE_1	MPa.dm ³ /kg	6,6	6,3	5,1	5,3
7 dias	γ_7	kg/m ³	1230	1250	1334	1354
	f_{c7}	MPa	10,1	10,5	10,0	11,3
	FE_7	MPa.dm ³ /kg	8,2	8,4	7,5	8,3
28 dias	γ_{28}	kg/m ³	1226	1239	1345	1361
	f_{c28}	MPa	12,2	12,4	12,5	12,7
	FE_{28}	MPa.dm ³ /kg	10,0	10,0	9,3	9,3
	ϵ_{cc}	mm/m	1,77	1,67	1,67	1,62
	E_{ci}	GPa	9,80	10,42	11,23	10,69
	E_{cs}	GPa	8,67	9,08	9,31	9,31

Os valores apresentados na Tabela Ap.1 são valores médios, considerando o número de ensaios realizados.

Os modelos com PU seguiram a mesma nomenclatura que os modelos com EPS. São representados pela letra **L**, seguida pelo número relativo ao tipo de armadura, e depois pela letra maiúscula que correspondente aos modelos com mesma armadura, continuando a contagem dos modelos com EPS. Entretanto, para enfatizar a diferença entre os modelos, incluiu-se PU no final do nome dos respectivos modelos.

Mesmo com a proximidade entre os valores das características dos concretos com pérolas de EPS e com flocos de PU analisados, os concretos dos modelos com PU, apesar da aplicação da mesma metodologia de produção, apresentaram maior massa específica, desde o estado fresco até a idade de referência (28 dias), menor resistência mecânica (à compressão) e conseqüentemente menor fator de eficiência (FE). A deformação de ruptura ficou abaixo dos valores apresentados pelos concretos com pérolas de EPS, ficando mais distante do valor de 2‰ de deformação de ruptura dos concretos convencionais submetidos à compressão. Os módulos de elasticidade apresentaram valores inferiores aos dos concretos com EPS.

2. Comportamento dos Modelos com PU

Os modelos com PU são semelhantes aos com EPS, com mesmas características geométricas e armadura unidirecional. Os modelos com PU também foram ensaiados aos 28 dias e seguiram o mesmo padrão dos ensaios dos modelos com EPS: no ensaio de flexão, foram carregados até apresentarem aberturas de fissuras entre 0,3 mm e 0,4 mm, e depois, no ensaio de cisalhamento, foram carregados até a ruína.

O modelo **L 3 C PU** teve ruína por ação do momento fletor e da força cortante à esquerda (Figura Ap.1 e Figura Ap.2), com seção de ruína de pequena inclinação, entre o trilho de carregamento e o apoio (Figura Ap.3). Houve ruptura da capa de acabamento no lado esquerdo (Figura Ap.4) e escorregamento das barras, caracterizadas por fissuras ao longo da posição das barras, ou seja, perpendiculares à face esquerda (Figura Ap.3). As figuras ilustram o comportamento descrito, com fotos do respectivo modelo, durante e após a realização do ensaio de cisalhamento.



Figura Ap.1 – Ruína do modelo **L 3 C PU** próxima ao apoio esquerdo.



Figura Ap.2 – Detalhe da ruína do modelo **L 3 C PU** por momento fletor e força cortante.



Figura Ap.3 – Ruína do modelo **L 3 C PU** inclinada entre o carregamento e o apoio.



Figura Ap.4 – Ruptura da capa de acabamento do modelo **L 3 C PU**.

O modelo **L 3 D PU** teve ruína por ação do momento fletor à esquerda do trecho central (Figura Ap.5 e Figura Ap.6). Houve ruptura da capa de acabamento (Figura Ap.7) e fissuras de força cortante e de escorregamento das barras junto aos apoios (Figura Ap.8). O comportamento descrito é ilustrado pelas figuras, com fotos do modelo **L 3 D PU** durante e após a realização dos ensaios.



Figura Ap.5 – Ruína do modelo **L 3 D PU** por ação do momento fletor à esquerda.



Figura Ap.6 – Detalhe da ruína do modelo **L 3 D PU** por ação do momento fletor.

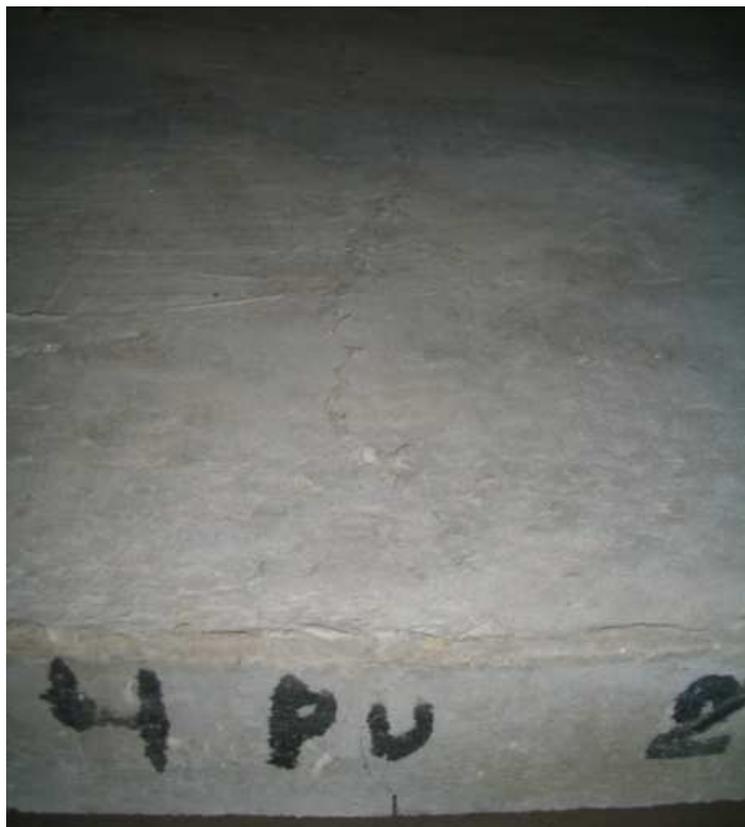


Figura Ap.7 – Ruptura da capa de acabamento do modelo L 3 D PU.



Figura Ap.8 – Fissuras de momento fletor e de escorregamento das barras do modelo L 3 D PU.

2.1. Ensaio de Flexão

A Figura Ap.9 apresenta os diagramas força-deslocamento dos modelos com PU e com EPS, nos ensaios de flexão.

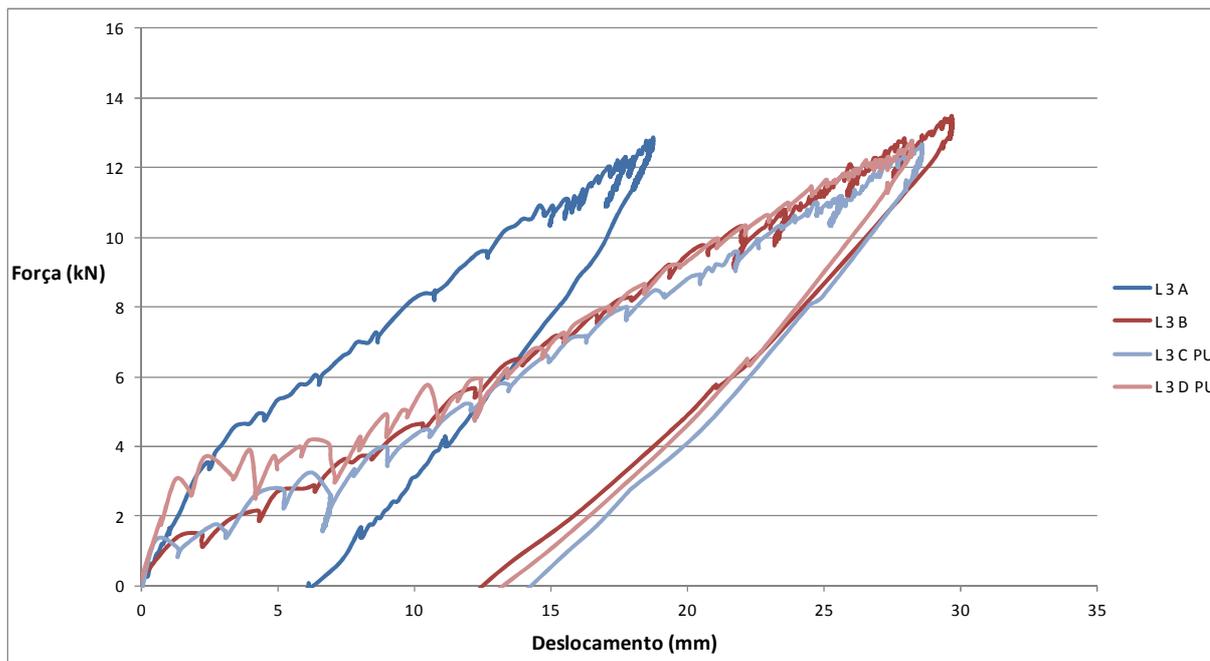


Figura Ap.9 – Diagramas força-deslocamento dos modelos nos ensaios de flexão.

Como nos modelos com EPS, para não danificar os modelos e possibilitar a realização dos ensaios de cisalhamento após o ensaio de flexão, os modelos não foram solicitados até a ruína. Entretanto, o estado limite de serviço foi ultrapassado.

A Figura Ap.10 apresenta os diagramas momento fletor versus deslocamento dos mesmos modelos com PU e com EPS, nos ensaios de flexão. Os momentos e os deslocamentos foram determinados da mesma maneira que nos modelos com EPS.

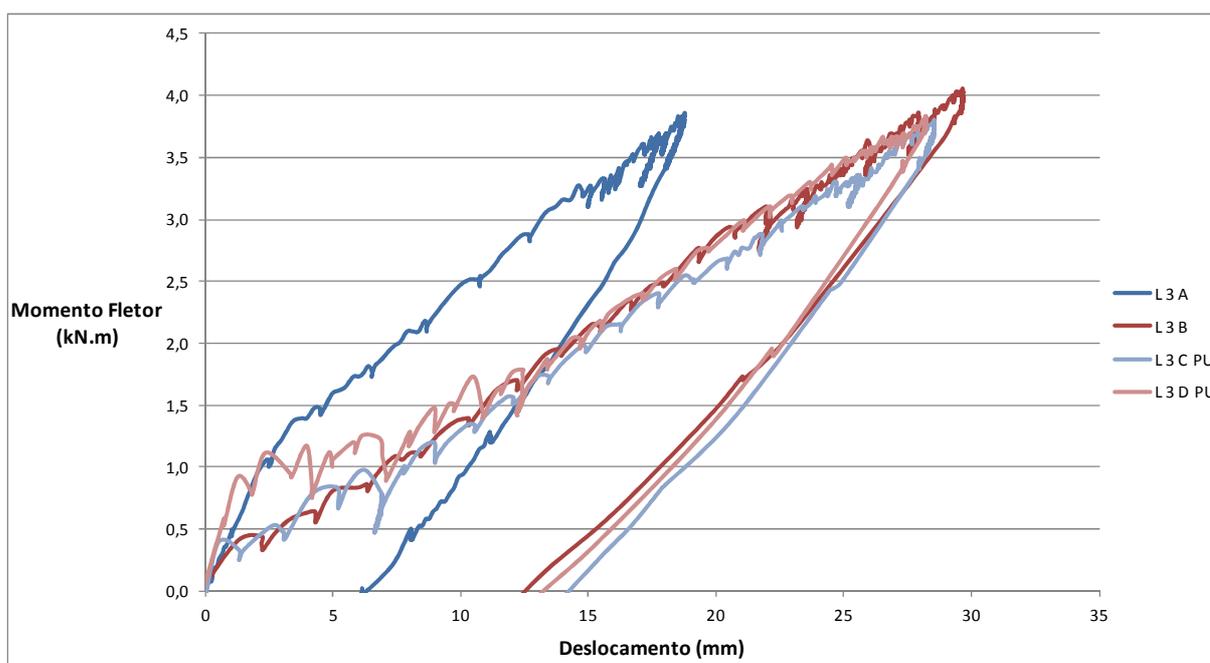


Figura Ap.10 – Diagramas momento-deslocamento dos modelos nos ensaios de flexão.

2.2. Ensaio de Cisalhamento

A Figura Ap.11 apresenta os diagramas de força cortante (reação de apoio) versus deslocamento dos modelos com PU e com EPS nos ensaios de cisalhamento.

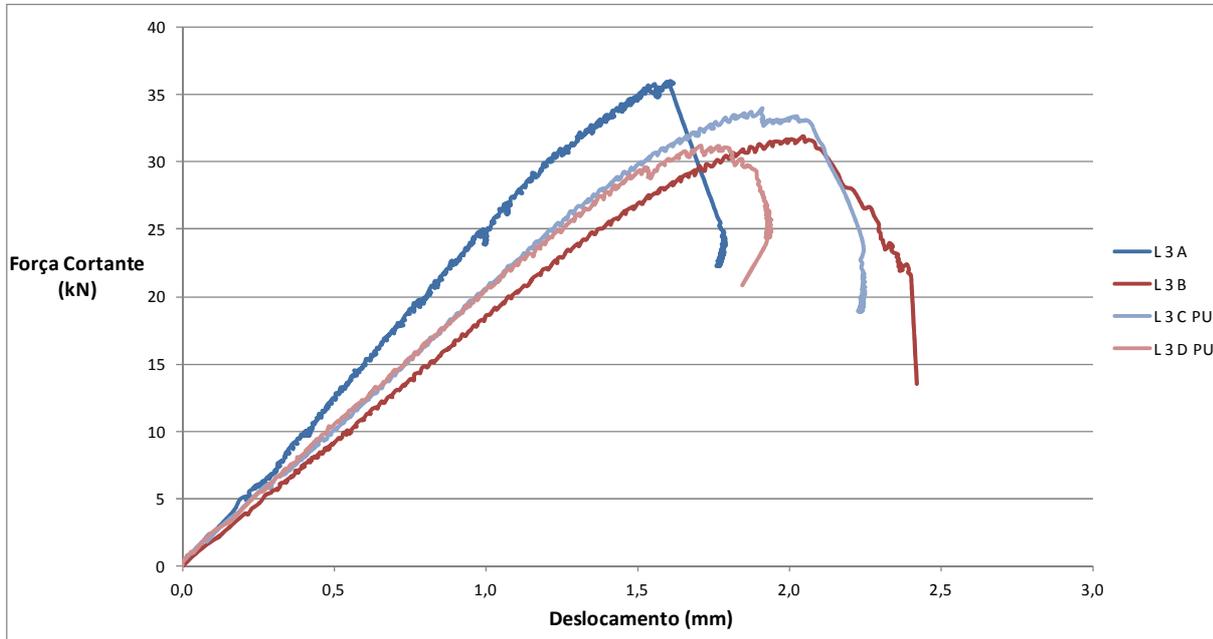


Figura Ap.11 – Diagramas cortante-deslocamento dos modelos nos ensaios de cisalhamento.

Como no ensaio de cisalhamento, os modelos com PU também apresentaram ruína por ação do momento fletor. A Figura Ap.12 apresenta os diagramas de momento fletor versus deslocamento. Os momentos foram determinados da mesma maneira que nos modelos com EPS.

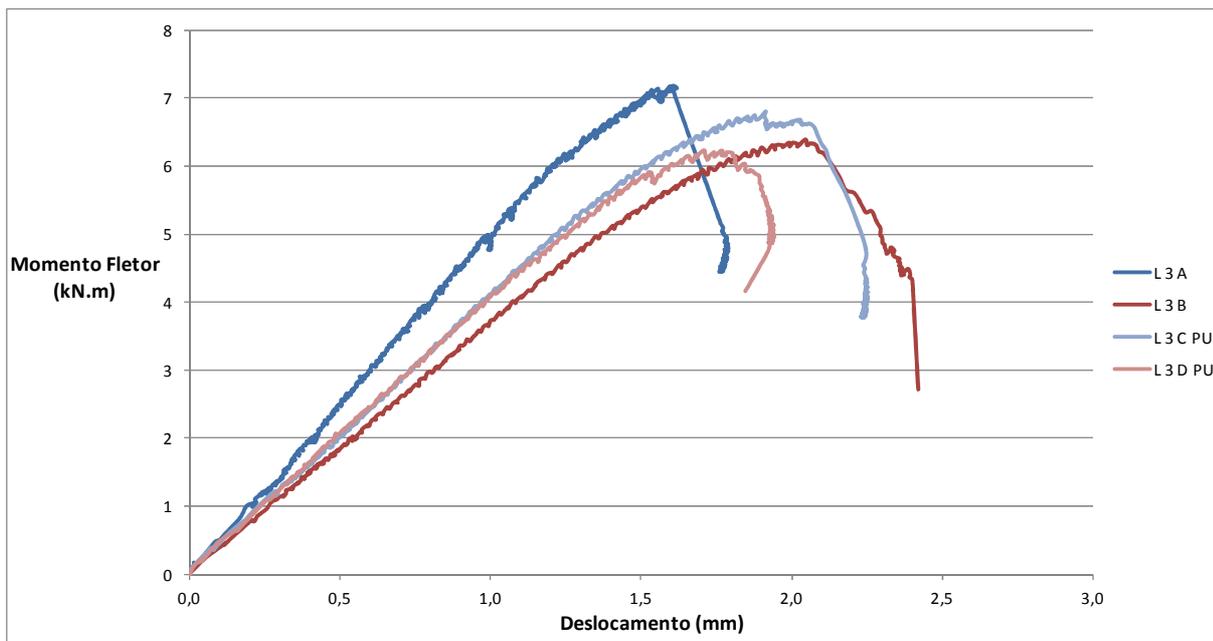


Figura Ap.12 – Diagramas momento-deslocamento dos modelos nos ensaios de cisalhamento.

2.3. Características dos Modelos com PU

A Tabela Ap.2 apresenta resumidamente as características dos modelos com PU, assim como informações sobre os ensaios de flexão e de cisalhamento.

Tabela Ap.2 – Resumo das características dos modelos de lajes unidirecionais com PU.

Características			Modelos de Lajes Unidirecionais com EPS		Modelos de Lajes Unidirecionais com PU	
			L 3 A	L 3 B	L 3 C PU	L 3 D PU
Armadura	Barras	Quantidade, diâmetro (mm) e espaçamento (cm)	7 ϕ 5 c/10		7 ϕ 5 c/10	
	Área	cm ²	1,37		1,37	
	Tela	tipo	L196		L196	
Força de Fissuração (carregamento)		kN	3,54	1,49	1,30	3,07
Força de Fissuração (total)		kN	5,58	3,55	3,47	5,26
Flecha na Fissuração (carregamento)		mm	2,39	2,23	0,51	1,29
Flecha na Fissuração (total)		mm	3,05	2,86	1,16	1,94
Força de Ruína (carregamento)		kN	12,85	13,50	12,66	12,76
Força de Ruína (total)		kN	14,89	15,56	14,83	14,94
Flecha na Ruína (carregamento)		mm	18,77	29,67	28,57	28,24
Flecha na Ruína (total)		mm	19,43	30,30	29,22	28,89
Ensaio de Flexão	Força Máxima	kN	14,89	15,56	14,83	14,89
	Cortante Máxima	kN	7,45	7,78	7,42	7,45
	Momento Máximo	kN.m	4,35	4,55	4,33	4,35
Ensaio de Cisalhamento	Força Máxima	kN	73,95	65,86	70,17	73,95
	Cortante Máxima	kN	36,98	32,93	35,08	36,98
	Momento Máximo	kN.m	7,54	6,74	7,18	7,54

Nessa tabela, algumas informações são apresentadas em duas classificações distintas, como nos modelos com EPS, em que carregamento se refere somente ao carregamento aplicado pelo atuador hidráulico, e total se refere a toda força aplicada, incluindo peso próprio, vigas de transição e carregamento do atuador.

Assim as flechas devidas ao carregamento foram obtidas diretamente pela instrumentação, e para obtenção das flechas totais, foram adicionadas às do carregamento as flechas das demais parcelas, obtidas por cálculo.

Cabe lembrar que tanto para o ensaio de flexão como para o de cisalhamento, os valores dos esforços estão considerando todas as parcelas.

Entretanto, o cálculo separado dos esforços de cada parcela para depois serem somados deve-se à diferença dos tipos de carregamento, sendo o do atuador e das vigas de transição concentrados e o peso próprio uniformemente distribuído.

Analogamente aos modelos com EPS, a força e a flecha de fissuração foram determinadas através da análise do diagrama força-deslocamento do ensaio de flexão do modelo com PU e da respectiva tabela de valores.

A Figura Ap.13 ilustra a determinação desses valores, com o auxílio de uma reta tangente à curva, partindo da origem.

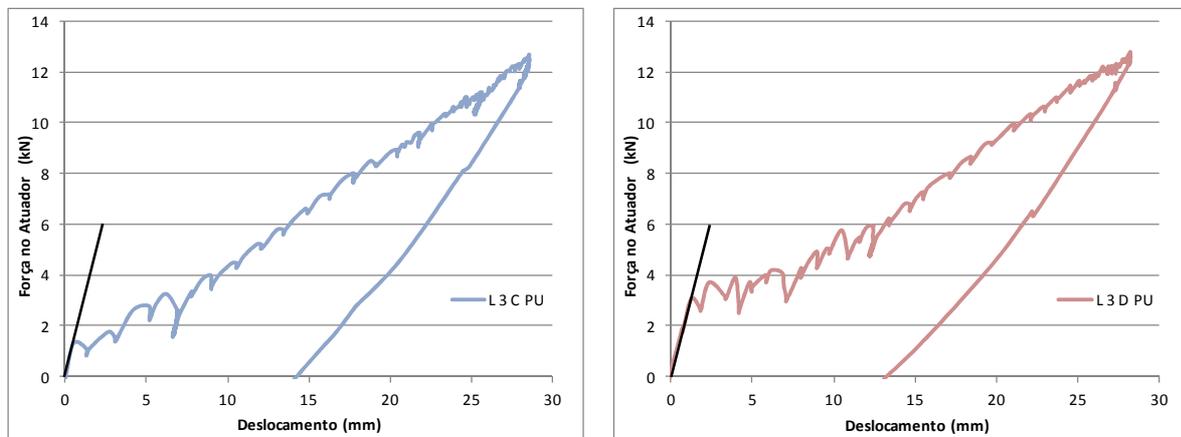


Figura Ap.13 – Determinação da força de fissuração experimental dos modelos com PU.

A diferença entre as forças de fissuração dos modelos **L 3 C PU** e **L 3 D PU** pode ter ocorrido pelo mesmo motivo que a diferença entre as forças de fissuração dos modelos **L 3 A** e **L 3 B**, devido ao carregamento manual dos modelos, pois, como o carregamento não foi realizado por atuador servocontrolado, nos intervalos entre os carregamentos manuais o modelo **L 3 C PU** pode ter se acomodado e não fissurou diretamente, dificultando a determinação da força de fissuração por análise gráfica.

O comportamento dos modelos com PU foi parecido com o dos modelos com EPS que tinham a mesma taxa de armadura (**L 3 A** e **L 3 B**).

3. Análise do Comportamento dos Modelos com PU

A análise do comportamento dos modelos com PU, como a dos modelos com EPS, é baseada na comparação dos valores experimentais com os previstos, calculados utilizando os modelos de cálculo indicados pela ABNT NBR 6118:2007, sem o emprego de coeficientes de majoração das ações ou de minoração das resistências.

Como para os concretos dos modelos com PU não foram determinadas as resistências à tração, o valor utilizado para análise desses modelos foi o da resistência média à tração determinada no ensaio de flexão do concreto com EPS do modelo **L 3 B**, pois, comparando as demais características dos concretos, foi considerado este o concreto mais representativo, e apesar de existirem diferenças entre os concretos com EPS e o com PU, ainda assim apresentam valores mais próximos que os estimados por cálculos voltados para concretos comuns.

3.1. Momento Fletor

Os momentos resistentes dos modelos com PU foram determinados de maneira análoga ao dos modelos com EPS. A Tabela Ap.3 apresenta as características de cada modelo de laje com PU, inclusive o momento máximo atingido por esses modelos nos ensaios de flexão.

Tabela Ap.3 – Análise dos momentos flectores das lajes unidirecionais com PU.

Características		Modelos de Lajes Unidirecionais com EPS		Modelos de Lajes Unidirecionais com PU	
		L 3 A	L 3 B	L 3 C PU	L 3 D PU
Altura da Linha Neutra (x)	cm	1,42	1,39	1,38	1,36
Domínio de Deformação	nº	3	3	3	2
Momento Resistente (M_{prev})	kN.m	4,30	4,31	4,32	4,32
Momento Máximo na Flexão (M_{exp})	kN.m	4,35	4,55	4,33	4,36
M_{exp}/M_{prev}	-	1,01	1,06	1,00	1,01

O modelo **L 3 C PU** atingiu a ruína no domínio de deformação 3, situação em que se considera deformação última do concreto de 3,5‰ e deformação do aço entre 1% e a deformação característica de escoamento, ou seja, o concreto encontra-se na ruptura e o aço tracionado em escoamento.

O modelo **L 3 D PU** teve sua ruína no domínio de deformação 2, apresentando deformação do aço em seu limite de 1% e deformação do concreto entre zero e 3,5‰, ou seja, a ruína ocorreu com deformação plástica excessiva da armadura.

Analisando a relação entre o momento experimental (exp) e o previsto (prev) de cada modelo com PU, é possível afirmar que os modelos apresentaram valores a favor da segurança ($M_{exp}/M_{prev} > 1$), com comportamento semelhante ao dos modelos com EPS com mesma armadura.

3.2. Momento de Fissuração

O momento de fissuração dos modelos com PU foi calculado de acordo com a ABNT NBR 6118:2007. A Tabela Ap.4 apresenta o momento de fissuração previsto e o experimental de cada um dos modelos com PU e a relação entre eles.

Tabela Ap.4 – Análise do momento de fissuração dos modelos de lajes unidirecionais com PU.

Características		Modelos de Lajes Unidirecionais com EPS		Modelos de Lajes Unidirecionais com PU	
		L 3 A	L 3 B	L 3 C PU	L 3 D PU
Momento de Fissuração Previsto ($M_{r,prev}$)	kN.m	0,86	0,87	0,87	0,87
Momento de Fissuração Experimental ($M_{r,exp}$)	kN.m	1,56	0,95	0,92	1,45
$M_{r,exp}/M_{r,prev}$	-	1,82	1,09	1,05	1,66

Para fissuração do modelo **L 3 D PU**, no ensaio de flexão, foi necessária a aplicação de um momento 66% maior que o momento previsto, ficando a favor da segurança. O mesmo aconteceu com o modelo **L 3 C PU**, entretanto, somente 5% maior que o momento calculado.

3.3. Abertura de Fissuras

A abertura de fissuras dos modelos com PU foi calculada de acordo com recomendações da ABNT NBR 6118:2007. Foi utilizada combinação frequente ($g+0,4q$), para determinação da tensão de tração no centro de gravidade da armadura (σ_{si}).

A Tabela Ap.5 apresenta a abertura de fissura de cada modelo com PU e o respectivo momento relativo a combinação frequente.

Tabela Ap.5 – Análise da abertura de fissuras dos modelos de lajes unidirecionais com PU.

Características		Modelos de Lajes Unidirecionais com EPS		Modelos de Lajes Unidirecionais com PU	
		L 3 A	L 3 B	L 3 C PU	L 3 D PU
Valor característico da abertura de fissuras (w_k)	mm	0,41	0,42	0,41	0,41
Momento relativo a combinação frequente (M_{freq})	kN.m	1,91	1,99	1,91	1,93
Momento de Fissuração Experimental ($M_{r,exp}$)	kN.m	1,56	0,95	0,92	1,45
Momento Máximo na Flexão (M_{exp})	kN.m	4,35	4,55	4,33	4,36

Analisando as aberturas de fissuras dos modelos com PU, relativas a momentos para combinação frequente, pode-se dizer que o modelo utilizado nos cálculos superestima a abertura das fissuras, se comparado aos momentos máximos obtidos nos ensaios de flexão, nos quais as aberturas de fissuras ficaram entre 0,3 e 0,4 mm, só que para momentos fletores bem maiores.

Como nos ensaios dos modelos com EPS, essa diferença também pode ser explicada pelo escorregamento da armadura, observada após os ensaios, caracterizada por fissuras longitudinais nas extremidades da laje.

3.4. Flecha

A flecha imediata dos modelos com PU foi calculada de acordo com a ABNT NBR 6118:2007, com carregamento referente à combinação quase permanente (g+0,3q). O módulo de elasticidade utilizado foi o secante, obtido no ensaio de caracterização do concreto de cada modelo. O momento de inércia empregado foi o momento de inércia equivalente, calculado para o momento na seção crítica relativo à combinação quase permanente.

A Tabela Ap.6 apresenta a flecha imediata prevista de cada modelo com PU, o respectivo momento relativo a combinação quase permanente e a flecha experimental, determinada no ensaio de flexão, correspondente a esse momento, além da relação entre a flecha experimental e a prevista.

Tabela Ap.6 – Análise da flecha dos modelos de lajes unidirecionais com PU.

Características		Modelos de Lajes Unidirecionais com EPS		Modelos de Lajes Unidirecionais com PU	
		L 3 A	L 3 B	L 3 C PU	L 3 D PU
Flecha imediata prevista ($a_i = a_{prev}$)	mm	6,56	6,82	6,24	6,36
Flecha experimental equivalente na flexão (a_{exp})	mm	2,02	6,76	7,79	2,38
a_{exp}/a_{prev}	-	0,31	0,99	1,25	0,37
Momento relativo a combinação quase permanente	kN.m	1,50	1,56	1,51	1,52

No modelo **L 3 C PU** a flecha experimental foi maior que a prevista (25%), o oposto do que ocorreu com o modelo **L 3 D PU**, em que flecha experimental foi menor que a metade da prevista. Embora a disparidade não seja exagerada para a estimativa de flechas, não é possível afirmar se o modelo de cálculo é representativo do comportamento de lajes com PU.

O escorregamento da armadura é um fator que também pode contribuir para o aumento da flecha.

3.5. Força Cortante

Como nos modelos com EPS, a força cortante nas lajes com PU foi calculada utilizando a equação recomendada pela ABNT NBR 6118:2007, desconsiderando o termo referente a protensão, já que os modelos analisados possuem somente armadura passiva.

A Tabela Ap.7 apresenta a resistência ao cisalhamento calculada para cada modelo com PU, a força cortante máxima alcançada por cada modelo no ensaio de cisalhamento e a comparação entre os valores experimentais e previstos, além do tipo de ruína ocorrido em cada modelo no ensaio de cisalhamento, e a verificação da necessidade de armadura transversal.

Tabela Ap.7 – Análise da força cortante das lajes unidirecionais com PU.

Características		Modelos de Lajes Unidirecionais com EPS		Modelos de Lajes Unidirecionais com PU	
		L 3 A	L 3 B	L 3 C PU	L 3 D PU
Força Cortante Resistente ($V_{R1} = V_{prev}$)	kN	15,44	15,71	15,71	15,71
Força Cortante Máxima no Cisalhamento (V_{exp})	kN	36,98	32,93	35,08	32,25
V_{exp}/V_{prev}	-	2,39	2,10	2,23	2,05
Tipo de Ruína	-	Mista	Flexão	Mista	Flexão
Cortante Máxima na Flexão ($V_{máx,f}$)	kN	7,45	7,78	7,42	7,47
Necessidade de Armadura Transversal	-	Não	Não	Não	Não

Analisando a relação entre a força cortante experimental e a prevista, de cada modelo com PU, é possível concluir que, como nos modelos com EPS, com mesma área de armadura longitudinal, o V_{exp}/V_{prev} é elevado, ficando acima de 2, podendo ser explicado pela interferência da armadura longitudinal na força cortante resistente dos modelos e pelo fato da ruína ocorrer preferencialmente por flexão, mesmo no ensaio de cisalhamento.

A verificação da necessidade de armadura transversal (estribos) foi feita como nos modelos com EPS, presumindo que se a resistência ao cisalhamento da peça for maior que a cortante máxima obtida no ensaio de flexão (ruína que ocorre primeiro), a peça não necessita de armadura transversal.

4. Conclusões

Apesar das diferenças mencionadas entre as características dos concretos com EPS e com PU, cabe destacar que a incorporação de PU ainda se apresenta viável, tendo em conta os valores obtidos na caracterização.

O comportamento dos modelos com PU foi semelhante ao dos modelos com EPS de mesma armadura, mesmo com as diferenças nas características dos concretos. Essa semelhança ressalta a grande influência da armadura no comportamento das lajes.

ANEXO A – CARBONATAÇÃO DO CONCRETO LEVE COM EPS

A carbonatação é um processo físico-químico de neutralização da fase líquida intersticial do concreto, saturada de hidróxido de cálcio e de outros compostos alcalinos hidratados. Entre os constituintes presentes na atmosfera que podem produzir reações de neutralização, o gás carbônico (CO_2) é o que apresenta maior incidência, por isso o processo recebe o nome de carbonatação (FIGUEIREDO, 2005).

Como resultado da carbonatação tem-se a redução do pH do concreto, que se dá a partir da superfície, formando uma frente de carbonatação, que separa duas zonas de pH muito distintas, uma com pH superior a 12 e outra próxima a 8. Essa frente avança progressivamente para o interior do concreto e, ao atingir a armadura, gera sua despassivação, ou seja, o início da corrosão (FIGUEIREDO, 2005).

O estudo de carbonatação ora apresentado foi desenvolvido por Markus Samuel Rebmann e Libânio Miranda Pinheiro, como parte das pesquisas sobre Concreto Leve com EPS que estão sendo desenvolvidas no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da USP, com a colaboração do Eng. Milton José Kerbauy, complementando o que já foi apresentado, com uma análise de desempenho do Concreto Leve com EPS, visando sua aplicação em elementos estruturais.

O objetivo dos ensaios relatados é avaliar a profundidade de carbonatação em corpos de prova de Concreto Leve com EPS.

1. Lote

Os dados indicados na Tabela An.1 foram disponibilizados pela Golden Star Empreendimentos, por meio de seu Diretor, Eng. Milton José Kerbauy, que forneceu também as seguinte informações: consumo de cimento da ordem de 450 kg/m^3 e emprego de cura úmida, até a entrega no laboratório em que os ensaios foram realizados.

Tabela An.1 – Características de cada lote de Concreto Leve com EPS.

Lote	Tipo de EPS	f_{c28} (MPa)	γ (kg/m^3)	Tipo de corpo de prova (dimensões em centímetros)
1	EPR-W	22	1172	2 cilíndricos 10x20 e 1 placa de 20x25x5
2	EPR-B	20	1170	2 cilíndricos 10x20 e 1 placa de 20x25x8
3	Pérolas	15	1240	2 cilíndricos 10x20
4	Pérolas	12	1045	2 cilíndricos 10x20 e 1 placa de 20x25x10
5	EPR	8	1155	2 cilíndricos 10x20

Pode-se observar na Tabela An.1 que foram empregados cinco lotes de EPS, dois reciclados por extrusão, seguida de moagem, dois lotes virgens, em pérolas, e outro reciclado moído, em flocos (EPR). Nos reciclados extrudados, foram usados resíduos limpos, de cor branca (White, EPR-W), e sujos, de cor cinza escuro (Black, EPR-B).

2. Ensaaios

Os ensaios foram realizados em 2010 no Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento – LMABC, do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da USP.

Após a chegada dos corpos de prova ao LMABC, em 21/09/2010, a cura foi feita em ambiente normal de laboratório, ficando assim até 25/10/2010. Depois ficaram na câmara de carbonatação – sem CO_2 – para equilibrar a umidade em torno de 65%, até o início dos ensaios (17/12/10). No dia anterior (16/12/10), foi feita a verificação se havia carbonatação inicial, a qual não foi identificada. Portanto, o início dos ensaios deu-se de três a cinco meses após a moldagem.

2.1. Corpos de Prova

Os corpos de prova ensaiados são apresentados na Figura An.1. Como indicado na Tabela An.1, foram ensaiados dez corpos de prova cilíndricos (10 cm x 20 cm) e três placas com uma das dimensões variável (20 cm x 25 cm x 5 cm a 10 cm). Na Figura An.1 os lotes de 1 a 5 encontram-se posicionados da direita para a esquerda. Para cada placa, foram feitos cinco ensaios, totalizando, com os corpos de prova cilíndricos, 25 ensaios.



Figura An.1 – Corpos de prova de Concreto Leve com EPS para ensaios de carbonatação.

2.2. Condições de Ensaaios

Como não há normalização a este respeito, foi adotada concentração máxima de CO_2 de 5%, valor que se encontra entre os mais utilizados.

Foi empregada umidade de $65\% \pm 5\%$, controlada por desumidificador elétrico. O valor médio situa-se no centro do intervalo em que o processo de carbonatação é máximo (de 50% a 80%).

Os ensaios foram feitos em temperatura ambiente, de $25^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ no período dos ensaios. Destaca-se que variações de temperatura nesse intervalo têm pouca influência na velocidade da reação de carbonatação.

A carbonatação foi analisada após 14, 28, 56 e 169 dias na câmara.

2.3. Porosidade

A porosidade pôde ser analisada pelo controle da massa dos corpos de prova em períodos de permanência na câmara de carbonatação, sem CO_2 (52 dias) e com CO_2 , num período semelhante (49 dias), como se indica na Tabela An.2.

No período, para equilibrar a umidade (sem CO_2), foi verificada uma redução média da massa de 1,18%, que pode ser justificada pela perda de umidade. Nesse período as menores variações ocorreram para EPS em pérolas (lote 3), 1,07%, e extrudados limpos (EPR-W), 1,13%. As maiores corresponderam às perolas (lote 4), 1,31%, e aos extrudados sujos (EPR-B), 1,28%.

Com CO_2 , houve aumento médio de 1,30%, que pode ser justificada pelas reações químicas decorrentes da penetração de CO_2 . Nesse período, o aumento foi de 1,52% para EPR-W, de 1,74% para EPR-B, de 0,87% para EPS em pérolas (lote 3), de 1,30% para EPS reciclado em flocos (EPR), e de 1,30% para EPS em pérolas (lote 4), tipo para o qual houve uma única medida. Portanto, com CO_2 , a diferença da variação do uso de EPS virgem (em pérolas) e reciclados foi muito mais significava que a constatada no período sem CO_2 .

Tabela An.2 – Variação da massa específica na câmara de carbonatação.

Tipo de EPS	Período sem CO_2	Número de corpos de prova	Diminuição %	Período com CO_2	Número de corpos de prova	Aumento %
EPR-W	25/10/2010 a 16/12/2010 (52 dias)	3	1,13 \pm 0,08 (1,05 a 1,21)	17/12/2010 a 04/02/2011 (49 dias)	2	1,52 \pm 0,03 (1,48 a 1,65)
EPR-B		3	1,28 \pm 0,12 (1,16 a 1,40)		2	1,74 \pm 0,07 (1,67 a 1,81)
Pérolas		5	1,07 \pm 0,09 (0,98 a 1,16)		3	0,87 \pm 0,10 (0,77 a 0,97)
Pérolas		2	1,31 \pm 0,03 (1,28 a 1,34)		1	1,30
EPR		13	1,18 \pm 0,21 (0,98 a 1,40)		8	1,30 \pm 0,52 (0,77 a 1,81)

2.4. Procedimento de Ensaio

Na idade de cada ensaio, os corpos de prova foram retirados da câmara e rompidos com auxílio de atuador hidráulico servocontrolado.

Da superfície fraturada, foram eliminados o pó e as partes soltas, com uso de escova de cerdas de plástico, e em seguida foi aspergida solução de fenolftaleína, com 70% de álcool etílico, 29% de água e 1% de fenolftaleína (Figura An.2). Cuidou-se para que a aspersão atingisse toda a superfície fraturada, porém sem excesso que pudesse escorrer e distorcer o resultado.



Figura An.2 – Aspersão de solução de fenolftaleína.

3. Resultados

Em todos os corpos de prova ensaiados, nas diversas idades, ao se aspergir fenolftaleína na superfície fraturada, apareceu inicialmente um núcleo mais avermelhado. Logo em seguida, progressivamente, as camadas superficiais também foram ficando vermelhas, indicando pH semelhante em todas as camadas do concreto.

Na Figura An.3 apresentam-se fotos de corpos de prova com permanência máxima na câmara (169 dias), empregada nesses ensaios. As fotos dos demais corpos de prova são semelhantes, inclusive para menor número de dias na câmara de carbonatação.

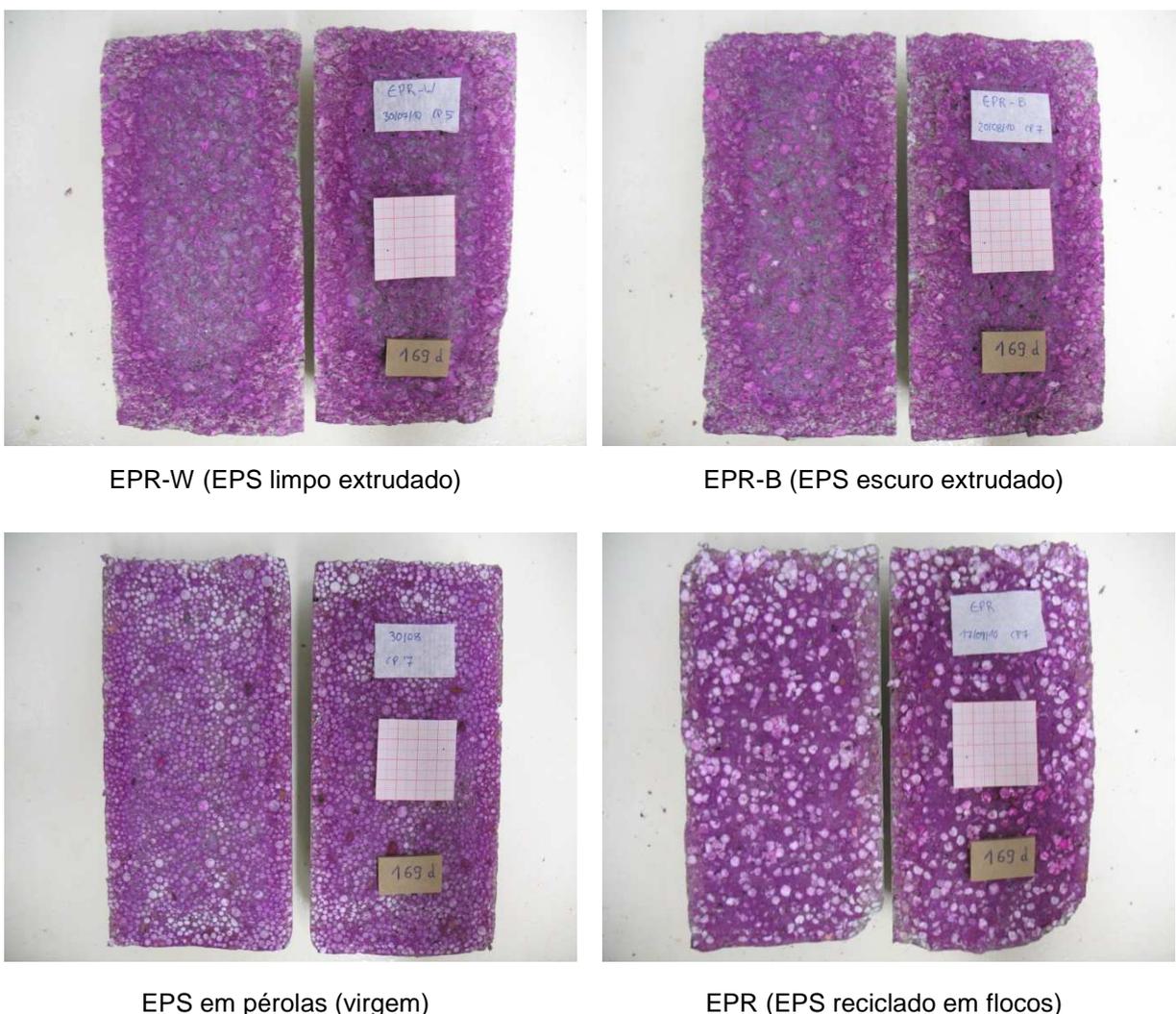


Figura An.3 – Corpos de prova com permanência máxima na câmara (169 dias).

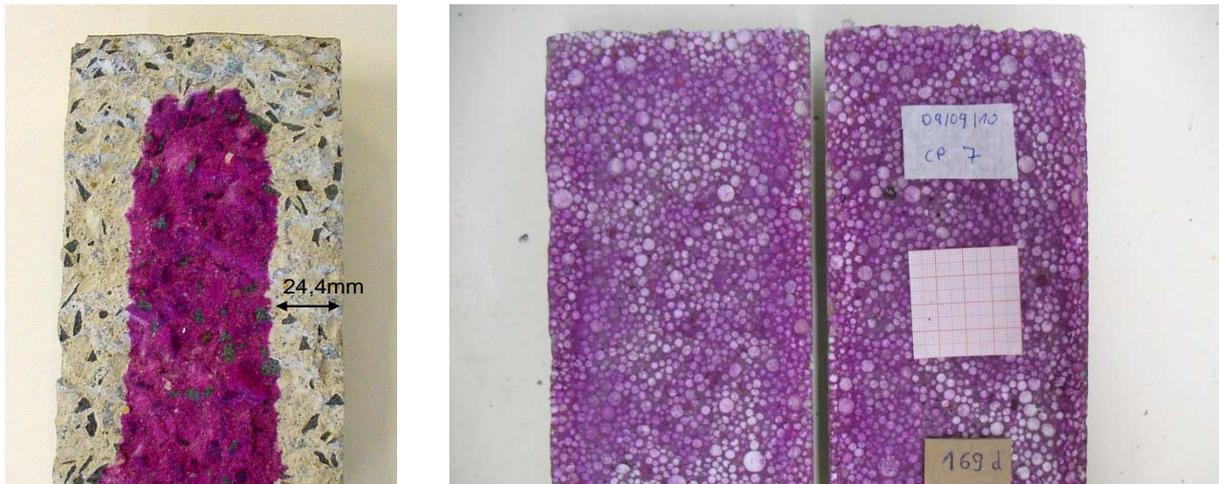
4. Comparação com Concreto Comum

Rossignolo (2005) apresenta estudo teórico-experimental em que compara a vida útil de concretos com agregados leves com um concreto de referência classe C25.

Esse concreto de referência apresenta consumo de cimento 300 kg/m^3 , relação água-cimento 0,55, massa específica seca 2312 kg/m^3 e absorção de água 5,1%. Pode, portanto, ser considerado um concreto comum.

Para teor de CO_2 de $7,5\% \pm 2,5\%$, umidade $85\% \pm 5\%$, temperatura $45^\circ\text{C} \pm 5^\circ\text{C}$ e 14 dias de exposição, a profundidade média de carbonatação, indicada pela diferença de coloração, determinada nesse concreto de referência, foi de 24,4 mm (Figura An.4).

Na Figura An.4, para efeito de comparação, apresenta-se o resultado de um ensaio de carbonatação para Concreto Leve com EPS, para as condições de ensaio descritas.



Concreto de referência C25
(ROSSIGNOLO, 2005)

Concreto Leve com EPS

Figura An.4 – Carbonatação do Concreto Leve com EPS e do Concreto Convencional.

Citando Helene (2004), que se baseou em recomendações americanas (ACI), europeias (CEB e FIP) e brasileiras, Rossignolo (2005) estimou em 28 anos a vida útil do concreto de referência, para cobrimento da armadura de 20 mm.

5. Conclusões

Com os resultados obtidos, pode-se concluir que o concreto leve considerado, com os vários tipos de EPS analisados, possui porosidade que possibilita a penetração do CO_2 até certa profundidade, da ordem de 2 cm. Porém, devido ao teor alcalino disponível, não ocorre diminuição significativa do pH, nem mesmo nas camadas superficiais.

Portanto, foi possível constatar que o Concreto Leve com EPS tem comportamento diferente dos relativos aos concretos comuns, pois, sem a redução do pH, não há despassivação do aço que for colocado no seu interior.

Mesmo com o CLE apresentando resistência inferior à de concretos comuns, o maior consumo de cimento, as características do EPS e os excelentes resultados obtidos nestes ensaios de carbonatação permitem visualizar, para o mesmo cobrimento da armadura (20 mm), vida útil para o Concreto Leve com EPS bem maior que a relativa ao concreto de comum.