

Tema: Estruturas mistas de aço e concreto

ANÁLISE NUMÉRICA DE LAJES MISTAS DE AÇO E CONCRETO*

Carol Ferreira Rezende Santos¹

Maximiliano Malite²

Resumo

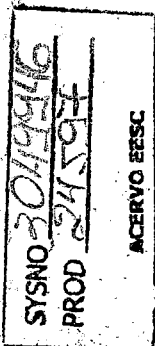
As lajes mistas consistem no sistema de piso mais utilizado em edifícios metálicos. Em geral, o comportamento e a capacidade resistente das lajes mistas são governados pela resistência ao cisalhamento longitudinal na interface aço-concreto. O comportamento da interface depende de muitas variáveis, como: configuração das moedas, espessura da fôrma e comprimento do vão de cisalhamento. Atualmente, a estimativa da resistência ao cisalhamento longitudinal é feita com base em resultados experimentais em que a quantidade de protótipos varia com a quantidade de parâmetros investigados. Uma alternativa consiste na utilização de simulações numéricas. Nesse trabalho, um modelo numérico em elementos finitos de lajes mistas foi desenvolvido no software ABAQUS®. O modelo foi calibrado e validado com base em resultados experimentais. O modelo numérico foi utilizado em um estudo paramétrico em que foram avaliados a influência da altura da capa de concreto, da resistência à compressão do concreto, da espessura e da resistência da fôrma e do comprimento do vão de cisalhamento na capacidade última das lajes. O estudo demonstrou que o aumento da espessura da fôrma e da capa de concreto provocam aumento na capacidade última e ductilidade das lajes e que a capacidade última diminui com o aumento do vão de cisalhamento.

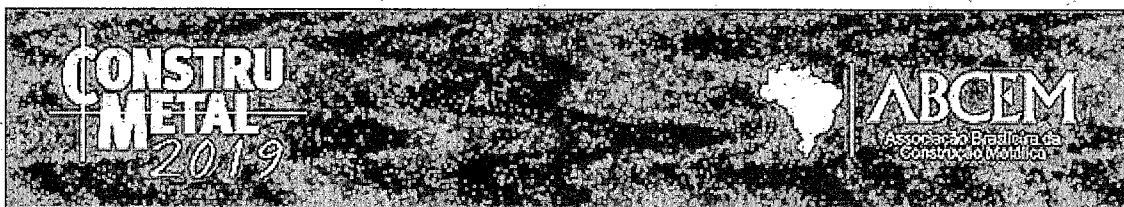
Palavras-chave: Lajes mistas; Interface aço-concreto; Estruturas mistas; Análise numérica.

NUMERICAL ANALYSIS OF COMPOSITE SLABS

Steel deck-concrete composite slab system is the most popular flooring system used in steel framed buildings. In this system, the strength and stiffness of composite slab depend on the shear bond between the steel deck and the concrete. The performance of composite action depends on many factors, among which: configuration of embossments on the profiled steel decking, thickness of steel decking and length of shear span. Currently, experimental results are necessary to estimate the longitudinal shear capacity of composite slabs in which the number of prototypes varies with the number of parameters investigated. An alternative is to use numerical simulations. In this paper, a finite element model of composite slabs was developed in ABAQUS® software. The FE model was calibrated and validated based on experimental results. The numerical model was used in a parametric study in which the influence of the concrete slab height, the concrete compressive strength, the thickness and strength of the steel decking and the length of the longitudinal shear span on the ultimate capacity of the slabs were evaluated. It was seen that the ultimate capacity and ductility of the composite slabs increases with the increasing thickness of the steel decking and the concrete slab height and that the ultimate capacity decreases with the increase of the length of longitudinal shear span.

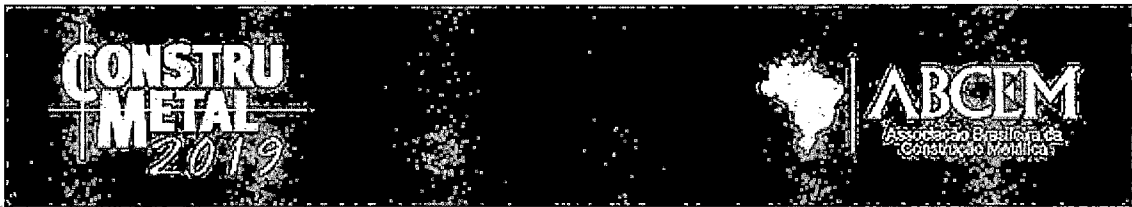
Keywords: Composite slabs; Concrete-steel interface; Composite structures; numerical analysis.





¹ M. Sc., Doutorado em Andamento no Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.

² D. Sc., Professor Titular do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.



1 INTRODUÇÃO

As lajes mistas de aço e concreto consistem no sistema de piso mais utilizado em edifícios metálicos. Nesse sistema, a chapa de aço formada à frio permanece incorporada ao sistema e desempenha duas importantes funções: a de fôrma para o concreto fresco e de armadura positiva após a cura do concreto (1).

A ação composta entre a capa de concreto armado e a fôrma metálica depende da capacidade resistente da interface aço concreto em resistir a tensão longitudinal cisalhante que surge na interface aço-concreto. Basicamente, três mecanismos são responsáveis pela capacidade resistente da interface aço-concreto, são eles: a aderência inicial, a ligação mecânica (mossas) e o atrito. Além da interface aço-concreto, outras variáveis influenciam no comportamento mecânico apresentado pelas lajes mistas, os principais são: a geometria da fôrma, a espessura da chapa metálica, a resistência da capa de concreto armado, o comprimento do vão de cisalhamento e a resistência da interface aço e concreto (1,2).

A falha por cisalhamento longitudinal é o modo de falha mais comum nas lajes mista com vãos usuais e consiste no esgotamento da capacidade resistente da interface de transferir os esforços solicitantes entre os dois materiais. Esse modo de falha ocorre antes que a total capacidade a flexão das lajes seja alcançada. As normas de dimensionamento apresentam basicamente dois métodos para avaliação da resistência ao cisalhamento longitudinal nas lajes mista biapoiadas, são eles: o método m-k e o método da interação parcial. Em ambos os métodos é necessário a realização do ensaio de flexão a quatro pontos, conduzidos segundo as recomendações apontadas no Eurocode 4 (3). Os ensaios experimentais são necessários pois a resistência ao cisalhamento longitudinal é dependente da geometria e rigidez da fôrma, assim como do tamanho e espaçamento das mossas na fôrma (1).

Dependendo da quantidade de variáveis investigadas, o programa experimental pode demandar uma grande quantidade de protótipos, resultando em elevado custo experimental e tempo em laboratório. Muitas pesquisas têm utilizado modelos numéricos baseados no método elementos finitos (MEF) para redução da quantidade de protótipos ensaiados. Esses modelos, desde que calibrados e validados com base em resultados experimentais, podem ser utilizados na realização de análises paramétricas. A modelagem numérica de lajes mistas é bastante complexa, pois além das não linearidades físicas e geométricas tem o comportamento não linear da interface aço-concreto. Na literatura, há trabalhos que conduziram estudos numéricos sobre o comportamento mecânico de lajes mistas biapoiadas (4–9). Diferentes simplificações e estratégias de modelagem foram adotadas para simular o comportamento dos materiais e da interface aço concreto. Os principais trabalhos são apresentados em sequência.

O modelo proposto por Abdulhah et al (4) e Abdullah e Easterling (5) foi desenvolvido no software ABAQUS. Os materiais e a interface foram admitidos com comportamento não linear e a análise foi do tipo *quasi-static* disponível no módulo *Explicit* do ABAQUS. As não linearidades físicas e geométricas foram consideradas na modelagem. O concreto foi simulado como um material frágil utilizando o modelo constitutivo *brittle cracking material* e discretizado com elementos sólidos C3D8R. A fôrma representada com comportamento elastoplástico perfeito com critério de *Von Mises* para tratar a plasticidade e foi discretizada com elementos de casca S4R. A interface foi simulada com elementos conectores do tipo *Radial-Thrust*, cuja metodologia para obtenção da curva tensão cisalhante versus deslizamento ($\tau \times d$) fornecida aos conectores



está descrita em Abdullah et al (4). Além disso, em Abdullah e Easterling (5) é apresentado uma estratégia para obtenção de novas curvas $\tau \times d$ a partir de relações $\tau \times d$ conhecidas.

Ríos et al (8) também utilizou o software ABAQUS para desenvolver modelos numéricos de lajes mistas submetidas ao ensaio de flexão a quarto e a seis pontos. A estratégia de modelagem proposta por Ríos et al (8) é parecida com a adotada por Abdullah et al (4) e Abdullah e Easterling (5). As diferenças entre as estratégias são apontadas em sequência. Em Ríos et al (8) a análise foi do tipo estática enquanto em Abdullah et al (4) ela foi do tipo *quasi-static*. O modelo constitutivo do concreto utilizado por Ríos et al (8) foi o *Concrete Damage Plasticity*, Abdullah et al (4) utilizou o *brittle cracking*. Assim como Abdullah et al (4), Ríos et al (8) utilizou elementos conectores do tipo *Radial-Thrust*, porém Ríos et al (8) propôs uma nova metodologia para obtenção da relação $\tau \times d$.

Chen e Shi (2) desenvolveram seu modelo numérico no software ANSYS. As não linearidades físicas e geométricas foram consideradas e a análise foi do tipo estática. O concreto foi discretizado com elementos sólidos SOLID65 e o modelo constitutivo utilizado foi o de fissuração e esmagamento. A fôrma foi considerada com comportamento elastoplástico perfeito e discretizada com elementos do tipo casca SHELL93. A interface foi representada com elementos de mola e com elementos de superfície do tipo *surface-to-surface* com modelo de *Coloumb* e coeficiente de atrito igual a 0,3. Gholamhoseini et al (1) desenvolveram modelos numéricos de lajes mistas biapoiadas e contínuas no software ATENA 3D. O concreto foi discretizado com elemento sólido CC3D com comportamento *Nonlinear Cementitious*. A fôrma foi discretizada com elemento de casca e comportamento elasto-plástico perfeito com critério de *Von Mises* para a plasticidade. Na interface foi utilizado elemento de interface do tipo *surface-to-surface* com modelo de *Morh-Coloumb*. A análise foi do tipo estática e as não linearidades físicas e geométricas foram consideradas nos modelos numéricos.

Nos trabalhos citados, os autores destacam que a maior dificuldade na modelagem consiste na correta representação do comportamento mecânico da interface aço-concreto. As estratégias apresentadas nos trabalhos foram complexas e demandaram muitos parâmetros. Nesse artigo, é proposto um detalhado modelo numérico de lajes mistas biapoiadas no qual foi utilizado uma estratégia de modelagem mais simples para representar o comportamento não linear da interface aço-concreto. As não linearidades físicas e geométricas foram consideradas na modelagem. O modelo numérico foi calibrado e verificado com base em resultados experimentais e demonstrou ser capaz de reproduzir com precisão o comportamento global e local verificado experimentalmente. O modelo numérico validado foi utilizado para conduzir um estudo paramétrico no qual foram investigados a influência de diferentes parâmetros (incluindo a resistência do concreto, comprimento do vão de cisalhamento, espessura da fôrma e altura da capa de concreto) no comportamento estrutural (rigidez inicial, carga de início de deslizamento relativo, ductilidade ao cisalhamento longitudinal e a capacidade de carga) das lajes mistas.

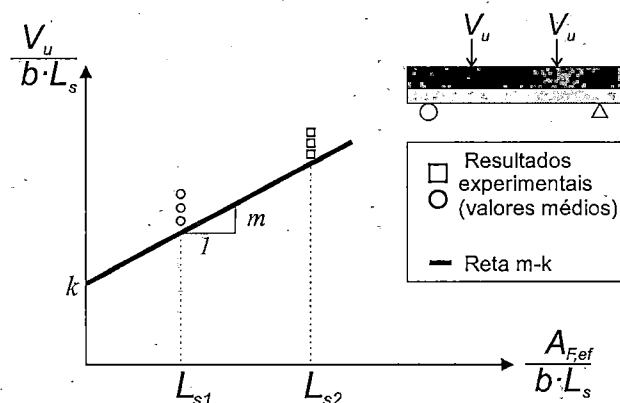
2 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO LONGITUDINAL

O método da interação parcial e o método m-k são os métodos apresentados nas normas de dimensionamento para avaliação da resistência ao cisalhamento longitudinal em lajes mistas biapoiadas. Eles serão descritos nos itens seguintes.

2.1 Método m-k

No método m-k ilustrado na Figura 1, os resultados experimentais obtidos a partir do ensaio de flexão a 4 pontos são utilizados para obtenção das constante m e k na reta m-k. A reta indicada na Figura 1 corresponde a obtida a partir de resultados médios.

Figura 1 – Método m-k.



2.2 Método da interação parcial

O método da interação parcial avalia a capacidade à flexão das lajes mistas a partir da análise plástica da seção, sendo válido apenas em lajes mistas com comportamento dúctil. No método é traçado o gráfico que relaciona o momento resistente com o grau de conexão da laje η (equação 1), o gráfico está ilustrado na Figura 2. Na equação (1), N_c corresponde a força de compressão no concreto relacionada ao momento resistente experimental e N_{cf} a força de compressão no concreto relacionada ao grau de interação igual a 1. N_c é relacionado ao momento experimental M_e através das equações (2) a (4). A tensão longitudinal média τ na interface aço-concreto é dada pela equação (5).

$$\eta = \frac{N_c}{N_{cf}} \quad (1)$$

$$M_e = N_c \cdot z + M_{pr} \quad (2)$$

$$z = h - 0.5 \cdot d_f - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_c}{A_p \cdot f_{yp}} \quad (3)$$

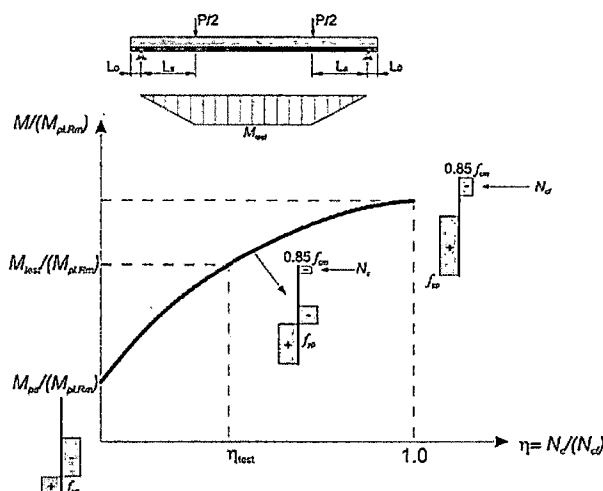
$$M_{pr} = 1.25 \cdot M_{pa} \left(1 - \frac{N_c}{A_p \cdot f_{yp}} \right) \quad (4)$$

$$\tau = \frac{N_c}{b \cdot (L_s + L_o)} \quad (5)$$

onde M_{pr} é o momento plástico resistente, d_f é a altura útil dada pela distância entre o topo da laje ao centro plástico da fôrma (e_p), e é a posição do centro de gravidade da fôrma; M_{pa} é o

momento plástico da fôrma; L_s é o comprimento do vão de cisalhamento; L_o é o comprimento após o apoio igual a 100 mm; b é a largura do protótipo.

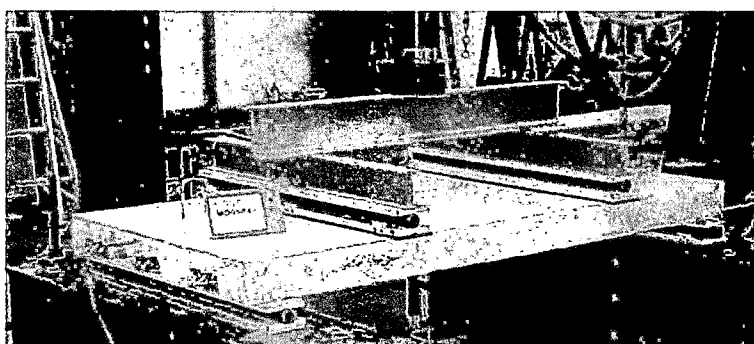
Figura 2 – Método da interação parcial. Fonte: Ríos et al. (8)



3 RESULTADO EXPERIMENTAL

Os resultados experimentais do ensaio de flexão a quatro pontos de lajes mistas sem armadura adicional obtidos por Grossi (10) foram utilizados na calibração e validação do modelo numérico proposto nesse trabalho. Os ensaios seguiram as recomendações apontadas no EUROCODE 4 (11). Os protótipos foram ensaiados na condição biapoiada. A configuração do ensaio pode ser vista na Figura 3.

Figura 3 – Ensaio de flexão a quatro pontos. Fonte: Grossi (10).



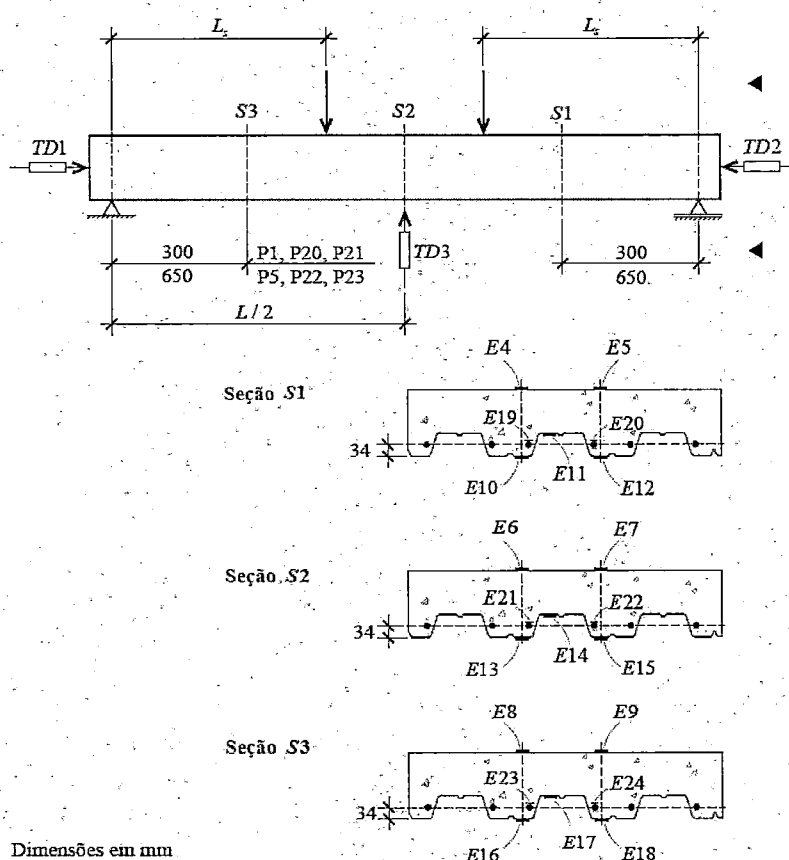
A geometria, as dimensões e a nomenclatura dos protótipos utilizados na validação do modelo numérico estão mostradas na Tabela 1 e na Figura 4. Os protótipos podem ser divididos em dois em grupos em função da esbelteza da laje (relação L_s/d_f). Os protótipos do lote A possuem $h=120$ mm, $L_i=1800$ mm e $L_s=450$ mm e do lote B, $h=180$ mm, $L_i=3600$ mm e $L_s=900$ mm, em que h corresponde à altura da laje, L_i ao comprimento do vão interno e L_s ao vão de

cisalhamento. Na nomenclatura indicada na Tabela 1, a designação xxx/xxx refere-se à altura da laje h e ao comprimento do vão de cisalhamento L_s , respectivamente.

Tabela 1 – Nomenclatura, dimensão e os resultados de carga última experimental.

Protótipos	b (mm)	h (mm)	d_f (mm)	$\frac{L_s}{d_f}$	L_i (mm)	L_t (mm)	L_s (mm)	P_u (kN)
P1-120/450	920							46,6
P2-120/450	925	120	87,5	5,1	1800	2000	450	47,7
P3-120/450	930							47,4
P4-180/900	925							28,8
P5-180/900	930	180	147,5	6,1	3600	3800	900	32,6
P6-180/900	930							27,8
P7-180/900	930							28,1

Figura 4 – Instrumentação dos protótipos. Fonte: Grossi (10).

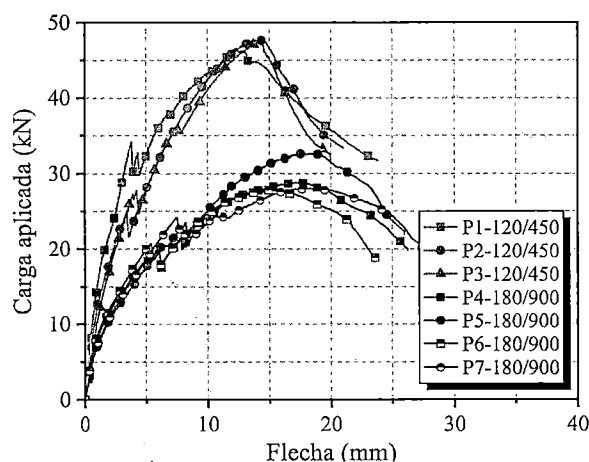


Em todos os protótipos foi utilizado a fôrma de aço zincada MD65, fornecida pela empresa Modular, com espessura nominal de 0,8 mm. Os protótipos foram concretados em uma única etapa. As propriedades mecânicas da fôrma e do concreto foram determinadas experimentalmente e são apresentadas no item 4 na descrição dos valores adotados nos

modelos numéricos. A flecha no meio do vão e o deslizamento relativo entre o concreto e a fôrma foram medidos através de LVDTs (transdutor linear de deslocamento) posicionados conforme indicado na Figura 4. As deformações na fôrma e no concreto foram medidas a partir de extensômetros elétricos posicionados nas três seções (S1/S2/S3) indicadas na Figura 4 cuja disposição na seção transversal da laje está mostrada na Figura 4. As leituras de flecha e de deslizamento relativo foram obtidas para todos os protótipos, enquanto as leituras de deformação foram registradas apenas nos protótipos P1-120/450 e P4-180/900.

O comportamento global (carga aplicada versus flecha), o comportamento local (carga aplicada versus deformação na fôrma e no concreto) e o modo falha apresentado pelos protótipos experimentais foram utilizados na validação do modelo numérico e são mostrados detalhadamente na seção 4. Na Figura 5 é mostrada as curvas carga aplicada versus flecha. Pode ser visto que a esbeltez afeta na capacidade de resistente apresentadas pelas lajes mistas, sendo a capacidade resistente maior nas lajes com maior esbeltez.

Figura 5 – Curvas experimentais carga aplicada versus flecha no meio do vão.



4 MODELO NUMÉRICO E VERIFICAÇÃO

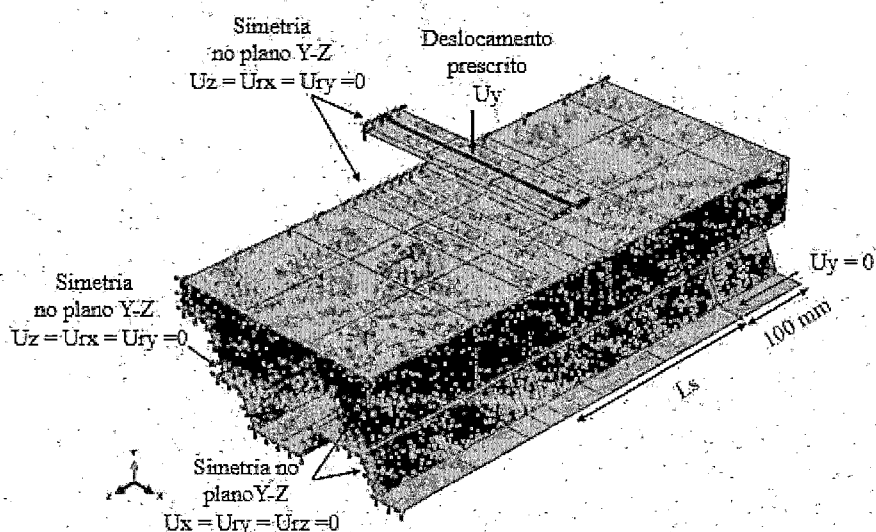
4.1 Geometria e condições de contorno

A estratégia de modelagem apresentada em sequência foi utilizada no desenvolvimento de dois modelos numéricos de lajes mistas, relativos aos protótipos com menor e maior vão de cisalhamento. As dimensões dos modelos numéricos foram as mesmas dos protótipos experimentais e estão indicadas na Tabela 1. Inicialmente, foram modeladas apenas a fôrma metálica e a capa de concreto, sendo o carregamento aplicado diretamente sobre a laje de concreto. Porém a forma utilizada para aplicação do carregamento acarretou em concentração de tensões nos pontos de aplicação de carga, resultando em problemas de convergência nos modelos numéricos. Isso foi solucionado modelando-se uma chapa de aço na posição dos pontos de aplicação de carga e aplicando sobre ela o carregamento (como mostra a seta em verde na Figura 6). Desse modo, o carregamento se distribuiu em uma maior área de contato e evitou a concentração de tensões. A chapa possui dimensões de (80 x 10 x 430 mm). A chapa de aço para aplicação do carregamento, a fôrma metálica e a capa de concreto foram criadas como partes separadas e depois conectadas por meio de algoritmos de contato.

Devido as simetrias longitudinal e transversal dos protótipos e do esquema de carregamento do ensaio de flexão foi modelado apenas $\frac{1}{4}$ das lajes conforme mostra a Figura 6. A consideração de dupla simetria em modelos numéricos possibilita redução no custo computacional e no tempo de processamento dos modelos e já foi utilizada por outros autores (1,4–6). As condições de contorno adotadas nos modelos numéricos são mostradas na Figura 6. A simetria longitudinal $U_x=0$ e $U_{ry}=U_{rz}=0$ (direção Y-Z) foi imposta na capa de concreto, na fôrma e na chapa de carregamento. A simetria transversal $U_z=0$, $U_{rx}=U_{ry}=0$ (direção Y-X) na seção no meio do vão foi aplicada na capa de concreto e na fôrma. A simetria transversal atua como um engaste móvel onde o elemento pode ser deslocar livremente na direção y.

Para simular o apoio móvel, na parte inferior da fôrma, foi aplicado uma restrição ao deslocamento em Y na posição dos aparelhos dos apoios. A restrição foi aplicada diretamente na fôrma de aço ao longo de uma linha na onda baixa fôrma distante 100 mm da extremidade dos modelos como mostra a Figura 6. Como as tensões na região do apoio se mostraram menores que a tensão de escoamento da fôrma metálica, não foi necessário modelar a chapa de apoio.

Figura 6 – Condição de contorno.



4.2 Malha

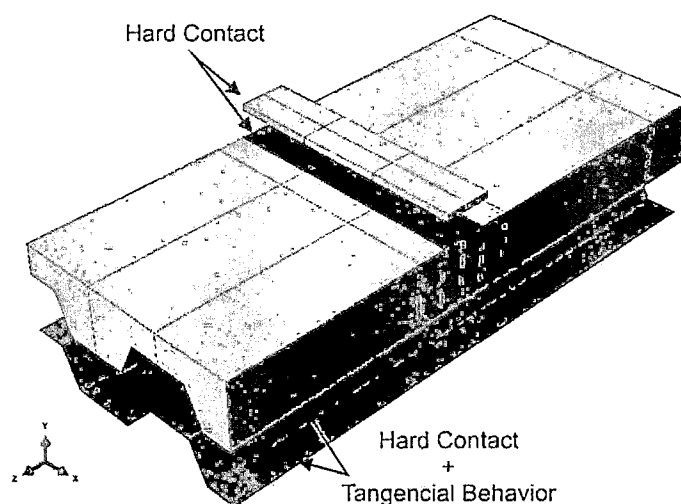
A capa de concreto, a chapa de aplicação de carga e a fôrma foram discretizada com elementos finitos do tipo sólido. Na capa de concreto e na chapa de aplicação de carga foi utilizado o elemento finito C3D8R que é um elemento sólido com 3 graus de liberdade (deslocamentos) por nó com integração reduzida. Na fôrma foi utilizado o elemento finito C3D8I. As dimensões dos elementos finitos foram definidas a partir do teste de malha, no qual procurou-se a melhor relação entre o tempo de processamento e a precisão dos resultados numéricos. A ilustração da malha utilizada em cada parte está mostrada na Figura 7.

4.3 Interação entre os elementos

A interação entre as partes foi feita utilizando o módulo *Interaction* através do método de discretização do tipo *surface-to-surface* disponível no ABAQUS. A ligação entre a chapa de aplicação de carga e a capa de concreto foi considerada apenas na direção Y (normal) através da

propriedade de contato *Normal Behavior* do tipo *Hard Contact* com separação. A ligação entre a capa de concreto e a fôrma foi representada atribuindo-se o comportamento normal e tangencial da ligação. Para simular o comportamento normal foi utilizada a propriedade de contato *Normal Behavior* do tipo *Hard Contact* sem separação. O comportamento tangencial foi representado através da propriedade de contato *Tangencial Behavior* com coeficiente de atrito de 0,6. A interação entre as partes e as propriedades de contato utilizadas nos modelos numéricos estão mostradas na Figura 7.

Figura 7 – Interação entre as partes dos modelos numéricos.



4.4 Lei constitutiva

4.4.1 Concreto

O comportamento não-linear do concreto foi representado através do modelo de dano plástico *Concrete Damage Plasticity* disponível no software ABAQUS. Esse modelo foi proposto inicialmente por Lubliner et al (12) e posteriormente modificado por Lee e Fenves (13) tornando-o capaz de simular a variação da resistência do concreto em função do dano gerado pelos esforços de tração e compressão. O *Concrete Damage Plasticity* é capaz de capturar a fissuração e o esmagamento do concreto a partir da consideração da degradação da rigidez (dano) do material e do surgimento de deformações plásticas (14).

Para tal, é necessário fornecer parâmetros para ajuste da superfície de escoamento e as curvas tensão *versus* deformação na tração ($f_t \times \varepsilon$) e na compressão do concreto ($\sigma \times \varepsilon$). Outros trabalhos também utilizaram o *Concrete Damage Plasticity* para representar o comportamento do concreto em lajes mistas (4–8). Os parâmetros de ajuste da superfície de escoamento são: a excentricidade da superfície de escoamento (e), o ângulo de dilatância (ψ), a razão entre a tensão biaxial e uniaxial na compressão (f_{bo}/f_{co}), o parâmetro que define a forma da superfície de escoamento no plano desviador (k_c), e o parâmetro de regularização visco-plástico (μ). Os valores atribuídos aos parâmetros conforme recomendado por Kmieciak e Kaminski (15) foram: $e = 0,1$; $\psi = 36^\circ$; $f_{bo}/f_{co} = 1,16$; $k_c = 0,667$ e $\mu = 10^{-4}$.

O comportamento do concreto na compressão foi representado pelo modelo proposto por Carreira e Chu (16) expresso na equação (6). Na curva $\sigma \times \varepsilon$ foi assumido relação linear entre a tensão e deformação até a tensão correspondente a 30% da resistência última média do

concreto (f_{cm}). O Módulo de elasticidade do concreto é de 18157,6 MPa. Na equação (6) ε_0 é a deformação relativa a f_{cm} tomada como $\varepsilon_0 = 0,00218$ e γ um parâmetro que controla a forma do diagrama tensão *versus* deformação dado por $\gamma = (f_{cm}/32,4)^3 + 1,55$. A deformação última correspondente ao esmagamento do concreto (ε_{cu}) é igual a 0,0031. Para deformações de compressão superiores ao valor de ε_{cu} o concreto não suporta mais qualquer tensão de compressão.

$$\sigma_c = \frac{f_{cm} \cdot \gamma \cdot (\varepsilon / \varepsilon_0)}{\gamma - 1 + (\varepsilon / \varepsilon_0)^\gamma} \quad (6)$$

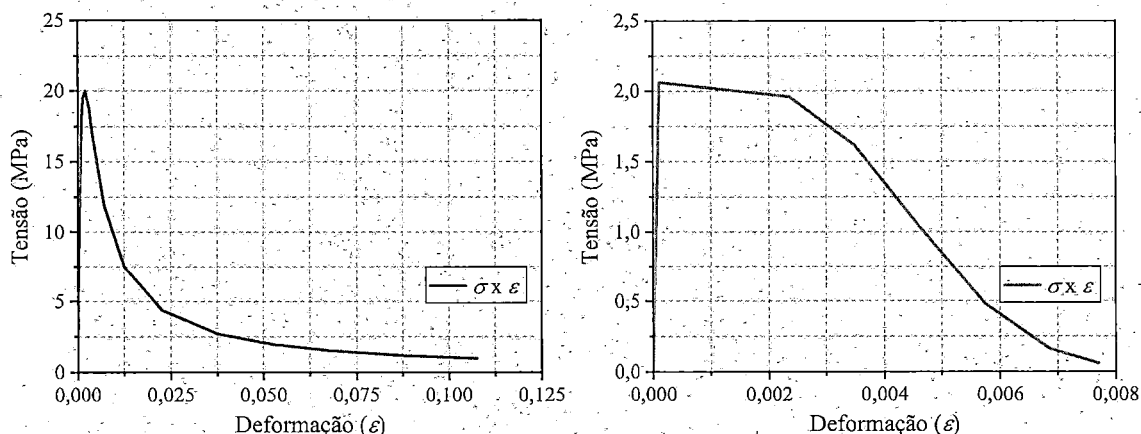
Com relação ao comportamento do concreto na tração, foi admitido que para tensões inferiores a capacidade resistente à tração do material, não há formação de fissuras no material e, portanto, a relação entre tensão e deformação é linear. Após o início da fissuração, tem-se o início da degradação da capacidade resistente do material e o surgimento de deformações plásticas. O comportamento após a fissuração foi descrito através do modelo proposto por Hordijk (17) dado pela equação (7). O modelo é baseado na teoria de fissuras distribuídas e expressa a relação entre a tensão no concreto e o comprimento da abertura da fissura. Na equação (7) w corresponde a abertura da fissura, $c_1 = 3$, $c_2 = 6,93$, w_c a abertura máxima da fissura, sendo dada por $w_c = 5,14 \cdot (G_f/f_t)$ em que G_f é a energia de fratura tomada no modelo numérico como 124 N/m (18). Da relação tensão *versus* abertura de fissura pode-se obter a relação tensão *versus* deformação dividindo-se a abertura da fissura pelo comprimento característico do elemento (l_c). O comprimento característico em modelos tridimensionais é dado pela equação (8) em que V corresponde ao volume do elemento finito utilizado na malha.

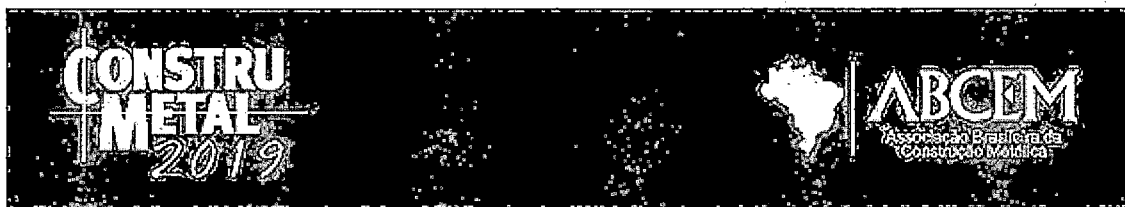
As curvas tensão *versus* deformação na compressão e na tração utilizadas no modelo numérico estão mostradas na

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp(-c_2 \frac{w}{w_c}) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (7)$$

$$l_c = \sqrt[3]{V} \quad (8)$$

Figura 8 – Curva tensão versus deformação: a) na compressão e b) na tração.





a)

b)

4.4.2 Fôrma e chapas de carregamento

A fôrma foi simulada como um material elastoplástico perfeito com módulo de elasticidade de 200 GPa e tensão de escoamento de 367 MPa. O critério de *Von Mises* foi utilizado para tratar a plasticidade. A chapa de carregamento foi admitida com comportamento elástico-linear com módulo de elasticidade de 200 GPa.

4.5 Carregamento e procedimento de análise

O carregamento foi aplicado como deslocamento prescrito imposto ao longo da linha central da chapa de carregamento (Figura 6) e, assim, todos os pontos ao dessa linha estavam sujeitos ao mesmo deslocamento vertical U_y . O modo de aplicação da carga permitiu que chapa rotacionasse em torno da linha central e com isso acompanhasse a rotação da capa de concreto. O deslocamento total imposto foi de 40 mm. Ele foi aplicado utilizando a função de amplitude *Smooth Step* com distribuição uniforme disponível no módulo *Constraints* no ABAQUS. O algoritmo para aplicação do carregamento foi o *Static General* (carregamento estático) que utilizou o método de *Newton Raphson* para solução das equações não lineares.

Testes iniciais mostraram que a rigidez no trecho inicial da curva carga aplicada versus flecha estimada pelos modelos numéricos era mais rígida do que os resultados experimentais. Isso possivelmente está relacionada a redução da capacidade resistente da interface aço-concreto nos protótipos experimentais antes da etapa de carregamento. Problemas na concretagem, no procedimento para retirada das fôrmas de madeira usadas na concretagem, no deslocamento das lajes pelo laboratório para instrumentação e montagem do ensaio ou, ainda, a etapa de escorvamento que precede o carregamento até a carga última, podem ter contribuído para redução da capacidade resistente da interface. Em geral esses efeitos não são considerados na simulação numérica.

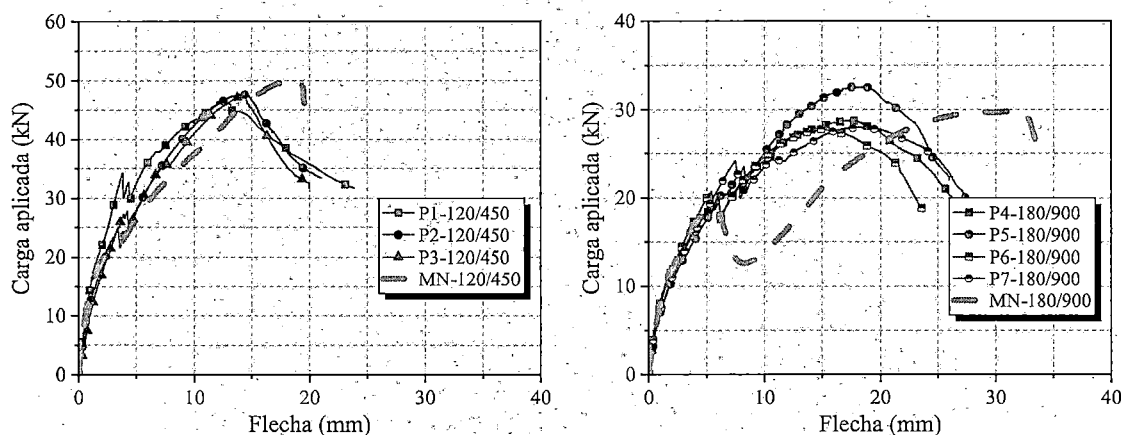
Nos modelos numéricos, a redução da rigidez no trecho inicial foi obtida através do escorvamento dos modelos na simulação numérica. Desse modo, o carregamento dos modelos numéricos foi feito em duas etapas. Inicialmente, os modelos numéricos foram carregados até 7 kN e descarregados em seguida. Após o descarregamento, os modelos numéricos foram novamente carregados até a carga última. Na primeira etapa, o carregamento foi aplicado como uma força distribuída em toda extensão da chapa de carregamento. Na segunda etapa, o carregamento foi aplicado na forma de deslocamento prescrito (40 mm) ao longo da linha central da chapa. A função de amplitude *Smooth Step* foi utilizada nas duas etapas. As não linearidades geométricas e físicas, incluindo a fissuração do concreto e o escoamento da fôrma, e a não linearidade de contato, entre as partes do modelo numérico, foram consideradas.

4.6 Validação do modelo numérico

As curvas carga versus flecha e força versus deformação na fôrma e no concreto previstas pelos modelos numéricos foram comparadas aos resultados experimentais. Assim como nos protótipos experimentais o modo de falha nos modelos numéricos ocorreu por cisalhamento longitudinal. As curvas carga aplicada versus flecha experimentais e numéricas para os dois vãos de cisalhamento ensaiados (450 mm e 900 mm) estão plotadas na

Figura 9. Elas demonstram que os modelos numéricos foram capazes reproduzir o comportamento global apresentado pelos protótipos experimentais, em especial no que se refere à rigidez inicial, à carga última e ao modo de falha.

Figura 9 – Curva carga versus flecha experimentais e numéricas.



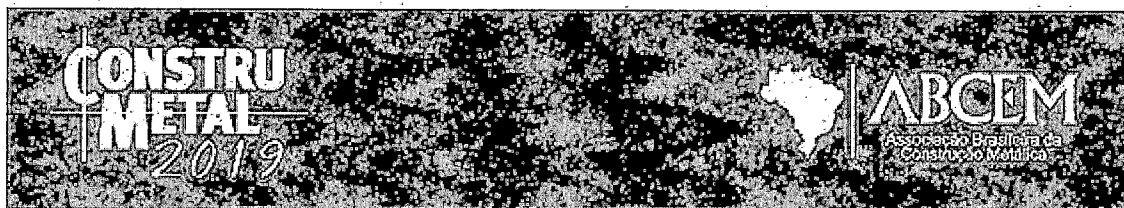
A perda de rigidez do sistema devido a mudança do regime de interação de total para o regime de parcial foi reproduzida pelos modelos numéricos, resultando na queda brusca nas curvas carga aplicada versus flecha (

Figura 9). Quando comparado aos resultados experimentais, nota-se que a perda de rigidez foi mais evidente nos modelos numéricos. Isso pode ser atribuído à distribuição das fissuras no concreto na região próxima aos pontos de aplicação de carga. Enquanto nos protótipos experimentais as fissuras são geralmente distribuídas na região do apoio devido a heterogeneidade do material, nos modelos numéricos, o material é tratado como homogêneo e com isso as fissuras ficam concentradas resultando em maior perda localizada de rigidez. Isso poderia ser resolvido com o maior refinamento da malha nessa região, resultando, no entanto, em maior custo computacional. Após a quebra da aderência inicial, os protótipos voltaram a suportar acréscimos de carga devido ao atrito até atingir a carga última. Isso também foi reproduzido pelos modelos numéricos como mostra a

Figura 9. Os resultados numéricos e experimentais da rigidez inicial, da carga relativa ao deslizamento de 0,1mm e da carga última são comparados na Tabela 2. Observa-se a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação a rigidez do trecho inicial e a carga última. A maior diferença percentual entre os resultados experimentais e numéricos foram de 7% para a rigidez inicial (k_e e k_n), 10,0% para a carga de início de deslizamento ($P_{0,1e}$ e $P_{0,1n}$) e 6% para a carga última (P_e e P_n). A maior diferença está relacionada a carga de início de deslizamento, o que era esperado devido à complexidade dos fenômenos envolvidos na mudança do regime de interação.

Tabela 2 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Protótipos	k_i (kN/mm)			P_i (kN)			P_n (kN)			τ_i (MPa)		
	k_e	k_n	$\frac{k_e}{k_n}$	$P_{0,1e}$	$P_{0,1n}$	$\frac{P_{0,1e}}{P_{0,1n}}$	P_e	P_n	$\frac{P_e}{P_n}$	τ_e	τ_n	$\frac{\tau_e}{\tau_n}$
MN-120/450	12,3	12,9	0,96	28,3	25,3	1,09	47,2	50,2	0,94	0,075	0,078	0,95



MN-180/900	5,90	5,50	1,07	21,4	19,5	1,10	29,3	28,0	1,05	
------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	--

Figura 10 é mostrado a distribuição das fissuras no protótipo P3-120/450 (Após a quebra da aderência inicial, os protótipos voltaram a suportar acréscimos de carga devido ao atrito até atingir a carga última. Isso também foi reproduzido pelos modelos numéricos como mostra a

Figura 9. Os resultados numéricos e experimentais da rigidez inicial, da carga relativa ao deslizamento de 0,1mm e da carga última são comparados na Tabela 2. Observa-se a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação a rigidez do trecho inicial e a carga última. A maior diferença percentual entre os resultados experimentais e numéricos foram de 7% para a rigidez inicial (k_e e k_n), 10,0% para a carga de início de deslizamento ($P_{0,1e}$ e $P_{0,1n}$) e 6% para a carga última (P_e e P_n). A maior diferença está relacionada a carga de início de deslizamento, o que era esperado devido à complexidade dos fenômenos envolvidos na mudança do regime de interação.

Tabela 2 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Protótipos	k_i (kN/mm)			P_i (kN)			P_n (kN)			τ_i (MPa)		
	k_e	k_n	$\frac{k_e}{k_n}$	$P_{0,1e}$	$P_{0,1n}$	$\frac{P_{0,1e}}{P_{0,1n}}$	P_e	P_n	$\frac{P_e}{P_n}$	τ_e	τ_n	$\frac{\tau_e}{\tau_n}$
MN-120/450	12,3	12,9	0,96	28,3	25,3	1,09	47,2	50,2	0,94	0,075	0,078	0,95
MN-180/900	5,90	5,50	1,07	21,4	19,5	1,10	29,3	28,0	1,05			

Figura 10a) e a das deformações plásticas no modelo PN-120/450 (Após a quebra da aderência inicial, os protótipos voltaram a suportar acréscimos de carga devido ao atrito até atingir a carga última. Isso também foi reproduzido pelos modelos numéricos como mostra a

Figura 9. Os resultados numéricos e experimentais da rigidez inicial, da carga relativa ao deslizamento de 0,1mm e da carga última são comparados na Tabela 2. Observa-se a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação a rigidez do trecho inicial e a carga última. A maior diferença percentual entre os resultados experimentais e numéricos foram de 7% para a rigidez inicial (k_e e k_n), 10,0% para a carga de início de deslizamento ($P_{0,1e}$ e $P_{0,1n}$) e 6% para a carga última (P_e e P_n). A maior diferença está relacionada a carga de início de deslizamento, o que era esperado devido à complexidade dos fenômenos envolvidos na mudança do regime de interação.

Tabela 2 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Protótipos	k_i (kN/mm)			P_i (kN)			P_n (kN)			τ_i (MPa)		
	k_e	k_n	$\frac{k_e}{k_n}$	$P_{0,1e}$	$P_{0,1n}$	$\frac{P_{0,1e}}{P_{0,1n}}$	P_e	P_n	$\frac{P_e}{P_n}$	τ_e	τ_n	$\frac{\tau_e}{\tau_n}$
MN-120/450	12,3	12,9	0,96	28,3	25,3	1,09	47,2	50,2	0,94	0,075	0,078	0,95
MN-180/900	5,90	5,50	1,07	21,4	19,5	1,10	29,3	28,0	1,05			

Figura 10b) na região de aplicação do carregamento na carga de início do deslizamento relativo.

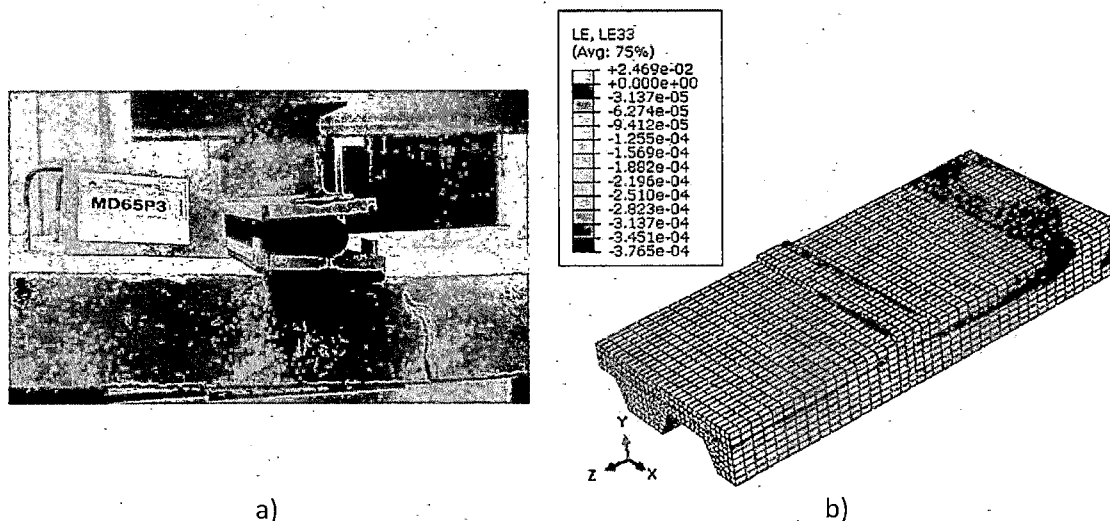
Após a quebra da aderência inicial, os protótipos voltaram a suportar acréscimos de carga devido ao atrito até atingir a carga última. Isso também foi reproduzido pelos modelos numéricos como mostra a

Figura 9. Os resultados numéricos e experimentais da rigidez inicial, da carga relativa ao deslizamento de 0,1mm e da carga última são comparados na Tabela 2. Observa-se a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação a rigidez do trecho inicial e a carga última. A maior diferença percentual entre os resultados experimentais e numéricos foram de 7% para a rigidez inicial (k_e e k_n), 10,0% para a carga de início de deslizamento ($P_{0,1e}$ e $P_{0,1n}$) e 6% para a carga última (P_e e P_n). A maior diferença está relacionada a carga de início de deslizamento, o que era esperado devido à complexidade dos fenômenos envolvidos na mudança do regime de interação.

Tabela 2 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Protótipos	k_i (kN/mm)			P_i (kN)			P_n (kN)			τ_i (MPa)		
	k_e	k_n	$\frac{k_e}{k_n}$	$P_{0,1e}$	$P_{0,1n}$	$\frac{P_{0,1e}}{P_{0,1n}}$	P_e	P_n	$\frac{P_e}{P_n}$	τ_e	τ_n	$\frac{\tau_e}{\tau_n}$
MN-120/450	12,3	12,9	0,96	28,3	25,3	1,09	47,2	50,2	0,94	0,075	0,078	0,95
MN-180/900	5,90	5,50	1,07	21,4	19,5	1,10	29,3	28,0	1,05			

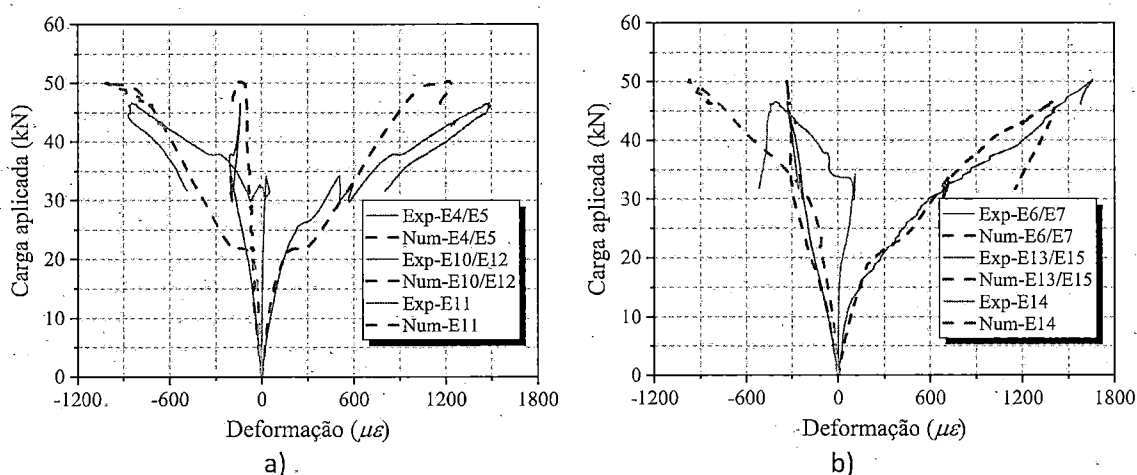
Figura 10 – Fissuração na região de aplicação de carga na carga de início de deslizamento.



As deformações na fôrma metálica (onda alta e onda baixa) e na capa de concreto do protótipo P1-120/450 e do modelo numérico PN-120/450 são mostradas na Figura 11. As deformações foram obtidas nas seções S1 e S2 indicadas na Figura 4. Em ambas as seções, o comportamento das deformações na fôrma e no concreto do modelo numérico foi similar ao das deformações do protótipo experimental. Até a carga de início de deslizamento relativo, as deformações de tração na forma de aço na seção S1 e S2 variaram linearmente com a força aplicada. Após a ruptura da aderência inicial, as deformações na fôrma assumiram

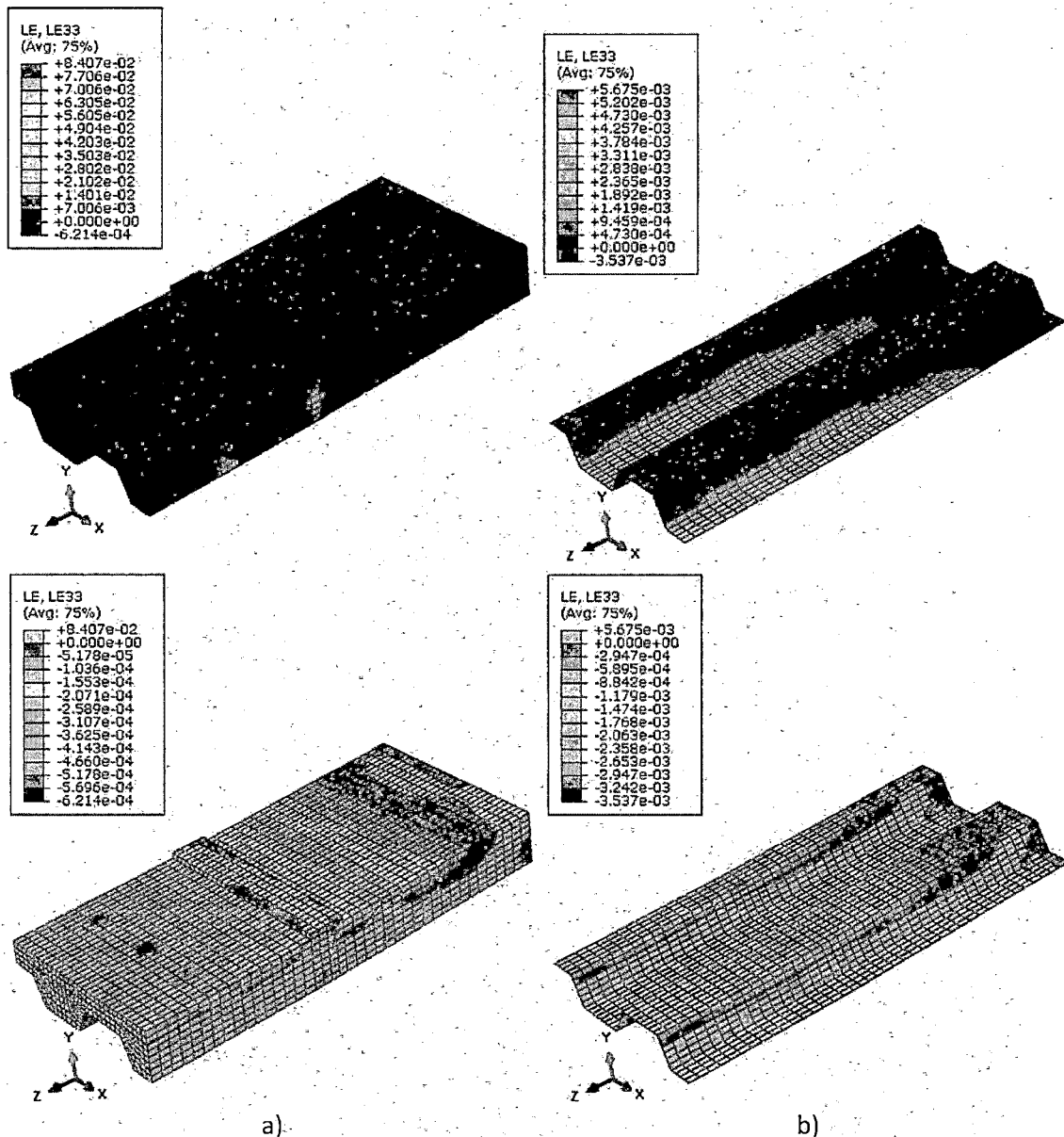
comportamento não linear e evoluíram rapidamente com o aumento do carregamento. Tanto nos protótipos experimentais quanto nos modelos numéricos, as deformações de tração na fôrma e no concreto foram maiores na seção S2 do que na seção S1.

Figura 11 – Deformações na fôrma e no concreto nas seções: a) S1 e b) S2.



Na Figura 12 é mostrada a distribuição das deformações no concreto (Figura 12a) e na fôrma (Figura 12b) na direção 33 (LE33) prevista pelo modelo numérico MN-120/450 na carga de pico. A área em preto corresponde a regiões nas quais as deformações são de compressão, as demais regiões apresentam deformações de tração. A onda alta da fôrma e a parte superior da laje de concreto apresentaram deformações de compressão, já a onda baixa da fôrma e a parte inferior da capa apresentaram deformações de tração. Isso está relacionado a existência de duas linhas neutras na seção transversal, uma na capa de concreto e outra na fôrma, cujo comportamento é típico em lajes mistas em regime de interação parcial.

Figura 12 – Distribuição das deformações na direção z na fôrma e no concreto.



As maiores deformações de compressão no concreto ocorreram na região de momento constante e foram menores que a deformação de compressão uniaxial do concreto $\epsilon_c = 2,18\%$.

A faixa de concreto comprimido na seção transversal abaixo dos pontos de aplicação de carga é praticamente nula (Figura 12) indicando a propagação de fissuras até a face superior da laje, semelhante ao verificado no ensaio experimental (Após a quebra da aderência inicial; os protótipos voltaram a suportar acréscimos de carga devido ao atrito até atingir a carga última. Isso também foi reproduzido pelos modelos numéricos como mostra a

Figura 9. Os resultados numéricos e experimentais da rigidez inicial, da carga relativa ao deslizamento de 0,1mm e da carga última são comparados na Tabela 2. Observa-se a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação a rigidez do trecho inicial e a carga última. A maior diferença percentual entre os resultados

experimentais e numéricos foram de 7% para a rigidez inicial (k_e e k_n), 10,0% para a carga de início de deslizamento ($P_{0,1e}$ e $P_{0,1n}$) e 6% para a carga última (P_e e P_n). A maior diferença está relacionada a carga de início de deslizamento, o que era esperado devido à complexidade dos fenômenos envolvidos na mudança do regime de interação.

Tabela 2 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Protótipos	k_i (kN/mm)			P_i (kN)			P_n (kN)			τ_i (MPa)		
	k_e	k_n	$\frac{k_e}{k_n}$	$P_{0,1e}$	$P_{0,1n}$	$\frac{P_{0,1e}}{P_{0,1n}}$	P_e	P_n	$\frac{P_e}{P_n}$	τ_e	τ_n	$\frac{\tau_e}{\tau_n}$
MN-120/450	12,3	12,9	0,96	28,3	25,3	1,09	47,2	50,2	0,94	0,075	0,078	0,95
MN-180/900	5,90	5,50	1,07	21,4	19,5	1,10	29,3	28,0	1,05			

Figura 10). Os protótipos experimentais com vão de cisalhamento de 450 mm apresentaram ondulações na forma de aço na região dos pontos de aplicação de carga, o que indica escoamento localizado da fôrma (Figura 13a). Isso também foi capturado no modelo numérico MN-120/450 como pode ser visto na Figura 13b. Na Figura 13b as áreas em preto e em cinza correspondem a deformações superiores a deformação de escoamento da fôrma $\epsilon_{yd} = 1,85\%$. Na Figura 14 são comparadas a configuração do protótipo P3-120/450 e do modelo numérico MN-120/450 na carga última. É notável a semelhança entre elas, principalmente, em relação a distribuição das fissuras na capa de concreto.

Figura 13 – Escoamento da fôrma: a) protótipo P1-120/450 (10) e b) modelo numérico MN-120/450.

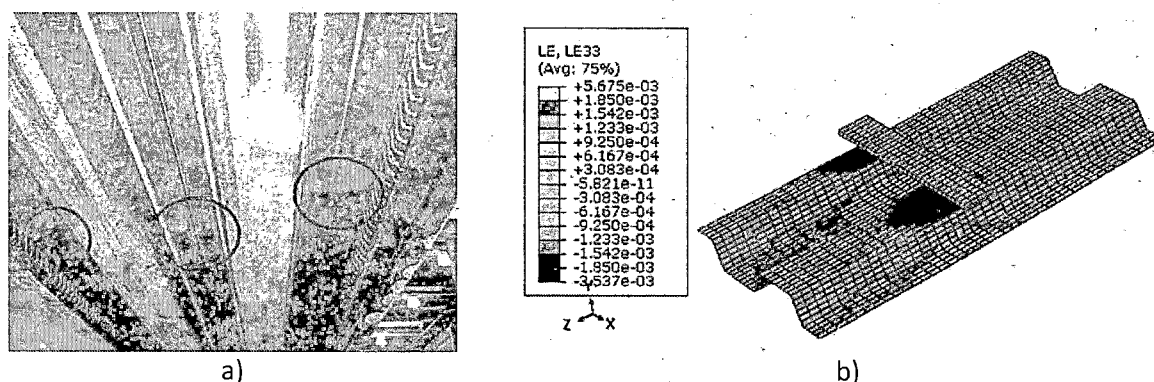
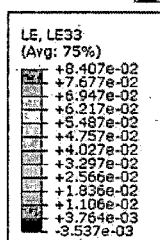
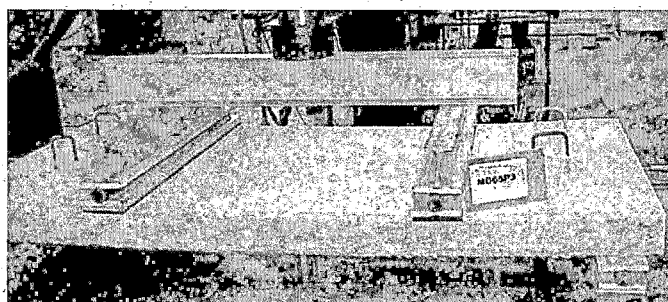


Figura 14 – Ilustração da configuração final do ensaio experimental e prevista pelo modelo numérico.



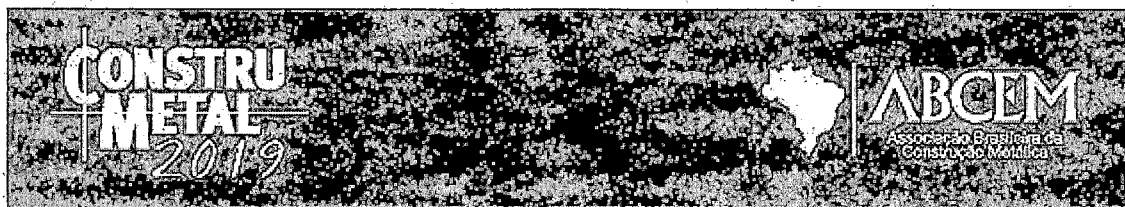
A tensão cisalhante média nos protótipos experimentais e nos modelos numéricos foi estimada através do método da interação parcial descrito no item 2. As médias dos valores estão mostradas na Tabela 2. Os coeficientes de segurança, as reações de apoio não foram consideradas na obtenção da tensão cisalhante média. O peso próprio dos protótipos e dos instrumentos de aplicação de carga foram considerados no cálculo da tensão cisalhante média e foram tomados igual aos valores experimentais. Os resultados da Tabela 2 demonstram que a tensão cisalhante média estimada a partir dos resultados numéricos conduziu a valores próximos aos obtidos a partir dos protótipos experimentais. A maior diferença entre os valores médios experimental e numérico é de 5%.

Os resultados apresentados nas Figuras 9 a 14 e na Tabela 2 demonstram que os modelos numéricos foram capazes de reproduzir tanto o comportamento global (rigidez do trecho inicial, capacidade máxima e o modo de falha) quanto o comportamento local (evolução das deformações na fôrma e no concreto) apresentados pelos protótipos experimentais. Além disso, a mudança do regime de interação total para parcial foi capturada nos modelos numéricos e assim, a perda de rigidez brusca devido à ruptura da aderência inicial e, o posterior ganho de rigidez proporcionado pelo início da contribuição do atrito mecânico foram observadas nas curvas carga versus flecha prescrita pelos modelos numéricos. O escoamento da fôrma observado nos protótipos com $L_s = 450$ mm também foi reproduzido pelo modelo numérico.

Desse modo, conclui-se que o modelo numérico proposto foi capaz de representar o complexo comportamento mecânico das lajes mistas biapoiadas, podendo ser utilizado em estudos paramétricos.

5 ESTUDO PARAMÉTRICO

O modelo numérico validado no item 4 será utilizado no estudo paramétrico. Objetivo consiste em avaliar a influência do comprimento do vão de cisalhamento, da altura da laje de concreto, da espessura da fôrma e da resistência do concreto sobre o comportamento estrutural (rigidez inicial, ductilidade ao cisalhamento longitudinal e carga última) das lajes mistas



biapoiadas. Ainda, foi avaliado a influência dos parâmetros sobre a tensão cisalhante média, a qual foi determinada com base no método da interação parcial apresentado no item 2.2. A carga relativa ao peso dos protótipos e dos aparelhos de aplicação de carga foi considerada no cálculo da tensão cisalhante média e foi estimada para cada protótipo como base no peso dos protótipos e dos aparelhos de aplicação de carga utilizados na etapa experimental. A ductilidade analisada corresponde a relação entre a flecha na carga última pela flecha correspondente à carga de início de deslizamento. As curvas carga aplicada versus flecha estimadas pelos modelos numéricos são apresentadas em sequência e serão utilizadas na avaliação do comportamento estrutural das lajes mistas.

5.1 Influência do comprimento do vão de cisalhamento (L_s)

A influência do comprimento do vão de cisalhamento no comportamento estrutural das lajes mistas foi avaliada em lajes mistas com altura de 120 mm e 180 mm. Quatro diferentes comprimentos de vão de cisalhamento foram utilizados, são eles: 450 mm, 600mm, 900mm e 1050 mm. As curvas carga aplicada versus flecha estão plotadas na Figura 15. Os valores da carga última (P_{un}) e da tensão cisalhante média obtida a partir dos resultados numéricos (τ_n) são mostrados na Tabela 3. A carga relativa ao peso do modelo e dos aparelhos de aplicação de carga utilizados na obtenção da tensão cisalhante média também estão mostrados na Tabela 3. O modelo com $h=120$ mm e $L_s=1050$ mm apresentou problemas de convergência logo após o início do carregamento, ou seja, para um valor pequeno de deslocamento. Isso está atrelado a pequena rigidez do sistema devido à grande esbeltez da laje. Desse modo, um deslocamento pequeno já é suficiente para que ocorra o mecanismo de falha. Para fins de discussão dos resultados, os resultados da laje com essa configuração foram omitidos nesse trabalho.

Para as duas alturas analisadas, os resultados demonstram que a rigidez do trecho inicial, a tensão cisalhante média e a capacidade última diminuem com aumento do comprimento do vão de cisalhamento. Enquanto, a flecha associada à carga última e a ductilidade ao cisalhamento longitudinal aumentam com o aumento do vão de cisalhamento. O comportamento descrito está associado ao aumento da esbeltez da laje (relação L_s/d_f) reduzindo a rigidez do sistema. Outros trabalhos na literatura como o de Abdullah (4,5) mostraram comportamento semelhante.

Figura 15 – Influência do comprimento do vão de cisalhamento (a) lajes com $h=120$ mm e (b) lajes com $h=180$ mm.

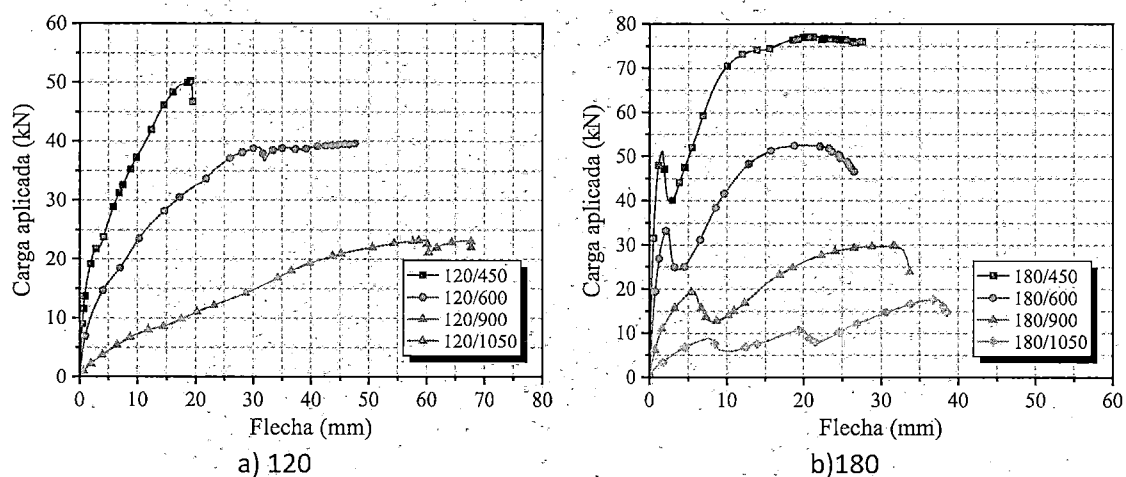


Tabela 3 – Influência do comprimento do vão de cisalhamento: tensão cisalhante média (τ_n) e carga última (V_u).

Dados	120				180			
Vão de cisalhamento (L_s)	450	600	900	1050	450	600	900	1050
Peso dos protótipos (kN)	5,2	5,6	7,2	-	7,0	13,1	14,2	18,0
P_{un} (kN)	50,4	39,6	23,3	-	77,3	52,5	30,0	22,5
τ_n (MPa)	0,082	0,083	0,060	-	0,136	0,117	0,084	0,085

5.2 Influência da altura da laje de concreto (h)

Para avaliação da influência da altura da capa de concreto no comportamento estrutural das lajes mistas, foram consideradas as seguintes alturas: 120 mm, 160 mm, 180 mm e 200 mm. A análise foi conduzida admitindo dois diferentes vãos de cisalhamento 600 mm e 1050 mm. As curvas carga aplicada versus flecha estão plotadas na Figura 16. Na Tabela 4 são apresentados os valores de tensão cisalhante média e carga última obtidos no estudo paramétrico. O peso relativo ao peso próprio dos protótipos e dos aparelhos de aplicação de carga utilizados no cálculo da tensão cisalhante média também estão mostrados na Tabela 4.

Os resultados mostrados na Figura 16 e na Tabela 4 demonstram que nos dois vãos de cisalhamento analisados a rigidez inicial, a tensão cisalhante média, a carga de início do deslizamento relativo e a capacidade resistente última foram maiores nas lajes com maior espessura. No entanto, a flecha relativa à carga última e a ductilidade ao cisalhamento longitudinal foram menores nas lajes com maior espessura. O aumento da tensão cisalhante média está relacionado ao acréscimo no peso da laje de concreto o que resulta em maior força normal de compressão sobre a forma metálica. Já os demais comportamentos, estão associados ao ganho de rigidez do sistema proporcionado pelo aumento da espessura da capa de concreto. Desse modo, é possível concluir que o aumento da espessura da capa de concreto contribui para o maior aproveitamento da capacidade resistente das lajes mistas.

Figura 16 – Influência da altura da capa de concreto (a) lajes com $L_s = 600$ mm e (b) lajes com $L_s = 1050$ mm.

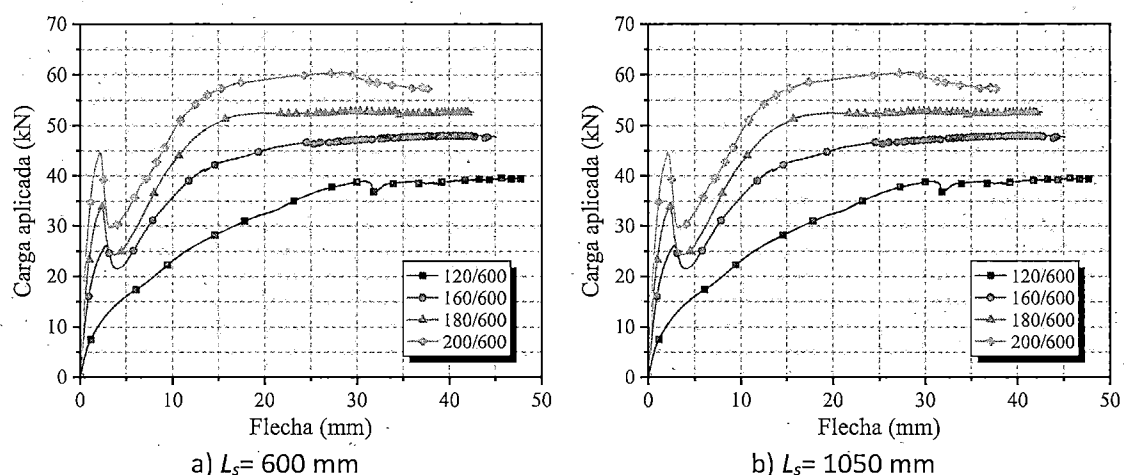


Tabela 4 – Influência da altura da capa de concreto na tensão cisalhante média (τ_n) e na carga última (V_u).

Dados	600				1050			
Altura (h)	120	160	180	200	120	160	180	200
Peso dos protótipos (kN)	5,6	10,0	13,1	14,0	-	17,0	18,0	19,5
P_{un} (kN)	39,6	48,1	52,5	60,5	-	17,7	22,5	25,0
τ_n (MPa)	0,083	0,105	0,117	0,131	-	0,072	0,085	0,087

5.3 Influência da espessura da fôrma (e)

Na verificação da influência da espessura da fôrma foram consideradas as espessuras nominais de 1,25 mm, 0,95 mm e 0,8 mm, correspondendo respectivamente a áreas de 1452 mm², 1092 mm² e 912 mm². O estudo foi conduzido em lajes mistas com $L_s = 900$ mm e $h = 120$ mm. Na Figura 17 são mostradas as curvas carga versus flecha obtidas na análise paramétrica. Os valores de tensão cisalhante média e de carga última obtidos numericamente e o peso total devido ao peso próprio dos protótipos e dos aparelhos de aplicação de carga são mostrados na Tabela 5.

Destaca-se que a análise realizada nesse item serve apenas como um estudo qualitativo, pois o comportamento da interface aço-concreto pode ser diferente para cada espessura da fôrma. Pois, em função da espessura da fôrma, pode ocorrer possíveis variações na distribuição e profundidade das moissas na etapa de conformação das fôrmas. Desse modo, para uma análise mais próxima da realidade, deve-se adotar nos modelos numéricos as propriedades da interface correspondentes a cada espessura da fôrma. Nesse artigo, para não fugir ao escopo do trabalho, as propriedades da interface foram mantidas constantes no estudo paramétrico. As propriedades mecânicas da fôrma e da interface correspondem as mesmas utilizadas na validação do modelo numérico.

Os resultados apresentados na Figura 17a e na

Tabela 5 demonstram que a espessura da fôrma de aço influencia diretamente no comportamento mecânico das lajes mistas. O aumento da espessura da fôrma metálica contribuiu para o aumento da rigidez inicial, da ductilidade ao cisalhamento longitudinal e da capacidade última resistente das lajes mistas. Além disso, a flecha associada a carga última e a carga de início de deslizamento foram maiores nas lajes com fôrma de maior espessura.

O acréscimo na carga última em função do aumento da espessura da fôrma foi em torno de 20,7% para a espessura de 0,95 mm e de 58,4% para a espessura de 1,25 mm. As tensões cisalhantes médias apresentadas na

Tabela 5 demonstram que a influência da espessura da fôrma sobre a tensão cisalhante é pouco significativa, desse modo, pode-se concluir que o aumento verificado na carga última está relacionado apenas ao aumento da área da fôrma resultando no aumento da área da armadura de tração. Nas curvas mostradas na Figura 17a, observa-se que a perda de rigidez no sistema devido a mudança do regime de interação foi quase imperceptível nas curvas carga aplicada versus flecha para as lajes com fôrma mais espessa.

Figura 17 – Influência da espessura da fôrma (e).

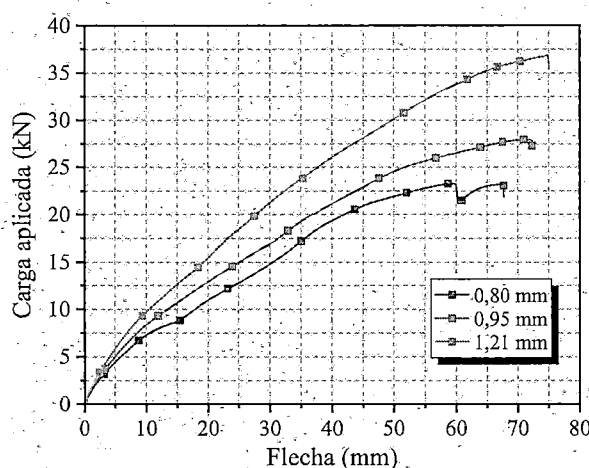


Tabela 5 – Influência da espessura da fôrma na tensão cisalhante média (τ_n) e na carga última (V_u):

Espessura da fôrma e (mm)	0,8	0,95	1,25
Peso dos protótipos (kN)	8,6	8,7	8,7
P_{un} (kN)	23,3	28,0	36,9
τ_n (MPa)	0,068	0,074	0,080

5.4 Influência da resistência do concreto

Para avaliação da influência da resistência do concreto sobre o comportamento estrutural das lajes mistas, foram considerados concretos com resistências médias de 20,0 MPa, 30 MPa e 40 MPa. Os modelos de Carreira e Chu (16) e Hordijk (17) foram utilizados para obtenção das curvas tensão versus deformação do concreto na compressão e na tração, respectivamente. As propriedades mecânicas do concreto foram determinadas com base nos valores recomendados no FIB Model Code (18). O estudo foi conduzido em lajes mistas com $L_s = 900$ mm e $h = 120$ mm.

As curvas carga aplicada versus flecha para as diferentes resistências à compressão do concreto estão mostradas na Figura 18. Os valores obtidos de carga última e tensão cisalhante média e o peso dos protótipos e dos aparelhos de aplicação de carga estão apresentados na Tabela 6. Como pode ser visto na Figura 18, a resistência à compressão do concreto tem pouca influência sobre o comportamento mecânico das lajes mistas. Mesmo duplicando-se a

resistência do concreto, nenhuma mudança significativa foi notada na rigidez inicial, capacidade última e ductilidade ao cisalhamento longitudinal das lajes. O comportamento descrito também foi relatado por trabalhos experimentais como os de Daniels e Crisinel (19,20) e Veljkovic (21).

Comparando-se as Figuras Figura 17 e Figura 18, observa-se que a espessura da fôrma exerceu maior influência sobre a capacidade resistente das lajes mistas do que a resistência à compressão do concreto. Isso corrobora com o relatado por Seleim e Schuster (22), em que os autores afirmam que a resistência ao cisalhamento longitudinal nas lajes mistas é governada pela espessura da fôrma metálica e é pouco influenciada pela resistência à compressão do concreto.

Figura 18 – Influência da resistência do concreto (f_{cm}).

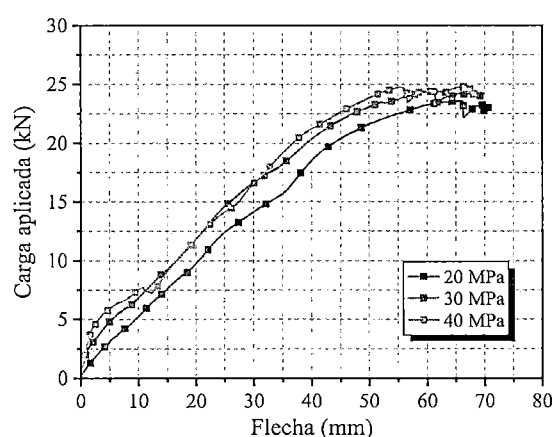


Tabela 6 – Influência da resistência do concreto (f_{cm}) na tensão cisalhante média (τ_n) e na carga última (V_u).

Resistência do concreto (MPa)	20	30	40
Peso dos protótipos (kN)	8,6	8,6	8,6
P_{un} (kN)	23,6	24,3	24,8
τ_n (MPa)	0,070	0,077	0,080

5.5 Variação da força cortante última

Na Figura 19 e na Figura 20 são apresentadas as relações entre a força cortante última (V_u) e os parâmetros avaliados no estudo paramétrico (L_s , h , e e f_{cm}). Na Figura 19ab, os valores médios e o desvio padrão da linha de tendência exponencial demonstram que a capacidade resistente das lajes varia com a força cortante última numa taxa específica de variação (linha de tendência potencial). Já nas Figura 19cd pode ser visto que a força cortante última varia linearmente com a espessura da fôrma (e) e com a resistência à compressão do concreto (f_{cm}). A relação entre V_u e L_s/d_f apresentada na

Figura 21 demonstra que a capacidade resistente das lajes varia exponencialmente com a esbelteza da laje e que a variação da capacidade resistente das lajes em função da esbelteza é maior nas lajes com esbelteza menor do que 7. Nas lajes com esbelteza maior do que 7, a variação da capacidade resistente em função da esbelteza mostrou ser pouco significativa. Conclusões parecidas foram apresentadas no trabalho de Abdullah et al (7), no qual os autores sugerem que

as lajes sejam classificadas como compactas, caso a esbeltez seja menor do que 7,0, e, como esbeltas, caso a esbeltez seja maior que 7,0.

Figura 19 – Variação da força cortante última (V_u) provocada pelos parâmetros a) L_s e b) h .

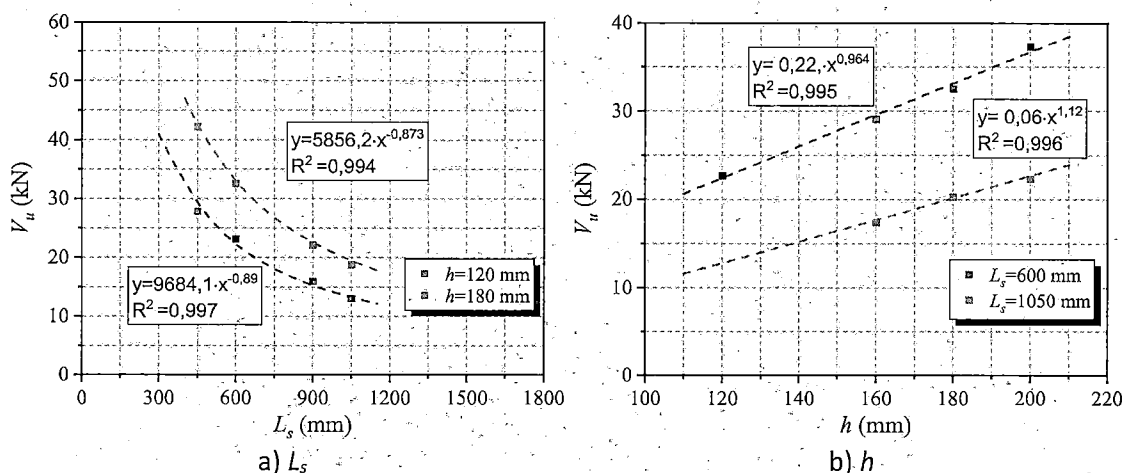


Figura 20 – Variação da força cortante última (V_u) provocada pelos parâmetros a) e e b) f_{cm} .

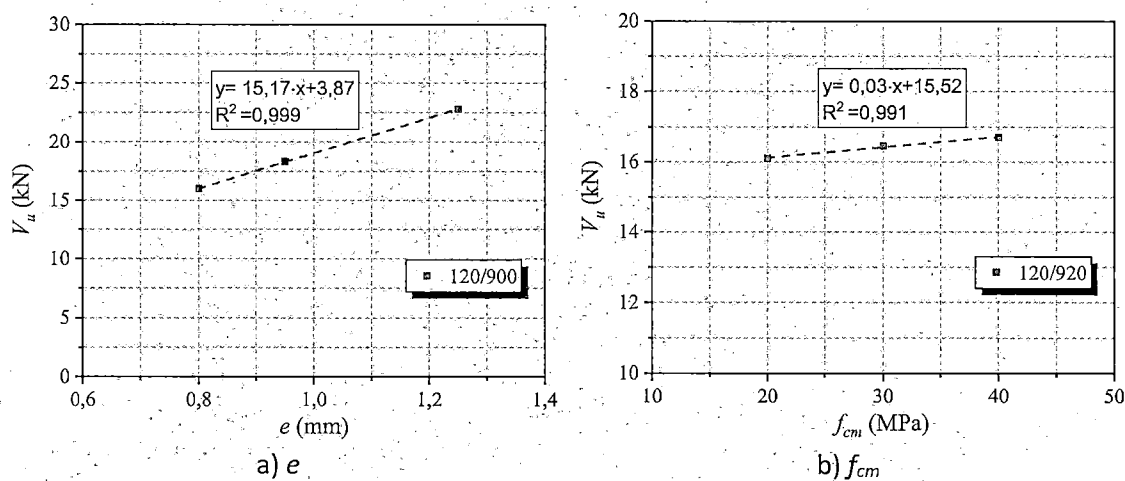
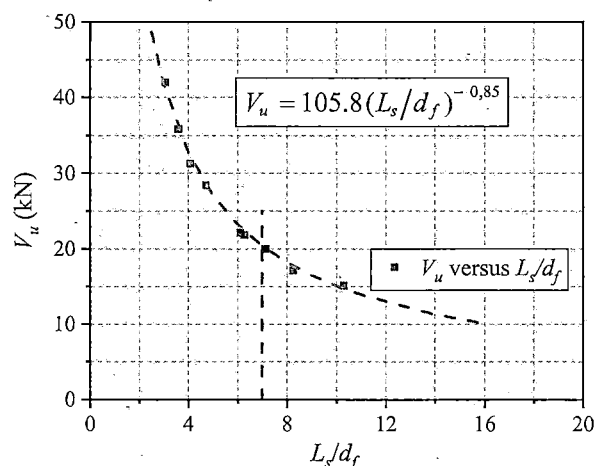


Figura 21 – Relação entre a força cortante última (V_u) e a esbeltez da laje (L_s/d_f).



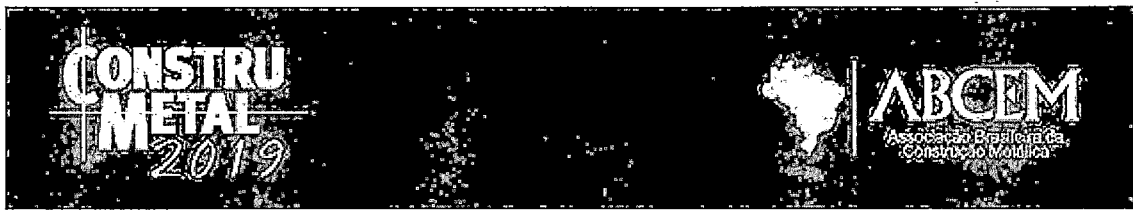
6 CONCLUSÃO

Nesse trabalho foi proposto um modelo numérico para representar o comportamento estrutural de lajes mistas biapoiadas. O comportamento não linear dos materiais e da interface aço concreto e a não linearidade geométrica foram consideradas no modelo numérico. O modelo numérico foi validado com base em resultados experimentais e demonstrou ser capaz de estimar com precisão o comportamento global (curva carga versus flecha) e local (distribuição de deformações) das lajes mistas.

O modelo validado foi utilizado para conduzir um estudo paramétrico. As variáveis estudadas foram: o comprimento do vão, a espessura da capa de concreto, a espessura da fôrma metálica e a resistência à compressão do concreto. O estudo da influência dessas variáveis sobre o comportamento mecânico das lajes mistas foi feito a partir da análise das curvas carga aplicada versus flecha e resistência ao cisalhamento longitudinal. Foram comparadas a rigidez inicial, a ductilidade ao cisalhamento longitudinal, a carga última e a tensão de cisalhamento média estimada a partir do método da interação parcial.

As principais conclusões do estudo paramétrico foram:

- A rigidez inicial, a tensão cisalhante média, a carga de início do deslizamento relativo e a capacidade resistente última diminuem com o aumento o comprimento do vão de cisalhamento. A flecha e a ductilidade ao cisalhamento longitudinal aumentam com o aumento do comprimento do vão de cisalhamento.
- A rigidez inicial, a tensão cisalhante média, a carga de início do deslizamento relativo e a capacidade resistente última aumentam com o aumento da espessura da capa de concreto. A ductilidade e a flecha relativa a carga última são menores nas lajes com maior espessura.
- O aumento da espessura da fôrma promove aumento da rigidez inicial, da ductilidade ao cisalhamento longitudinal, da carga de início de deslizamento, da flecha associada a carga última e da capacidade última resistente.
- A influência da resistência à compressão do concreto sobre o comportamento estrutural das lajes mistas é pouco significativa. Nenhuma diferença significativa sobre a rigidez inicial, a ductilidade ao cisalhamento longitudinal e sobre a carga última foi notada ao se aumentar a resistência à compressão do concreto.

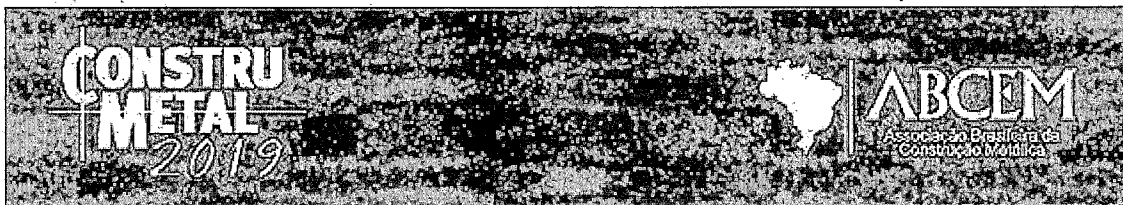


Agradecimentos

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES).

REFERÊNCIAS

1. Gholamhoseini A, Gilbert RI, Bradford MA, Chang ZT. Longitudinal shear stress and bond-slip relationships in composite concrete slabs. *Engineering Structures* [Internet]. 2014;69:37–48. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.008>
2. Chen S, Shi X. Shear bond mechanism of composite slabs - A universal FE approach. *Journal of Constructional Steel Research* [Internet]. 2011;67(10):1475–84. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.03.021>
3. CEN (European Committee for Standardization) Eurocode 4. Vol. 1. Brussels; 2011.
4. Abdullah R, Paton-cole VP, Easterling WS, Asce F. Quasi-Static Analysis of Composite Slab. *Malaysian Journal of Civil Engineering*. 2007;19(2):1–13.
5. Abdullah R, Easterling WS. New evaluation and modeling procedure for horizontal shear bond in composite slabs. *Journal of Constructional Steel Research*. 2009;65(4):891–9.
6. Abdullah R, Kueh ABH, Ibrahim IS, Easterling WS. Characterization of shear bond stress for design of composite slabs using an improved partial shear connection method. *Journal of Civil Engineering and Management*. 2015;21(6):720–32. Available from: <http://doi/full/10.3846/13923730.2014.893919>
7. Abdinasir Y, Abdullah R, Study F. Modelling of Shear Bond With Cohesive Element And Slenderness Study of Composite Slabs. 2012;(October).
8. Ríos JD, Cifuentes H, Martínez-De La Concha A, Medina-Reguera F. Numerical modelling of the shear-bond behaviour of composite slabs in four and six-point bending tests. *Engineering Structures*. 2017;133:91–104.
9. Camanho P, Davila CG. Mixed-Mode Decohesion Finite Elements in for the Simulation Composite of Delamination Materials. *Nasa* [Internet]. 2002;TM-2002-21(June):1–37. Available from: http://www.researchgate.net/publication/24327361_Mixed-Mode_Decohesion_Finite_Elements_for_the_Simulation_of_Delamination_in_Composite_Materials/file/e0b49527d4918f3b65.pdf
10. Grossi LGF. Sobre o Comportamento Estrutural e o Dimensionamento de Lajes Mistas de Aço e Concreto com Armadura Adicional. 2016. 275f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.
11. CEN (European Committee for Standardization). Ec4 Part 1.1. 2011.
12. Lubliner J, Oliver J, Oller S, Oñate E. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*. 1989;25(3):299–326.
13. Jehee L, L. FG. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Journal of Engineering Mechanics* [Internet]. 1998;124(8):892–900. Available from: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))
14. Ataei A, Moradi M, Valipour HR, Bradford MA. Finite element modelling of demountable precast reinforced concrete deck slabs with external confining system. *Journal of Constructional Steel Research* [Internet]. 2018;151:204–15. Available from: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.09.023>
15. KMIECIK P, KAMIŃSKI M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 2011;11(3):623–36. Available from: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1644966512601058>
16. Carreira J. Relationship for Plain Concrete in Comprcssion Strcss € train. *ACI Structural Journal*. 1986;(October):797–804.
17. Hordijk DA. Local approeach to fatigue of concrete.
18. FIB Model Code for Concrete Structures 2010 [Internet]. Weinheim, Germany: Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA; 2013. 302 p. Available from: <http://doi.wiley.com/10.1002/9783433604090>



19. Daniels, B. J.; Crisinel M. Composite slab behavior and strength analysis. Part I: Calculation Procedure. Journal of Structural Engineering, ASCE,. 1993;119(1):16–35.
20. Daniels BJ, Crisinel M. Composite Slab Behaviour and strength analsis. Part II: Comparisons with test results and parametric analysis. Journal of Structural Engineering, ASCE,. 1993;119(1):36–49.
21. Veljkovic M. Behaviour an Resistance of Composite Slabs:
22. Schuster RM. Shear-bond Capacity of Composite Slabs. 1982.