



UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITÉCNICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

GUILHERMINO FAUSTINO DE BRITTO JUNIOR

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO CISALHAMENTO LONGITUDINAL DE LAJES
MISTAS

Salvador 2017

GUILHERMINO FAUSTINO DE BRITTO JUNIOR

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO CISALHAMENTO LONGITUDINAL DE LAJES
MISTAS

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade Federal de Bahia, como parte dos
requisitos para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia de Estruturas.

Orientador (a): Prof^ª. Dr^ª Vanessa Silveira Silva

Co-orientador: Prof. Dr. Jardel Pereira Gonçalves

Salvador 2017

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO CISALHAMENTO LONGITUDINAL DE LAJES
MISTAS

Comissão Examinadora abaixo assinada

Prof^a. Dr^a Vanessa Silveira Silva

Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais – UFBA

Prof.Dr Jardel Pereira Gonçalves

Departamento de Construção e Estruturas – UFBA

Prof.Dr^a Aline da Silva Ramos Barboza

Departamento de Engenharia Estrutural – EES/CETEC/UFAL

Dr Vinicius Maia Barreto De Oliveira

PENGEC – Engenharia e Consultoria

Prof. Dr Alberto Borges Vieira Junior

Departamento de Construção e Estruturas – UFBA

Salvador 2017

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus, por me conceder favor, graça, sabedoria, e por guiar meus passos durante toda caminhada.

Aos meus familiares, por acreditarem e me apoiarem a todo tempo, em especial a minha irmã Bruna e avó Helia sempre presentes.

A professora Vanessa Silveira, pela orientação, conhecimento transmitido, paciência e pelo tempo disponibilizado para que fosse possível concluirmos este trabalho.

Ao professor Jardel Gonçalves, pelo apoio, disponibilidade, e coorientação fundamental para que chegássemos ao fim.

Ao Engenheiro Vinicius Barreto e equipe da Pengec Engenharia e Consultoria, pelo tempo disponibilizado para dúvidas e idealização de toda a estrutura das lajes.

Aos técnicos Angevaldo Maia e Paulo Cesar dos Laboratórios S.P.TIMOSHENKO e CETA, e ao grupo da Metalúrgica por todo auxílio disponibilizado na produção e ensaio dos modelos.

Aos colegas pesquisadores dos laboratórios CETA e TIMOSHENKO, a Lucca, Patrícia, Rafael e Vinicius sempre prontos para auxiliar nos ensaios.

À FAPESB pela bolsa de estudos concedida, a qual possibilitou a realização deste trabalho.

A todos que de alguma maneira auxiliaram na execução deste trabalho, expresso aqui, minha gratidão.

RESUMO

O Sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporada, constituído por uma forma de chapa corrugada e concreto no estado endurecido, tem como fase fundamental de seu dimensionamento a utilização do método semi empírico $m-k$. Este método consiste na determinação da capacidade resistente ao cisalhamento longitudinal, por meio de uma equação semi-empírica que relaciona a resistência nominal ao esforço cortante com os parâmetros obtidos em ensaio. Neste trabalho buscou-se analisar o comportamento do sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporada por meio da determinação dos vãos máximos do “deck” antes da cura do concreto, e determinação dos valores dos parâmetros m e k das lajes, do modelo normativo e alternativo. O método de desenvolvimento deste trabalho seguiu as seguintes etapas: (i) definição dos vãos máximos admissíveis para o “deck” antes da cura do concreto, adotando os conceitos referentes ao comportamento dos elementos de placas esbeltas, instabilidade local e global de chapas finas. (ii) determinação dos parâmetros de dimensionamento m e k de modelos de lajes mistas compostas por apenas um módulo de “deck”. (iii) determinação dos parâmetros de dimensionamento m e k dos modelos em escala normativa. Adotando-se para tais determinações, o método semi-empírico $m-k$. Uma análise comparativa foi realizada com os resultados de m e k encontrados dos modelos alternativo e normativo. O “deck” estudado apresentou bom comportamento estrutural na fase antes da cura do concreto com baixa eficiência para maiores espessuras. Os parâmetros m e k encontrados nos modelos alternativos investigados não representam o comportamento físico dos modelos normativos quando adotados em seu procedimento de cálculo. Os resultados encontrados para o modelo normativo demonstraram baixa interação entre o “deck” e a capa de concreto, tornando-se necessário mais estudos para definir melhorias em seu desempenho. Os principais resultados encontrados demonstram que o modelo alternativo não apresenta valores que possam ser aplicados diretamente aos modelos normativos, já que o aumento do vão de cisalhamento, ou seja, vão sob tensões cisalhantes, reduz de forma significativa a resistência teórica das lajes. Espera-se com esse trabalho auxiliar projetistas e pesquisadores no desenvolvimento de projetos e pesquisas com o sistema “steel deck”.

Palavras Chaves: colapso estrutural, lajes mistas aço-concreto, cisalhamento longitudinal, método $m-k$.

ABSTRACT

The composite concrete slab with steel deck incorporated system, which consists of a form of a corrugated metal sheet and concrete in the hardened state, has as fundamental phase of its design the use of the semi empirical method m-k. This method consists in the determination of the capacity for resistance to the longitudinal shear, by means of a semi-empirical equation that relates the nominal resistance to shear stress with parameters obtained experimentally. In this paper, the behavior concrete slab with steel deck incorporated system was analyzed through the determination of the maximum deck gap values before the concrete cure, and the m and k parameters values for the normative and alternative model slabs were determined. The development of this work followed this steps: (i) definition of the maximum allowable spans for the deck before concrete curing, adopting the concepts related to the behavior of thin slab elements, local and global instability of thin sheets. (ii) Determination of the dimensioning parameters m and k of composite slab models composed of a single deck module. (iii) Determination of the scaling parameters m and k of the normative scale models. Adopting for such procedures, the semi-empirical method m-k. A comparative analysis was performed with the results of m and k found from the alternative and normative models. The "deck" studied showed good behavior in the phase before the curing of the concrete with low efficiency for greater thicknesses. The parameters m and k found in the alternative models investigated did not present significant influence when adopted in the procedure for the calculations for the normative models. The results found for the normative model demonstrated a low interaction between the deck and the concrete cover, making further studies necessary to develop improvements in its performance. The main results showed that the alternative model does not present values that can be applied directly to the normative models, since the increase of the shear span significantly reduces the theoretical resistance of the slabs. Hopefully, this work will assist designers and researchers in the development of projects and researches about the steel deck system.

Key Words: structural collapse, composite slabs, longitudinal shear, m- k method.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVO	4
1.1.1 Objetivo geral.....	4
1.1.2 Objetivos específicos	4
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
2. SISTEMAS DE LAJES MISTAS DE CONCRETO COM FÔRMA DE AÇO INCORPORADA.....	5
2.1 LAJES.....	7
2.1.1 Lajes maciças	8
2.1.2 Lajes nervuradas	9
2.1.3 Lajes alveolares.....	11
2.2 LAJES MISTAS “STEEL DECK”	13
2.2.1 Fôrma metálica.....	15
2.2.1.1 Dimensionamento da fôrma metálica.....	17
2.2.1.2 Dimensionamento à flexão.....	24
2.2.1.3 Dimensionamento ao esforço cortante	28
2.2.1.4 Esforço combinado.....	29
2.2.1.5 Flecha máxima	30
2.2.2 Dimensionamento do sistema misto	31
2.2.2.1 Método semi-empírico m-k.....	35
2.2.2.2 Dimensionamento à flexão.....	39
2.2.2.3 Dimensionamento ao cisalhamento vertical.....	42

2.2.2.4	Dimensionamento à punção	44
2.2.2.5	Dimensionamento ao cisalhamento longitudinal	45
2.2.2.6	Estado limite de serviço	47
2.2.3	Projeto e construção do sistema misto	47
3.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	51
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	51
3.2	VIABILIDADE TÉCNICA DA FÔRMA UTILIZADA NO SISTEMA COMPOSTO	51
3.2.1	Cálculo do momento resistente e vão admissível	53
3.2.2	Cálculo do vão máximo admissível para a seção efetiva a partir da flecha.....	54
3.3	AVALIAÇÃO DO SISTEMA COMPOSTO	55
3.3.1	Caracterização da chapa de aço	55
3.3.2	Caracterização do concreto	58
3.3.3	Modelos alternativos compostos por apenas um módulo de “deck”	59
3.3.3.1	Projeto dos modelos alternativos compostos por apenas um módulo de “deck” .	60
3.3.3.2	Fabricação dos modelos alternativos compostos por apenas um módulo de ”deck”	61
3.3.3.3	Instrumentação dos modelos alternativos	63
3.3.3.4	Avaliação dos modelos alternativos	64
3.3.4	Lajes segundo o modelo normativo	66
3.3.4.1	Projeto das lajes normativas	66
3.3.4.2	Fabricação das lajes normativas	67
3.3.4.3	Instrumentação das lajes.....	68
3.3.4.4	Avaliação das lajes normativas	69
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	71
4.1	VIABILIDADE TÉCNICA DA FÔRMA ESTUDADA	71

4.2	AVALIAÇÃO DO SISTEMA MISTO	72
4.2.1	Modelos alternativos compostos por um módulo de “deck”	72
4.2.1.1	Avaliação das amostras	72
4.2.1.2	Modelo RM75 NI amostras do grupo 01	72
4.2.1.3	Modelo RM75 NI amostras do grupo 02	79
4.2.1.4	Parâmetro m e k dos modelos alternativos	85
4.2.2	Modelo proposto por norma ANSI 2011	87
4.2.2.1	Avaliação dos modelos normativos	87
4.2.2.2	Amostras do grupo 01	87
4.2.2.3	Amostras do grupo 02	93
4.2.2.4	Parâmetro m e k dos modelos normativos	98
4.2.3	Análise comparativa dos modelos normativo e alternativo	99
4.2.3.1	Variação da largura e fixação do vão de cisalhamento.	100
4.2.3.2	Variação do vão de cisalhamento e fixação da largura	101
4.2.3.3	m e k do modelo alternativo aplicado à geometria do modelo normativo .	102
4.2.4	Solução analítica dos modelos normativo e alternativo	103
4.2.4.1	Modelo alternativo RM75-NI	104
4.2.4.2	Modelo normativo RM75-02	109
4.2.4.3	Modelo normativo RM75-03	113
5.	CONCLUSÕES	118
5.1	ANÁLISE DA FÔRMA PARA FASE ANTES DA CURA DO CONCRETO	118
5.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS MODELOS ENSAIADOS	118
5.3	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	121
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporado.	1
Figura 2: Modelos de lajes maciças de concreto armado sobre apoios nas bordas.	9
Figura 3: Lajes nervuradas unidirecionais e bidirecionais.	10
Figura 4: Vigota treliçada com tela soldada.	10
Figura 5: Modelo de Laje alveolar	12
Figura 6: Esquema das armaduras utilizadas no sistema misto.....	14
Figura 7: Seções transversais das fôrmas utilizadas no sistema composto: trapezoidal (a) e Reentrante(b).	16
Figura 8: Instabilidade dos perfis de paredes esbeltas.....	17
Figura 9: Distribuição de tensões em placa sob compressão uniforme.....	18
Figura 10: Flambagem local de uma coluna curta de seção transversal sigma.....	18
Figura 11: Largura efetiva de um elemento enrijecido à compressão.....	19
Figura 12: Módulo do deck sem enrijecedor intermediário	20
Figura 13: Mesa com um enrijecedor intermediário sob distribuição uniforme de tensão	22
Figura 14: Elemento da chapa sob gradiente de tensões	23
Figura 15: Modos de colapso do sistema misto.....	32
Figura 16: Modelos de transmissão de aderência entre fôrma e capa de concreto.....	34
Figura 17: Modelo de regressão linear baseado nas equações de Schuster.....	37
Figura 18: Determinação do valor de L' responsável pela equivalência entre os modelos de carregamento.	38
Figura 19: Diagrama de tensões da seção mista sob flexão LNP no concreto	39
Figura 20: Diagrama de tensões da seção mista sob flexão LNP na fôrma.....	41
Figura 21: Largura plana dos elementos da fôrma.	41
Figura 22: Dimensões de Av e bn para fôrma reentrante e trapezoidal	43
Figura 23: Perímetro crítico para punção	45

Figura 24: Ensaio a flexão para avaliação da ruptura por cisalhamento longitudinal.	46
Figura 25: Espessuras mínimas considerando contraventamento das lajes.....	48
Figura 26: Especificações para o posicionamento das formas nos apoios	48
Figura 27: Características geométricas da fôrma utilizada para análise do sistema.....	52
Figura 28: Características geométricas do módulo de deck da fôrma estudada.....	52
Figura 29: Fluxograma de cálculo do vão máximo admissível para o ELU da fôrma.	53
Figura 30: Fluxograma de cálculo do vão máximo admissível para o ELS da fôrma.....	55
Figura 31: Apresentação das dimensões utilizadas na tabela 01	56
Figura 32: Representação das Amostras da chapa de aço adotada na conformação da forma.	56
Figura 33: Amostra d da chapa de aço adotada nos ensaios.....	56
Figura 34: Chapa submetida a ensaio de tração.	57
Figura 35: Corpos de prova utilizados para caracterização do concreto.	58
Figura 36: Ensaio de compressão axial do concreto. (a) antes do ensaio (b) ruptura da amostra	59
Figura 37: Seção transversal do modelo alternativo.....	61
Figura 38: Fôrmas montadas antes e após a concretagem(a) molde (b) molde e forma para incorporação	62
Figura 39: Modelos Alternativos pós desforma (a) e (b).....	62
Figura 40: Instrumentação da superfície de concreto do Modelo Alternativo	63
Figura 41: Instrumentação da fôrma metálica do Modelo Alternativo	63
Figura 42: Amostras Instrumentadas.	64
Figura 43: Esquema de carregamento do Modelo Alternativo.....	65
Figura 44: Vista frontal do esquema de carregamento modelo alternativo.....	66
Figura 45: Fôrma utilizada para concretagem dos modelos normativos.....	68
Figura 46: Instrumentação da superfície de concreto dos modelos normativos.....	69

Figura 47: Esquema de carregamento do modelo normativo.....	70
Figura 48: Vista frontal do esquema de carregamento do modelo real.....	70
Figura 49: Carga x Deformação da amostra RM75-NI01.....	74
Figura 50: Carga x Deformação da amostra RM75-NI02.....	74
Figura 51: Carga x Deformação da amostra RM75-NI04.....	75
Figura 52: Carga x Deformação da amostra RM75-NI03.....	75
Figura 53: Carga x Flecha no meio do vão das amostras RM75-NI01 a RM75-NI04.....	76
Figura 54: Carga x Deslizamento Relativo das amostras RM75-NI01 a RM75-NI04.....	76
Figura 55: Amostra RM75-NI01 antes da ruptura (a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.....	77
Figura 56: Amostra RM75-NI01 antes da ruptura (a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.....	78
Figura 57: Amostra RM75-NI01 antes da ruptura (a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.....	78
Figura 58: Amostra RM75-NI03 antes da ruptura (a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.....	79
Figura 59: Carga x Deformação da amostra RM75-NI05.....	80
Figura 60: Carga x Deformação da amostra RM75-NI06.....	81
Figura 61: Carga x Deformação da amostra RM75-NI07.....	81
Figura 62: Carga x Deformação da amostra RM75-NI08.....	82
Figura 63: Carga x flecha no meio do vão das amostras RM75-NI05 a RM75-NI08.....	82
Figura 64: Carga x Deslizamento relativo das amostras RM75-NI05 a RM75-NI08.....	83
Figura 65: Amostra RM75-NI05 antes da ruptura(a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.....	83

Figura 66 Amostra RM75-NI07 antes da ruptura(a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.....	84
Figura 67 Amostra RM75-NI06 antes da ruptura(a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.....	84
Figura 68: Amostra RM75-NI08 antes da ruptura(a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.....	85
Figura 69: Regressão linear para obtenção dos parâmetros m e k.....	86
Figura 70: Gráfico Carga x Deformação das amostras RM75-02A.....	88
Figura 71: Gráfico Carga x Deformação das amostras RM75-02B.....	88
Figura 72: Carga x Deformação das amostras RM75-02C.....	89
Figura 73: Carga x Flecha no meio do vão das amostras RM75-02.....	89
Figura 74: Carga x Deslizamento Relativo de extremidade das amostras RM75-02.....	90
Figura 75: Esquema de carregamento dos modelos RM 7502.....	90
Figura 76: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-02A.....	91
Figura 77: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-02B.....	91
Figura 78: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-02C.....	92
Figura 79: Fissuras (a) e deslizamento relativo(b) após ruptura da amostra RM75-02D.....	92
Figura 80: Carga x Deformação da Amostra RM75-03A.....	93
Figura 81: Carga x Deformação da Amostra RM75-03B.....	94
Figura 82: Carga x Deformação da Amostra RM75-03C.....	94
Figura 83: Carga x Flecha no meio do vão das amostras RM75-02.....	95
Figura 84: Carga x Deslizamento Relativo de extremidade das amostras RM75-03.....	95
Figura 85: Esquema de carregamento das lajes RM75.....	96
Figura 86: Fissuras (a) e deslizamento relativo(b) após ruptura da amostra RM75-03 A.....	96
Figura 87: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-03 B.....	97

Figura 88: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-03 C.....	97
Figura 89: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-03 D.....	98
Figura 90: Regressão linear para obtenção dos parâmetros m e k dos modelos normativos. ..	99
Figura 91: Gráfico que relaciona a resistência ao cisalhamento longitudinal ao adotar m e k do modelo alternativo variando a largura das amostras.	100
Figura 92: Gráfico que relaciona a resistência ao cisalhamento longitudinal ao adotar m e k do modelo normativo variando a largura das amostras.	100
Figura 93: Gráfico que relaciona a resistência ao cisalhamento longitudinal ao adotar m e k do modelo alternativo variando o vão de cisalhamento das amostras.	101
Figura 94: Gráfico que relaciona a resistência ao cisalhamento longitudinal ao adotar m e k do modelo normativo variando o vão de cisalhamento das amostras.....	102
Figura 95: Parâmetros geométricos para determinação da inércia do modelo RM75-NI.	106
Figura 96: Situação de carregamento adotada nos ensaios Modelo RM75-NI.	108
Figura 97: Parâmetros geométricos para determinação da inércia do modelo RM75-02.	111
Figura 98: Situação de carregamento adotada nos ensaios Modelo RM75 02.....	112
Figura 99: Parâmetros geométricos para determinação da inércia do modelo RM75-03.	115
Figura 100: Situação de carregamento adotada nos ensaios Modelo RM75 03.....	116

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Características geométricas das amostras ensaiadas.	56
Tabela 2: Propriedades mecânicas do “deck”.....	57
Tabela 3 Resistência à Compressão Axial (MPa).	59
Tabela 4: Módulo de Elasticidade (MPa).	59
Tabela 5: Vãos admissíveis conforme combinação de carregamento CSSBI-12M- 15 2008..	71
Tabela 6: Características geométricas das amostras do grupo 01.	72
Tabela 7: Tensões máximas na seção transversal do modelo considerando as deformações medidas pelos extensômetros.	73
Tabela 8: Características geométricas das amostras do grupo 02.	79
Tabela 9: Tensões máximas na seção transversal do modelo considerando as deformações medidas pelos extensômetros.	80
Tabela 10: Determinação do cisalhamento transversal último total dos ensaios V_{ut}	85
Tabela 11: Regressão linear dos dados.....	86
Tabela 12: Características geométricas das amostras do grupo 01.	87
Tabela 13: Tensões máximas sofridas pelos materiais que compõem o sistema composto considerando as deformações medidas pelos extensômetros.	87
Tabela 14: Características geométricas das amostras do grupo 02.	93
Tabela 15: Tensões máximas sofridas pelos materiais que compõem o sistema composto considerando as deformações medidas pelos extensômetros.	93
Tabela 16: Determinação do cisalhamento transversal último total dos ensaios V_{ut}	98
Tabela 17: Regressão linear dos dados.....	99
Tabela 18: Relação entre V_{us} e V_{ut} ao aplicar m e k obtido no ensaio dos modelos normativos às amostras alternativas.	102
Tabela 19: Relação entre V_{us} e V_{ut} ao aplicar m e k obtido no ensaio dos modelos alternativos às amostras normativas.	103

Tabela 20: Análise comparativa entre os valores das cargas de ruptura experimental e pelo ELU dos modelos RM75-NI.	106
Tabela 21: Análise comparativa entre os valores das cargas de ruptura experimental e pelo ELU dos modelos RM75-02.	111
Tabela 22: Análise comparativa entre os valores das cargas de ruptura experimental e pelo ELU dos modelos RM75-03.	115

LISTA DE SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

AISI - American Iron and Steel Institute

ANSI - Approved American National Standard

ASCE- American Society of civil Engineers

ASTM- American Society for Testing and Materials

CSSBI - Canadian Sheet Steel Building Institute

ELS- Estado Limite de Serviço

ELU- Estado Limite Último

LNE- Linha Neutra Elástica

LNP- Linha Neutra Plástica

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Minúsculas

a altura do bloco de compressão de concreto

b largura unitária da laje

b_F largura do elemento de placa da chapa

b_o largura real plana do elemento totalmente comprimido

b_{Fef} largura efetiva do elemento de placa da chapa

b_l dimensão da base da carga concentrada paralela às nervuras do “deck”

b_n largura entre duas nervuras consecutivas

b_p dimensão da base da carga concentrada perpendicular às nervuras do “deck”

b_1 largura efetiva do elemento sob gradiente de tensão

b_2 largura efetiva do elemento sob gradiente de tensão

d_f distância da face superior da laje de concreto ao centroide da seção efetiva da forma

e distância do centro geométrico da área efetiva da fôrma a sua face inferior

e_p distância da linha neutra plástica da seção efetiva da fôrma à sua face inferior

$f_{c,td}$ resistência de cálculo à tração do concreto

$f_{ctk,inf}$ resistência à tração direta característica inferior do concreto

f'_c resistência do concreto à compressão

f_1 tensão de compressão calculada com base na seção efetiva

f_2 tensão de tração calculada com base na seção efetiva

f_{d1} tensão de compressão calculada com base na seção efetiva da carga para a qual a flecha é calculada

f_{d2} tensão de tração calculada com base na seção efetiva da carga para a qual a flecha é calculada

f_u tensão de ruptura do aço

f_y tensão de escoamento do aço

$f_{y,Fd}$ tensão de escoamento de cálculo do “deck” metálico

h_c altura da capa de concreto acima da forma de chapa corrugada

h_f altura da forma metálica

h_t altura total da laje mista

h_o altura da alma medida entre as faces

k coeficiente linear da reta obtida nos ensaios

m coeficiente angular da reta obtida nos ensaios

n razão modular

r raio de curvatura do módulo de “deck”

s espaçamento entre as mossas

s_o área da seção transversal da tira de chapa da forma

t espessura da forma metálica

t_c espessura da capa de concreto

u_{cr} perímetro crítico da área de aplicação da carga concentrada

y_{cg} posição do centro de gravidade da seção bruta do “deck” metálico

y_{uc} posição da linha neutra elástica medida a partir do topo da seção transversal mista

y_{cge} posição do centro de gravidade considerando a largura efetiva do elemento sob compressão uniforme

Letras Maiúsculas

A_v área resistente do concreto

A_s área da armadura longitudinal de tração referente a área A_v

A_c área de concreto

E Módulo de elasticidade

$E_{aço}$ Módulo de elasticidade do aço

E_{con} Módulo de Elasticidade do concreto

F_{cr} força crítica de flambagem elástica

I_a Momento de inércia ideal do enrijecedor

I_c Inércia da seção da laje mista fissurada

I_s Momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao seu eixo baricêntrico paralelo ao elemento a ser enrijecido

I_{xe} Momento de inércia efetivo

I_d Momento de inércia de projeto

I_u Inércia da seção da laje mista não fissurada

I_{sf} Inércia da seção transversal da forma

K coeficiente de flambagem local do elemento da placa

K_v coeficiente de flambagem ao cisalhamento

L comprimento do vão da laje mista

L' Vão sob tensões cisalhantes

L_o comprimento da medida original do corpo de prova

L_t comprimento total do corpo de prova

L_c comprimento de ancoragem do corpo de prova

$L_{máx}$ vão máximo

M_{rd} momento resistente de cálculo

M_d momento fletor solicitante de cálculo

M_{xe} momento resistente da seção efetiva

M_n resistência nominal ao momento fletor

N_{cf} força de compressão no concreto

N_{pa} força de tração na forma

P força total desprezando peso do aparato de ensaio

P_{ue} força total incluindo peso do aparato de ensaio

P_{plaje} peso próprio da laje

Q_g carga permanente uniformemente distribuída

Q_q carregamento variável uniformemente distribuído

V_d esforço cortante solicitante

$V_{máx}$ limite da força cortante

$V_{p,rd}$ resistência de cálculo à punção

V_n resistência nominal ao esforço cortante da forma metálica

V_u resistência última da interface ao cisalhamento transversal por unidade de largura

V_{ut} cisalhamento transversal último total obtido nos ensaios

V_{usd} resistência ao cisalhamento longitudinal do sistema misto

$V_{c,Rd}$ força cortante vertical resistente de cálculo do concreto

$V_{v,F,Rd}$ força cortante vertical resistente de cálculo da forma de aço incorporada

$V_{v,Vd}$ resistência ao cisalhamento vertical do sistema misto

W_t carga de ruptura esperada

W_f peso próprio da forma

W_c peso próprio do concreto

W_{xe} módulo resistente elástico efetivo

Letras Gregas

α relação entre a largura plana do elemento da parte comprimida do elemento e sua largura plana

γ_c coeficiente de ponderação da resistência do concreto

ε deformação específica

λ índice de esbeltez

μ coeficiente de poisson

ρ fator de largura efetiva

σ_{cr} tensão crítica de flambagem

τ_{rd} tensão de cisalhamento resistente de cálculo

ϕ_b coeficiente de resistência para barras fletidas

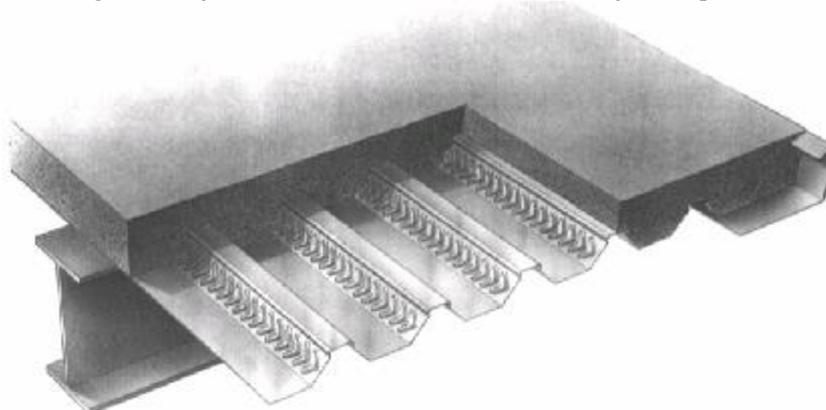
ϕ_v coeficiente de resistência para o esforço cortante

ψ relação entre as tensões de compressão e tração do elemento sob gradiente de tensões

1. INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento tecnológico, as construções vêm sofrendo avanços consideráveis nas últimas décadas. Dentre estes avanços está o uso do sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporada. As lajes mistas são constituídas por um perfil de chapa dobrada formado a frio associada ao concreto (Figura 1).

Figura 1: Lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporado.



Fonte: (ARAUJO, 2008, p. 03)

Este sistema vem sendo utilizado em edifícios residenciais, industriais e comerciais, shopping centers e hospitais. As lajes mistas apresentam uma série de vantagens, pois muitas vezes dispensam o uso de escoramentos, armadura de momento positivo, promovem facilidade na montagem e execução, além de diminuir o custo por se tratar de um sistema leve que reduz as cargas nas fundações. Ao serem comparadas com as lajes maciças, as lajes mistas se diferenciam por possuírem um consumo menor de concreto. A fôrma de chapa corrugada antes do endurecimento do concreto é o elemento responsável por suportar o peso próprio do sistema e as cargas de serviço até a cura do concreto. O comportamento misto se configura após forma e concreto no estado endurecido se associarem formando um único elemento estrutural.

A crescente utilização das lajes mistas “*steel deck*” e as incertezas em torno dos parâmetros de dimensionamento quanto à ruptura por cisalhamento longitudinal, além das poucas opções de fôrmas metálicas oferecidas no mercado nacional, o que vem lentamente mudando, tem feito com que muitas pesquisas venham sendo desenvolvidas nos últimos anos. As pesquisas desenvolvidas buscam avaliar uma série de situações às quais o sistema misto pode estar sujeito durante sua vida útil como parte do sistema estrutural. Atualmente os parâmetros de dimensionamento são obtidos experimentalmente, sem considerar todas as condições reais de utilização como continuidade das lajes, presença de armaduras de reforço e conectores de cisalhamento nos apoios. Queiroz (2012) afirma que alguns meios podem ser adotados para

garantir o comportamento misto, dentre os quais está a utilização de conectores de cisalhamento. Sendo estes, juntamente com as reentrâncias superficiais nas fôrmas, os responsáveis por melhorar a aderência mecânica entre capa de concreto e fôrma metálica. Segundo Filho (2003), a geometria da seção transversal da fôrma de aço influencia diretamente em seu comportamento estrutural. Em geral as fôrmas possuem seção trapezoidal, seção reentrante ou uma combinação das duas geometrias anteriores, o que interfere diretamente na transferência dos esforços. Se essa ligação falhar, a laje pode entrar em colapso por cisalhamento longitudinal. Em caso contrário, se houver um bom comportamento das mossas de modo que haja interação total entre forma e capa de concreto, é possível que a ruptura ocorra por flexão.

O modelo para se analisar a resistência ao cisalhamento longitudinal ainda precisa ser mais bem definido, pois a mesma pode ser determinada de forma empírica pelo método semi-empírico $m-k$, o qual se baseia em séries de ensaios como parte do processo de dimensionamento. Modelos de solução plenamente analíticos ainda não expressam tão bem o comportamento apresentado pela laje “*steel deck*” quando sujeita à ação do cisalhamento longitudinal, motivo pelo qual fabricantes do “*deck*” e projetistas recorrem à utilização dos parâmetros de dimensionamento m e k . Isto se deve ao fato de que o referido método, apesar de suas limitações, é o que melhor define a resistência na interface entre capa de concreto e “*deck*” metálico. Além disso, devido a cada fabricante adotar um mecanismo de resistência ao cisalhamento longitudinal próprio, os ensaios se tornam uma etapa necessária, já que esta resistência depende principalmente do tipo de mecanismo (ARAÚJO, 2008).

O “método $m-k$ ” consiste, basicamente, na obtenção de dois parâmetros de dimensionamento, coeficientes angular(m) e linear(k) de uma reta. Esta reta é construída a partir de uma equação semi-empírica que relaciona a resistência nominal à força cortante com os parâmetros obtidos em ensaio (carga de ruptura, e características geométricas das amostras). Ao aplicar o método, deve-se considerar a influência da ligação mecânica fornecida pelas mossas, e a resistência por atrito nos apoios, sendo estes os principais fatores capazes de interferir na resistência ao cisalhamento longitudinal.

As etapas que envolvem o dimensionamento do sistema de lajes mistas são descritas por normas nacionais e internacionais, tanto no que diz respeito ao projeto da fôrma metálica durante a fase de produção, quanto após o sistema misto ter sido configurado. As principais normas responsáveis por estabelecer as diretrizes de dimensionamento utilizadas neste trabalho e recomendadas por diversas literaturas técnicas são; a (ABNT NBR 8800-2008) em seu Anexo

Q, a ABNT NBR 14762-2001- Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio-procedimento, North American Specification for the Design of Cold Formed Steel Structures Members (AISI 2007), o Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: em sua nona seção, em seu anexo B.3, e pela norma ANSI/ Steel Deck Institute T-CD- 2011 Test Standard for Composite Steel Deck-Slabs. As normas citadas abordam analítica e empiricamente formas de evitar os possíveis meios de colapso, de uma laje mista “*steel deck*”, dentre os quais está o colapso por cisalhamento longitudinal. É preciso deixar claro que apesar das normas adotarem o método semi-empírico $m-k$ como referência, ele não é um método que independe das características geométricas da forma e da laje mista, o que faz com que as variações nas características geométricas torne necessário recorrer a uma nova série de ensaios. Segundo Brendolan (2007), o método semi-empírico m e k não se baseia em nenhum modelo totalmente analítico, sendo assim, quando ocorrer qualquer variação em suas dimensões, materiais, ou até mesmo quando o tipo de carregamento diferir do utilizado em ensaio torna-se necessário tomar algumas medidas conservadoras. Porter & Ekberg (1975) recomendam a realização de pelo menos oito ensaios de cada espessura e tipo de produto para que se possa determinar os valores dos parâmetros de dimensionamento ao cisalhamento longitudinal.

A obtenção dos parâmetros m e k requer uma série de ensaios de lajes mistas com dimensões usuais, o que torna o tratamento oneroso e trabalhoso, pois qualquer mudança nas características geométricas da fôrma e configurações de carregamento adotada em projeto torna fundamental a realização de uma nova série de ensaios. Tendo em vista essa “dificuldade”, procurou-se neste trabalho avaliar a obtenção desses parâmetros quando se tem uma série de amostras de lajes mistas em modelos compostos por apenas um módulo de “*deck*” e o quanto isso é representativo quando comparado com os mesmos parâmetros ao aplicar o “método $m-k$ ” conforme especificações normativas. Sempre buscando representar ao máximo, neste processo, o que ocorre na prática, além de buscar agregar às demais pesquisas já realizadas ao verificar a viabilidade técnica de uma nova fôrma, e uma nova aplicação do método semi-empírico ao considerar pequenos modelos. Buscou-se também, durante a revisão de literatura, abordar alguns dos problemas encontrados durante a execução dos sistemas mistos e as soluções usuais mais adotadas.

1.1 Objetivo

1.1.1 Objetivo geral

Investigar a interação forma metálica e capa de concreto ao colapso por cisalhamento longitudinal do sistema de lajes mistas de concreto com forma de aço incorporada.

1.1.2 Objetivos específicos

- ✓ Avaliar a viabilidade técnica de um novo “*deck*” antes da fase de cura do concreto.
- ✓ Desenvolver o modelo composto por apenas um módulo de “*deck*” e avaliar seu comportamento quanto ao colapso por cisalhamento longitudinal adotando o método semi empírico m e k .
- ✓ Avaliar o sistema de lajes conforme especificações normativas quanto ao colapso por cisalhamento longitudinal adotando o método semi empírico m e k .
- ✓ Correlacionar os dados do modelo alternativo de menor dimensão com o modelo normativo.

1.2 Estrutura da dissertação

O presente trabalho é composto por cinco capítulos. No capítulo 1, é apresentada uma breve introdução envolvendo sistema misto, o problema de pesquisa e a justificativa para o trabalho. Em seguida, são apresentados os objetivos geral e específico.

No capítulo 2, faz-se uma abordagem dos possíveis modelos de lajes como parte de um sistema estrutural dando maior ênfase ao sistema misto, descrevendo-se cada etapa que envolve seu dimensionamento, seja na fase antes ou pós-cura do concreto. Neste capítulo, também é feita uma breve abordagem do processo que envolve a montagem das lajes.

No capítulo 3, encontra-se todo o desenvolvimento do programa experimental com caracterização dos materiais, projeto dos modelos físicos, produção das amostras, esquemas de ensaio, instrumentação das lajes e avaliação dos modelos.

Foram apresentados e discutidos no capítulo 4 os resultados obtidos conforme os objetivos propostos. A dissertação é finalizada com o capítulo 5 que apresenta objetivamente as conclusões alcançadas.

2. SISTEMAS DE LAJES MISTAS DE CONCRETO COM FÔRMA DE AÇO INCORPORADA

O uso de chapas metálicas como fôrmas de lajes de concreto começou no ano de 1930 nos Estados Unidos. Não havia interesse de se trabalhar com uma estrutura composta, já que sua utilização tinha como base apenas a procura por avanços tecnológicos e fatores econômicos. Foi na década de 40 que as lajes mistas com fôrma de aço incorporada começaram a surgir (SIEG, 2015).

As lajes “*steel deck*” podem ser definidas como um sistema composto por concreto de peso normal ou de baixa densidade colocado sobre uma fôrma de aço formada a frio, que atua como fôrma durante a construção suportando as ações permanentes e sobrecargas, e após a cura do concreto como armadura de tração da laje (FILHO, 2003). Desde a década de 1940, diversos estudos vêm sendo feitos com a intenção de compreender o comportamento das lajes compostas quando submetidas às ações usuais de um sistema estrutural. O sistema misto, de uma forma geral, vem ganhando espaço no mercado nacional desde a década de 1990. Este sistema tem sido fruto de uma série de pesquisas no Brasil, porém poucas delas abordam todas as fases que envolvem seu dimensionamento, desde a verificação da estabilidade das fôrmas de chapa corrugada formadas por perfis de paredes esbeltas, até os métodos de avaliação dos possíveis modos de colapso do sistema de lajes mistas com forma incorporada. Além disso, existem poucos trabalhos que esclareçam ou deem indícios do motivo pelo qual a escolha do sistema estrutural misto no que se refere a sua eficiência estrutural, durabilidade, vantagens e desvantagens seja a mais adequada quando comparado com outros sistemas usualmente adotados. Outros estudos que avaliem a ocorrência do colapso por cisalhamento longitudinal, ou ainda diferentes considerações do sistema misto ao aplicar o “método *m-k*” vêm sendo feitos nos últimos anos. Pode-se aqui inferir:

Daniels & Crisinel (1993) desenvolveram um método numérico de análise que requer somente testes de cisalhamento tipo “push-off and pull-out”. Este método aplicável a vãos contínuos e vãos simples, tem como vantagem a não necessidade dos ensaios para a obtenção de *m* e *k*. Segundo os pesquisadores, é possível determinar a capacidade resistente das lajes usando o método desenvolvido por eles e ainda com aplicações em lajes com vãos contínuos com ancoragem de extremidade e lajes com barras de aço (FRIEDRICH, 2012).

Abdullah & Easterling (2008) propuseram um novo método para modelar a ligação de cisalhamento horizontal em lajes mistas considerando a esbeltez da laje como um parâmetro de

resistência. Foi desenvolvido um novo método de cálculo chamado método do Equilíbrio de Forças para gerar a relação entre a tensão de cisalhamento e o deslizamento final. Eles chegaram à conclusão de que a ligação por cisalhamento de placas compostas sob flexão varia com o parâmetro de esbeltez, influenciando assim a força e o comportamento da laje. Lajes mais finas apresentam baixa ligação de cisalhamento e pequena magnitude de deslizamento relativo quando comparadas com lajes mais compactas. Isso pode ser devido ao fato das lajes mais compactas serem menos rígidas, necessitando de menores valores de solicitação para a ocorrência do deslizamento, enquanto as lajes mais compactas por serem mais rígidas necessitam de maiores valores de carregamento para ocorrência do deslizamento.

Campos (2001) avaliou o efeito da continuidade em lajes mistas utilizando a fôrma MF-75, “deck” formado a frio da Metform, e verificou que a disposição contínua aumenta de forma considerável a capacidade resistente e a rigidez das lajes mistas contínuas em relação às lajes simplesmente apoiadas.

Costa (2009) realizou um estudo considerando a influência do atrito nos apoios no cálculo da resistência ao cisalhamento longitudinal e avaliou o momento de inércia efetivo durante toda a fase de carregamento do Deck-60. Chegou à conclusão de que, para menores vãos de cisalhamento a influência do atrito nos apoios é significativa na determinação da resistência ao cisalhamento longitudinal, tendo seu efeito reduzido para casos de vãos longos. Observou-se também que a utilização do I_{med} para o cálculo da flecha resultou em uma rigidez bastante elevada para as lajes mistas que utilizam a fôrma metálica Deck-60, não sendo, portanto, recomendada sua utilização em projetos.

A partir do que já apresentado, e ao estudar diversas literaturas já desenvolvidas, foi possível verificar que poucas delas abordam todas as fases que envolvem a análise do sistema misto desde a viabilização de uma nova fôrma, passando pelo dimensionamento do sistema misto e propondo uma nova aplicação do modelo de ensaio para determinação dos parâmetros de dimensionamento m e k . Esta revisão buscou apresentar os conceitos que devem ser adotados ao analisar o sistema de lajes mistas de concreto com forma de aço incorporada, desde a escolha do sistema misto “steel deck” como o modelo mais adequado a ser aplicado na construção em questão. Bem como as fases que envolvem seu dimensionamento, execução e avaliação abordando a importância de se realizar os ensaios para um preciso dimensionamento do sistema misto. Pois é nesta etapa que se determinam os parâmetros que vão definir o comportamento do sistema.

¹ Imed: Refere-se a média simples dos momentos de inércias da seção não fissurada e da seção fissurada.

2.1 Lajes

As lajes são consideradas elementos estruturais em que uma dimensão, usualmente chamada de espessura, é relativamente pequena em face das demais. Elas podem também ser chamadas de elementos de superfície ou placas (LOPES, 2015). Este elemento do sistema estrutural é responsável por receber as ações verticais perpendiculares à sua superfície e transmiti-las aos apoios. As lajes podem funcionar como diafragmas horizontais rígidos distribuindo as ações horizontais entre os diversos pilares da estrutura, comportando-se como chapa (LIBÂNIO, 2007).

Nos edifícios altos, a existência deste comportamento de chapa é essencial para a garantia do contraventamento da estrutura, uma vez que as lajes são os principais responsáveis pela transmissão dos esforços horizontais que permitem aos pilares sem função de contraventamento, ou seja, pilares contraventados, terem seu movimento restringido pelos pilares que possuem a função de contraventamento, garantindo assim a estabilidade global da estrutura (LOPES, 2015).

Existe uma diversidade de modelos de lajes que podem ser adotadas nos projetos das edificações. Sua escolha depende do projetista que, na maioria das vezes, se baseia na sua experiência, buscando satisfazer os critérios de economia e segurança, escolhendo, então, o modelo de laje mais adequado ao projeto em questão. O projetista é responsável por definir as características geométricas a partir dos critérios de dimensionamento aos Estados Limites Último (ELU) de ruptura e de utilização (ELS). Em geral, a altura das lajes não é definida em função dos momentos fletores, mas em função dos deslocamentos máximos admitidos, não sendo necessariamente responsável pelo colapso estrutural, porém garantindo maior conforto ao usuário.

As lajes podem ser classificadas em dois grandes grupos: as lajes moldadas no local e as lajes pré-moldadas, onde a pré-fabricação pode ser total ou parcial. As lajes moldadas no local (“*in loco*”) recebem essa denominação por serem construídas em toda a sua totalidade na própria obra, mais precisamente no local em que serão estruturalmente utilizadas. As lajes pré-moldadas muitas vezes recebem elementos pré-fabricados para a sua construção, normalmente produzidos industrialmente, fora do canteiro de obras (LOPES, 2015). Embora se obtenha considerável redução de custos com o emprego das lajes pré-fabricadas com vigota treliçada, sua utilização ainda é limitada, não podendo atender a grandes vãos e a grandes cargas acidentais. Isto se deve à ausência de estribos nas vigotas pré-fabricadas e ao fato da superfície

lisa das mesmas com a presença de resíduos de óleo desmoldante, dificultar a aderência da capa de concreto (GASPAR, 1997).

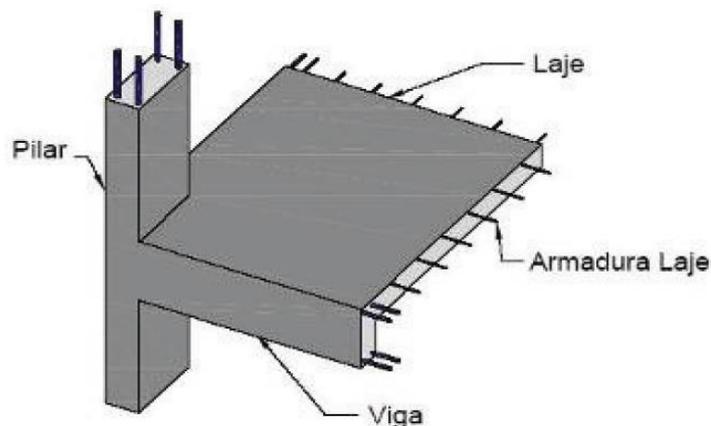
Dispõe-se hoje de alguns modelos de lajes com particularidades técnicas e econômicas que devem ser levadas em consideração durante a concepção do projeto. Segundo Giongo (2007), as lajes nas estruturas de edifícios usuais representam, em toda a edificação, um consumo de concreto da ordem de cinquenta por cento do volume total. Sendo este, além dos motivos já anteriormente citados no texto, um dos motivos da relevância em sua análise como elemento estrutural, devido a, além do consumo que representa, estar sempre presente na composição da estrutura.

A escolha de qual modelo melhor se ajusta ao empreendimento em questão pode tornar a construção mais enxuta e economicamente mais viável. Para tal, é preciso ter uma boa ideia de como funciona cada tipo de laje, não apenas estruturalmente, mas sua produção, seu custo e a sua durabilidade.

2.1.1 Lajes maciças

As lajes maciças (Figura 2). são aquelas nas quais toda a sua espessura é preenchida por concreto armado longitudinal e transversalmente, sem a presença de vazios. Segundo Caixeta (1998), as lajes maciças são as pioneiras em concreto armado sendo capazes de vencer vãos médios, apresentando poucas deformações devido a sua rigidez, tendo bom comportamento quando sujeito às tensões normais na flexão além de auxiliar na estabilidade global da estrutura. Elas podem ter altura de no máximo 15cm, podendo variar de acordo com a função desejada ao empreendimento. Sendo este um limite superior razoável para estruturas de concreto armado, as espessuras mais elevadas são exigidas quase que apenas para satisfazer condições de utilização (limite de flecha) e não de resistência. O que ocasiona um mau aproveitamento do concreto (pequena altura da zona comprimida) com peso próprio exagerado levando a uma estrutura antieconômica (aumento de carga nos pilares e fundações).

Figura 2: Modelos de lajes maciças de concreto armado sobre apoios nas bordas.



Fonte: (SPOHR, 2008, p. 30).

A fabricação das lajes maciças requer o uso de fôrmas, de madeira ou metálicas, enquanto o concreto passa do estado fresco para o estado endurecido. Este modelo construtivo é produzido em fases subsequentes, onde as fôrmas são posicionadas e escoradas para a formação do pavimento a ser executado, seguido do posicionamento das armaduras conforme especificação de projeto, e por fim, a realização da concretagem.

As lajes maciças de concreto são comuns em edifícios de muitos pavimentos e em construções de grande porte, como escolas, indústrias, hospitais, pontes, etc. De modo geral, não são aplicadas em construções residenciais e outras de menor porte, pois nessas construções as lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas apresentam maiores vantagens nos aspectos custo e facilidade construtiva. Suas principais vantagens estão na presença de várias vigas no projeto formando muitos pórticos que garantem uma boa rigidez à estrutura de contraventamento e no fácil acesso à mão de obra. Entre suas desvantagens estão o grande consumo de concreto (para vãos maiores que 6 m elas se tornam antieconômicas), além dos grandes custos com aço e fôrmas. O que é uma vantagem termina se configurando como uma desvantagem, pois um grande número de vigas deixa a fôrma do pavimento muito recortada, diminuindo a produtividade da construção (LIMA, 2009).

2.1.2 Lajes nervuradas

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), as lajes nervuradas são as 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. As lajes nervuradas moldadas “in loco” podem possuir nervuras em apenas uma direção ou nas duas direções (Figura 3).

Figura 3: Lajes nervuradas unidirecionais e bidirecionais.



Lajes nervuradas moldadas “in loco”
com nervura em duas direções

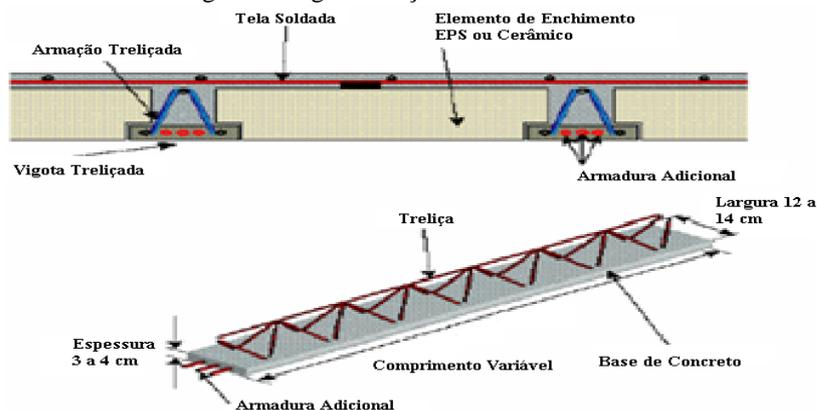
Lajes nervuradas moldadas “in loco”
com nervura em uma direção

Fonte: (LIBÂNIO, 2003, p. 5; Lima 2009, p19)

A laje nervurada bidirecional moldada “*in loco*” é mais comumente utilizada quando se deseja vencer grandes vãos. Isso se torna possível devido à ausência de concreto entre as nervuras, que possibilita uma redução no seu peso sem alterar sua inércia. Neste sistema, tem-se um aproveitamento mais eficiente dos materiais aço e concreto, onde a mesa de concreto resiste aos esforços de compressão, a armadura resiste aos esforços de tração e a nervura de concreto faz a ligação mesa-alma resistindo aos esforços de cisalhamento (LIMA, 2009).

Segundo Gaspar (1997), as lajes pré-fabricadas são construídas com vigotas pré-moldadas dispostas a intervalos regulares. Estes intervalos são preenchidos com elementos de material leve, aplicando-se, sobre o conjunto anteriormente formado, uma camada de concreto. As vigotas utilizadas podem ser de concreto armado com seção T invertida ou de concreto protendido, fabricada pelo processo de protensão inicial, no qual se traciona previamente as barras longitudinais da base de concreto, seguida do lançamento do concreto. Por fim, coloca-se as armaduras treliçadas espaciais soldadas por eletrofusão (Figura 4).

Figura 4: Vigota treliçada com tela soldada.



Fonte: (SPOHR, 2008, p. 33)

Este processo construtivo elimina a fôrma e diminui, consideravelmente, a quantidade de cimbramento propiciando economia global da obra. A decisão de se adotar lajes pré-fabricadas nas estruturas dos edifícios deve, de forma criteriosa e relevante, considerar as análises estruturais e de custos. Nos edifícios de muitos andares, por exemplo, onde há mais de cinco andares, deve ser analisada a conveniência de adotá-las, pois deve-se ponderar o transporte dos elementos pré-fabricados, que é feito por elevadores de obra.

Este fato pode trazer acréscimo de custo e principalmente de segurança na obra (GIONGO, 2007). Já as lajes nervuradas moldadas “in loco” requerem o uso de fôrmas e de escoramentos além do material de enchimento. Podem ser utilizadas fôrmas para substituir os materiais inertes. As mesmas já são encontradas em polipropileno ou em metal, com dimensões moduladas, sendo necessário utilizar desmoldantes iguais aos empregados nas lajes maciças (LIBÂNIO, 2007).

As lajes nervuradas se destacam por sua capacidade de vencer grandes vãos e por sua eficiência no aproveitamento dos materiais, porém, não são suas únicas vantagens. Além de serem excelentes isolantes acústicos, elas também são mais econômicas que as lajes maciças. Um pavimento pode ser definido com poucas lajes, e, por possuir um número pequeno de vigas, faz com que a estrutura não interfira muito na arquitetura (FARIA, 2010).

Contudo, elas também podem apresentar significativas desvantagens, pois se pode perceber que a distribuição das cargas uniformes não é feita de forma tão eficiente quanto em lajes maciças. Segundo Cunha (2012), a principal desvantagem das lajes nervuradas com armação treliçada está na sua maior propensão a atingir o estado limite por deformações excessivas. Muitas vezes a verificação da flecha é predominante sobre o estado limite último, mas este não é o único problema nestes modelos de lajes. A utilização de uma mão de obra qualificada é necessária para não onerar e prejudicar a produtividade, além da dificuldade durante a instalação de tubulações. Deve-se optar por sistemas que diminuam ou eliminem este tipo de ação.

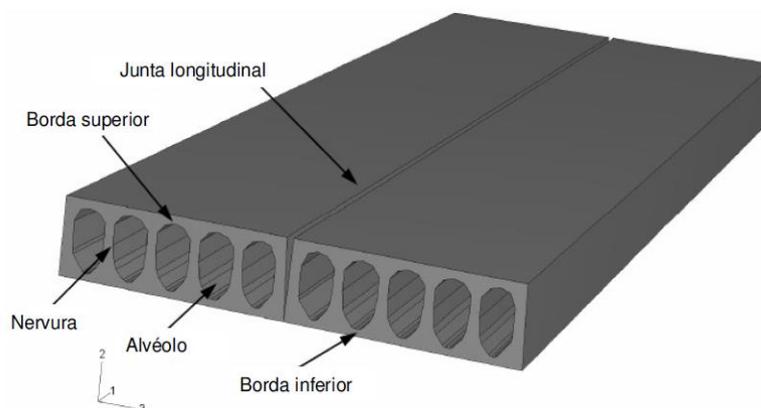
2.1.3 Lajes alveolares

São lajes de concreto feitas com alvéolos ociosos longitudinais de tamanho adequado para criar nervuras. Elas podem conter armaduras ativas (protendidas) ou armaduras passivas. Por se tratarem de lajes que não possuem armadura transversal, sua resistência ao cisalhamento depende inteiramente da resistência do concreto à tração, tornando-se necessário um controle cuidadoso durante a produção de seu concreto (CATOIA, 2011).

São lajes de concreto feitas com alvéolos ociosos longitudinais de tamanho adequado para criar nervuras. Elas podem conter armaduras ativas (protendidas) ou armaduras passivas. Por se tratarem de lajes que não possuem armadura transversal, sua resistência ao cisalhamento depende inteiramente da resistência do concreto à tração, tornando-se necessário um controle cuidadoso durante a produção de seu concreto (CATOIA, 2011).

Elliot (2002)²apud Fernandes (2007) afirma que os elementos de lajes alveolares devem apresentar propriedades geométricas que possuam, além da resistência do elemento, capacidade para transmitir os esforços decorrentes das ações horizontais funcionando como diafragma. Essa capacidade é obtida pela consolidação das juntas entre os elementos, pela correta execução das ligações de continuidade entre os elementos e pelas ligações da laje com as vigas e pilares. Estruturalmente as lajes alveolares oferecem a eficiência de um elemento protendido, atingindo vãos consideráveis, com elevada capacidade de carregamento e com pequenos deslocamentos (Figura 5). Além disso, quando corretamente dimensionada e detalhada, auxilia na distribuição do carregamento horizontal por meio do efeito de diafragma rígido (SANTOS, 2014).

Figura 5: Modelo de Laje alveolar



Fonte: (CATOIAA, 2011, p. 31)

São dois os processos de fabricação mais utilizados na produção das lajes alveolares: por fôrma deslizante ou por extrusão. Nesses processos não é possível a introdução de armaduras de cisalhamento. Em função disto, as lajes são compostas exclusivamente de armadura ativa (SANTOS, 2014). No processo por fôrma deslizante, as unidades de laje são produzidas a partir do deslizamento da fôrma. A fabricação ocorre em várias camadas de concreto que é lançado e compactado pela máquina de produção em dois ou quatro estágios.

A compactação é realizada externamente por vibradores. No processo de produção por extrusão há a formação de um bloco único, através de uma extrusora onde o concreto é expulso

² ELLIOTT, Kim S. **Precast Concrete Structures**. Oxford: ELSEVIER, 2002.

e comprimido nas paredes do molde utilizando uma relação água/cimento baixa próximo ao necessária à hidratação do cimento, garantindo, assim, uma baixa porosidade do concreto e uma elevada resistência à compressão.

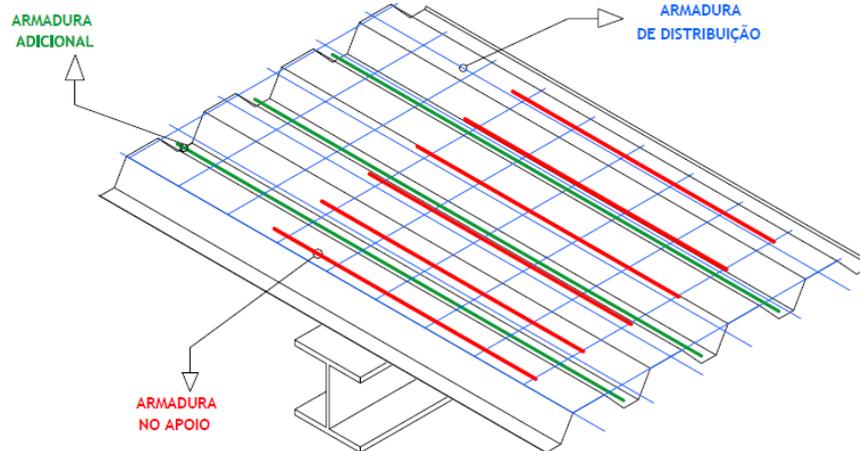
Uma das importantes vantagens das lajes alveolares se configura na sua resistência ao fogo. Um painel alveolar pode resistir até por quatro horas quando submetido a elevadas temperaturas. Essa resistência depende da altura do painel e também do cobrimento da armadura. Essas lajes possuem inúmeras outras vantagens: elas podem funcionar como coberturas, pisos e paredes, sua produção é de baixo custo, altamente mecanizado e automatizado, além de serem capazes de suportar cargas elevadas e vencer grandes vãos devido ao concreto de alta resistência e da alta taxa de protensão. Apesar da fabricação mecanizada e automatizada, também há a forma de fabricação através de concreto vibrado em formas contendo tubos de aço, tubos de plásticos preenchidos por ar ou isopor (SANTOS, 2014).

2.2 Lajes mistas “steel deck”

As estruturas mistas nas quais perfis laminados ou formados a frio são associados ao concreto para formar elementos estruturais como vigas, lajes e pilares, englobam o grupo das estruturas mistas. Nestes elementos estruturais, a resistência do concreto é integrada à resistência do perfil de aço usando-se conectores ou apenas usufruindo da aderência natural entre os materiais (ARAUJO, 2008). As lajes nas estruturas de concreto ou nas estruturas metálicas têm a mesma função de contribuir com o contraventamento horizontal, portanto, nas estruturas mistas de aço e concreto é necessário haver a solidarização de todo conjunto (viga-laje) para que a estrutura passe a ter o mesmo comportamento monolítico da estrutura de concreto. Isso pode ser conseguido pela presença de conectores, permitindo que a laje forme um diafragma contínuo (LIMA, 2009).

As lajes mistas com fôrma de aço incorporada se configuram como um elemento estrutural misto formado por uma chapa de aço corrugada, a qual deve ser capaz de suportar as cargas durante a fase construtiva, o concreto no estado endurecido e elas responsáveis por absorver as tensões de retração e fissuração durante a cura do concreto. Além de conectores de cisalhamento para fixação nos apoios, armaduras adicionais para situação de incêndio e de momento negativo nos apoios intermediários (Figura 6).

Figura 6: Esquema das armaduras utilizadas no sistema misto



Fonte: (FIGUEIRAS, 2006, p. 31)

A fôrma de aço deve ser capaz de transmitir cisalhamento horizontal na interface com o concreto. Se não existir uma vinculação entre a fôrma e o concreto, a ação mista não pode ser considerada efetiva. Embora haja aderência natural entre fôrma e concreto, elas geralmente não são consideradas durante os procedimentos de cálculo da resistência de um sistema misto. Por se tratar de um sistema composto, há a necessidade de compreender melhor o comportamento da interação entre os elementos que a constituem (GOMES, 2001). Os primeiros estudos que tinham esse objetivo foram iniciados na década de 60. Vários fabricantes de chapa de aço nos Estados Unidos e Canadá desenvolveram pesquisas independentes descobrindo características importantes, dentre as quais estão os possíveis modos de ruptura do sistema misto.

O sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporado possui um processo construtivo racionalizado, no qual o projeto de produção descreve de forma clara cada etapa que o envolve. Padrões são estabelecidos para o processo, de maneira que um fluxo contínuo de atividades ocorra, principalmente em situações onde existe um número significativo de repetições construtivas. Isto é visto claramente em edifícios de múltiplos andares ou grandes extensões de lajes.

A utilização das lajes mistas é um reflexo dessa racionalização dos canteiros de obra na construção civil, pois este sistema apresenta uma solução interessante quando combinado com estruturas metálicas. No entanto, não tem seu uso restrito apenas a estes projetos, sendo também estendido às construções de madeira e concreto armado (COSTA, 2009). As principais vantagens atreladas às lajes “steel deck” envolvem a redução no desperdício de material; facilidade de passagem de dutos e de fixação de forros; maior segurança do trabalho, por funcionar como plataforma de serviço e de proteção aos operários; a não necessidade da

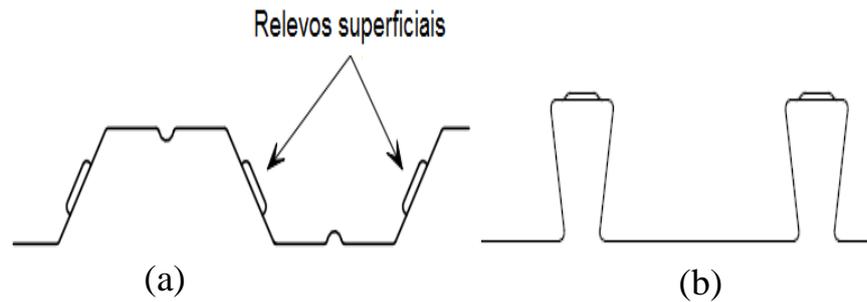
armadura de momento positivo, pois essa função passa a ser exercida pelo “deck” metálico. Entretanto, o principal benefício é a não necessidade da utilização do escoramento das formas sendo única exceção o caso dos balanços ou vãos que superem os limites estabelecidos pelos fabricantes.

2.2.1 Fôrma metálica

O uso de fôrma de aço para incorporação às lajes, no mercado nacional, tem demonstrado uma grande disparidade quando comparado ao mercado internacional. O mercado brasileiro dispõe de poucos tipos de fôrmas, tendo seu uso restrito a um número reduzido de edificações se comparado com o volume total de obras no Brasil. Já fora do país, há uma grande diversidade de fôrmas e fabricantes, atendendo ao processo já bastante consolidado de construção de lajes com fôrma de aço incorporada. Os perfis estruturais formados a frio são utilizados na execução de estruturas metálicas leves, podendo ser projetados para cada aplicação específica. Estes perfis são de fácil fabricação, manuseio e transporte, além de possuírem resistência e ductilidade adequadas ao uso em estruturas civis (SILVA 2012). Os perfis de chapa dobrados utilizados como parte do sistema misto em sua maioria possuem espessura variando entre 0,8 e 1,2 mm, com basicamente dois tipos de seção transversal: seção trapezoidal e seção reentrante (Figura 7), tendo no Brasil apenas fôrmas de seção trapezoidal. Essas características da fôrma são de fundamental importância para um melhor desempenho da laje mista, sendo de responsabilidade do fabricante especificar o material que está sendo usado. As propriedades mecânicas do material da fôrma são determinadas de acordo com os requisitos do AISI ou da Norma ASTM pertinente (FILHO, 2003).

Ao utilizar a fôrma de aço, há a necessidade de que ela seja eficiente em todas as etapas construtivas, não devendo apresentar deformações excessivas no momento da concretagem e após a cura do concreto, de forma que a ligação entre aço e concreto seja efetiva. Uma característica fundamental da fôrma de seção trapezoidal é a presença de mossas em sua alma, que variam em forma, tamanho, profundidade, espaçamento, sequência e posicionamento ao longo da fôrma. Essas características são fundamentais para a efetividade da ligação (CARVALHO, 2005).

Figura 7: Seções transversais das fôrmas utilizadas no sistema composto: trapezoidal (a) e Reentrante(b).



Fonte: (RACKHAM, et al., 2009, p. 17)

Algumas fôrmas utilizadas não possuem mossa na superfície e ainda assim são indicadas para uso no sistema misto, porém, há a necessidade de que se use outro modo de conexão mecânica entre fôrma e concreto, como barras de aço soldado nas superfícies horizontal superiores das fôrmas (ANSI/ASCE 3-91 1992).

A carga temporária na fase de construção é responsável por governar a escolha das principais características geométricas da fôrma. Ela deve ser projetada para durar toda a vida útil da estrutura, pois funciona como armadura positiva da laje. A utilização de fôrmas de maior altura pode fazer com que a linha neutra plástica da seção mista passe pela fôrma de aço, e isso pode levar a diferenças no seu processo de dimensionamento EUROCODE 4 (1994). A ABNT NBR 8800 (2008), limita a altura das nervuras da fôrma em não superior que 75 mm. Para simplificar o procedimento de cálculo do momento resistente da laje mista, permite-se desconsiderar a resistência à compressão do concreto entre as almas da fôrma de aço. Sendo assim, quanto maior for a altura da fôrma metálica, maior será a diferença entre os resultados real e calculado. Outros aspectos devem ser considerados quanto à geometria de sua seção transversal. Situações onde há a diminuição na quantidade de ondas na fôrma de aço para uma largura específica da laje e o aumento na largura de suas mesas podem provocar redução da largura útil, da rigidez e da resistência da fôrma. Isso pode, também, prejudicar o seu comportamento antes da cura do concreto.

As fôrmas metálicas fazem parte do conjunto dos elementos estruturais de paredes esbeltas e, como já apresentado, são o principal responsável pelo bom desempenho do sistema misto em todas as suas fases. Sendo assim, é de grande relevância compreender os conceitos que envolvem sua análise estrutural, as etapas de dimensionamento, considerando os possíveis esforços atuantes nos elementos que a compõem, e como eles podem diminuir sua eficiência ou até mesmo os possíveis meios que possam levá-la ao colapso. A norma americana AISI Standard (2007) estabelece de forma detalhada as especificações do projeto de perfis estruturais

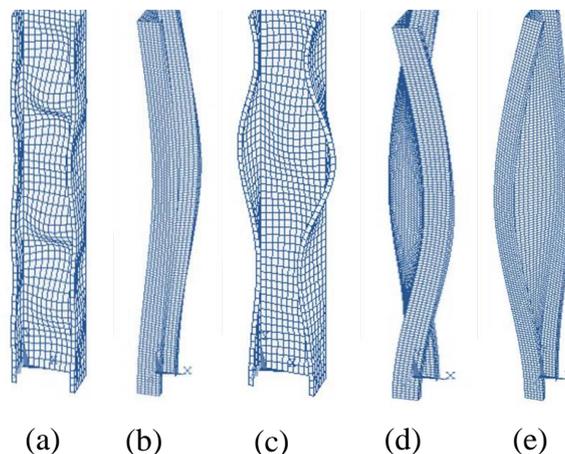
formados a frio. Ela determina os procedimentos e considerações que devem ser feitos ao dimensionar os perfis de chapa corrugada. A norma ABNT NBR 14762 (2001) também pode ser adotada no processo de dimensionamento dos perfis formados a frio.

2.2.1.1 Dimensionamento da fôrma metálica

Os perfis de chapas corrugadas utilizadas para incorporação ao sistema composto são responsáveis por resistir aos esforços durante a concretagem da laje, o que torna necessário seu dimensionamento considerando as ações atuantes nesta etapa. Os elementos de chapa com relação largura-espessura tal, que promova escoamento do aço a compressão, antes mesmo da ocorrência de flambagem dos elementos, não obedecem à hipótese da conservação das seções planas de Bernoulli recorrendo a teoria dos elementos de paredes esbeltas.

Sua análise de estabilidade estrutural pode ser dividida em duas partes: estabilidade global da chapa e a estabilidade local de seus elementos. A instabilidade dos perfis de paredes finas pode ocorrer pela incidência de tensões normais ou tensões tangenciais, podendo sofrer flambagem local (a), flambagem por flexão (b), Flambagem distorcional (c), flambagem torcional (d) e flexo-torção (e) (Figura 8).

Figura 8: Instabilidade dos perfis de paredes esbeltas.

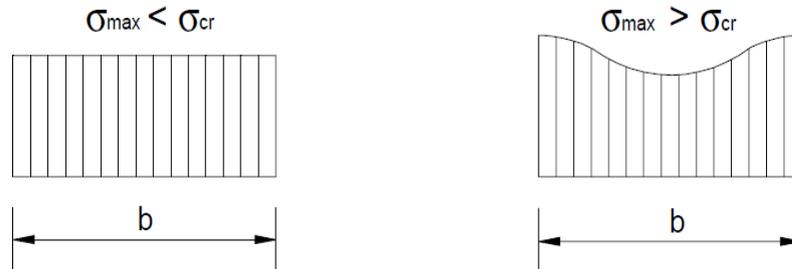


Fonte: (DUBINA, 2014, p. 20)

Segundo Batista (1988), a flambagem de placas esbeltas não indica seu estado limite último, devendo a sua reserva de resistência pós-crítica ser levada em conta. No entanto, a modificação de sua geometria e de sua rigidez conduz a um problema não linear, no qual a distribuição de tensões na chapa é uniforme até a iminência da flambagem. Após sua ocorrência, as tensões se redistribuem atingindo valor máximo nas regiões mais rígidas próximas às bordas da chapa

(Figura 9). O processo continua a ocorrer até que a tensão máxima iguale-se à tensão de escoamento do aço atingindo, então, o colapso convencional da chapa.

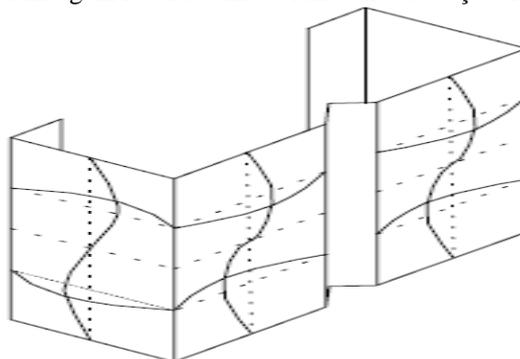
Figura 9: Distribuição de tensões em placa sob compressão uniforme



Fonte: (SEVERO, 2000, p. 13)

Ao sofrer esforço compressivo, os elementos de placa da chapa corrugada estão sujeitos à ocorrência de flambagem local. Antes mesmo de alcançar sua capacidade resistente, este fenômeno promove alteração nas características geométricas do elemento. Schafer e Peköz (1998), ³apud Severo (2000), observaram que, no caso de seções transversais constituídas por uma associação de placas esbeltas, como os perfis de chapa dobrada, desde que as arestas permaneçam retas após a flambagem local e os ângulos entre as paredes não se alterem, as paredes do perfil flambam segundo uma sucessão de meias ondas senoidais de comprimentos iguais. Observou-se também que os enrijecedores não defletem com a placa (Figura 10).

Figura 10: Flambagem local de uma coluna curta de seção transversal sigma



Fonte: (SEVERO, 2000, p. 21)

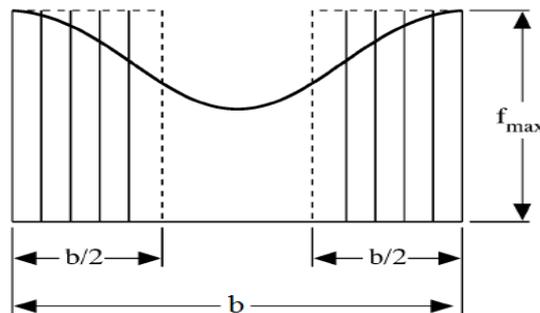
A análise de placas esbeltas é de relativa complexidade devido a sua resistência pós-crítica. Sendo assim, sua capacidade resistente é determinada de forma mais simplificada utilizando o conceito de seção efetiva. As simplificações envolvendo o método da seção efetiva foram

³ Schafer, W. B. e Peköz, T. (1998). Cold-Formed Steel Members with Multiple Longitudinal Intermediate Stiffeners. Journal of Structural Engineering, v.124, p.1175 – 1181, Ithaca, NY.

propostas por Von Karmam (JAVARONI1999). Essas simplificações se aplicam para chapas perfeitas, porém as chapas são imperfeitas devido as alterações que ocorrem durante sua conformação devendo-se fazer reduções de sua resistência.

Segundo Carvalho (2005), a largura efetiva é a largura que, sujeita à tensão máxima, produz uma resultante igual à área sob o diagrama de tensões, sendo tomada como a área do retângulo apresentado na Figura 11 com altura igual ao valor das tensões na borda ($f_{máx}$). O método da largura efetiva é um método aproximado, pois analisa cada elemento que compõe a seção transversal de maneira isolada, porém levando em conta as condições de vizinhança com as outras chapas componentes do perfil.

Figura 11: Largura efetiva de um elemento enrijecido à compressão

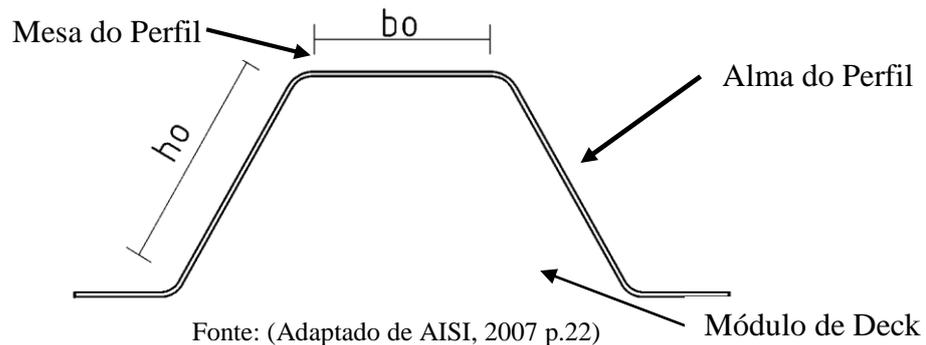


Fonte: (Adaptado de YU, 1999, p.14)

Ao aplicar o método da largura efetiva, considera-se a redução da seção da placa de largura inicial b por meio de uma placa substituta de largura efetiva $b_e < b$. A placa substituta submetida à compressão uniforme σ_e , igual à tensão máxima atuante nas bordas da placa original está em estado crítico, ou seja, a tensão crítica de flambagem local da placa substituta é igual à tensão máxima (BATISTA, 1988).

A aplicação do método da seção efetiva aos perfis de chapa corrugada utilizados no sistema misto deve ser feita em cada elemento que compõe um módulo de fôrma (Figura12). As propriedades geométricas como: momento de inércia, módulo de resistência elástico e centro de gravidade devem ser determinadas nesse módulo e extrapoladas para os outros adjacentes de tal forma que se tenha as propriedades de toda a largura do (*deck*). A mesa e a alma do módulo estarão sujeitas a distribuição de tensões distintas que devem ser abordadas individualmente.

Figura 12: Módulo do deck sem enrijecedor intermediário



O cálculo da largura efetiva (b_{Fef}) baseia-se na fórmula de Winter (1968) que leva em consideração a redução da resistência resultante de imperfeições geométricas e tensões residuais no processo de formação a frio. Nas situações de projeto é usado o índice de esbeltez (λ) da placa que é baseado na tensão de flambagem local (LEE, 2004).

$$b_{Fef} = b_F \text{ se } \lambda \leq 0,673 \quad (1)$$

$$b_{Fef} = \rho b_F \text{ se } \lambda > 0,673 \quad (2)$$

Sendo,

b_F é a largura do elemento de placa da chapa (FIG.13)

ρ o fator de largura efetiva dado por:

$$\rho = \left(\frac{1 - 0,22}{\lambda} \right) \leq 1,0 \quad (3)$$

O índice de esbeltez reduzido λ é dado por:

$$\lambda = \frac{2 \sqrt{f_y}}{\sqrt{\sigma_{cr}}} \quad (4)$$

onde, f_y é tensão de cálculo do elemento comprimido calculado com base na largura efetiva.

Quando uma placa simplesmente apoiada é submetida a um esforço de flexão com tensão de compressão maior do que a tensão de tração na flexão, o coeficiente de flambagem k é reduzido de acordo com a relação de tensão⁴ f_1/f_2 .

⁴ f_1 é a tensão de compressão calculada com base na seção efetiva. f_2 é a tensão de tração calculada com base na seção efetiva (Figura 13).

Na prática, a resistência à flexão do elemento não é apenas afetada pela relação de esbeltez h/t , ou a relação de tensão f_1/f_2 , mas também depende das propriedades mecânicas do material como Módulo de Elasticidade (E), Tensão de Escoamento (f_y), Coeficiente de Poisson (μ), e a interação entre os elementos da alma e mesa. A tensão crítica de flambagem do elemento da placa sob análise pode ser obtida pela equação 5 tendo μ e E como parâmetros não variáveis:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b_0} \right)^2 \quad (5)$$

Sendo,

σ_{cr} é a tensão crítica de flambagem;

k é o coeficiente de flambagem local;

E é o Módulo de Elasticidade;

μ é o Coeficiente de Poisson;

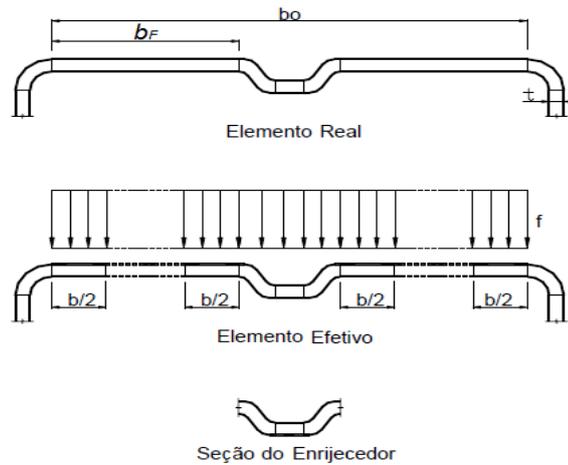
b_0 é a largura real plana do elemento totalmente comprimido;

t é a espessura do elemento totalmente comprimido.

Onde k e b_0/t são coeficiente de flambagem local e a razão de esbeltez da placa respectivamente.

Os elementos que compõem a chapa podem demonstrar baixa eficiência quando submetidos à compressão. Isso pode ser melhorado ao se colocar um enrijecedor intermediário no elemento. Segundo YU (2000), a capacidade de carga e o comportamento dos elementos de chapa comprimidos podem ser melhorados consideravelmente ao utilizar enrijecedores intermediários. Essa melhora pode ser alcançada ao inserir um ou múltiplos enrijecedores intermediários à mesa do perfil, o que requer algumas alterações na abordagem analítica. A seguir, apresentam-se as considerações quando se tem apenas um enrijecedor intermediário (Figura 13). O AISI 2007, apresenta a abordagem que deve ser feita para o caso de múltiplos enrijecedores.

Figura 13: Mesa com um enrijecedor intermediário sob distribuição uniforme de tensão



Fonte: (Adaptado de NETO, 2001, p. 29)

O momento de inércia que o enrijecedor intermediário deve possuir para ser considerado como tal é determinado de acordo com três casos distintos:

$$\text{Caso I: } \frac{b_0}{t} \leq 1,28 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6)$$

Neste caso não há a necessidade de enrijecedor intermediário.

$$\text{Caso II: } 1,28 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b_0}{t} < 3,84 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (7)$$

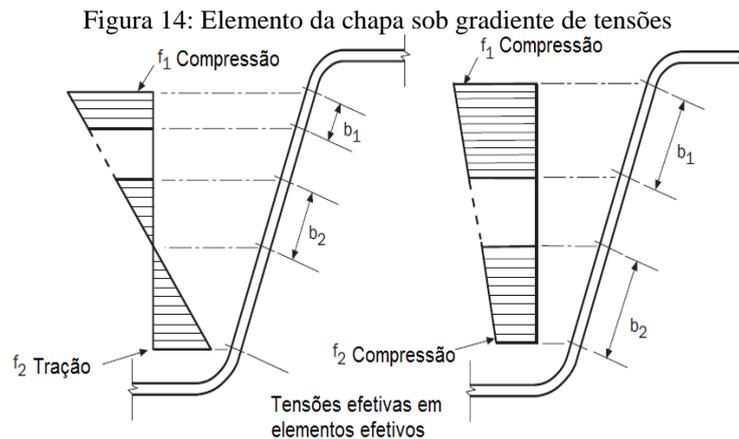
$$I_a = \left\{ \left(\frac{50 b_0}{t} / 1,28 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) - 50 \right\} t^4 \quad (8)$$

$$\text{Caso III: } \frac{b_0}{t} \geq 3,84 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (9)$$

$$I_a = \left\{ \left(\frac{128 b_0}{t} / 1,28 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) - 285 \right\} t^4 \quad (10)$$

Outra situação que deve ser analisada durante o dimensionamento das fôrmas de chapa dobrada na fase de concreto no estado fresco é o comportamento do elemento comprimido

transversal à linha neutra, cuja distribuição de tensões não é uniforme. Nestes casos a alma da chapa sofre tensões de tração na região abaixo da linha neutra e compressão acima, o que requer a aplicação do método da largura efetiva na região comprimida, porém, ao fazer isto, ocorre uma mudança na posição do centro de gravidade da chapa que leva a um processo iterativo de redistribuição das tensões na seção transversal deste elemento.



Fonte: (Adaptado de AISI, 2007, p. 21)

As larguras efetivas b_1 e b_2 apresentadas na Figura 14 podem ser definidas utilizando as equações 12, 13 e 14, conforme apresentadas na norma (AISII 2007).

Para almas sob gradiente de tensões com f_1 e f_2 como apresentado na Figura 14 (a) a largura efetiva deve ser calculada conforme apresentado:

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 + \psi); \quad (11)$$

para $h_o/b_o \leq 4$

$$b_1 = be/(3 + \psi) \quad (12)$$

$$b_2 = be/2 \text{ para } \psi > 0,236 \quad (13)$$

$$b_2 = be - b_1 \text{ para } \psi \leq 0,236 \quad (14)$$

para o caso de $h_o/b_o > 4$ não há alterações no cálculo de b_1 , porém b_2 deve ser determinado conforme apresentado;

$$b_2 = be/(1 + \psi) - b_1 \quad (15)$$

sendo,

ψ é a relação entre as tensões no elemento sob gradiente de tensões, conforme apresentado na figura 14.

b_o é a largura real plana do elemento totalmente comprimido;

h_o altura da alma, medida entre as faces internas das mesas dos perfis, conforme figura 12.

Para o caso de almas sob gradiente de tensões com f_1 e f_2 como apresentado na Figura 14 (b) a largura efetiva deve ser calculada:

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi); \quad (16)$$

$$b_1 = b_e / (3 - \psi) \quad (17)$$

$$b_2 = b_e - b_1 \quad (18)$$

Sendo,

$$\psi = f_2 / f_1$$

Onde f_1 e f_2 são as tensões de compressão e tração, apresentadas na Figura 14 calculadas com base na seção efetiva. Podendo f_1 e f_2 serem invertidas nas situações de momento negativo.

b_e é a largura efetiva do elemento;

b_c a porção comprimida do elemento.

A largura efetiva utilizada para o cálculo da flecha deve ser determinada como acima. Substituindo f_1 e f_2 por f_{d1} e f_{d2} onde, f_{d1} e f_{d2} são as tensões calculadas f_1 e f_2 com base na seção efetiva da carga para a qual flecha é determinada (AISI 2007).

2.2.1.2 Dimensionamento à flexão

O limite último da fôrma na fase de concretagem consiste na sua ocorrência por esforços de flexão. Esse dimensionamento define qual o máximo vão admissível para a fôrma ao aplicar o método da largura efetiva a cada elemento de placa que a compõe. Inicialmente, são determinadas as propriedades geométricas da fôrma e seu centro de gravidade. A partir delas, as tensões críticas de flambagem (σ_{cr}), a mesa da fôrma é o primeiro elemento a ser analisado. Por estar totalmente acima do centro de gravidade, ao ser submetido a flexão, sofre compressão uniforme, devendo-se considerar os casos onde haja ou não necessidade de enrijecedores

intermediários. Após a análise do elemento sob compressão uniforme, é necessário avaliar o elemento esbelto sob gradiente de tensões. As etapas que envolvem esse dimensionamento são descritas como se segue:

a) Posição do centro de gravidade da seção inalterada

A partir das características reais da chapa de fôrma corrugada é possível determinar a posição de seu centro de gravidade ao considerar apenas um módulo de (*deck*). Por se tratar de um modelo simétrico, os resultados podem ser somados e o valor para todo o modelo pode ser encontrado.

Sendo,

b_o é a largura real plana do elemento totalmente comprimido;

t - espessura do elemento totalmente comprimido;

h_f - altura da fôrma metálica

Utilizando as características apresentadas anteriormente e os conceitos de momento de primeira ordem é possível determinar a posição do centro de gravidade (y_{cg}) da seção transversal inalterada.

b) Procedimento de cálculo da largura efetiva da mesa sob compressão uniforme com um enrijecedor intermediário

Deve-se iniciar esse procedimento de cálculo determinando o parâmetro adimensional S conforme especificações da AISI (2007).

$$S = 1,28 \times \sqrt[2]{\frac{E}{f_y}} \quad (19)$$

As equações a seguir são apresentadas na norma (AISI 2007)

$$n = \left[0,582 - \left(\frac{b_o}{4S} \right) \right] \geq \frac{1}{3}, \text{ Se } n \leq \frac{1}{3}; n=1/3 \quad (20)$$

sendo,

bo largura real plana do elemento da mesa totalmente comprimido

bo/t relação largura espessura do elemento comprimido

$$RI = I_s / I_a \quad (21)$$

Onde,

I_a Momento de inércia ideal do enrijecedor de maneira que a placa se comporte como um elemento totalmente enrijecido. Equações (8) e (10).

I_s Momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao seu eixo baricêntrico paralelo ao elemento a ser enrijecido.

$$\text{Se } I_s / I_a \geq 1 ; RI = 1 \quad (22)$$

$$k = 3(RI)^n + 1 \quad (23)$$

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b_o} \right)^2 \quad (5)$$

$$\lambda = \sqrt[2]{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (4)$$

$$\rho = (1 - 0,22/\lambda) / \lambda \quad (3)$$

$$b_{ef} = \rho \times b \quad (2)$$

o procedimento de cálculo da largura efetiva dos elementos sob compressão uniforme deve ser feito seguindo cada uma das etapas apresentadas. Em seguida, já considerando a seção efetiva, calcula-se uma nova posição para o centro de gravidade da seção transversal (y_{cge1}).

y_{cge1} centro de gravidade considerando a largura efetiva do elemento sob compressão uniforme.

c) Procedimento de cálculo da largura efetiva da alma, elemento sob gradiente de tensão:

$$f_1 = -280 \left(\frac{y_{cg} - (t+r)}{y_{cg}} \right) \quad (24)$$

$$f_2 = 280 \left(\frac{(hf - (y_{cg} + t + r))}{hf - y_{cg}} \right) \quad (25)$$

$$\psi = |f_2 / f_1| \quad (26)$$

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 + \psi) \quad \text{ou} \quad k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi) \quad (27)$$

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{b_o} \right)^2 \quad (28)$$

$$\lambda = \sqrt[2]{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (4)$$

$$\rho = (1 - 0,22/\lambda) / \lambda \quad (3)$$

$$b_{ef} = \rho \times b_o \quad (2)$$

com o valor da seção efetiva do elemento sob gradiente de tensões, é possível encontrar uma nova posição para o centroide da seção transversal. O processo deve ser repetido até que haja convergência dos valores.

Sendo,

y_{cg} centro de gravidade da seção bruta do “deck” metálico

r é o raio de curvatura do módulo de “deck”

y_{cge2} Centro de gravidade efetivo após iterações e convergência de dados.

Com isso, calcula-se o momento de inércia efetivo e o módulo de resistência efetivo da seção. Considerando apenas um módulo da fôrma e extrapolando para os repetidos módulos.

I_{xe} Momento de Inércia efetivo.

$$W_{xe} = \frac{I_{xe}}{y_{cge}} \quad (29)$$

$$M_{xe} = \frac{w_{xe}}{f_1} \quad (30)$$

O mesmo procedimento deve ser realizado para encontrar o momento de inércia a ser utilizado no cálculo da flecha máxima admissível, considerando que para a nova largura efetiva utilizada deve-se substituir f_1 e f_2 nas equações (20) e (21), por f_{d1} e f_{d2} já anteriormente definidos no texto.

2.2.1.3 Dimensionamento ao esforço cortante

Ao avaliar a distribuição de tensões cisalhantes nas seções utilizadas em perfis metálicos, observa-se que sua maior parte concentra-se na alma do perfil, desprezando-se a parcela de contribuição de resistência da mesa. O que tem feito com que se torne uma prática geral em projetos o uso de um valor médio sobre a área bruta da alma (JAVARONI, 1999). A resistência dos elementos está atrelada a sua relação altura espessura e a resistência do aço (YU, 1999). Nos casos onde essa relação é relativamente pequena o governo da resistência se dá pelo escoamento do aço. Nos casos onde essa relação é alta, a resistência é controlada por flambagem de cisalhamento elástico. A flambagem por cisalhamento é caracterizado pela formação de ondas inclinadas na chapa.

As especificações previstas pela AISI 2007 para o cálculo da resistência ao cisalhamento dos perfis formados à frio são dadas pelas equações 31 a 36.

$$\text{Para } \frac{h_o}{t} \leq \sqrt{E \frac{K_v}{f_y}} - \text{Escoamento da alma ao cisalhamento} \quad (31)$$

$$V_n = 0,60 \cdot f_y \cdot h \cdot t \quad (32)$$

$$\text{Para } \sqrt{E \frac{K_v}{f_y}} \leq \frac{h_o}{t} \leq 1,51 \sqrt{E \frac{K_v}{f_y}} - \text{Flambagem no regime inelástico} \quad (33)$$

$$V_n = 0,60 \cdot t^2 \sqrt{K_v \cdot f_y \cdot E} \quad (34)$$

$$\text{Para } \frac{h_o}{t} \geq 1,51 \sqrt{E \frac{K_v}{f_y}} - \text{Flambagem no regime elástico} \quad (35)$$

$$V_n = \frac{\pi^2 E K_v t^3}{[12(1-\mu^2)h]} = 0,904 \frac{E K_v t^3}{h} \quad (36)$$

Sendo,

V_n - resistência nominal ao esforço cortante;

t - espessura da alma;

h_o - altura da alma, medida entre as faces internas das mesas dos perfis;

k_v - coeficiente de flambagem ao cisalhamento, sendo $k_v = 5,34$ para almas não enrijecidas;

E - módulo de elasticidade longitudinal;

μ - coeficiente de Poisson;

f_y - tensão de escoamento do aço.

2.2.1.4 Esforço combinado

Para vigas contínuas e vigas em balanço, os esforços de flexão elevados combinam-se frequentemente com elevadas tensões de cisalhamento nos suportes. Tais nervuras de viga devem ser protegidas contra flambagem devido à combinação de tensões normais devidas a flexão e tensões cisalhantes (YU,1999). Para analisar a ação combinada da flexão e cisalhamento, a norma AISI 2007 estabelece uma relação teórica conforme equação 37.

$$\sqrt{\left(\frac{\Omega_{bM}}{M_{nxo}}\right)^2 + \left(\frac{\Omega_v}{V_n}\right)^2} \leq 1,00 \quad (37)$$

Sendo,

M_n = resistência nominal ao momento quando se considera apenas flexão;

M_{nxo} = resistência nominal ao momento fletor em relação ao eixo x;

V_n = resistência nominal ao cisalhamento quando se considera apenas cisalhamento;

Ω_b = coeficiente de segurança para flexão

Ω_v = coeficiente de segurança para o esforço cortante

2.2.1.5 Flecha máxima

Ao avaliar o Estado Limite de Serviço (ELS) é preciso analisar os esforços que não põem em risco a segurança da estrutura de fato, mas que geram sensação de desconforto aos seus usuários. As condições comuns que podem exigir avaliação do estado limite de serviço apresentadas pela norma americana AISI (2001) em seus comentários são: as flechas (ou rotações excessivas que possam afetar a funcionalidade da estrutura); flechas que possam causar danos não estruturais ao elemento; vibrações excessivas que possam causar desconforto ao ocupante e por fim deterioração ao longo do tempo que pode incluir corrosão.

No dimensionamento ao ELS, calcula-se a flecha máxima admissível considerando as cargas nominais, peso próprio do concreto e da chapa, cargas construtivas; trabalhadores e equipamentos. O EUROCODE 4 recomenda para o concreto de densidade normal que esta seja tomada no valor de 24KN/m³ havendo um acréscimo de 1KN/m³ para o reforço e mais 1KN/m³ quando o concreto não estiver endurecido, o que nos leva a uma consideração da carga de peso próprio na fase de concretagem no valor de 26KN/m³. Deve-se também considerar uma carga adicional proveniente do aumento da espessura devido a deflexão da chapa conhecido como empoçamento, ou seja, no caso em que flecha central é superior a 1/10 da espessura da laje deve-se considerar o efeito de empoçamento aumentando a espessura da laje em 0,7 vezes o valor da flecha (δ).

A resposta estrutural do elemento às ações de serviço é governada pela teoria da elasticidade, ou seja, considera-se o comportamento elástico linear. Seu cálculo utiliza a inércia efetiva da seção no regime elástico.

A flecha admissível é um dos parâmetros limitantes para os vãos máximos das fôrmas na fase de concretagem do sistema misto. E sua obtenção se dá a partir da equação 38, considerando que a flecha não pode ultrapassar L/180.

Dessa forma é obtido o vão máximo admissível ao ELS para situação de carga uniformemente distribuída e apoio simples:

$$\frac{5ql^4}{384EI_{xe}} = \frac{L}{180} \quad (38)$$

Sendo,

q carga atuante no vão;

L vão máximo admitido para o ELS;

E módulo de elasticidade;

I_{xe} momento de inércia efetivo, que deve ser calculado de acordo com a norma AISI 2007, diferente do calculado no dimensionamento à flexão.

Os estados limites de serviço dependem da função da estrutura e percepções do observador, ao contrário do estado limite de ruptura que está relacionado ao colapso ou ruína estrutural. Geralmente a especificação é fornecida pelo código de construção aplicável (AISI, 2007). As formulações teóricas para os cálculos efetuados neste trabalho se baseiam na norma brasileira (ABNT NBR 14762/2001) e na americana AISI 2007.

2.2.2 Dimensionamento do sistema misto

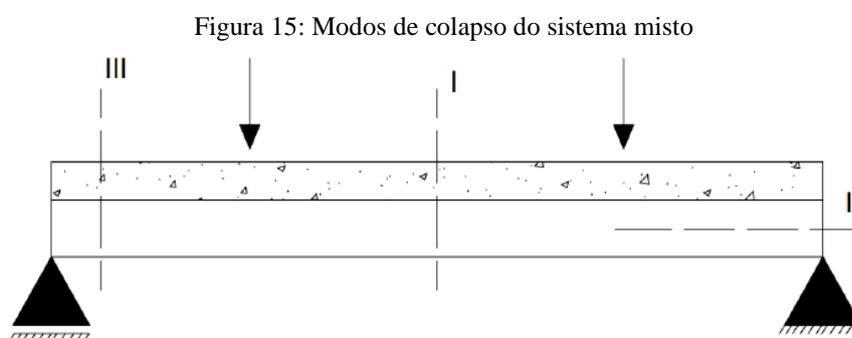
O dimensionamento do sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporado requer uma compreensão acerca dos principais modos de colapso ao qual o sistema misto está sujeito. Tendo em vista isso, em 1967 a American Iron and Steel Institute (AISI) patrocinou uma pesquisa na Universidade do Estado de Iowa para desenvolver um procedimento de projeto padrão para lajes de pisos mistos. Após uma extensa série de ensaios, eles chegaram à conclusão que a ruptura pode ocorrer de três maneiras. São elas: ruptura por flexão, ruptura por cisalhamento longitudinal na interface fôrma capa de concreto e ruptura por esmagamento da biela de concreto. Mais tarde, outros estudiosos acrescentaram a ruptura por cisalhamento vertical (FRIEDRICH, 2012). A norma ABNT NBR 8800 acrescenta ainda a ocorrência de ruptura por punção.

Segundo Brendolan (2007), o colapso do sistema da laje mista à flexão é similar em natureza ao das vigas de concreto armado convencionais, diferindo somente na fôrma de aço que fornece a armadura positiva. O colapso por flexão pode ser considerado crítico apenas quando há uma interação total ao cisalhamento na interface entre a fôrma metálica e capa de concreto. Ou ainda nos casos onde se tem vãos longos e pequena espessura das lajes, com alta eficiência nas mossas das fôrmas, de forma que a força na interface não seja suficiente para romper esta ligação. Segundo Araújo (2008), a resistência ao cisalhamento longitudinal permite

uma plastificação total da seção de momento máximo com interação completa, o que promove o colapso por flexão. De outra maneira, se a ligação ao cisalhamento falha, não há interação completa, e o colapso da laje é definido como sendo por cisalhamento longitudinal.

A ocorrência da ruptura por cisalhamento vertical é caracterizada apenas em casos especiais, onde as lajes possuem grandes espessuras, vãos curtos ou a ação de elevadas cargas concentradas próximas aos apoios. Já a ocorrência do colapso por punção se caracteriza nos casos onde são transmitidas elevadas cargas diretamente da laje aos pilares de apoio das mesmas, ou no caso de pilares que nascem sobre a laje.

O colapso por cisalhamento longitudinal dentre os demais apresentados, se destaca por ser o que ocorre com maior frequência, sendo este caracterizado pela formação de uma fissura por tensão diagonal abaixo ou próximo a um dos pontos de carga seguido de deslizamento relativo de extremidade culminando na total perda de capacidade de carga do sistema. Johnson (1994) localiza os modos de colapso através das seções da Figura 15, seção I (flexão), seção II (cisalhamento longitudinal) e seção III (cisalhamento vertical).



Fonte: (SIEG, 2015, p. 30)

Seleim & Schuster (1985) ⁵apud Shen (2001), mostraram que o processo de desenvolvimento da ruptura por cisalhamento longitudinal ocorre de maneira gradativa. Inicialmente, quando os dispositivos de transferência de cisalhamento não são capazes de transferir todo o esforço, dá-se início à fissuração no ponto crítico, responsável pelo aumento da diferença de tensão entre concreto e fôrma, provocando a propagação das fissuras. A laje de concreto e a fôrma de aço começam então a se separar diminuindo a eficiência das mossas. Conseqüentemente dá-se início ao deslizamento relativo de extremidade entre concreto e fôrma,

⁵ Seleim, S. and Schuster, R. (1985). "Shear-Bond Resistance of Composite Deck-Slabs," *Canadian Journal of Civil Engineering*, National Research Council of Canada, Vol. 12, pp. 316-324.

pois os dispositivos de transferência falham completamente, o grau de fissuração ultrapassa os limites e o vão de cisalhamento é completamente separado até que o sistema não seja mais capaz de suportar acréscimo de carga. Em Stark (1978)⁷ apud Shen (2001), realizou-se uma investigação experimental do comportamento de lajes mistas. Esse estudo classificou as lajes mistas como dúcteis ou frágeis, baseando-se no conceito de que o comportamento é frágil quando a capacidade máxima a flexão é alcançada logo após a ruptura da resistência na interface ao cisalhamento ou do deslizamento ter se iniciado, geralmente nesses casos a carga cai bruscamente. Quando a laje é dúctil, pelo contrário, ela continua a sustentar a carga mesmo após o deslizamento ter iniciado, não havendo assim mais uma linha neutra comum entre concreto e fôrma.

O sistema misto pode possuir interação de cisalhamento total ou parcial. A interação de cisalhamento total ocorre quando há um aumento na resistência ao cisalhamento longitudinal, não aumentando a resistência à flexão. Se ocorrer o contrário, a interação de cisalhamento será parcial (EUROCODE 4, 1994).

RONDAL e MOUTAFIDOU (1996) observaram que a transferência do cisalhamento pode ser fornecida ao assegurar uma ação mista, parcial ou total do sistema através dos seguintes meios:

- Ligação química resultante da aderência da pasta de cimento com a face da fôrma de aço;
- Ligação mecânica produzida pelo concreto e mossas estampadas na fôrma de aço ou pelas ancoragens de extremidade;
- Ligação por atrito, sendo a resistência às forças de cisalhamento que atuam na interface da fôrma metálica com o concreto fruto da reação vertical nos apoios ou pela presença de nervuras reentrantes na fôrma.

Ensaio realizados em estruturas mistas constatam que, após a formação das primeiras fissuras, ocorre a quebra da ligação química entre a forma e o concreto, provocando deslizamentos relativos de extremidade e uma tendência de queda de carga Araújo, (2008). A ABNT NBR 8800 (2008) destaca que a aderência química entre o concreto e a fôrma não é o suficiente para garantir um comportamento misto e não pode ser considerada na transmissão de cisalhamento

⁶ O vão de cisalhamento representa a distância do apoio ao ponto de aplicação da carga ao adotar o sistema de carregamento equivalente a uma carga linearmente distribuída.

⁷ Stark, J. W. B, (1978). .Design of Composite Floors with Profiled Steel Sheet, *Fourth Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, pp. 893-922.

longitudinal. Os efeitos de atrito são maiores nos apoios onde a força normal é maior, mas o atrito também atua ao longo do vão se a forma tem geometria reentrante. A ligação mecânica é a responsável por garantir o caráter misto do sistema. A mesma é adquirida pela presença de mossas e reentrâncias na superfície da fôrma ou ainda por meio de conectores de cisalhamento (Figura 16).

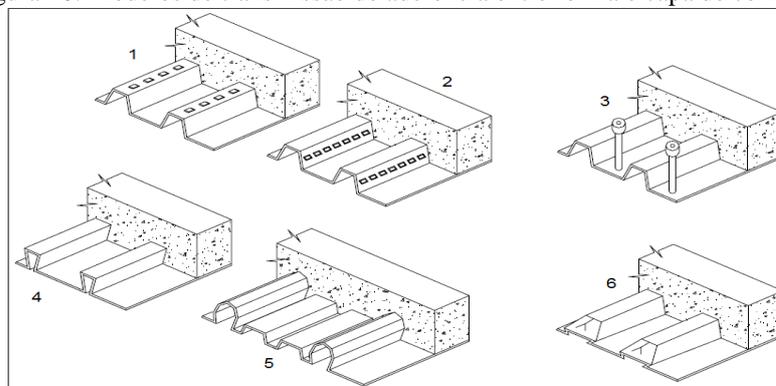
Os modelos 1 e 2 apresentados na figura 16 remetem ao intertravamento mecânico pela presença de mossas na superfície das fôrmas trapezoidais;

O modelo 3 apresenta ancoragem de extremidade por meio de conectores de cisalhamento soldados;

Os modelos 4 e 5 apresentam intertravamento mecânico pela presença de reentrância nas fôrmas;

O modelo 6 remete aos casos onde a ancoragem de extremidade é feita por meio de amassamento da extremidade da nervura da fôrma.

Figura 16: Modelos de transmissão de aderência entre fôrma e capa de concreto



Fonte: (GOMES, 2001, p. 03)

Queiroz (2012) ⁸apud Sieg (2015), afirma que é necessário garantir para fôrmas trapezoidais (1,2), ligação mecânica através de mossas, e, para fôrmas de aço reentrante (4) ligações por meio de atrito devido ao confinamento do concreto. Através de ensaios, BRYL (1967), mostrou que chapas de aço lisas (6) tinham muito menor capacidade de carga em comparação com as chapas que apresentavam reentrâncias (mossas). As lajes fabricadas com essas chapas lisas rompiam bruscamente durante o ensaio. No entanto, as lajes construídas com

⁸ QUEIROZ, G. PIMENTA, R. J. MARTINS, A G. Manual de construção em aço – Estruturas Mistas- Vol. 1. 2. ed. Instituto Aço Brasil. Centro Brasileiro Da Construção Em Aço. Rio de Janeiro, 2012.

perfis com reentrâncias se deformavam bastante até o colapso e, conseqüentemente, resistiam a um carregamento maior. As lajes devem ser projetadas de tal forma que se impeça ou restrinja ao máximo a ocorrência de qualquer um desses modos de colapso. Dessa forma, as normas vigentes estabelecem os procedimentos que devem ser adotados para garantir a boa funcionalidade estrutural do sistema.

A verificação das lajes “steel deck” leva em consideração os principais modos de colapso já anteriormente apresentados. A isso são acrescentados os conceitos do método dos estados limites último (ELU) de ruptura e estado limite de serviço (ELS). A ABNT NBR 8800 avalia o estado limite de serviço para o sistema misto em duas condições: o estado limite de fissuração do concreto e o deslocamento vertical da laje. Porém, o Eurocode 4 acrescenta a essa avaliação o deslizamento relativo de extremidade.

2.2.2.1 Método semi-empírico m-k

O “método *m-k*” consiste, basicamente, na obtenção de dois parâmetros de dimensionamento, coeficientes angular(*m*) e linear(*k*) de uma reta. Esta reta é construída a partir de uma equação semi-empírica que relaciona a resistência nominal à força cortante com os parâmetros obtidos em ensaio (carga de ruptura, e características geométricas das amostras). Ao aplicar o método, deve-se considerar a influência da ligação mecânica fornecida pelas mossas, e a resistência por atrito nos apoios, sendo estes os principais fatores capazes de interferir na resistência ao cisalhamento longitudinal.

Com o objetivo de elaborar tabelas de sobrecarga, vãos máximos admissíveis e identificar parâmetros que influenciasssem a resistência das lajes mistas, Schuster (1975) 9apud Gomes 2001 realizou sucessivos ensaios em lajes com concreto de densidade normal submetidos a carregamento simétrico. Em todos os ensaios, observou-se que o cisalhamento longitudinal era o modo de colapso das lajes. Schuster (1970) estabeleceu uma expressão que deu origem às utilizadas no EUROCODE 4, exprimindo uma relação linear como se segue:

$$\frac{V_{u \times s}}{b \times d} = m \frac{d \times \sqrt{f'c}}{L'} + k\rho \quad (39)$$

⁹ SCHUSTER, M. R. *Strength and behaviour of the P-2430-12HB composite slab system (normal weight concrete)*. Waterloo: Department of Civil Engineering, University of Waterloo. Report N°. WRI 110-12-02, Apr. 1984, 78p.

Sendo,

V_u = resistência última da interface ao cisalhamento transversal por unidade de Largura;

b = unidade de largura da laje

d = espessura efetiva da laje

s = espaçamento entre as mossas

m, k = parâmetros determinados experimentalmente.

ρ = razão da área de aço pela de concreto $\frac{A_s}{bd}$

L' = Comprimento do vão de cisalhamento

f'_c = resistência do concreto à compressão

Ao realizar uma série de ensaios, Schuster verificou a validade da equação proposta variando características geométricas das fôrmas. Na primeira série de ensaios ele fixou a espessura variando o tipo de fôrma, mossas e geometrias. Na segunda, ele fixou a fôrma variando as espessuras. Assim, foi possível observar que nem a taxa de armação, nem a resistência à compressão do concreto, têm uma influência significativa sobre a resistência ao cisalhamento longitudinal. Atualmente, a equação proposta por Schuster é um pouco diferente devido a essas considerações, e é apresentada pela norma ANSI 2011 conforme equação 40 diferindo pouco da norma Europeia EUROCODE 4.

$$V_{ut} = b \cdot d_f \left(m \frac{1}{L'} + k \right), \quad (40)$$

Sendo,

m e k parâmetros determinados experimentalmente em N/mm e N/mm² respectivamente;

b largura da laje igual a 1000 mm;

d_f altura efetiva da laje em mm;

V_{ut} cisalhamento transversal último total obtido nos ensaios em N;

L' vão de cisalhamento em mm definido mais adiante.

O método m-k consiste em reescrever a expressão 40 na forma:

$$Y = mx + k \quad (41)$$

Sendo,

$$X = \frac{1}{L'} \quad (42)$$

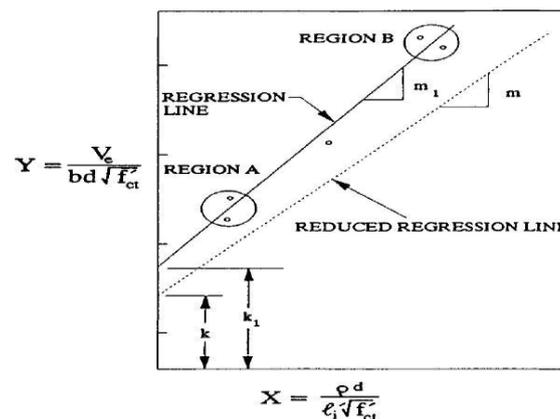
$$Y = \frac{V_{ut}}{b \cdot d \cdot f} \quad (43)$$

A expressão 59 representa a equação de uma reta, onde m é seu coeficiente angular e k o linear, sendo k o ponto onde a reta intercepta o eixo y . Ao variar o vão de cisalhamento é possível encontrar as coordenadas y dos pontos da reta, já com o valor da carga última de ruptura obtida no ensaio dos modelos, pode-se encontrar y da reta. Ao aplicar o método dos mínimos quadrados torna-se então possível obter os valores para m e k . Assim, a equação que determina a resistência do sistema misto ao cisalhamento longitudinal, em KN é dada por:

$$V_{usd} = \phi_v \cdot b \cdot d \cdot (m \frac{1}{L'} + k) \quad (44)$$

Sendo ϕ_v o coeficiente de minoração da resistência ao cisalhamento longitudinal. O coeficiente ϕ_v leva em consideração a variação na resistência dos materiais, na mão de obra, e as aproximações da própria equação em relação ao comportamento real. O CSSBI-2008 recomenda um valor para ϕ_v igual a 0,7. A Figura 17 Apresenta a aplicação da regressão linear apresentada nos trabalhos de Schuster.

Figura 17: Modelo de regressão linear baseado nas equações de Schuster

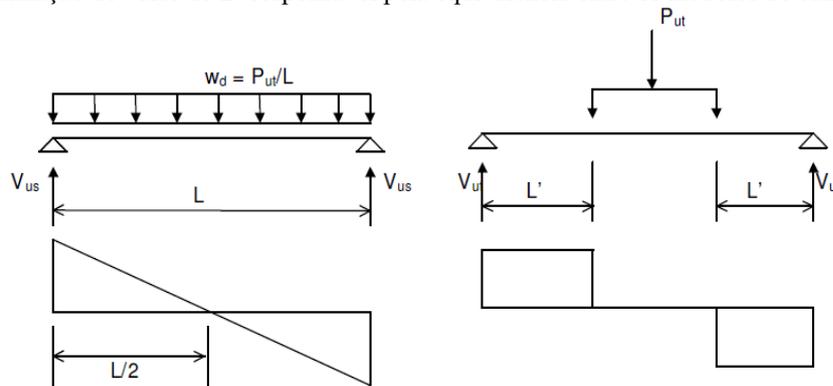


Fonte: (SIEG, 2015, p. 35)

Porter & Ekeberg (1975), definem o vão de cisalhamento, trecho da laje sujeito a incidência de esforço cortante, como a distância entre o apoio da laje e o ponto de aplicação da carga para o caso onde se tem duas cargas concentradas simetricamente dispostas. Segundo o EUROCODE 4, o vão de cisalhamento L' deve ser equivalente a $\frac{1}{4}$ do vão teórico da laje. Isso

acontece, pois o ensaio é feito aplicando-se duas cargas concentradas equidistantes dos apoios, porém, ao realizar o projeto do sistema misto considera-se o carregamento uniformemente distribuído em todo vão da laje. A equivalência entre as duas condições se dá ao igualar a área sob o diagrama do esforço cortante para situação de carga uniformemente distribuída com a área sob o diagrama de esforço cortante para situação de cargas concentradas simetricamente dispostas, produzindo mesmo valor máximo de esforço cortante (Figura 18). Ao igualar V_{us} a V_{ut} na situação apresentada pela figura a seguir, torna-se possível encontrar um valor de L' igual a $L/4$. No caso de outros arranjos de carregamento como a combinação de cargas distribuídas com cargas concentradas não simétricas deve ser realizada uma análise com base nos resultados de ensaio.

Figura 18: Determinação do valor de L' responsável pela equivalência entre os modelos de carregamento.



Fonte: (FERRAZ, 1999, p. 39)

Ao aplicar o método semi-empírico m - k torna-se necessária a realização de uma série de ensaios de modelos de lajes mistas em escala real. Porter & Ekeberg (1975) recomendam pelo menos oito ensaios de cada espessura de forma e tipo de produto.

Algumas considerações são apresentadas pelas normas para garantir um bom desempenho na realização dos ensaios. Estes são realizados considerando as condições às quais o sistema estrutural estará sujeito em projeto, ou ainda fazendo considerações conservadoras. Desta maneira é possível determinar quais as máximas cargas às quais as lajes estarão sujeitas de maneira que não ocorra o colapso por cisalhamento longitudinal.

Durante o desenvolvimento deste trabalho, foram realizados uma série de ensaios conforme o capítulo 3, seguindo os procedimentos descritos neste capítulo. Realizando as considerações pertinentes de maneira que foi possível determinar valores para m e k em duas condições específicas: A primeira delas é a consideração de lajes mistas por apenas um módulo

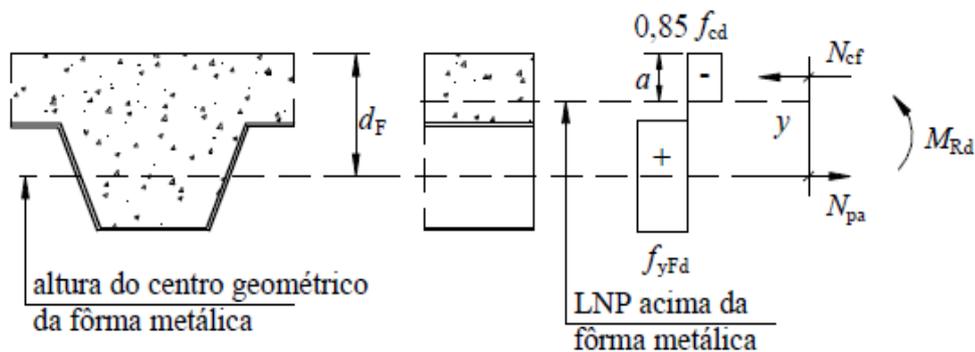
de “deck”, ao considerar uma série de amostras com mesa abaixo do centro de gravidade da fôrma, fazendo as considerações normativas pertinentes ao modelo. E a segunda foi desenvolver o ensaio para o modelo de laje como proposto pelas normas internacionais.

2.2.2.2 Dimensionamento à flexão

O dimensionamento à flexão do sistema misto, apresentado pela ABNT NBR 8800 (2008), considera que ocorre interação total entre fôrma metálica e capa de concreto, o que na verdade não ocorre, considerando-se também a plastificação total da seção transversal de momento máximo. Essas simplificações são feitas, pois esse modo de colapso é propenso a ocorrer se houver interação total, não havendo deslizamento relativo entre capa e fôrma.

Ao considerar a interação total entre fôrma e capa e a presença de uma única linha neutra plástica (LNP), torna-se necessário avaliar dois casos. O primeiro é a LNP passando pela capa de concreto (Figura 19) e, o segundo, a LNP passando pela fôrma metálica (Figura 20).

Figura 19: Diagrama de tensões da seção mista sob flexão LNP no concreto



Fonte: (ABNT NBR 8800, 2008, p. 213).

A posição da linha neutra é obtida ao se comparar os valores da força de compressão no concreto (N_{cf}) e da força de tração no “deck” (N_{pa}). A ABNT NBR 8800 (2008) estabelece que o momento fletor positivo para linha neutra plástica acima da face superior da fôrma de aço ($N_{cf} > N_{pa}$) deve ser calculado pelas expressões que se seguem:

$$M_{rd} = N_{pa}(d_f - 0,5a) \quad (45)$$

Sendo,

$$N_{pa} = AF, ef \times f_yFd \quad (46)$$

$A_{f,ef}$ é a área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000mm), determinada desprezando-se a largura das mossas na seção transversal;

d_f é a distância da face superior da laje de concreto ao centroide da seção efetiva da fôrma;

a é a altura do bloco de compressão do concreto, dada por:

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (47)$$

b é a largura unitária da laje, tomada como 1000 mm;

Nos casos onde $N_{pa} > N_{cf}$, ou seja, linha neutra passando pela fôrma metálica a NBR 8800 2008 define os seguintes procedimentos para o dimensionamento à flexão:

$$M_{rd} = N_{cf} \times y + M_{pr} \quad (48)$$

$$y = h_t - 0,5t_c - e_p + (e_p - e)N_{cf}/N_{pa}$$

M_{pr} é o momento de plastificação da fôrma de aço, reduzido pela presença da força axial, dado por:

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}}\right) \leq M_{pa} \quad (49)$$

M_{pa} é o momento de plastificação da fôrma de aço, considerando sua seção efetiva, dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência γ_{at} ;

$$N_{cf} = 0,85 \times b \times t_c \times f_{cd} \quad (50)$$

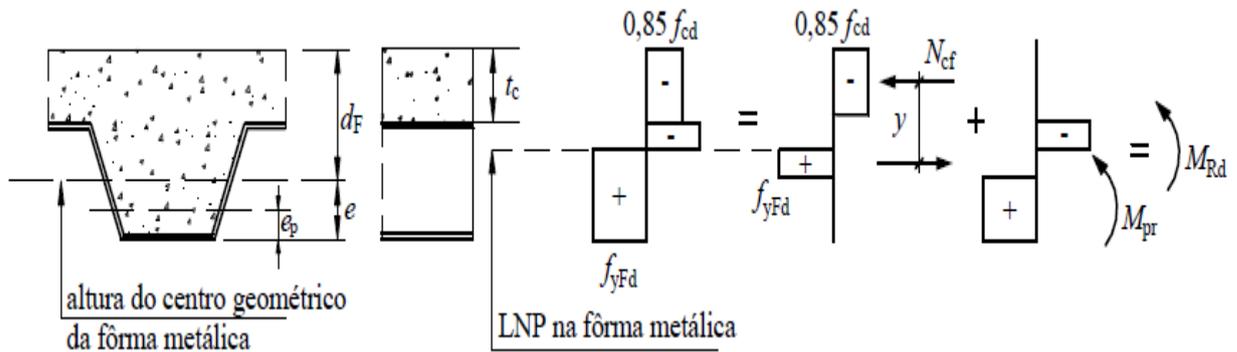
t_c é a altura da laje de concreto acima do topo fôrma de aço;

h_t é a altura total da laje, incluindo a fôrma e o concreto;

e é a distância do centro geométrico da área efetiva da fôrma a sua face inferior;

e_p é a distância da linha neutra plástica da seção efetiva da fôrma à sua face inferior.

Figura 20: Diagrama de tensões da seção mista sob flexão LNP na fôrma



Fonte: (ABNT NBR 8800, 2008, p. 214)

Para garantir que não haja flambagem local do “deck” no caso da LNP passar pela fôrma metálica, a largura plana de todos os elementos da fôrma (Figura21) deve atender as equações 51 e 52 especificadas pela ABNT NBR 8800 2008. Nas equações 51 e 52 b_o pode ser substituído por h_o quando estiver sendo analisada a alma do perfil.

$$b_o \leq \frac{26,49 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{(13\alpha - 1)} t \quad \text{quando } \alpha \leq 0,5 \quad (51)$$

$$b_o \leq \frac{2,40 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{\alpha} t \quad \text{quando } \alpha > 0,5 \quad (52)$$

Onde,

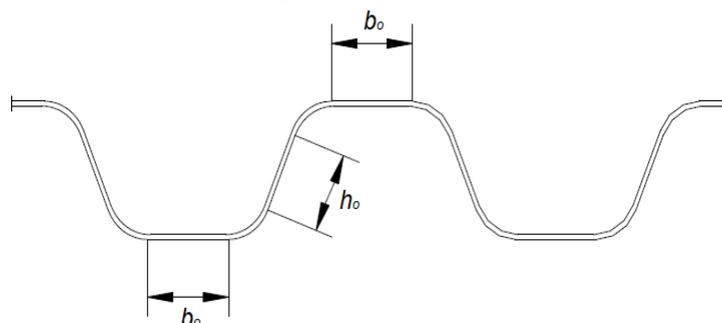
b_o largura real plana das mesas superior e inferior;

h_o altura da alma, medida entre as faces internas das mesas dos perfis;

α é a relação entre a largura da parte comprimida e a largura plana do elemento;

t é espessura da fôrma de aço.

Figura 21: Largura plana dos elementos da fôrma.



Fonte: (Adaptado da ABNT NBR 8800, 2008, p. 214).

2.2.2.3 Dimensionamento ao cisalhamento vertical

Ensaio realizados mostraram que a resistência ao cisalhamento transversal é fornecida, principalmente, pelas nervuras de concreto, (JOHNSON 1994). Sua ocorrência é geralmente observada nos casos onde se tem uma pequena relação vão espessura (L/h_t) e alta eficiência das mossas impedindo a ocorrência da ruptura por cisalhamento longitudinal.

O dimensionamento do sistema misto ao cisalhamento vertical, proposto pela ABNT NBR 8800 (2008), é dado por:

$$V_{v,rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,C,Rd} \leq Vmax \quad (53)$$

Sendo,

$V_{v,F,Rd}$ a força cortante vertical resistente de cálculo da fôrma de aço incorporada, expressa em Newton(N), relativa a 1000 mm de largura, determinada conforme ABNT NBR 14762, e pelas equações apresentadas no 32, 34 ou 36 a depender da condição que for satisfeita.

$V_{v,C,Rd}$ a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto expressa em Newton(N) relativa a 1000 mm de largura determinada por:

$$V_{v,C,Rd} = (1000 \cdot \tau_{rd} \cdot K_v \cdot (1,2 + 40\rho) \cdot A_v) / b_n \quad (54)$$

$$\tau_{rd} = 0,25 \times f_{ctd} \quad (55)$$

$$K_v = \left(1,6 - \frac{d}{1000}\right) \quad (56)$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_v} \quad (57)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (58)$$

O valor aplicado para k_v é 1, exceto se houver armadura longitudinal de tração que se estenda a não menos que $d + l_{b,nec}$, além da seção considerada (ABNT NBR 8800 2008, p. 216).

$f_{ctk,inf}$ é a resistência à tração direta característica inferior do concreto, segundo a (ABNT NBR 6118, 2014, p.23), igual a $0,21f_{ck}^{2/3}$, com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} expressos em megapascal (MPa);

Sendo,

γ_c coeficiente de ponderação a resistência do concreto, igual a 1,4;

A_v é a área resistente do concreto em mm^2 (Figura 22);

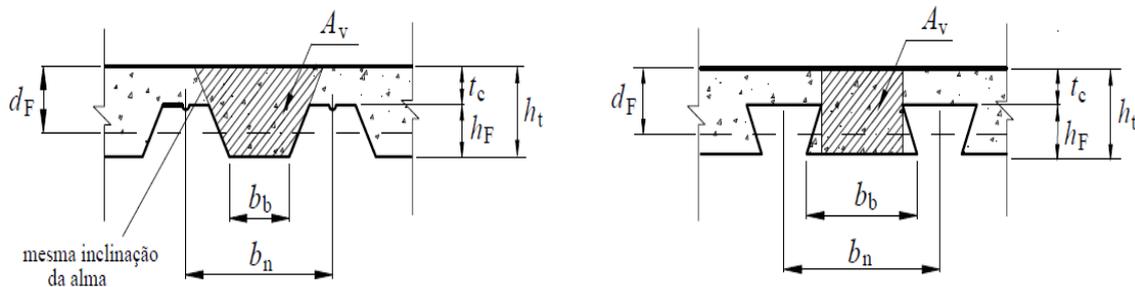
b_n é a largura entre duas nervuras consecutivas, expressa em mm (Figura 22);

d_f é a distância da face superior da laje ao centro geométrico da fôrma em mm

A_s é a área da armadura longitudinal de tração, referente à área A_v , expressa em milímetros quadrados (mm^2);

A Figura 22 demonstra os casos de determinação de A_v e b_n para fôrmas reentrantes e trapezoidais.

Figura 22: Dimensões de A_v e b_n para fôrma reentrante e trapezoidal



Fonte: (ABNT NBR 8800, 2008, p. 215)

V_{\max} é o limite da força cortante, expresso em Newton(N), relativo a 1000 mm de largura

$$V_{\max} = \frac{1000 \cdot 0,285 \cdot (f_{ck}^{1/2}) A_v}{b_n} \quad (59)$$

2.2.2.4 Dimensionamento à punção

O efeito de colapso por punção ocorre principalmente em lajes mistas de pequena espessura que devem ser dimensionadas para resistir às cargas pontuais (Figura 23). Esse efeito também pode estar relacionado com bases de equipamentos ou veículos e com pilares cuja base é sustentada diretamente pelo piso (FERRAZ, 1999).

A determinação da força resistente de cálculo a punção, recomendada pela ABNT NBR 8800 (2008), é realizada seguindo a expressão (60) tendo seu valor dado em Newton (N):

$$V_p, R_d = u_{cr} \times d_1 \times \tau_{rd} \quad (60)$$

Sendo,

u_{cr} perímetro crítico da área de aplicação da carga concentrada, podendo ser obtido como se segue:

$$u_{cr} = 2 \times [(b_p + b_1) + 2d_f + (\pi - 2)t_c] \quad (61)$$

b_p dimensão da base da carga concentrada perpendicular às nervuras do “steel deck”, em mm;
 b_1 dimensão da base da carga concentrada paralela às nervuras do “steel deck”, em mm.

$$d_1 = \frac{d_f \cdot t_c}{2} \quad (62)$$

$\tau_{rd} = 0,13K_p(100\rho f_{ck})^{1/3} \geq 0,30f_{ctd}$ expressa em MPa

$$K_p = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,0 \quad (63)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_F \cdot \rho_S} \leq 0,02 \quad (64)$$

$$\rho_F = \frac{Af + Asl}{df(bp + 2hr + 3df)} \quad (65)$$

$$\rho_S = \frac{Ast}{hc(b1 + 2hr + 3df)} \quad (66)$$

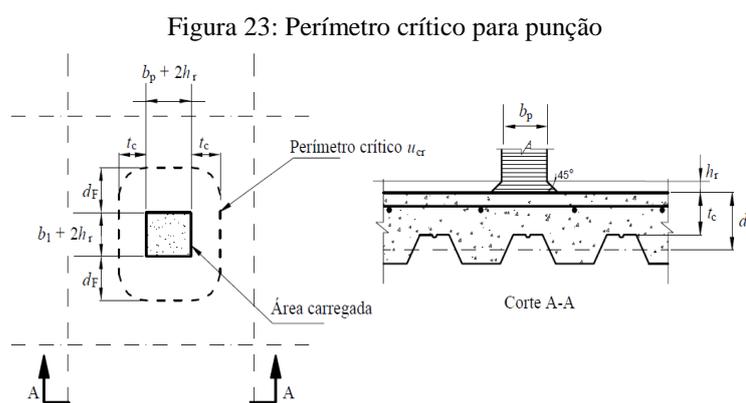
A_f área da seção da fôrma de aço, referente à largura $(b_p+2h_r+3d_f)$, em mm^2 ;

A_{sl} área da armadura longitudinal referente à largura $(b_p+2h_r+3d_f)$, em mm^2 ;

A_{st} área da armadura transversal referente à largura $(b_p+2h_r+3d_f)$, em mm^2 ;

h_r altura do revestimento da laje em mm se houver.

b_p e b_l são apresentados como apresentado na figura 21:



Fonte: (ABNT NBR 8800, 2008, p. 218)

2.2.2.5 Dimensionamento ao cisalhamento longitudinal

Diversos estudos vêm mostrando, a partir de procedimentos semi-empíricos, que o sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporada possui um modo de colapso predominante: o cisalhamento longitudinal. Sua ocorrência está condicionada a uma série de fatores envolvendo as características geométricas como: o relevo das fôrmas e a presença de mossas superficiais e reentrâncias que auxiliam na melhoria da ligação mecânica. Além disso, as tensões de escoamento do aço interferem diretamente na ocorrência ou não deste modo de colapso. A taxa de armadura e a resistência à compressão do concreto têm significativa influência da resistência na interface de cisalhamento da laje mista, porém, a espessura da forma de aço é o parâmetro governante. Luttrell & Davison ¹⁰apud Shen 2001, após exaustivos ensaios, observaram a interferência das mossas superficiais da fôrma na resistência ao cisalhamento longitudinal, eles perceberam que nesses modelos a ruptura ocorria de forma mais gradual do que nos modelos sem mossas e chegaram à conclusão de que os relevos aumentam a força na interface assim como aumentam a rigidez das nervuras da fôrma. Isso dificulta o

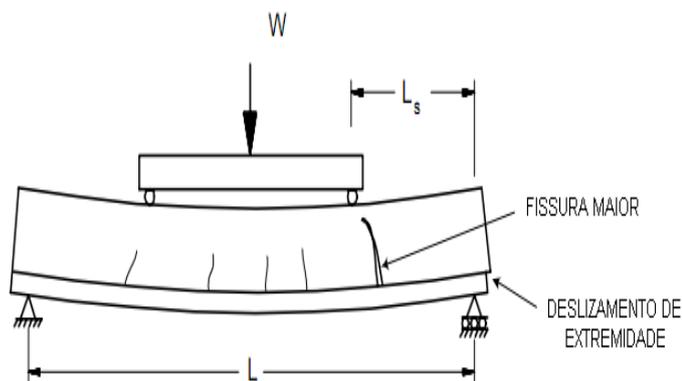
¹⁰ Luttrell, L. D. (1987). "Flexural Strength of Composite Slabs," *Composite Steel Structures --Advances, Design and Construction*, Elsevier Science Publishing Co., Inc., pp. 106-116.

deslocamento entre a capa de concreto e a fôrma metálica quando esta começa a deslizar horizontalmente.

O estudo do comportamento estrutural de um sistema de lajes mistas é feito de forma empírica a partir da realização de ensaios laboratoriais e das considerações dos estados limites envolvidos. As análises realizadas tornaram possível o desenvolvimento de modelos semi-empíricos capazes de prever com certa precisão este comportamento. Os modos de colapso por flexão, cisalhamento vertical, e punção já possuem modelos analíticos bastante estabelecidos na literatura técnica, já o colapso por cisalhamento longitudinal ainda necessita ter seu processo de dimensionamento, plenamente analítico, aprimorado.

No projeto de pesquisa desenvolvido por Ekberg e Schuster (1976), o qual deu ênfase na formulação de um critério de resistência última, foi possível observar o comportamento do sistema misto na ocorrência de ruptura por cisalhamento longitudinal. Baseados nisso, eles estabeleceram um método para determinar a capacidade resistente ao cisalhamento longitudinal conhecido como método semi-empírico *m-k* (BRENDOLAN, 2007). Este método consiste na realização de um programa de ensaios em laboratório em protótipos com vãos simples submetidos à flexão (Figura 24) por meio do qual se torna possível estabelecer a resistência última ao cisalhamento longitudinal do sistema. Este procedimento torna-se necessário pois a diversidade de fôrmas adotando mecanismos de resistência diferentes e a não existência de modelos analíticos bem desenvolvidos requer avaliações que levem em consideração as particularidades apresentadas por cada mecanismo de resistência ao cisalhamento na interface adotada. Por este motivo, os fabricantes de diferentes formas adotam estes parâmetros como base para fornecimento das especificações técnicas de suas fôrmas aos projetistas.

Figura 24: Ensaios a flexão para avaliação da ruptura por cisalhamento longitudinal.



Fonte: (FRIEDRICH, 2012, p. 28)

Apesar de suas limitações, o “método $m-k$ ” tem sido recomendado por basicamente toda literatura técnica nacional e internacional. Podemos aqui citar: SCHUSTER (1984), (CSSBI-2008), EUROCODE 4 (1994), ASCE (1992) e (ABNT NBR 8800, 2008), como etapa principal a ser considerada ao dimensionar as lajes mistas ao colapso por cisalhamento longitudinal já que o mesmo tem apresentado bons resultados principalmente nas situações onde ocorre ruptura frágil. Apesar disso, o método também apresenta algumas falhas nos casos onde a fôrma possui comportamento dúctil e grandes vãos. Alguns ensaios adicionais se tornam necessários para considerar as ancoragens de extremidade ou o uso de armaduras longitudinais de reforço.

2.2.2.6 Estado limite de serviço

Conforme ABNT NBR 8800 (2008), o deslocamento vertical de lajes mistas de aço e concreto não pode ser maior do que $L/350$, onde L é o vão teórico da laje na direção das nervuras. As combinações de ações que devem ser consideradas nesta fase são classificadas como quase permanentes, frequentes e raras. Segundo a ABNT 8800 (2008), as combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, devendo ainda ser consideradas todas as ações variáveis. As combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e por fim, as raras, sendo aquelas que atuam apenas por algumas horas em toda vida útil do sistema.

O EUROCODE 4 (2004) acrescenta ao estado limite de utilização em lajes sem ancoragem de extremidade, o valor limite para o deslizamento horizontal relativo entre a fôrma de aço e concreto. Este deslizamento não deve exceder 0,5 mm para as cargas de serviço. O valor da carga de início do deslizamento relativo é obtido a partir dos ensaios, sendo recomendado, pelo EUROCODE 4 que as cargas de serviço não ultrapassem o valor desta carga dividido por 1,2. A presença das fissuras pode ter influência significativa na deformação vertical do sistema misto, isso porque a inércia da seção diminui após sua ocorrência.

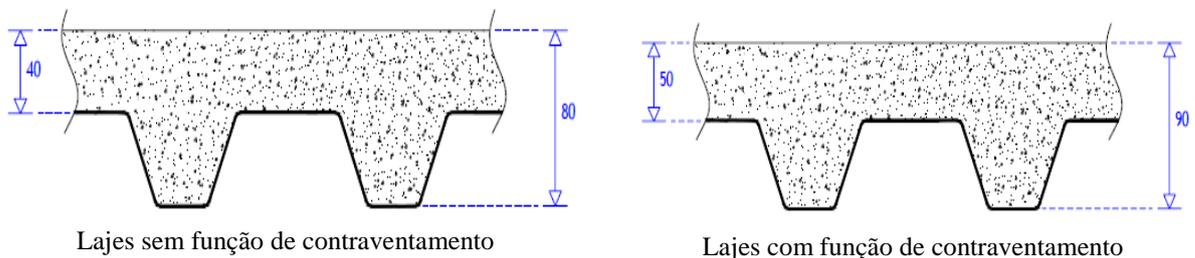
2.2.3 Projeto e construção do sistema misto

O sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporado, diferente de outros sistemas de lajes, possui particularidades e considerações que devem ser feitas durante a etapa de projeto e sua execução. Apesar de a fôrma já funcionar como armadura de momento positivo, outras armaduras devem ser adicionadas devido às condições de uso às quais o sistema estrutural estará sujeito, e também às condições de contorno estabelecidas no projeto. Alguns

detalhes devem ser considerados nesta etapa para garantir não somente um bom desempenho estrutural, mas eficiência e praticidade na fase de montagem.

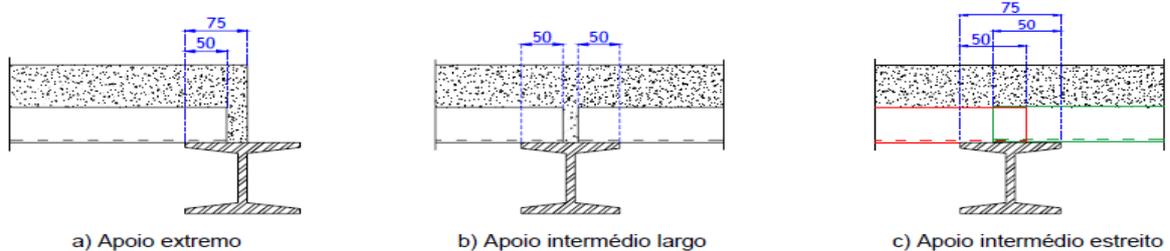
Ao elaborar o projeto, é necessário ficar atento a algumas condições de funcionalidade estrutural. O EUROCODE 4 impõe algumas restrições à altura da laje mista e as condições de apoio do perfil metálico. As lajes, como parte do sistema estrutural, podem funcionar como elemento contraventante, transmitindo assim, os esforços horizontais proporcionados pela ação do vento aos pilares. Por este motivo, O EUROCODE 4 limita a espessura total ao se considerar a utilização das lajes como elemento de contraventamento ou não. Sendo a espessura mínima da laje, em caso negativo, no valor de 80 mm com altura da capa de concreto não inferior a 40 mm, e em caso positivo de 90 mm com capa de concreto não inferior a 50 mm (Figura 25). Outra especificação envolve o apoio dos perfis de chapa corrugada sobre as vigas. São consideradas três situações de projeto: apoio extremo, apoio intermediário e apoio intermediário estreito. No caso dos apoios estreitos há uma sobreposição das fôrmas que ali chegam (Figura 26). As especificações podem ser diferentes a depender do material de suporte caso sejam vigas de concreto, aço ou madeira.

Figura 25: Espessuras mínimas considerando contraventamento das lajes



Fonte: (FIGUEIRAS, et al. 2006, p. 03)

Figura 26: Especificações para o posicionamento das formas nos apoios



Fonte: (FIGUEIRAS, et al. 2006, p. 03)

O manual técnico da empresa Metform, fabricante de fôrmas para o sistema “*steel deck*”, faz algumas sugestões ao que deve ser feito para definir o posicionamento das vigas no projeto. Indicando que se deve priorizar o dimensionamento do “*deck*” durante a fase de construção de tal forma que a locação das vigas evite a necessidade de escoramentos durante a concretagem. Ao fazer isso, o projetista deve ter clara noção de atender todos os critérios mínimos do bom comportamento estrutural e a melhor disposição construtiva para os elementos que apoiarão o “*deck*”, de tal maneira que ele possa adequar seu sistema aos limites de vão apresentados pelo deck utilizado no projeto.

Outras situações devem ser pensadas pelo projetista responsável. Este deve avaliar as possíveis situações às quais o empreendimento estará sujeito durante sua vida útil. Para o sistema de lajes mistas com fôrma de aço incorporado, há a necessidade de se avaliar casos excepcionais como as situações de incêndio onde a fôrma pode vir a desvincular-se do concreto devido à liberação de vapor. Desta maneira, recomenda-se o posicionamento de armaduras na região de momento positivo, no interior das nervuras protegidas pelo concreto, de tal forma que restrinja o colapso da estrutura. O procedimento de cálculo para essas situações desconsidera a contribuição da fôrma metálica, sendo calculado apenas a armadura interna necessária para resistir aos esforços aos quais a laje estará sujeita.

As fôrmas são fixadas aos apoios com a utilização de conectores de cisalhamento, na maioria das vezes, com os conectores do tipo pino com cabeça “stud bolt”. Eles podem ser de aço comum ou de alta resistência de acordo com a especificação do material da viga de aço. Segundo Nagy et al, (1998), estudos tem comprovado que a utilização de conectores de cisalhamento promove um desempenho mais dúctil ao sistema misto se comparado com as lajes mistas sem conectores. Os conectores aumentam a resistência ao cisalhamento longitudinal nas regiões próximas ao apoio, sendo estas as regiões onde ocorrem os maiores valores de força cisalhante. Além deste aumento, os conectores são responsáveis por garantir que a laje de concreto e viga trabalhem em conjunto auxiliando no comportamento misto. Sua aplicação deve ser feita no mínimo a cada duas nervuras, de acordo as especificações do EUROCODE 4. Porém, muitas vezes nas construções utiliza-se um a cada nervura nas regiões de conexão entre duas fôrmas com o apoio. Já no caso de apoios intermediários da fôrma apenas um conector a cada duas nervuras. O processo de fixação é prático, sendo aplicado diretamente sobre a fôrma. Deve-se tomar alguns cuidados antes do processo de soldagem para evitar problemas de fixação, sendo de extrema importância uma limpeza prévia nesta região, evitando a presença

de ferrugens e umidade. Além disto, a mesa da viga de apoio não pode ser pintada, pois funciona como apoio do “*deck*” metálico. Porém, certas vezes, utiliza-se “*spray*” com tintas ricas em zinco ou podem ser galvanizadas.

Para a correta instalação da fôrma, frequentemente torna-se necessária a utilização de arremates e suportes de arremates. Isso deve estar apresentado no diagrama de fôrmas do projeto assim como as aberturas necessárias à instalação de escadas e poços de elevador. Nos casos dos arremates, eles se apresentam no perímetro da estrutura ou quando há mudança de direção, sendo um detalhe importante e repetitivo em sistemas “*steel deck*”. Já no caso das aberturas, o ASC Steel Deck (2016) indica algumas considerações que devem ser feitas em projeto quando houver necessidade de aberturas na fôrma, indicando assim, que para aberturas menores que 300 mm de diâmetro pode não haver necessidade de muitas considerações estruturais, a não ser que elas estejam agrupadas. Enquanto que nos casos onde as medidas da abertura estão entre 600 e 900 mm de diâmetro, as cargas devem ser tratadas de maneira adequada considerando a distribuição de carregamento no entorno da abertura. E, por fim, nos casos de grandes aberturas, geralmente, devem ser colocadas estruturas de apoio em seu entorno. Uma série de cuidados deve ser tomada com as fôrmas para que elas possam garantir uma boa eficiência do sistema. Por esta razão, diversas normas técnicas e manuais de fabricantes apresentam os cuidados que devem ser tomados quanto ao transporte do “*deck*” até sua montagem.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

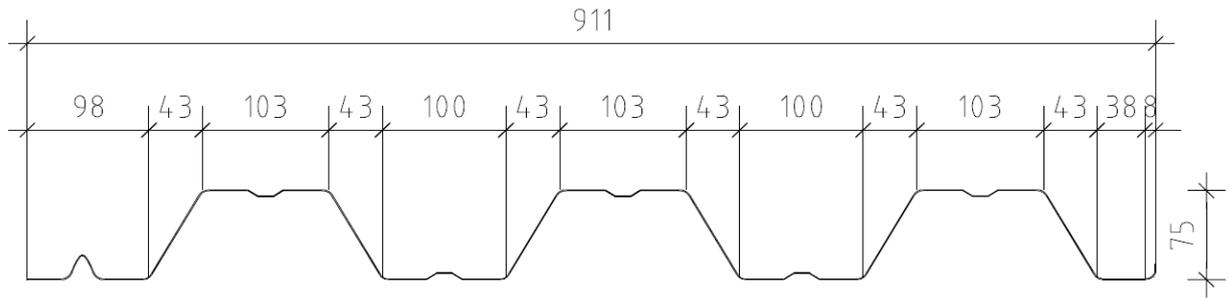
3.1 Considerações iniciais

O uso do sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporado requer uma boa compreensão do comportamento dos materiais que o compõem, bem como das propriedades mecânicas que os norteiam. Este sistema possui um modo de colapso predominante, o cisalhamento longitudinal, requerendo este para seu dimensionamento a utilização de um método bastante difundido, o método semi-empírico m-k, através do qual torna-se possível estabelecer a capacidade resistente da laje composta. O ensaio proposto pelas normas ANSI 2011 e EUROCODE 4 parte 1-1 anexo B.3 estabelecem os meios que devem ser seguidos para avaliar a relação comportamental e quantitativa entre lajes com diferentes espessuras de fôrma e vão. Segundo a norma ANSI 2011, quando um número de diferentes espessuras de fôrma são produzidas para o projeto e apenas a menor espessura é utilizada no programa de testes, deve ser realizado um mínimo de quatro testes: dois para um maior vão de cisalhamento e dois para um menor. Por esta perspectiva, definiu-se a menor espessura comercial (0,8mm) como referência para as lajes que serão ensaiadas. Outras características geométricas foram definidas a partir das necessidades de projeto, como altura e comprimento. Já a largura, é padronizada na fabricação da fôrma. O “deck” utilizado na fabricação dos modelos alternativos e normativos foi denominado de RM75, RM referindo-se ao fabricante e 75 à altura do “deck”. Para alcançar os objetivos propostos, o programa experimental foi então dividido em etapas como se segue.

3.2 Viabilidade técnica da fôrma utilizada no sistema composto

A fôrma utilizada para o estudo (Figura 27) requer uma análise estrutural para avaliar seu comportamento quando utilizada nas eventuais situações de projeto durante a fase do concreto no estado fresco. A depender das condições de contorno apresentadas pelo sistema estrutural, as fôrmas podem vencer maiores vãos e serem mais bem exploradas. Para tanto, torna-se necessário utilizar os conceitos já aqui apresentados seguindo as orientações normativas do Eurocode 4 1994, CSSBI-2008, AISI 2007 e as normas técnicas vigentes.

Figura 27: Características geométricas da fôrma utilizada para análise do sistema.

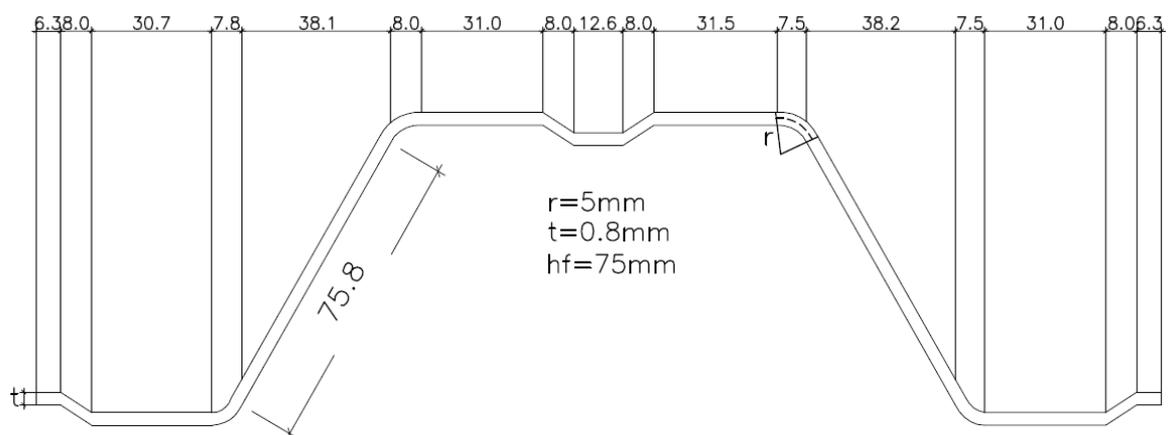


Fonte: O Autor.

Ao aplicar o método da seção efetiva aos elementos do perfil conforme apresentado no subitem 2.2.1, é possível determinar o momento resistente efetivo e a inércia efetiva para cálculo da flecha. Outras verificações ao ELU também são realizadas, como a resistência ao esforço cortante, esforço combinado e *web crippling*. Porém, esses possíveis modos de colapso não são na maioria dos casos os responsáveis pela falha do *deck*. Por este motivo, foi abordado, de maneira mais enfática, apenas o comportamento apresentado pelo *deck* para flecha (ELS) e flexão (ELU). Os outros modos podem ser avaliados seguindo as especificações da norma AISI 2007.

Pelo fato de boa parte da fôrma possuir simetria, o processo de determinação dos seus vãos máximos admissíveis se dá ao analisar apenas um dos módulos do “*deck*” considerando-o como a parte compreendida de eixo a eixo dos enrijecedores intermediários posicionados abaixo do seu centro de gravidade, como apresentado na Figura 28.

Figura 28: Características geométricas do módulo de deck da fôrma estudada



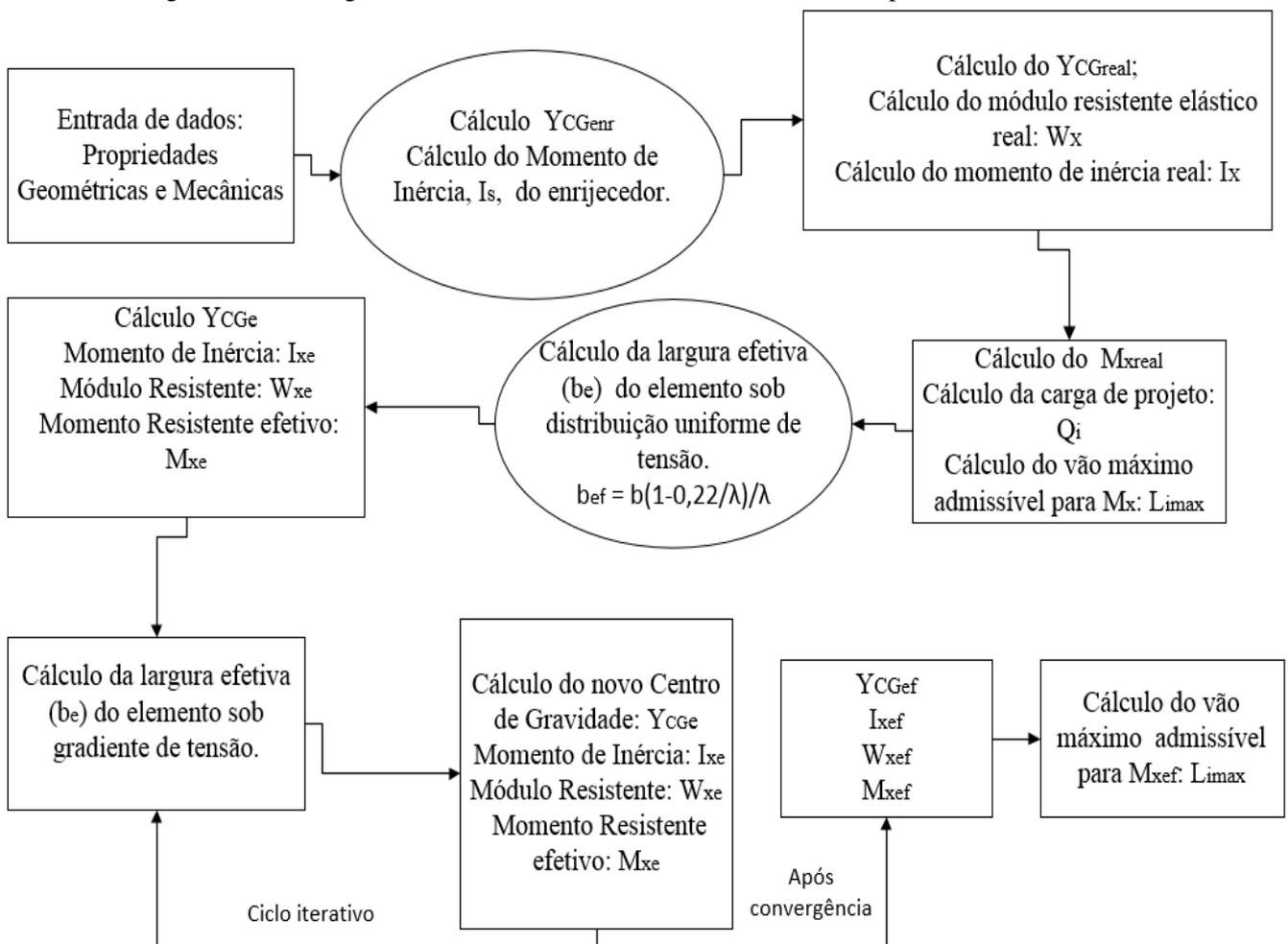
Fonte: O Autor.

3.2.1 Cálculo do momento resistente e vão admissível

O procedimento de cálculo foi realizado utilizando o programa Excel, já que havia a necessidade de se gerar um processo iterativo e uma gama de dados considerável a serem obtidos ao aplicar o Método da Largura Efetiva e verificar o estado limite de serviço. A lógica utilizada se deu como apresentado no fluxograma da Figura 29.

O procedimento demonstrado de forma sucinta no fluxograma é o principal responsável por definir a melhor maneira de aproveitamento do sistema (*deck*) em conjunto com o sistema estrutural mais adequado proposto pelo projetista. Esse procedimento pode, em muitos casos, ditar a melhor disposição estrutural para o projeto, de maneira que se possa ter uma maior eficiência e qualidade em todo o desenvolvimento construtivo.

Figura 29: Fluxograma de cálculo do vão máximo admissível para o ELU da fôrma.



Fonte: O Autor.

A partir do valor de momento resistente efetivo encontrado, é possível determinar o vão máximo admissível para a fôrma ao ELU na flexão sem a necessidade de que haja escoramento. Isso é feito ao considerar cada espessura de laje usualmente utilizada nos projetos, definindo o peso próprio do concreto, que somado ao peso próprio da fôrma e das cargas de construção com suas devidas combinações de carregamento para o ELU delimitam o vão máximo para o momento resistente efetivo encontrado.

Os valores obtidos para os vãos da fôrma estudada, ao considerar a combinação de carregamentos ao ELU estabelecida pelas norma CSSBI 2008, estão apresentados na tabela da discussão dos resultados no subitem 4.1. Devido a um número exaustivo de dados, só serão apresentados aqui os valores dos principais parâmetros. Os conceitos aqui utilizados foram apresentados nos subitens do tópico 2.2.1.

3.2.2 Cálculo do vão máximo admissível para a seção efetiva a partir da flecha.

Outro fator limitante para o vão da fôrma é a flecha máxima avaliada para a combinação do ELS. Seu procedimento de cálculo diverge pouco do apresentado para a avaliação do momento, os valores das tensões, f_1 e f_2 devem ser baseados na seção efetiva da carga para a qual a flecha é calculada conforme já explicado no tópico 2.2.1. A ideia adotada neste procedimento fundamenta-se em determinar o vão máximo admissível a partir da igualdade entre a limitação para a flecha ao ELS estabelecida por norma ($L/180$), e a flecha calculada pela teoria da elasticidade dada pela equação 38 ($\frac{5qL^4}{384EI} = \frac{L}{180}$). A lógica utilizada para o procedimento de cálculo foi como apresentada na Figura 30.

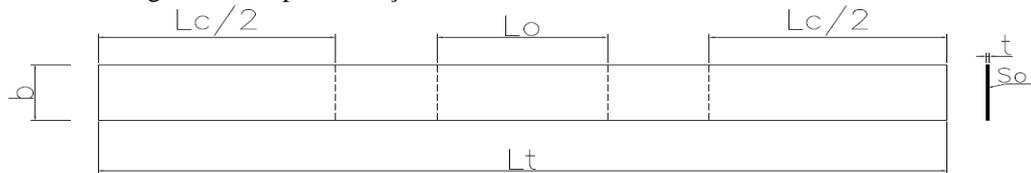
dois grupos: os proporcionais e não proporcionais. Neste trabalho, optou-se pelo uso do corpo-de-prova não proporcional, onde o comprimento de medida original (L_0) independe da área da seção transversal original (S_0). A partir das referências normativas, mediu-se as dimensões dos corpos de prova como apresentado na Tabela 01. As figuras 31 e 32 apresentam as dimensões e representação do corpo de prova adotado.

Tabela 1: Características geométricas das amostras ensaiadas.

Características Geométricas				
Amostras	CP01	CP02	CP03	CP04
b (mm)	19,82	21,01	20,87	19,33
L_0(mm)	50,00	50,00	50,00	50
L_c(mm)	140,00	140,00	140	140
t (mm)	0,99	1,00	1,01	0,99
L_t(mm)	251,35	251,96	250,98	250,87
S_0 (mm²)	19,69	21,08	21,01	19,20

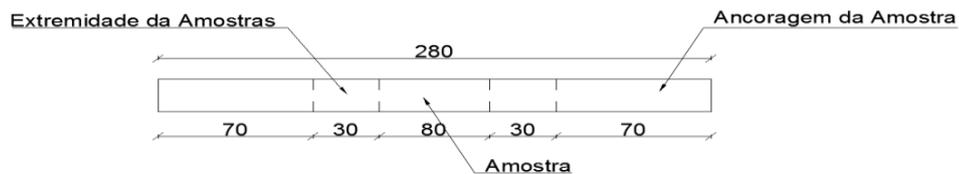
Fonte: O Autor.

Figura 31: Apresentação das dimensões utilizadas na tabela 01



Fonte: Autor.

Figura 32: Representação das Amostras da chapa de aço adotada na conformação da forma.



Fonte: O Autor.

A figura 33 apresenta as amostras ensaiadas.

Figura 33: Amostra d da chapa de aço adotada nos ensaios.



Fonte: O Autor.

Como houve variações nas dimensões dos corpos de prova e nas cargas de ruptura, para o procedimento de cálculo, foram considerados os valores das tensões médias. O módulo de elasticidade adotado nos procedimentos de cálculo aqui realizados foi o apresentado pela NBR 8800: 2008 no valor de 200000 Mpa, e a tensão de escoamento, de 180 Mpa, da chapa adotada para a conformação da forma. Isso se deve ao fato da impossibilidade nos ensaios de se determinar a deformação das amostras para construção do gráfico tensão deformação.

A partir do ensaio realizado, foi possível determinar a tensão de ruptura f_u (MPa) do aço utilizado para fabricação das chapas (Tabela 2), levou-se em consideração no procedimento de cálculo a espessura real do aço. Desconsiderando a espessura de galvanização no valor de 0,076mm. Devido a variações nas dimensões dos corpos de prova e nas cargas de ruptura, foi considerado o valor da tensão média. A figura 34 apresenta o ensaio da fôrma para determinação da sua resistência a tração.

Tabela 2: Propriedades mecânicas do “deck”.

Resultados do ensaio de tração da chapa de aço					
Amostras	CP01	CP02	CP03	CP04	Média
Carga de Ruptura (KN)	4,94	5,10	5,48	4,16	4,92
Tensão de Ruptura f_u (MPa)	248,49	241,89	261,88	216,62	242,22
Tensão de escoamento f_y (MPa)	180				
Módulo de elasticidade (MPa)	200000				

Fonte: O Autor

Figura 34: Chapa submetida a ensaio de tração.



Fonte: O Autor.

3.3.2 Caracterização do concreto

O concreto utilizado para moldar as lajes foi produzido por uma central dosadora de concreto, com resistência característica estimada em 30 MPa após 28 dias. Antes de se dar início à concretagem foram moldados corpos de prova cilíndricos de 100 x 200 mm; 3 amostras para ensaio de compressão axial conforme especificações da ABNT NBR 5739 Concreto-Ensaio de Compressão de corpos-de-prova cilíndricos e 4 para determinação do módulo de elasticidade adotando-se o procedimento de ensaio especificado pela norma ABNT NBR 8522 Concreto- Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.

Além da moldagem dos corpos de prova apresentados na figura 35, foi também realizado o ensaio de abatimento do concreto (*slump-test*) para verificar sua consistência. Os ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade foram realizados após 44 dias decorridos da moldagem.

Figura 35: Corpos de prova utilizados para caracterização do concreto.



Fonte: O Autor.

Os corpos de prova de concreto foram ensaiados após 28 dias da moldagem. Três corpos de prova foram utilizados para o ensaio a compressão axial com seus resultados apresentados na Tabela 3. Observa-se um comportamento similar entre os mesmos e pouca variação nos resultados das cargas de ruptura. Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto foram adotados 4 corpos de prova. Os valores encontrados estão apresentados na tabela 4. A partir destes valores, decidiu-se adotar o módulo de elasticidade do concreto como sendo a média dos valores obtidos para CP01 e CP03, pois os mesmos se aproxima dos valores propostos pela norma *Eurocode 2: Design of concrete structures part 1-1 general rules and rules for buildings* que relaciona o módulo de elasticidade do concreto com a classe de

resistência do concreto. A figura 36 apresenta o ensaio de compressão axial dos corpos de prova.

Tabela 3 Resistência à Compressão Axial (MPa).

Amostras	CP01	CP02	CP03	Média
Resistência à Compressão Axial (MPa)	36,12	38,63	45,64	40,13

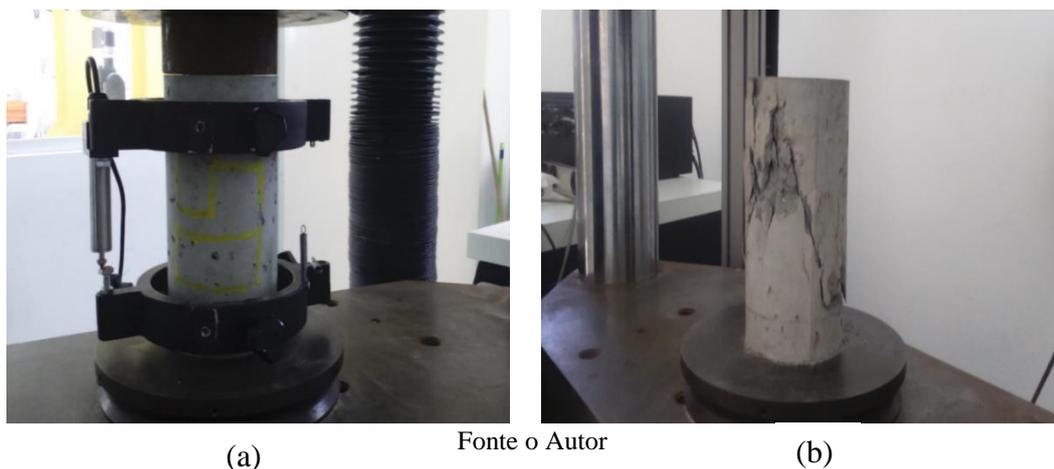
Fonte: O Autor.

Tabela 4: Módulo de Elasticidade (MPa).

Amostras	CP01	CP02	CP03	C04	Média
Módulo de Elasticidade (GPa)	20,680	45,950	23,087	53,898	21,88

Fonte: O Autor.

Figura 36: Ensaio de compressão axial do concreto. (a) antes do ensaio (b) ruptura da amostra



(a)

Fonte o Autor

(b)

3.3.3 Modelos alternativos compostos por apenas um módulo de “deck”

O sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporada, utilizando apenas um módulo de fôrma, proposto como comparativo ao modelo em escala normativa, possui características geométricas que serão descritas mais adiante tendo sido fabricada por uma empresa especializada, a qual também auxiliou na produção dos modelos (tanto os normativos, quanto os de menor dimensão) que foram utilizados nos ensaios. Por se tratar de uma nova fôrma de chapa de aço corrugada como parte do sistema de lajes mistas, buscou-se dividir a etapa experimental em fases de caracterização dos materiais e posterior avaliação do sistema. A tela utilizada foi posicionada 20 mm abaixo da face superior da laje, garantindo seu cobrimento mínimo e garantindo que a mesma fique acima da linha neutra elástica de forma que não interfira no aumento de rigidez na região tracionada da seção.

Buscou-se, com o ensaio dos modelos alternativos, encontrar semelhanças quantitativas e comportamentais quando estes são submetidos aos mesmos esforços aplicados ao modelo normativo. Algumas das dimensões dos modelos foram fixadas, tanto nos reais, quanto nos de menor dimensão, para que outras características fossem comparadas após os ensaios.

3.3.3.1 Projeto dos modelos alternativos compostos por apenas um módulo de "deck"

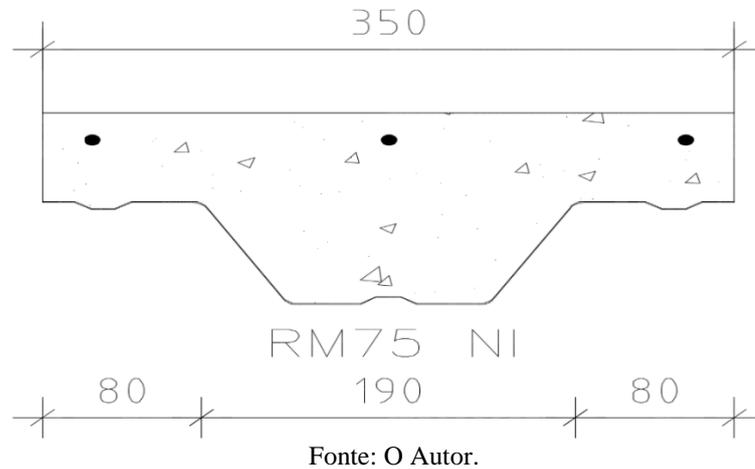
O projeto do "modelo alternativo" consistiu nas mesmas etapas que são adotadas para realização do projeto em escala normativa, por este motivo, iniciaram-se os trabalhos fixando a menor espessura de fôrma, como proposto pela norma ANSI 2011.

Em seguida o comprimento e largura foram definidos, levando em consideração as limitações dimensionais para montagem do "setup" de ensaio na prensa utilizada, fixando-se a altura, tomando como base a que foi determinada para o modelo normativo de maneira que permitisse analisar as compatibilidades e incompatibilidades dimensionais que viessem a influenciar no comparativo entre os resultados obtidos dos modelos, tanto alternativo, quanto normativo. O sistema misto alternativo foi então definido por um módulo de fôrma trapezoidal com espessura nominal de 0,8 mm e altura de 75 mm.

A distância entre os eixos dos enrijecedores comprimidos ou tracionados é de 285 mm com uma pequena folga de 25 mm de cada lado, tendo a largura total dos modelos 350 mm. O modelo também é composto por capa de concreto de densidade normal com espessura de 65 mm, f_{ck} especificado em 30 MPa, e da tela que restringe a propagação de fissuras e retração durante o processo de cura, a qual possui 3,8 mm de diâmetro e 15 cm de espaçamento entre fios (Figura 37). A nomenclatura adotada para os modelos foi: RM75-NI. Sendo RM, a sigla de uma metalúrgica da cidade de Salvador, empresa responsável pela fabricação da fôrma, 75 a altura da fôrma e NI indica que a posição da mesa central do módulo da fôrma está abaixo de seu centro de gravidade.

As fôrmas de aço utilizadas são produzidas com largura de 911 mm, logo, para a montagem dos modelos alternativos foi necessário cortar as folhas do “deck” para obter a largura de 350 mm e comprimento de 700 mm.

Figura 37: Seção transversal do modelo alternativo.

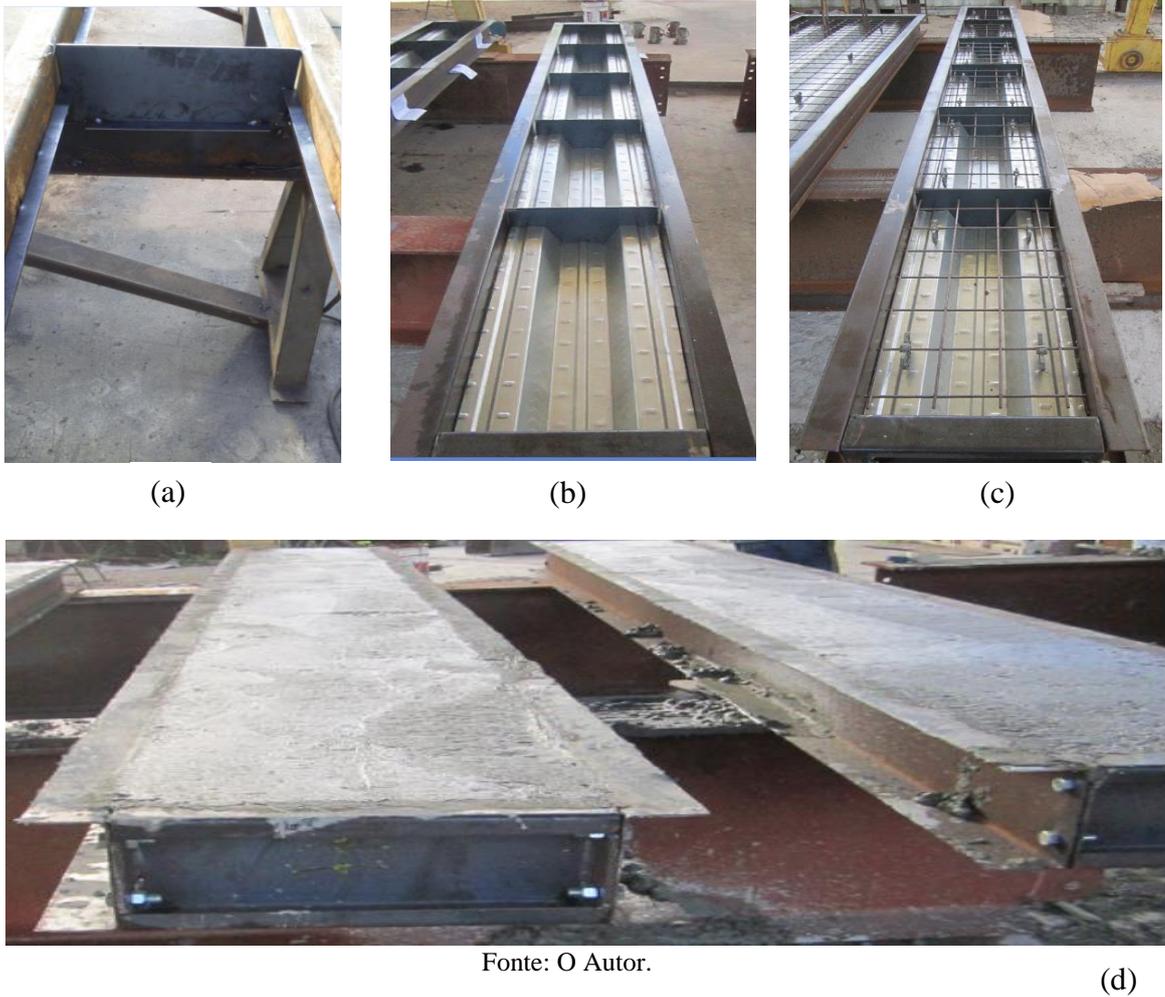


3.3.3.2 Fabricação dos modelos alternativos compostos por apenas um módulo de “deck”

Para a produção das lajes foram utilizadas fôrmas metálicas com perfil de chapa dobrada U enrijecido (Figura 38), cujas dimensões tinham como objetivo garantir a geometria de projeto dos modelos.

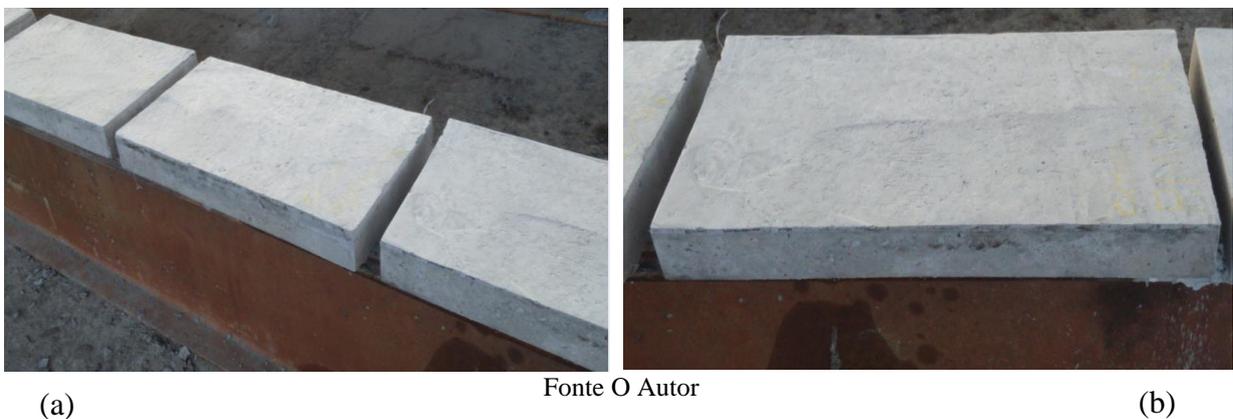
Para apoiar as folhas do “deck” que foram cortadas e posteriormente posicionadas, soldou-se nas laterais da fôrma uma chapa fina ao longo de todo seu comprimento e para que funcionasse como apoio das bordas do deck, Em seguida, passou-se desmoldante na superfície da fôrma de perfil U que entraria em contato com o concreto. As chapas do “deck” cortadas com medidas de 350 x 700 mm foram posicionadas na fôrma, seguido da colocação das telas, que tiveram seu espaçamento mínimo garantido pela presença de espaçador com entrada radial. Antes do início da concretagem, foi lançado um jato de água na superfície do deck para retirada das impurezas superficiais que pudessem estar presentes. As fôrmas foram posicionadas sobre a mesa de um perfil metálico. Com a chegada do caminhão betoneira deu-se início a concretagem dos modelos; o adensamento do concreto foi realizada com vibrador de imersão de 25 e 45 mm de diâmetro posicionado verticalmente, evitando que tocasse na fôrma ou na tela.

Figura 38: Fôrmas montadas antes e após a concretagem (a) molde (b) molde e forma para incorporação (c) telas e espaçadores (d) modelos alternativos concretados.



Durante a desforma, observou-se que os modelos alternativos não apresentaram problemas visíveis de aderência entre o concreto e o “deck” nas suas bordas. Também não foi observado problema de nichos na superfície das amostras Figura 39.

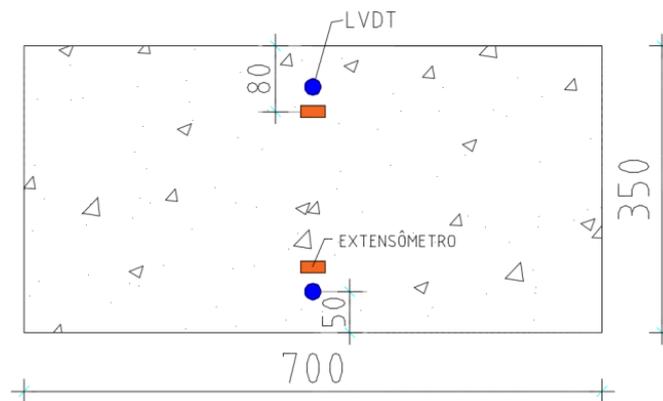
Figura 39: Modelos Alternativos pós desforma (a) e (b).



3.3.3.3 Instrumentação dos modelos alternativos

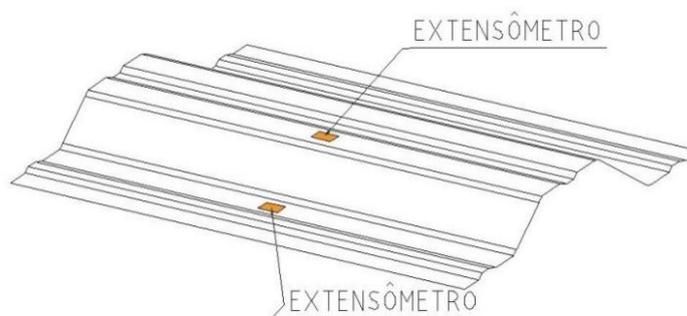
A instrumentação dos modelos foi composta basicamente de transdutores para medição de deslocamento linear (LVDT'S) com o objetivo de medir a flecha no meio do vão e o deslizamento relativo de extremidade, além da utilização de extensômetros de resistência elétrica (*strain gauge*) para medir o estado de deformação na fôrma e capa de concreto (Figuras 40 e 41).

Figura 40: Instrumentação da superfície de concreto do Modelo Alternativo



Fonte: O Autor.

Figura 41: Instrumentação da fôrma metálica do Modelo Alternativo



Fonte: O Autor.

Utilizou-se um lvdt posicionado no meio do vão a 50 mm das bordas laterais do modelo em análise. O lvdt foi preso a uma base magnética e seu cursor pressionado contra a superfície da laje, de tal maneira que ao haver deslocamento do ponto este era medido pelo cursor monitorando assim a evolução da flecha durante o carregamento até o instante da ruptura. Outro lvdt foi posicionado na face frontal também preso a uma base magnética, a qual foi fixada à fôrma, e o cursor do lvdt pressionado contra a capa de concreto, com o objetivo de acompanhar o início do deslizamento relativo e o valor da carga atuante neste instante, além de medir qual seu valor máximo até a ruptura (Figura 42).

Figura 42: Amostras Instrumentadas.



Fonte: O Autor.

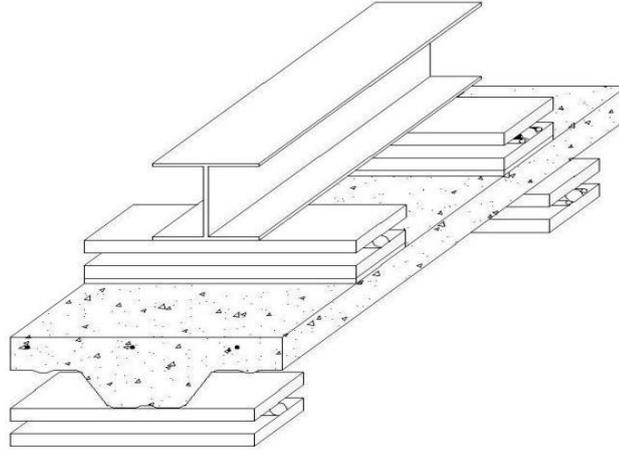
Para a medição do estado de deformação da capa de concreto e fôrma de aço, foram utilizados quatro extensômetros de resistência elétrica da marca Panambra modelo BE120-5AA(11) unidirecional, sendo dois deles posicionados sobre a superfície de concreto conforme (Figura 40), e outros dois do modelo BE120-10AA(11) unidirecional, posicionados nas mesas superior e inferior da fôrma metálica, conforme apresentado na Figura 41. A evolução das deformações medidas pelos extensômetros foi adquirida utilizando o sistema de aquisição de dados LYNX ADS 2000. A carga foi aplicada por uma prensa servo-controlada, cuja capacidade é de 100 toneladas, modelo HDX 1000 Instron.

3.3.3.4 Avaliação dos modelos alternativos

A etapa de avaliação consistiu no ensaio à flexão de quatro pontos num grupo de lajes constituído por um módulo de deck, utilizando as especificações de ensaio determinadas pela norma internacional ANSI 2011. O início do ensaio se deu após o concreto alcançar à resistência a compressão especificada, e após 28 dias decorridos da sua moldagem. O modelo foi dividido em 2 grupos de 4 amostras cada, o primeiro grupo possuindo amostras com vãos de 600 mm e o segundo com vãos de 500 mm. Essa variação na distância entre os eixos dos apoios tornou possível variar a coordenada dos pontos no eixo das abscissas e das ordenadas para construção da reta a partir da qual se calculou os parâmetros m e k . Todas as amostras tiveram a norma

ANSI 2011 como referência para execução do processo avaliativo. O modelo esquemático do carregamento das amostras é apresentado na Figura 43.

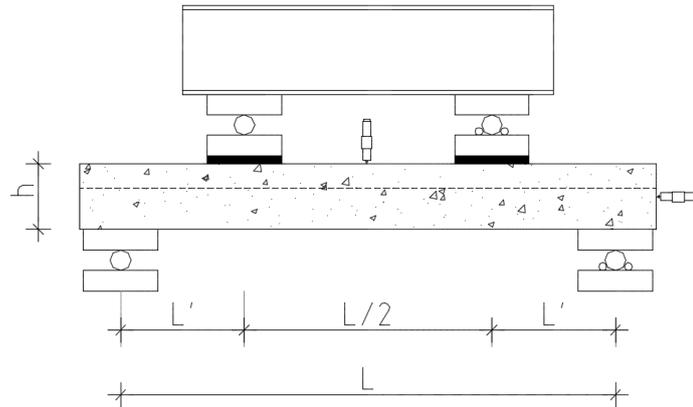
Figura 43: Esquema de carregamento do Modelo Alternativo.



Fonte: O Autor.

O desenvolvimento do ensaio se deu primeiro no grupo de amostras com vão de 600 mm seguido das amostras de 500 mm. O ensaio foi realizado em etapas sequenciais de carregamento. Primeiramente, aplicou-se 5% da carga de ruptura esperada (W_t) sendo esta mantida durante um tempo de 5 minutos. Em seguida, o carregamento foi retirado e todos os instrumentos de medição zerados, o mesmo foi feito para um carregamento de 60% da carga de ruptura esperada (W_t). Após cinco minutos, a carga foi retirada, todos os instrumentos zerados e a amostra “descansou” por 2 minutos. Iniciou-se então a etapa final de carregamento levando a amostra até a ruptura. Isso foi feito para todas as amostras de cada grupo. Todo processo se deu com aplicação contínua de carregamento sem interrupções. Toda a carga foi aplicada em incrementos máximos de um décimo da carga última esperada, sendo aplicada a uma taxa de 10% da carga última esperada num tempo de 1 minuto como especificado por norma. A Figura 44 apresenta a vista frontal dos modelos reduzidos submetidos ao ensaio de flexão.

Figura 44: Vista frontal do esquema de carregamento modelo alternativo



Fonte: O Autor.

Todos os ensaios foram realizados nos laboratórios “Centro Tecnológico das Argamassas” (CETA), e no “Laboratório de Estruturas S.P. Timoshenko” na Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (UFBA). Todos os dados adquiridos foram tratados conforme especificações da norma ANSI 2011.

3.3.4 Lajes segundo o modelo normativo

O sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporado requer como parte fundamental para seu dimensionamento o ensaio à flexão de quatro pontos de um grupo de lajes em escala real, cujo objetivo é determinar dois parâmetros fundamentais, m e k . Com o intuito de alcançar tal objetivo, deu-se início à etapa de projeto dos modelos normativos de forma a determinar as dimensões que seriam utilizadas considerando uma situação hipotética em que se utilizaria um sistema de lajes mistas como parte do sistema estrutural de um empreendimento. Considerando as condições estabelecidas pela norma de referência ANSI 2011, desenvolveu-se o programa experimental dos modelos normativos nas etapas que se seguem.

3.3.4.1 Projeto das lajes normativas

O projeto do sistema misto a ser utilizado no ensaio para determinação dos parâmetros m e k consistiu no dimensionamento da fôrma de chapa corrugada antes da fase de cura do concreto. Nesta etapa se determinou qual o vão máximo ($L_{máx}$) admitido pela fôrma utilizada considerando apenas as cargas de peso próprio na condição de vão simplesmente apoiado. A partir disso foi possível definir quais vãos seriam adotados para os modelos de ensaio já que para tal necessita-se variar o vão de cisalhamento. Dois valores para o vão de eixo a eixo de apoio foram então adotados sendo estes valores de 2 e 3 m. Outras características geométricas

como a espessura da fôrma (t) e a largura (b) do modelo foram fixadas pela escolha da fôrma como já citado no “modelo alternativo”. Já a altura total (ht) da laje foi definida a partir do comportamento apresentado pela fôrma para a fase do concreto no estado fresco, nessas condições foi possível estabelecer as medidas dos dois modelos normativos necessários para determinação dos parâmetros m e k . Foram definidos dois grupos de amostras compostos por 4 lajes cada. Dessa maneira, o sistema misto normativo adotado é formado por uma fôrma de seção trapezoidal com espessura nominal de 0,8 mm e altura de 75 mm, largura de 911mm, sendo estas características definidas pelo fabricante durante a conformação do “deck”. A capa de concreto de densidade normal possui espessura de 65 mm e f_{ck} especificado em 30 Mpa. A tela utilizada possui diâmetro de 3,8 mm, sendo posicionada 20 mm abaixo da face superior da laje, garantindo seu cobrimento mínimo, além de ficar acima da linha neutra elástica, de forma que não interfira no aumento de rigidez na região tracionada da seção após o endurecimento do concreto. Os grupos possuem as mesmas características geométricas, sendo 4 amostras de 2 m e 4 de 3 m.

3.3.4.2 Fabricação das lajes normativas

A produção das lajes conforme especificações normativas possuiu procedimento similar ao adotado para os modelos alternativos compostos por apenas um módulo de “deck”. O processo começou com a produção das fôrmas nas dimensões definidas previamente, de modo a garantir as características geométricas de projeto dos 2 vãos adotados para as lajes normativas; altura, comprimento e largura (Figura 45). As fôrmas foram apoiadas considerando sua distância máxima para fase antes da cura de concreto, de maneira que fosse possível verificar a flecha produzida pelo peso do concreto no estado fresco. As extremidades frontais e laterais do “deck” foram apoiadas em perfis cantoneira soldadas a fôrma de U enrijecido para garantir a altura da laje. Em seguida passou-se desmoldante na superfície das fôrmas para facilitar no processo de desforma do sistema, seguido do posicionamento das folhas de deck e tela metálica. A concretagem se deu após realização do ensaio de abatimento do tronco de cone começando pelas amostras de 2m e finalizando com as amostras de 3m. O adensamento foi realizado utilizando-se vibradores de imersão de 25 e 45 mm de diâmetro.

Figura 45: Fôrma utilizada para concretagem dos modelos normativos

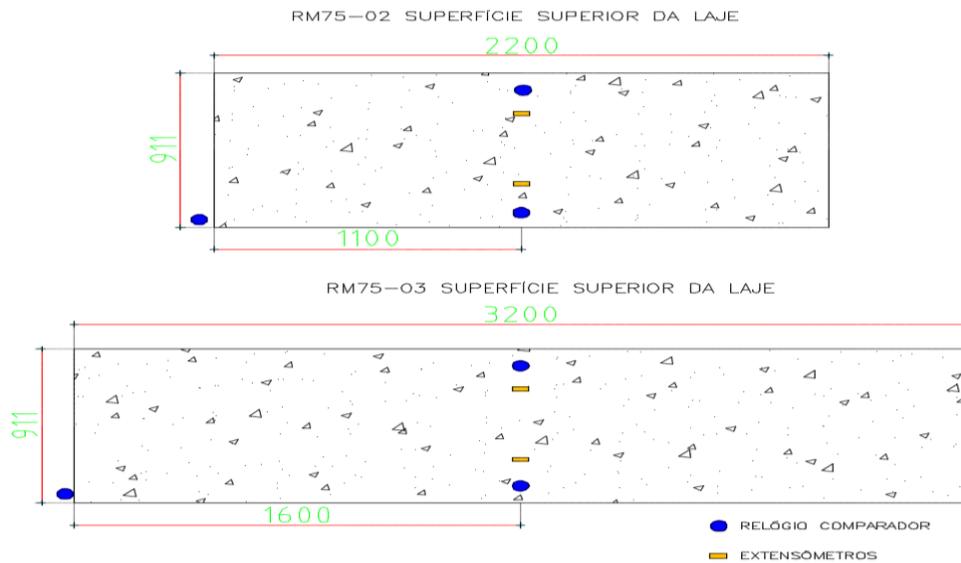


Fonte: O Autor.

3.3.3.4 Instrumentação das lajes

As lajes do modelo proposto por norma tiveram extensômetros posicionados na superfície de concreto e nas nervuras da fôrma conforme feito com os modelos alternativos. Na superfície de concreto foram dois extensômetros posicionados no centro do vão, simetricamente dispostos em relação à borda lateral das lajes. Os outros dois, da mesma maneira foram posicionados no centro da laje, um na nervura superior e outro na nervura inferior do “deck”. As medições da flecha e do deslizamento relativo foram feitas com a utilização de relógios comparadores; dois posicionados no meio do vão, em lados opostos da borda lateral da laje, e outro posicionado na face frontal, preso a uma base magnética, na qual foi fixada na fôrma, e o cursor do relógio pressionado contra a capa de concreto. Dessa maneira foi possível acompanhar se houve ou não deslizamento relativo e o valor da carga atuante neste instante, além de medir qual seu valor máximo até a ruptura. A Figura 46 apresenta o posicionamento dos instrumentos de medição.

Figura 46: Instrumentação da superfície de concreto dos modelos normativos.

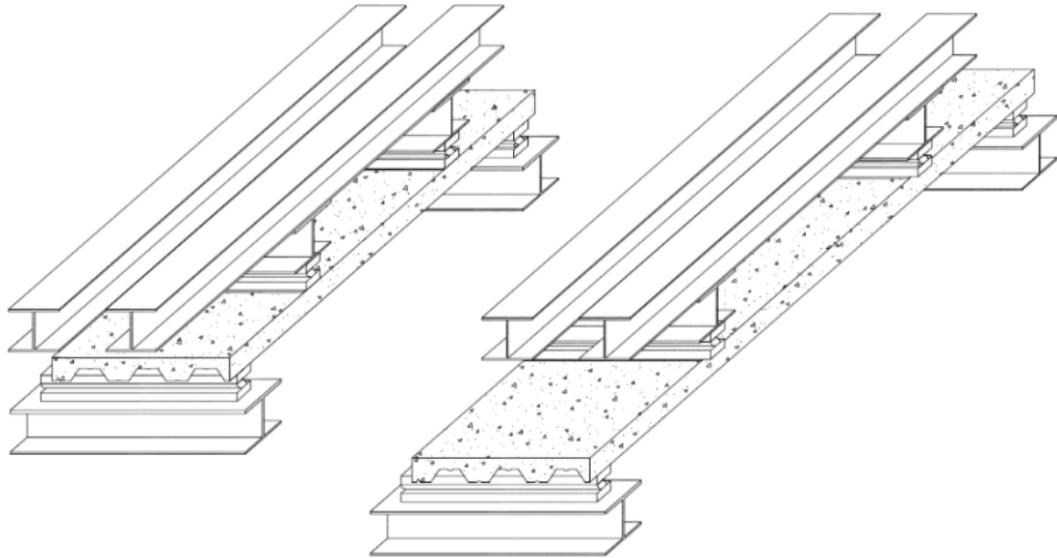


Fonte: O Autor.

3.3.4.4 Avaliação das lajes normativas

A avaliação das lajes normativas foi realizada atendendo boa parte do procedimento proposto pela norma ANSI 2011, porém o processo de carregamento se deu de forma similar ao que é realizado numa prova de carga estática, onde os esforços estáticos foram aplicados de forma crescente registrando os deslocamentos correspondentes a cada valor de carga aplicada. O início dos ensaios destes modelos se deu após 62 dias decorridos de sua moldagem. As amostras foram divididas em dois grupos com quatro amostras cada, onde o primeiro grupo possuiu amostras com vãos de 2000 mm e o segundo grupo vãos de 3000 mm. Essa variação nos vãos permitiu a variação no valor do vão de cisalhamento, conforme especificação normativa. Feixes de chapas metálicas com massa previamente medida foram posicionados sobre os perfis metálicos de forma contínua até que houvesse a ruptura das amostras. Os perfis, metálicos foram posicionados de maneira tal que a configuração do carregamento se desse como cargas pontuais a $\frac{1}{4}$ do vão, conforme modelo esquemático da figura 47.

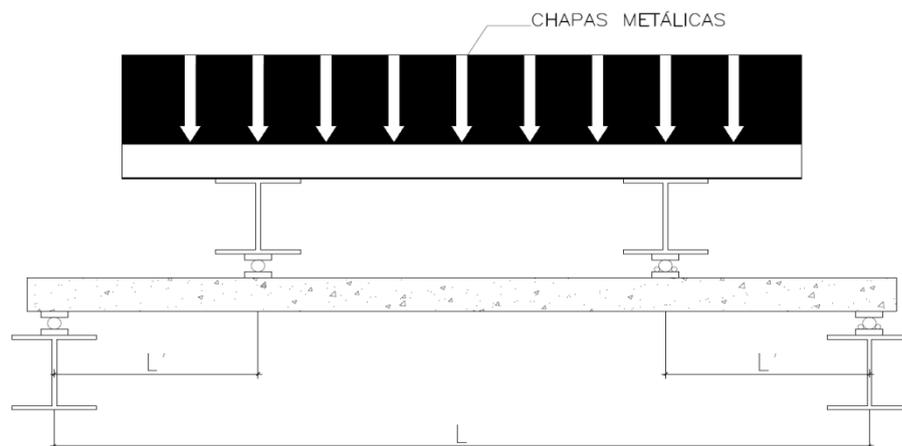
Figura 47: Esquema de carregamento do modelo normativo.



Fonte: O Autor.

A Figura 48 apresenta a vista frontal do ensaio das lajes conforme especificação normativa.

Figura 48: Vista frontal do esquema de carregamento do modelo real



Fonte: O Autor.

Os resultados deste ensaio foram tratados conforme especificações normativas e comparados com os modelos alternativos com o objetivo de encontrar semelhanças quantitativas e comportamentais quando submetidos aos mesmos esforços.

Todos os ensaios foram realizados no galpão da metalúrgica responsável pelo “deck” em parceria com os laboratórios “Centro Tecnológico das Argamassas” (CETA), e “Laboratório de Estruturas S.P. Timoshenko” na Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (UFBA). Todos os dados adquiridos foram tratados conforme especificações da norma ANSI 2011 e comparados com a literatura técnica.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Viabilidade técnica da fôrma estudada

A norma CSSBI 12M-2015 adota combinações de carregamento que limitam o vão da fôrma, conforme apresentado na Tabela 5. Observa-se que, quanto maior o carregamento e menor a espessura da fôrma, menores são os vãos admissíveis que podem ser adotados dispensando o uso de escoramento. Para a fôrma estudada, ao diminuir a relação b/t no procedimento de cálculo, observa-se que a força crítica de flambagem cresce de tal maneira que a fôrma alcança sua resistência ao escoamento antes mesmo de que ocorra flambagem local dos elementos de placa da chapa. Isso faz com que não haja necessidade de realizar o processo iterativo nos elementos sob gradiente de tensões, ou seja, a largura efetiva é igual a própria largura do elemento. O fator preponderante para limitação dos vãos independente da espessura adotada para a fôrma é a verificação da flecha admissível.

Tabela 5: Vãos admissíveis conforme combinação de carregamento CSSBI-12M- 15 2008

Altura da laje mista (mm)	Espessura da fôrma (mm)	Peso próprio KN/m	Um Vão (m)	Dois Vãos (m)	Balanco (m)
130	0,8	2,182	2,59	3,46	1,22
	0,95	2,194	2,76	3,70	1,30
	1,25	2,221	3,03	4,05	1,42
140	0,8	2,410	2,54	3,40	1,19
	0,95	2,422	2,71	3,62	1,28
	1,25	2,449	2,96	3,96	1,40
150	0,8	2,638	2,49	3,34	1,18
	0,95	2,650	2,66	3,56	1,25
	1,25	2,677	2,91	3,90	1,37
160	0,8	2,866	2,45	3,27	1,15
	0,95	2,877	2,61	3,50	1,23
	1,25	2,905	2,86	3,83	1,34
170	0,8	3,093	2,41	3,22	1,13
	0,95	3,105	2,57	3,44	1,20
	1,25	3,133	2,81	3,76	1,32
180	0,8	3,321	2,38	3,17	1,11
	0,95	3,332	2,53	3,39	1,18
	1,25	3,361	2,76	3,70	1,30
190	0,8	3,549	2,34	3,13	1,09
	0,95	3,561	2,49	3,33	1,16
	1,25	3,588	2,72	3,64	1,27
200	0,8	3,776	2,30	3,08	1,07
	0,95	3,788	2,45	3,28	1,15
	1,25	3,816	2,69	3,59	1,26

Fonte: O Autor.

4.2 Avaliação do sistema misto

4.2.1 Modelos alternativos compostos por um módulo de “deck”

Os modelos compostos por um módulo de fôrma foram separados e organizados conforme já apresentado no subitem 3.3.3.4. Os modelos foram avaliados no ensaio à flexão de quatro pontos, onde todas as amostras seguiram as especificações da norma ANSI 2011. Os valores das cargas de ruptura estão apresentados nas tabelas de cada subitem. Os resultados obtidos foram utilizados para determinação dos parâmetros de dimensionamento m e k . A partir desse ensaio foi possível obter a curva; Carga x Flecha no meio do vão, a carga de início do deslizamento relativo de extremidade, o estado de deformação da capa de concreto e da fôrma metálica das amostras além da resistência ao cisalhamento longitudinal dos modelos.

4.2.1.1 Avaliação das amostras

A partir da avaliação das amostras foi possível determinar a tensão máxima de flexão na seção transversal para a carga onde a flecha deixa de ser elástica e se torna plástica. Os resultados dessas tensões foram obtidas ao utilizar a lei de Hook $\sigma = E \times \epsilon$, a partir das deformações medidas pelos extensômetros e o módulo de elasticidade dos materiais. Além disso, também foram determinados os valores dos parâmetros de dimensionamento m e k , a partir dos quais calculou-se a resistência ao cisalhamento longitudinal das amostras, correlacionando a resistência teórica com a experimental.

4.2.1.2 Modelo RM75 NI amostras do grupo 01

As características geométricas reais das amostras 01 a 04 são apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6: Características geométricas das amostras do grupo 01.

Amostras Grupo 01								
Modelos	Amostra	t (mm)	b (mm)	ht (mm)	Lt (mm)	Vão (L) (mm)	L' (mm)	df (mm)
RM75-NI	01	0,8	352	143	701	600	150	126,618
RM75- NI	02	0,8	353	145	698	600	150	128,618
RM75- NI	03	0,8	355	148	696	600	150	131,618
RM75- NI	04	0,8	355	147	700	600	150	130,618

Fonte: O Autor.

Os maiores valores de tensões, como esperado, ocorreram nas extremidades da seção transversal dos modelos. As tensões na mesa inferior da fôrma são maiores do que as observadas em sua mesa superior, as duas mesas sofrem esforços de tração durante basicamente todo o ensaio, até a plastificação da seção mista, quando a mesa superior passa a sofrer esforço compressivo. Outro comportamento também esperado e confirmado durante o ensaio são as deformações de compressão medidas pelos extensômetros posicionados na superfície da capa de concreto, isso pode ser observado nos gráficos das figuras 50, 51, 52 e 53 nestas mesmas figuras os símbolos CCO, Forma MI e Forma MS significam; capa de concreto, mesa inferior da forma e mesa superior da forma respectivamente. Devido ao fato de não se conhecer as alterações geométricas na seção transversal do “deck” durante cada instante do ensaio. Já que o mesmo pode sofrer estricção devido as tensões de tração, fazendo com que os valores destas cresçam de forma considerável, decidiu-se a partir do gráfico da flecha (Figura 54), utilizar a deformação para a carga onde o comportamento se aproxima de uma linearidade para realizar os cálculos das tensões apresentadas na tabela 7. O deslizamento relativo de extremidade está apresentado na figura 55.

Tabela 7: Tensões máximas na seção transversal do modelo considerando as deformações medidas pelos extensômetros.

Amostras Grupo 01									
Modelo	Amosta	E (Mpa) Concreto	E (Mpa) Aço	ϵ (μdef) Concreto	ϵ (μdef) Aço MS	ϵ (μdef) Aço Mi	σ_{con} (MPa)	σ_{ms} (Mpa)	σ_{mi} (Mpa)
RM75-NI	01	21880	200000	-255,24	75,87	694,77	-5,58	15,17	138,95
RM75-NI	02	21880	200000	-126,41	225,60	356,60	-2,77	45,12	71,23
RM75-NI	03	21880	200000	-130,8	73,17	396,57	-2,86	14,63	79,31
RM75-NI	04	21880	200000	-102,27	60,61	226,13	-2,24	12,12	45,23

Fonte: O Autor.

Os gráficos carga x deformação apresentados nas figuras 49, 50, 51 e 52 demonstram que a seção mista possui comportamento elástico até um carregamento da ordem de 40 KN passando a partir de então a demonstrar comportamento plástico. As amostras RM75-NI 01 e 02 apresentaram maiores valores de deformação até a ruptura se comparadas com as amostras RM75-NI 03 e 04.

Figura 49: Carga x Deformação da amostra RM75-NI01.

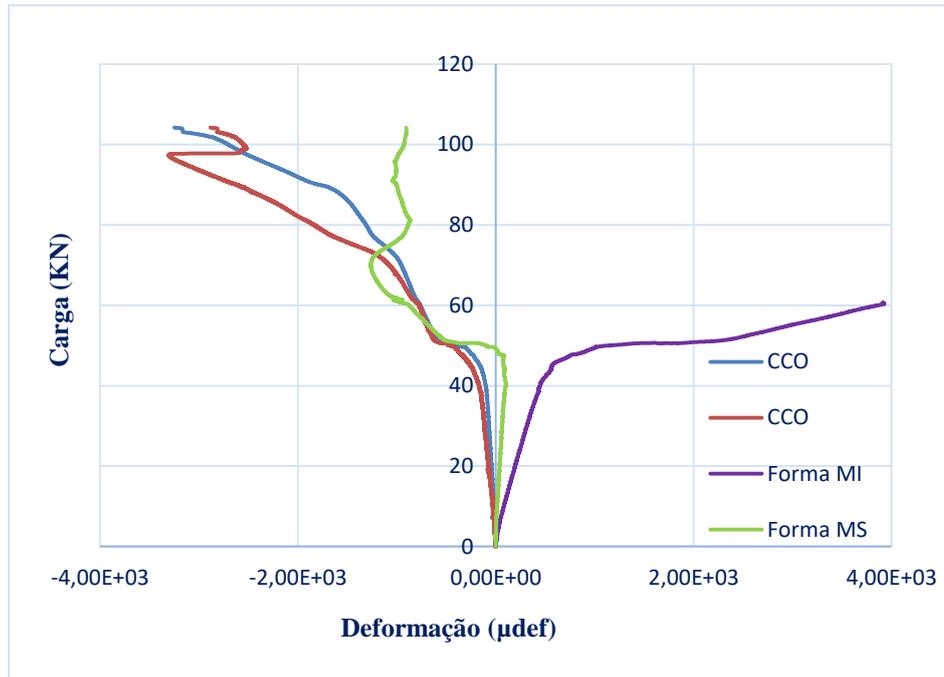


Figura 50: Carga x Deformação da amostra RM75-NI02.

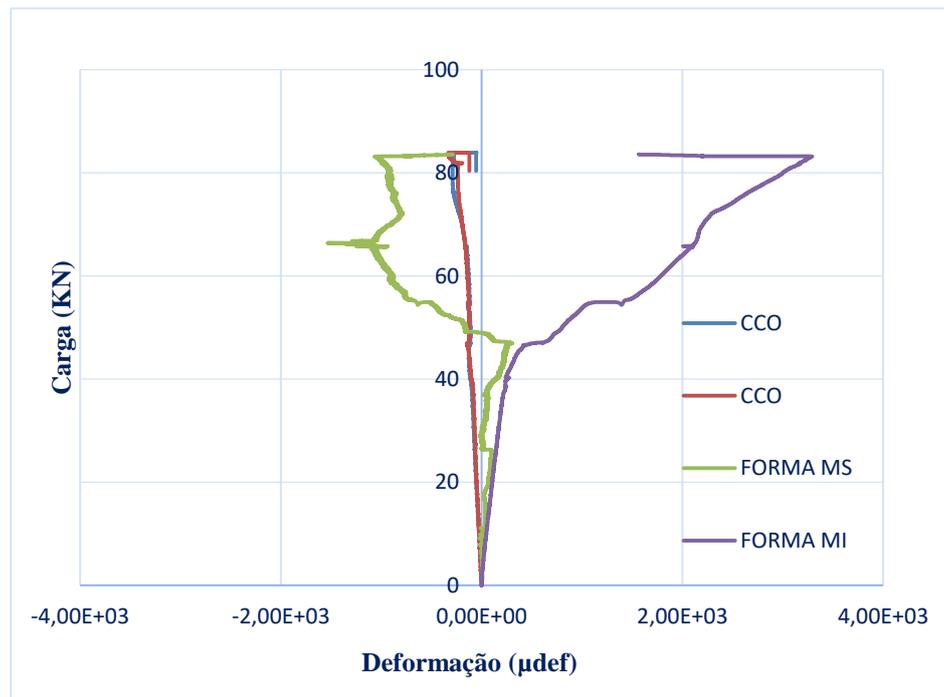
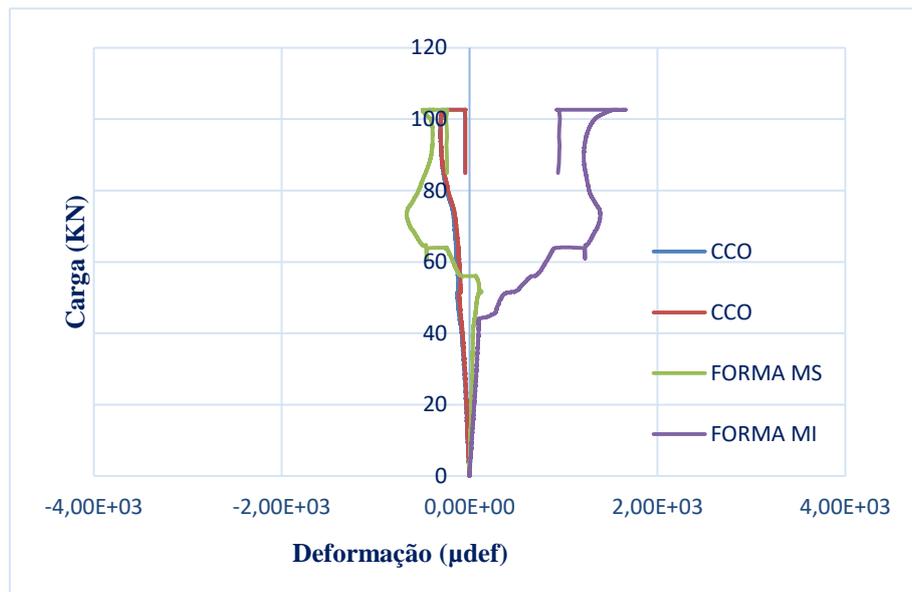
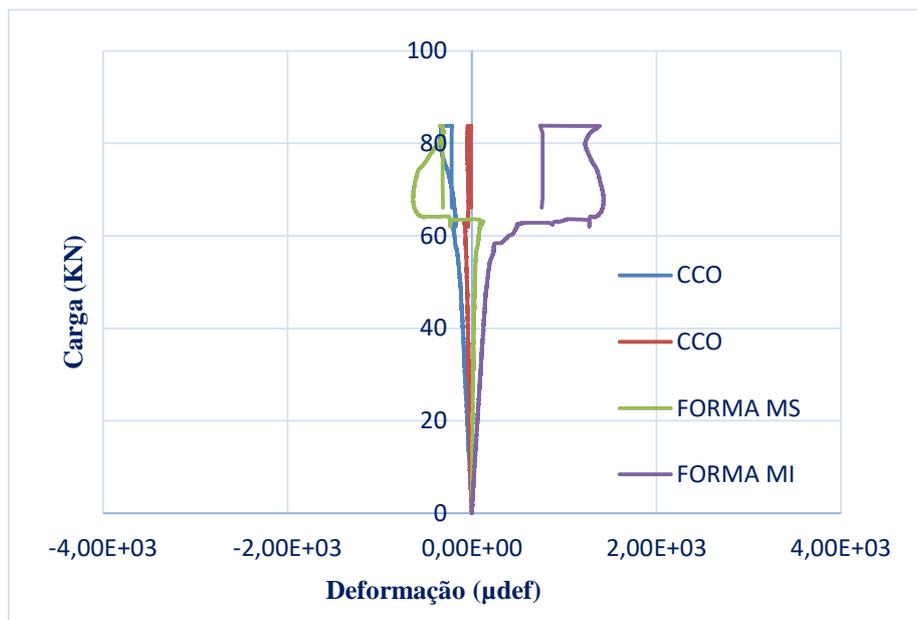


Figura 52: Carga x Deformação da amostra RM75-NI03.



Fonte: O Autor.

Figura 51: Carga x Deformação da amostra RM75-NI04.

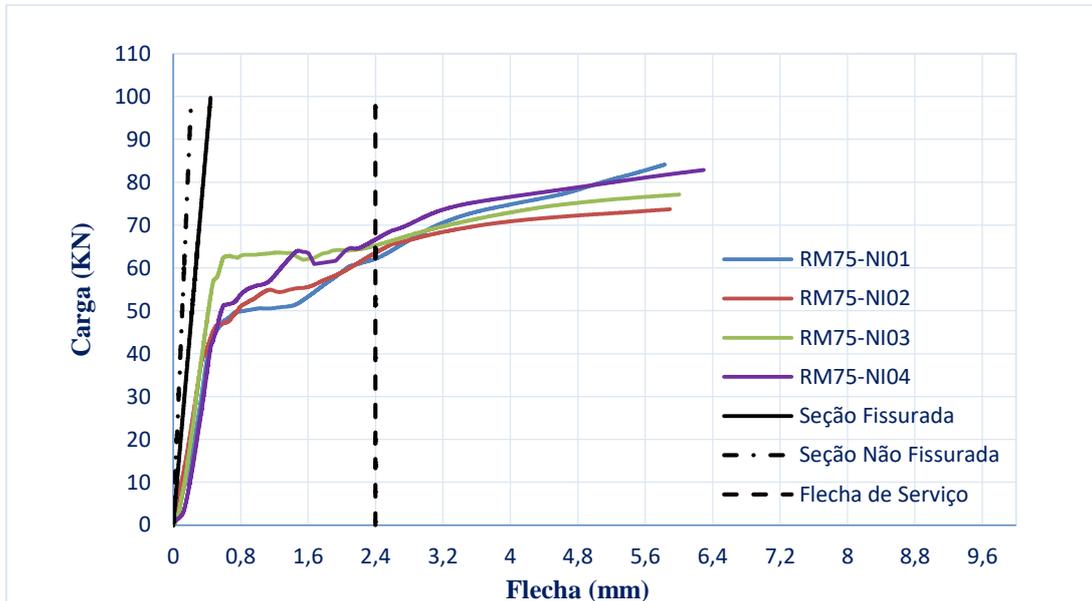


Fonte: O Autor.

Os gráficos apresentados na figura 53 demonstram que não houve grandes variações entre as flechas elásticas das amostras RM75-NI 01 a 04 sujeitas ao mesmo esquema de carregamento, o que pode ser um indício de que não houve grande variação no módulo de elasticidade do concreto utilizado. A flecha elástica ocorre até um carregamento da ordem de 40 KN, passando a possuir a partir de então comportamento plástico. A flecha de serviço admissível $L/250$ e as flechas teóricas para os estágios fissurados e não fissurados também estão apresentadas na figura 53. As flechas teóricas fissurada e não fissurada se aproximam da experimental apenas

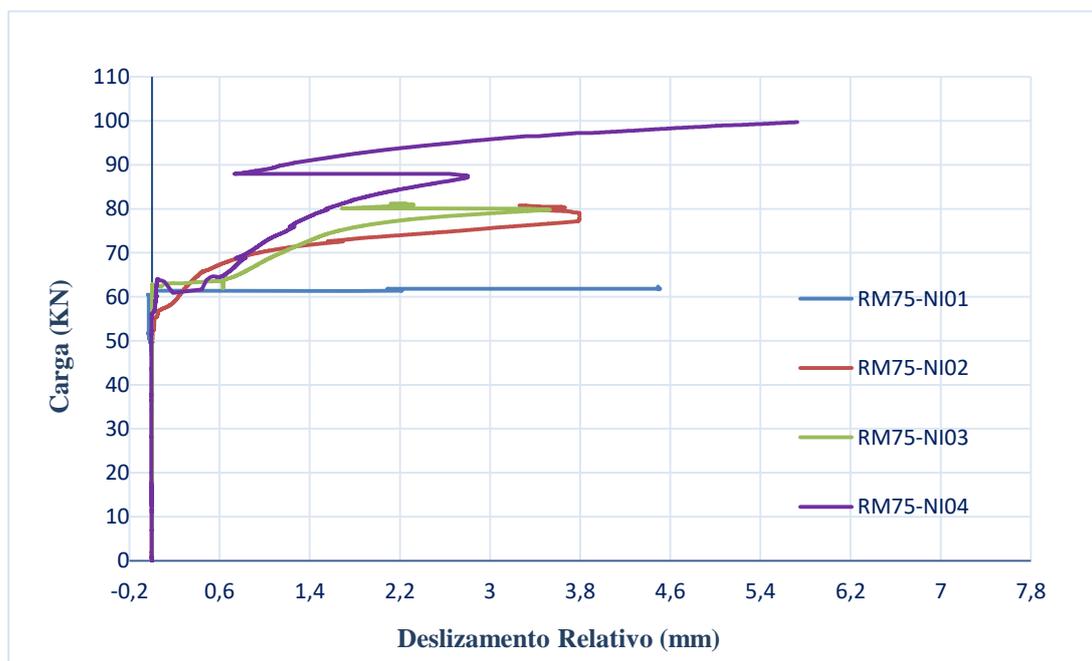
nos valores de carga iniciais. A flecha de serviço foi alcançada pelos modelos já na fase plástica. A figura 54 apresenta o deslizamento relativo de extremidade.

Figura 53: Carga x Flecha no meio do vão das amostras RM75-NI01 a RM75-NI04.



Fonte: O Autor.

Figura 54: Carga x Deslizamento Relativo das amostras RM75-NI01 a RM75-NI04.



Fonte: O Autor.

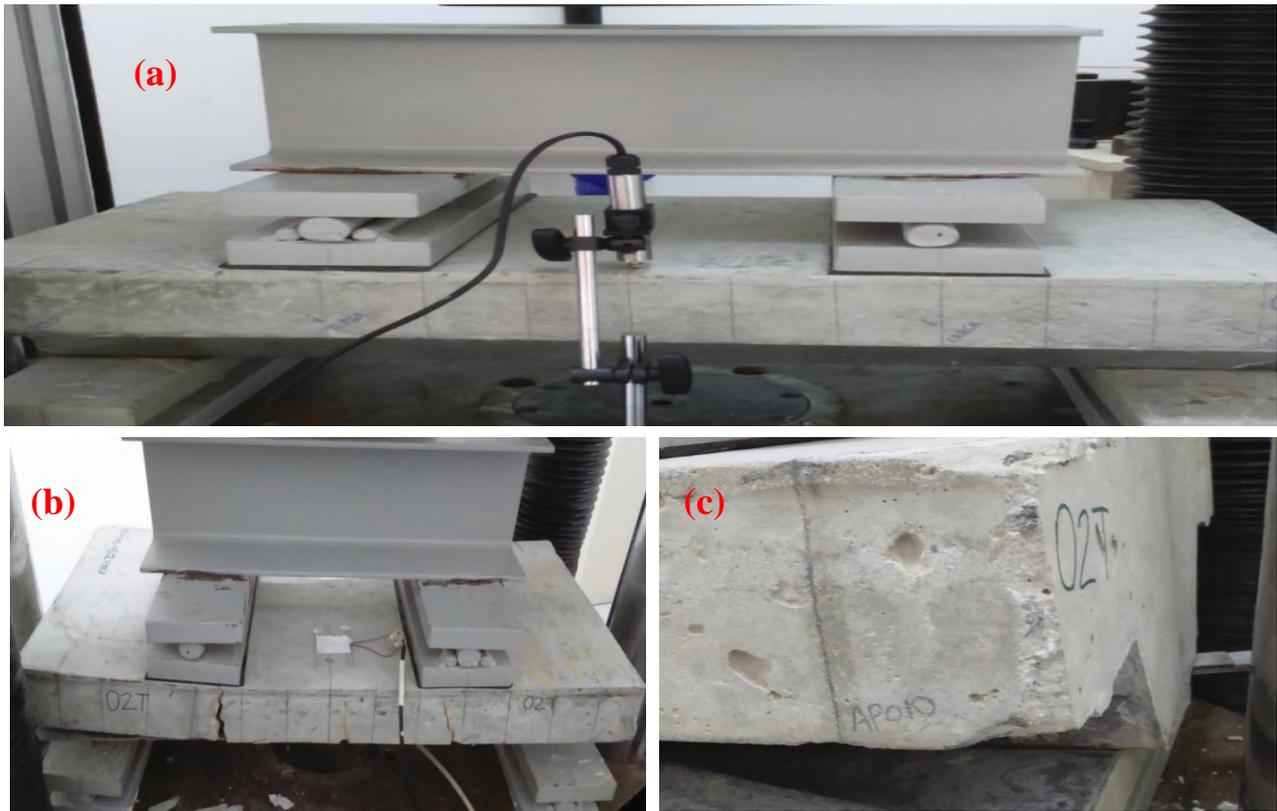
Ao avaliar o comportamento das amostras durante o ensaio é possível, observar que mesmo após o início do deslizamento relativo entre capa de concreto e forma metálica, e o aparecimento de fissuras, a amostra continua sendo capaz de absorver o acréscimo de carga que a ela é aplicado. Isto é um indício de que a presença da tela promove um acréscimo na capacidade de carga do modelo alternativo após a configuração de sistema misto ser perdida. Algumas amostras demonstraram a presença de fissuras na região próxima aos pontos de aplicação de carga, o que configuraria, segundo literatura técnica, a ocorrência de ruptura por cisalhamento longitudinal (Figuras 56, 57, 58). Porém outras amostras demonstraram ruptura na região de momento máximo, o que segundo literatura, configuraria ruptura por flexão (Figura 55). Apesar disso, pode-se afirmar que em sua totalidade as amostras perderam sua efetividade após início do deslizamento relativo e propagação de fissuras, sendo estes os indícios iniciais de que a amostra se aproxima do colapso. O colapso dos modelos se deu por uma combinação entre a perda da ligação forma capa de concreto, seguido da ruptura do concreto por flexão.

Figura 55: Amostra RM75-NI01 antes da ruptura (a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.



Fonte: O Autor.

Figura 57: Amostra RM75-NI01 antes da ruptura (a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.



Fonte: O Autor.

Figura 56: Amostra RM75-NI01 antes da ruptura (a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.



Fonte: O Autor.

Figura 58: Amostra RM75-NI03 antes da ruptura (a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.



Fonte: O Autor.

4.2.1.3 Modelo RM75 NI amostras do grupo 02

As características geométricas reais das amostras 05 a 08 são apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8: Características geométricas das amostras do grupo 02.

Amostras do grupo 02								
Modelos	Amostra	t (mm)	b (mm)	Ht (mm)	Lt (mm)	Vão (L) (mm)	L' (mm)	df (mm)
RM75-NI	05	0,8	356	145	698	500	125	128,618
RM75-NI	06	0,8	350	145	702	500	125	128,618
RM75-NI	07	0,8	353	146	701	500	125	129,618
RM75-NI	08	0,8	355	148	695	500	125	131,618

Fonte: O Autor.

Os valores das tensões obtidas neste grupo seguiram o mesmo princípio adotado no primeiro. Dessa forma foi possível obter os valores de tensão de tração na forma e de compressão no concreto conforme apresentado na tabela 09.

Tabela 9: Tensões máximas na seção transversal do modelo considerando as deformações medidas pelos extensômetros.

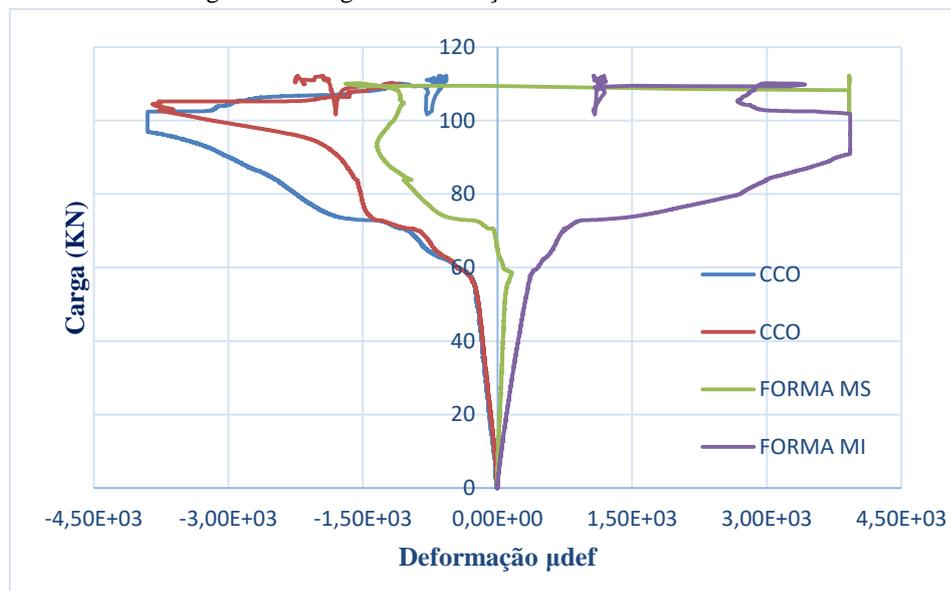
Amostras do grupo 02									
RM-75 NI	Amostra	E (Mpa) Concreto	E (Mpa) Aço	ε (μ def) Concreto	ε (μ def) Aço MS	ε (μ def) Aço Mi	σ_{con} (MPa)	σ_{ms} (Mpa)	σ_{mi} (Mpa)
RM75-NI	05	21880	200000	-452,49	65,81	450,97	-9,90	13,16	90,19
RM75-NI	06	21880	200000	-201,68	-	160,68	-4,41	-	32,14
RM75-NI	07	21880	200000	-98,85	36,17	149,28	-2,16	7,23	29,86
RM75-NI	08	21880	200000	-193,46	152,56	225,91	-4,23	30,51	45,18

Fonte: O Autor.

Os gráficos obtidos nos ensaios das Figuras 59, 60, 61 e 62 demonstram maiores valores de tensão de tração na mesa inferior das amostras, enquanto a capa de concreto sofreu esforço compressivo durante todo o ensaio até a ruptura. A diferença na rigidez dos materiais na zona de interface aparenta não influenciar no comportamento dos modelos enquanto estes ainda estão na fase elástica. É possível perceber que a ligação na interface se rompe logo após a plastificação da seção mista, não havendo interação completa, caracterizando uma falha por cisalhamento longitudinal. As flechas demonstraram comportamento inicial aproximadamente linear, até que para valores de carregamento da ordem de 50 KN apresentaram um comportamento não mais linear.

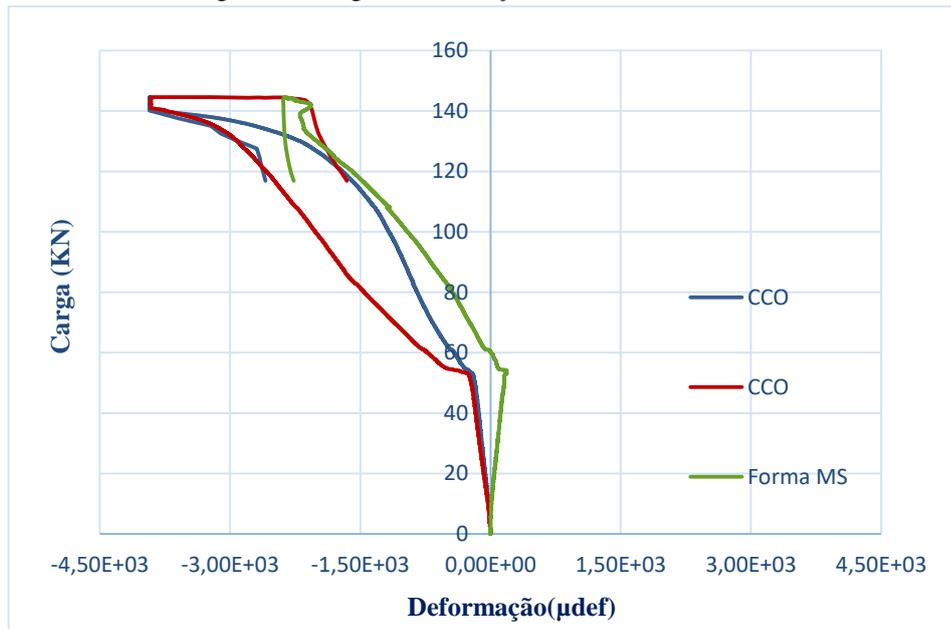
As amostras demonstraram um comportamento dúctil, pois ao observar os gráficos da figura 63, os mesmos apresentam grandes deslocamentos até o instante da ruptura, mesmo após plastificação da seção mista. A figura 64 apresenta o deslizamento relativo de extremidade.

Figura 59: Carga x Deformação da amostra RM75-NI05.



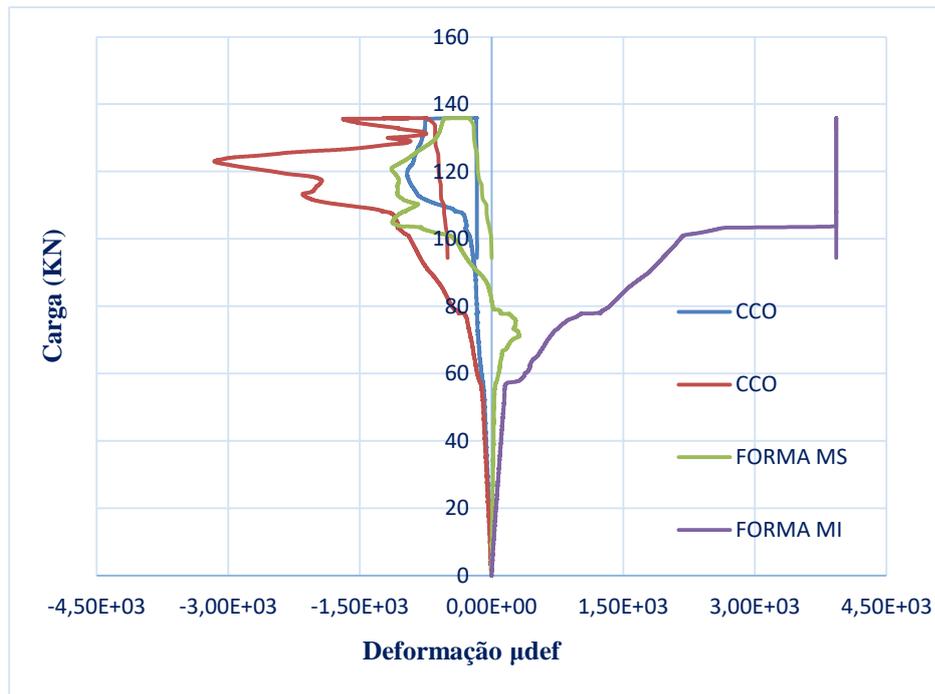
Fonte: O Autor.

Figura 60: Carga x Deformação da amostra RM75-NI06.



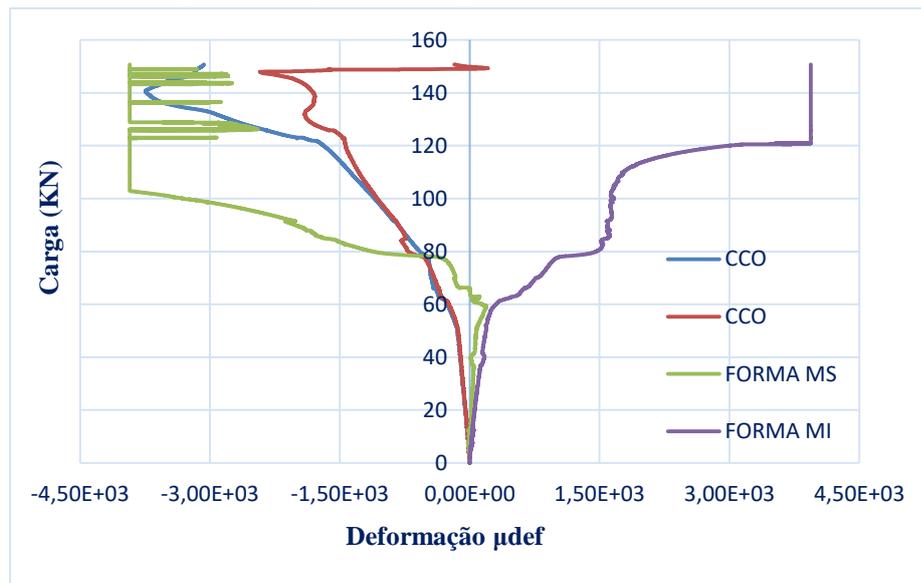
Fonte: O Autor.

Figura 61: Carga x Deformação da amostra RM75-NI07.



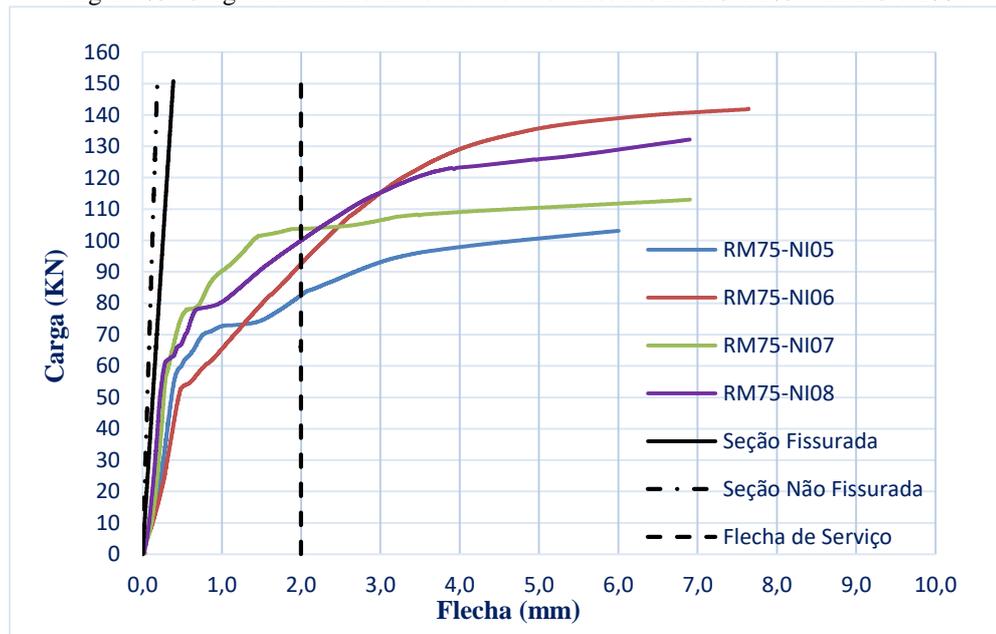
Fonte: O Autor.

Figura 62: Carga x Deformação da amostra RM75-NI08.



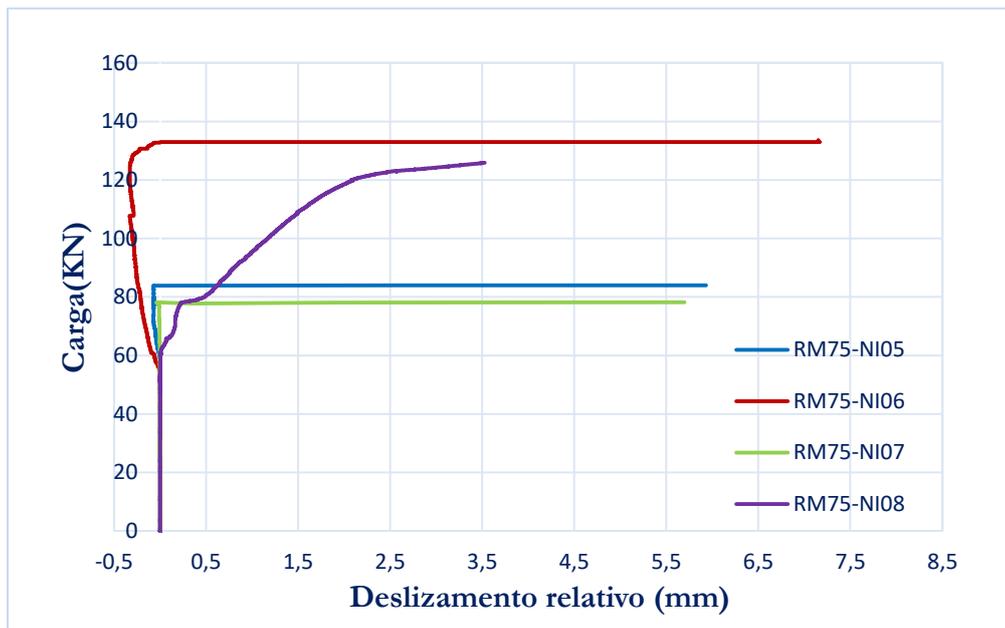
Fonte: O Autor.

Figura 63: Carga x flecha no meio do vão das amostras RM75-NI05 a RM75-NI08.



Fonte: O Autor.

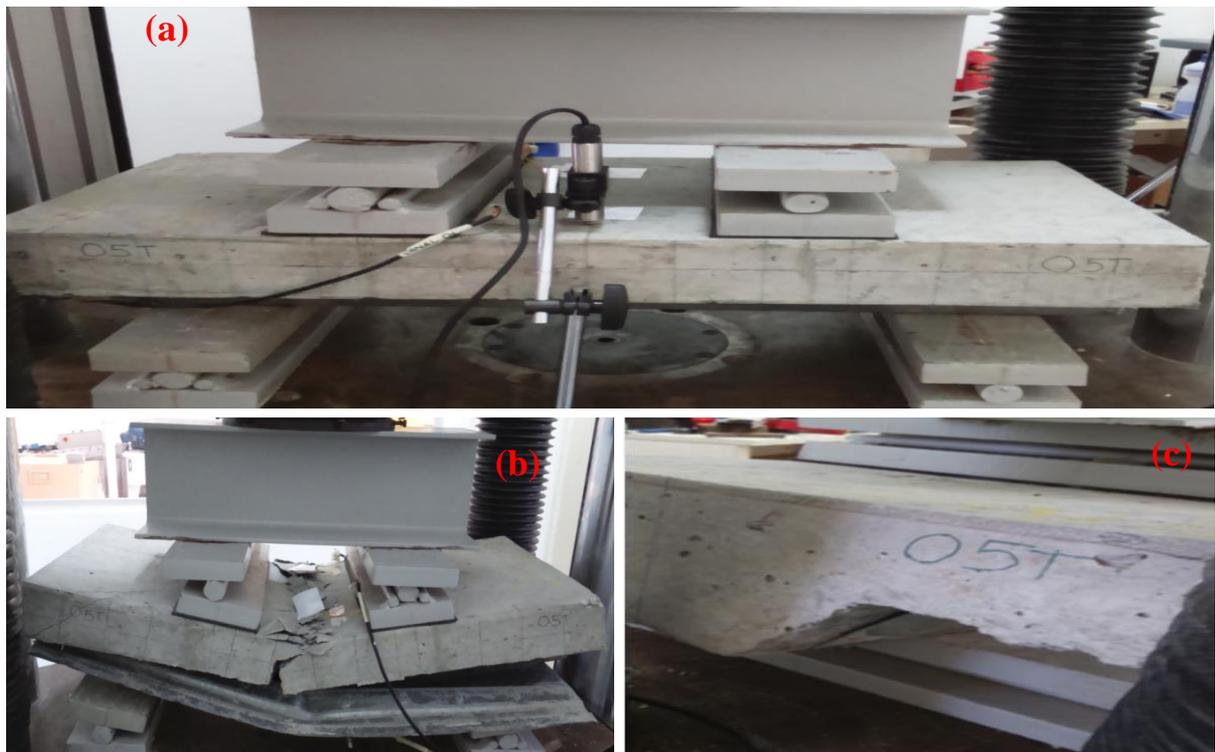
Figura 64: Carga x Deslizamento relativo das amostras RM75-NI05 a RM75-NI08.



Fonte: O Autor.

As amostras do grupo dois se comportaram de forma similar às amostras do grupo um, apresentando deslizamento relativo após plastificação da seção mista. Porém a ocorrência das fissuras se deu predominantemente na região de flexão pura. As figuras 65, 66, 67 e 68 apresentam este comportamento.

Figura 65: Amostra RM75-NI05 antes da ruptura(a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.



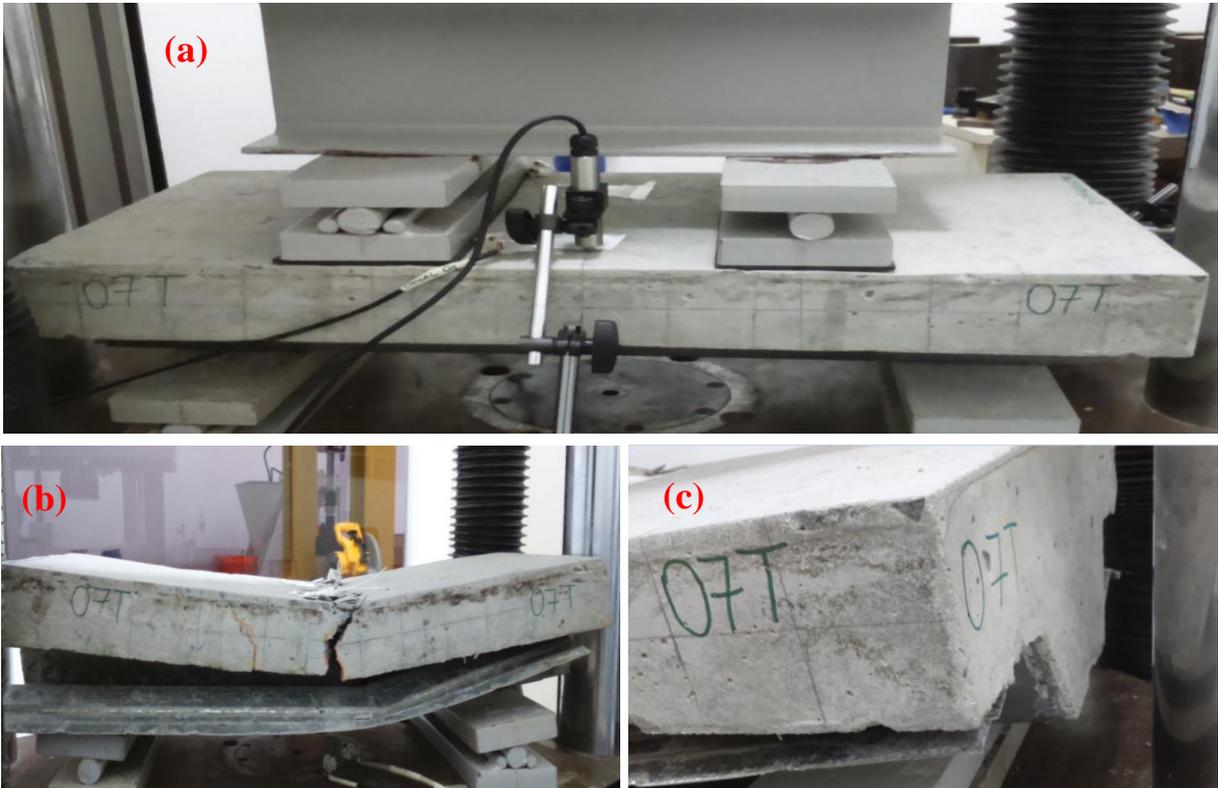
Fonte O Autor.

Figura 67 Amostra RM75-NI06 antes da ruptura(a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.



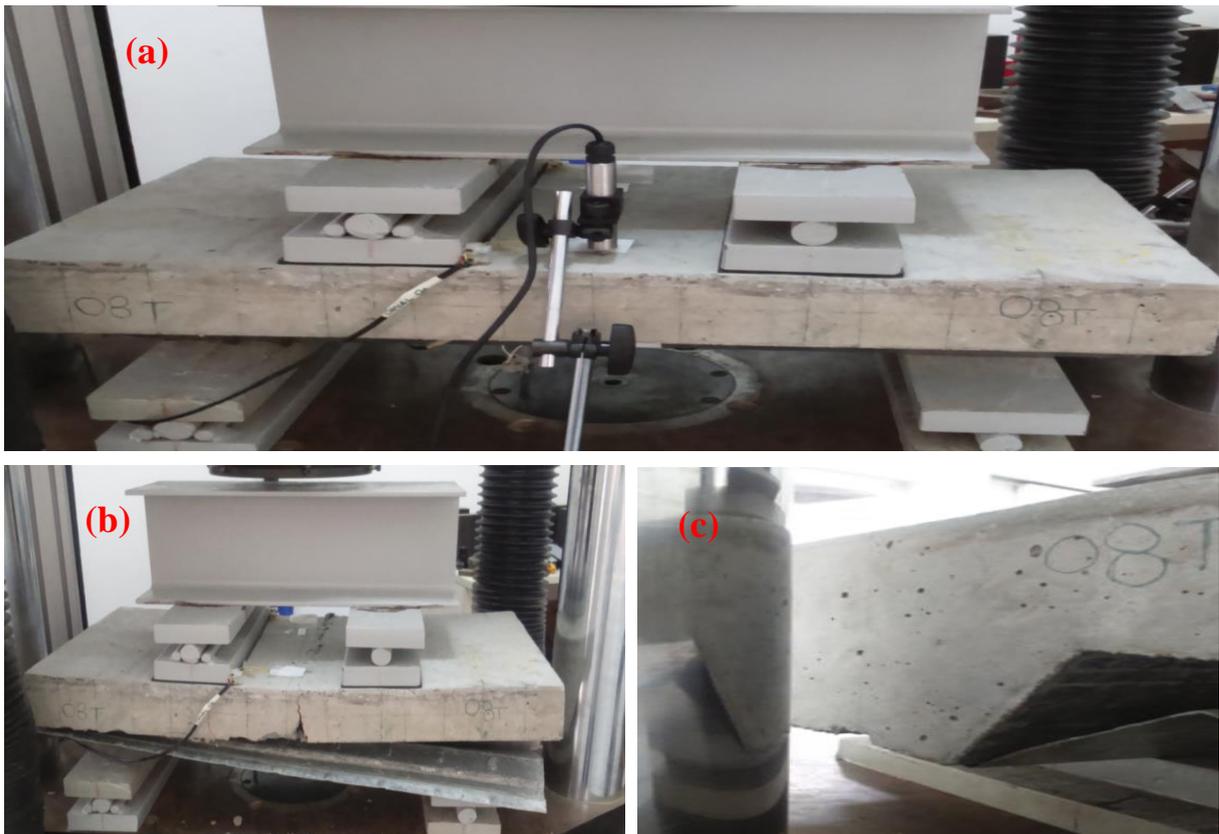
Fonte: O Autor

Figura 66 Amostra RM75-NI07 antes da ruptura(a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.



Fonte: O Autor.

Figura 68: Amostra RM75-NI08 antes da ruptura(a) e após ruptura; (b) fissuradas e (c) deslizamento relativo.



Fonte O Autor.

4.2.1.4 Parâmetro m e k dos modelos alternativos

A determinação dos parâmetros m e k dos modelos alternativos foi realizada conforme processo apresentado nas Tabelas 10 e 11, a partir dos resultados obtidos nos ensaios das amostras dos grupos um e dois, tendo como referência a norma ANSI 2011. A reta de aproximação obtida está apresentada na Figura 69.

Tabela 10: Determinação do cisalhamento transversal último total dos ensaios V_{ut} .

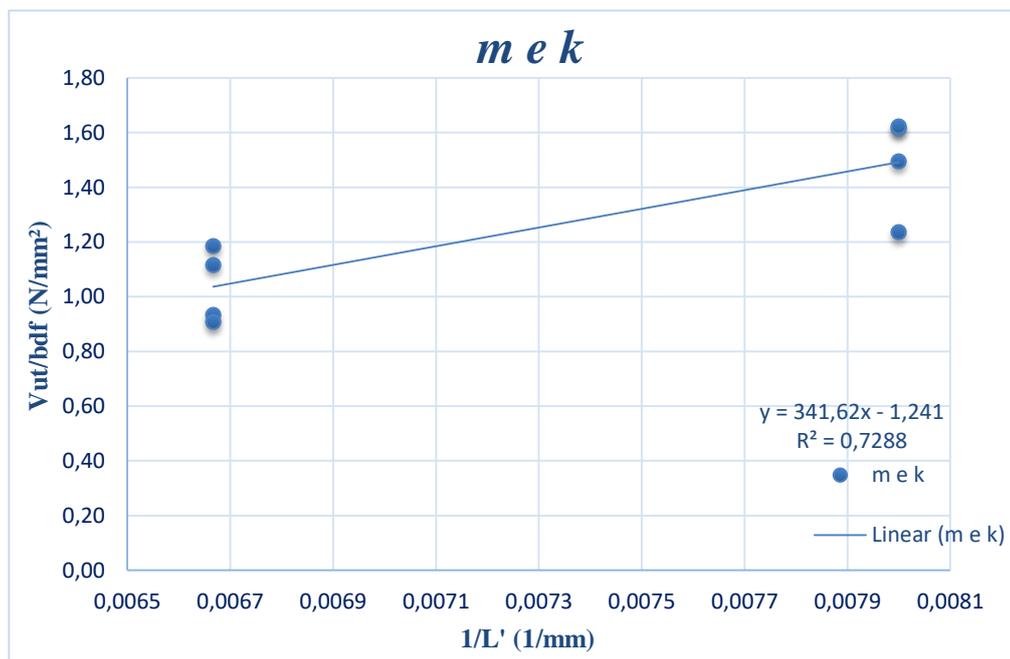
Modelos	b (mm)	h_t (mm)	d_f (mm)	L (mm)	L' (mm)	P (KN)	P_{ue} (KN)	P_{Plaje} (KN/m ²)	V_{ut} (KN)
RM75-NI01	352	143	126,618	600	150	104,84	105,26	2,5625	52,899
RM75-NI02	353	145	128,618	600	150	83,93	84,35	2,5625	42,445
RM75-NI03	355	148	131,618	600	150	83,79	84,21	2,5625	42,376
RM75-NI04	355	147	130,618	600	150	102,66	103,08	2,5625	51,811
RM75-NI05	356	145	128,618	500	125	112,27	112,69	2,5625	56,572
RM75-NI06	350	145	128,618	500	125	144,55	144,97	2,5625	72,708
RM75-NI07	353	146	129,618	500	125	135,88	136,30	2,5625	68,375
RM75-NI08	355	148	131,618	500	125	150,80	151,22	2,5625	75,836

Fonte: O Autor.

Tabela 11: Regressão linear dos dados.

Modelos	X (1/mm)	Y (N/mm ²)	Resultado da Regressão	Vus (KN)	Vus/Vut	Desvio (%)
RM75-NI01	0,0067	1,1869	$m = 341,62(\text{N/mm})$	46,195	0,873	-12,67
RM75-NI02	0,0067	0,9349		47,058	1,109	10,87
RM75-NI03	0,0067	0,9069		48,428	1,143	14,28
RM75-NI04	0,0067	1,1174		48,060	0,928	-7,24
RM75-NI05	0,0080	1,2355	$k = -1,241(\text{N/mm}^2)$	68,314	1,208	20,76
RM75-NI06	0,0080	1,6151		67,163	0,924	-7,63
RM75-NI07	0,0080	1,4944		68,265	0,998	-0,16
RM75-NI08	0,0080	1,6230		69,711	0,919	-8,08

Fonte: O Autor.

Figura 69: Regressão linear para obtenção dos parâmetros m e k .

Fonte: O Autor.

Observa-se que em basicamente todas as amostras a relação entre a carga de ruptura teórica e experimental não ultrapassa os limites de $\pm 15\%$ estipulados pela norma ANSI 2011. Apenas a amostra RM75-NI05 apresentou desvio de 20,76%. Os coeficientes angular e linear m e k são dados em N/mm e N/mm² respectivamente. O R^2 é uma medida de ajuste de um modelo estatístico linear que varia entre 0 e 1, indicando em percentagem o quanto o modelo consegue explicar os valores observados. Quanto mais próximo de 1 estiver R^2 mais adequado é o modelo proposto para descrever o fenômeno. Sendo assim, para o processo de regressão linear realizado na figura 69 podemos afirmar que o grau de dependência de $Y \left(\frac{V_{ut}}{b d_f} \right)$ em relação a $X \left(\frac{1}{L'} \right)$ é de 72,88% podendo ser considerado aceitável já que está mais atrelada a qualidade dos dados obtidos que a um valor necessariamente de rejeição ou aprovação.

4.2.2 Modelo proposto por norma ANSI 2011.

Os modelos normativos foram separados em dois grupos conforme já apresentado no subitem 3.3.4.4. Os modelos foram avaliados no ensaio à flexão de quatro pontos, tendo suas amostras seguido as especificações da norma ANSI 2011. A partir dos resultados encontrados foi possível determinar os parâmetros m e k , necessários para a determinação da resistência ao cisalhamento longitudinal do sistema misto. Além disso, também foi possível obter o gráfico correlacionando a carga e a flecha no meio do vão, o estado de deformação da capa de concreto e da fôrma metálica durante todo o ensaio, e a carga na qual ocorre o deslizamento relativo.

4.2.2.1 Avaliação dos modelos normativos

Conforme realizado com as amostras alternativas, foi possível obter a tensão normal máxima, na fase elástica, de compressão e tração na flexão da fôrma e da capa de concreto fixando extensômetros na superfície dos materiais e aplicando a lei de Hook $\sigma = E \times \varepsilon$, aos resultados obtidos pelos sensores e o módulo de elasticidade dos materiais.

4.2.2.2 Amostras do grupo 01

As características reais das amostras deste grupo são apresentadas na Tabela 12.

Tabela 12: Características geométricas das amostras do grupo 01.

Amostras do grupo 01 modelos normativos								
Modelos	Amostra	t (mm)	b (mm)	Ht (mm)	Lt (mm)	Vão (L) (mm)	L' (mm)	d_f (mm)
RM75-02	A	0,8	906	142	2202	2000	500	125,618
RM75-02	B	0,8	913	137	2199	2000	500	120,618
RM75-02	C	0,8	904	143	2202	2000	500	126,618
RM75-02	D	0,8	905	141	2199	2000	500	124,618

Fonte: O Autor.

Os valores das tensões encontradas estão apresentados na tabela 13.

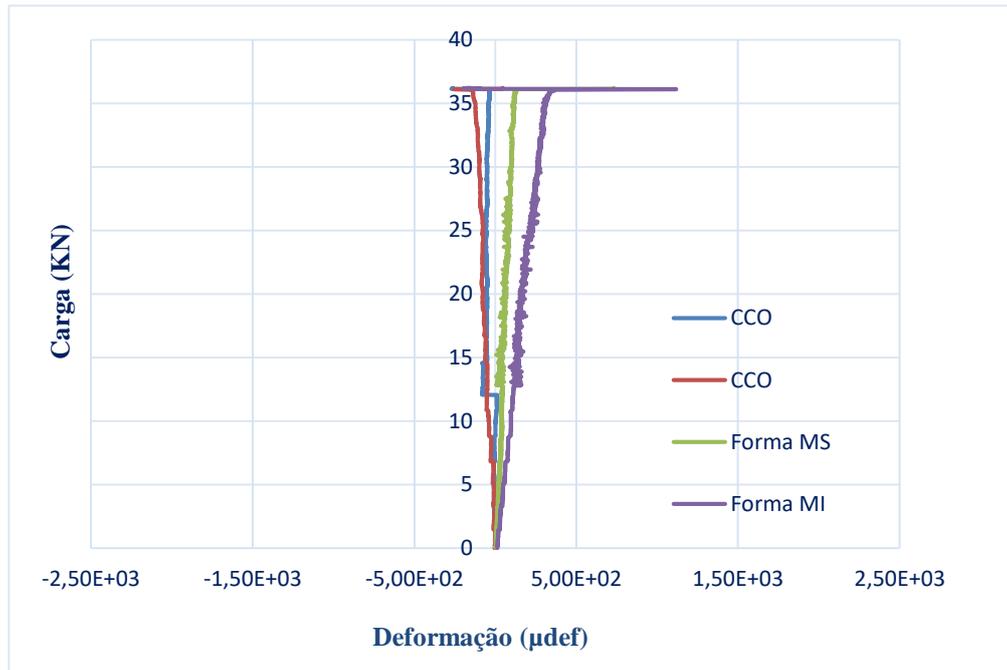
Tabela 13: Tensões máximas sofridas pelos materiais que compõem o sistema composto considerando as deformações medidas pelos extensômetros.

Amostras do grupo 01									
Modelo	Amostra	E (Mpa) Concreto	E (Mpa) Aço	ε (μ def) Concreto	ε (μ def) Aço MS	ε (μ def) Aço Mi	σ_{con} (MPa)	σ_{ms} (Mpa)	σ_{mi} (Mpa)
RM75-02	A	21880	200000	-66,5	62,27	168,06	-1,45	12,45	33,61
RM75-02	B	21880	200000	-106,38	110,75	296,45	-2,33	22,15	59,29
RM75-02	C	21880	200000	-109	56,39	226,88	-2,38	11,28	45,37

Fonte: O Autor.

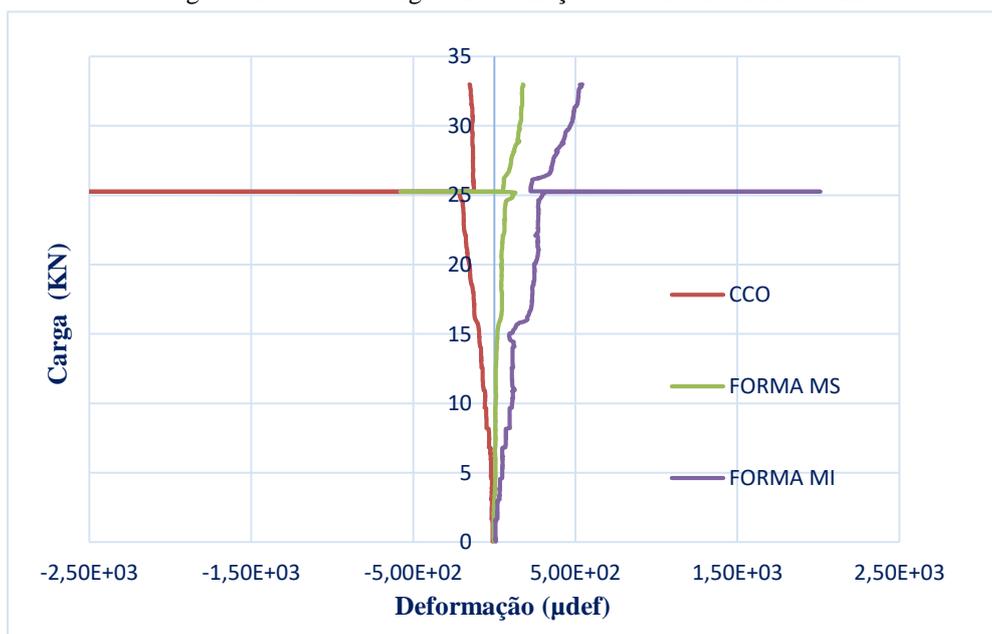
Os gráficos apresentados nas figuras 70, 71 e 72 demonstram maiores valores de tensão de tração na mesa inferior das amostras, enquanto a capa de concreto sofreu esforço compressivo durante todo o ensaio. É possível observar também que até a ruptura não se percebe uma mudança bem definida da fase elástica para fase plástica, isto é um indício da baixa interação entre forma e capa de concreto já que a estrutura rompe antes da plastificação da seção mista.

Figura 70: Gráfico Carga x Deformação das amostras RM75-02A.



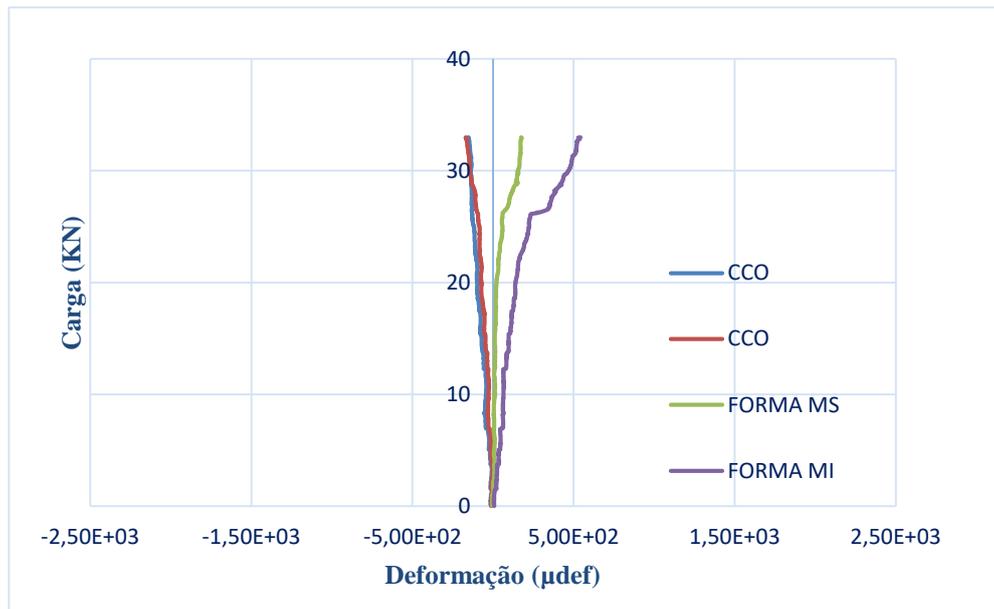
Fonte: O Autor.

Figura 71: Gráfico Carga x Deformação das amostras RM75-02B.



Fonte: O Autor.

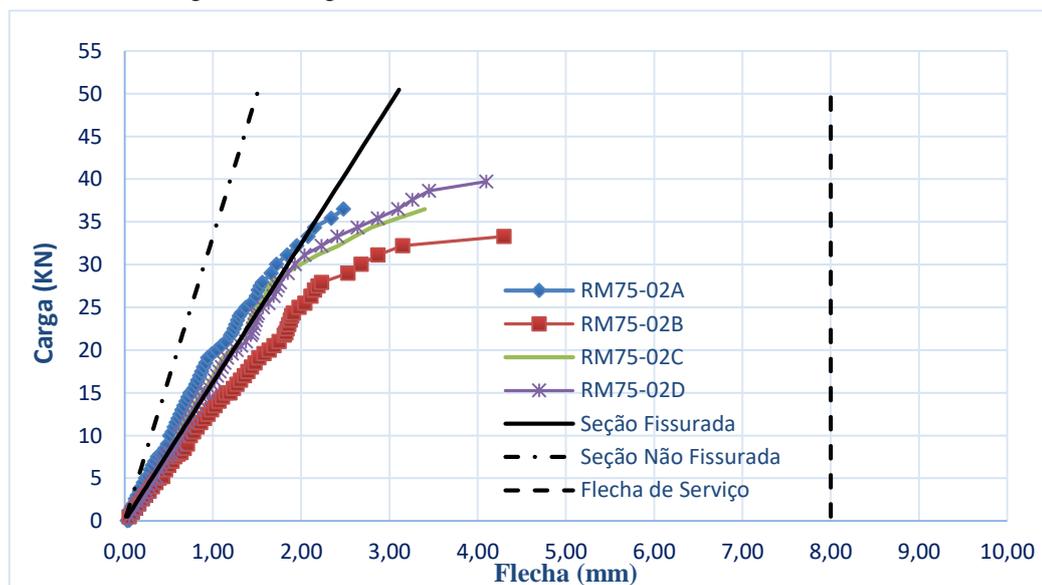
Figura 72: Carga x Deformação das amostras RM75-02C.



Fonte: O Autor.

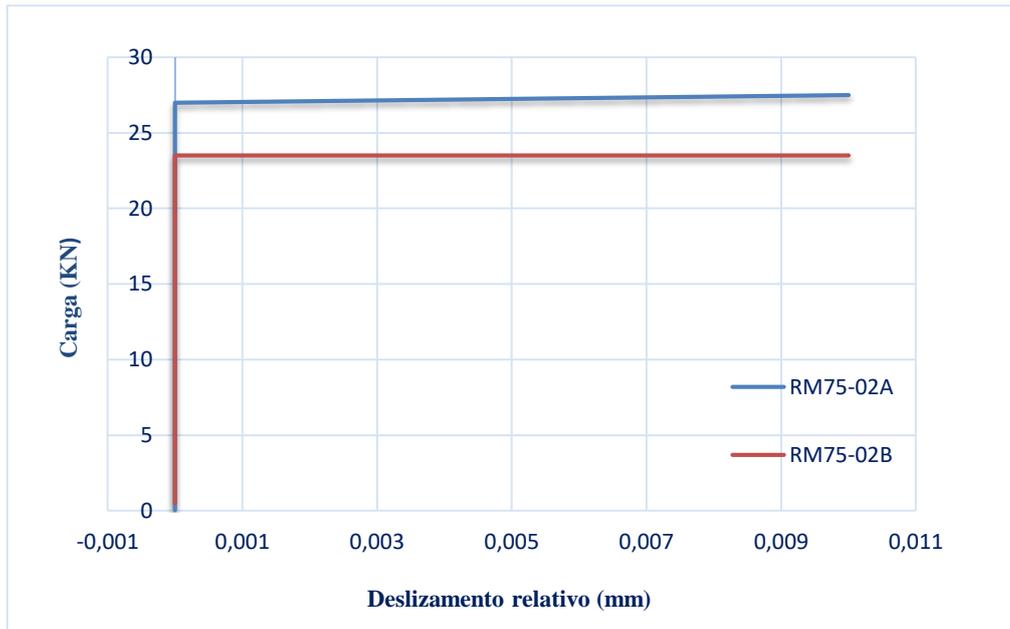
A figura 73 apresenta o gráfico Carga x Flecha no meio do vão das amostras RM75-02, a flecha teórica da seção fissurada acompanha o comportamento da flecha medida experimentalmente, o que é um indício de que a rigidez teórica fissurada se aproxima da rigidez real. Já a flecha teórica não fissurada acompanha a experimental apenas nos valores de carregamentos iniciais. As amostras romperam antes de alcançar a flecha de serviço. Antes da ruptura, o deslizamento relativo foi captado pelo relógio comparador apenas nas amostras RM75 02A e 02B (Figura 74), com valores quase que irrisórios se comparado ao deslizamento observado após ruptura das mesmas.

Figura 73: Carga x Flecha no meio do vão das amostras RM75-03.



Fonte: O Autor.

Figura 74: Carga x Deslizamento Relativo de extremidade das amostras RM75-02.



Fonte: O Autor.

Ao observar o comportamento das amostras deste grupo, foi possível perceber que tanto as fissuras, quanto a ocorrência de deslizamento relativo, só se deram na iminência ou após a ocorrência da ruptura. Os únicos comportamentos perceptíveis que indicavam início de colapso eram o estalo do concreto bem como, mesmo sem acréscimo de carga, o relógio comparador captar aumento contínuo da flecha e os sensores captarem um acréscimo de deformação. A presença das telas não demonstrou coibir ou auxiliar de forma significativa na capacidade de carga do sistema, já que, ao se perder a interação, mesmo que parcial, entre capa de concreto e “deck” o sistema imediatamente entrava em colapso. Todas as amostras deste grupo fissuraram na região próxima aos apoios e na região de momento máximo. Isso pode ser observado nas Figuras 76, 77, 78, e 79. A figura 75 apresenta o esquema de carregamento das amostras do modelo RM75 02.

Figura 75: Esquema de carregamento dos modelos RM 7502.



Fonte: O Autor.

Figura 76: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-02A.



Fonte: O Autor.

Figura 77: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-02B.



Fonte: O Autor.

Figura 78: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-02C.



Fonte: O Autor.

Figura 79: Fissuras (a) e deslizamento relativo(b) após ruptura da amostra RM75-02D.



Fonte: O Autor.

4.2.2.3 Amostras do grupo 02

As características reais das amostras deste grupo são apresentadas na Tabela 14. Os valores das tensões encontradas estão apresentados na Tabela 15.

Tabela 14: Características geométricas das amostras do grupo 02.

Amostras do grupo 02 modelos normativos								
Modelos	Amostra	t (mm)	b (mm)	ht (mm)	Lt (mm)	Vão (L) (mm)	L' (mm)	df (mm)
RM75-03	A	0,8	908	144	3204	3000	750	127,618
RM75-03	B	0,8	905	142	3199	3000	750	125,618
RM75-03	C	0,8	908	141	3196	3000	750	124,618
RM75-03	D	0,8	911	141	3199	3000	750	124,618

Fonte: O Autor.

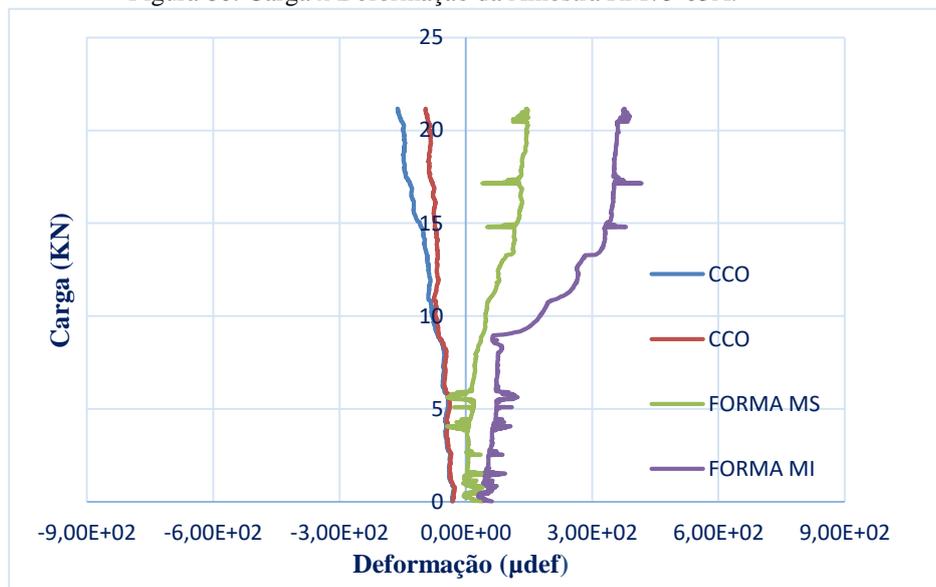
Tabela 15: Tensões máximas sofridas pelos materiais que compõem o sistema composto considerando as deformações medidas pelos extensômetros.

Amostras do grupo 02									
Modelo	Amosta	E (Mpa) Concreto	E (Mpa) Aço	ε (μ def) Concreto	ε (μ def) Aço MS	ε (μ def) Aço Mi	σ_{con} (MPa)	σ_{ms} (Mpa)	σ_{mi} (Mpa)
RM75-03	A	21880	200000	-91,02	121,38	335,27	-1,98	24,28	67,05
RM75-03	B	21880	200000	-228,10	538,95	212,68	-45,62	107,79	42,54
RM75-03	C	21880	200000	-10,82	85,07	234,82	-0,24	17,01	46,96

Fonte: O Autor.

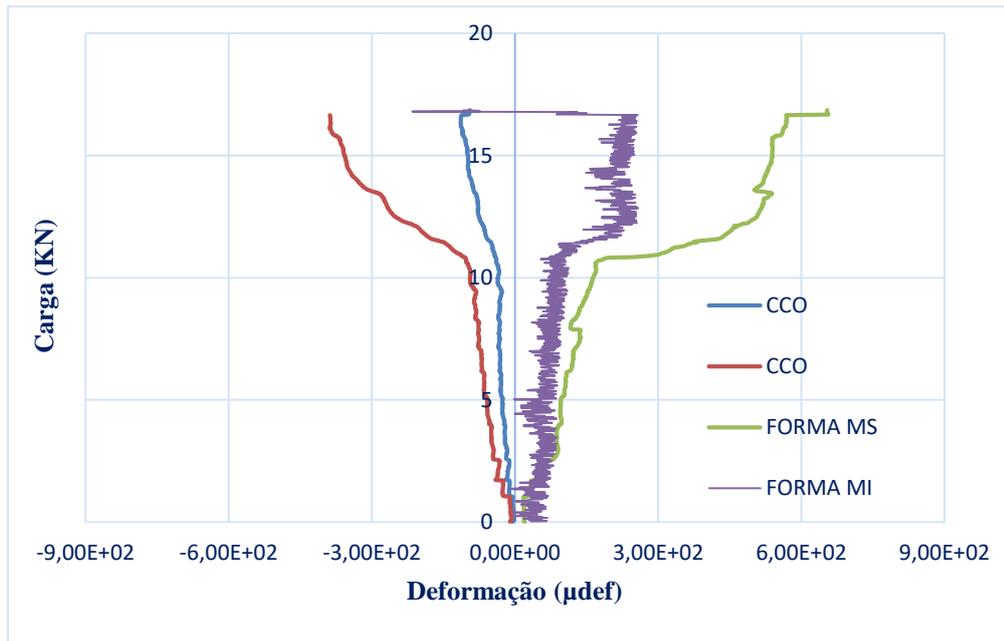
Os gráficos obtidos nos ensaios das Figuras 80, 81 e 82 apresentam as deformações às quais os materiais que compunham o sistema misto estavam sujeitos. As figuras 83 e 84 apresentam os gráficos carga x flecha no meio do vão e carga x deslizamento relativo de extremidade das amostras RM75-03.

Figura 80: Carga x Deformação da Amostra RM75-03A.



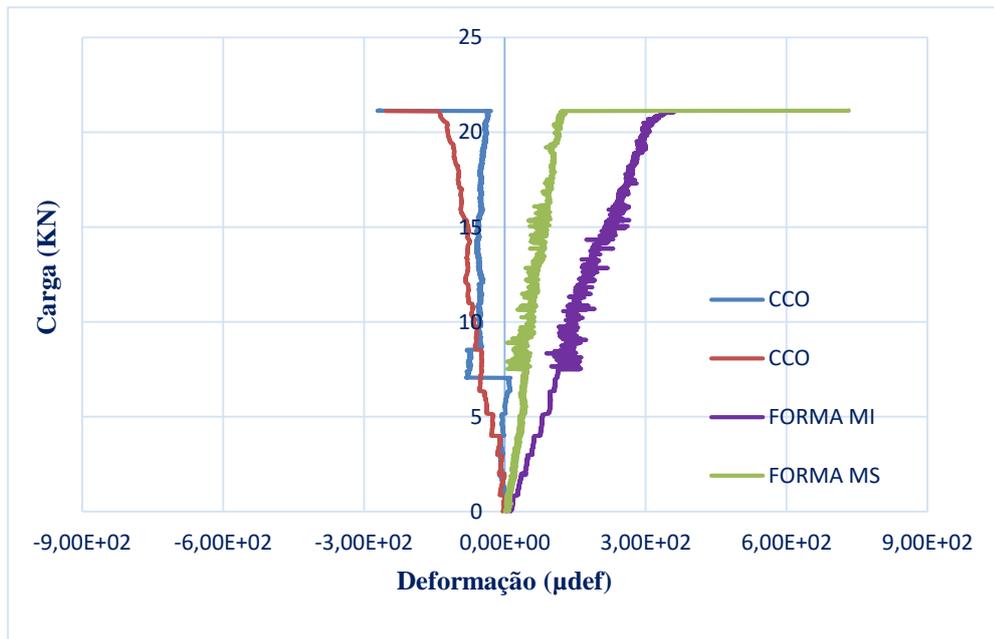
Fonte: O Autor.

Figura 81: Carga x Deformação da Amostra RM75-03B.



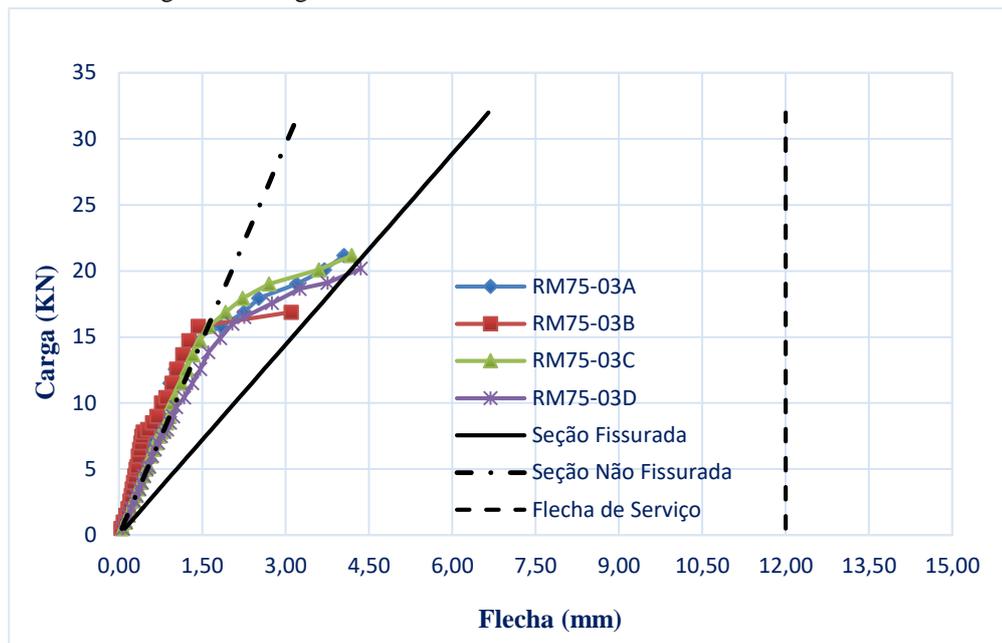
Fonte: O Autor.

Figura 82: Carga x Deformação da Amostra RM75-03C.



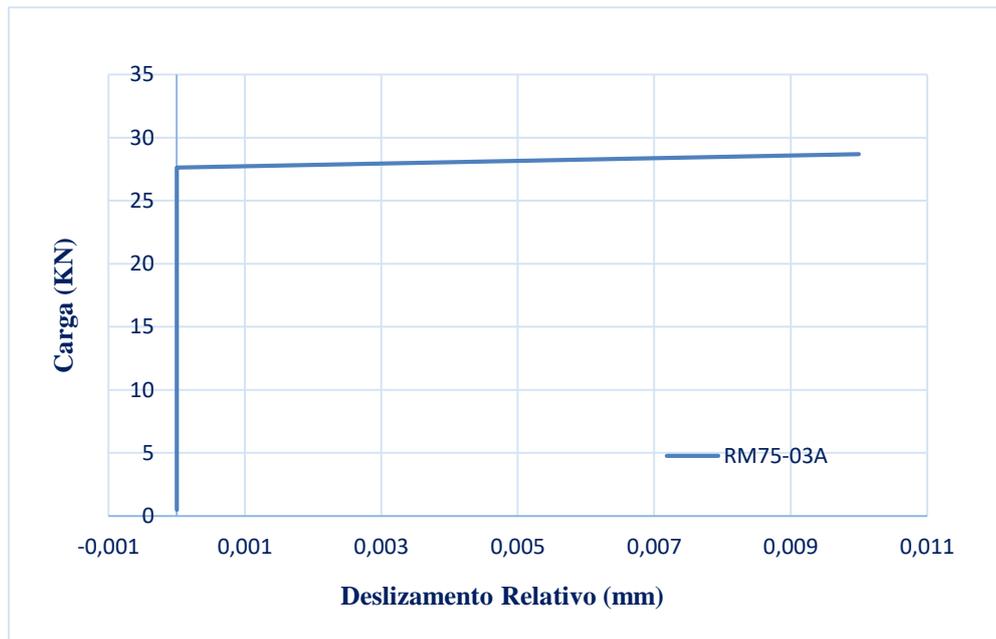
Fonte: O Autor.

Figura 83: Carga x Flecha no meio do vão das amostras RM75-02.



Fonte: O Autor.

Figura 84: Carga x Deslizamento Relativo de extremidade das amostras RM75-03.



Fonte: O Autor.

Conforme ocorrido com as amostras do grupo 01, foi possível observar fissuras e deslizamento relativo, apenas na iminência ou após a ocorrência da ruptura. Todas as amostras deste grupo fissuraram na região próxima aos pontos de aplicação de carga e na região de flexão pura, isso pode ser observado nas Figuras 86, 87, 88 e 89. A figura 85 apresenta o esquema de carregamento durante o ensaio das amostras RM75-03.

Figura 85: Esquema de carregamento das lajes RM75.



Fonte: O Autor.

Figura 86: Fissuras (a) e deslizamento relativo(b) após ruptura da amostra RM75-03 A.



Fonte: O Autor.

Figura 87: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-03 B.



Fonte: O Autor.

Figura 88: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-03 C.



Fonte: O Autor.

Figura 89: Fissuras (a) e deslizamento relativo (b) após ruptura da amostra RM75-03 D.



Fonte: O Autor.

4.2.2.4 Parâmetro m e k dos modelos normativos

A determinação dos parâmetros m e k destes modelos se deu conforme especificação da norma ANSI 2011, a partir da regressão linear dos dados obtidos em ensaio. Isto está apresentado nas tabelas 16, 17 e na figura 90.

Tabela 16: Determinação do cisalhamento transversal último total dos ensaios V_{ut} .

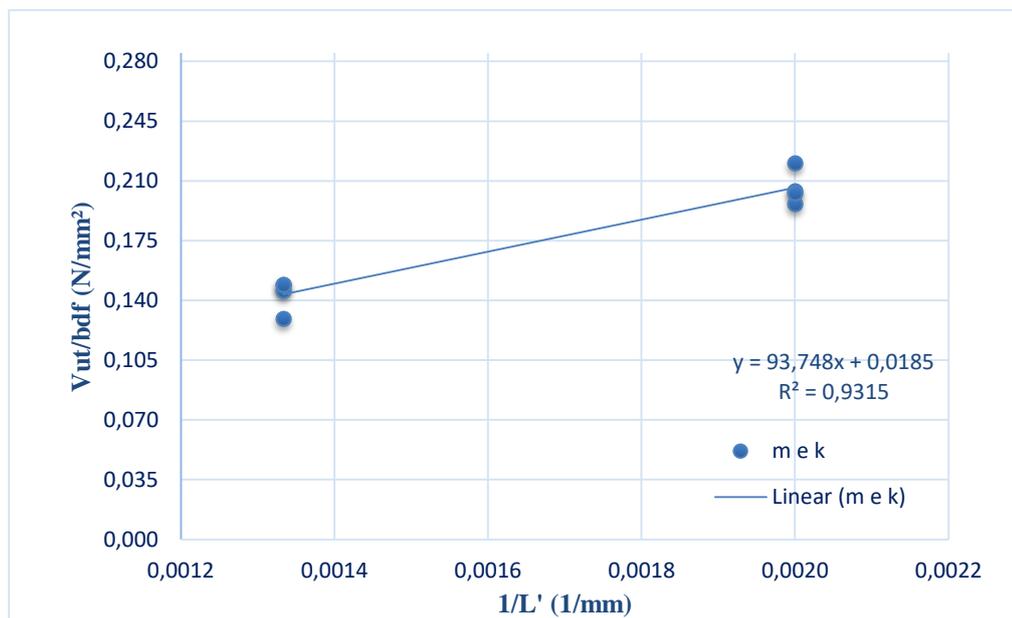
Modelos	b (mm)	h_t (mm)	d_f (mm)	L (mm)	L' (mm)	P (KN)	P_{ue} (KN)	P_{Plaje} (KN/m ²)	V_{ut} (KN)
RM75-02A	906	142	125,618	2000	500	36,200	41,828	2,5625	23,232
RM75-02B	913	137	120,618	2000	500	32,986	38,606	2,5625	21,643
RM75-02C	904	143	126,618	2000	500	36,208	41,828	2,5625	23,231
RM75-02D	905	141	124,618	2000	500	39,430	45,050	2,5625	24,844
RM75-03A	908	144	127,618	3000	750	21,172	26,792	2,5625	16,886
RM75-03B	905	142	125,618	3000	750	16,876	22,496	2,5625	14,726
RM75-03C	908	141	124,618	3000	750	21,172	26,792	2,5625	16,886
RM75-03D	911	141	124,618	3000	750	21,300	26,920	2,5625	16,962

Fonte: O Autor.

Tabela 17: Regressão linear dos dados.

Modelos	X(1/mm)	Y(N/mm ²)	Resultado da Regressão	V_{us} (KN)	V_{us}/V_{ut}	Desvio (%)
RM75-02A	0,0020	0,2041		23,444	1,009	0,916
RM75-02B	0,0020	0,1965		22,685	1,048	4,818
RM75-02C	0,0020	0,2030		23,579	1,015	1,500
RM75-02D	0,0020	0,2203	$m = 93,748(N/mm)$	23,232	0,935	-6,488
RM75-03A	0,0013	0,1457		16,628	0,985	-1,528
RM75-03B	0,0013	0,1295		16,313	1,108	10,775
RM75-03C	0,0013	0,1492	$k = 0,0185(N/mm^2)$	16,237	0,962	-3,843
RM75-03D	0,0013	0,1494		16,291	0,960	-3,955

Fonte: O Autor.

Figura 90: Regressão linear para obtenção dos parâmetros m e k dos modelos normativos.

Fonte: O Autor.

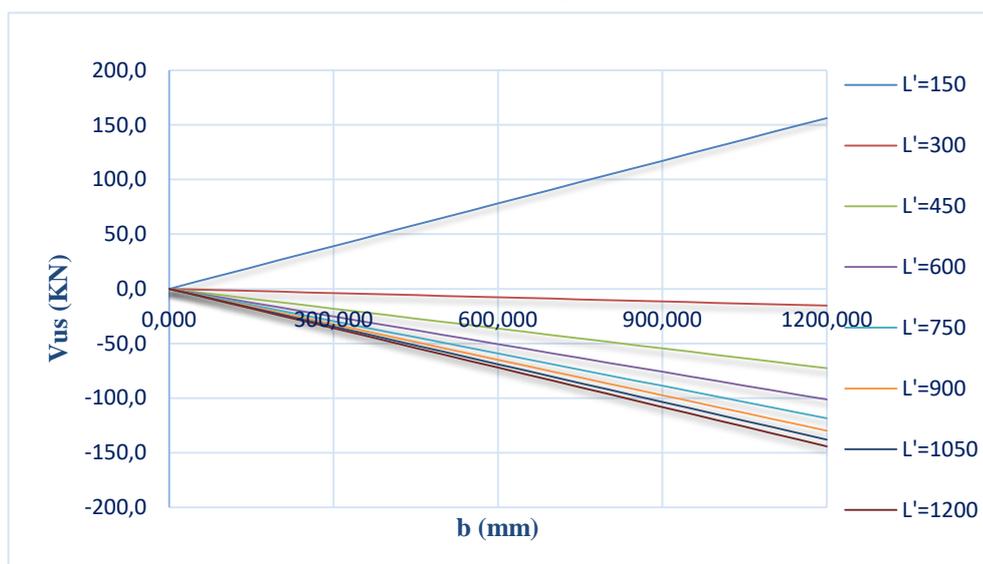
4.2.3 Análise comparativa dos modelos normativo e alternativo

A análise comparativa dos modelos requer algumas considerações básicas dos principais parâmetros que podem influenciar no seu comportamento durante o ensaio, sendo estes a carga de ruptura e as características geométricas. Este último é o fator principal, pois influencia diretamente nos valores de carregamento e comportamento de cada modelo. Por este motivo, se faz necessária uma análise criteriosa das diferenças apresentadas pelos modelos a partir das diferentes características geométricas. Iniciou-se a análise aplicando os parâmetros m e k obtidos ao ensaiar o modelo alternativo, na equação 44, variando as características geométricas do mesmo, de maneira tal que se aproximasse da geometria do modelo normativo. Os resultados encontrados para esta situação foram comparados com os resultados encontrados ao adotar m e k do modelo normativo.

4.2.3.1 Variação da largura e fixação do vão de cisalhamento.

A figura 91 apresenta o comportamento dos sistemas mistos, adotando o “deck” RM75, ao variar a largura das amostras, fixando o vão de cisalhamento e o valor de m e k encontrado nos ensaios dos modelos alternativos.

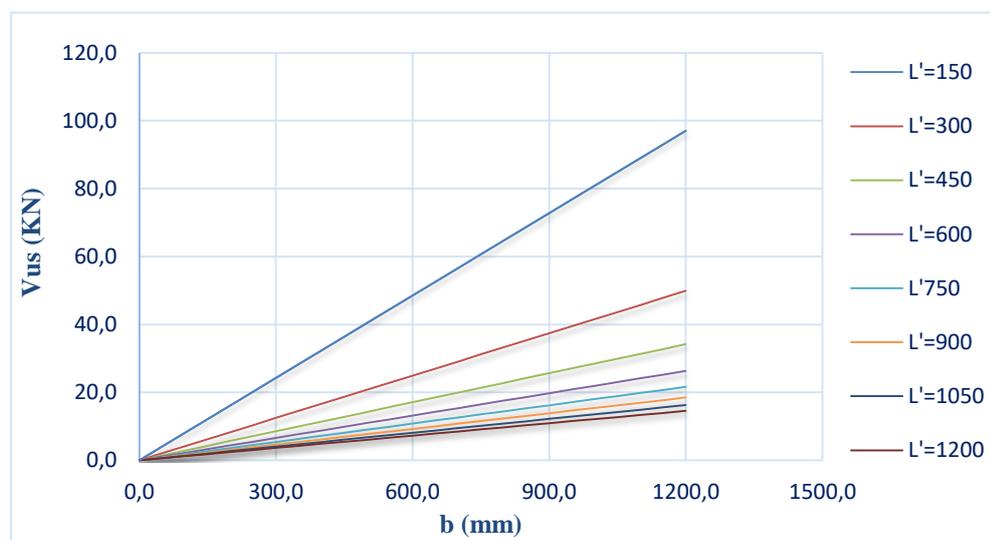
Figura 91: Gráfico que relaciona a resistência ao cisalhamento longitudinal ao adotar m e k do modelo alternativo variando a largura das amostras.



Fonte: O Autor.

A figura 92 apresenta o comportamento dos sistemas mistos, adotando o “deck” RM75, ao variar a largura das amostras, fixando o vão de cisalhamento e o valor de m e k encontrado nos ensaios dos modelos normativos.

Figura 92: Gráfico que relaciona a resistência ao cisalhamento longitudinal ao adotar m e k do modelo normativo variando a largura das amostras.



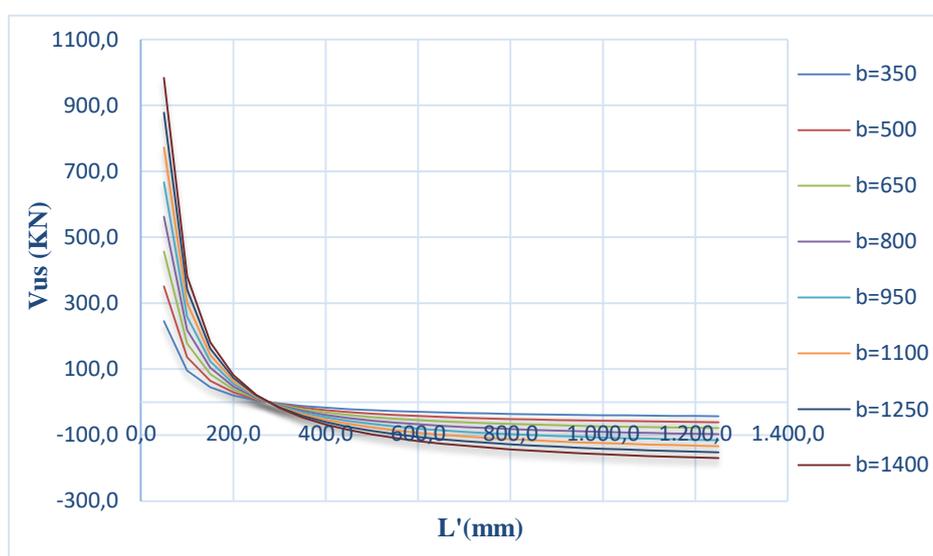
Fonte: O Autor.

Ao avaliar os gráficos 91 e 92 é possível perceber que há uma queda na capacidade resistente das amostras com o aumento do vão de cisalhamento, sendo a adoção do m e k alternativo o responsável pela queda mais acentuada. A partir de um certo ponto de na simulação da figura 92 a capacidade resistente se torna negativa revelando uma inconsistência física.

4.2.3.2 Variação do vão de cisalhamento e fixação da largura

A figura 93 apresenta o comportamento dos sistemas mistos, adotando o “deck” RM75, ao variar o vão de cisalhamento das amostras, fixando a largura e o valor de m e k encontrado nos ensaios dos modelos alternativos.

Figura 93: Gráfico que relaciona a resistência ao cisalhamento longitudinal ao adotar m e k do modelo alternativo variando o vão de cisalhamento das amostras.

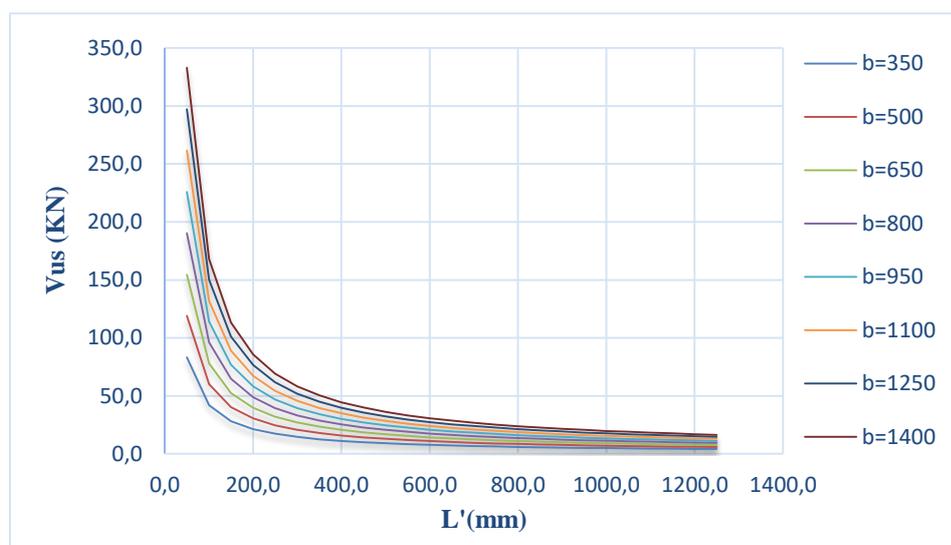


Fonte: O Autor.

Ao observar o gráfico 93 é possível perceber que existe um vão de cisalhamento (L') no qual independente da largura da amostra a resistência ao cisalhamento V_{us} é igual a zero, sendo este valor 275,278 mm, ou seja o vão máximo onde V_{us} deixa de ser positivo e passa a ser negativo é 1101,1 mm. Outra observação importante é que o aumento de L' , independentemente da largura promove uma redução no valor da resistência ao cisalhamento como esperado.

A figura 94 apresenta o comportamento dos sistemas mistos, adotando o “deck” RM75, ao variar o vão de cisalhamento das amostras, fixando a largura e o valor de m e k encontrado nos ensaios dos modelos normativos.

Figura 94: Gráfico que relaciona a resistência ao cisalhamento longitudinal ao adotar m e k do modelo normativo variando o vão de cisalhamento das amostras.



Fonte: O Autor.

Ao observar o gráfico da figura 94 é possível perceber que também existe um vão de cisalhamento L' no qual V_{us} é nulo, sendo este, 5067,46 mm isso pode ser observado ao igualar V_{usd} a zero na equação 44. É importante frisar que este valor encontrado para o vão de cisalhamento, não é usualmente adotado, outro comportamento observado é que V_{us} não se torna negativo por maior que seja o valor de L' .

4.2.3.3 m e k do modelo alternativo aplicado à geometria do modelo normativo

A tabela 18 apresenta os desvios entre a resistência teórica e experimental ao adotar o parâmetro m e k obtido nos ensaios do modelo de laje mista especificado por norma ao calcular a resistência ao cisalhamento do modelo alternativo.

Tabela 18: Relação entre V_{us} e V_{ut} ao aplicar m e k obtido no ensaio dos modelos normativos às amostras alternativas.

Amostras	b (mm)	L' (mm)	m (N/mm)	K (N/mm ²)	V_{us} (KN)	V_{ut} (KN)	V_{us}/V_{ut}	Desvio%
RM75-NI01	352	150	93,748	0,0185	28,68	52,89	0,54	45,78
RM75-NI02	353	150	93,748	0,0185	29,21	42,44	0,69	31,17
RM75-NI03	355	150	93,748	0,0185	30,07	42,37	0,71	29,05
RM75-NI04	355	150	93,748	0,0185	29,84	51,81	0,58	42,41
RM75-NI05	356	125	93,748	0,0185	35,19	56,57	0,62	37,80
RM75-NI06	350	125	93,748	0,0185	34,59	72,71	0,48	52,42
RM75-NI07	353	125	93,748	0,0185	35,16	68,37	0,51	48,57
RM75-NI08	355	125	93,748	0,0185	35,91	75,84	0,47	52,65

Fonte: O Autor.

O valor da resistência teórica, obtida ao adotar m e k do modelo normativo no procedimento de cálculo dos modelos alternativos, apresenta uma resistência quase que 50% menor em quase que todas as amostras, o que demonstra um comportamento conservador para este caso.

A tabela 19 apresenta os desvios entre a resistência teórica e experimental ao adotar o parâmetro m e k obtido nos ensaios do modelo de laje mista alternativo ao calcular a resistência ao cisalhamento longitudinal do modelo normativo.

Tabela 19: Relação entre V_{us} e V_{ut} ao aplicar m e k obtido no ensaio dos modelos alternativos às amostras normativas.

Amostras	b (mm)	L' (mm)	m (N/mm)	K (N/mm ²)	V_{us} (KN)	V_{ut} (KN)	V_{us}/V_{ut}	Desvio%
RM75-02A	906	500,00	341,62	-1,24	-63,48	23,23	-2,73	-273,24
RM75-02B	913	500,00	341,62	-1,24	-61,42	21,64	-2,84	-283,81
RM75-02C	904	500,00	341,62	-1,24	-63,84	23,23	-2,75	-274,82
RM75-02D	905	500,00	341,62	-1,24	-62,90	24,84	-2,53	-253,20
RM75-03A	908	750,00	341,62	-1,24	-91,02	16,63	-5,47	-547,40
RM75-03B	905	750,00	341,62	-1,24	-89,30	16,31	-5,47	-547,40
RM75-03C	908	750,00	341,62	-1,24	-88,88	16,24	-5,47	-547,40
RM75-03D	911	750,00	341,62	-1,24	-89,18	16,29	-5,47	-547,40

Fonte: O Autor.

O valor da resistência teórica obtida ao adotar m e k do modelo alternativo no procedimento de cálculo dos modelos normativos, apresenta uma resistência totalmente inadequada, mas já esperado se atentarmos para o gráfico da figura 94. A discrepância na resistência aumenta quando há um aumento no vão de cisalhamento L' .

4.2.4 Solução analítica dos modelos normativo e alternativo

Uma vasta gama de referências técnicas especifica modelos analíticos de solução para as lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporado. Baseando-se nestas literaturas aplicou-se esses conceitos para analisar a ocorrência dos diversos esforços aos quais os modelos experimentais estiveram sujeitos no processo de ensaios. Assim se tornou possível avaliar quais as diferenças apresentadas entre os resultados experimentais e as soluções propostas por normas e manuais técnicos.

4.2.4.1 Modelo alternativo RM75-NI

Os Modelos alternativos foram analisados ao estado limite último quanto a sua resistência ao cisalhamento vertical, ao cisalhamento longitudinal e à flexão, bem como ao estado limite de serviço a partir da flecha admissível.

Propriedades mecânicas e geométricas :

$b = 350 \text{ mm}$	$AF_{ef} = 345,58 \text{ mm}^2$	$W_c = 0,948 \text{ KN/m}$
$L = 600 \text{ mm}$	$A_c = 37925,56 \text{ mm}^2$	$df = 120,36 \text{ mm}$
$hf = 75 \text{ mm}$	$t = 0,8 \text{ mm}$	$E_{aço} = 200000 \text{ Mpa}$
$L' = 150 \text{ mm}$	$f_y = 180 \text{ MPa}$	$E_{con} = 21880 \text{ MPa}$
$hc = 65 \text{ mm}$	$W_f = 0,027 \text{ KN/m}$	$bo' = 188,8 \text{ mm}$
$m = 341,62 \text{ N/mm}$	$k = -1,241 \text{ N/mm}^2$	$b_n = 289 \text{ mm}$

Dimensionamento ao cisalhamento vertical:

Resistência de cálculo ϕV_n :

$$\phi V_n = \phi_c \times bo' \times df \times \tau_{rd} \times k_v \times (1,2 + 40\eta) / b_n$$

$$\phi_c = 0,7$$

$$df = 120,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{rd} = 0,362 \text{ N/mm}^2$$

$$K_v = 1,6 - df/b \geq 1 = 1,256$$

$$\eta = AF_{ef} / (bo' \times df) \leq 0,02 = 0,0152$$

$$\phi V_n = 45,257 \text{ KN/m}$$

Sobrecarga para cisalhamento vertical do modelo RM 75-NI:

$$\frac{[\sum \gamma_g Q_g + \sum \gamma_q Q_q] L}{2} = \phi V_n$$

$$\frac{[1,4 \cdot 0,00271 + 1,3 \cdot 0,00007 + 1,5 \cdot SC] 600}{2} \rightarrow S_c = 97,978 \text{ KN/m}^2$$

Momento resistente de cálculo:

$$N_{pa} = A_{F,ef} \times f_y F_d = 60,230 \text{ KN}$$

$$A_{F,ef} = 345,58 \text{ mm}^2$$

$$f_y F_d = \frac{f_y}{1,15} = 156,52 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = 9,45 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = N_{pa}(d_f - 0,5a) = 6,28 \text{ KN.m}$$

Sobrecarga para esforços de flexão do modelo RM 75-NI:

$$M_{rd} = \frac{[\sum \gamma_g Q_g + \sum \gamma_q Q_q] L^2}{8}$$

$$\frac{[1,4 \cdot 0,948 + 1,3 \cdot 0,027 + 1,5 \cdot SC] 0,6^2}{8} \rightarrow S_c = 92,142 \text{ KN/m}$$

Dimensionamento ao cisalhamento longitudinal:

$$m = 341,62 \text{ N/mm}$$

$$k = -1,241 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{usd} = \phi_v \cdot b \cdot d_f \left(m \frac{1}{L'} + k \right) = 30,564 \text{ KN}$$

$$\phi_v = 0,7$$

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$d_f = 120,360 \text{ mm}$$

$$L' = 150 \text{ mm}$$

Sobrecarga de ruptura por cisalhamento longitudinal do modelo RM 75-NI:

$$V_{usd} = \frac{[\sum \gamma_g Q_g + \sum \gamma_q Q_q] L}{2}$$

$$\frac{[1,4 \cdot 0,917 + 1,3 \cdot 0,030 + 1,5 \cdot SC] 0,6}{2} \rightarrow S_c = 67,011 \text{ KN/m}$$

A tabela 20 apresenta os valores de sobrecarga experimental e de cálculo comparando a carga experimental com os principais modos de colapso do sistema misto ao adotar o ELU.

Tabela 20: Análise comparativa entre os valores das cargas de ruptura experimental e pelo ELU dos modelos RM75-NI.

Comparativo entre cargas de ruptura experimental e os possíveis modos de colapso				
Modelo	Experimental	Cisalhamento Longitudinal	Flexão	Cisalhamento Vertical
Unidades	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m ²)
RM75-NI01	174,73	67,01	92,142	97,98
RM75-NI02	139,88	67,01	92,142	97,98
RM75-NI03	139,65	67,01	92,142	97,98
RM75-NI04	171,10	67,01	92,142	97,98
RM75-NI05	187,11	67,01	92,142	97,98
RM75-NI06	240,92	67,01	92,142	97,98
RM75-NI07	226,47	67,01	92,142	97,98
RM75-NI08	251,33	67,01	92,142	97,98

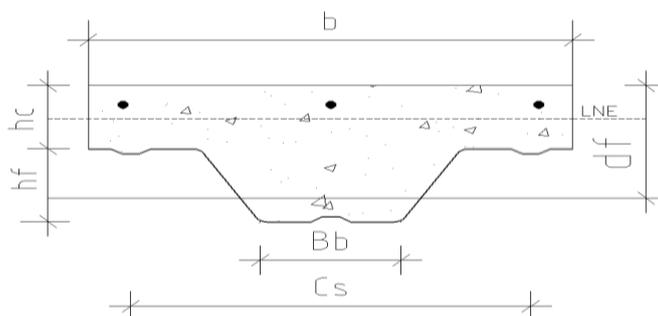
Fonte: O Autor.

Flecha no meio do vão:

O cálculo da flecha no meio do vão requer a determinação da inércia da seção transversal (figura 95) na fase antes da fissuração e pós fissuração do concreto. Para tanto adotou-se o procedimento de cálculo especificado pela norma (*CSSBI S3- 2008 criteria for the design of composite slabs*).

Inércia da seção não fissurada:

Figura 95: Parâmetros geométricos para determinação da inércia do modelo RM75-NI.



Fonte: O Autor.

$$y_{uc} = \frac{0,5b(hc)^2 + nAF_{ef}d_f + wrh_f(ht - 0,5h_f)\frac{b}{C_s}}{bhc + nAF_{ef} + wrh_f\left(\frac{b}{C_s}\right)} \quad (63)$$

$$W_r = 0,5(Cs - Bt + Bb) \quad (64)$$

$$y_{us} = d_f - y_{uc} \quad (65)$$

$$n = \frac{E_{aço}}{E_{con}} \quad (66)$$

$$I_u = \frac{bhc^3}{12} + bhc(y_{uc} - 0,5hc)^2 + wrd_f \left[\frac{d_f^2}{12} + (ht - y_{uc} - 0,5d_f)^2 \right] \frac{b}{c_s} + nI_s + nAF_{,ef}(y_{us})^2 \quad (67)$$

$$n = 9,14$$

$$B_b = 101,6 \text{ mm}$$

$$W_r = 125,41 \text{ mm}$$

$$y_{uc} = 61,28 \text{ mm}$$

$$C_s = 290 \text{ mm}$$

$$y_{us} = 59,085 \text{ mm}$$

$$B_t = 101,6 \text{ mm}$$

$$I_u = 66.131.925,68 \text{ mm}^4$$

Sendo,

y_{uc} é a posição da linha neutra elástica medida a partir do topo da seção transversal.

n é razão modular

C_s , B_t e B_b estão apresentados na figura 95.

Inércia da seção fissurada:

$$y_{cc} = d_f \left\{ \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n \right\} \quad (68)$$

$$\rho = \frac{AF_{,ef}}{bd_f} \quad (69)$$

$$I_c = \frac{b}{3}(y_{cc})^3 + nAF_{,ef}(y_{cs})^2 + nI_{sf} \quad (70)$$

Sendo,

$$y_{cs} = d_f - y_{cc};$$

I_{sf} a inércia da seção transversal do deck.

Se $y_{cc} > hc \rightarrow y_{cc} = hc$.

$$y_{cc} = 38,45 \text{ mm}$$

$$\rho = 0,0082$$

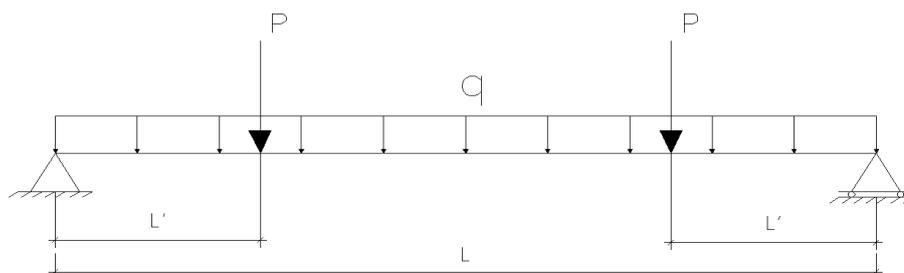
$$I_{sf} = 437.252,65 \text{ mm}^4$$

$$I_c = 31.822.311,48 \text{ mm}^4$$

O momento de inércia adotado nos projetos pode ser dado pela equação 71. A disposição de carregamento para o cálculo da flecha está apresentado na figura 96.

$$I_d = \frac{I_c + I_u}{2} \quad (71)$$

Figura 96: Situação de carregamento adotada nos ensaios Modelo RM75-NI.



Fonte: O Autor.

Para a laje simplesmente apoiada com duas cargas concentradas equidistantes dos apoios, o cálculo flecha no meio do vão, é realizado adotando a equação a seguir:

$$\frac{PL'(3.L^2 - 4.L'^2)}{48.Econ.Id} = \delta_{m\acute{a}x} \quad (72)$$

Para o modelo RM75-NI ao igualar a equação 72 ao valor da flecha admissível dada por:

$\delta_{adm} = \frac{L}{250}$ é possível calcular o valor da carga necessária para alcançar δ_{adm} .

$$\delta_{adm} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ mm}$$

$$\frac{PL'(3.L^2 - 4.L'^2)}{48.Econ.Id} = \frac{48Econ.Id.L}{250.L'(3.L^2 - 4.L'^2)} =$$

$$P = \frac{48.21880.49153621,78 .600}{250.5.600^3} = 831,32 \text{ KN}$$

4.2.4.2 Modelo normativo RM75-02

Os modelos normativos foram analisados quanto a sua resistência ao cisalhamento vertical, ao cisalhamento longitudinal e à flexão, além de determinar analiticamente o carregamento responsável por produzir a flecha admissível do modelo, não devendo exceder por norma $L/250$.

Propriedades mecânicas e geométricas :

$b = 911 \text{ mm}$	$AF,ef = 981,923 \text{ mm}^2$	$Wc = 2,367 \text{ KN/m}$
$L = 2000 \text{ mm}$	$Ac = 85551,06 \text{ mm}^2$	$df = 120,36 \text{ mm}$
$hf = 75 \text{ mm}$	$t = 0,8 \text{ mm}$	$Eaço = 200000 \text{ Mpa}$
$L' = 500 \text{ mm}$	$f_y = 180 \text{ MPa}$	$Econ = 21880 \text{ MPa}$
$hc = 65 \text{ mm}$	$W_f = 0,077 \text{ KN/m}$	$bo' = 188,8 \text{ mm}$
$m = 93,748 \text{ N/mm}$	$k = 0,0185 \text{ N/mm}^2$	$bn = 289 \text{ mm}$

Dimensionamento ao cisalhamento vertical:

Resistência de cálculo ϕV_n :

$$\phi V_n = \phi_c \times bo' \times df \times \tau_{rd} \times kv \times (1,2 + 40\eta) / bn$$

$$\phi_c = 0,7 \quad df = 120,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{rd} = 0,362 \text{ N/mm}^2 \quad Kv = 1,6 - df/b \geq 1 = 1,269$$

$$\eta = Af / (bo \times df) \leq 0,02 = 0,0111 \quad \phi V_n = 85,662 \text{ KN/m}$$

Sobrecarga para cisalhamento vertical do modelo RM75-02:

$$\frac{[\sum \gamma_g Q_g + \sum \gamma_q Q_q] L}{2} = \phi V_n$$

$$\frac{[1,4,2,367 + 1,3,0,077 + 1,5,SC] 2}{2} \rightarrow Sc = 54,610 \text{ KN/m}^2$$

Dimensionamento à flexão:

Momento Resistente de cálculo:

$$Npa = AF, ef \times fyFd = 171,136 \text{ KN}$$

$$AF, ef = 981,923 \text{ mm}^2$$

$$fy, Fd = \frac{fy}{1,1} = 156,52 \text{ MPa}$$

$$fcd = \frac{fck}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{Npa}{0,85 \times fcd \times b} = 10,314 \text{ mm}$$

$$Mrd = Npa(df - 0,5a) = 17,786 \text{ KN.m}$$

Sobrecarga para esforços de flexão do modelo RM75-02:

$$Mrd = \frac{[\sum \gamma g Qg + \sum \gamma q Qq] L^2}{8}$$

$$\frac{[1,4,2,367 + 1,3,0,77 + 1,5,SC] 2^2}{8} \rightarrow Sc = 21,440 \text{ KN/m}$$

Dimensionamento ao cisalhamento longitudinal:

$$m = 93,748 \text{ N/mm}$$

$$k = 0,0185 \text{ N/mm}^2$$

$$Vusd = \Phi v. bdf \left(m \frac{1}{L'} + k \right) = 16,376 \text{ KN}$$

$$\phi V = 0,7$$

$$b = 911 \text{ mm}$$

$$df = 120,360 \text{ mm}$$

$$L' = 500 \text{ mm}$$

Sobrecarga de ruptura por cisalhamento longitudinal do modelo RM75-02:

$$Vusd = \frac{[\sum \gamma g Qg + \sum \gamma q Qq] L}{2}$$

$$\frac{[1,4,2,367 + 1,3,0,077 + 1,5,SC] 2}{2} \rightarrow Sc = 8,641 \text{ KN/m}$$

A tabela 21 apresenta os valores de sobrecarga experimental e de cálculo dos modelos RM75-02 demonstrando que a ruptura real das amostras ocorre para um valor que fica a cima do valor teórico de resistência ao cisalhamento longitudinal e abaixo da resistência teórica à flexão.

Tabela 21: Análise comparativa entre os valores das cargas de ruptura experimental e pelo ELU dos modelos RM75-02.

Comparativo entre cargas de ruptura experimental e teórico				
Modelo	Experimental	Cisalhamento Longitudinal	Flexão	Cisalhamento Vertical
Unidades	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m ²)
RM75 02A	18,10	8,64	21,44	54,61
RM75 02B	16,493	8,64	21,44	54,61
RM75 02C	18,104	8,64	21,44	54,61
RM75 02D	19,715	8,64	21,44	54,61

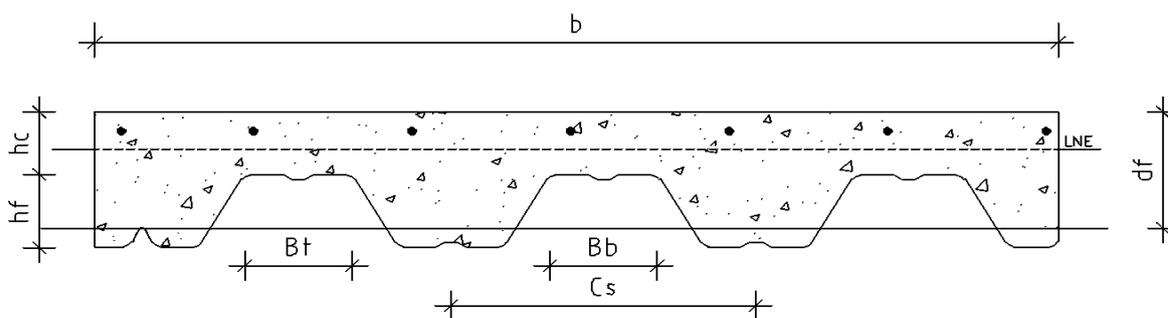
Fonte: O Autor.

Flecha no meio do vão:

A determinação da flecha no meio do vão seguiu o mesmo critério adotado para o cálculo das amostras do modelo alternativo. A figura 97 apresenta a seção transversal do modelo 02 e a figura 98 a disposição de carregamento para o cálculo da flecha.

Inércia da seção não fissurada:

Figura 97: Parâmetros geométricos para determinação da inércia do modelo RM75-02.



Fonte: O Autor.

$$n = 9,141$$

$$W_r = 125,41 \text{ mm}$$

$$C_s = 290 \text{ mm}$$

$$B_t = 101,6 \text{ mm}$$

$$B_b = 101,6 \text{ mm}$$

$$y_{uc} = 61,730 \text{ mm}$$

$$y_{us} = 58,630 \text{ mm}$$

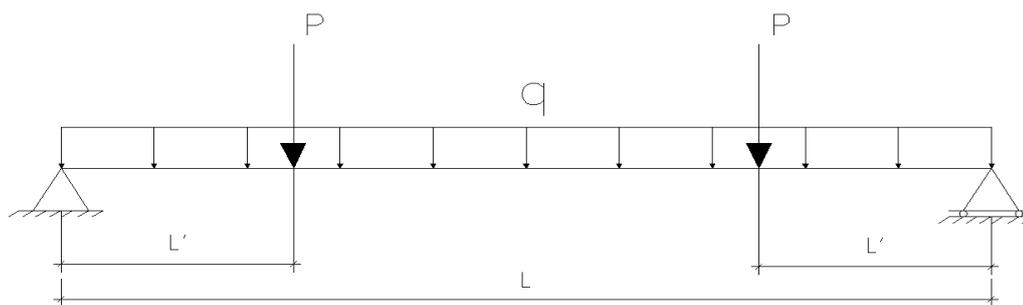
$$I_u = 175.054.308,7 \text{ mm}^4$$

Inércia da seção fissurada:

$$y_{cc} = 39,834 \text{ mm} \quad \rho = 0,0089$$

$$I_{sf} = 867.686,88 \text{ mm}^4 \quad I_c = 85.326.289,12 \text{ mm}^4$$

Figura 98: Situação de carregamento adotada nos ensaios Modelo RM75 02.



Fonte: O Autor.

Para a laje simplesmente apoiada com duas cargas concentradas equidistantes dos apoios, o cálculo flecha no meio do vão, é realizado adotando a equação abaixo:

$$\frac{(PL'(3L^2 - 4L'^2))}{48.Econ.Id} = \delta_{máx} \quad (72)$$

Igualando essa equação ao valor da flecha admissível dada por: $\delta_{adm} = L/250$ é possível calcular o valor da carga necessária para alcançar δ_{adm} .

$$\delta_{adm} = \frac{2000}{250} = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{PL'(3L^2 - 4L'^2)}{48.Econ.Id} = \frac{L}{250}$$

$$\frac{PL'(3L^2 - 4L'^2)}{48.Econ.Id} = \frac{48.Econ.Id.L}{250.L'(3L^2 - 4L'^2)}$$

$$P = \frac{48.21880.129257655,8.2000}{250.500.(3.2000^2 - 4.500^2)} = 198,88 \text{ KN}$$

4.2.4.3 Modelo normativo RM75-03

Os modelos normativos foram analisados quanto a sua resistência ao cisalhamento vertical, ao cisalhamento longitudinal e à flexão, além de determinar analiticamente o carregamento responsável por produzir a flecha admissível do modelo, não devendo exceder por norma $L/250$.

Propriedades mecânicas e geométricas:

$b = 911 \text{ mm}$	$AF,ef = 981,923 \text{ mm}^2$	$Wc = 2,367 \text{ KN/m}$
$L = 3000 \text{ mm}$	$Ac = 85551,06 \text{ mm}^2$	$df = 120,36 \text{ mm}$
$hf = 75 \text{ mm}$	$t = 0,8 \text{ mm}$	$Eaço = 200000 \text{ Mpa}$
$L' = 750 \text{ mm}$	$fy = 180 \text{ MPa}$	$Econ = 21880 \text{ MPa}$
$hc = 65 \text{ mm}$	$Wf = 0,077 \text{ KN/m}$	$bo' = 188,8 \text{ mm}$
$m = 93,748 \text{ N/mm}$	$k = 0,0185 \text{ N/mm}^2$	$bn = 289 \text{ mm}$

Dimensionamento ao cisalhamento vertical:

Resistência de cálculo ϕVn :

$$\phi Vn = \phi c \times bo' \times df \times \tau rd \times kv \times (1,2 + 40\eta) / bn$$

$$\phi c = 0,7 \quad df = 120,36 \text{ mm}$$

$$\tau rd = 0,362 \text{ N/mm}^2 \quad Kv = 1,6 - df/b \geq 1 = 1,269$$

$$\eta = Af / (bo \times df) \leq 0,02 = 0,0111 \quad \phi Vn = 85,662 \text{ KN/m}$$

Sobrecarga para cisalhamento vertical do modelo RM75-03:

$$\frac{[\sum \gamma g Qg + \sum \gamma q Qq] L}{2} = \phi Vn$$

$$\frac{[1,4 \cdot 2,367 + 1,3 \cdot 0,077 + 1,5 \cdot SC] 3}{2} \rightarrow Sc = 35,574 \text{ KN/m}^2$$

Dimensionamento à flexão:**Momento resistente de cálculo:**

$$N_{pa} = A_{F,ef} \times f_y F_d = 160,678 \text{ KN}$$

$$A_{F,ef} = 981,923 \text{ mm}^2$$

$$f_y F_d = \frac{f_y}{1,1} = 156,52 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = 10,314 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = N_{pa}(d_f - 0,5a) = 17,786 \text{ KN.m}$$

Sobrecarga para esforços de flexão do modelo RM75-03:

$$M_{rd} = \frac{[\sum \gamma_g Q_g + \sum \gamma_q Q_q] L^2}{8}$$

$$\frac{[1,4 \cdot 2,367 + 1,3 \cdot 0,077 + 1,5 \cdot SC] 3^2}{8} \rightarrow S_c = 8,264 \text{ KN/m}$$

Dimensionamento ao cisalhamento longitudinal:

$$m = 93,748 \text{ N/mm}$$

$$k = 0,0185 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{usd} = \phi v \cdot b d f \left(m \frac{1}{L'} + k \right) = 11,391 \text{ KN}$$

$$\phi V = 0,7$$

$$b = 911 \text{ mm}$$

$$d_f = 120,360 \text{ mm}$$

$$L' = 750 \text{ mm}$$

Sobrecarga de ruptura por cisalhamento longitudinal do modelo RM75-03:

$$V_{usd} = \frac{[\sum \gamma_g Q_g + \sum \gamma_q Q_q] L}{2}$$

$$\frac{[1,4 \cdot 2,367 + 1,3 \cdot 0,077 + 1,5 \cdot SC] 3}{2} \rightarrow S_c = 2,787 \text{ KN/m}$$

A tabela 22 apresenta os valores de sobrecarga experimental e de cálculo dos modelos RM75-03 demonstrando que a ruptura real das amostras ocorre para valores entre o valor teórico de resistência ao cisalhamento longitudinal e flexão.

Tabela 22: Análise comparativa entre os valores das cargas de ruptura experimental e pelo ELU dos modelos RM75-03.

Comparativo entre cargas de ruptura experimental e teórico				
Modelo	Experimental	Cisalhamento Longitudinal	Flexão	Cisalhamento Vertical
Unidades	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m ²)
RM75 03A	7,06	2,79	8,26	35,57
RM75 03B	5,63	2,79	8,26	35,57
RM75 03C	7,06	2,79	8,26	35,57
RM75 03D	7,10	2,79	8,26	35,57

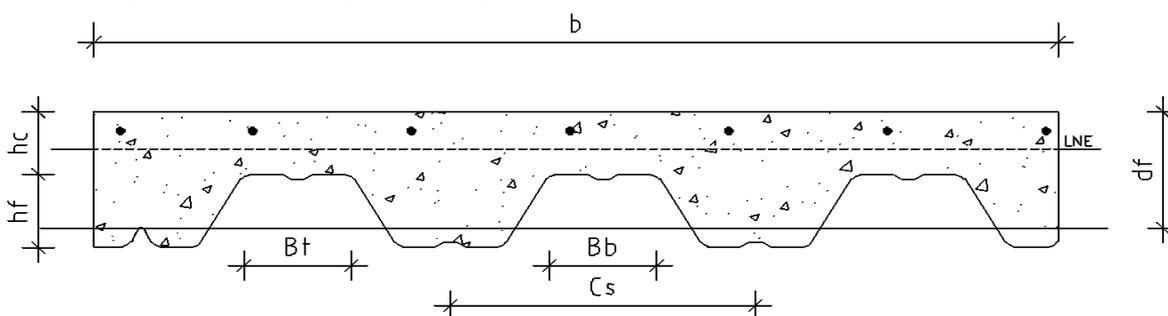
Fonte: O Autor.

Flecha no meio do vão:

A determinação da flecha no meio do vão seguiu o mesmo critério adotado para o cálculo das amostras do modelo alternativo.

Inércia da seção não fissurada:

Figura 99: Parâmetros geométricos para determinação da inércia do modelo RM75-03.



Fonte: O Autor.

$$n = 9,141$$

$$W_r = 145 \text{ mm}$$

$$C_s = 290 \text{ mm}$$

$$B_t = 101,6 \text{ mm}$$

$$B_b = 101,6 \text{ mm}$$

$$y_{uc} = 61,730 \text{ mm}$$

$$y_{us} = 58,630 \text{ mm}$$

$$I_u = 175.054.308,7 \text{ mm}^4$$

Inércia da seção fissurada:

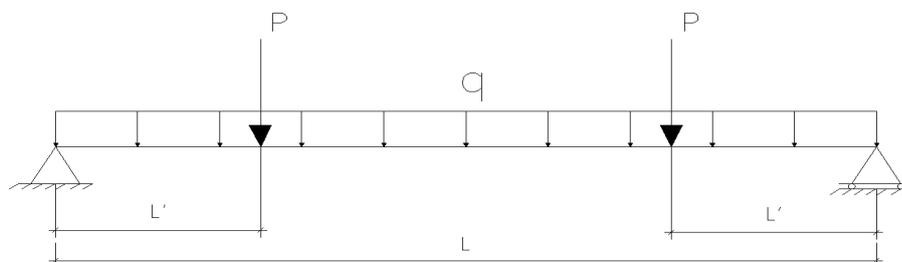
$$Y_{cc} = 39,834 \text{ mm}$$

$$\rho = 0,0089$$

$$I_{sf} = 867.686,88 \text{ mm}^4$$

$$I_c = 85.326.289,12 \text{ mm}^4$$

Figura 100: Situação de carregamento adotada nos ensaios Modelo RM75 03.



Fonte: O Autor.

Para a laje simplesmente apoiada com duas cargas concentradas equidistantes dos apoios, o cálculo flecha no meio do vão, é realizado adotando a equação abaixo:

$$\frac{PL'(3.L^2 - 4.L'^2)}{48.Econ.Id} = \delta_{m\acute{a}x} \quad (72)$$

Igualando essa equação ao valor da flecha admissível dada por: $\delta_{adm} = L/250$ é possível calcular o valor da carga necessária para alcançar δ_{adm} .

$$\delta_{adm} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm}$$

$$\frac{PL'(3.L^2 - 4.L'^2)}{48EconId} = \frac{L}{250}$$

$$\frac{PL'(3.L^2 - 4.L'^2)}{48Econ.Id} = \frac{48.Econ.Id.L}{250.L'(3.L^2 - 4.L'^2)}$$

$$P = \frac{48.21880.130190298,9.3000}{250.750(3.3000^2 - 4.750^2)} = 88,392 \text{ KN}$$

A partir dos valores encontrados pelo procedimento de solução analítico, percebeu-se que o cisalhamento vertical apresenta o valor de sobrecarga que levaria o modelo alternativo à ruptura, diferente do resultado experimental encontrado, o qual possui valor de ruptura mais próximo do colapso por flexão. Isso fica evidente ao observar que mesmo após a ocorrência do

deslizamento relativo de extremidade há um acréscimo na carga que leva o modelo alternativo à ruptura. Já nos modelos normativos o modo de colapso experimental foi claramente comprovado pela solução analítica o que já era esperado. Percebeu-se também que a baixa interação apresentada entre a capa de concreto e a forma metálica, devido a baixa eficiência das mossas, levaram a obtenção de baixos valores de sobrecarga máxima admitida pelo sistema misto adotando o deck RM75.

5. CONCLUSÕES

A partir das análises foi possível avaliar o comportamento do “deck” RM75 em todas as fases que envolvem o processo de dimensionamento de um sistema de lajes mistas de concreto com fôrma de aço incorporada. Ao adotar as considerações da norma AISI e CSSBI, foi possível definir os vãos máximos admissíveis da forma de chapa corrugada na fase antes da cura do concreto. A partir do processo experimental foi possível determinar os parâmetros, de dimensionamento ao cisalhamento longitudinal, m e k , bem como avaliar as características que envolvem a ruptura do sistema ao adotar o “deck” proposto. Fez-se a proposição de uma nova aplicação do método semi-empírico $m-k$ ao aplicar seus procedimentos no ensaio de um modelo alternativo de laje mista, comparando seus resultados com o modelo normativo.

5.1 Análise da fôrma para fase antes da cura do concreto

A fôrma utilizada no projeto demonstrou ser adequada para a fase de concreto no estado fresco, porém demonstra baixa eficácia, pois ao diminuir a relação b/t percebe-se que os elementos de placa da chapa alcançam a tensão de escoamento antes mesmo de alcançarem a carga crítica de flambagem elástica. O fato da fôrma ter seu vão admissível limitado pelo ELS faz com que espessuras maiores de deck terminem sendo desfavoráveis para a geometria da fôrma utilizada. Dessa forma, ao diminuir o número de nervuras ao longo da largura da fôrma, é possível torná-la mais eficiente quando se trata de menores relações largura espessura. Os resultados encontrados para os vãos admissíveis ao considerar cada combinação de carregamento normativa, espessura de fôrma e condições de contorno adotadas demonstram um comportamento esperado e eficiente. É possível vencer vãos maiores ao adotar um sistema hiperestático com melhor redistribuição dos momentos positivos e negativos ao longo dos vãos. Pode-se então concluir que a fôrma utilizada nos trabalhos satisfaz os requisitos mínimos de utilização, mesmo apresentando baixa eficiência ao aumentar sua espessura.

5.2 Análise dos resultados experimentais dos modelos ensaiados

Ao ensaiar os modelos alternativos foi possível concluir que os parâmetros de dimensionamento ao cisalhamento longitudinal m e k obtidos, podem ser adotados confiadamente como parte do processo de dimensionamento do modelo. Os desvios encontrados ao relacionar a capacidade resistente ao cisalhamento longitudinal teórica e experimental satisfazem as solicitações normativas permitindo-se assim, confirmar a afirmação de que os valores de m e k encontrados podem ser adotados no procedimento de cálculo do

modelo alternativo. Porém ao adotar os parâmetros m e k , obtidos ao ensaiar os modelos alternativos, como procedimento de cálculo de modelos em maiores escalas dimensionais, é possível perceber que há um decréscimo na capacidade resistente desses modelos, independente de qual seja a dimensão variável, largura ou o comprimento. Percebeu-se também que existe um limite de vão para o qual se pode adotar estes parâmetros. Pode-se concluir, então, que os parâmetros m e k encontrados para os modelos alternativos não podem ser adotados no procedimento de cálculo do modelo normativo sem as devidas adequações. Ao observar o comportamento dos gráficos carga deformação dos modelos alternativos é possível perceber que após plastificação da seção e aproximação da carga que gera deslizamento relativo de extremidade, há uma mudança no comportamento da deformação da mesa superior da forma que passa a sofrer esforço compressivo, isso pode ser explicado pelo fato da interação parcial entre o concreto e a forma após deslizamento relativo gerarem duas linhas neutras uma no concreto e outra no “*steel deck*” isso também é confirmado nas bibliografias estudadas.

Ao avaliar o modo de ruptura dos modelos alternativos, percebe-se uma clara influência da tela metálica na sua capacidade resistente, mesmo após a perda de aderência mecânica entre forma metálica e capa de concreto. Além disso, após a aparição das primeiras fissuras é possível perceber grandes deformações até o colapso, caracterizando uma ruptura dúctil.

Ao ensaiar os modelos normativos foi possível encontrar valores para m e k que representam de forma confiável a interação entre o “*deck*” RM75 e a capa de concreto, já que os desvios entre a relação teórica e experimental não excederam em $\pm 15\%$, como especificação normativa, porém a capacidade resistente ao cisalhamento longitudinal foi de baixa intensidade, demonstrando que houve uma baixa interação entre forma e capa de concreto. Acredita-se que isso se deve a baixa eficiência nas mossas superficiais da forma, por este motivo deve-se garantir uma melhor disposição das mossas superficiais, adotando mossas mais profundas e em maior quantidade por metro linear. Ou ainda, avaliar o processo de conformação mecânica do “*deck*” de maneira tal, que se possa corrigir possíveis falhas nesta etapa.

Ao avaliar a ruptura dos modelos normativos percebeu-se que não houve influência considerável da tela nos resultados obtidos além de sua ruptura se caracterizar pela ocorrência de deslizamento relativo apenas no instante do colapso imediato, ou seja, a ruptura se deu de maneira frágil, outra característica não observada foi a ocorrência de um processo de aparecimento contínuo de fissuras antes da ocorrência do colapso.

Espera-se com esse trabalho auxiliar os projetistas a compreender um pouco mais a respeito de todas as etapas que envolvem o dimensionamento do sistema “*steel deck*”.

5.3 Sugestões para futuros trabalhos

Devido ao fato dos ensaios não levarem em consideração a influência da tela na solução dos modelos normativos, sugere-se uma análise comparativa entre os valores obtidos para os parâmetros m e k dos modelos normativos com e sem a presença da tela metálica, bem como a presença de armadura para situações de incêndio. Estudo das mossas superficiais do “deck” RM75, além da análise da estabilidade do mesmo partir da medição de suas deformações para a fase de concreto no estado fresco. Para melhoria nos resultados dos modelos alternativos aconselha-se reduzir a dimensão dos aparelhos de apoio e aplicação de carga.

Sugere-se também a aplicação do método m e k aos modelos alternativos variando características geométricas como vãos e largura do “deck” de maneira tal que seja possível comparar as resistências ao cisalhamento longitudinal obtida com os parâmetros m e k encontrados com estas variações.

Aconselha-se também a realização de uma análise numérica com o Método dos Elementos Finitos, adotando os conceitos de contato mecânico, para avaliar a interação forma metálica e capa de concreto dos modelos normativo e alternativo adotando diversas características geométricas.

Sugere-se também a análise do comportamento das extremidades laterais, em detrimento de seu comportamento interno, ou seja, o efeito da continuidade lateral das lajes mistas de concreto com forma de aço incorporada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318-05 BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY ACI 318R-05, (2004).

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE/STEEL DECK INSTITUTE–**ANSI/ASCE 3-91**. Standard for the structural design of composite slabs and Standard practice for construction and inspection of composite slabs, (1992).

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE/STEEL DECK INSTITUTE–**ANSI. T-CD-2011 Test standard for composite steel deck- slabs**, (2011).

ARAÚJO, G. S. **Análise do comportamento e da resistência de um sistema de lajes mistas pelo método da interação parcial**. Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado Universidade Federal de Minas Gerais- Belo Horizonte, (2008).

ASC Steel Deck floor deck catalog. **Composite deck and non-composite deck for floor and roof deck applications**. Sacramento-California, (2016).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, (2008).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto- Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

BATISTA, E. M. **Perfis de chapa de aço dobrada Rio de Janeiro**: Programa de Pós Graduação Engenharia de Estruturas COPPE Notas de Aula- Rio de Janeiro, (1988).

BRENDOLAN, G. **Análise comparativa da resistência de um sistema de lajes com fôrma de aço incorporada**. Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais- Belo Horizonte, (2007).

BRYL, S. **The composite effect of profiled sheet plate and concrete in deck slabs**. AcierStahl-Steel, Brussels, Belgium, 1967.

CAIXETA, D. P. **Contribuição ao estudo de lajes pre-fabricadas com vigas treliçadas**. Campinas: Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas- Campinas, (1998).

CAMPOS, P. C. **“Efeito da continuidade no comportamento e na resistência de lajes mistas com fôrma de aço incorporada”**. Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais- Belo Horizonte, (2001).

CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE (CSSBI S3), **Criteria for the Design of composite slabs**, (2008).

CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE (CSSBI 12M), **Criteria for the testing of Composite Slabs**, (2008).

CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE (CSSBI 12M), **Standard for composite steel deck**, (2015).

CARVALHO, F. S. **Fôrma metálica profunda, com alma corrugada para incorporação a lajes de concreto comportamento na fase antes da cura de concreto**. Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado Universidade Federal de Minas Gerais- Belo Horizonte, (2005).

CATOIA, B. **Lajes Alveolares Protendidas: Cisalhamento em Região Fissurada por Flexão**. São Carlos: Tese de Doutorado apresentada à escola de Engenharia de São Carlos-São Carlos-São Carlos, (2011).

COSTA, R. S **Análise de um sistema de lajes mistas considerando a influência do atrito dos apoios e a avaliação do momento de inércia efetivo**. Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais- Belo Horizonte, (2009).

CUNHA, M. O. **Recomendações para projeto de lajes formadas por vigotas com armação treliçada**. São Carlos: Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos USP- São Carlos, (2012).

EUROPEAN STANDARD-EUROCODE 4: **Design of composite steel and concrete structures-part 1-1: General rules and rules for buildings**, (1994).

EUROPEAN STANDARD EUROCODE 2: **Design of concrete structures part 1-1 general rules and rules for buildings**, (1992).

FERNANDES, N. S. “. **Cisalhamento em Lajes Alveolares Pré-Fabricadas em Concreto Protendido: Ensaio Padrão de Apoio para Controle de Qualidade** ”. São carlos. Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos USP- São Carlos, (2007).

FERRAZ, C. B. **Análise do comportamento e da resistência do sistema de lajes mistas.** Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado Universidade Federal de Minas Gerais-Belo Horizonte, (1999).

FILHO, O. T. B. **Estudo comparativo de respostas estruturais antes da cura do concreto de fôrmas metálicas incorporadas às lajes.** Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado Universidade Federal de Minas Gerais-Belo Horizonte, (2003).

FIGUEIRAS, Joaquim; FARIA, Rui; SANTOS, José. **Dimensionamento de Lajes Mistas Executadas com Chapas Perfiladas da Marca Colaborante-Porto:** Documento de Apoio ao Projetista Universidade do Porto Faculdade de Engenharia Laboratório de Estruturas-Porto, (2006).

FRIEDERICH, J. T. **Análise teórico-experimental de pisos mistos de pequena altura.** São Carlos: Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos USP- São Carlos, (2012).

GASPAR, R. **Análise da segurança estrutural das lajes pré fabricadas na fase de construção.** São Carlos: Dissertação de Mestrado Escola Politécnica da Universidade de São Paulo USP- São Paulo, (1997).

GIONGO, J. S. Concreto Armado: **Projeto Estrutural de Edifícios.** São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos USP- São Carlos, (2007).

GOMES, L. C. **Estudo do sistema de lajes mistas com fôrma de aço incorporada empregando concreto estrutural leve.** Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado Universidade Federal de Minas Gerais- Belo Horizonte, (2001).

JAVARONI, C. E. **Perfis de Aço formados a frio submetidos a flexão: Análise Teórico Experimental.** Tese de Doutorado Escola de Engenharia de São Carlos USP- São Carlos, (1999).

JOHNSON, R. P. **Composite structures of steel and concrete- Volume 1 Beams, Slabs, Columns, and frame for buildings, Second Edition.** Blackwell Scientific Publications, (1994).

LEE, J. H. **Local buckling behaviour and design of cold-formed steel compression members at elevated temperatures.** Queensland: Thesys submitted to the school of civil engineering Queensland university of requirements for the degree of doctor of philosophy, (2004).

LESMES, D. D. **Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas.** São Carlos: Tese de Doutorado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos USP-São Carlos, (2007).

LIBÂNIO, M. P. **Fundamentos do concreto e projetos de edifício.** Escola de Engenharia de São Carlos USP-São Carlos, (2007).

LIMA, Y. D. C. **“Alternativas de sistemas de lajes para edifício em Aço : um estudo comparativo”.** São Carlos: Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos- São Carlos, (2009).

LOPES, A. F. O. **Estudo comparativo entre lajes nervuradas moldadas no local com fôrmas de polipropileno e lajes pré-fabricadas treliçadas.** Caruaru: Dissertação de Mestrado Universidade Federal de Pernambuco – Caruaru, (2015).

METFORM. Steel Deck MF-75 - **Noções de Utilização e Dimensionamento**, Betim-MG: Metform, 1997.

NAGY, Z. V. SZATMÁRI. I. **Composite slab design-** Technical University of budapest, department of steel structures. 2nd. Int Phd Symposium in Civil engineering 1998, Budapest.

NETO, A. S. S. **Análise do comportamento e da resistência de um sistema de lajes mistas com ancoragem de extremidade com considerações sobre a fôrma de aço isolada e o atrito nos apoios.** Dissertação de Mestrado Universidade Federal de Minas Gerais, (2001).

NORTH AMERICAN SPECIFICATION FOR THE DESIGN OF-COLD FORMED STEEL STRUCTURAL MEMBERS. **AISI 2007** Produced by American Iron and Steel Institute, (2007).

PORTER L.M , EKEBERG C.E.J. **Design recommendations for steel deck floor slabs.** Missouri University of Science and Technology Scholars' mine. 3rd international Speciatity conference on cold-Formed steel Structures, (1975).

QUEIROZ, Galvão; ROBERVAL, Pimenta; ALEXANDER, Martins. **Estruturas Mistas Vol. 1 2º Edição**. Manual de Construção em Aço. Instituto Aço Brasil Centro Brasileiro da Construção em Aço. Rio de Janeiro, (2012).

RONDAL, J. & MOUTAFIDOU, A. - **Study of Shear Bond in Steel Composite Slabs**, p. 259-264, (1996).

SANTOS, P. A. **Análise da continuidade em lajes alveolares: estudo teórico e experimental**. São Carlos: Tese de Doutorado apresentada à escola de Engenharia de São Carlos-São Carlos, (2014).

SCHUSTER, R. M. **Strength and behavior of cold-rolled steel-deckreinforced concrete floor slabs**. Iowa State University of Science and technology Ames, Iowa, (1970).

SEVERO, A. S. J. **Análise experimental de perfis de paredes esbeltas com enrijecedor intermediário**: Ouro Preto. Dissertação de Mestrado Universidade Federal de Ouro Preto UFOP- Ouro Preto, (2000).

SHEN, G. **Performance evaluation of new corrugated-type embossements for composite deck**. **Virginia**: Thesis submitted to the faculty of the virginia polytechnic institute and state university of the requirements for the degree of master in science of engineering, (2001).

SIEG, A. P. A. **Estudo de um sistema de laje com fôrma de aço incorporada**. Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos USP- São Carlos, (2015).

SPOHR, V. H. **Análise comparativa: Sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas**. Santa Maria. Dissertação de Mestrado Universidade Federal de Santa Maria-Santa Maria, (2008).

VERÍSSIMO. G. S. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. Belo Horizonte: Tese de Doutorado Universidade Federal de Minas Gerais- Belo Horizonte, (2007).

YU .W.W **Cold-formed steel structures**. Structural Engineering Handbook. Department of Civil Engineering, University of Missouri-Rolla, Rolla Mo, (1999).