

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

ANDRE LUIZ RAMOS

Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de
pequena altura

São Carlos
2010

ANDRÉ LUIZ RAMOS

ANÁLISE NUMÉRICA DE PISOS MISTOS AÇO-
CONCRETO DE PEQUENA ALTURA

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientadora: Ana Lúcia H. de Cresce El Debs

São Carlos

2010

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

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

R175a Ramos, André Luiz
Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de
pequena altura / André Luiz Ramos ; orientadora Ana Lúcia
H. de Cresce El Debs. -- São Carlos, 2010.

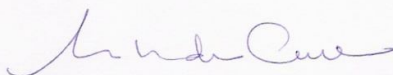
Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área
de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
2010.

1. Estruturas mistas. 2. *Slim floor*. 3. Análise
numérica. 4. Piso misto de pequena altura. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

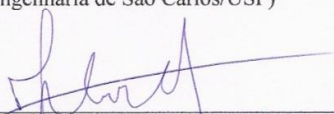
Candidato: Engenheiro **ANDRÉ LUIZ RAMOS**.

Dissertação defendida e julgada em 11/06/2010 perante a Comissão Julgadora:



Profª. Associada **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS** – (Orientadora)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado



Prof. Dr. **JORGE MUNAIAR NETO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado.

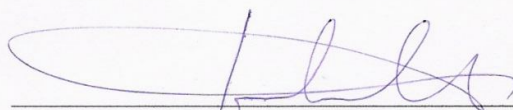


Prof. Dr. **JOÃO ALBERTO VENEGAS REQUENA**
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

APROVADO



Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

SECRETARIA
Serviço de Pós-Graduação
Protocolado em 11/06/2010

*Dedico este trabalho ao meu
pai, exemplo da minha vida.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por tudo, realizações e fracassos. As linhas são tortas, mas o caminho é certo.

Aos meus familiares. Minhas irmãs, Ana e Iara, que apesar da distância estão sempre no meu coração. A minha mãe Natália Nikolaévna Ramos e minha avó paterna Sylvia de Castro Ramos, que embora não estejam mais conosco, certamente estão olhando por mim de algum lugar melhor que este. Mas, especialmente, ao meu pai, Syleno de Castro Ramos, que sempre fez o papel de pai e mãe e sem dúvida foi meu maior professor, principalmente de caráter. Meu objetivo de vida é que meus filhos olhem para mim assim como eu olho para ele. À minha madrasta “Nélis”, que também passou a fazer parte da nossa família.

À minha amada Liz, que vai ser sempre minha eterna namorada. Agradeço por toda sua paciência e amor todo esse tempo longe, ninguém faria por mim o que você faz.

À minha orientadora Ana Lúcia H. de Cresce El Debs pela orientação, paciência e simpatia em me receber sempre com um belo sorriso.

Às amigas cultivadas durante esses dois anos, especialmente Gaby, Marli e Fernando, amigos para o resto da vida.

Àqueles que me ajudaram com o “enjoado” *software* Diana, mas principalmente: Carlos Marek, Rodrigo Barros, Rodrigo Paccola e Walter Oliveira.

Aos meus companheiros de sala pelo cotidiano mais animado: Charles, Rodrigo (Gaúcho) e Emerson.

Aos amigos que ingressaram comigo nessa jornada: Andreilton, Hidelbrando, Rodolfo, Valmiro, Wellison, Higor, Wagner, Jonas, Chicão, Cátia, Bianca, Leandro, Calil, Raphael, Dênis e Danielle.

Aos amigos que ingressaram um ano depois: Rafael (pé-de-índio), Rafael (Maceió), Rafael Eclache, Davi, Eunice, Juliana, Fabrício, Indara, Orieta, Winston, Daniel, Marcelo, Nero, André e Pedro.

Aos demais amigos do departamento, em especial: Érica, Marcela Filizola, Chris, Jesus Daniel, Jesus Sánchez, Aref, Leandro Cavalcanti, Saulo e Dorival.

Aos funcionários do Departamento de Estruturas.

Ao meu professor de graduação Flávio Alberto Cantisani de Carvalho, pelas oportunidades oferecidas e pelo incentivo.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para esta conquista, porque eu jamais conseguiria sozinho.

*"Tudo tem seu apogeu e seu declínio...
É natural que seja assim, todavia,
quando tudo parece convergir para o
que supomos o nada, eis que a vida
ressurge, triunfante e bela...
Novas folhas, novas flores, na infinita
benção do recomeço."*

Chico Xavier

*"O homem é, assim, o árbitro
constante de sua própria sorte. Ele
pode aliviar o seu suplício ou
prolongá-lo indefinidamente. Sua
felicidade ou sua desgraça dependem
da sua vontade de fazer o bem."*

Allan Kardec

RESUMO

RAMOS, A.L. (2010). **Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Os pisos mistos aço-concreto de pequena altura caracterizam-se pelo embutimento da laje de concreto na altura da viga de aço, sendo a laje apoiada na mesa inferior do perfil. A principal vantagem deste sistema em relação à viga mista convencional é a redução da altura total do composto. Este trabalho tem como objetivo a criação de um modelo numérico construído no *software* de elementos finitos TNO DIANA®. O modelo proposto nesta pesquisa buscou subsídios para sua validação em resultados experimentais e numéricos realizados em outras pesquisas. Na fase de validação foram alterados diversos fatores a fim de avaliar a influência de cada um deles, calibrando o modelo até que os resultados se aproximassem dos experimentais. Depois que o modelo foi validado, foi analisada a influência de alguns parâmetros no comportamento global da estrutura, entre eles: a resistência do concreto (f_{ck}), a consideração de uma tela de armadura passiva colocada na capa de concreto com diferentes taxas de armadura e a variação da espessura da capa de concreto. Os resultados mostraram que o modelo consegue representar de maneira adequada o comportamento da estrutura apesar das simplificações consideradas para a modelagem.

Palavras-chave: Estruturas mistas, *slim floor*, análise numérica, piso misto de pequena altura.

ABSTRACT

RAMOS, A.L. (2010). **Numerical analysis of steel-concrete composite slim floor.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Composite steel-concrete slim floors are characterized by the inlay of the concrete slab on the same plane of the steel beam, with the slab supported by the bottom flange of the profile. The main advantage of this system compared to the conventional mixed beam is the reduction of the overall height of the compound. This study aims to establish a numerical model built in finite element software TNO DIANA®. The model proposed in this research sought subsidies for its validation in experimental and numerical results achieved in others researches. In the validation phase were changed several factors to evaluate the influence of each of them, calibrating the model until the results come closer to the experimental. After the model has been calibrated, were analyzed the influence of some parameters on the overall behavior of the structure, among them: the strength of concrete (f_{ck}), the consideration of reinforcement bars placed on the slab with different rates and the variation of the thickness of the concrete slab. The results showed that the model can adequately represent the structural behavior despite the simplifications considered for modeling.

Keywords: Composite structures, composite slim floor, numerical analysis.

SUMÁRIO

| | | |
|---------|---|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 | Considerações iniciais | 1 |
| 1.2 | Justificativa | 3 |
| 1.3 | Objetivos | 3 |
| 1.4 | Metodologia | 4 |
| 1.5 | Estrutura da dissertação | 4 |
| 2 | AS ESTRUTURAS MISTAS | 7 |
| 2.1 | Histórico | 7 |
| 2.2 | Generalidades | 10 |
| 2.3 | Elementos Mistos | 14 |
| 2.3.1 | Pilares Mistos | 14 |
| 2.3.2 | Vigas Mistas | 17 |
| 2.3.3 | Lajes Mistas | 24 |
| 2.3.4 | Conectores de cisalhamento | 26 |
| 3 | PISOS MISTOS DE PEQUENA ALTURA | 31 |
| 3.1 | Apresentação | 31 |
| 3.2 | Histórico | 34 |
| 3.3 | Tipologia dos elementos empregados | 40 |
| 3.3.1 | Tipologia de vigas | 40 |
| 3.3.2 | Tipologia de lajes | 42 |
| 3.4 | Princípios de Dimensionamento | 42 |
| 4 | ANÁLISE NUMÉRICA | 45 |
| 4.1 | Apresentação | 45 |
| 4.2 | O programa TNO DIANA® | 46 |
| 4.3 | Processamento | 46 |
| 4.3.1 | Pré-processamento | 47 |
| 4.3.2 | Processamento | 52 |
| 4.3.3 | Pós-processamento | 53 |
| 4.4 | Geometria do modelo e condições de contorno | 54 |
| 4.4.1 | Modelo experimental (LAWSON et al., 1997) | 54 |
| 4.4.2 | Modelo Numérico (PAES, 2003) | 56 |
| 4.4.3 | Modelo adotado nesta pesquisa | 59 |
| 4.5 | Elementos finitos utilizados | 63 |
| 4.5.1 | Elementos para modelagem do aço e do concreto | 66 |
| 4.5.2 | Elementos para a modelagem da interface | 66 |
| 4.6 | Modelos Constitutivos | 67 |
| 4.6.1 | Concreto | 67 |
| 4.6.1.1 | Modelos incrementais | 70 |
| 4.6.1.2 | Modelos <i>Total Strain</i> | 70 |
| 4.6.2 | Aço | 74 |
| 4.6.3 | Interface | 74 |
| 4.7 | Solução de equações não-lineares | 74 |
| 4.8 | Modelagem das armaduras | 77 |
| 4.9 | Validação do Modelo | 78 |
| 4.9.1 | Análise dos resultados | 92 |
| 4.9.1.1 | Modelo SCI – 280 ASB | 92 |
| 4.9.1.2 | Modelo SCI – 300 ASB | 96 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 4.10 | Análise Paramétrica..... | 100 |
| 4.10.1 | Influência da resistência do concreto..... | 100 |
| 4.10.2 | Influência da taxa de armadura na capa de concreto | 102 |
| 4.10.3 | Influência da altura da capa de concreto..... | 105 |
| 4.11 | Considerações finais..... | 107 |
| 5 | CONCLUSÃO | 109 |
| 5.1 | Considerações finais | 109 |
| 5.2 | Sugestões para trabalhos futuros | 111 |
| 6 | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | |

INTRODUÇÃO

CAPÍTULO 1

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Uma estrutura mista é caracterizada pela existência de dois ou mais materiais que trabalham de maneira solidária. Para que ocorra essa solidarização e o comportamento seja considerado misto é necessário que na região de encontro dos materiais existam mecanismos que realizem a transferência de esforços entre eles.

Com relação aos materiais aço e concreto, já é consolidada no meio técnico a utilização do concreto armado, na qual o aço é empregado na forma de barras imersas no concreto a fim de resistir aos esforços de tração não suportados por ele. Embora o concreto armado também pudesse se enquadrar como uma estrutura mista, essa designação é adotada quando o aço é apresentado sob a forma de perfil.

A utilização conjunta de concreto e perfis metálicos iniciou-se ainda no século XIX, porém, o propósito principal, à época, era proteger o perfil contra a ação do fogo e da

corrosão, sendo desconsiderado em termos de cálculo o ganho de resistência proporcionado pelo concreto.

A partir do século XX, com o desenvolvimento da economia e da industrialização, surgiram novos sistemas estruturais englobando esse tipo de estrutura e então os primeiros modelos de cálculo e indicações normativas para sua utilização.

O material concreto possui vantagens bem conhecidas no atual estado de desenvolvimento, como por exemplo, resistência à compressão, ao fogo e possibilidade de ser facilmente moldado. O aço igualmente possui suas vantagens, como a elevada resistência e a ruptura dúctil. Porém, ambos os materiais também apresentam desvantagens na sua utilização. Assim sendo, as construções mistas aparecem justamente com o objetivo de aproveitar as vantagens de cada um e, ao mesmo tempo, minimizar suas desvantagens, não apenas em termos estruturais, mas também em aspectos construtivos, funcionais e estéticos.

Os tipos de elementos mistos de aço e concreto utilizados comumente são vigas, lajes, pilares e ligações. Este trabalho apresenta uma tipologia de estrutura mista denominada “piso misto de pequena altura”, ou de forma simplificada *slim floor*.

Em um pavimento misto convencional, a laje de concreto (ou mista) é posicionada sobre a viga de aço, onde o comportamento misto é garantido via conectores de cisalhamento. Uma das características desse sistema é a altura total do composto, que consiste na soma das alturas da viga, do conector de cisalhamento e da capa de concreto, resultando em uma altura elevada, que pode limitar o pé-direito do pavimento.

O sistema *slim floor*, entre outros aspectos, visa à redução dessa altura através da introdução da laje na altura da viga, apoiando-se sobre a aba inferior da mesma. Além disso, no cenário atual das construções metálicas e mistas, tem crescido significativamente a importância do projeto estrutural em condições de incêndio, que faz com que os sistemas *slim floor* sejam bastante atrativos por conta de sua capacidade intrínseca frente ao fogo, visto que as vigas estão parcialmente revestidas pelo concreto.

A existência de concreto em volta do perfil metálico cria diversas regiões de interface, fazendo necessária uma avaliação dos mecanismos de transferência de esforços. A solução tradicional para a formação de uma seção mista com a utilização de conectores de cisalhamento sobre a aba superior do perfil não é a única maneira de promover a solidarização. Nos últimos anos tem se desenvolvido sistemas que consideram o comportamento misto de vigas *slim floor* sem a utilização de conectores tradicionais, abrindo uma nova perspectiva para o desenvolvimento destes sistemas.

1.2 JUSTIFICATIVA

Os pisos mistos começaram a ser estudados recentemente e, por isso, ainda não têm seu dimensionamento incluído nos códigos normativos. Desse modo, o conhecimento do comportamento dos pisos, bem como da influência das suas ligações na distribuição dos esforços, permitirá o incremento na sua utilização. Para isto, justificam-se investimentos em pesquisas que se propõem a disseminar aspectos importantes do comportamento estrutural dos pisos mistos de pequena altura, como é o caso do trabalho aqui proposto.

Vários detalhes de ligação têm sido investigados experimentalmente dentro da linha de pesquisa de Estruturas Mistas em desenvolvimento no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC. Entretanto, a realização de estudos experimentais requer a confecção de modelos de grandes dimensões e demanda um grande volume de recursos financeiros e humanos. Sendo assim, parece adequado desenvolver e consolidar modelos numéricos para o estudo dos pisos mistos que possam incluir as ligações já investigadas experimentalmente. Dentro deste contexto, os resultados experimentais já obtidos por De Nardin (2007) poderão ser utilizados para validar os modelos numéricos.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é dar continuidade ao que vem sendo desenvolvido no Departamento de Estruturas da EESC no que se refere principalmente às vigas mistas parcialmente revestidas e aos pisos mistos de pequena altura, dentre os quais, destacam-se De Nardin & El Debs (2007) e Cavalcanti (2010), além de colaborar para as futuras pesquisas que já estão em andamento, sobretudo com a investigação experimental em um trabalho de mestrado sobre sistemas *slim floor*.

O objetivo específico deste trabalho, por sua vez, é construir um modelo numérico com elementos finitos que simule de maneira satisfatória o comportamento de pisos mistos de pequena altura até a ruptura. A partir da construção de um modelo representativo, podem-se extrapolar os resultados e avaliar a influência global de determinados parâmetros como a resistência do concreto, altura da capa e utilização de armaduras passivas em determinadas regiões.

Destaca-se, além disso, a experiência com a utilização do *software* DIANA, que ainda possui poucos estudos no Departamento de Estruturas da EESC, mas que aparenta ser uma tendência para os próximos trabalhos em estruturas de concreto e estruturas mistas aço-concreto. Este modelo pode servir de base também para a construção de modelos tridimensionais com a consideração da não-linearidade física em trabalhos futuros.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia utilizada nesta pesquisa pode ser dividida basicamente em três partes: Revisão bibliográfica, estudos sobre o *software* DIANA e a análise numérica propriamente dita.

A primeira etapa, referente à revisão bibliográfica, foi realizada por meio da coleta de material utilizando as bases de dados disponíveis na Escola de Engenharia de São Carlos com o fito de obter subsídios para os estudos das estruturas mistas em geral, especialmente em relação aos pisos mistos de pequena altura.

Na segunda etapa, foi realizado um estudo do funcionamento geral do *software* DIANA. Esse estudo iniciou com um mini-curso ministrado no próprio Departamento de Estruturas, seguido da leitura de trechos do manual do usuário e de trabalhos realizados com a utilização do *software*. Depois foram realizados diversos testes considerando modelos lineares e não-lineares visando entender seu comportamento de maneira mais prática.

Por fim, foi construído um modelo de elementos finitos e realizadas várias análises preliminares a fim de que os resultados se mostrassem coerentes. A partir de então, passou-se para a fase de validação do modelo, que consiste em alterar diversos parâmetros e analisar qual melhor se encaixa para o problema em questão quando confrontado com resultados experimentais. Após o modelo validado, foi realizada uma análise paramétrica, fazendo a variação de alguns fatores e verificando a influência global de cada um deles.

1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação foi dividida em seis capítulos assim distribuídos:

No **capítulo 1** são delineadas as considerações iniciais sobre as estruturas mistas aço-concreto e em especial sobre os pisos mistos de pequena altura, seguida da exposição dos objetivos, justificativa e metodologia para o desenvolvimento desta pesquisa.

No **capítulo 2** é apresentada uma revisão bibliográfica sobre as estruturas mistas em geral, iniciando com um breve histórico e abordando as principais considerações a respeito dos elementos mistos.

No **capítulo 3** é também apresentada uma revisão bibliográfica, mas agora apenas concernente aos pisos mistos de pequena altura. De maneira similar ao capítulo anterior, é exposto o tema, passando por um breve histórico, no qual são abordados os principais aspectos do sistema como tipologia de vigas e lajes empregadas, sistemas construtivos e princípios de dimensionamento.

O **capítulo 4** versa sobre as bases para o desenvolvimento desta pesquisa. Primeiramente é feita uma apresentação do programa DIANA, assim como exposições desde o pré até o pós-processamento. A seguir, são apresentados os modelos que serviram de base para este trabalho e o modelo desenvolvido. Então são feitas considerações sobre a análise, como por exemplo, os tipos de elementos finitos utilizados e modelos constitutivos para os materiais. Após esta etapa, apresentam-se todas as considerações levadas a efeito para a validação do modelo numérico e, por fim, a análise paramétrica.

O **capítulo 5** enumera as principais conclusões obtidas a partir das inúmeras análises realizadas.

AS ESTRUTURAS MISTAS AÇO-CONCRETO

CAPÍTULO 2

2.1 HISTÓRICO

As construções mistas surgiram como consequência natural do avanço tecnológico do concreto armado e das estruturas de aço. Primeiramente o concreto era utilizado como revestimento para os perfis metálicos, com o objetivo de protegê-los contra as ações do fogo e da corrosão. Entretanto, mesmo o concreto promovendo algum ganho em termos estruturais, tal consideração não era levada em conta nos cálculos.

Não se sabe precisar ao certo quando este tipo de sistema estrutural começou a ser utilizado, e nem quando começou a ser estudado com caráter científico. Segundo Griffis (1994) o surgimento das primeiras estruturas mistas data de 1894, quando foi construída uma ponte em Iowa e o edifício *Methodist Building* em Pittsburgh, nos EUA, ambos utilizando vigas metálicas de seção I, revestidas com concreto (DE NARDIN, 2003).

Griffis (1994) ressalta, ainda, que o aumento da sua utilização evidenciou-se nas décadas de 20 e 30, com a construção de edifícios altos, tais como, o *Chrysler Building*, erguido em 1930, na época registrado como o edifício mais alto do mundo, que foi superado, apenas um ano depois, pelo *Empire State Building*, ambos em Nova York. Porém, importa mencionar que nos dois casos o concreto atuou apenas na proteção do perfil.

Malite (1993) aponta que os primeiros estudos sobre vigas mistas ocorreram por volta de 1914, na Inglaterra, ocasião em que a empresa *Redpath Brow and Company* iniciou uma série de ensaios a respeito de sistemas compostos para pisos. Pouco tempo depois, em 1922, no Canadá, foi feita outra série de ensaios sob a supervisão da *Dominium Bridge Company*.

Segundo Gutierrez-Klinsky (1999), o início da construção mista aço-concreto é marcado pela patente *Composite Beam Construction* (Construção em viga mista), pertencente a J. Khan, em 1926. Por outro lado, Figueiredo (1998) assevera que o primeiro registro de normatização de estruturas mistas é de 1930, pelo *New York City Building Code*.



a) *Chrysler Building* – Nova York



b) *Empire State Building* – Nova York

Figura 2.1 - Arranha-céus construídos com estruturas mistas aço-concreto nas décadas de 20 e 30

Em 1930, pode-se dizer que o sistema misto aço-concreto já estava definido e os métodos de dimensionamento estabelecidos, sendo que, entre 1922 e 1939 foram construídos vários edifícios e pontes em cujos projetos foi adotado o sistema de vigas compostas (MALITE, 1993).

Ressalva-se, ainda, que em 1944 o assunto foi introduzido nas normas da AASHO – *American Association of State Highway Officials*, e em 1952 no AISC – *American Institute of Steel Construction* (DE NARDIN, 2003). No Brasil, a normatização só apareceu em 1986, com a “NBR-8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios”, contudo, a referida norma abordava apenas o dimensionamento e execução de elementos mistos sujeitos à flexão (viga mista).

No Brasil, a utilização do sistema misto se iniciou com a construção de edifícios nas décadas de 50 e 60, ficando depois praticamente estagnada na década de 70 e início da década de 80, principalmente, devido à cultura preferencial dos engenheiros civis por estruturas em concreto armado e à natural resistência à adoção de sistemas não convencionais.

Observa-se, portanto, que as estruturas mistas tiveram um processo de desenvolvimento, no qual primeiro surgiu a técnica, que trazia vantagens econômicas. Somente depois do processo construtivo e de sua utilização é que houve motivação para o desenvolvimento de pesquisas que resultariam em procedimentos de cálculo.

Dias (1993) *apud* Figueiredo (1998) apresenta alguns edifícios no Brasil, que utilizaram elementos mistos na composição da estrutura, sendo estes:

Edifício Garagem América (1957): Edifício garagem localizado em São Paulo cujo projeto estrutural é do Eng. Paulo R. Fragoso. Possui 16 pavimentos totalizando uma área de 15214 m², consumo de 948 toneladas de aço ASTM A-7 e sem aplicação de proteção especial quanto à ação do fogo.

Edifício Palácio do Comércio (1959): Localizado em São Paulo, trata-se de um edifício comercial de escritórios com 24 pavimentos, 73 m de altura e pé direito de 3,15 m. O projeto estrutural é do Eng. Paulo R. Fragoso e consumiu 1360 toneladas de aço ASTM A-7.

Edifício Avenida Central (1961): Trata-se de um edifício comercial de escritórios localizado no Rio de Janeiro. Possui 36 pavimentos, altura total de 112 m e o projeto estrutural é do Eng. Paulo R. Fragoso. As vigas de aço foram revestidas com concreto para protegê-los contra a ação do fogo. Este projeto consumiu 5620 toneladas de aço ASTM A-7.

Edifício Santa Cruz (1963): Edifício de uso residencial e comercial, localizado em Porto Alegre e cujo sistema estrutural foi projetado pelo Eng. Paulo R. Fragoso. Possui altura total de 103 m, distribuídos em 34 pavimentos. O consumo total de aço ASTM A-7 foi de 4011 toneladas e todos os elementos de aço foram protegidos contra incêndio por sistema de recobrimento do tipo caixa.

Edifício Sede do IPERJ (1965): Edifício localizado no Rio de Janeiro e de uso comercial. Possui 24 pavimentos com pé direito de 2,65 m e altura total de 76,5 m. O projeto estrutural é do Eng. Paulo R. Fragoso e foram gastos 1.218 t de aço ASTM A-7. Foram utilizadas alvenarias de tijolos cobrindo as almas dos perfis e argamassa de cimento e vermiculita com espessura de 1,5 cm para as vigas e 3,5 cm para os pilares, como sistema de proteção contra a ação do fogo.

Escritório Central da CSN (1963): Este edifício localizado em Volta Redonda, possui 18 pavimentos com pé direito de 3,5 m e consumo total de aço ASTM A-7 igual a 2600 toneladas. O projeto estrutural é do Eng. José Villas Boas.



a) Edifício Avenida Central – Rio de Janeiro



b) Edifício Santa Cruz – Porto Alegre

Figura 2.2 - Edifícios construídos no Brasil nas décadas de 50 e 60 com a utilização de sistemas mistos.

2.2 GENERALIDADES

Como já explicado anteriormente, já é bastante difundida no meio técnico a utilização, dimensionamento e verificação de estruturas de concreto armado e de estruturas metálicas. Na utilização com concreto armado, os elementos são constituídos por concreto de qualidade estrutural e barras de armaduras estrategicamente posicionadas, complementando a absorção de esforços.

Nas estruturas metálicas, a laje costuma ser de concreto armado, porém, vigas e pilares são perfis laminados, dobrados ou soldados, que são ligados por solda ou parafuso.

Principalmente nas últimas três décadas, uma nova forma de associação tem sido cada vez mais utilizada nos sistemas estruturais: as estruturas mistas aço-concreto. A principal diferença desta em relação às construções em concreto armado pela maneira como o aço é apresentado.

As estruturas mistas aço-concreto são formadas pela união de perfis de aço e concreto estrutural, de forma que os materiais trabalhem em conjunto. Assim, esse tipo de sistema estrutural permite explorar de maneira eficiente as vantagens de cada material em termos de capacidade resistente, aspectos construtivos, funcionais e estéticos.

Atualmente, existe uma visível tendência no mercado de tornar as obras mais industrializadas e racionalizadas, fato este reconhecido como necessário para reduzir os desperdícios, acelerar a velocidade de execução das obras e garantir maior qualidade às mesmas. A adoção de elementos estruturais com certo grau de industrialização em substituição ao sistema convencional em concreto armado moldado no local pode trazer benefícios em relação aos custos, mão de obra e tempo de execução.

Dentro do contexto da industrialização, pilares, lajes e vigas mistas são elementos utilizados na construção de edifícios de múltiplos pavimentos no exterior e no Brasil. De uma forma geral, a construção que utiliza sistemas mistos aço-concreto é competitiva no caso de vãos médios e grandes, visto que resulta em estruturas mais leves e de execução mais rápida.

Conforme Queiroz e Pimenta (2001), os elementos mistos apresentam algumas vantagens em relação aos sistemas estruturais convencionais, sendo algumas delas:

Com relação ao sistema em concreto armado:

- Existe a possibilidade de dispensar a utilização de formas e escoramentos;
- Redução do peso próprio e do volume da estrutura;
- Aumento da precisão dimensional da construção.

Com relação ao sistema de estruturas metálicas:

- Redução considerável no consumo de aço estrutural;
- Redução das proteções contra incêndio e corrosão.

Estes sistemas estruturais não necessariamente aparecem de forma isolada nas construções, podendo em uma mesma obra conter elementos em concreto armado, elementos de aço e elementos mistos. Neste caso, a estrutura é denominada híbrida.

A **figura 2.3** mostra edificações construídas com sistemas ou elementos mistos.



a) *Grosvenor Place* – Sidney, Austrália



b) *Jalkapallon Stadion* - Finlândia



c) *Scandic Hotel* - Finlândia



d) *Central Park Tower* – Perth, Austrália

Figura 2.3 – Exemplos de edifícios com a utilização de elementos mistos (FARIAS, 2008)

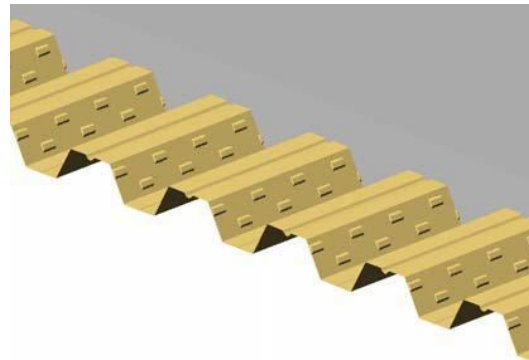
Em Zandonini (1994), apontam-se alguns fatores para a crescente utilização de sistemas estruturais formados por elementos mistos:

- Os avanços tecnológicos nos processos de obtenção de perfis tubulares e de conectores metálicos tornaram mais fácil o acesso a tais materiais e diminuíram os custos de produção;
- Os projetos arquitetônicos atuais exigem grandes áreas livres, implicando em grandes vãos para as vigas, acréscimo de força nos pilares e um maior espaçamento entre eles. Os elementos mistos possibilitam a redução das dimensões da seção transversal, ampliando as áreas livres;
- A necessidade de atender aos prazos de entrega da construção requer que sejam empregados sistemas estruturais para os quais seja possível obter rapidez e facilidade de execução, sem acréscimo no custo final da edificação;

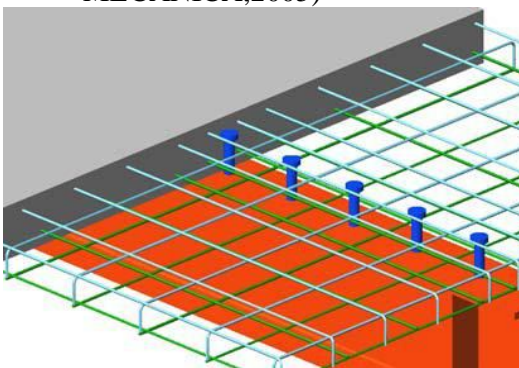
- Os avanços tecnológicos permitem obter concretos e aços com alta resistência e melhor comportamento. Tais avanços possibilitaram também o surgimento de guindastes móveis e outros equipamentos que facilitaram o transporte dos elementos.



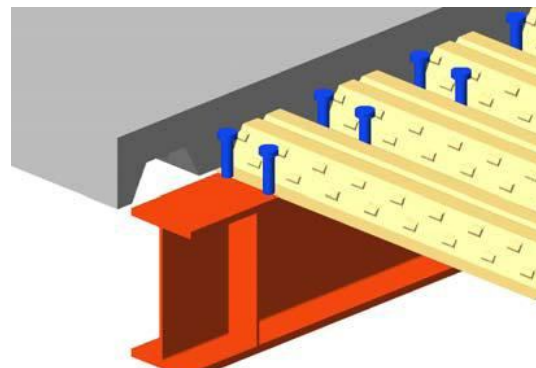
a) Laje mista (USIMINAS MECÂNICA,2005)



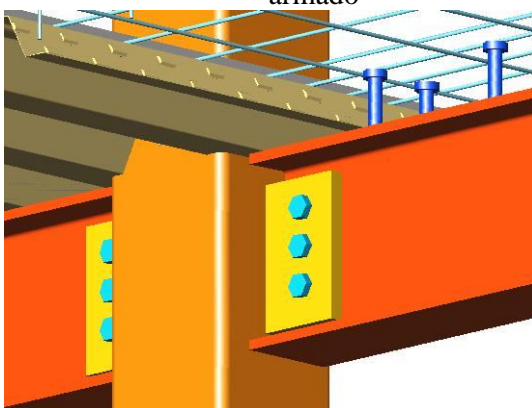
b) Detalhe das mossas na laje mista



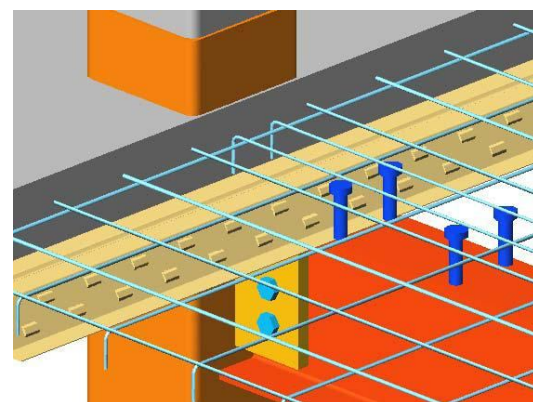
c) Viga mista com laje de concreto armado



d) Viga mista com laje mista



e) Ligação mista



f) Ligação, laje, viga e pilar mistos

Figura 2.4 – Elementos mistos de aço e concreto (OLIVEIRA, 2008)

2.3 ELEMENTOS MISTOS

2.3.1 PILARES MISTOS

São elementos estruturais sujeitos a forças predominantes de compressão, no qual o material aço é formado por um ou mais perfis em aço estrutural (DE NARDIN, 1999).

O concreto associado ao aço compondo elementos mistos surgiu como uma alternativa simples e pouco onerosa de proteção contra o fogo e a corrosão e, portanto, sem função estrutural. A idéia de proteção dos pilares metálicos impulsionou o surgimento dos primeiros pilares mistos aço-concreto que, desde então, evoluíram e hoje apresentam variações no arranjo e composição destes materiais (DE NARDIN *et al.*, 2005).

Além da proteção contra agentes externos, a combinação dos materiais aço e concreto em pilares promovem vantagens como o aumento da resistência do pilar, aumento na rigidez da estrutura para carregamentos horizontais (ventos) e nas solicitações decorrentes de sismos.

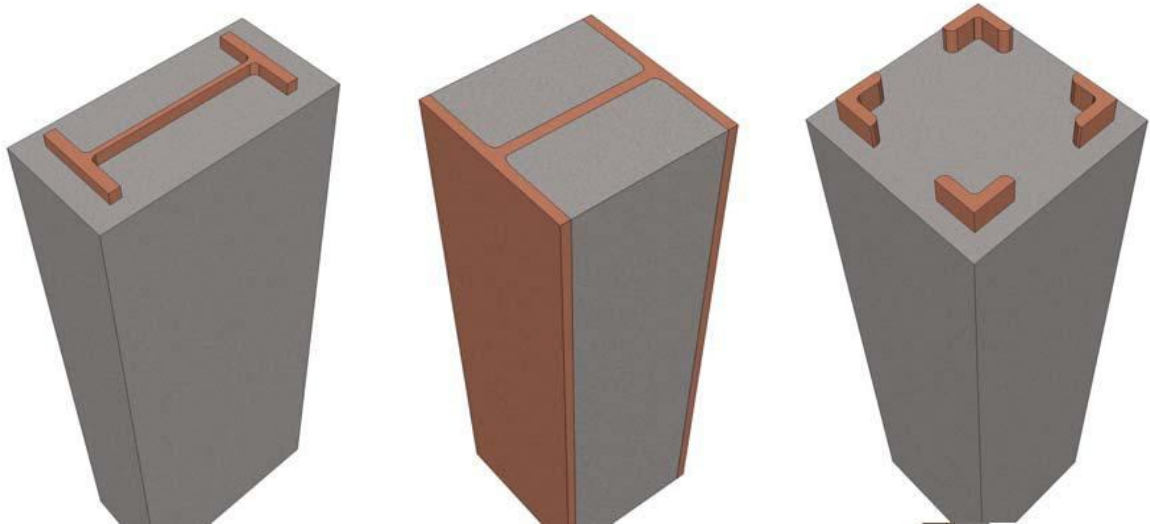
Os pilares mistos também se apresentam mais dúcteis em comparação aos pilares em concreto armado isolados. Existem, ainda, outras vantagens como a ausência de formas (para os pilares preenchidos), reduzindo os custos de material e mão de obra (ALVA E MALITE, 2005).

Nos dias atuais, estas últimas vantagens citadas são muito mais interessantes que as inicialmente propostas (proteção contra fogo e corrosão), pois DE NARDIN (1999) ressalta que, atualmente, com os avanços das técnicas de produção de materiais, podem ser encontrados no mercado materiais de proteção contra o fogo e corrosão com custo muito inferior ao do concreto. Por conta disso, o emprego do concreto como proteção para os perfis nem sempre é a alternativa mais viável economicamente.

Os pilares mistos dividem-se basicamente em dois grupos: os pilares mistos preenchidos e os pilares mistos revestidos, sendo que a diferença entre os dois é a posição do concreto na seção transversal do perfil. Além destes, existem ainda os pilares mistos tipo *battened* e os parcialmente revestidos.

O pilar é classificado como misto “revestido” quando o perfil está envolvido, total ou parcialmente pelo concreto, podendo este ser armado ou não. Seu surgimento decorre da intenção de proteger o perfil metálico das ações do fogo e corrosão. Porém, o revestimento com o concreto também promove ganhos em termos estruturais, além de colaborar contra instabilidades locais e globais. Tais elementos foram os primeiros a surgir e os primeiros a

serem estudados. Além das vantagens comuns aos pilares mistos já citadas, soma-se a variabilidade de formas que a seção pode apresentar. Em contrapartida, Oliveira (2008) assinala que a execução é trabalhosa, pois exige cuidados no posicionamento e fixação dos perfis e barras de armadura. Estas são necessárias e recomendadas pelas normas a fim de combater o fendilhamento na capa do concreto. Alva (2000) cita ainda como principal desvantagem a utilização de formas para o concreto.



a) Pilar misto com perfil “T”
revestido

b) Pilar misto
parcialmente revestido

c) Pilar misto revestido
com perfis cantoneira

Figura 2.5 - Pilares mistos revestidos (FARIAS, 2008)

Os pilares mistos “preenchidos” são elementos estruturais formados por perfis tubulares que são preenchidos com concreto de qualidade estrutural. Pela posição que o tubo ocupa, dispensa-se a utilização de armadura longitudinal com barras de aço, facilitando a execução quando comparada aos pilares de concreto armado convencionais.

Alva (2000) menciona outras duas vantagens desse elemento misto: a não utilização de formas e o ganho de resistência devido o efeito de confinamento. Bridge & Webb (1992) *apud* Figueiredo (1998) apontam vantagens construtivas devido ao fato de os tubos serem mais leves que os perfis laminados e soldados, em geral não necessitando de equipamentos especiais para a montagem.

Virdi e Dowling (1980) *apud* Shakir-Khalil (1988) mostraram que, neste caso, a aderência é favorecida ainda mais devido a duas imperfeições evidentes na parede do tubo: a rugosidade da superfície e a imperfeição propriamente dita da seção transversal do tubo. A

geometria final é definida pela geometria do tubo, que pode ser circular, quadrado, retangular, entre outros.

Existem duas principais desvantagens na utilização de pilares mistos preenchidos. A principal delas é resistência à ação do fogo, pois mesmo esta sendo melhor em comparação aos pilares de aço, não garante total proteção, visto que o perfil encontra-se exposto. A outra desvantagem consiste na dificuldade da colocação de conectores de cisalhamento quando se verifica a necessidade de uso destes.

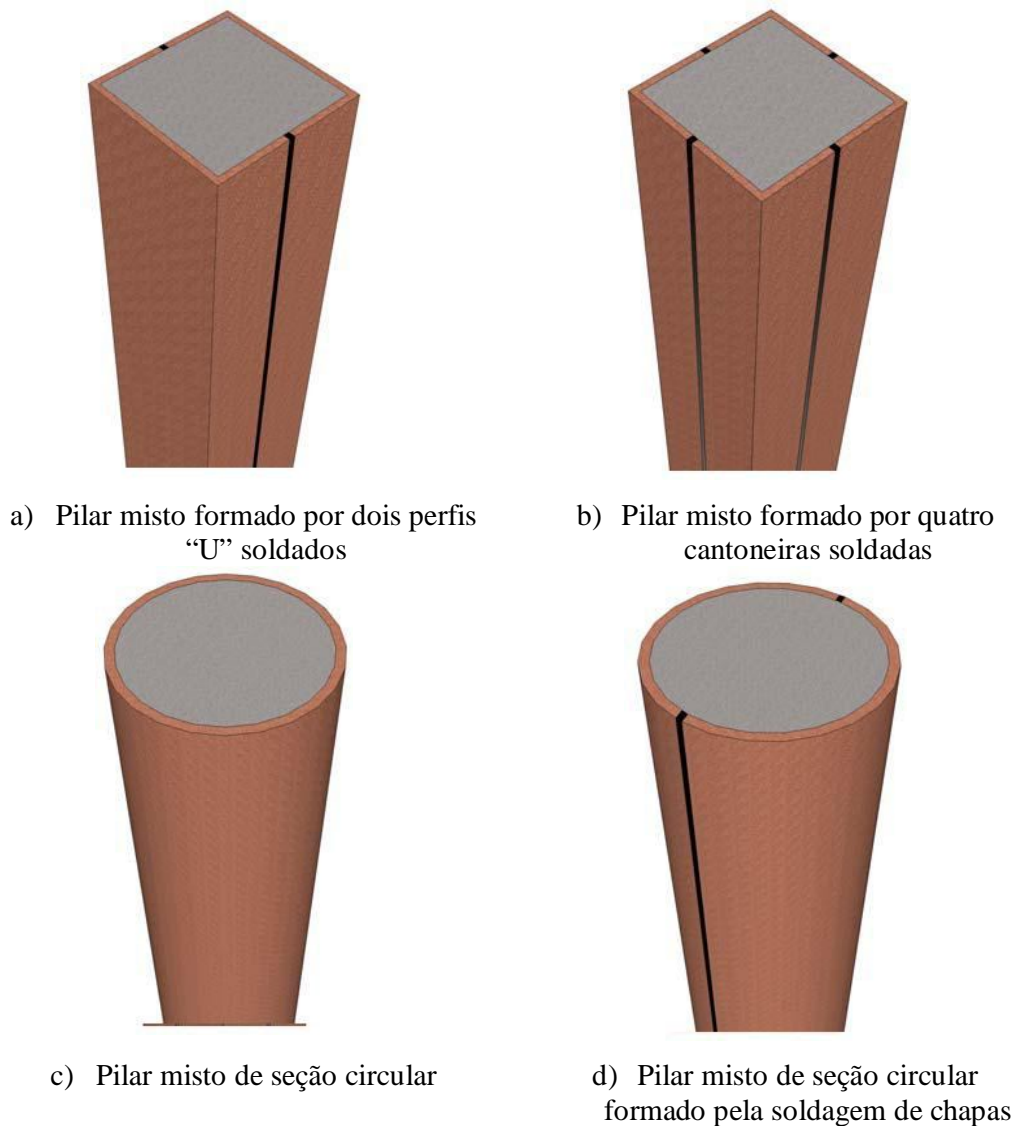


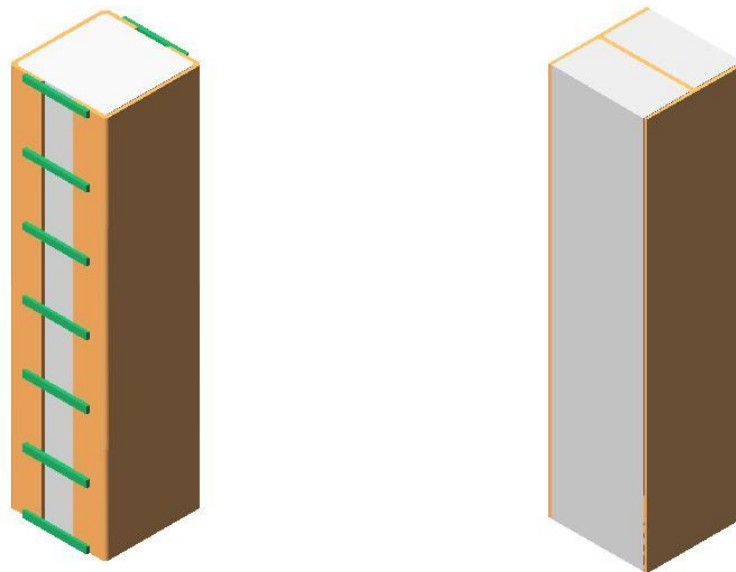
Figura 2.6 - Pilares mistos preenchidos (FARIAS, 2008)

Outras duas categorias de pilares mistos são os do tipo *battened* e os parcialmente revestidos. Os primeiros são formados por dois perfis tipo U, ligados entre si por talas e preenchidos com concreto. Hunaiti *et al.* (1992) *apud* Figueiredo (1998) mostraram que o

comportamento deste tipo de pilar é similar ao de um pilar preenchido de seção retangular, por isto e devido à facilidade de instrumentá-los, eles são muito empregados em pesquisas experimentais que têm seus resultados extrapolados para os pilares mistos preenchidos.

Outra vantagem é que a capacidade resistente pode ser elevada simplesmente aumentando a distância entre os dois perfis U. Além de o fácil acesso à parte interna facilitar a execução da conexão com a viga.

Já os pilares parcialmente revestidos caracterizam-se pelo não envolvimento completo da seção de aço pelo concreto. Na **figura 2.7** é apresentado um perfil tipo I, no qual existe concreto apenas entre as mesas.



a) Pilar misto tipo *battered*

b) Pilar misto revestido

Figura 2.7 - Outros tipo de pilares mistos (OLIVEIRA, 2008)

2.3.2 VIGAS MISTAS

Vigas mistas aço-concreto são elementos estruturais que consistem na associação de um perfil de aço (geralmente perfil I) soldado, laminado ou chapa dobrada, com uma laje de concreto (usualmente maciça ou mista com forma de aço incorporada) (TRISTÃO, 2006).

O sistema estrutural resulta na disposição da laje de concreto situada em uma região predominantemente (ou totalmente) comprimida, sobre a viga de aço situada em uma região predominantemente (ou totalmente) tracionada, respectivamente.

A utilização do sistema torna-se viável e de grande vantagem, pois como se sabe o aço possui boa resposta a esforços de tração, enquanto o concreto apresenta boa resposta a esforços de compressão (com menor custo) (KIRCHHOF, 2004).

Este tipo de elemento surge como decorrência natural nos pisos de edifícios e tabuleiros de pontes, existindo um somatório de vantagens estruturais nas regiões de momento fletor positivo, em comparação com as vigas de aço isoladas, haja vista que são isoladas/amenizadas a flambagem local da mesa e da alma (FLM e FLA), assim como a flambagem lateral com torção (FLT) (ALVA & MALITE, 2005). Outras vantagens desse tipo de elemento são citadas por Chaves (2009), como:

- Redução no peso global e alívio das fundações;
- Diminuição na altura dos perfis;
- Possibilidade de vencer maiores vãos;
- Redução de flechas;
- Redução de custos.

A associação dá-se por meios de elementos metálicos soldados ao perfil, chamados de *conectores de cisalhamento*, que serão detalhados posteriormente. Estes conectores têm a finalidade de garantir o trabalho conjunto dos dois materiais, garantindo a transferência dos esforços de cisalhamento longitudinais do concreto para o aço na interface da viga mista, bem como impedir a separação vertical entre a laje de concreto e o perfil de aço, movimento conhecido como *uplift* (TRISTÃO, 2002). A **figura 2.8** mostra as principais configurações de vigas mistas.



Figura 2.8 - Tipos de seções transversais de vigas mistas. EUROCODE 4:2001

Além dos tipos indicados acima, Fabrizzi (2007) cita também:

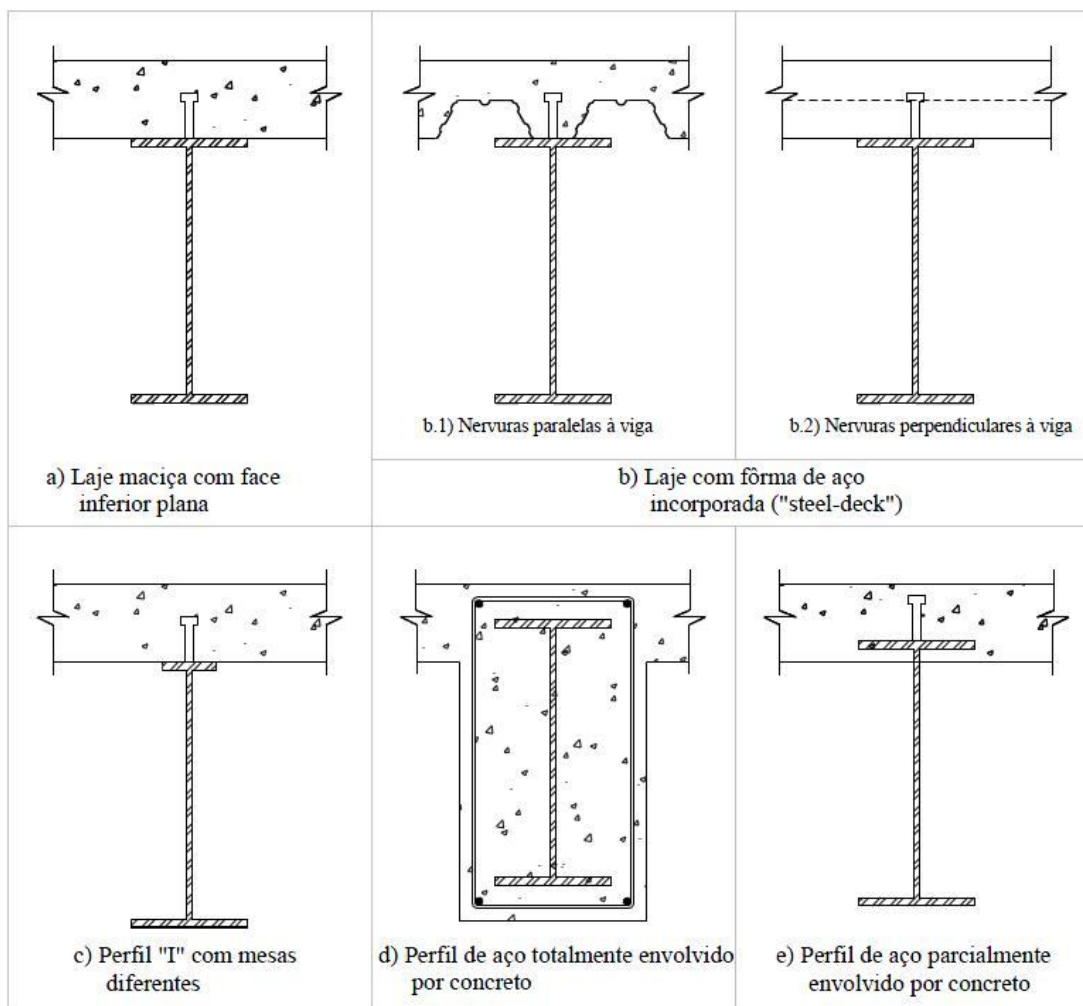


Figura 2.9 – Principais tipos de vigas mistas (FABRIZZI, 2007)

A ação mista é desenvolvida quando dois elementos estruturais são interconectados de tal forma que se deformem como um único elemento, ou seja, até que as duas seções trabalhem em conjunto. A **figura 2.10** mostra duas vigas com geometrias iguais e comportamentos distintos.

O que define o comportamento apresentado na **figura 2.10** é o tipo de interação que os dois materiais possuem. Nota-se que a fibra de concreto adjacente à interface tende a se expandir, enquanto a fibra de aço adjacente à mesma interface tende a se contrair. Essa deformação relativa faz com que os conectores se deformem, aplicando uma força sobre o concreto em direção ao meio do vão. Tal situação corresponde à *interação parcial*.

Considerando, no entanto, agora uma viga em cuja interface não ocorra a ação das forças restringindo a deformação relativa entre a laje de concreto e a viga de aço (interface sem conectores ou com graxa, por exemplo), tem-se a *interação nula*.

Já no outro extremo, a *interação total* é obtida quando a deformação relativa na interface é totalmente impedida, possibilitando aos elementos resistir aos esforços de flexão de forma conjunta, como um único elemento (KOTINDA, 2006). O diagrama de distribuição de deformações para os tipos de interação é mostrado na **figura 2.11**.

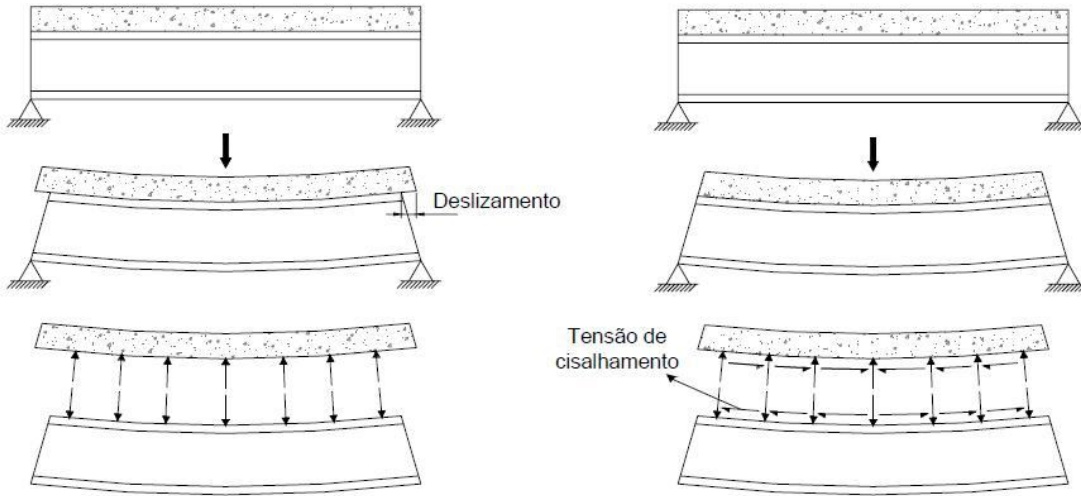


Figura 2.10 – Vigas flechadas, com e sem ação mista (DAVID, 2007)

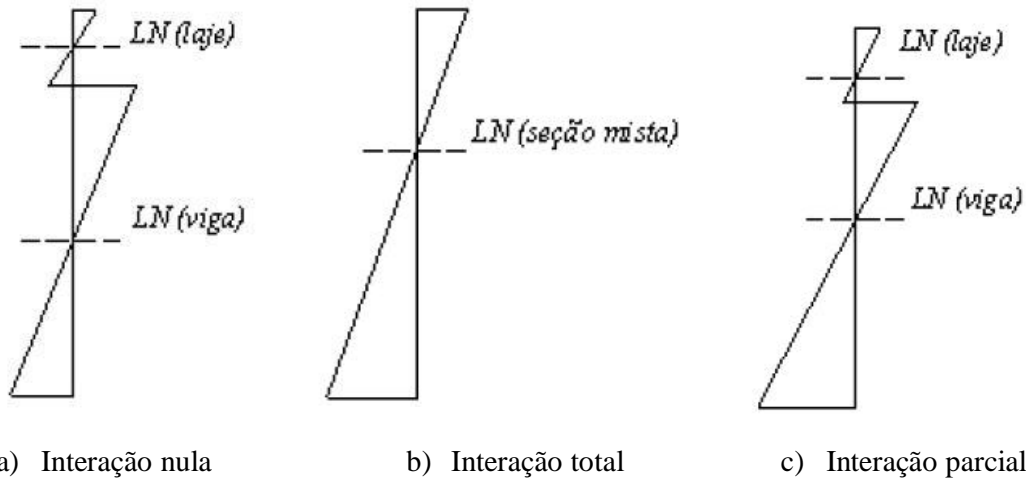


Figura 2.11 – Distribuições de deformação para interações nula, total e parcial (QUEIROZ et al., 2001)

No que tange à distribuição de tensões normais, esta depende do grau de conexão entre a viga de aço e a laje de concreto. O referido grau de conexão define-se pela relação entre o somatório das resistências individuais dos conectores – situados entre uma seção de momento fletor máximo e a seção adjacente de momento nulo – e a resultante do fluxo de cisalhamento da interação completa.

A ABNT NBR 8800:2008 aplica-se a vigas mistas formadas por perfis simétricos em relação ao plano de flexão e lajes de concreto armado ou com forma incorporada, posicionada acima da face superior do perfil, como ilustrado na **figura 2.12**.

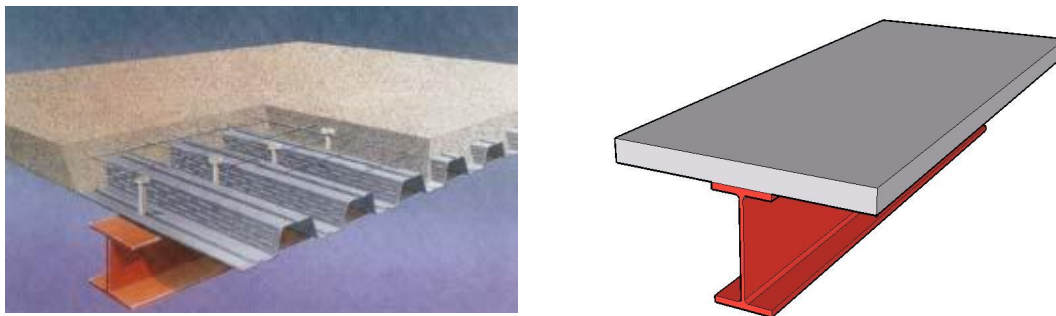


Figura 2.12 – Vigas mistas admitidas pela NBR 8800:2008

De Nardin *et al.* (2005) dizem que as vigas mistas podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. Segundo Fabrizzi (2007), as vigas mistas biapoiadas estão na sua melhor condição, já que os materiais são solicitados da maneira mais adequada, pois como em edifícios o carregamento usual é gravitacional, os momentos fletores gerados aplicam compressão na fibra superior e tração na fibra inferior.

As vigas contínuas são aquelas em que o perfil de aço e as armaduras da laje têm continuidade total nos apoios internos. Assim, nas regiões de momento negativo sobre os apoios, aparece uma situação oposta àquela assumida para vigas biapoiadas: mesa de concreto tracionada e perfil de aço comprimido. A resistência do concreto à tração é desprezada e considera-se apenas a armadura devidamente ancorada. Como o perfil de aço está comprimido, sofrerá efeitos de instabilidade.

Este tipo de disposição tem algumas vantagens em relação às vigas mistas biapoiadas:

- Sob mesmo carregamento e distância entre os apoios, são obtidos momentos fletores positivos menores;
- Como ocorre a transferência de momento fletor para os pilares, a viga forma um pórtico juntamente com o pilar, resistindo a carregamentos horizontais;
- São menos suscetíveis a vibrações, pois a frequência natural é mais elevada.

Por outro lado, De Nardin *et al.* (2005) ressaltam que a continuidade requer o emprego de ligações mais complexas e onerosas e a análise estrutural torna-se mais trabalhosa, por se tratar de sistemas estaticamente indeterminados e com rigidez à flexão variável.

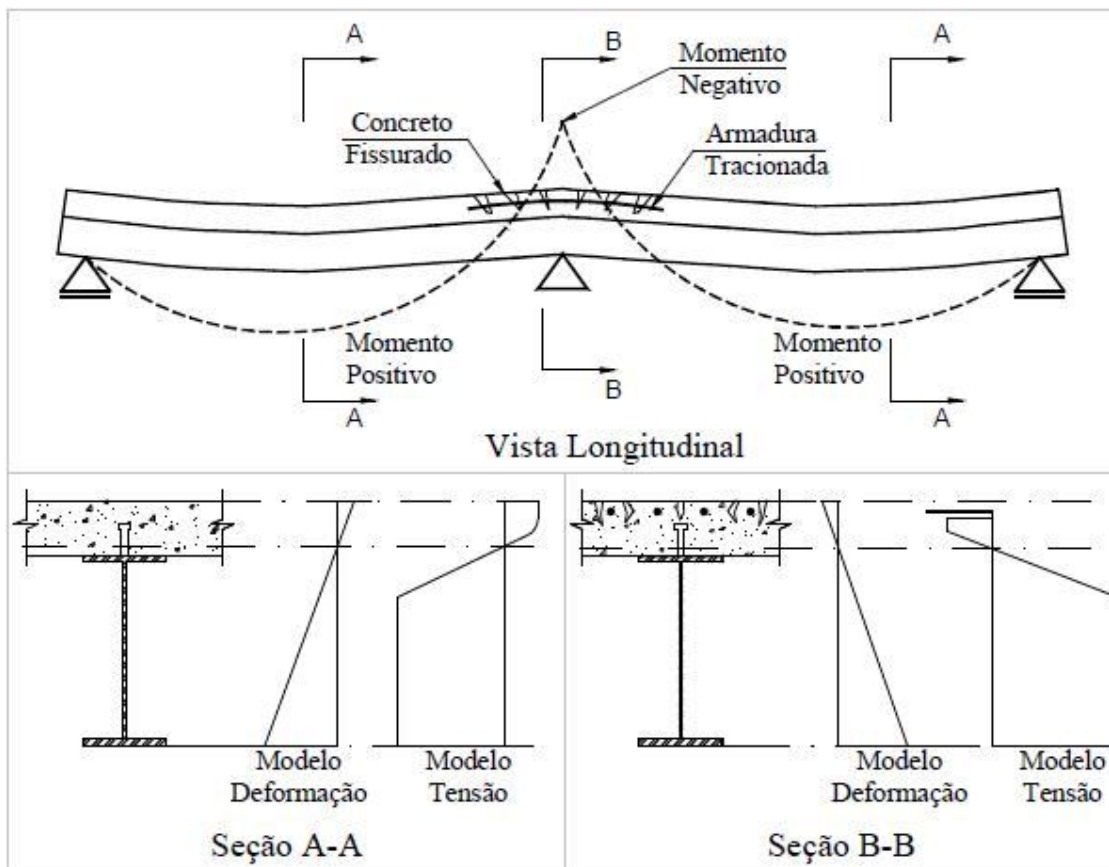


Figura 2.13 – Comparação do comportamento de vigas mistas contínuas em regiões de momento positivo e negativo (FABRIZZI, 2007)

Nas vigas mistas semicontínuas a ligação metálica ou mista é semirrígida ou de resistência parcial. Um aspecto importante a ser analisado são as condições da estrutura durante a fase de execução, pois o método construtivo da laje influencia no comportamento estrutural da viga mista. Isso depende basicamente do escoramento ou não da laje.

Desta feita, pode-se optar pelo não escoramento da laje (por exemplo, laje de concreto com forma incorporada) quando se necessita de velocidade de construção, mas o concreto ainda não se encontra com sua resistência de projeto por não ter curado e o sistema misto não está constituído. Assim, a viga de aço é responsável pela absorção de toda a carga gravitacional, inclusive da laje. Com isso, o perfil deve ser dimensionado para resistir sozinho a todos os esforços aplicados antes da cura do concreto. Neste caso, as verificações de flechas e da estabilidade lateral das vigas podem ser determinantes.

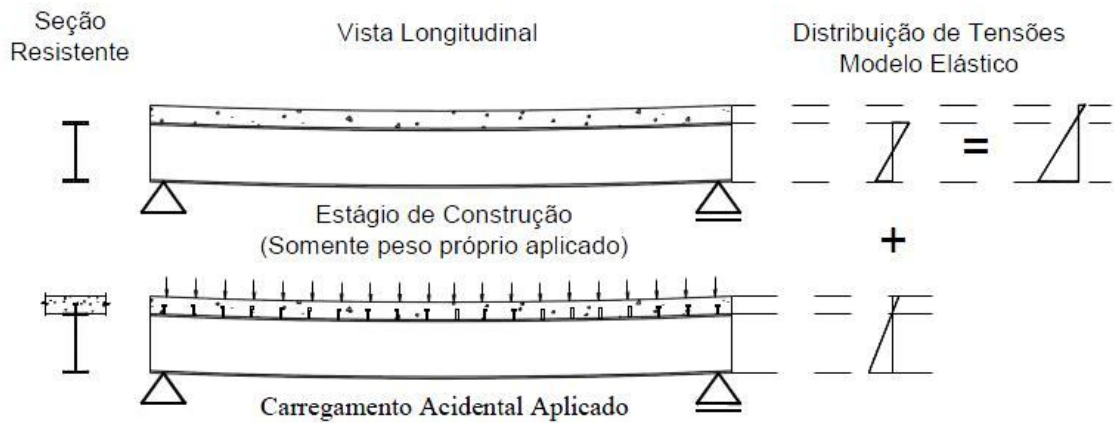


Figura 2.14 – Viga mista não escorada (FABRIZZI, 2007)

No caso da construção escorada (**Figura 2.15**), as vigas não recebem carregamento durante a fase construtiva, caso usual em lajes maciças moldadas *in loco*. De tal modo, o concreto já estará curado (pelo menos 75% da resistência à compressão) e a seção mista estará constituída.

Com isso, as deflexões também serão as da seção mista e, portanto, menores que as da seção isolada. Não há necessidade de verificação na situação de construção, uma vez que, nesta fase, a seção não estará sendo solicitada.

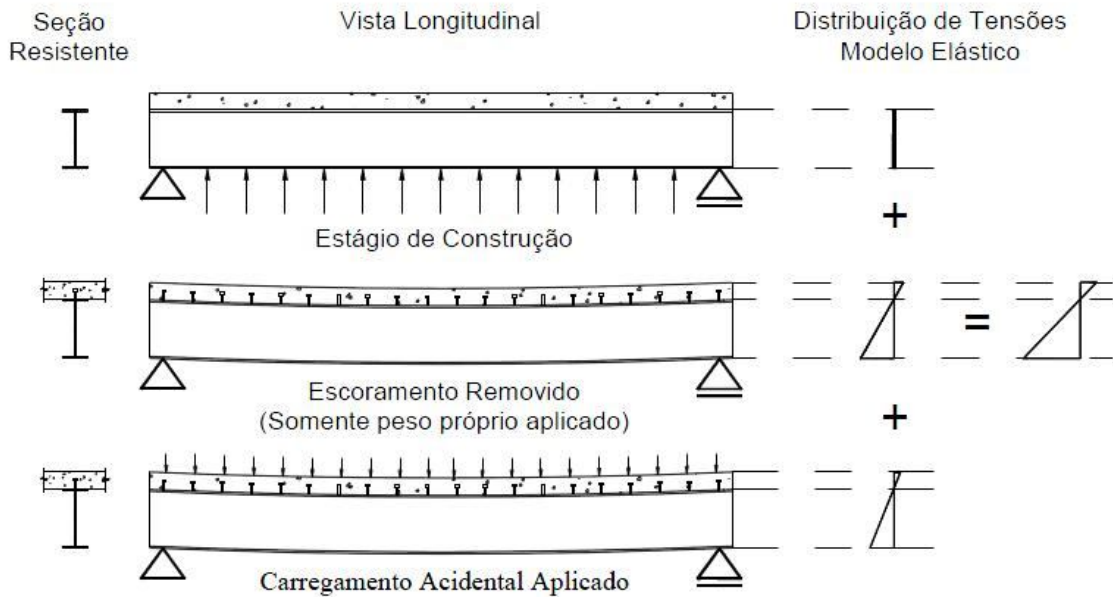


Figura 2.15 – Vigas mistas escoradas (FABRIZZI, 2007)

Outros fatores que influenciam o comportamento das vigas são a fluência e retração do concreto. Ambos conduzem a deformações por carregamentos de longa duração maiores que a deformação inicial.

Atualmente, no Brasil, as vigas mistas constituem o sistema de piso misto mais utilizado em edifícios devido à eficiência do sistema em suportar ações gravitacionais nos pisos, podendo reduzir o peso da viga de aço em aproximadamente 20% a 40% quando bem dimensionadas (TRISTÃO, 2006).

2.3.3 LAJES MISTAS

Saúde *et al.* (2006) definem laje mista como sendo aquela constituída por uma chapa de aço perfilada, sobre a qual é moldado *in loco* o concreto armado, contendo uma armadura superior destinada a controlar a fissuração do concreto, o que a faz comportar-se como uma laje unidirecional. Após o endurecimento, a estrutura aço-concreto formará um elemento estrutural único, conforme ilustrado abaixo.

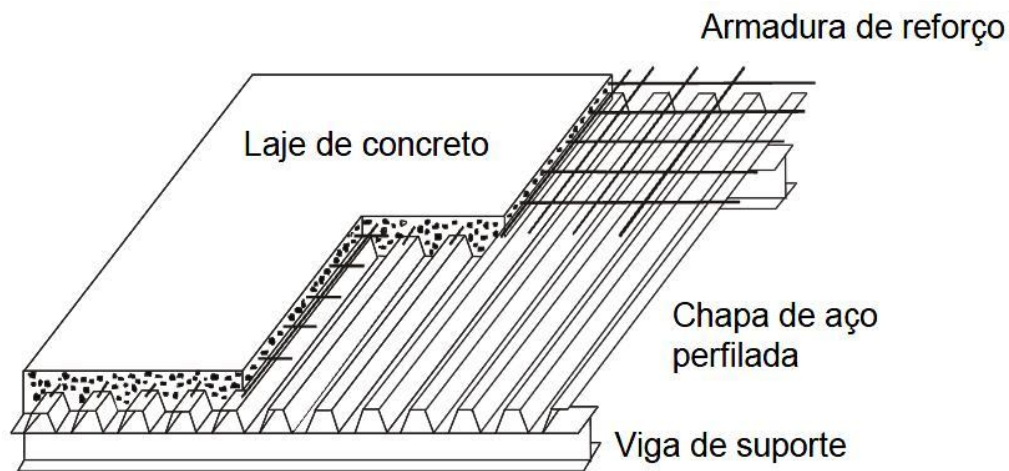


Figura 2.16 – Laje mista aço-concreto (SAÚDE *et al.*, 2005)

Nas lajes mistas e compostas, ou ainda, lajes com forma de aço incorporada, a forma de aço suporta as ações permanentes e sobrecargas construtivas antes da cura do concreto e, após a cura, o concreto passa a trabalhar estruturalmente em conjunto com a forma de aço que substitui, total ou parcialmente, a armadura positiva da laje.

No entanto, para que a seção possa funcionar como uma estrutura mista, o conjunto aço-concreto tem de apresentar uma boa conexão entre si. Para tal, é necessário que as chapas apresentem um perfil particular, quanto à forma das nervuras e das reentrâncias na sua

superfície, de modo a existir certa adesão entre o concreto e as chapas, acompanhado por mecanismos de conexão aplicados na laje, a fim de garantir que a seção tenha capacidade resistente à tensão longitudinal de cisalhamento solicitada na interface entre a chapa e o concreto.

São diversas as funções das formas de aço empregadas nas lajes mistas. Além de suportarem os carregamentos durante a construção e funcionarem como plataforma de trabalho, contraventam a estrutura, desempenhando o papel de diafragma horizontal, distribuem as deformações por retração, evitam a fissuração excessiva do concreto, apresentam vantagens como a possibilidade de dispensa de escoramento da laje e a facilidade oferecida à passagem de dutos e instalações.

Hoje em dia, a utilização de lajes mistas com forma incorporada é uma alternativa atraente porque permite a racionalização do processo construtivo e, por isso, são empregadas com sucesso em edifícios de aço, concreto armado e pontes. De Nardin *et al.* (2005) ressalva que este tipo de sistema oferece vantagens construtivas, econômicas e estruturais, destacando algumas como:

- A forma de aço substitui as armaduras de tração da laje, gerando economia de tempo, material e mão de obra, pois os serviços de corte, dobramento e montagem das armaduras são reduzidos ou eliminados;
- Elimina a utilização de formas de madeira, que constituem uma parcela significativa do custo total de uma estrutura de concreto;
- Reduz sensivelmente a necessidade de escoramentos, tornando o canteiro de obras mais organizado, reduzindo o tempo gasto com montagem e desmontagem dos escoramentos e retirada da forma;
- A forma de aço pode servir de plataforma de trabalho nos andares superiores e proteção aos operários em serviço nos andares inferiores;
- As formas são leves, de fácil manuseio e instalação;
- O uso de formas de aço facilita a execução das diversas instalações e a fixação de forros falsos.

Segundo Alva (2000), a utilização desse sistema em edifícios e pontes é mais comum nos Estados Unidos e Europa. Já no Brasil, apesar de recente, tem aumentado consideravelmente.

Conforme Crisinel e O'Leary (1996), os primeiros sistemas de lajes mistas surgiram no final da década de 30, apresentando-se como substitutos ao sistema tradicional de lajes de concreto armado e sendo utilizados inicialmente em edifícios altos. Na Europa, o sistema de

lajes mistas apareceu no final da década de 50, utilizando-se de formas de aço corrugadas, apoiadas em vigas de aço. A interação entre a forma de aço e o concreto, nesta ocasião, realizava-se unicamente por atrito. Em meados da década de 60, as formas de aço perfiladas foram levadas dos Estados Unidos para a Europa.

Atualmente, vários sistemas têm sido utilizados no processo de construção de formas para suportar o concreto durante a fase de execução das lajes. Entre esses sistemas, o *steel deck* é o mais usado.



Figura 2.17 - Exemplo do sistema de lajes mistas- *Steel Deck* CE-75 – Extraído do catálogo CODEME

2.3.4 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Para que seja garantido o comportamento misto de uma determinada seção, é necessário que os dois materiais (aço e concreto) se deformem como um único elemento. E, para que essa conexão seja feita, primeiramente conta-se com a aderência natural (adesão, atrito) oriunda das ligações físico-químicas que se desenvolvem na zona de contato entre os materiais durante a cura do cimento. Em alguns casos, como nos pilares mistos preenchidos, por exemplo, apenas a aderência natural é suficiente para garantir o comportamento misto.

Contudo, em outras situações, como no caso das vigas mistas e pisos mistos de pequena altura, essa aderência natural não é suficiente para suportar as tensões na interface, sendo necessário, então, utilizar dispositivos mecânicos, também conhecidos por conectores de cisalhamento.

Esses dispositivos são responsáveis por absorver os esforços de cisalhamento nas duas direções e, assim, impedir o afastamento vertical (*uplift*) entre os materiais. Os conectores de cisalhamento são classificados como rígidos ou flexíveis. A diferença entre os dois está ligada à ductilidade da ligação. Ambos os tipos são definidos por meio da relação entre força no conector e o deslocamento relativo aço-concreto, que surge em resposta ao fluxo de

cisalhamento longitudinal gerado pela transferência de força entre os dois materiais (TRISTÃO, 2002).

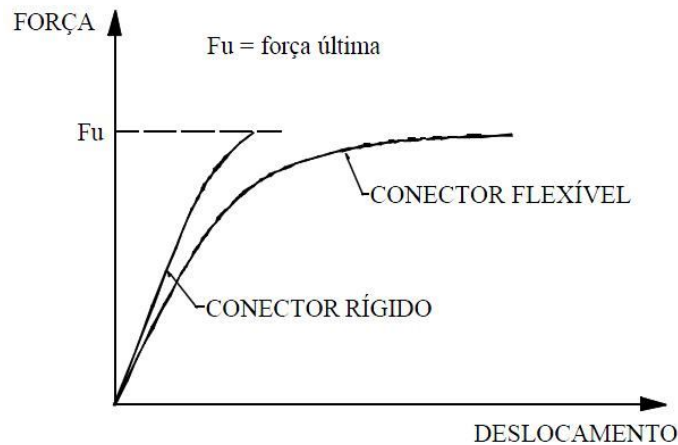


Figura 2.18 – Relação força-deslocamento para conectores de cisalhamento (ALVA, 2000)

O comportamento dúctil caracteriza-se pela redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal. Na prática, este comportamento dúctil permite considerar espaçamentos uniformes entre os conectores, visando otimizar a execução, pois se admite uma redistribuição de cisalhamento longitudinal. Assim, sob carregamento crescente, o conector continua a se deformar, sem ocorrência de ruptura, mesmo após alcançar sua capacidade máxima, permitindo que os conectores vizinhos também atinjam a sua resistência máxima. Dessa forma, a flexibilidade dos conectores garante que o colapso da estrutura mista seja do tipo dúctil (KIRCHHOF, 2004).

Segundo De Nardin *et al.* (2008), são inúmeras as alternativas para promover o comportamento conjunto aço-concreto. A escolha da melhor opção depende de fatores como: conhecimento do comportamento do dispositivo mecânico, dos modos de falha aplicáveis, dos critérios de projeto necessários ao dimensionamento, da facilidade de execução e do custo.

Alguns dispositivos mecânicos já são largamente utilizados, como os conectores tipo pino com cabeça (*stud bolts*), sendo o seu comportamento e modos de falhas bem conhecidos. Kotinda (2006) observa que, no Brasil, este tipo de conector divide espaço com os perfis U laminados, sendo ambos do tipo flexível, e os únicos previstos na norma brasileira NBR 8800:2008. Vale destacar que no texto base de revisão da norma em questão, é também prevista a utilização de conectores constituídos por perfil U formados a frio.

Na literatura técnica é possível encontrar uma grande diversidade de conectores de cisalhamento, mas muitos deles resultam em inconvenientes quanto ao comportamento estrutural, dificuldades de produção industrial e de instalação.

De Nardin *et al.* (2008) citam alguns tipo de dispositivos mecânicos:

- **Conectores tipo pino com cabeça:**

Também denominado *stud bolt*, foi desenvolvido na década de 40 e rapidamente difundido graças à grande produtividade que proporciona. Entretanto, tal produtividade requer equipamento especial de solda que, por sua vez, necessita de um gerador de grande capacidade. Sua fixação com equipamentos convencionais de solda é possível, mas compromete a sua maior vantagem que é a produtividade. Os modos de falha associados ao conector tipo pino com cabeça são: ruptura do conector por cisalhamento e esmagamento do concreto adjacente ao conector. Cada um destes modos de falha é levado em conta pelas expressões que definem a capacidade resistente de um conector tipo pino com cabeça, como aquelas encontradas na ABNT NBR 8800:2008.



Figura 2.19 – Conector tipo pino com cabeça (ALVA, 2000)

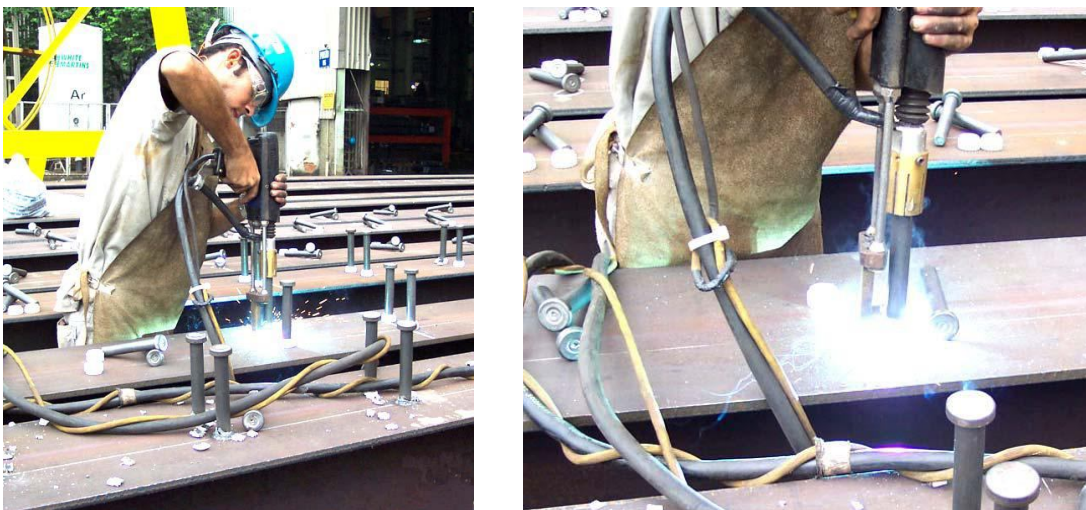


Figura 2.20 – Processo de soldagem dos conectores tipo pino com cabeça (KOTINDA, 2006)

- **Perfis U laminados ou soldados, tipo C:**

É também um tipo de conector bastante utilizado, encontrado laminado e formado a frio (chapa dobrada). Segundo Tristão (2002), este conector deve ser soldado com uma das mesas assentada sobre a viga de aço. Fabrizzi (2007) aponta que os perfis tipo U devem ter altura superior a 75 mm, ser totalmente embutidos na laje de concreto e ter o plano da alma assentado perpendicularmente ao eixo longitudinal da viga. Além disso, os perfis formados a frio deverão ter as espessuras da alma e da mesa iguais à da chapa e devem ser tomados cuidados especiais para evitar o aparecimento de trincas na região das dobras.

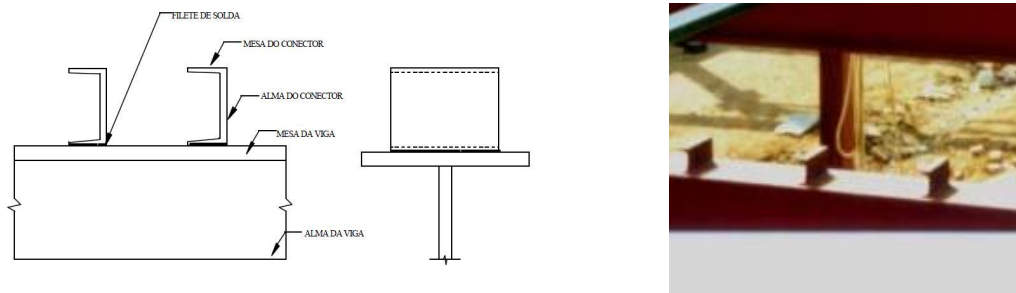


Figura 2.21 – Conectores tipo perfil U

- **Conector X-HVB Hilti:**

Com o objetivo de desenvolver um conector cuja fixação à viga não se dê por soldagem, Crisinel (1990) propõe um conector mecânico em L, formado a frio, cujo pé é fixado por parafusos. Posteriormente, a *Hilti Corporation* patenteou este conector com o nome de *X-HVB*, e oferece tal componente em alturas que variam de 80 a 140 mm (*Hs* na figura 2.22).

Em termos de capacidade resistente, o conector *Hilti X-HVB* tem cerca de 40% da capacidade de um conector tipo pino com cabeça de 19 mm. Os ensaios de *push-out* com o conector *X-HVB* mostraram comportamento força x deslizamento dúctil, semelhante ao observado para conectores tipo pino com cabeça (CRISINEL, 1990).



Figura 2.22 – Conector X-HVB® (DE NARDIN et al., 2008)



Figura 2.23 – Conector da *Hilti HVB* em formas de aço (QUEIROZ et al., 2001)

- **Perfis *Perfobond*:**

Fruto da necessidade de um conector menos suscetível aos efeitos da fadiga comuns em pontes, o perfil *perfobond* consiste em uma chapa plana de aço, com furos circulares, soldada sobre a mesa superior da viga de aço. Todavia, o grande inconveniente deste conector é a dificuldade de posicionar a armadura positiva da laje, pois as chapas constituem um obstáculo físico e as barras devem ser concentradas nos furos do perfil *perfobond*. A seu favor, destacam-se a possibilidade de substituir vários conectores tipo pino com cabeça por um perfil *perfobond* e a facilidade de instalação, que dispensa equipamentos especiais. Sua utilização em edifícios demandou a redução de sua altura devido à altura da laje de concreto (FERREIRA, 2000). A capacidade resistente e a ductilidade da ligação aço-concreto advindas do perfil *perfobond* são fortemente influenciadas pela resistência do concreto da laje e pela quantidade de armadura que atravessa os furos do *perfobond* (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1996). Isto constitui uma vantagem em relação aos conectores tipo pino com cabeça, visto que a utilização do *perfobond* permite controlar a capacidade resistente da ligação aço-concreto variando a resistência do concreto e a armadura passante (VERÍSSIMO et al., 2006).



Figura 2.24 – Conector de cisalhamento tipo *perfobond* (KOTINDA, 2006)

PISOS MISTOS DE PEQUENA ALTURA

CAPÍTULO 3

3.1 APRESENTAÇÃO

Os pisos mistos convencionais caracterizam-se pelo posicionamento da laje sobre os perfis de aço que constituem as vigas, nas quais conectores de cisalhamento são colocados sobre a mesa superior da viga a fim de promover o comportamento conjunto aço-concreto.

Apesar das inúmeras vantagens obtidas com esse tipo de sistema, uma característica que em alguns casos pode ser incômoda é a altura total do piso, que se torna elevada por ser a soma das alturas da viga e da laje, limitando o pé-direito do pavimento.

Assim, visando eliminar esse possível problema, foram desenvolvidos os pisos mistos de pequena altura, também conhecidos como *slim floor*. Neste tipo de sistema, a laje é embutida no mesmo plano da viga, e os conectores de cisalhamento são colocados nas faces

internas do perfil. Com isso, a altura total do piso é reduzida e o aspecto final é semelhante ao de um piso/pavimento com laje plana.

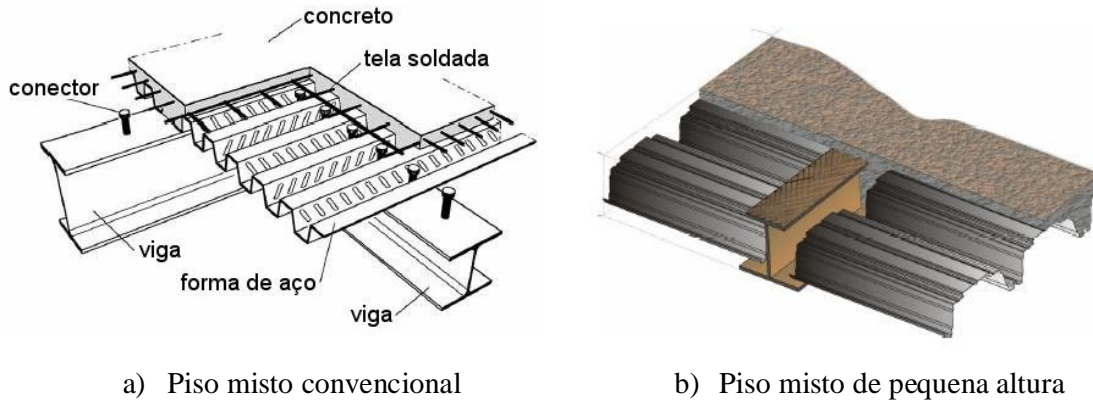


Figura 3.1 – Pavimentos mistos

Com relação aos pisos mistos de pequena altura, alguns benefícios de sua utilização são expostos em Couchman *et al.* (2000) *apud* De Nardin & El Debs (2005):

- Velocidade de construção: a utilização de lajes mistas em que a forma de aço funciona como forma para moldagem do concreto acelera o processo construtivo e um único operário consegue posicionar até 400 m² de forma em um único dia. Além disso, a utilização da forma como armação positiva, após endurecimento do concreto, minimiza a necessidade de barras de armadura, reduzindo custos de materiais e mão de obra;
- Segurança: no caso da laje mista, a forma de aço serve como plataforma de trabalho para os operários e os protege de acidentes de trabalho muito comuns, como a queda de ferramentas;
- A rigidez e resistência dos elementos mistos são muito maiores que dos elementos em concreto armado ou de aço. Isto reduz o peso e a dimensão dos elementos estruturais e, conseqüentemente, das fundações;
- A forma de aço utilizada na laje mista atua como contenção lateral para as vigas, aumentando sua estabilidade. Pode também ser dimensionada para atuar como um diafragma, redistribuindo as cargas de vento na fase de construção e, após o endurecimento do concreto, na laje mista;

- A rigidez e resistência à flexão da viga mista permitem pisos mistos com altura menor que os obtidos em pisos de concreto armado. Isto diminui a altura do piso sem comprometer o embutimento de tubulações elétricas e hidráulicas;
- Um piso misto de pequena altura possui cerca de 60 minutos de resistência ao fogo sem nenhum tipo de proteção adicional.

Dentre as vantagens citadas, as que despertam especial interesse de engenheiros e arquitetos certamente são a redução da altura total do piso e a possibilidade de obter um piso com superfície plana semelhante ao adquirido para lajes planas em concreto armado ou com pequenas nervuras.

No piso misto de pequena altura pode ser utilizada uma laje mista ou alveolar, ambas apoiadas sobre a mesa inferior. No caso de laje alveolar em concreto armado, os painéis pré-fabricados são posicionados sobre a mesa inferior da viga de aço e, posteriormente, pode ser executada uma capa de concreto consolidando painéis de concreto e viga de aço ou somente o preenchimento do espaço existente entre as mesas do perfil de aço (DE NARDIN *et al.*, 2005).



Figura 3.2 – Exemplos de pisos mistos de pequena altura (MALASKA, 2000 e QUEIROZ *et al.*, 1998)

Pesquisas sobre o comportamento estrutural dos sistemas de pisos mistos de pequena altura no contexto mundial são muito recentes e, conseqüentemente, existem diversos aspectos a investigar para que seja possível estabelecer critérios a fim de promover a análise e dimensionamento.

Até o momento não há modelos de cálculo disponíveis e que permitam a verificação do comportamento estrutural desse sistema, tanto em condições de serviço quanto no estado limite último. A utilização de um perfil de aço parcialmente revestido com concreto no qual existem múltiplas interfaces de contato entre os dois materiais dificulta a elaboração de modelos de cálculo representativos.

3.2 HISTÓRICO

A principal característica dos pisos mistos de pequena altura é o embutimento da viga na altura da laje e, segundo Paes (2003), há registros de sua utilização no Reino Unido em 1845, quando foi utilizado um sistema estrutural em que arcos de pedra eram integrados a vigas de ferro. E no final do mesmo século, perfis laminados foram utilizados embutidos nas lajes de concreto.

Porém, seu desenvolvimento teve início de fato em meados da década de 70, ocasião em que os pesquisadores do *Swedish Institute of Steel Construction* encontraram uma maneira efetiva para reduzir a altura total dos pisos mistos que existiam até então. Esta maneira seria justamente apoiar os elementos da laje na aba inferior da viga. Assim, foi desenvolvida uma viga com as mesas inferiores mais largas que as superiores, com altura igual ou um pouco inferior à espessura da laje, reduzindo consideravelmente a altura total do composto.

A partir da década de 80, os países nórdicos (Noruega, Finlândia, Dinamarca, Suécia e Islândia) foram grandes responsáveis por difundir esse tipo de sistema, criando inclusive outros tipos de seções para as vigas. A utilização nesses países começou com as chamadas *Hat Beam* ou vigas-caixa. A utilização destas vigas na Suécia aumentou cerca de 80% a utilização de estruturas de aço na década de 80 (LAWSON *et al.*, 1997).

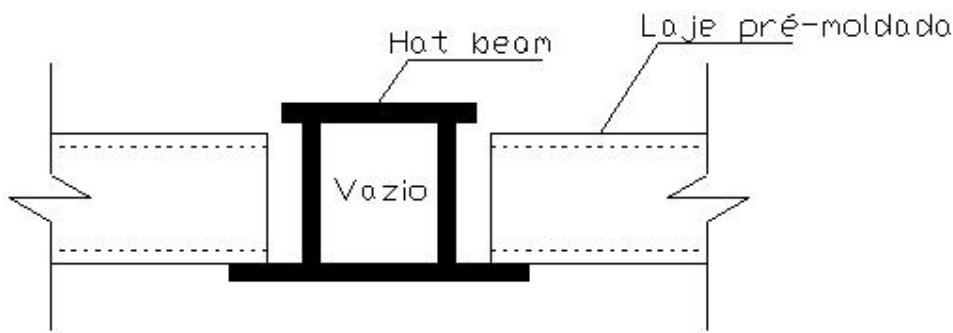


Figura 3.3 – Vigas tipo “*Hat beam*” utilizadas nos países nórdicos na década de 80

A utilização das *Hat beam* teve grande sucesso, e a partir dela foram desenvolvidos outros tipos. No início dos anos 90, surgiram na Finlândia a *Hava beam* e a *Delta beam*, que se dimensionavam considerando o comportamento misto entre aço e concreto (INHA, 1992; LESKELÄ, 1997b; SARJA, 1997 *apud* PAES, 2003).



Figura 3.4 – Vigas tipo “Delta beam” (DE NARDIN & EL DEBS, 2005)

Apesar do sucesso que obteve o sistema *slim floor* com a utilização das *hat beam*, até o início dos anos 90, apenas os países nórdicos e o Reino Unido apresentaram crescimento nas construções em aço na Europa.

Ainda no início dos anos 90, o *Steel Construction Institute* (SCI), enviou à Suécia um grupo de engenheiros pesquisadores britânicos a fim de avaliar as capacidades e características desse sistema construtivo. Em 1991, *British Steel* (atual *Corus*) e SCI apresentam ao mercado um novo tipo de *hat beam* denominado *Slimflor*, que é um perfil laminado tipo I com uma placa de aço soldada na aba inferior (PAES, 2003).

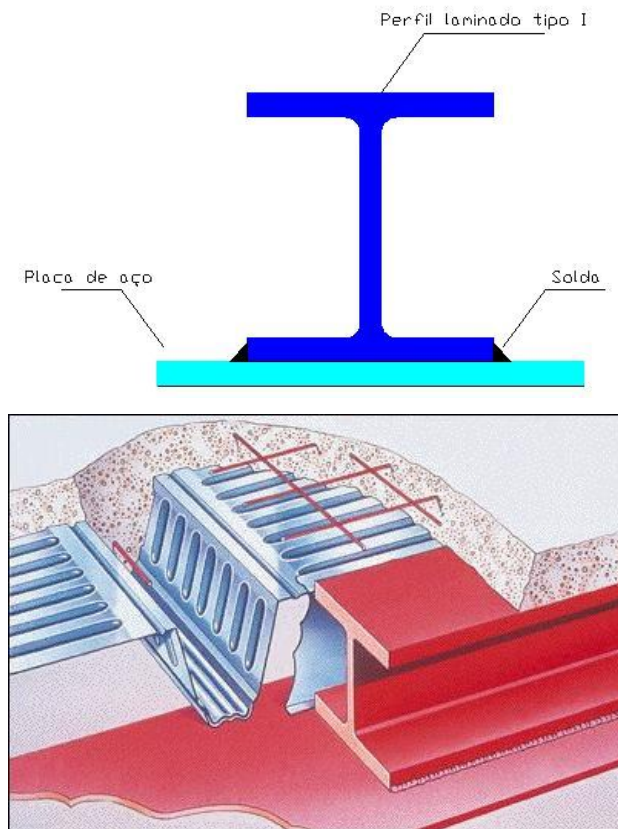


Figura 3.5 – Vigas tipo *Slimflor*, desenvolvida por *British Steel* (Atual *Corus*) e *SCI*

Depois disso, a publicação intitulada *Slim Floor Design and Construction*, do *SCI*, apresentava o dimensionamento e verificação de pisos mistos de pequena altura compostos por vigas tipo *Slimflor* citadas acima e painéis alveolares pré-fabricados de concreto (MULLETT & LAWSON, 1993). O sistema *Slimflor* foi patenteado pela *British Steel* e chamou a atenção de arquitetos e engenheiros, inclusive de outras partes da Europa que não Reino Unido e os países nórdicos (MULLETT, 1998).

Com os avanços das tecnologias de laminação de perfis, foi então desenvolvido um novo tipo de perfil mais competitivo economicamente. Em 1997, a *British Steel* e *SCI* lançam um novo tipo de perfil assimétrico, denominado *Asymmetric Slimflor Beam* (ASB), que consistia em um perfil laminado com a aba superior mais estreita que a inferior. Além disso, a parte externa da aba superior apresentava ranhuras introduzidas durante o processo de laminação, visando melhorar a aderência com o concreto da laje. Comparado ao antecessor *Slimflor*, o perfil ASB é mais leve, mais barato e tem menos distorções provocadas pela soldagem (PAES, 2003; LAWSON *et al.*, 1997).

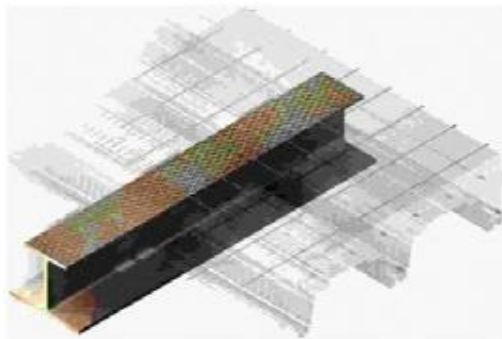


Figura 3.6 – Viga tipo ASB

A partir do sistema ASB, foi desenvolvido então, novamente pela *British Steel*, o sistema patenteado como *Slimdek*. Este sistema também possui abas assimétricas e a laje mista moldada no local. As formas de aço para a confecção das lajes são bem mais altas que as utilizadas em lajes mistas posicionadas sobre a viga de aço, e as nervuras na face externa da mesa superior promovem o comportamento misto, pois favorecem a aderência aço-concreto (PAES, 2003).



Figura 3.7 – Sistema Slimdek

Segundo De Nardin & El Debs (2005), as vigas de borda exigem atenção especial com relação à torção e, por isso, o sistema *slimdek* é constituído também por um tipo de viga de borda denominada *Rectangular Hollow Section Slimflor Beam* (RHSFB), composta por um perfil tubular retangular e uma placa de aço soldada na face inferior.

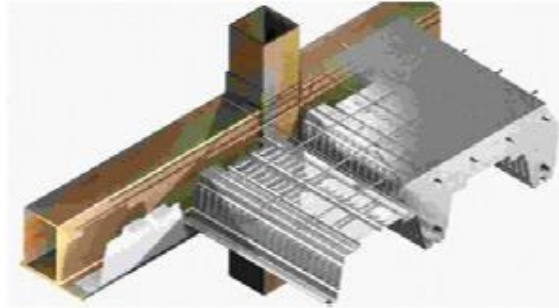


Figura 3.8 – Viga de borda RHSFB (DE NARDIN & EL DEBS, 2005)

Segundo Paes (2003), desde 1991 a companhia siderurgia luxemburguesa ARBED, atual grupo Arcelor, tem investido para o desenvolvimento de um sistema de piso misto de pequena altura. O sistema proposto se baseia na utilização de vigas denominadas *Integrated Floor Beam* (IFB), junto com lajes pré-moldadas compostas por painéis alveolares em concreto protendido.

Visando ampliar a competitividade dos sistemas existentes e criar novos mercados de consumo na União Européia, ao longo da década de 90 finlandeses seguiram desenvolvendo sistemas para pisos mistos de pequena altura. Um dos resultados disso, o sistema *Slim Floor* é composto por um perfil I laminado assimétrico e lajes mistas com forma nervurada (MÄKELÄINEN & MA, 2000).



a) Sistema IFB



b) *Slim Floor* desenvolvido na Finlândia

Figura 3.9 – Sistemas mistos (DE NARDIN & EL DEBS, 2005)

Além destes, existe também um sistema desenvolvido pela empresa brasileira CODEME S.A.. Este é constituído por vigas metálicas de 200 mm a 250 mm de altura e uma laje mista moldada *in loco*, formada por chapas nervuradas convencionais de 75 mm de altura.

A chapa se apóia diretamente sobre a aba inferior do perfil de aço e o concreto da laje mista fica situado no mesmo nível da aba superior das vigas. Devido à pequena altura da chapa nervurada, usam-se vigas secundárias (B2) dispostas a cada 2000 mm a 3000 mm.

As vigas principais (B1) podem alcançar vãos de 5000 mm a 8000 mm dependendo da espessura total da laje e se conectam aos pilares através de ligações rígidas (PAES, 2003). As vigas deste sistema se calculam como vigas de aço isoladas. Apesar de não considerar o comportamento misto das vigas, neste sistema se dá continuidade às armaduras superiores da laje (perpendiculares a alma da viga) e se utilizam alguns conectores de cisalhamento, tanto na posição horizontal, na alma do perfil, como na posição vertical, sobre a aba inferior dos mesmos. (Queiroz *et al.*, 1999; Queiroz *et al.*, 2000).

O sistema se mostra muito atrativo e econômico para a construção de edifícios e apresenta resultados adequados em relação aos estados limite de serviço e aos estados limite últimos.

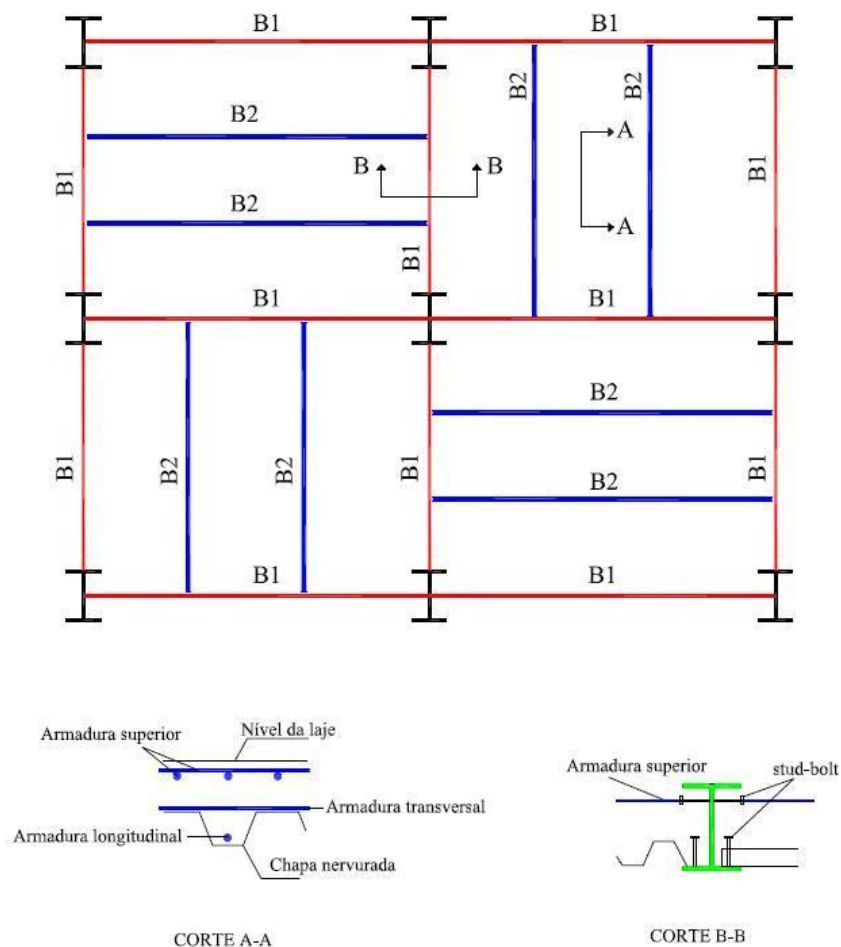



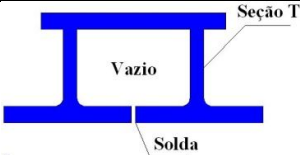
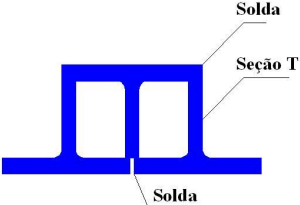
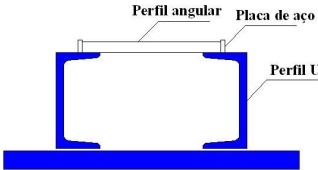
Figura 3.10 – Slim floor CODEME

3.3 TIPOLOGIA DOS ELEMENTOS EMPREGADOS

Os pisos mistos de pequena altura são compostos por basicamente dois tipos de elementos: vigas e lajes. Apesar disto, a sua versatilidade é muito grande, pois podem ser utilizados vários tipos de perfis para as vigas, sendo eles soldados ou laminados, e combinados com lajes, que podem ser compostas por painéis alveolares, mista com ou sem forma incorporada, resultando em uma diversidade de combinações possíveis. Paes (2003) resume essas variações conforme mostrado a seguir:

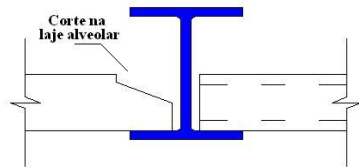
3.3.1 TIPOLOGIA DE VIGAS

Tabela 3.1– Formas típicas de vigas para pisos mistos de pequena altura

| Seção transversal | Descrição |
|---|--|
|  | <p><i>Hat beam</i> clássica. A seção transversal da viga é constituída por quatro placas soldadas, formando uma viga-caixa.</p> |
|  | <p>A seção transversal da viga é constituída por dois perfis tipo T estrutural e uma placa de aço soldada na parte superior.</p> |
|  | <p>A seção transversal da viga é constituída por três perfis tipo T estruturais soldados entre si.</p> |
|  | <p><i>Thor beam – ConstructThor</i> A seção transversal da viga é constituída por dois perfis U laminados e uma placa de aço soldada, que forma a aba inferior. Para compor a seção transversal solda-se uma pequena placa de aço na aba superior de cada perfil U, e ao longo do eixo longitudinal da viga dispõem-se perfis angulares soldados entre estas placas verticais. A tipologia se emprega nos países nórdicos e no Reino Unido. A <i>Thor beam</i> é uma das tipologias originais para sistemas <i>slim floor</i> desenvolvidas nos países nórdicos. <i>ConstructThor</i> é uma marca registrada no Reino Unido.</p> |

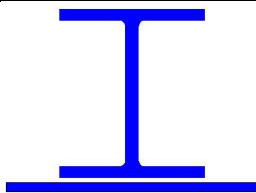


A seção transversal da viga é constituída por um perfil laminado tipo *Universal Column* (UC) (posicionado com a alma na direção horizontal e as mesas na direção vertical) e duas placas de aço soldadas às abas do perfil UC.



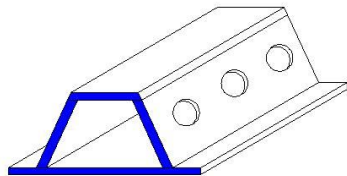
A seção transversal da viga é constituída por um perfil laminado tipo *Universal Column* (UC) e a laje se apoia na aba inferior do perfil.

Para possibilitar a montagem das lajes alveolares pré-moldadas de concreto, pode-se recortar parte dos extremos das lajes ou recortar uma parte da aba superior em um dos extremos, para que se possa introduzir as placas e deslizá-las horizontalmente até a posição adequada.



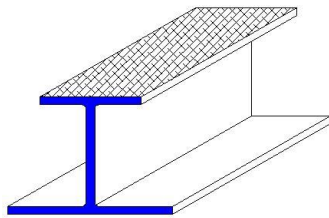
Viga tipo *Slimflor*

A seção transversal é constituída por um perfil laminado tipo *Universal Column* (UC) e uma placa de aço soldada na aba inferior. *Slimflor* é uma marca registrada de *British Steel* (atual Corus).



Viga tipo *Delta beam*

A seção transversal é constituída por quatro placas de aço soldadas formando uma viga-caixa. As almas da seção são inclinadas e possuem furos circulares de grande diâmetro dispostos ao longo da viga.

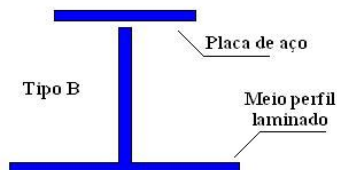
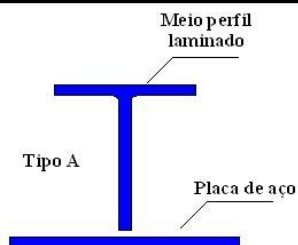


Asymmetric slimflor beam (ASB)

Trata-se de um perfil laminado assimétrico, com a aba superior mais estreita que a aba inferior.

A face externa da aba superior do perfil contém ranhuras superficiais que se introduzem durante o processo de laminação.

É um perfil desenvolvido pela *British Steel* (atual Corus).



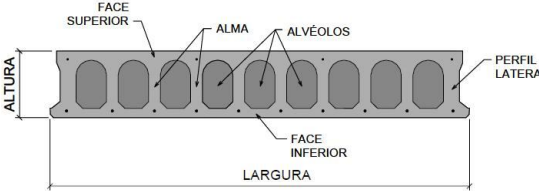


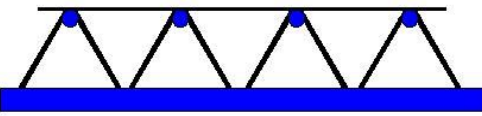
Integrated floor beam (IFB)

A seção transversal da viga está constituída por uma placa de aço soldada a alma da metade de um perfil laminado, formando uma seção assimétrica.

Esta tipologia foi desenvolvida por ARBED (atual grupo Arcelor).

3.3.2 TIPOLOGIA DE LAJES

Tabela 3.2 - Formas típicas de lajes para pisos mistos de pequena altura

| Seção transversal | Descrição |
|---|---|
|  | <p>Painel alveolar pré-moldado de concreto protendido. Trata-se de um painel com altura constante, onde os alvéolos podem apresentar geometrias distintas.</p> |
|  | <p>Laje mista com chapa nervurada. Nas lajes mistas, a chapa nervurada de aço, além de atuar como forma, colabora com a resistência, substituindo total ou parcialmente as armaduras de tração.</p> |
|  | <p>Laje mista com chapa nervurada de grande altura. Semelhante à anterior, mas as chapas possuem uma altura maior, diminuindo o consumo de concreto.</p> |
|  | <p>Laje pré-moldada treliçada. Trata-se de uma placa de concreto unida à armadura de forma treliçada. Depois do seu posicionamento sobre as vigas, é preenchida com concreto moldado no local para regularização e uniformização.</p> |

3.4 PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO

Como já foi descrito anteriormente, os pisos mistos de pequena altura podem ser compostos de diversas maneiras, combinando-se o tipo de viga e laje utilizadas. Mas independente do tipo de sistema utilizado, o dimensionamento/verificação de vigas *slim floor* deve ser feito levando em consideração os estados limites, último e de serviço.

Assim como no projeto de estruturas mistas em geral, o dimensionamento das vigas tipo *slim floor* requer a consideração dos diferentes tipos de sollicitação que ocorrem na estrutura desde a fase construtiva até que a mesma entre em serviço.

Na etapa construtiva as verificações são mais importantes em vigas que não estão escoradas, pois estas têm que suportar o peso do concreto fresco (no qual ainda não existe o comportamento misto), além de outras cargas de execução.

Depois que a estrutura está em funcionamento, com o endurecimento do concreto, a viga é considerada travada lateralmente mesmo que ainda não exista o comportamento misto.

Segundo Paes (2003), o dimensionamento de vigas *slim floor* deve ser realizado levando em consideração os seguintes aspectos:

- a) Durante a etapa construtiva, as vigas podem estar sujeitas a cargas desequilibradas em relação ao seu eixo longitudinal. Nesta situação aparecem esforços de flexão e torção simultâneos na viga;
- b) Para as vigas internas não é necessário considerar a verificação da hipótese de cargas desequilibradas em relação ao seu eixo longitudinal na etapa de funcionamento da estrutura;
- c) A capacidade resistente das seções transversais a momento fletor pode ser determinada segundo a teoria plástica, sempre que as seções transversais assim permitirem;
- d) As vigas podem estar escoradas ou não escoradas na etapa construtiva;
- e) Considera-se a viga não travada lateralmente na etapa construtiva e travada lateralmente na etapa de funcionamento da estrutura.

ANÁLISE NUMÉRICA

CAPÍTULO 4

4.1 APRESENTAÇÃO

Neste capítulo são apresentadas as bases para o desenvolvimento de um modelo numérico para a simulação do comportamento de um piso misto aço-concreto de pequena altura.

Primeiramente é feita uma breve apresentação do *software* utilizado, mostrado alguns aspectos de como são tratados internamente pelo programa os procedimentos de análise e também quais as estratégias de modelagem adotadas.

Para a referida análise, foi considerada a não-linearidade física dos materiais, o que dificultou substancialmente a convergência para níveis elevados de carga. Assim, foram necessárias exaustivas análises até que o modelo apresentasse resultados satisfatórios.

No decorrer deste capítulo também são abordados alguns dos principais parâmetros alterados na fase de validação do modelo.

Por fim, depois que foi obtido um modelo que apresentou boas respostas para o problema em questão, os resultados foram extrapolados em uma análise paramétrica na qual foram variadas algumas características a fim de avaliar a influência de cada uma delas.

4.2 O PROGRAMA TNO DIANA®

O *software* DIANA é um pacote computacional de elementos finitos, baseado no método dos deslocamentos e desenvolvido desde 1972 por engenheiros civis da *TNO Building and Construction Research Company* (Holanda). Seu campo de aplicação é vasto, sendo utilizado também na engenharia mecânica, biomecânica, geotécnica, entre outras. Na Europa é utilizado em análises de pontes, barragens, plataformas *offshore*, rodovias, ferrovias e túneis.

Porém, o diferencial deste para os demais *softwares* de elementos finitos, é que foi totalmente desenvolvido por engenheiros civis, e por isso, é uma poderosa ferramenta na simulação do concreto, considerando seus fenômenos complexos como fissuração, plasticidade, fluência, retração, cura, efeitos de temperatura e instabilidade, entre outros. Todos esses fenômenos podem ser combinados e aplicados em análises lineares, não-lineares, dinâmicas, etc.

Além disso, o *software* DIANA oferece cerca de 200 elementos em sua biblioteca, como vigas retas e curvas, sólidos, membranas, placas, cascas, elementos de contato e interface.

Foi utilizada a versão 9.4, registrada para o Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

4.3 PROCESSAMENTO

Este item do trabalho pretende apresentar de maneira objetiva como foi gerado o modelo a partir do pré-processador disponível, abordando de forma resumida os passos executados e comentando sobre as dificuldades de modelagem encontradas. Também será mostrado como é feita a saída e visualização de resultados.

4.3.1 PRÉ-PROCESSAMENTO

O pacote computacional DIANA dispõe de um pré-processador chamado *iDiana* (*Interface Diana*), que oferece uma interface gráfica para a visualização do modelo durante a fase de criação, o que é fundamental principalmente para usuários inexperientes.

Vale lembrar que toda a criação do modelo contendo geometria, carregamentos, condições de contorno, propriedades físicas e mecânicas que será explicada pela interface gráfica também pode ser executada através de um *script* fornecido pelo usuário.

A criação de *scripts* é bastante comum entre usuários de programas de elementos finitos, pois embora sua criação exija um tempo considerável, depois de pronta torna-se uma boa e rápida ferramenta para alteração do modelo através de linhas de comando. Com o intuito de otimizar a criação de diversos modelos com diferentes características, nesta pesquisa foi elaborado um *script* dentro da planilha eletrônica EXCEL.

Esta escolha se deveu por conta das facilidades operacionais do programa e experiências de outros usuários. Porém, pode-se utilizar linguagem de programação para as rotinas como, por exemplo, o FORTRAN. A seguir é apresentado de maneira resumida como foi gerado o modelo, lembrando que existem várias outras opções além das citadas aqui, porém não faz parte do escopo deste item do trabalho.

Ao abrir o *iDiana*, selecionar as opções *File* → *New*. Nesta opção são definidos a pasta de trabalho, nome do modelo, programa de análise (DIANA, DFX, etc), tipo de análise (estrutural 2D ou 3D, etc) e as unidades adotadas (comprimento, massa, força, tempo e temperatura). Atentar para este último, pois a partir de então todo o modelo será função destas unidades, sendo a causa de muitos erros a entrada de dados posterior em unidades diferentes.

A partir daí começa a criação da geometria, que segue níveis de hierarquia usados por qualquer programa de elementos finitos, com pontos, linhas, superfícies e sólidos. Criam-se pontos através de coordenadas dos eixos globais X, Y e Z. A partir deste, são geradas linhas apenas indicando o nome de dois pontos já criados. A partir de quatro linhas criam-se superfícies.

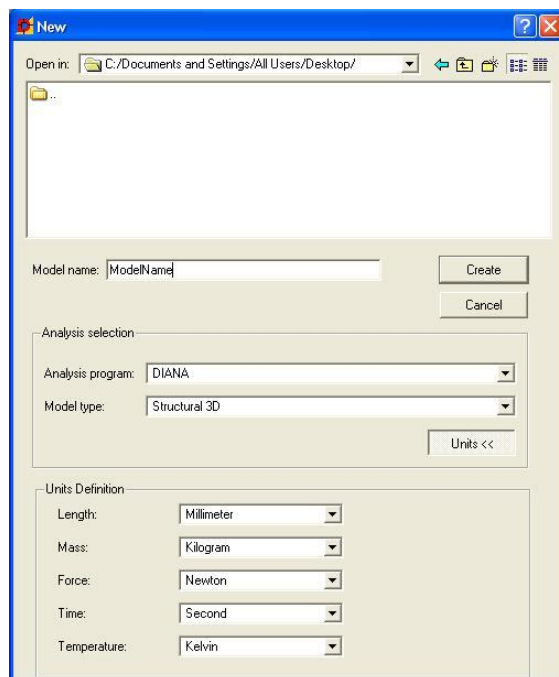
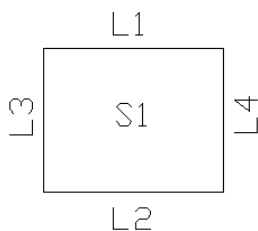


Figura 4.1 – Criação de um novo modelo através do *iDiana*

Vale ressaltar que só é possível criar superfícies com quatro linhas desde que o nome destas seja informado em uma ordem onde elas estejam adjacentes. Por exemplo:



Para a criação da superfície S1 acima, através do navegador do lado esquerdo, seleciona-se a opção *GEOMETRY SURFACE 4POINTS S1 L1 L4 L2 L3*. Será considerada sintaxe inválida se a ordem informada for L1 L2 L3 e L4. A partir das superfícies criadas, procede-se à criação dos sólidos, aqui chamados *bodies*. Estes são gerados a partir da informação de seis superfícies, sendo três pares de superfícies paralelas.

Depois que todas as entidades geometrias estão prontas, é conveniente proceder à criação de *sets*, que nada mais são do que agrupamentos destas entidades de modo a facilitar quando se deseja trabalhar com mais de uma entidade por vez. Como exemplo pode-se agrupar todos os sólidos correspondentes ao concreto e agrupá-los em um *set* chamado CONCRETO, pois assim, quando for definir as propriedades do material, define-se para o *set* e não para cada *body* individualmente.

Não há limites para a criação de *sets*, podendo inclusive agrupar a mesma entidade geométrica em diferentes *sets*. Este recurso também é conveniente para isolar partes específicas do modelo para saída de resultados, pedindo, por exemplo, o deslocamento apenas em determinados pontos.

Depois disso, é necessário dividir as linhas de maneira que na geração da malha de elementos finitos os nós sejam “casados”. O padrão do DIANA é fazer a divisão de todas as linhas por quatro, porém, com essa opção dificilmente conseguirá se obter uma boa malha. Recomenda-se que linhas paralelas de mesmo comprimento possuam o mesmo número de divisões.

Quando as linhas estiverem com as divisões definidas, é necessário definir os elementos que farão parte da malha de elementos finitos, as condições de contorno, propriedades dos materiais (físicas e mecânicas) e carregamentos.

A partir desse momento, o modelo está pronto para que sua malha seja gerada através do comando *MESH GENERATE*. Se nenhum problema for encontrado pelo programa, a malha será gerada e serão informados quantos elementos e quantos nós foram criados.

Uma das dificuldades encontradas nesta pesquisa durante a fase de modelagem foi a transferência de esforços de um material para o outro. Quando o modelo envolve dois ou mais materiais distintos como aço e concreto, é necessário que os nós que ocupam o mesmo lugar no espaço tenham seus deslocamentos iguais, caso contrário não haverá transferência de esforços de um material para o outro.

No DIANA isso é feito através do comando *MERGE*. Quando não existem elementos de interface, a utilização deste comando determinará que a interação seja considerada perfeita ou total. Quando são introduzidos elementos de interface, é necessário cautela para não anular o comportamento da mesma através desse comando. A seguir será descrito as estratégias de modelagem da interface e a compatibilização de deslocamentos de nós coincidentes.

Em um modelo tridimensional, a interface entre aço e concreto não possui propriedade física de espessura. A interface existe entre os dois materiais, porém sua espessura é nula. Para a criação da interface, é necessário que sejam definidos *bodies* para determinar que os elementos de interface sejam vinculados a estes *bodies*.

Assim, no lugar onde os dois materiais se encontram, os pontos dos volumes correspondentes ao aço estão posicionados no mesmo espaço dos pontos dos volumes correspondentes ao concreto. Nesta mesma região são então criadas duas superfícies de

interface que ocupam rigorosamente o mesmo lugar no espaço e são paralelas entre si (Sup. de interface 1 e 2).

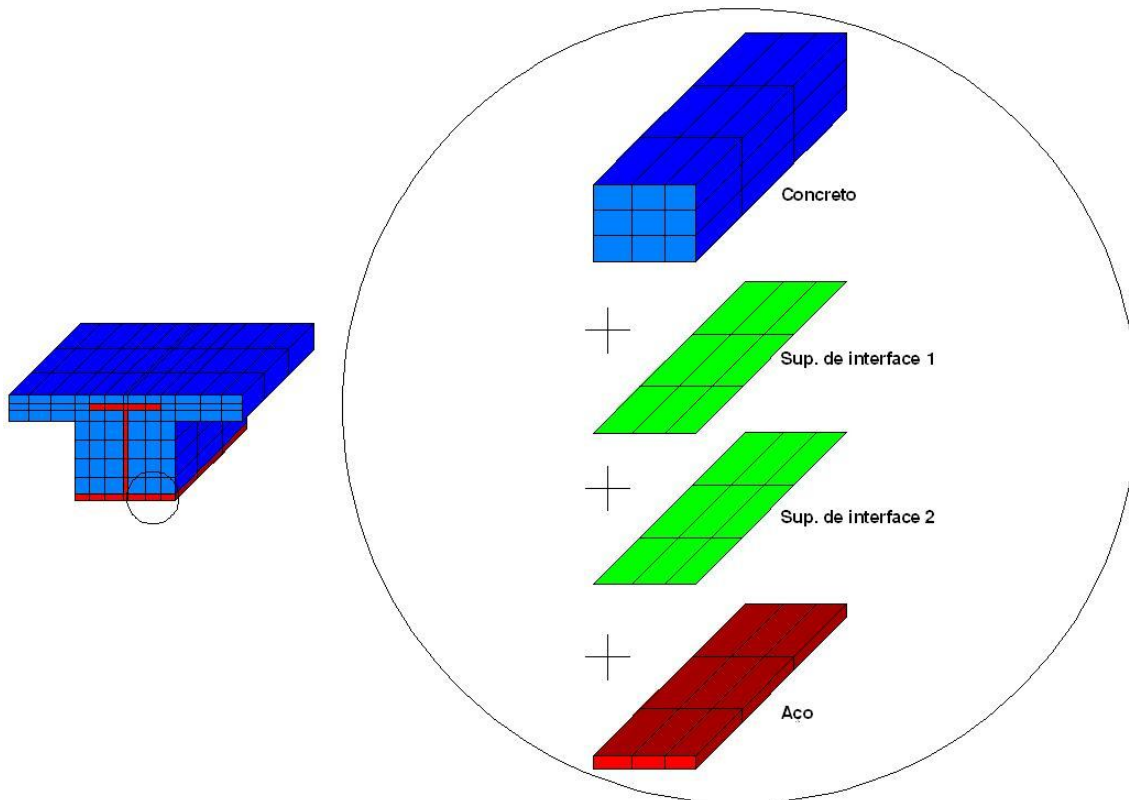


Figura 4.2 – Superfícies de interface ocupando o mesmo lugar no espaço

A partir destas duas superfícies criadas, é gerado um *body*. No DIANA quando se utiliza o comando *BODY* a partir de duas superfícies paralelas, as outras quatro superfícies são geradas automaticamente. Para o programa gerar essas superfícies complementares, são geradas também linhas complementares.

Estas linhas possuem comprimento zero por conta da não existência de espessura no *body* de interface, porém é necessário dividi-las em um elemento, caso contrário o programa dividirá com seu valor padrão que é quatro, e a malha não será gerada. A **figura 4.3** mostra como é feito este procedimento.

Depois de feito isso, é criado um *set* que contém os *bodies* de concreto e a superfície de interface 1. E por analogia, criado outro *set* que contém os *bodies* do aço e a superfície de interface 2. A partir de então, o comando *MERGE* deve ser utilizado separadamente para cada um desses *sets* que acabaram de ser criados.

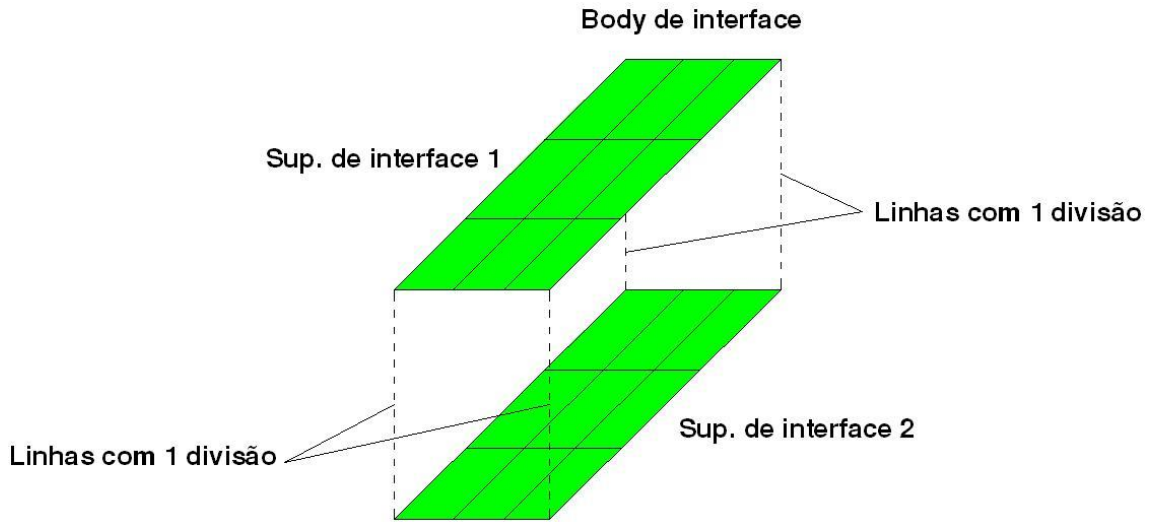


Figura 4.3 – Criação dos *bodies* de interface

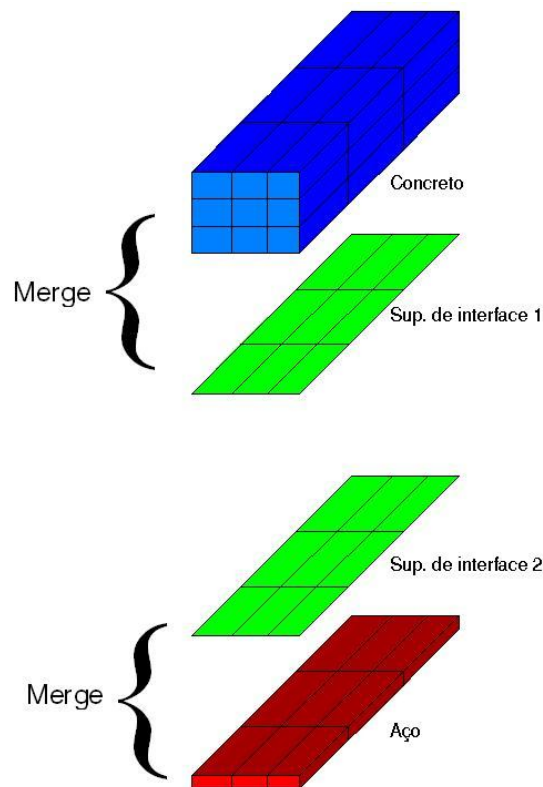


Figura 4.4 – Comando *merge* para as superfícies de interface

Depois que todos esses passos são executados, é feito um teste de qualidade da malha. Este teste avalia se um elemento desvia significativamente do seu ideal teórico, levando em consideração ângulos de abertura máximos e mínimos, fator de aspecto (se uma dimensão for

muito superior às outras, fazendo com que o elemento fique alongado), posição do nó central para elementos de ordem mais alta, entre outras. Vale ressaltar que se o teste falhar em algum dos critérios não haverá problemas em gerar a malha, sendo indicado apenas um aviso e não um erro. Porém, recomenda-se que a malha seja alterada de forma que todos os elementos passem no teste de qualidade.

Por fim, é necessário gerar o arquivo *dat*, que é o arquivo que contém todas as informações do pré-processamento realizado até então, e será o arquivo de entrada para o processador.

4.3.2 PROCESSAMENTO

O processamento pode ser executado basicamente de duas formas, pela entrada gráfica disponível no programa ou simplesmente por linhas de comando. Para usuários iniciantes é indispensável a utilização da entrada através do processador DIANA, pois com a visualização da interface gráfica é mais fácil a navegação.

Os usuários mais experientes sentem-se mais a vontade com a utilização do aplicativo *command box*, onde o processamento é executado através de uma linha de comando, tornando mais prática e rápida a escolha dos parâmetros de processamento.

Em ambos os casos é necessário previamente que o arquivo *dat* seja gerado pelo pré-processador *iDiana*, detalhado no item anterior.

Através da entrada gráfica, primeiro escolhe-se a pasta de trabalho e a localização do arquivo *dat*. A partir daí define-se qual o tipo de análise se procederá (linear, não-linear, transiente, etc) e então é aberta a janela principal do programa conforme a **figura 4.5**.

Nessa janela é onde são definidos todos os parâmetros necessários a análise, como o método de resolução dos sistemas não-lineares, quantidade de passos de carga, número máximo de iterações, critérios de convergência, saída de dados, etc. Depois que todos os critérios são definidos, pode-se salvar essas alterações gerando assim um arquivo com a extensão *com*, que pode ser lido e editado por qualquer editor de texto.

Assim como o arquivo *dat* gerado no *iDiana* contém todas as informações sobre geometria, carregamentos e propriedades do modelo, o arquivo *com* gerado agora contém todas as informações relativas aos critérios de processamento. Com este arquivo, não é mais necessário utilizar a entrada gráfica, e os parâmetros podem ser alterados em um simples editor de texto.

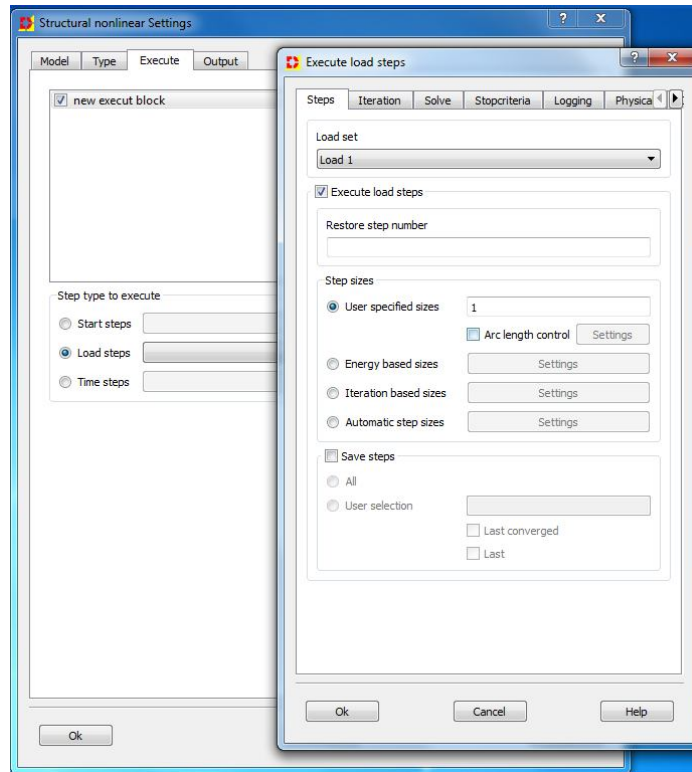


Figura 4.5 – Interface gráfica do DIANA

Tendo esses dois arquivos, o processamento pode ser efetuado de maneira mais rápida através do aplicativo *command box*. Basta apenas entrar na pasta onde estão o arquivos *dat* e *com* e o processamento é feito através do comando “*diana -m arquivo.dat arquivo.com*”.

4.3.3 PÓS-PROCESSAMENTO

A saída de resultados pode ser obtida de duas maneiras: através de dados tabulados ou em *femview*. A primeira maneira é muito útil quando se deseja informações específicas e localizadas, como por exemplo, deslocamentos e tensões em determinado ponto.

Para isso, basta que seja criado um *set* com as entidades geométricas de interesse e definidas quais as informações desejam ser obtidas para aquele *set*. Já a saída em *femview*, é a saída dos resultados de forma gráfica que pode ser visualizada pelo pós-processador *iDiana*. Esta última permite a visualização de aspectos como panorama de fissuração, distribuição de tensões, deslocamentos e etc.

4.4 GEOMETRIA DO MODELO E CONDIÇÕES DE CONTORNO

O modelo de elementos finitos, contendo geometria, condições de contorno, carregamentos e propriedades dos materiais foi gerado a partir do pré-processador *iDiana*. A criação do modelo foi feita com base na geometria dos protótipos ensaiados pelo *Steel Construction Institute* (SCI) (LAWSON *et al.*, 1997) e também pelo modelo de elementos finitos criado por Paes (2003) utilizando os programas GiD e ANSYS. A escolha deste modelo deve-se ao fato de existir uma quantidade suficiente de informações das características dos materiais, procedimentos de ensaio e de modelagem computacional. Além disso, dispõe-se dos resultados experimentais obtidos por Lawson *et al.* (1997) e numéricos realizados por Paes (2003), que permitem uma melhor calibração do modelo numérico.

4.4.1 MODELO EXPERIMENTAL (LAWSON ET AL., 1997)

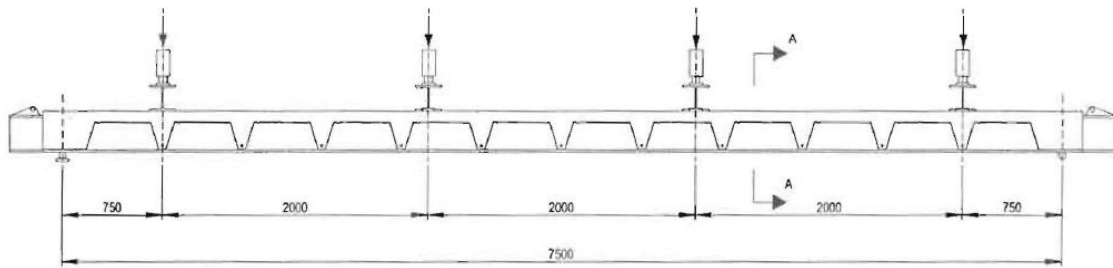
Aqui são apresentadas as características dos modelos experimentais de vigas *slim floor* que foram desenvolvidos pelo *Steel Construction Institute* – SCI e *British Steel* (atual Corus) no Reino Unido, onde foram utilizados perfis tipo *Asymmetric Slimflor Beam* (ASB).

O objetivo desses modelos experimentais é determinar o momento fletor resistente da viga mista e a tensão última de aderência na interfase entre aço e concreto. Além disso, o ensaio também tem a finalidade de avaliar a degradação da aderência entre os materiais devido a cargas dinâmicas e determinar a rigidez da seção mista para o cálculo das flechas e para análise de vibrações.

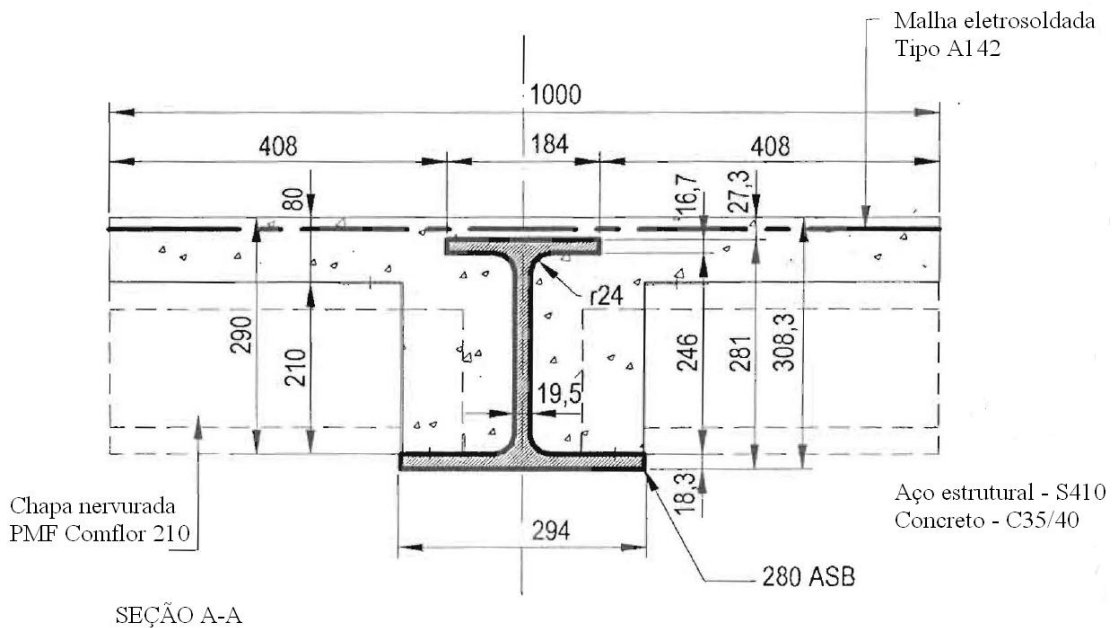
Aqui serão apresentados os aspectos mais relevantes para esta pesquisa, uma descrição detalhada dos modelos e procedimentos de ensaios podem ser encontradas em Lawson *et al.* (1997).

O modelo físico em si é composto por uma viga *slim floor* do tipo ASB (*Asymmetric Slimflor Beam*), perfil 280 ASB 100, integrado com uma laje mista com concreto moldado *in loco*, formada por uma chapa nervurada de grande altura tipo *PMF Comflor 210* (CF 210).

O esquema estrutural corresponde a uma viga biapoiada com 7500 mm de vão livre e carregada com quatro cargas concentradas de mesmo valor. A seção transversal da viga mista tem uma largura da laje de 1000 mm, que é aproximadamente 1/8 do valor do vão.



VISTA LATERAL



SEÇÃO A-A

(dimensões em milímetros)

Figura 4.6 – Características geométricas do modelo experimental de uma viga *slim floor* com um perfil 280 ASB, ensaiado pelo *Steel Construction Insitue (SCI)* e *British Steel (autal Corus)* (LAWSON *et al.*, 1997)

As cargas concentradas provenientes das prensas hidráulicas são introduzidas no modelo experimental através de perfis metálicos que distribuem a carga em uma área superficial em sentido transversal. Procedimento este, que é necessário para evitar concentração de tensões e rupturas localizadas.

A disposição das cargas concentradas foi determinada de maneira que os diagramas de momentos fletores gerados fossem muito próximos aos que se obteriam com a aplicação de uma carga uniformemente distribuída com seu valor total igual ao somatório das quatro cargas concentradas. Para este modelo se especificou um perfil 280 ASB 100, porém, as dimensões reais são as indicadas na **figura 4.6**.

O aço estrutural especificado para o modelo experimental é do tipo S355, sendo considerado para tal um valor para a tensão de escoamento $f_y=410$ MPa. Foi especificado também um concreto do tipo leve de classe C25/30. Tendo em vista os ensaios de caracterização dos materiais, consideram-se as características mecânicas equivalentes às de um concreto classe C35/40, porém, com um peso específico de $19,04$ KN/m³.

A **figura 4.7** é apresenta o gráfico *momento fletor x flecha* obtido para o modelo experimental. Maiores detalhes sobre este modelo podem ser encontrados em Lawson *et al.* (1997). O máximo valor de momento fletor para este ensaio foi de 790 kN.m, correspondente a uma flecha máxima no centro do vão de 150 mm.

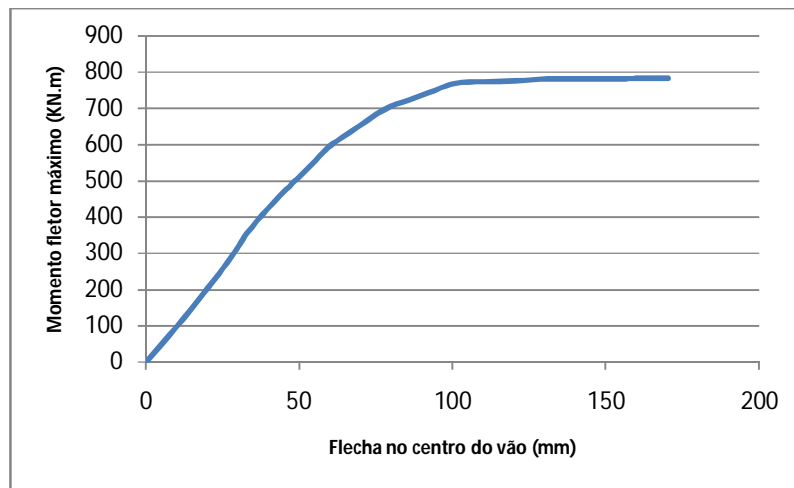
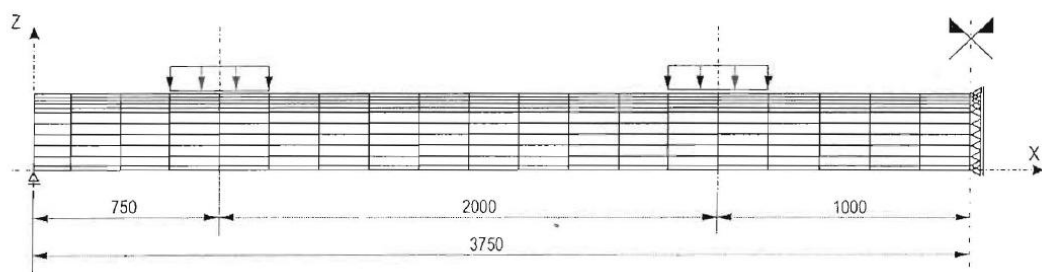
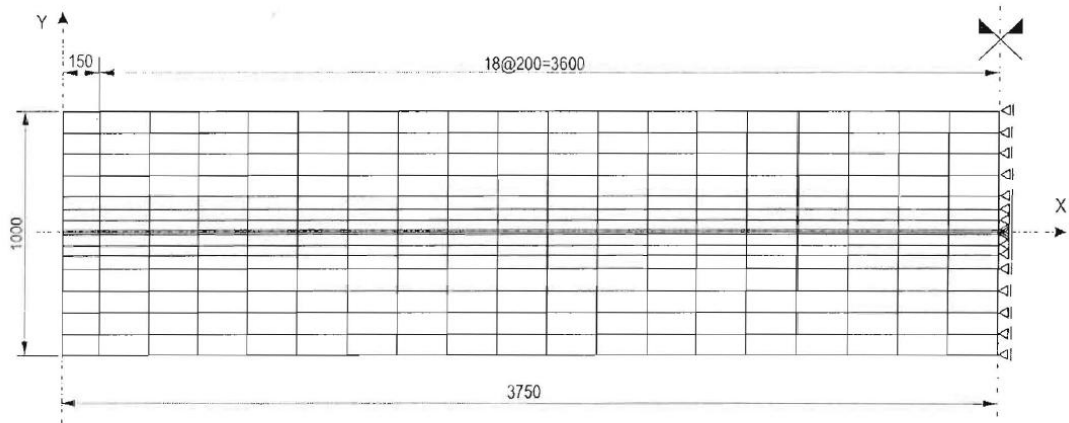
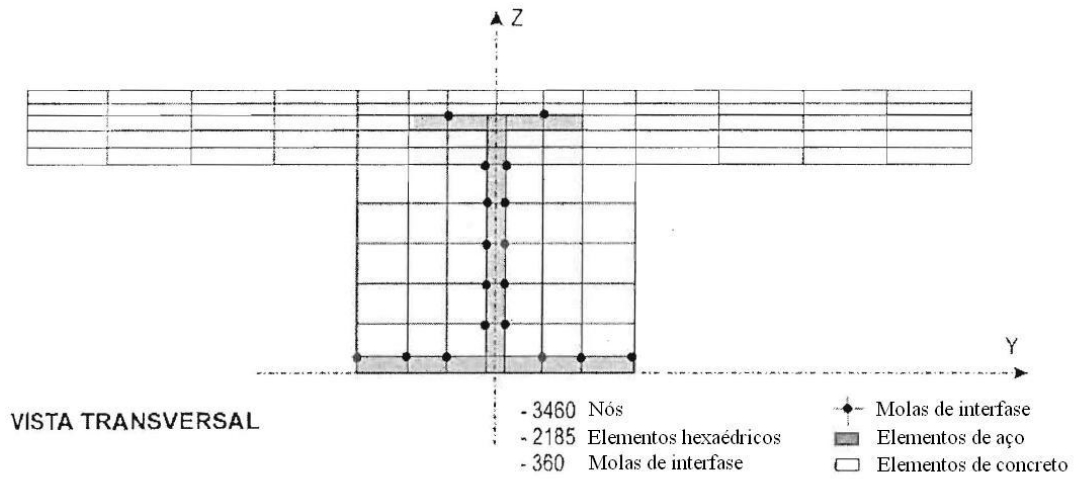


Figura 4.7 – Diagrama Momento fletor x Flecha para o modelo experimental

4.4.2 MODELO NUMÉRICO (PAES, 2003)

Com base nas características geométricas do modelo experimental detalhado acima, Paes (2003) definiu a geometria de um modelo tridimensional de elementos finitos para a simulação do comportamento estrutural de vigas *slim floor*, mostrado na **figura 4.8**:



(dimensões em milímetros)

Figura 4.8 – Modelo de elementos finitos proposto por Paes (2003)

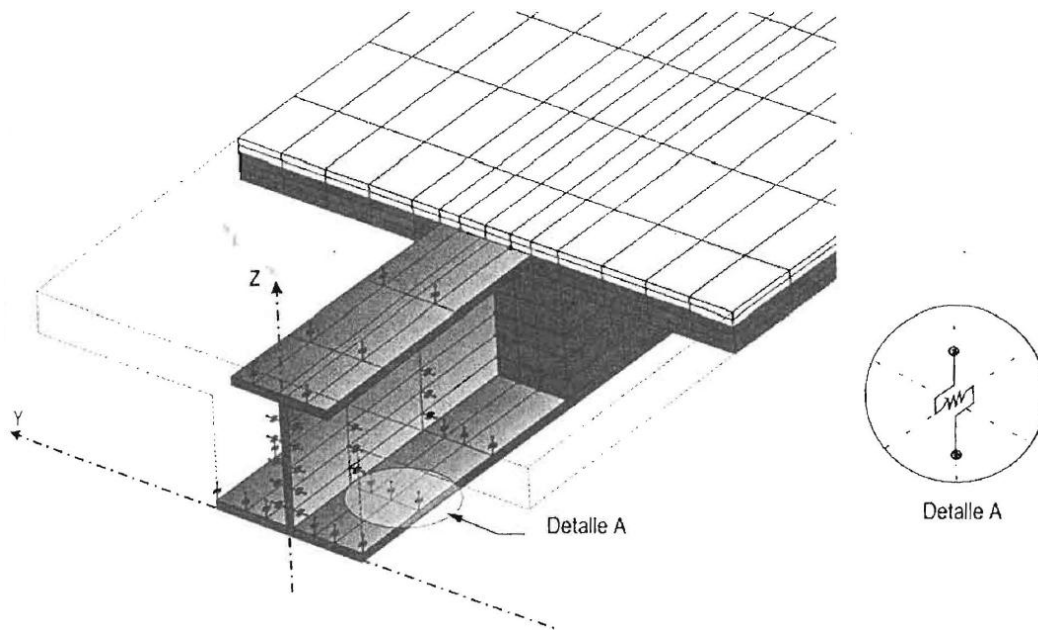


Figura 4.9 – Perspectiva do modelo tridimensional proposto por Paes (2003)

O modelo de elementos finitos supracitado se utiliza de elementos sólidos hexaédricos de oito nós, com três graus de liberdade por nó (deslocamentos) para ambos os materiais, aço e concreto. Os elementos que representam esses materiais apresentam, na região de interface, nós que ocupam o mesmo lugar no espaço. Porém, a ligação entre eles é feita através de uma “mola de interface”, que possui uma lei constitutiva para representar o comportamento desta região.

Para a construção do modelo, lançou-se mão do recurso de simetria no meio do vão como estratégia para reduzir o número de elementos e nós e o conseqüente tempo de processamento. A malha final possui 3640 nós, 2185 elementos sólidos e 360 “molas de interface”.

A aplicação das cargas é reproduzida de maneira semelhante àquela situação do modelo experimental, onde elas são introduzidas em pequenas áreas no sentido transversal sobre a face superior dos elementos que representam a capa do concreto, de maneira que os eixos verticais das prensas hidráulicas passem pelos centros de gravidade das respectivas áreas.

As propriedades consideradas para o concreto são equivalentes a um concreto de classe C35/40, onde foram consideradas as seguintes propriedades:

- $f_c = 35 \text{ MPa}$
- $f_{ct} = 3,23 \text{ MPa}$

- $E_c = 35000 \text{ MPa}$
- $\nu = 0,20$

O modelo constitutivo adotado considera um critério de falha baseado na superfície de fluência de Drucker-Prager combinada com a superfície de falha de Willam & Warnke (1975) à tração.

Já para o aço é considerado um modelo constitutivo bilinear com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 410 \text{ MPa}$
- $E_a = 210000 \text{ MPa}$
- $\nu = 0,30$

O perfil tipo *Asymmetric Slimflor Beam* (ASB) apresenta ranhuras superficiais na face superior da mesa superior, semelhante às ranhuras das chapas de aço que se utilizam na alma do perfil metálico da interfase “tipo R”, estudada por Leskelä & Hopia (2000). A partir deste estudo, a lei força-deslizamento das “molas de interface” foi definida através de uma reinterpretação dos resultados de ensaio *push-out* para essas interfaces “tipo R”.

A **figura 4.10** apresenta o gráfico *momento fletor x flecha* obtido para o modelo numérico. Maiores detalhes sobre a construção do modelo numérico podem ser encontradas em Paes (2003). O máximo valor de momento fletor para este ensaio foi de 784 kN.m, correspondente a uma flecha máxima no centro do vão de 150 mm.

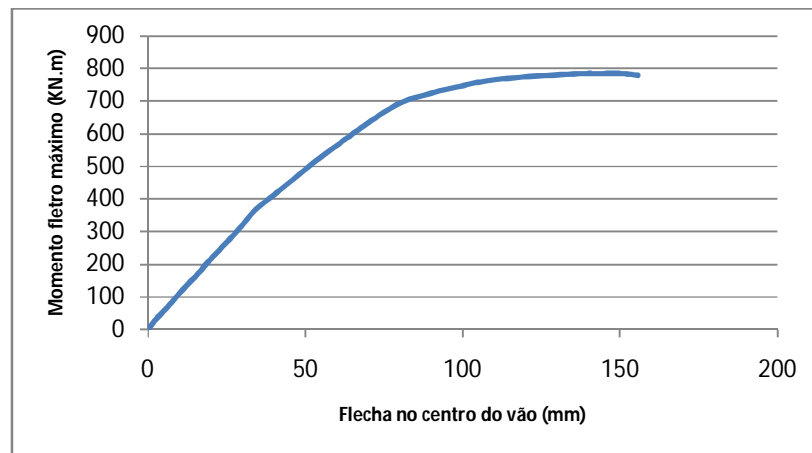


Figura 4.10 - Diagrama Momento fletor x Flecha para o modelo numérico

4.4.3 MODELO ADOTADO NESTA PESQUISA

O modelo adotado neste trabalho foi baseado no modelo de elementos finitos proposto por Paes (2003). A **figura 4.11** mostra o modelo genérico gerado, a partir do qual foram

alterados aspectos como dimensões e refinamento da malha, de acordo com o problema analisado e as necessidades de cada caso.

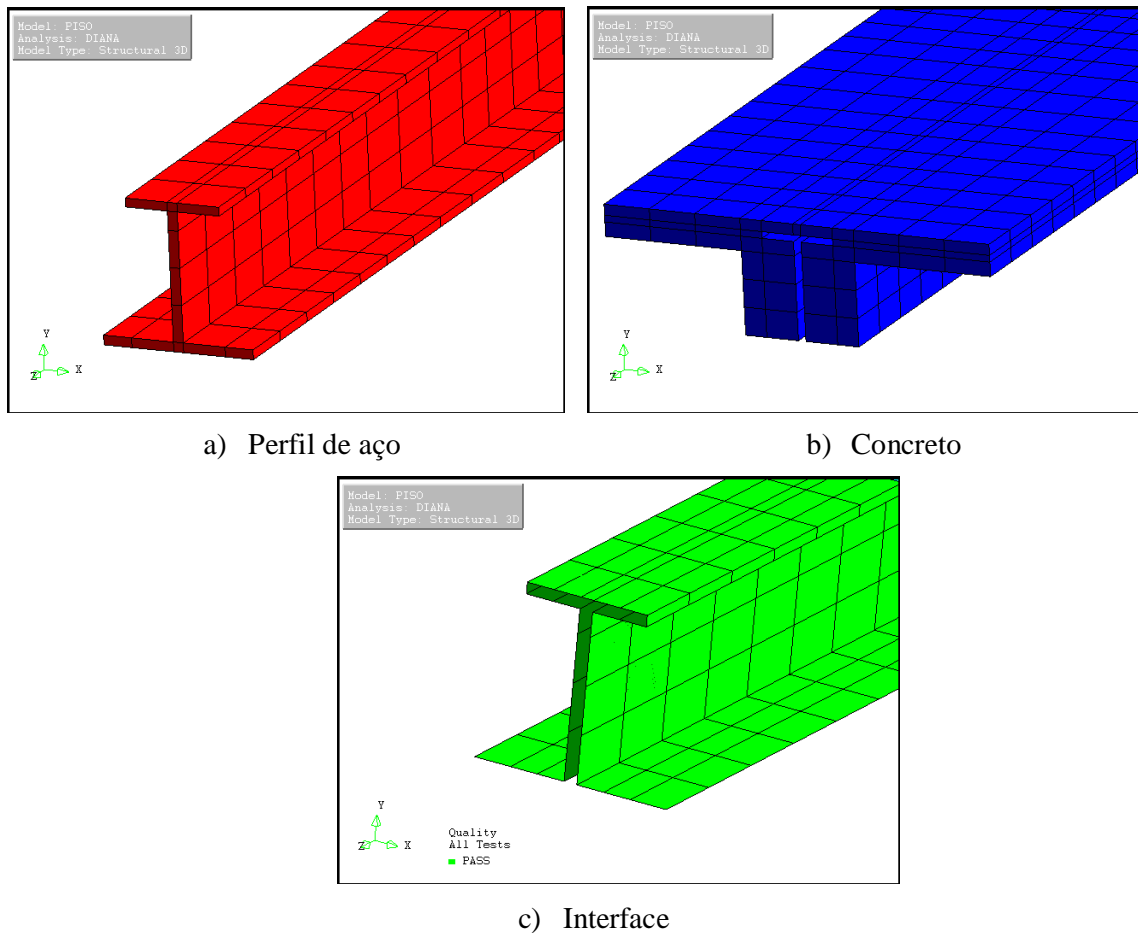


Figura 4.11 – Malha de elementos finitos dos componentes do modelo numérico

Com o objetivo de reduzir o número de elementos, e o conseqüente tempo de processamento, optou-se por utilizar o recurso de vinculações de simetria. A princípio lançou-se mão de um modelo com um quarto de simetria, porém, por experiências anteriores de outras pesquisas dentro do Departamento de Estruturas da EESC, a idéia foi descartada por conta de efeitos de instabilidade no perfil de aço.

A partir daí, utilizou-se simetria para metade do modelo, com as condições de contorno específicas para este caso no centro do vão. Porém, nas análises preliminares não foram obtidos bons resultados, principalmente após o modelo ultrapassar a fase elástica. Após várias simulações, o autor não identificou o porquê da não convergência do modelo e foi abandonada a utilização de vinculações de simetria.

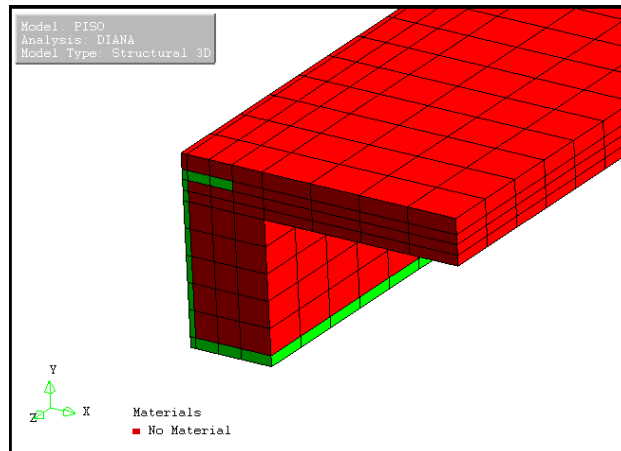
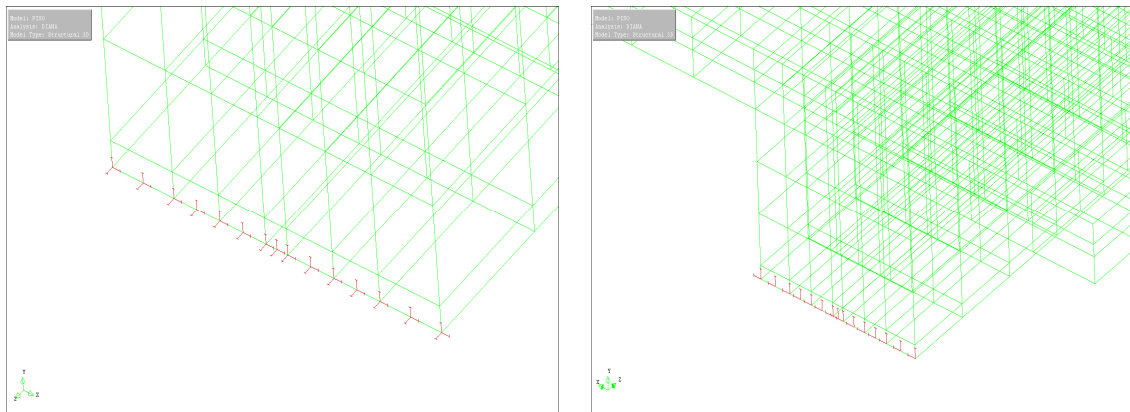


Figura 4.12 – Modelo idealizado inicialmente com um quarto de simetria

Com isso, lançou-se mão do modelo sem simetria, que embora tenha elevado consideravelmente o tempo de processamento, já apresentou resultados coerentes desde as primeiras análises. Assim, as condições de contorno utilizadas referem-se aos apoios no extremo da viga, onde são restringidos os deslocamentos nas direções X e Y (u_x e u_y) da linha externa transversal do sólido correspondente a aba inferior do perfil metálico em um dos apoios, e também os deslocamentos nas direções X, Y e Z (u_x , u_y e u_z) do outro apoio.



a) Apoio restringido em X, Y e Z

b) Apoio restringido em X e Y

Figura 4.13 – Condições de contorno do modelo numérico

As cargas concentradas provenientes das prensas hidráulicas aplicadas no modelo experimental são introduzidas através de chapas metálicas que distribuem a carga em uma área superficial em sentido transversal. A princípio, foram adicionadas chapas metálicas no modelo numérico com rigidezes muito elevadas a fim de aplicar a carga sobre elas, porém, como é necessário igualar deslocamentos para nós coincidentes, as chapas não permitiam que

o concreto deformasse na região de encontro dos dois materiais, e por isso abandonou-se a utilização dessas.

Assim, no modelo numérico, as cargas são adicionadas sob forma de pressão na superfície superior do volume correspondente ao concreto, de modo que os eixos verticais da prensa hidráulica do modelo experimental passem pelo centro de gravidade das respectivas áreas. Este é um procedimento importante para evitar problemas de concentração de tensões no modelo de elementos finitos, que pode dificultar a convergência até a solução para níveis elevados de carga.

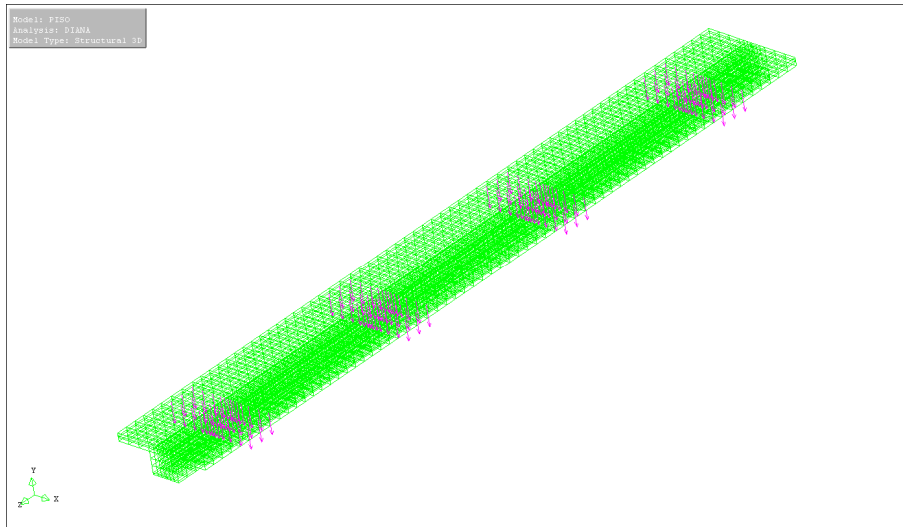
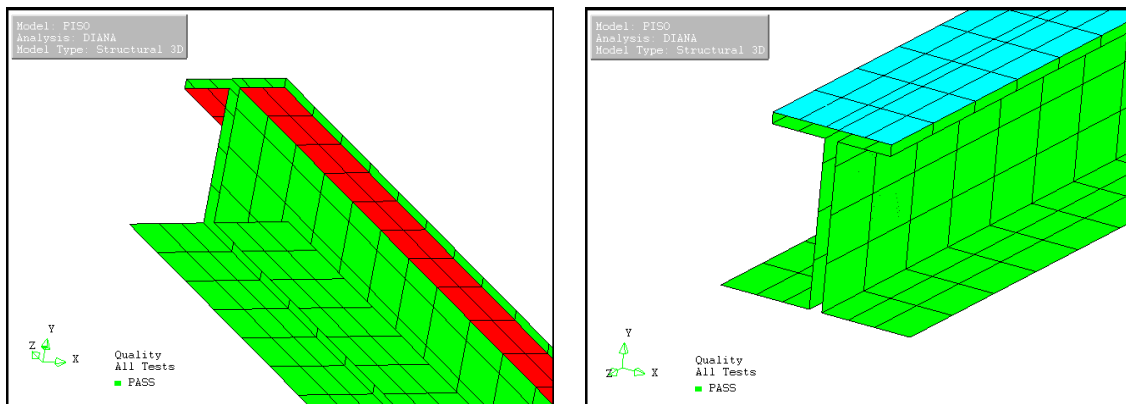


Figura 4.14 – Cargas distribuídas transversalmente sobre o concreto

Para a consideração do comportamento na região de encontro dos dois materiais (aço e concreto), foram utilizados elementos de interface em todas as superfícies de contato. Porém, dependendo da região, diferentes parâmetros de rigidez normal e cisalhante foram considerados. Assim, na face inferior da aba superior do perfil de aço, foram colocados elementos de interface apenas por conveniência para a criação do modelo, porém, as rigidezes cisalhante e normal são consideradas zero devido à dificuldade de garantir uma concretagem adequada nesta região.

Outra zona peculiar é a face superior da aba superior do perfil de aço, onde as rigidezes cisalhante e normal são mais elevadas que as demais regiões de contato por conta das ranhuras oriundas do processo de laminação, que garantem uma melhor aderência.



a) Aderência nula na interface

b) Aderência elevada na interface

Figura 4.15 – Regiões com diferentes aderências

4.5 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

Para a simulação numérica, como o modelo adotado é tridimensional, a princípio foram escolhidos elementos sólidos isoparamétricos com interpolação linear para deslocamentos. Os elementos sólidos exigem um grande custo computacional devido o tamanho da matriz de rigidez do elemento, além de necessitar um bom refinamento da malha para obter soluções representativas, e devem ser utilizados apenas quando não houver possibilidade de se utilizar elementos menos robustos.

Porém, em DIANA (2005a), é ressaltado que elementos sólidos com interpolação linear para deslocamentos possuem deficiências intrínsecas, como cisalhamento parasítico e retenção volumétrica, que não são facilmente tratadas em análises não-lineares.

Assim, optou-se pela utilização de um elemento sólido com interpolação quadrática para deslocamento, o HE20 CHX60. Esse tipo de elemento tem a vantagem de reduzir o número final de nós e de elementos, mas em contrapartida elevam o custo computacional.

Uma das características dos elementos sólidos é apresentar deslocamentos como graus de liberdade.

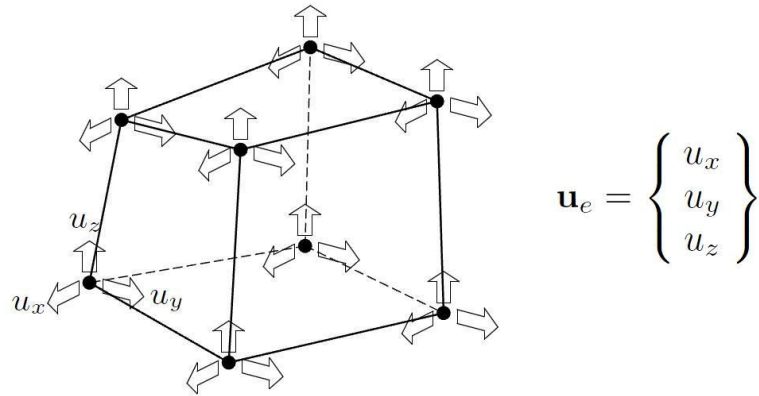


Figura 4.16 – Deslocamentos como graus de liberdade nos nós dos elementos sólidos

Esses deslocamentos nodais geram deformações infinitesimais nos elementos, resultando em um vetor de deformações e suas respectivas componentes, conforme mostrado na figura 4.18.

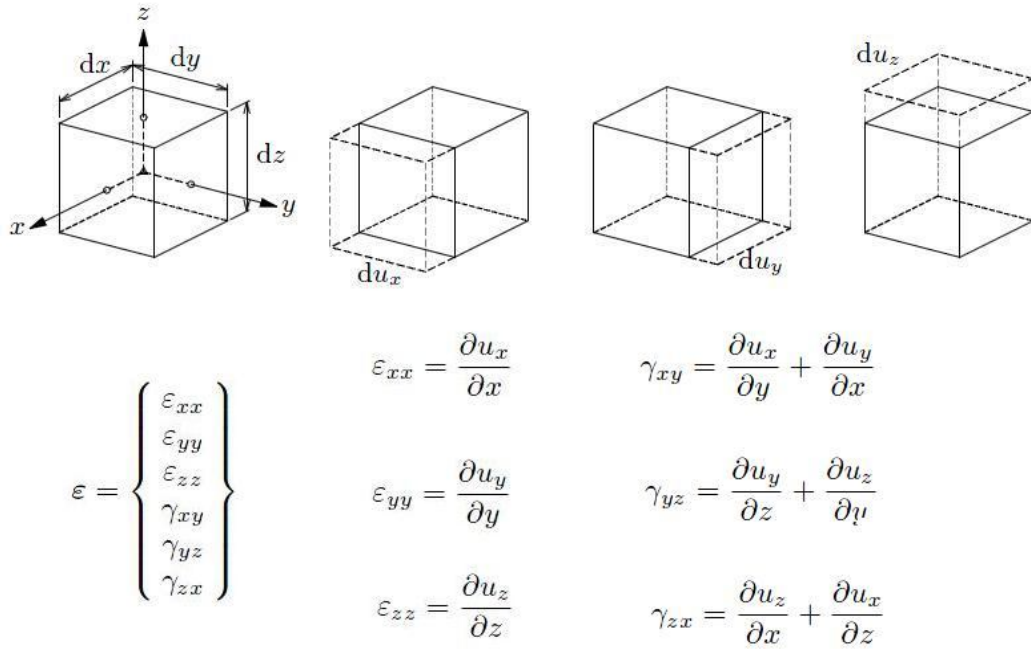


Figura 4.17 – Deformações do elemento sólido

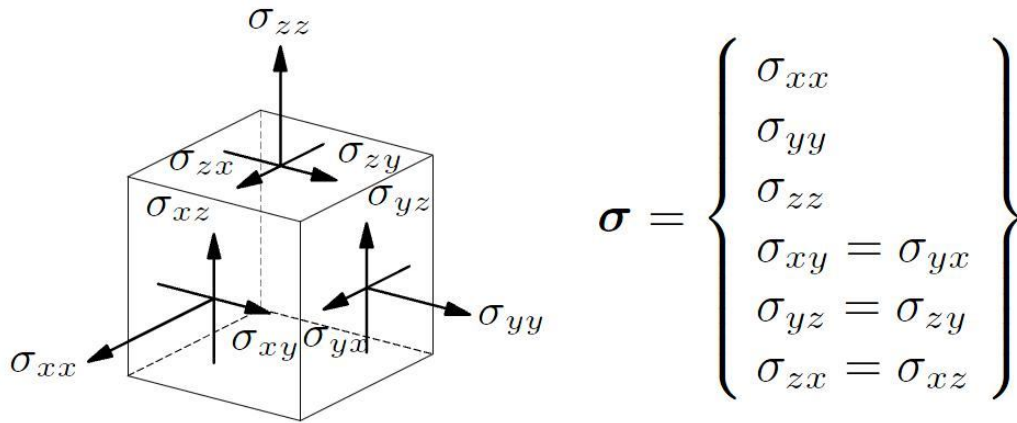


Figura 4.18 – Tensões de Cauchy no elemento sólido

Os elementos de interface possuem a capacidade de representar o comportamento entre dois materiais, relacionando tensão normal e tensão cisalhante com o deslizamento relativo nas duas direções. Além disso, é possível representar a não-linearidade na interface, como o atrito de *Mohr-Coloumb* e o comportamento *Bond-slip*.

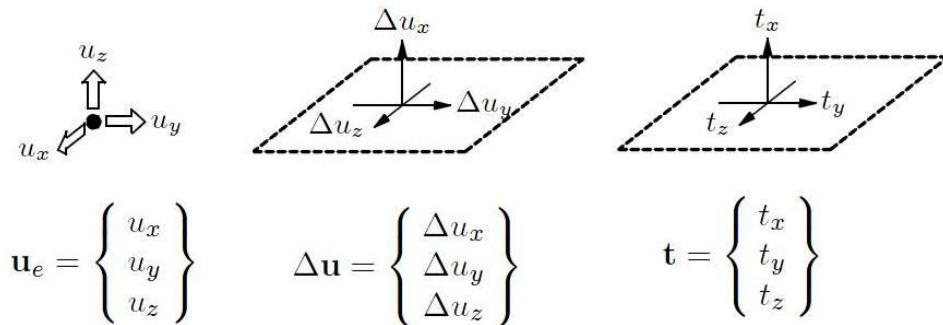


Figura 4.19 – Deslocamentos, deslocamentos relativos e trações no elemento de interface

De maneira geral, os *softwares* de elementos finitos permitem considerar a não-linearidade física dos materiais de duas maneiras distintas. A primeira possibilidade é considerá-la independente do tipo de elemento utilizado. A segunda possibilidade é considerá-la apenas com um conjunto de determinados elementos.

Os programas que adotam a primeira possibilidade, a seleção de um tipo de elemento para um determinado problema não-linear não está limitada a um grupo específico de elementos. Isto permite selecionar tipos de elementos mais adequados à construção de determinado modelo, tornando a modelagem mais versátil. Assim, a segunda possibilidade, na qual apenas alguns tipos de elementos consideram a não-linearidade física dos materiais torna a modelagem mais restrita. O *software* DIANA utiliza a primeira possibilidade.

4.5.1 ELEMENTOS PARA MODELAGEM DO AÇO E DO CONCRETO

Conforme citado anteriormente, para a simulação numérica do aço e do concreto foi utilizado o elemento HE20 CHX60. Trata-se de um elemento sólido isoparamétrico com 20 nós e interpolação quadrática para deslocamentos. Cada nó apresenta três graus de liberdade, sendo estes os deslocamentos nas direções x, y e z.

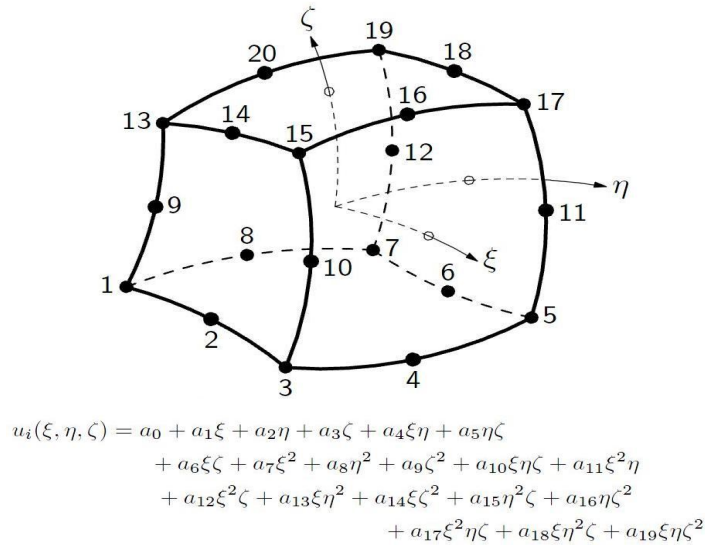


Figura 4.20 – Elemento HE20 CHX60 com o polinômio de deslocamentos

4.5.2 ELEMENTOS PARA A MODELAGEM DA INTERFACE

Para a interface entre aço e concreto, foi utilizado o elemento IS88 CQ48I. Trata-se de um elemento com 16 nós, próprio para a utilização entre dois planos em um modelo tridimensional. Este elemento também possui interpolação quadrática para deslocamentos, e foi escolhido em função dos elementos sólidos para o aço e o concreto, a fim de “casar” a malha de elementos finitos de todo o modelo.

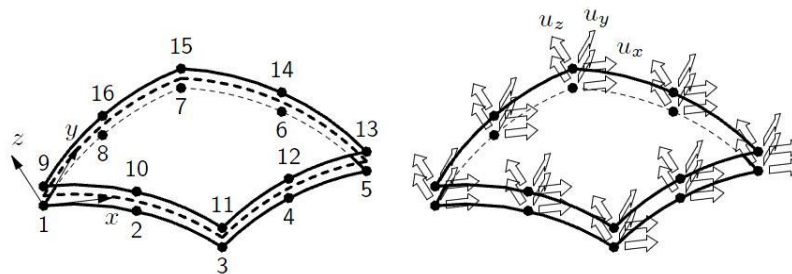


Figura 4.21 – Tipologia e deslocamentos do elemento de interface IS88 CQ48I

4.6 MODELOS CONSTITUTIVOS

4.6.1 CONCRETO

O desenvolvimento de um modelo constitutivo para o concreto é uma tarefa difícil devido às próprias características de não homogeneidade e anisotropia deste material.

A escolha de um modelo constitutivo para o concreto, grosso modo, requer uma definição do comportamento à tração, à compressão e ao cisalhamento. Usualmente, são utilizados modelos que adotam a teoria da plasticidade para a compressão, como os modelos de *Rankine*, *von Mises*, *Tresca*, *Mohr-Coulomb* e *Drucker-Prager*. Para a tração, são utilizados modelos de fissuração, que podem ser divididos basicamente em dois grupos: modelos de fissuração distribuída (*smearred crack models*) e modelos de fissuração discreta (*discrete crack models*). Neste último, a fissura é tratada da maneira mais real possível, pois a cada incremento de carga é gerada uma nova malha de elementos finitos na região de propagação da fissura. Em contrapartida, a utilização deste modelo eleva substancialmente o tempo de processamento, principalmente em modelos tridimensionais. Já no modelo de fissuração distribuída, o material danificado pela abertura das fissuras é considerado como meio contínuo e as notações de tensão e deformação ainda podem ser aplicadas sem a necessidade de se construir uma nova malha enquanto as fissuras se propagam. Com essa hipótese, o dano pode ser representado por um parâmetro k , que está relacionado com um comprimento equivalente da energia dissipada por unidade de área fissurada. No presente trabalho, optou-se pela utilização de modelos de fissuração distribuída, por conta de o modelo ser tridimensional e o tempo de processamento ser determinante.

Sabe-se que em estruturas de concreto, após certo nível de sollicitação, ocorre a redução da capacidade resistente com um conseqüente aumento das deformações. Este fenômeno é conhecido como *strain softening* ou amolecimento, e ocorre tanto na tração quanto na compressão. Com isso, as deformações apresentam-se de maneira mais acentuada em certas regiões da estrutura, fazendo com que a discretização da malha nessas regiões seja determinante para a obtenção de bons resultados. Porém, quanto maior for esse refinamento, maior será o custo computacional. No DIANA, esse problema é contornado com modelos baseados em parâmetros da mecânica da fratura, que são:

- Energia de fraturamento na tração e compressão (G_f e G_c);
- Resistências à tração e à compressão;
- Coeficiente de retenção de cisalhamento (β);
- Largura de banda de fissuras.

A energia de fraturamento é a energia necessária para produzir um efeito irreversível de dano no material. Para a obtenção da energia de fraturamento à tração (G_f), a *RILEM Draft Recommendation TC50-FMC*¹ estabelece um procedimento de ensaio à flexão de corpo-de-prova entalhado, onde G_f é dado pela área abaixo da curva força-deslocamento dividida pela área da seção efetiva do corpo-de-prova no plano do entalhe. Porém, quando não for possível contar com esse ensaio, pode-se utilizar a formulação proposta pelo CEB-FIP 1990 (1993), conforme a equação abaixo:

$$G_f = G_{F0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0,7} \left[N \cdot \frac{mm}{mm^2}\right] \quad (\text{eq. 4.1})$$

Onde:

f_{cm0} é igual a 10 MPa

f_{cm} é dada pela equação 4.2.

O valor de G_{F0} é o valor básico da energia de fraturamento, que varia em função do diâmetro máximo adotado para o agregado do concreto.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \left[N/mm^2\right] \quad (\text{eq. 4.2})$$

Tabela 4.1 – G_{F0} em função do diâmetro máximo do agregado

| $d_{\text{máx}}$ (mm) | G_{F0} (N · mm/mm ²) |
|-----------------------|------------------------------------|
| 8 | 0,025 |
| 16 | 0,030 |
| 32 | 0,058 |

O valor da energia de fraturamento à compressão pode ser calculado em função do valor da energia de fraturamento à tração, mostrado pela equação 4.1. Segundo Souza (2004), em ensaios experimentais o valor de G_c tem variado de 10 a 25 N·mm/mm², o que corresponde a aproximadamente 50 a 100 vezes G_f . Estes valores foram confirmados por ensaios realizados por Farias (2008).

¹ RILEM, Draft Recommendation, 50-FMC Committee Fracture Mechanics of Concrete, Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by means of Three-Point Bending Tests on Notched Beams, Materials and Structures, v. 85, n. 85, p. 285-290, 1985.

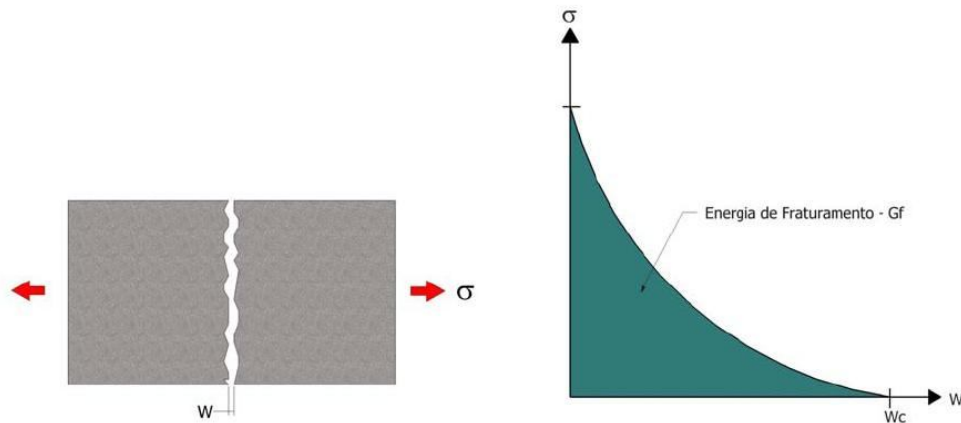


Figura 4.22 – Energia de fraturamento (FARIAS, 2008)

O coeficiente de retenção de cisalhamento (β) é um parâmetro que permite a redução do módulo de elasticidade transversal do material após iniciada a fissuração. Esta redução pode ser completa ou não, e quando não for completa, pode ser constante ou variável. Farias (2008) ressalta que a influência deste parâmetro é maior em problemas cuja ruína ocorre por cisalhamento.

A largura de banda de fissura (ou comprimento equivalente) deve corresponder a uma dimensão representativa dos elementos da malha, sendo que depende do tipo de elemento e de sua forma. Este parâmetro é utilizado para suprir a dependência da malha, fazendo com que a caracterização do surgimento da fissura e do efeito de dano irreversível possa ser feita em determinado elemento finito. O seu valor pode ser fornecido pelo usuário ou calculado automaticamente pelo programa, sendo mais comum a segunda alternativa. Para os elementos tridimensionais desta pesquisa, optou-se por deixar que o programa calcule este parâmetro, sendo que o cálculo é realizado de acordo com a equação 4.3.

$$h = \sqrt[3]{V_e} \quad (\text{eq. 4.3})$$

Onde:

V_e é o volume do elemento em questão.

Com base nos parâmetros supracitados, é definido o trabalho inelástico do material (g_f). Este parâmetro indica a quantidade necessária de energia que deve ser dissipada em um elemento da malha para que ocorra um dano irreversível do material. Esta idéia é utilizada tanto em tração, quanto em compressão, podendo capturar o *softening* do material. A equação 4.4 mostra como é feito este cálculo.

$$g_f = \frac{G_f}{h} \quad (\text{eq. 4.4})$$

Como já foi mencionado, este trabalho utilizará um modelo de fissuração distribuída, que trata o efeito da fissuração em um determinado ponto da malha. Porém, existem modelos complementares que tratam da abertura e orientação dessas fissuras, são estes: Modelos incrementais (ou plásticos) e modelos *Total Strain*. Será dada ênfase apenas a este último, por ser o modelo escolhido para o trabalho.

4.6.1.1 MODELOS INCREMENTAIS

No DIANA, o modelo incremental disponível é o *Multi-Directional fixed crack model* ou modelo de fissuras fixas multidirecionais. Este modelo permite a abertura de várias fissuras em direções diferentes, simultaneamente, em um mesmo ponto da malha. Porém, não pode ser usado em problemas tridimensionais, pois sua formulação atual está disponível apenas para problemas que envolvam estado plano de tensão/deformação e elementos axissimétricos.

Este modelo também utiliza o *smearred crack model* para simular o comportamento do concreto à tração, e a ruptura com este tipo de solicitação ocorre quando em algum ponto do material a máxima tensão principal ultrapassa a tensão resistente.

Já para o comportamento à compressão, recorre-se à teoria da plasticidade, onde as deformações dividem-se em elásticas (reversíveis) e plásticas (irreversíveis). Podem-se utilizar os modelos clássicos de *Tresca*, *Von Mises*, *Mohr-Coulomb* e *Drucker-Prager*.

4.6.1.2 MODELOS *TOTAL STRAIN*

O modelo constitutivo para o concreto utilizado neste trabalho faz parte da família de modelos *total strain*. São modelos que descrevem o comportamento à tração e à compressão com base em uma relação de tensão/deformação. Segundo DIANA (2005c), estes modelos não podem ser combinados com outros, e apresentam bom comportamento para análises tanto em estado limite de serviço quanto em estado limite último, por serem esses estados limites governados pela fissuração e esmagamento do concreto. Ainda segundo DIANA (2005b), esse modelo constitutivo foi proposto originalmente por Vecchio & Collins (1986), e sua formulação tridimensional foi apresentada pela primeira vez em Selby & Vecchio (1993). É possível a utilização de dois diferentes tipos de *total strain*, que são:

- *Total strain rotating crack model*: Permite que a abertura da fissura mude de direção enquanto a mesma se propaga. As fissuras corrotacionam com os eixos da deformação principal de tal forma que a direção da fissura coincida com a direção principal da deformação. Maekawa *et al.* (2003) ressalta que a transferência de cisalhamento não irá desempenhar papel relevante neste caso, de tal forma que nenhum coeficiente de retenção de cisalhamento é necessário.

De acordo com Souza (2004), este modelo tende a apresentar cargas de ruína inferiores àquelas obtidas com o *fixed crack model*, porém apresenta uma estabilidade maior.

- *Total strain fixed crack model*: Este modelo mantém o mesmo ângulo da abertura da primeira fissura, permitindo que esta mude de direção apenas nos casos em que a variação do ângulo da fissura seja igual a 90° em relação ao ângulo inicial. Conforme Maekawa *et al.* (2003), o vetor de tensões principais não coincide com os das deformações principais, e a modelagem da fissura é geometricamente próxima a realidade. Assim, neste modelo, a descrição do comportamento quanto ao cisalhamento torna-se necessária.

É possível fazer a escolha dos modelos de duas maneiras distintas. Pode-se escolher um modelo já definido baseado em códigos como o CEB-FIP Model Code 1990 (1993), ou pode-se realizar a entrada de dados de forma manual. Para este trabalho foi adotada esta última opção. Assim, todos os dados necessários foram informados pelo usuário.

A entrada de dados manual divide-se basicamente em duas parcelas, grosso modo, chamados de parâmetro lineares e não-lineares. Os primeiros referem-se ao módulo de elasticidade e coeficiente de *Poisson*. Os parâmetros não-lineares são aqueles obtidos por meio da mecânica da fratura já descritos anteriormente, e as curvas que estabelecem o comportamento à tração e à compressão.

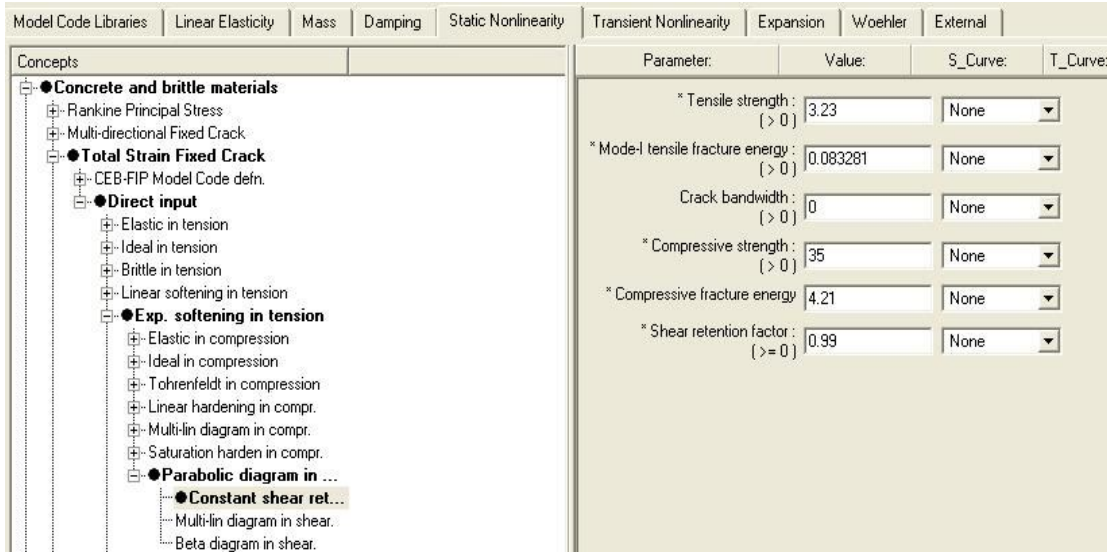


Figura 4.23 – Atribuição dos parâmetros não-lineares através do pré-processador *iDiana*

Para descrever o comportamento do material à tração e à compressão, o programa disponibiliza várias leis constitutivas, representadas por curvas que relacionam tensão e deformação. Algumas dessas aproximações são mais refinadas que outras, podendo tornar o modelo mais robusto. As figuras 4.25 e 4.26 mostram as curvas disponíveis para a tração e compressão, respectivamente.

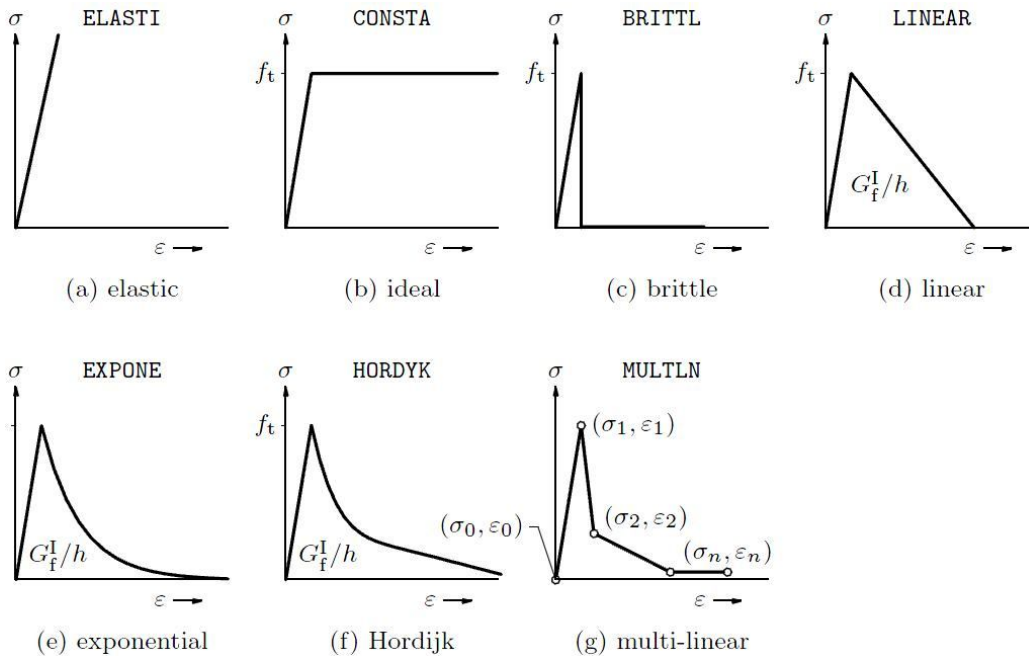


Figura 4.24 – Relações tensão/deformação para o comportamento à tração (DIANA, 2005c)

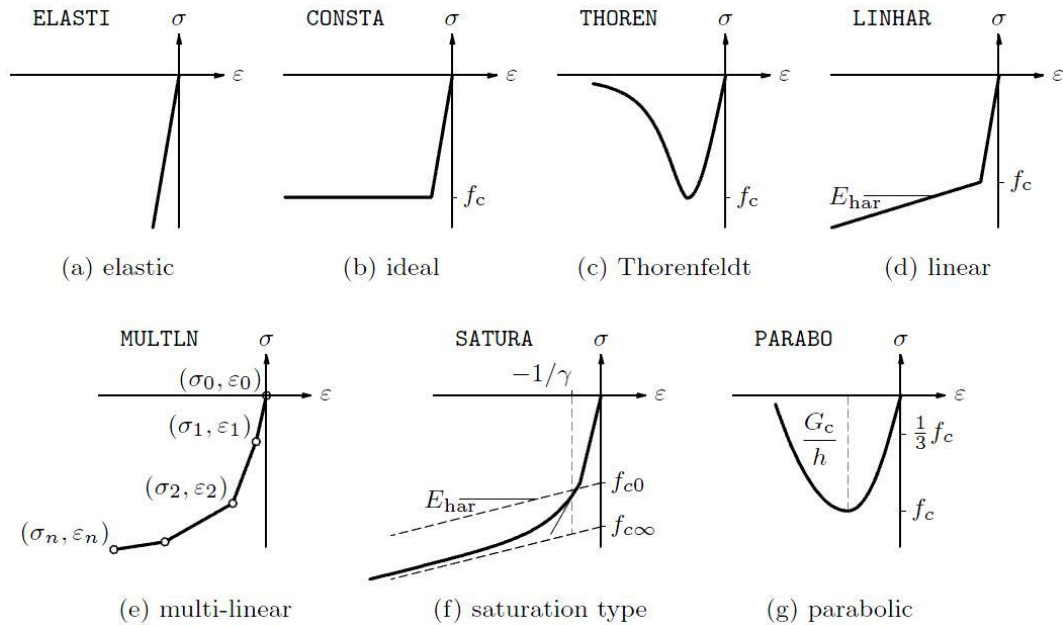
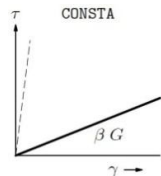


Figura 4.25 – Relações tensão/deformação para o comportamento à compressão (DIANA, 2005c)

Por fim, o comportamento ao cisalhamento é tratado pelo coeficiente de retenção de cisalhamento ou conservação do cisalhamento (β). Este coeficiente permite a redução do módulo de elasticidade transversal do material após a fissuração. Existem três possibilidades de utilizá-lo: completo, constante ou variável. No caso de uma retenção completa, o módulo de elasticidade transversal (G) não é reduzido, o que implica que a rigidez ao cisalhamento secante da fissura é infinita. Nos casos onde houve redução, o valor de β deverá estar compreendido entre 0 e 1. Segundo Barros (2009), em problemas onde o cisalhamento é importante no modo de ruptura da estrutura, esse valor deve ser tomado próximo a zero, e quando não, próximo à unidade. Já quando a retenção for variável, o valor de β é calculado como uma função da deformação das fissuras. A **figura 4.27** mostra a relação para retenção constante, e a equação 4.5 a expressão para retenção variável.



$$\beta = \frac{1}{1 + 4447 \cdot \varepsilon} \quad (\text{eq. 4.5})$$

Figura 4.26 – Retenção de cisalhamento constante

4.6.2 Aço

Para representar o comportamento do aço do perfil foi adotado o modelo elasto-plástico perfeito, com critério de plastificação de *von Mises*. Assim, os dados de entrada são apenas o módulo de elasticidade longitudinal, tensão de escoamento e coeficiente de *Poisson*.

4.6.3 INTERFACE

A consideração da interface não é uma tarefa muito simples, principalmente pela falta de informações encontradas pelo autor sobre os valores a serem adotados para cada caso. Por conta disso, optou-se pela utilização apenas de parâmetros lineares, desconsiderando o comportamento não-linear, que poderia ser implementado através dos modelos de fricção e *bond-slip*, por exemplo.

Assim, os únicos parâmetros necessários são os módulos de rigidez normal (D_{11}) e tangencial (D_{22}). O módulo de rigidez normal é a relação entre a tração normal e o deslocamento correspondente a esta direção. Por analogia, entende-se o módulo de rigidez tangencial como a relação entre a tração tangencial e o deslizamento relativo nesta direção.

O valor desses módulos é expresso como sendo uma força por área por comprimento ou tensão por comprimento ($N/mm^2/mm$ ou N/mm^3). No entanto, na bibliografia também não foram encontradas referências para a adoção destes valores. Assim, durante a fase de validação do modelo, que será apresentada posteriormente, foram realizados vários testes a fim de encontrar valores que representassem um comportamento coerente.

4.7 SOLUÇÃO DE EQUAÇÕES NÃO-LINEARES

A realização de análises não-lineares físicas depende basicamente dos modelos constitutivos adotados para os materiais e de procedimentos que permitam esta análise. Em geral, um problema não-linear é representado por um conjunto discreto de equações algébricas não-lineares, cuja resolução requer um procedimento incremental, associado a um procedimento iterativo que permita dissipar as forças residuais que resultam do processo de linearização implícito na formulação incremental.

Quando o problema a ser analisado apresenta significativo grau de não-linearidade, é conveniente dividir o carregamento aplicado em incrementos ou passos, realizando-se para

cada passo uma análise iterativa. Somente depois de atendido o critério de convergência interrompe-se o processo iterativo e passa-se ao incremento seguinte de carregamento. De maneira mais simples, as equações de equilíbrio são não-lineares e um processo incremental-iterativo deve ser empregado como estratégia de solução para resolver o equilíbrio em toda a história de cargas da estrutura.

No caso particular de estruturas de concreto, a resolução do problema não-linear apresenta um grau adicional de dificuldade devido à fissuração, que pode produzir reduções significativas de rigidez da estrutura e provocar uma importante redistribuição de tensões dentro de uma mesma escala de carga.

No DIANA, são oferecidos alguns métodos iterativos para a análise não-linear, que são: *Newton-Raphson* (regular e modificado), método secante, rigidez linear e rigidez constante. Na fase de validação do modelo numérico, foram utilizados apenas os quatro primeiros.

Segundo Proença (2007), o método *Newton-Raphson* é uma estratégia incremental-iterativa que tem por base que o resíduo seja uma função contínua nas vizinhanças da solução. Assim, na hipótese que na iteração r tenha sido encontrada a solução, à qual corresponde valor nulo para o resíduo, é possível exprimir este em torno da solução mediante série de *Taylor*.

Admitindo-se que na vizinhança da solução a “função resíduo” tenha variação suave é possível aproximá-la tornando-se somente o desenvolvimento em série até a primeira ordem. Porém, Souza (2004) ressalta que este método não permite um comportamento global convergente e não consegue superar pontos limites na curva carga-deslocamento. Um comportamento global não convergente decorre do fato de que o sistema de equações não-lineares converge para qualquer ponto inicial.

O que difere entre o método *Newton-Raphson* normal do modificado, é que o primeiro atualiza a matriz de rigidez (neste caso, chamada de matriz tangente) a cada iteração de tal modo que os deslocamentos são obtidos para o último estado conhecido, mesmo que esse não corresponda a um estado de equilíbrio, desta forma conduz à convergência em poucas iterações, caso a estimativa esteja próxima da solução final, caso contrário o método poderá falhar por divergência. Embora a convergência seja rápida, a atualização da matriz de rigidez a cada iteração demanda um considerável esforço computacional. Já no método *Newton-Raphson* modificado, a matriz de rigidez é determinada apenas no começo de cada incremento, sendo mantida constante nas iterações seguintes. Por conta disso, este método

apresenta uma convergência mais demorada quando comparada à do método regular justamente devido à maior demanda no número de iterações. No entanto, para cada iteração, apenas a estimativa incremental dos deslocamentos e das forças precisam ser calculados, sem a necessidade de recalcular a matriz de rigidez. DIANA (2005a) recomenda que seja utilizado o método modificado quando o regular não mais convergir.

O método secante, também chamado de *Quasi-Newton*, não realiza a atualização completa da matriz de rigidez a cada iteração, utilizando uma matriz de rigidez secante. Este método usa das informações prévias dos vetores de solução e do vetor de forças não equilibradas durante a aplicação dos incrementos para chegar a uma melhor aproximação. Conforme DIANA (2005a), a taxa de convergência e o tempo consumido geralmente encontram-se entre aqueles dos métodos *Newton-Raphson* regular e modificado. A utilização do método *Quasi-Newton* é recomendada quando as estratégias *Newton-Raphson* não forem satisfatórias.

O método da rigidez linear utiliza a matriz de rigidez linear durante todo o processo. A sua convergência é mais lenta, porém, as iterações são mais rápidas porque a matriz de rigidez é definida uma única vez. Este método deve ser utilizado quando os demais se apresentarem instáveis.

Em análises não-lineares mais complexas, como a do concreto por conta da fissuração, pode ocorrer divergência durante o processo iterativo em razão de a estimativa estar longe do equilíbrio. Para contornar estes problemas e também ganhar tempo no processamento, o programa DIANA oferece recursos adicionais como o método de procura de linhas (*line search*) e o método de comprimento de arco (*arc length control*). Segundo Souza (2004), o método *line search* acelera a convergência do processo iterativo através do cálculo de um multiplicador ótimo para o campo dos deslocamentos incrementais e é extremamente útil quando os processos ordinários de iterações não são suficientes. Ainda segundo o mesmo autor, o método *arc length control* resolve as deficiências do processo incremental e iterativo, possibilitando capturar o comportamento pós-pico da estrutura, uma vez que possibilita a introdução de incrementos decrescentes no processo iterativo. Com a ativação desse recurso pode-se capturar os efeitos *snap-back* e *snap-through*, conforme ilustrado na **figura 4.28**.

Com relação aos critérios de convergência, o programa disponibiliza três opções: energia, deslocamento e força. Todos estes comparados com um valor máximo de erro fornecido pelo usuário.

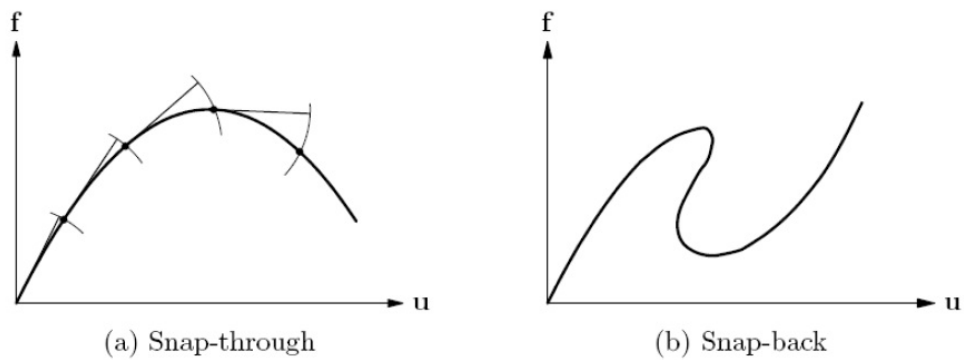


Figura 4.27 – Comportamento snap-through e snap-back (DIANA, 2005a)

Segundo Souza (2006), o critério em termos energéticos é o mais interessante, pois leva em conta simultaneamente o efeito das forças e dos deslocamentos. Vale ressaltar que quando se usa a norma em energia, são utilizadas forças internas e não externas, conforme a expressão abaixo.

$$E = \left| \frac{\delta u_i^T \cdot (f_{\text{int},i+1} + f_{\text{int},i})}{\Delta u_0^T \cdot (f_{\text{int},1} + f_{\text{int},0})} \right| \quad (\text{eq. 4.6})$$

De acordo com Diana (2005b), o uso de forças externas poderia conduzir a resultados incoerentes, quando do uso do critério de *line search*.

4.8 MODELAGEM DAS ARMADURAS

A modelagem das armaduras foi realizada através de elementos especiais denominados *embedded reinforcement*. Neste tipo de representação incorporada são introduzidas barras cujos deslocamentos são os mesmos do elemento, considerando assim uma aderência perfeita entre o concreto e as armaduras. Ou seja, elimina-se a possibilidade de ruptura por escorregamento das barras. Para inserir esses elementos, é necessário indicar apenas o ponto inicial e final da armadura, independente se algum desses pontos coincide com algum nó do elemento finito de concreto.

Para o aço normalmente adota-se o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito com critério de ruptura de *von Mises*, onde as curvas tensão-deformação são obtidas através de ensaios uniaxiais e é adotado o mesmo comportamento na tração e na compressão.

4.9 VALIDAÇÃO DO MODELO

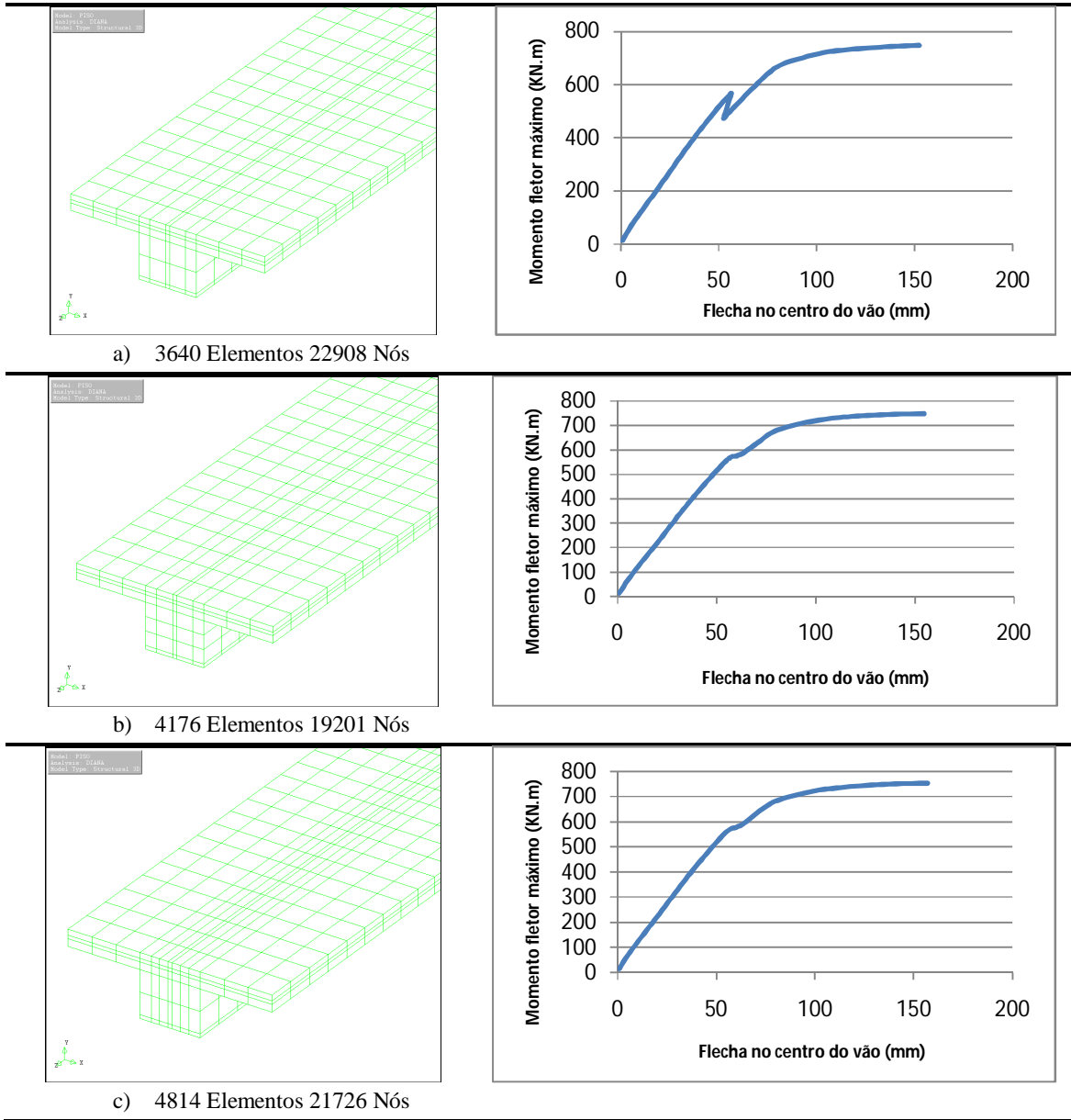
Em uma simulação computacional utilizando elementos finitos, na maior parte dos casos os resultados obtidos são aproximados. Por isso, faz-se necessário que sejam realizadas várias análises preliminares, alterando os diversos parâmetros envolvidos, buscando aqueles que melhor se adequam ao problema em questão. Para este tipo de análise, é necessário contar com as respostas experimentais e compará-las, uma vez que em razão da complexidade dos modelos não existem soluções analíticas, ou mesmo quando existem, fornecem valores com desvios consideráveis em relação aos valores observados experimentalmente. Os resultados a serem comparados são dos ensaios experimentais realizados por Lawson *et al.* (1997) e da análise numérica realizada por Paes (2003), detalhados no item 4.4.

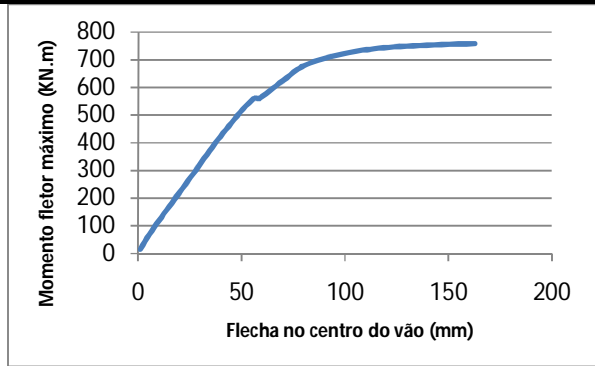
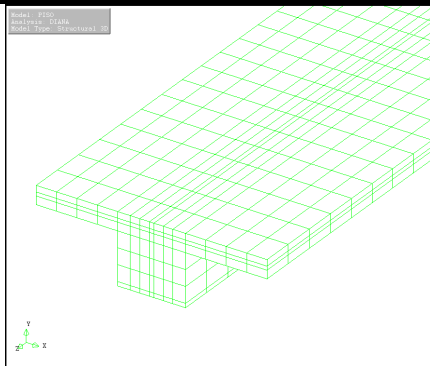
Para a validação do modelo, deve ser feita uma combinação entre os parâmetros envolvidos, que resulta em um número elevado de alternativas a serem consideradas, o que demandaria um tempo inviável. Assim, foram realizadas várias análises preliminares até que o modelo começasse a apresentar resultados coerentes. Então foi estabelecido um modelo-base a partir do qual seria realizada a validação. Definido então este modelo-base, os principais parâmetros são alterados isoladamente, de maneira que a interpretação da influência de cada um deles seja mais fácil de ser visualizada. A tabela abaixo resume os parâmetros do modelo-base e quais as variações foram testadas.

Tabela 4.2 – Parâmetro a serem alterados na análise paramétrica

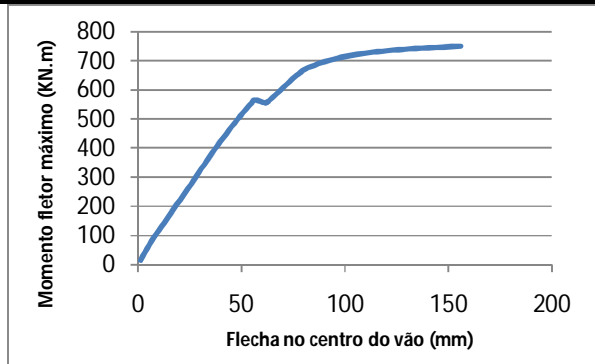
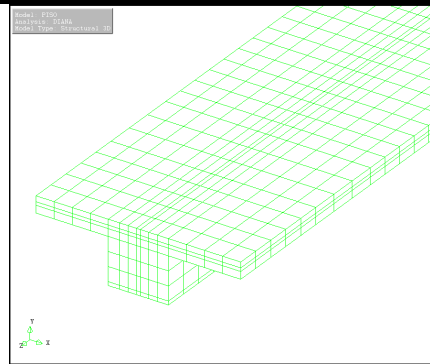
| | | Modelo-base | Variações |
|---------------------------------|----------------------------|--|---|
| Malha | | - 5684 Elementos - 25661 Nós | - 3640 EL 16708 N - 4176EL 19201N - 4814 EL 21726 N - 6468 EL 29157 N - 8646 EL 38700 N |
| Concreto | Curva de compressão | - Parábola | - |
| | Curva de tração | - Exponencial | - |
| | Modelo de fissuras | - Fixed ($\beta=0,99$) | - Fixas ($\beta=0,01$) - Fixas ($\beta=0,35$) - Fixas ($\beta=0,70$) - Rotating |
| Aço | | - Elasto-plástico perfeito (Von-Mises) | - |
| Métodos iterativos | | - Newton-Raphson regular | - Newton-Raphson modificado - Quasi-Newton |
| Critério de convergência | Norma | - Energia | - Deslocamento |
| | Tolerância | - 2% | - 1% - 3% |

Antes que fossem alterados os parâmetros dos modelos constitutivos, métodos iterativos ou critérios de convergência, foi avaliada a influência do nível de refinamento da malha de elementos finitos. Outras malhas mais e menos refinadas também foram consideradas, porém as apresentadas na **figura 4.29** oferecem uma boa representação de tal influência.

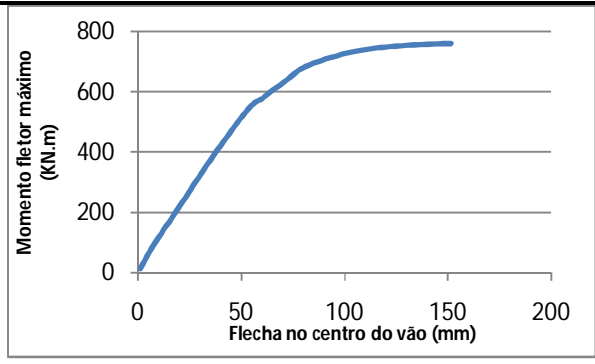
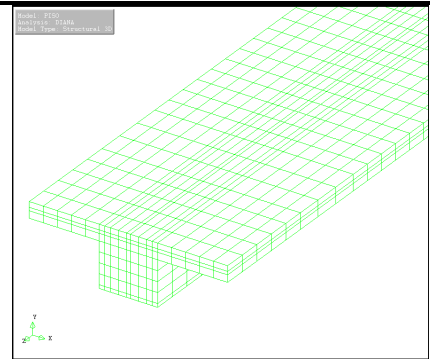




d) 5684 Elementos 25661 Nós



e) 6468 Elementos 29157 Nós



f) 8646 Elementos 38700 Nós

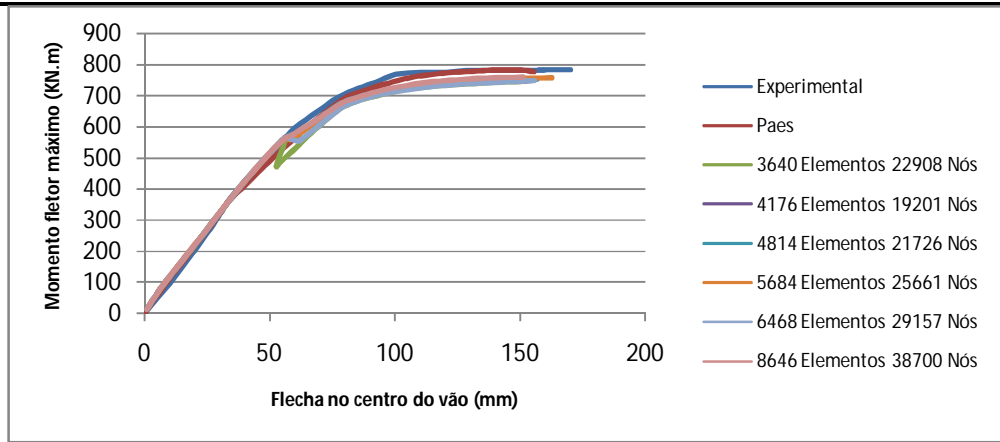


Figura 4.28 – Influência do nível de refinamento da malha de elementos finitos

De acordo com os diagramas mostrados na **figura 4.29**, pode-se perceber que independente do grau de refinamento da malha, todos eles apresentam o mesmo aspecto geral. Na malha menos refinada, com 3640 elementos e 22908 nós, é notória a descontinuidade do diagrama no início do regime não-linear, quando aparecem as primeiras fissuras significativas no concreto. Porém, a segunda malha apresentada, com 4176 elementos e 19201 nós, apresenta comportamento semelhante à malha mais refinada, que possui aproximadamente o dobro do número de elementos e nós. Pode-se então concluir que o grau de refinamento a partir de um determinado momento não oferece ganhos significativos nos resultados. Por isso, optou-se pela utilização da malha com 4176 elementos e 19201 nós, porque além de oferecer bons resultados, o seu tempo de processamento não é tão elevado quanto das outras malhas. Por tratar-se de uma análise não-linear física em um modelo tridimensional sem a utilização de simetria, o tempo de processamento passou a ser um fator determinante nesta pesquisa. A malha com 8646 elementos e 38700 elementos demandava um tempo extremamente elevado sem apresentar resultados consideravelmente melhores.

A partir de então, procedeu-se a análise da influência da consideração dos diferentes tipos de modelos de fissuração *Total strain*. Para estes, foram consideradas fissuras fixas e rotacionais, conforme o item 4.6.1.2, sendo que para o primeiro, o valor do coeficiente de retenção ao cisalhamento (β) foi considerado constante. Para o valor de β foram considerados quatro valores, sendo estes: 0,01; 0,35; 0,70 e 0,99. O resultado das análises é apresentado nos diagramas abaixo.

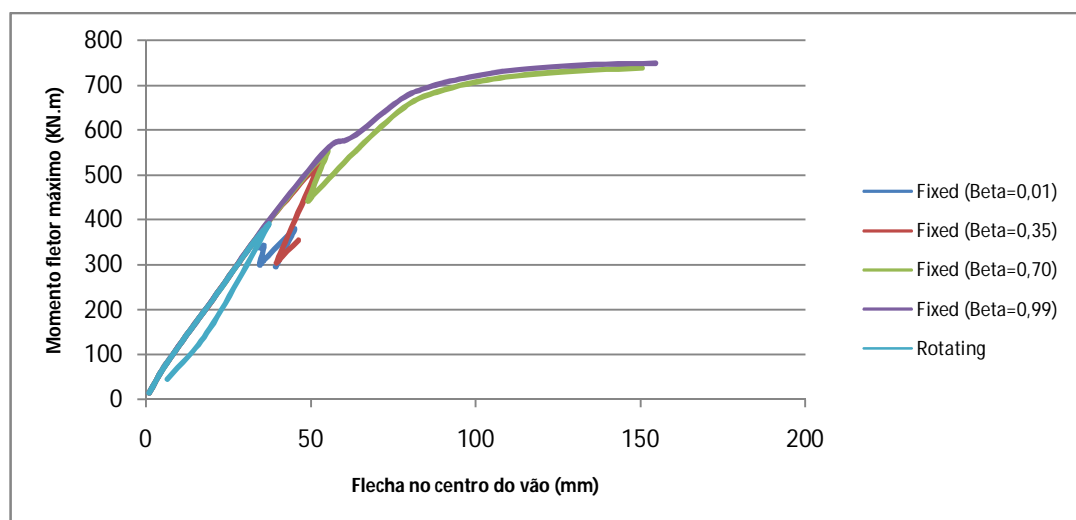


Figura 4.29 – Influência do coeficiente de retenção de cisalhamento no modelo

Os resultados apresentados nos diagramas da **figura 4.30** mostram um bom comportamento da curva para o modelo de fissuras fixas com o valor do coeficiente de retenção de cisalhamento mais próximo à unidade. Durante esta pesquisa não foi encontrado nenhum trabalho que abordasse a influência deste coeficiente para pisos mistos de pequena altura ou vigas mistas sujeitas à flexão. Mas, grosso modo, podem-se tomar como exemplo os trabalhos de Souza (2006) e Barros (2009), que apresentam comparações de resultados da influência do parâmetro β para o comportamento de blocos de fundações. Enquanto Souza (2006) não percebeu diferença alguma nos resultados de um modelo de blocos sobre duas estacas variando β entre 0,001 e 0,99, Barros (2009) notou que valores mais próximos de zero apresentam comportamentos diferentes dos reais, ocorrendo a ruptura com valores bem inferiores aos esperados. Os resultados deste trabalho corroboram com os observados por Barros (2009), embora os esforços predominantes nos dois modelos sejam distintos. Na **figura 4.30** percebe-se claramente que quando se usa o modelo com fissuras fixas para valores mais próximos de zero, o comportamento da curva não apresenta bom comportamento desde o início do regime não-linear, apresentando resultados incoerentes a partir de então. Quando da utilização do modelo de fissuras fixas com o valor de β igual a 0,70, o diagrama apresenta uma forte descontinuidade onde a fissuração do concreto começa a ser mais intensa, porém, o comportamento segue coerente após essa perturbação. Certamente o valor de β mais próximo a unidade (0,99) é aquele que apresenta melhores resultados, o que também está de acordo com a recomendação de Barros (2009), de que em problemas onde os esforços cisalhantes não são preponderantes, este valor deve ser tomado próximo a unidade.

Além disso, o modelo de fissuras rotacionais também não apresentou bons resultados, sendo estes semelhantes apenas no trecho linear, e não convergindo a partir de então.

Depois se optou por verificar a influência da escolha do tipo de método de resolução dos sistemas de equações não-lineares. Foram escolhidos então quatro métodos, que são: *Newton-Raphson* regular, *Newton-Raphson* modificado, rigidez linear e secante. A **figura 4.31** ilustra as respostas obtidas.

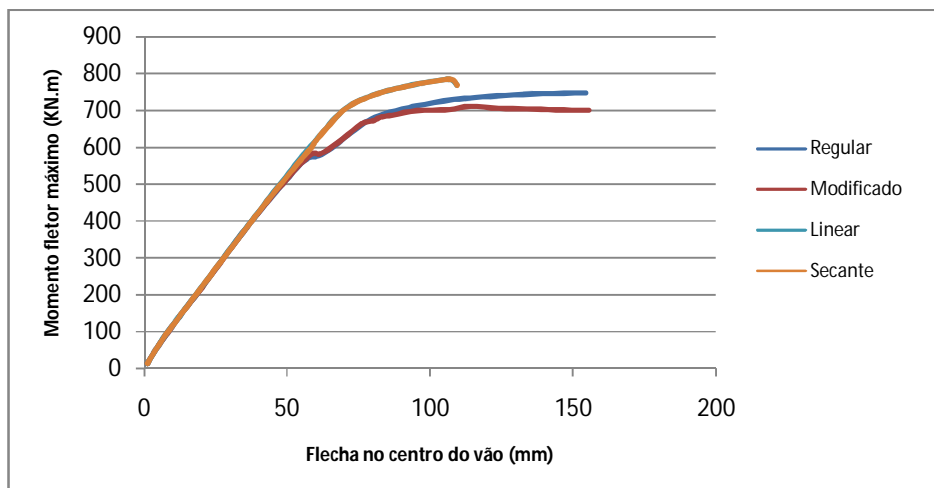


Figura 4.30 – Influência dos diferentes métodos de resolução não-lineares

Os métodos da rigidez linear e secante apresentaram praticamente o mesmo comportamento, diferindo basicamente que o segundo apresentava convergência com um número maior de passos de carga que o primeiro. Apesar de apresentarem um valor de momento fletor máximo muito próximo daquele que era esperado, este valor foi obtido para uma flecha consideravelmente menor que a flecha esperada de 150 mm.

O método *Newton-Raphson* modificado apresentou um comportamento regular, porém com valor de momento fletor máximo aquém dos valores esperados.

Assim, o método *Newton-Raphson* regular foi aquele que apresentou um melhor comportamento de maneira geral. Isto pode ser justificado pelo fato de este método atualizar a matriz de rigidez a cada iteração, o que consome um maior custo computacional, mas que em contrapartida é compensado pela convergência em um número menor de iterações.

Para todos os métodos, foi fixado um número máximo de 50 iterações, que pode ser suficiente para o método *Newton-Raphson* regular, mas pode ser um fator determinante para os outros métodos.

Em seguida, procurou-se avaliar qual o critério de convergência melhor de adequava ao problema em questão. As normas utilizadas foram deslocamento e energia. Para todas foram usados valores de 1%, 2% e 3%.

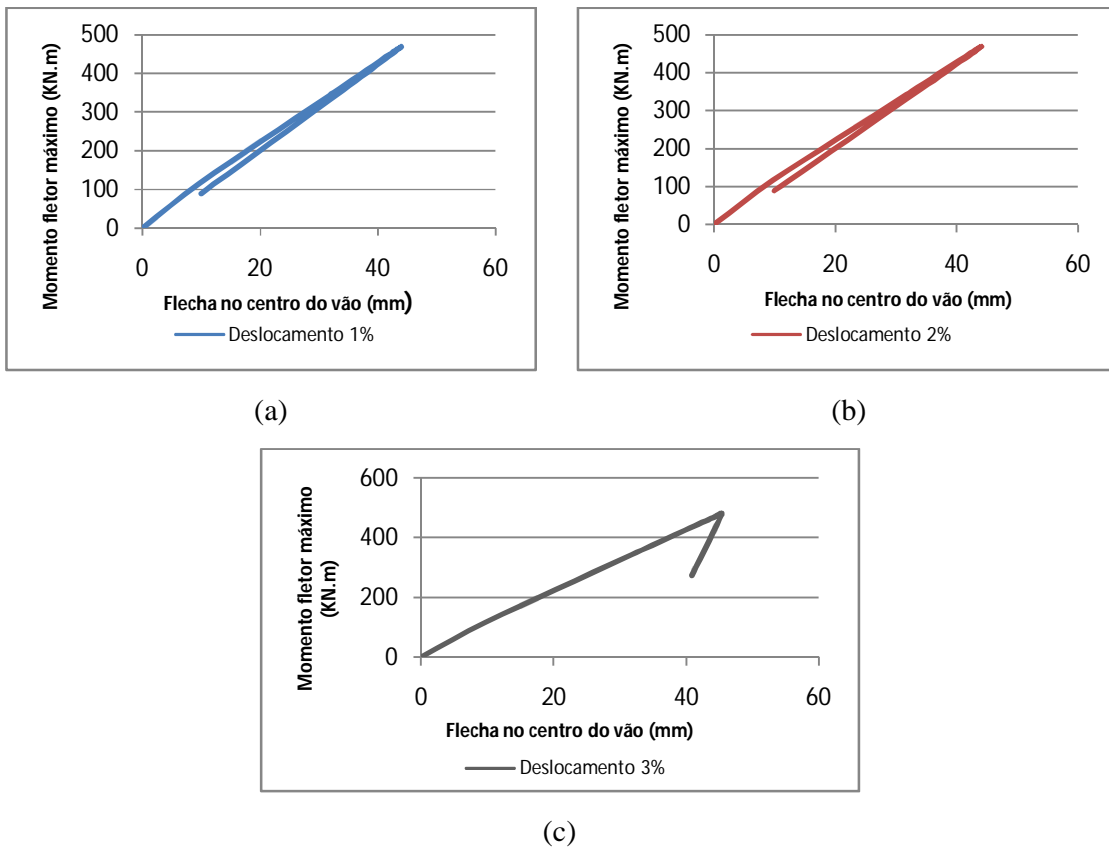
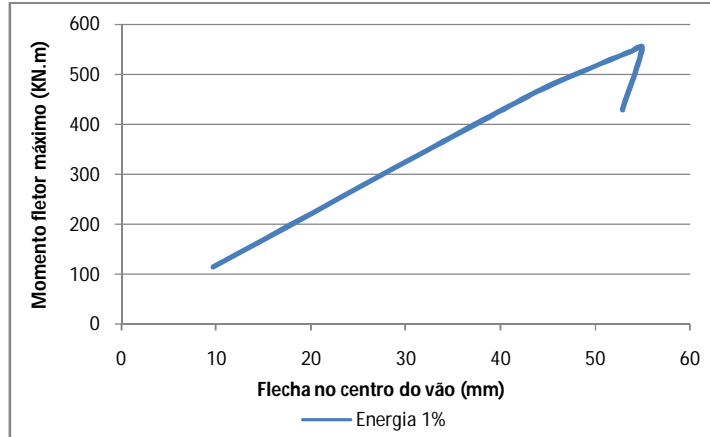


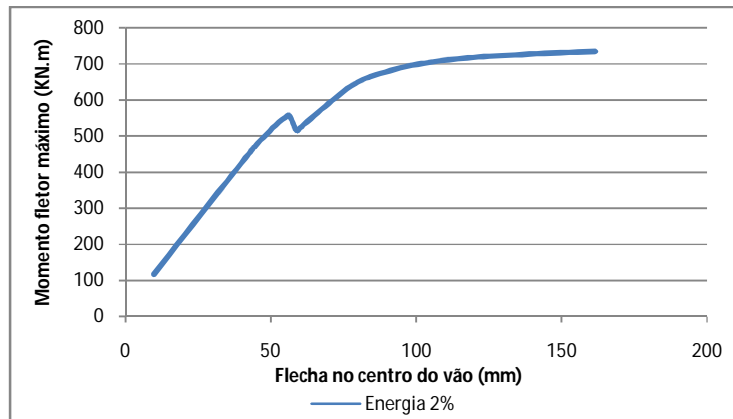
Figura 4.31 – Critério de convergência em deslocamento

A **figura 4.32** mostra os gráficos para o critério de convergência em norma de deslocamento para tolerâncias de 1%, 2% e 3%. Nota-se que independente da tolerância adotada o modelo não apresenta convergência, deixando de convergir ainda no trecho linear. Nas análises preliminares também já havia sido considerado este critério e os resultados obtidos também não se mostraram coerentes. Assim, foi descartada a sua utilização.

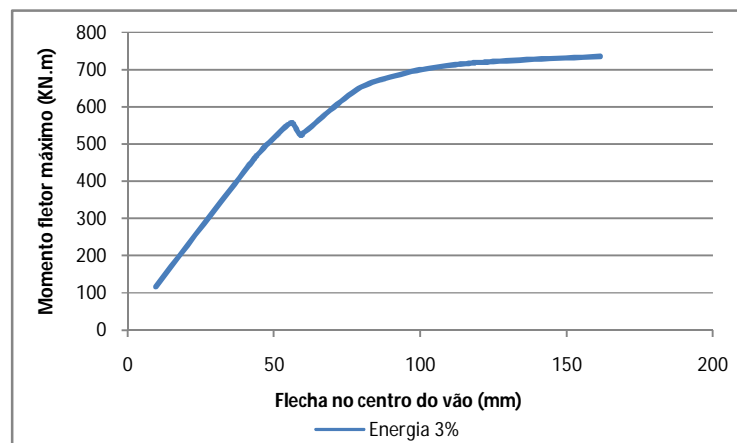
Com isso, partiu-se então para as análises com critério de convergência em energia, que apresentaram os resultados mostrados nos gráficos da **figura 4.33**.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.32 – Critério de convergência em energia

Para uma tolerância de 1% o modelo não convergiu, e não chegou nem a sair do trecho linear. Usando uma tolerância de 2% e 3% o comportamento foi praticamente igual para

ambas, apresentando uma descontinuidade no início da fase não-linear. Esta descontinuidade foi bastante freqüente nas análises e pode ser causada pelo aparecimento das primeiras fissuras significativas no concreto ou mesmo por conta dos parâmetros de interface que ainda serão objeto de análise. Apesar disso, o modelo apresenta bom comportamento no regime não-linear após essa perturbação.

A última fase de processamentos a fim de calibrar o modelo numérico foi em relação à interface. Essa fase foi também a mais intensa no que diz respeito ao número de modelos analisados.

Conforme mencionado no item 4.5.2, para a construção da interface foi utilizado o elemento IS88 CQ48I. Este é um elemento com 16 nós e possui interpolação quadrática para deslocamentos. Nas análises do presente trabalho optou-se por utilizar uma relação linear para esses elementos. Assim, na implementação dos elementos de interface são necessários apenas dois parâmetros: o módulo de rigidez normal (D_{11}) e o módulo de rigidez transversal ou cisalhante (D_{22}). Esses coeficientes relacionam a tração e o deslocamento na direção considerada, ou seja, o módulo de rigidez normal é a relação entre a tração normal e o deslocamento na direção do descolamento dos dois materiais. Por analogia, o módulo de rigidez tangencial ou cisalhante é a relação entre a tração cisalhante e o deslocamento no sentido do escorregamento entre os dois materiais. A dimensão desses parâmetros é de força por área por comprimento ($N/m^2/m$ ou N/m^3). Porém, na literatura procurada não foi encontrado nenhum valor de referência ou cálculo que pudesse ser feito para obtenção desses valores. O manual do programa apresenta dois exemplos onde estes são utilizados, porém apenas atribui os valores sem indicar de onde foram retirados ou como foram calculados. Nestes exemplos são utilizados valores da ordem de 10^{-5} até 10^{10} . Com isso, os testes foram realizados da seguinte maneira: primeiro foram realizadas análises considerando valores da ordem de grandeza de 10^{-5} até 10^{10} , para ver onde os resultados melhor se encaixavam e ter uma idéia de que ordem de grandeza seriam os valores para o modelo. Vale ressaltar que para todos esses testes foram considerados valores iguais para ambos os módulos de rigidez, visto que seria inviável fazer uma combinação entre os valores por conta do tamanho do modelo e o longo tempo de processamento. Vale lembrar também que as interfaces aqui consideradas desconsideram duas regiões específicas do perfil de aço descritas na **figura 4.16**. Uma delas é a face inferior da aba superior do perfil, onde os módulos de rigidez foram considerados iguais a zero devido às dificuldades de garantir uma concretagem adequada para esta zona. A outra região peculiar é a face superior da aba superior do perfil, onde foi considerada uma

rigidez extremamente elevada (da ordem de 10^{11}), considerando que o perfil possui ranhuras introduzidas durante o processo de laminação que melhoram a transferência de esforços nesta região. Os gráficos da **figura 4.34, 4.35, 4.36 e 4.37** mostram os resultados dessas análises.

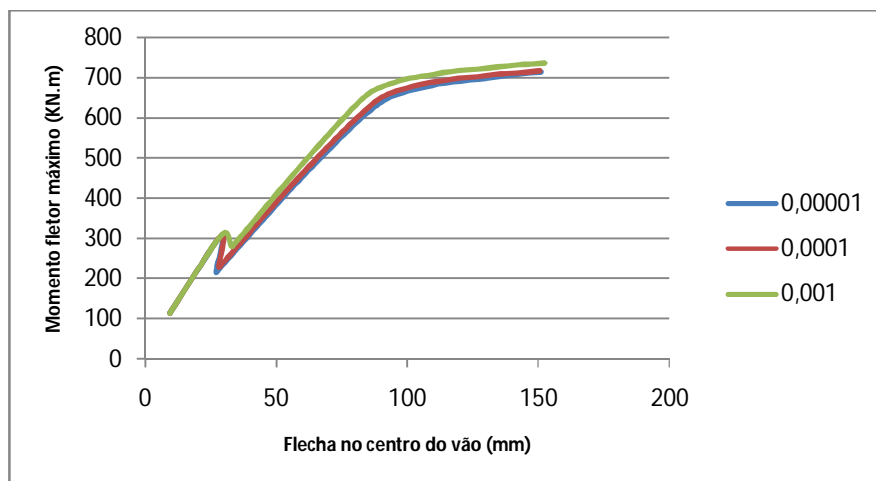


Figura 4.33 – Módulo de rigidez com valores da ordem de 10^{-5} , 10^{-4} e 10^{-3}

Para valores dos módulos de rigidez normal e tangencial da ordem de 10^{-5} , 10^{-4} e 10^{-3} , o comportamento da curva foi muito semelhante, apresentando uma perturbação logo no início do trecho linear. Essa perturbação ocorreu provavelmente por alguma falha numérica com relação à interface, considerando que o aço ainda se encontra no regime linear e o concreto ainda não apresenta fissuras significativas. Os valores de momentos fletores máximos crescem ligeiramente com o aumento do módulo de rigidez, sendo respectivamente 714 kN.m, 716 kN.m e 731 kN.m. Considerando que no ensaio experimental o valor o momento máximo obtido foi de 790 kN.m, a maior diferença está em torno de 9,6%.

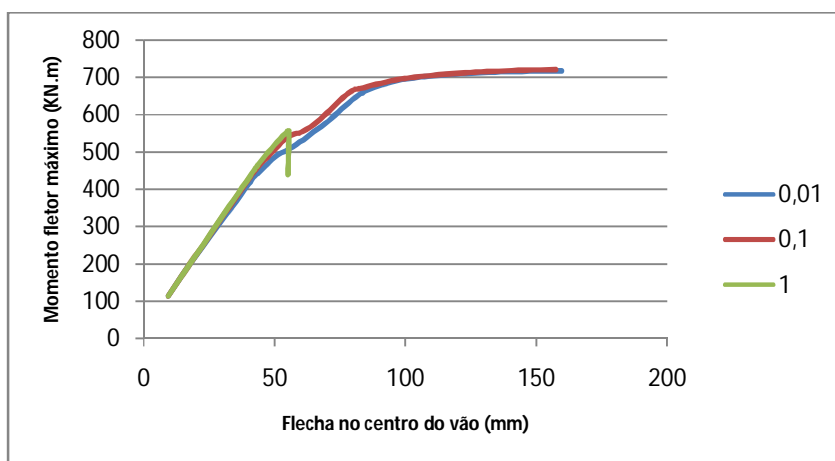


Figura 4.34 - Módulo de rigidez com valores da ordem de 10^{-2} , 10^{-1} e 10^0

Para valores dos módulos de rigidez normal e tangencial da ordem de 10^{-2} , 10^{-1} e 10^0 , os dois primeiros apresentaram uma curva com comportamento melhor em relação às anteriores, sem apresentar grandes perturbações. Quando foi utilizado o valor “1” para os módulos de rigidez, o modelo não convergiu. O valores do momento fletor máximo para as duas primeiras curvas ficaram muito próximos um do outro, sendo 717 kN.m e 720 kN.m. Estes valores encontrados são semelhantes aos valores das primeiras curvas, apresentando um valor aproximadamente 9% inferior ao valor encontrado experimentalmente.

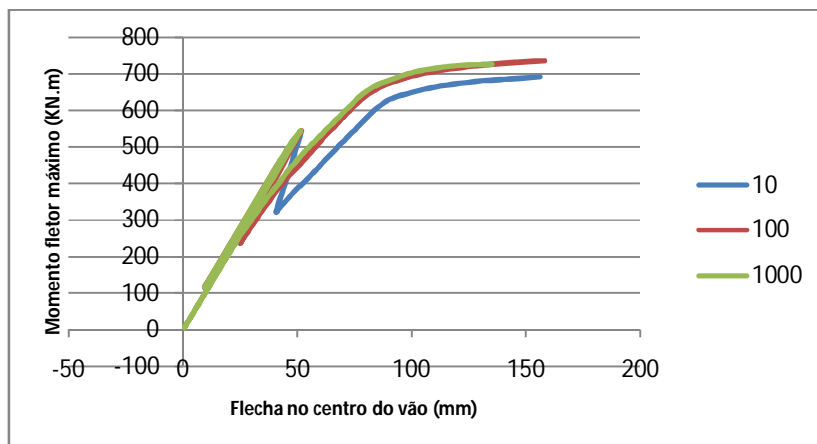


Figura 4.35 – Módulo de rigidez com valor da ordem de 10, 10^2 e 10^3

Para valores dos módulos de rigidez da ordem de 10, 10^2 e 10^3 , todos os gráficos apresentaram a mesma tendência, apresentando uma forte perturbação no início do trecho não-linear. E quanto maior o valor do módulo adotado, maior a perturbação, o que pode se ocasionado por uma falha numérica por conta da interface. Após essas perturbações, o comportamento da curva segue a mesma tendência. O valor obtido para o momento fletor máximo da curva correspondente ao módulo de rigidez de valor 10 N/mm³ foi de 691 kN.m, da ordem de 12% inferior ao observado experimentalmente. Para os dois outros, o valor obtido foi semelhante, ficando em torno de 730 kN.m, cerca de 7,6% inferior ao valor experimental.

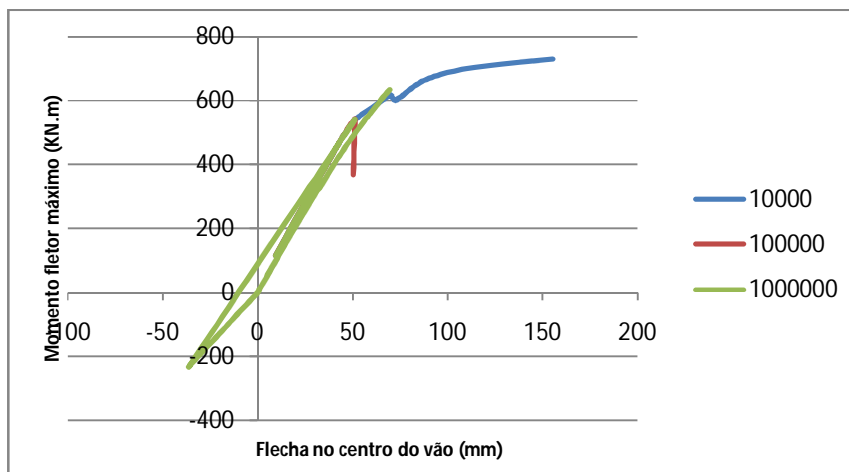


Figura 4.36 – Módulo de rigidez com valor da ordem de 10^4 , 10^5 e 10^6

Para valores dos módulos de rigidez da ordem de 10^4 , 10^5 e 10^6 , apenas o primeiro apresentou um gráfico coerente. Já os outros dois apresentaram falhas numéricas no início do trecho não-linear.

Quando considerado o valor 10^4 para os módulos de rigidez normal e tangencial, a curva apresenta um comportamento praticamente regular, com leves perturbações e o valor do momento máximo obtido foi de 730 kN.m, algo em torno de 7,6% inferior aos 790 kN.m observados experimentalmente. As análises para valores de módulos de rigidez superiores a 10^4 (de 10^5 até 10^{10}) não apresentaram convergência. Assim, o melhor comportamento das curvas foi obtido para valores da ordem de grandeza de 10^{-1} e 10^{-2} .

Em cada análise foi definido o mesmo valor para o módulo de rigidez normal (D_{11}) e para o módulo de rigidez tangencial (D_{22}). Como já se tem uma idéia da ordem de grandeza desses valores, a segunda parte das análises referentes à interface foi a realização de uma combinação entre os valores de D_{11} e D_{22} a fim de verificar se há maiores diferenças. Primeiramente para D_{11} foi fixado o valor de 0,01 e adotado 0,1 para D_{22} . Depois o contrário, fixando 0,01 para D_{22} e 0,1 para D_{11} . Os resultados podem ser vistos nos gráficos da **figura 4.38**.

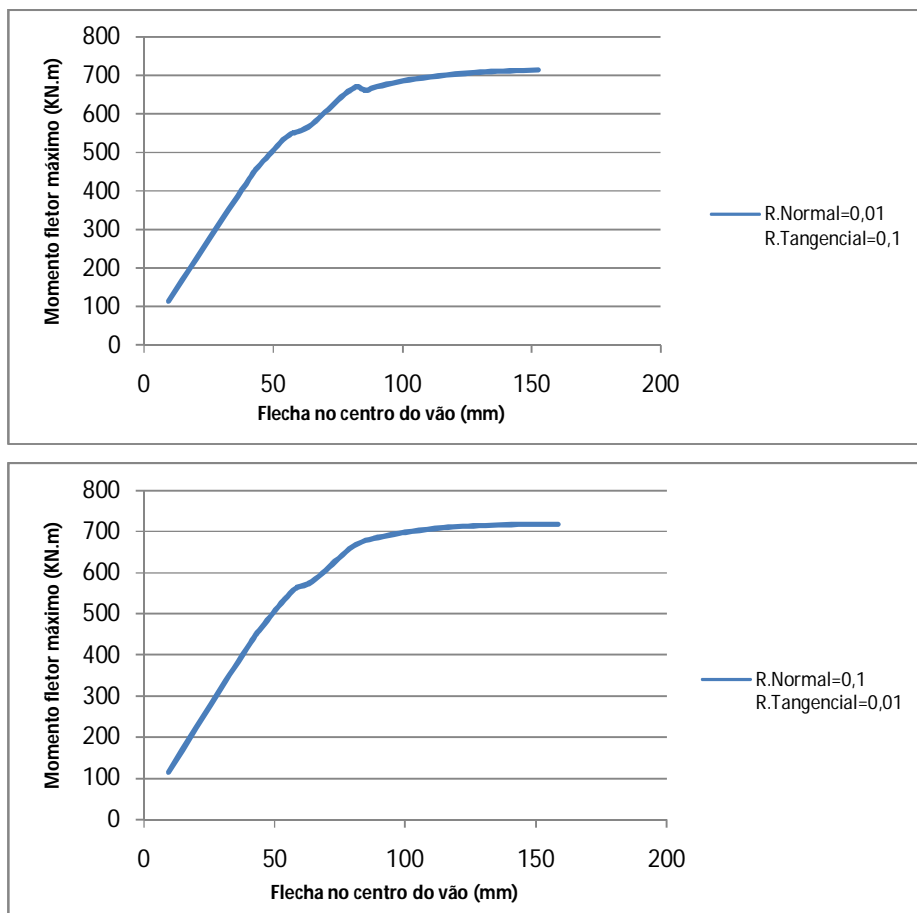


Figura 4.37 – Combinação entre os valores de D_{11} e D_{22}

Assim, para o problema em questão, os valores que apresentaram melhores resultados foram de 0,1 para o módulo de rigidez normal (D_{11}) e 0,01 para o módulo de rigidez tangencial (D_{22}).

Com todas essas análises realizadas, foi definido então um modelo numérico que é capaz de representar de maneira satisfatória o comportamento de vigas *slim floor* até o esgotamento da capacidade resistente. Os parâmetros considerados são resumidos na **tabela 4.3**.

Com todas as variáveis envolvidas já definidas, partiu-se então para a análise de outro modelo, de características similares ao estudado anteriormente, também ensaiado experimentalmente por Lawson *et al.* (1997) e numericamente por Paes (2003). Trata-se de um modelo de *slim floor*, constituído por um perfil 300 ASB 153 (*Asymmetric Slimflor Beam*), integrado por uma laje mista moldada *in loco*, formada por uma chapa nervurada de grande altura, tipo PMF SD 225.

As cargas concentradas provenientes das prensas hidráulicas são introduzidas no modelo experimental através de perfis metálicos que distribuem a carga em uma área superficial em sentido transversal. Procedimento este, que é necessário para evitar concentração de tensões e rupturas localizadas.

A disposição das cargas concentradas foi determinada de maneira que os diagramas de momentos fletores gerados fossem muito próximos aos que se obteriam com a aplicação de uma carga uniformemente distribuída com seu valor total igual ao somatório das quatro cargas concentradas.

Para este modelo se especificou um perfil 300 ASB 153, porém, as dimensões reais são as indicadas na **figura 4.39**.

O aço estrutural especificado para o modelo experimental é do tipo S355, sendo considerado para tal um valor para o limite elástico de $f_y=390$ MPa.

Foi especificado também um concreto do tipo leve de classe C25/30. Considerando os ensaios de caracterização dos materiais, consideram-se as características mecânicas equivalentes às de um concreto classe C35/40, porém com um peso específico de $19,70$ kN/m³.

Assim, Paes (2003) definiu um modelo de elementos finitos semelhante ao utilizado para o perfil SCI – 280 ASB.

4.9.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.9.1.1 MODELO SCI – 280 ASB

O ensaio experimental foi realizado 56 dias depois da concretagem. Foi realizado com controle de deslocamento vertical em incrementos de 5 mm até alcançar a carga última, convencionalmente o ensaio finalizava quando se alcançava uma flecha vertical máxima superior a 150 mm, que representa $L/50$. Primeiramente foi realizado um ensaio estático onde foi aplicada uma carga próxima a carga de serviço, que gerava um momento fletor igual a 458 kN.m. Depois foi realizado um ensaio dinâmico 45 dias depois de concretado, onde foi aplicada uma carga concentrada no centro do vão correspondente a aproximadamente 85% da resistência a flexão da seção de aço ou 1,14 vezes a carga de serviço da viga mista. O modelo foi submetido a um mínimo de 1000 ciclos, com um período de 10 segundos por ciclo, que representa uma situação bem mais severa do que se observa usualmente na vida útil deste tipo

de estrutura. A flecha máxima vertical permanente que se observou experimentalmente depois do ensaio dinâmico foi de 0,9 mm, considerada desprezível. E não foi observado nenhum deslocamento relativo entre os materiais nas extremidades da viga. O ensaio dinâmico, apesar de severo, não produziu uma perda de aderência entre aço e concreto para os níveis de carga de serviço.

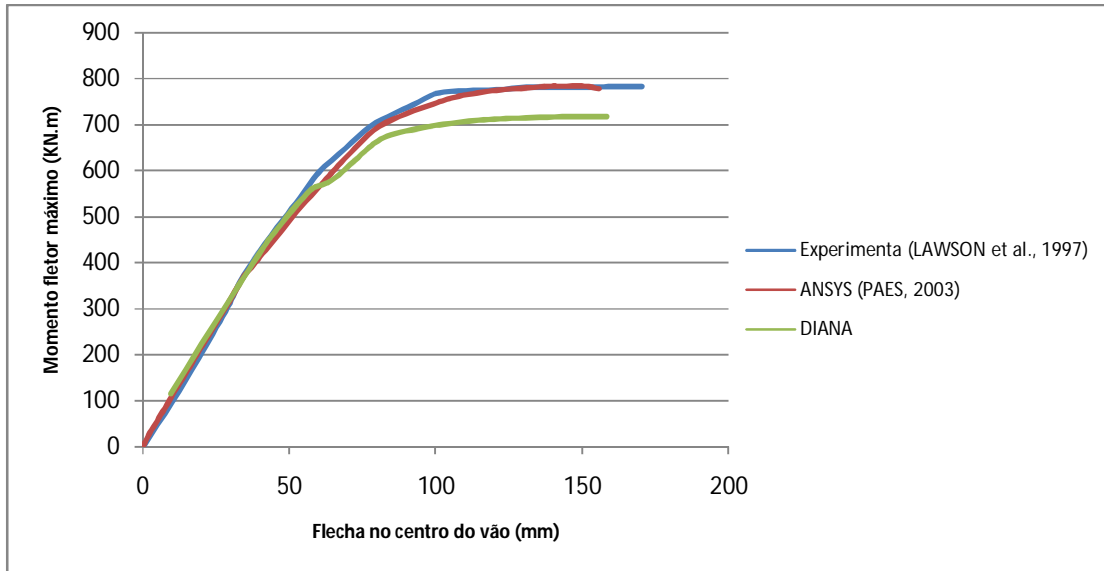


Figura 4.39 – Diagramas *momento fletor x flecha* para o modelo SCI – 280 ASB

A **figura 4.40** apresenta os diagramas *momento fletor x flecha* para o modelo SCI – 280 ASB, apresentando os resultados experimentais, o resultado numérico obtido pelo ANSYS e o resultado obtido nessa pesquisa com o DIANA.

As flechas se referem à seção no centro do vão, que no modelo numérico correspondem aos nós centrais da face inferior da aba inferior do perfil.

No aspecto geral, o diagrama obtido com o DIANA apresenta uma boa concordância com os demais para todos os níveis de carga. Apesar de simplificado, o modelo numérico desenvolvido consegue representar de maneira satisfatória o comportamento da estrutura considerando os fenômenos de fissuração do concreto, plastificação dos materiais e o deslizamento da interface.

O momento fletor resistente obtido foi de 720 kN.m, aproximadamente 9% inferior ao obtido no ensaio experimental, que foi de 784 kN.m e aproximadamente 8% inferior aos 790 kN.m obtidos no ANSYS. As principais diferenças aparecem desde o início do trecho não-linear, e acredita-se que isso se deve às próprias limitações do modelo numérico, considerando as fragilidades do modelo constitutivo para o comportamento à tração, somado

às diferenças entre as propriedades reais e as que se estimam no modelo numérico, como a resistência à tração e o módulo de elasticidade do concreto. Além destas, as simplificações feitas para a construção do modelo numérico, como a não consideração da chapa nervurada apoiada sobre a aba inferior do perfil e também a não consideração da tela soldada embutida na capa de concreto.

Além disso, o momento resistente obtido no ensaio (790 kN.m) é ligeiramente inferior ao momento resistente considerando a interação total (811 kN.m), mostrando que a interface tipo ASB permite um grau de interação bastante elevado.

Paes (2003) ressalta que o momento fletor obtido pelo ANSYS (784 kN.m) é aproximadamente 46% superior ao momento fletor resistente de uma viga de aço isolada, mostrando um ganho considerável devido a consideração do comportamento misto.

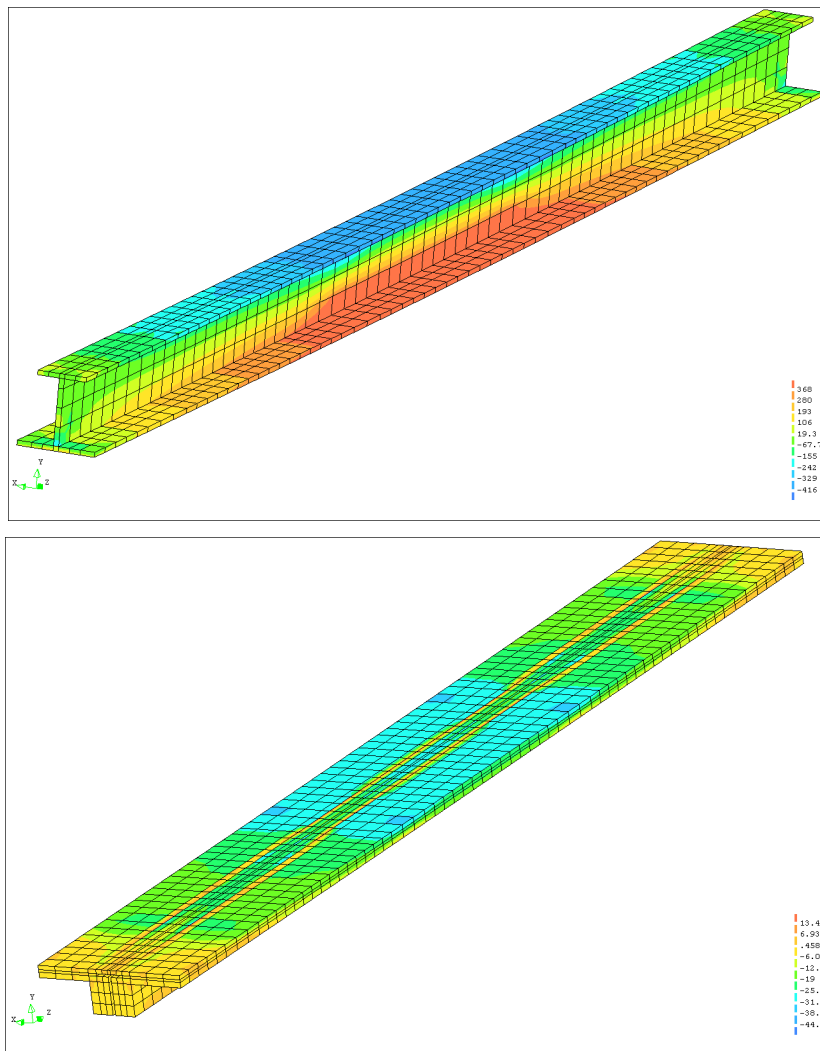


Figura 4.40 – Tensões no aço e no concreto para o perfil SCI – 280 ASB

A **figura 4.41** mostra as tensões normais no eixo Z, o sentido longitudinal do modelo. Para a carga próxima à carga última, o perfil de aço encontra-se plastificado, com tensões da ordem de 410 MPa, que é o limite elástico estabelecido para o material. Para o concreto, observa-se que ele está quase todo tracionado e que a linha neutra corta a alma do perfil, porém, em algumas regiões são observadas tensões normais superiores à resistência estabelecida para o concreto. Isto é ocasionado por concentrações de tensões na região dos apoios e na região de introdução das cargas, que pode gerar um estado multiaxial de tensões.

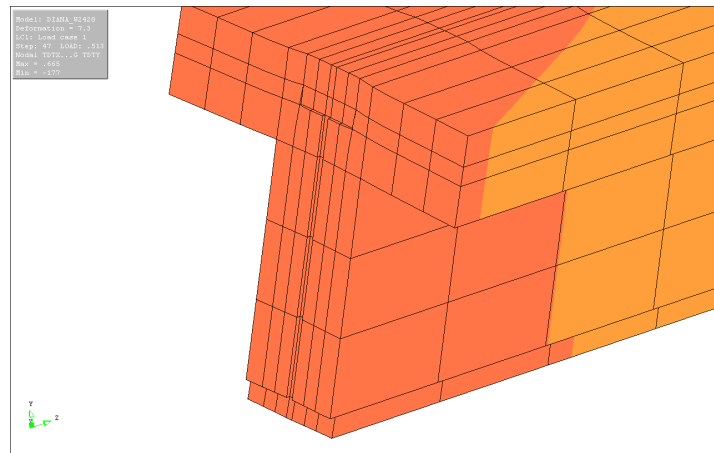


Figura 4.41 – Deslocamento relativo na extremidade do modelo

A **figura 4.42** mostra em escala aumentada, o deslocamento relativo entre o concreto e o perfil na extremidade do modelo, na região do apoio. Vale ressaltar que na região da face superior da aba superior do perfil não há deslizamento por conta da consideração da rigidez de interface elevada nesta região. Embora os valores de rigidez normal e tangencial para a interface não sejam muito precisos, o modelo consegue representar o deslizamento relativo.

A **figura 4.43** apresenta o panorama de fissuração do concreto com a evolução do carregamento.

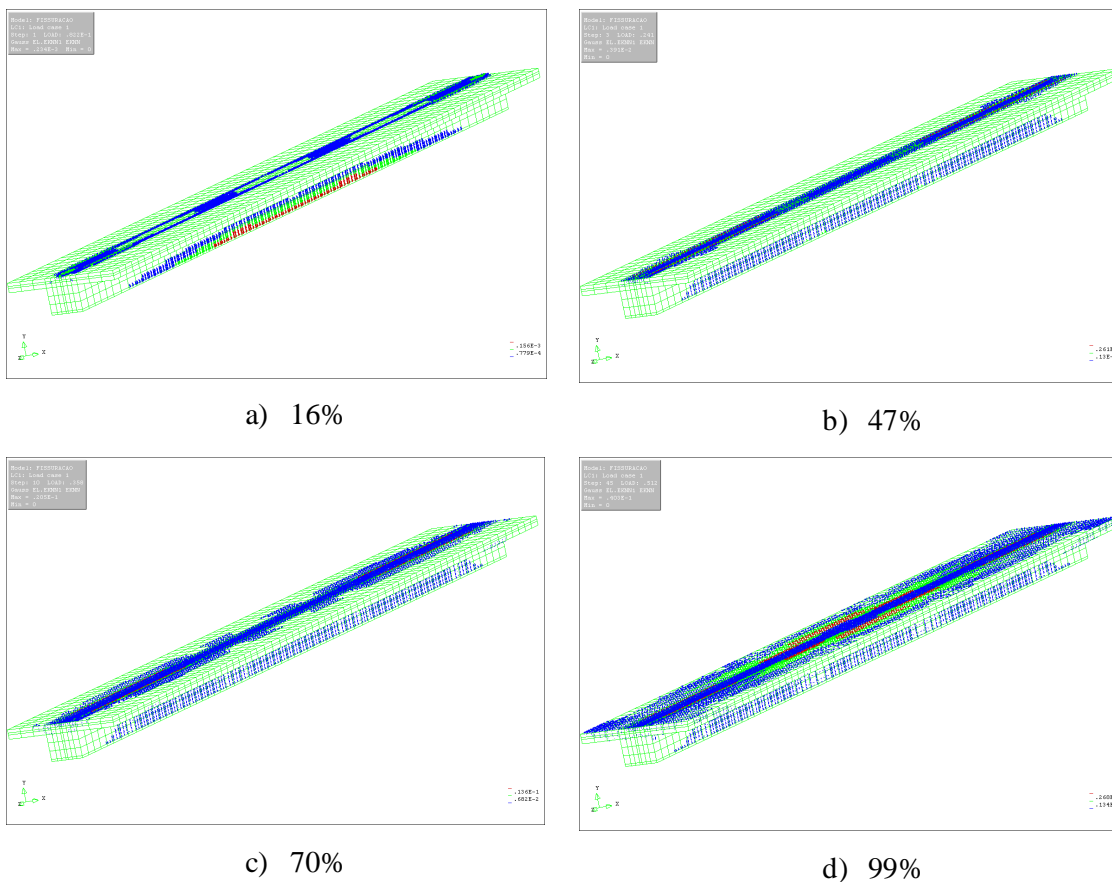


Figura 4.42 – Panorama de fissuração com a evolução do carregamento

4.9.1.2 MODELO SCI – 300 ASB

O ensaio experimental realizado com este modelo ocorreu de forma semelhante ao modelo SCI - 280 ASB, comentado anteriormente. Primeiramente foi realizado um ensaio estático onde foi aplicada uma carga próxima à carga de serviço de valor 640 kN.m. Depois foi realizado o ensaio dinâmico 45 dias após a concretagem, com 1000 ciclos de carregamento em intervalo de 10 segundos entre cada ciclo, que representa uma situação bem mais severa que as condições reais da estrutura.

Neste ensaio, foi aplicada uma carga concentrada no centro da viga correspondente a aproximadamente 95% da carga última considerando apenas o perfil de aço ou 1,29 vezes a carga de serviço da viga mista. Também para este modelo, a máxima flecha permanente foi da ordem de 0,9 mm, que é desprezível. Porém, neste caso, após a realização do ensaio dinâmico, foi observado um pequeno deslizamento de 0,25 mm na extremidade do modelo,

além de algumas fissuras na laje. Porém, de forma geral, Lawson *et al.* (1997) afirmam que apesar da severidade do ensaio dinâmico, este não produziu a degradação da interface.

O ensaio experimental até a carga última foi realizado 70 dias depois de concretado.

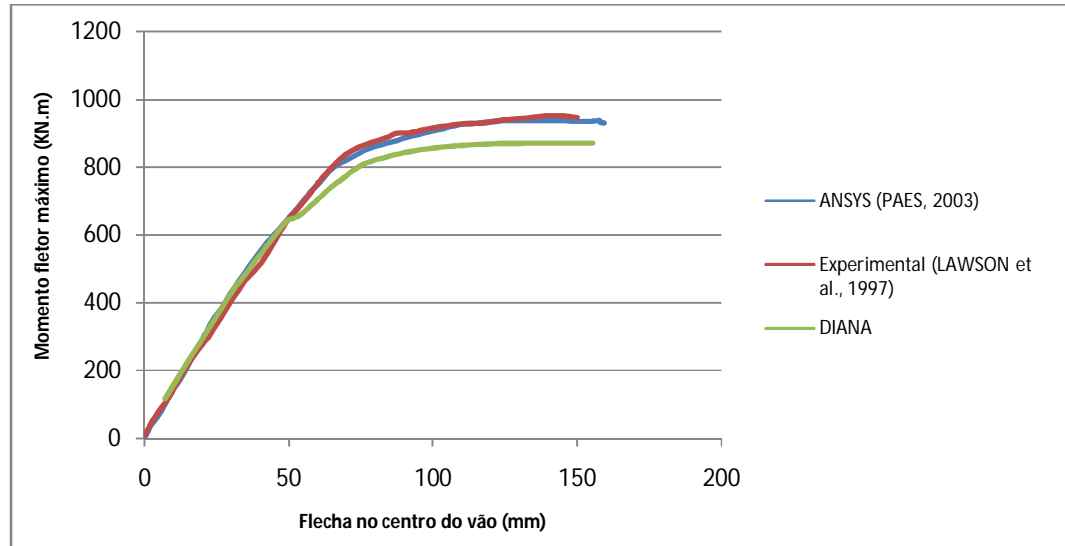


Figura 4.43 – Diagramas momento fletor x flecha para o modelo SCI – 300 ASB

A **figura 4.44** apresenta os diagramas *momento fletor x flecha* para o modelo SCI – 300 ASB, apresentando os resultados experimentais, o resultado numérico obtido pelo ANSYS e o resultado obtido nessa pesquisa com o DIANA.

As flechas se referem à seção no centro do vão, que no modelo numérico correspondem aos nós centrais da face inferior da aba inferior do perfil.

No aspecto geral, o diagrama obtido com o DIANA apresenta uma boa concordância com os demais para todos os níveis de carga. Apesar de simplificado, o modelo numérico desenvolvido consegue representar de maneira satisfatória o comportamento da estrutura considerando os fenômenos de fissuração do concreto, plastificação dos materiais e o deslizamento da interface.

O momento fletor resistente obtido foi de 870 kN.m, aproximadamente 9% inferior ao obtido no ensaio experimental, que foi de 956 kN.m e aproximadamente 7% inferior aos 935 kN.m obtidos no ANSYS. O comportamento da curva e as diferenças percentuais para este modelo e para o modelo SCI – 280 ASB detalhado anteriormente são muito parecidos. Neste caso, as principais diferenças também aparecem desde o início do trecho não-linear, e acredita-se que isso se deve às próprias limitações do modelo numérico, considerando as fragilidades do modelo constitutivo para o comportamento à tração, somado às diferenças

entre as propriedades reais e as que se estimam no modelo numérico, como a resistência à tração e o módulo de elasticidade do concreto. Além destas, as simplificações feitas para a construção do modelo numérico também influenciam, como a não consideração da chapa nervurada apoiada sobre a aba inferior do perfil e a não consideração da tela soldada embutida na capa de concreto. Outro aspecto a ser considerado, é que no modelo proposto neste trabalho foi desconsiderada a resistência da interface referente à face inferior da aba superior do perfil de aço, que no modelo experimental promove algum ganho de resistência, mesmo que pequeno.

O momento resistente obtido no ensaio (956 kN.m) é praticamente igual ao momento resistente considerando a interação total (957 kN.m), mostrando que a interface tipo ASB pode alcançar um grau de conexão muito elevado.

Paes (2003) ressalta que o momento fletor obtido pelo ANSYS (935 kN.m) é aproximadamente 40% superior ao momento fletor resistente de uma viga de aço isolada, mostrando um ganho considerável devido a consideração do comportamento misto.

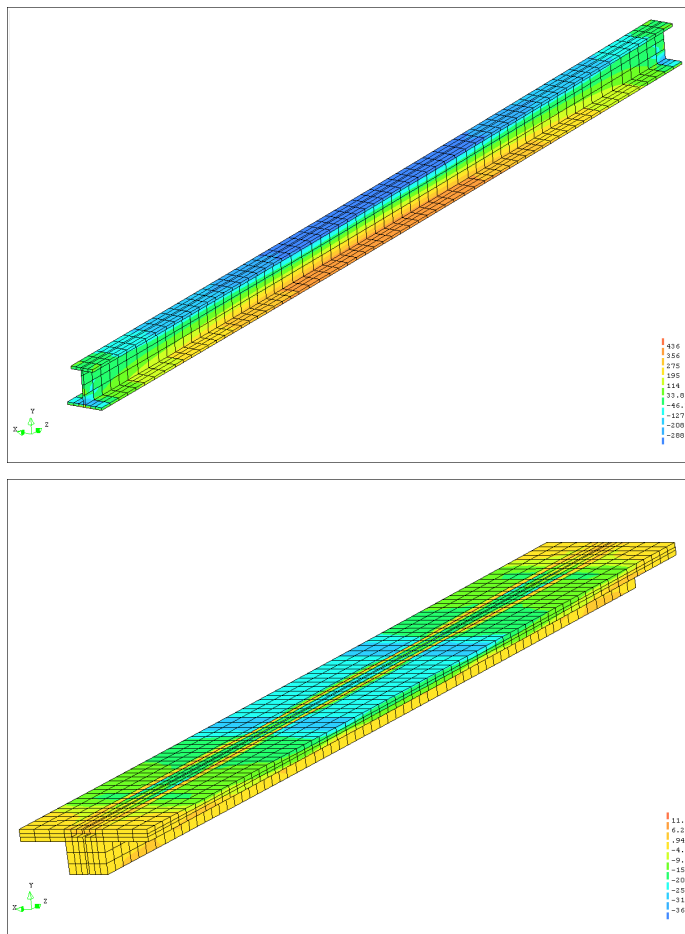


Figura 4.44 – Tensões no aço e no concreto para o perfil SCI – 300 ASB

A **figura 4.45** mostra as tensões normais no eixo Z, o sentido longitudinal do modelo. Para a carga próxima à carga última, o perfil de aço encontra-se plastificado, com tensões da ordem de 410 MPa, que é o limite elástico estabelecido para o material. Para o concreto, observa-se que ele está quase todo tracionado e que a linha neutra corta a alma do perfil, porém, em algumas regiões são observadas tensões normais superiores à resistência estabelecida para o concreto. Isto é ocasionado por concentrações de tensões na região dos apoios e na região de introdução das cargas, que pode gerar um estado multiaxial de tensões.

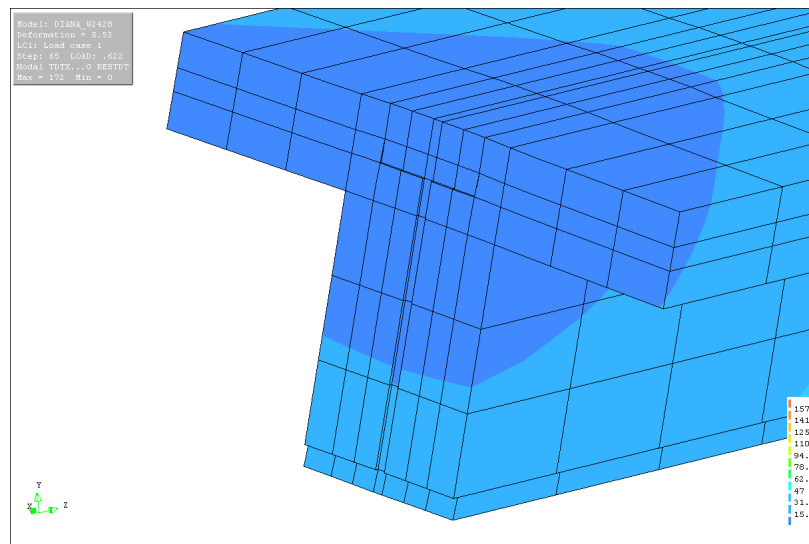


Figura 4.45 – Deslocamento relativo entre os materiais

A **figura 4.46** mostra em escala aumentada, o deslocamento relativo entre o concreto e o perfil na extremidade do modelo, na região do apoio. Neste caso também não há deslizamento relativo na região da face superior da aba superior do perfil por conta da consideração da rigidez elevada para a interface nesta região.

A **figura 4.47** apresenta o panorama de fissuração do concreto com a evolução do carregamento.

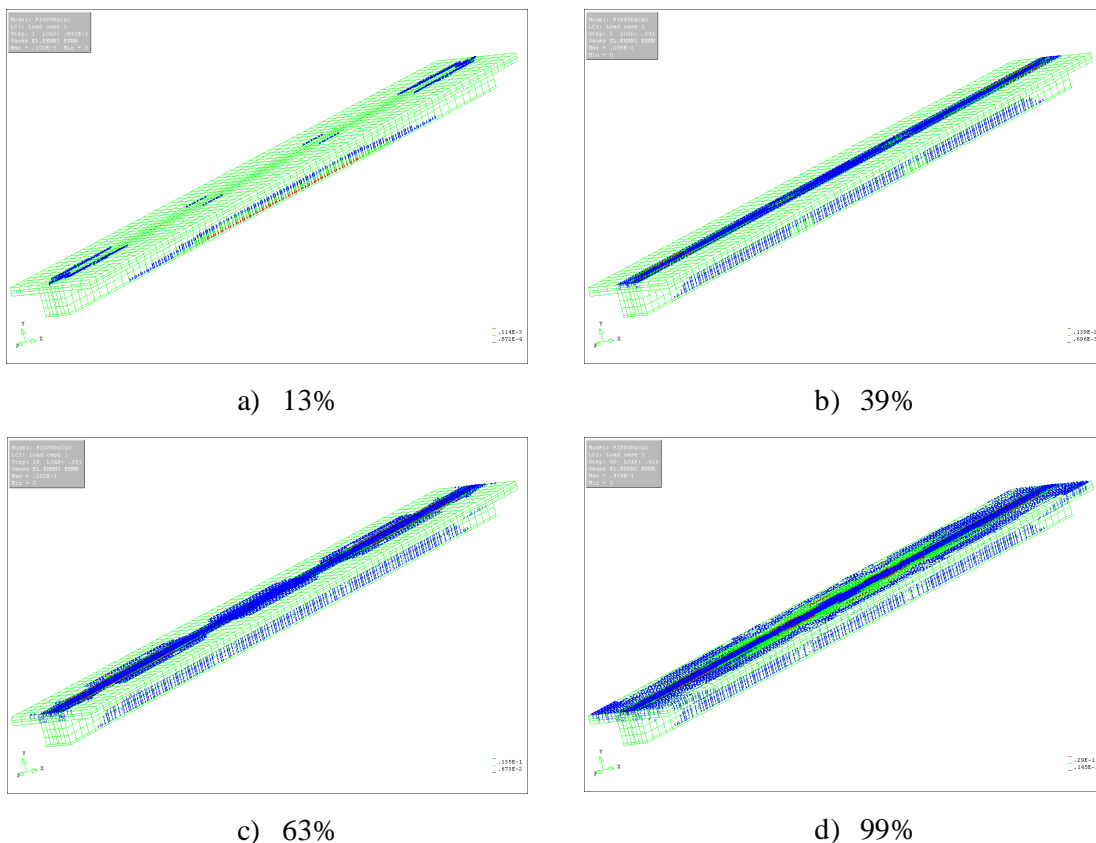


Figura 4.46 – Panorama de fissuração com a evolução do carregamento

4.10 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Com os resultados obtidos até então, considerados satisfatórios, conclui-se que o modelo numérico desenvolvido apresenta boa representatividade dos resultados quando comparados aos experimentais. A partir daí, é possível extrapolar a análise numérica alterando parâmetros de forma que ampliem as conclusões e permitam um entendimento mais completo do modelo estudado. Para as análises posteriores, foi utilizado o modelo SCI – 280 ASB, validado anteriormente.

4.10.1 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Primeiramente optou-se por avaliar a influência da resistência do concreto no comportamento global da estrutura. Foram avaliados modelos com f_{ck} variando de 20 MPa a 50 MPa. Em função desses valores, são alterados também os parâmetros da mecânica da

fratura necessários para a entrada de dados do modelo de fissuração (energia de fraturamento na tração e na compressão), além, obviamente, da resistência à tração e do módulo de elasticidade do concreto. A **tabela 4.4** resume estes valores para cada f_{ck} considerado.

Tabela 4.4 – Parâmetros em função da resistência do concreto

| | Resistência do concreto (f_{ck}) (MPa) | | | | | |
|--|--|----------|----------|----------|----------|---------|
| | 20 | 25 | 30 | 40 | 45 | 50 |
| Energia de fraturamento à tração (G_f) | 0,061678 | 0,069196 | 0,076378 | 0,089948 | 0,096408 | 0,10269 |
| Energia de fraturamento à compressão (G_c) | 3,08391 | 3,4598 | 3,81891 | 4,497385 | 4,8204 | 5,13441 |
| Banda de fissura | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Módulo de elasticidade (E) | 25044 | 28000 | 30672 | 35418 | 37566 | 39600 |
| Resistência à tração (f_{ct}) | 2,21 | 2,56 | 2,8965 | 3,509 | 3,8 | 4,07 |
| Coef. de retenção de cisalhamento (β) | 0,99 | 0,99 | 0,99 | 0,99 | 0,99 | 0,99 |

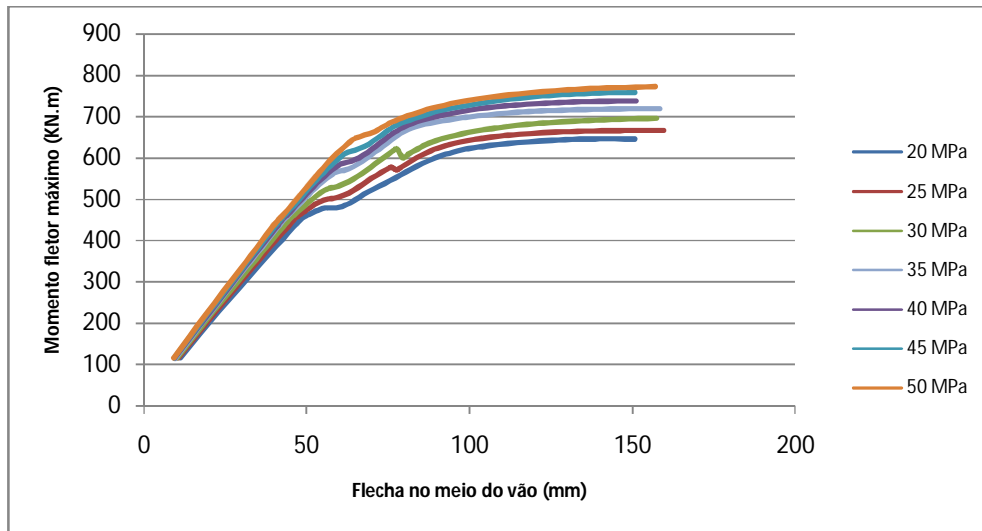


Figura 4.47 – Influência da resistência do concreto

A **figura 4.48** mostra que com o aumento da resistência do concreto, a curva é deslocada para cima alcançando um momento fletor máximo progressivamente maior. Para o f_{ck} de 25 MPa, o máximo valor do momento fletor foi de 666 kN.m e para o f_{ck} de 50 MPa, o máximo momento fletor foi de 773 kN.m, um aumento de aproximadamente 16% para o dobro da resistência. Esta solução não se mostra eficiente, considerando que o mesmo ganho poderia ser obtido com um pequeno aumento nas dimensões do perfil. Além disso, mesmo para o maior valor de f_{ck} (50 MPa), o esgotamento da capacidade resistente do modelo ocorre por ruptura no concreto, como mostra a **figura 4.49**. Assim, seria uma alternativa a ser considerada apenas quando existirem severas limitações de pé direito do pavimento.

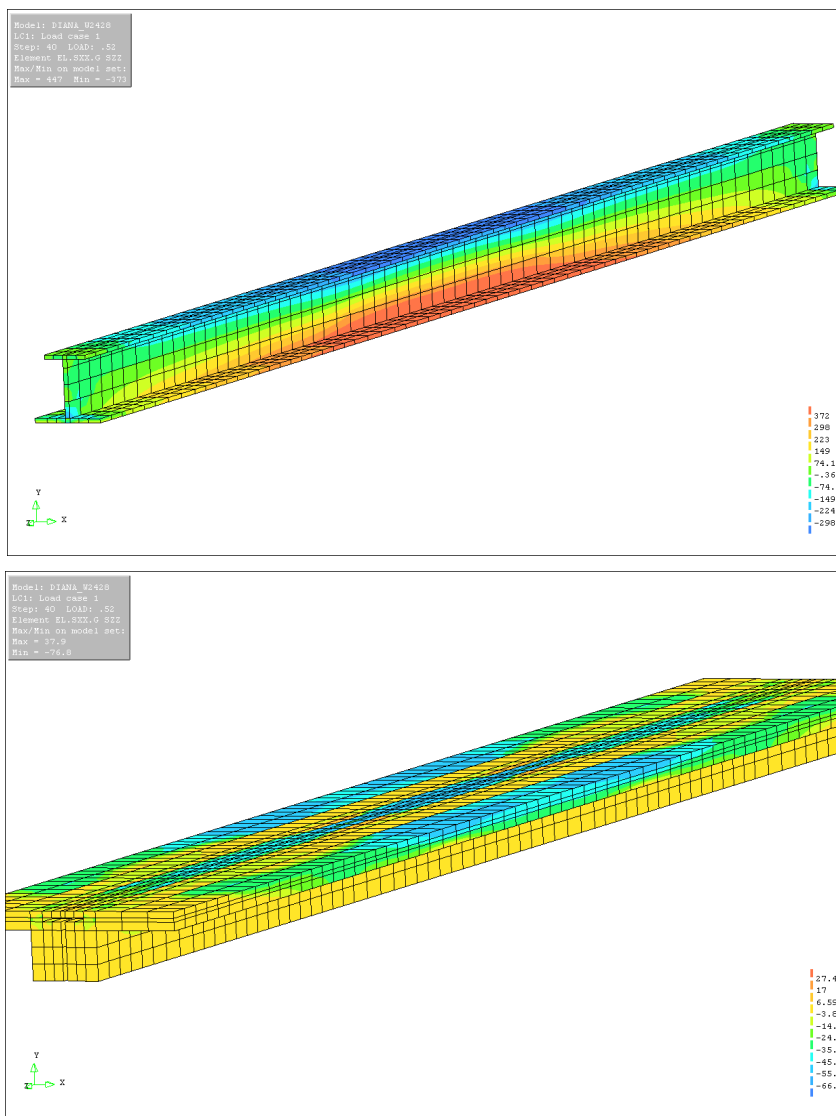


Figura 4.48 – Esgotamento da capacidade resistente por ruptura no concreto

4.10.2 INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA NA CAPA DE CONCRETO

No modelo experimental proposto por Lawson *et al.* (1997), existe uma malha de armadura passiva na capa de concreto, conforme mostrado na **figura 4.6**. O modelo validado até aqui seguiu as estratégias de modelagem propostas por Paes (2003) e as armaduras da capa não foram consideradas para a validação. Decidiu-se então avaliar a influência da consideração dessa armadura no comportamento global da estrutura. As barras foram modeladas conforme indicado no item 4.8. Para facilidade de alterações posteriores, foi considerado um espaçamento constante de 20 centímetros entre as barras nas duas direções, de forma que, conseqüentemente, a taxa de armadura também seja a mesma para as duas

direções. Assim, a variação da taxa de armadura é feita apenas alterando o diâmetro das barras (que pode ser qualquer um determinado pelo usuário, e não necessariamente diâmetros comerciais). A **figura 4.50** ilustra esta malha colocada sobre a capa.

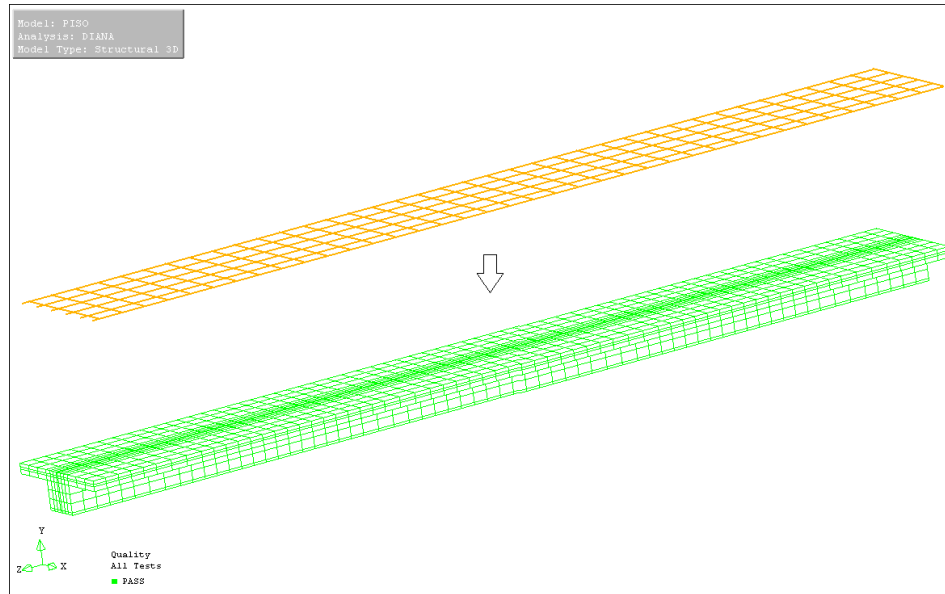


Figura 4.49 – Armadura sobre a capa

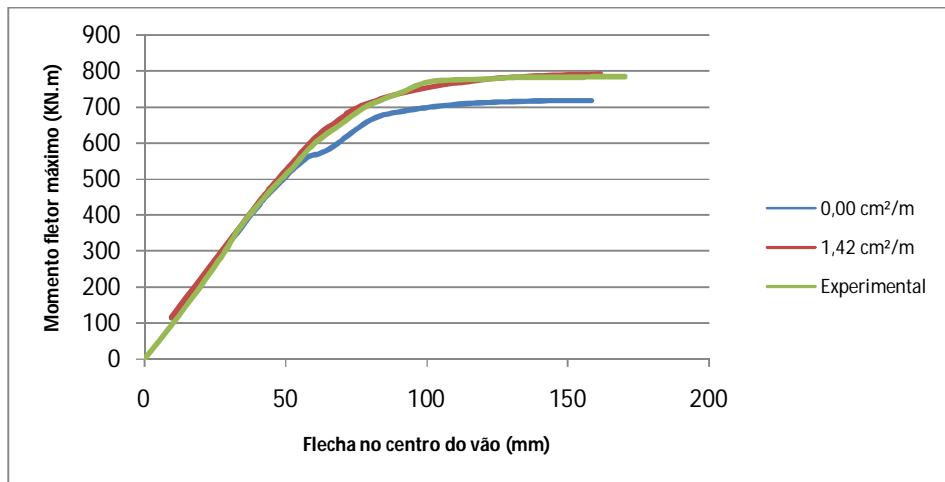


Figura 4.50 – Consideração da armadura passiva na capa de concreto

A caracterização dos materiais para o modelo experimental considerou as seguintes características para o aço das barras, sendo estas:

- $f_y = 460$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $A_{sy} = A_{sx} = 1,42$ cm²/m
- $\nu = 0,30$

No modelo aqui proposto, foram consideradas as mesmas características, com exceção da tensão de escoamento, que foi de 500 MPa (CA-50), e valores distintos para taxa de armadura.

A **figura 4.51** ilustra o comportamento do modelo com a consideração da tela de armadura colocada sobre a capa de concreto. A curva correspondente a $0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$, ou seja, sem considerar armadura alguma, é a mesma apresentada na **figura 4.38** que representa a curva que melhor representou o problema em questão (validação) para o modelo SCI – 280 ASB. Neste caso, o maior valor do momento fletor é de 720 kN.m, em torno de 9% inferior aos 790 kN.m obtidos no ensaio experimental. Quando foi colocada a tela com uma taxa de $1,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ (a mesma do ensaio experimental), o máximo valor obtido para o momento fletor foi de 791 kN.m, que é praticamente idêntico ao valor obtido experimentalmente (790 kN.m). Além dos valores máximos para os momentos fletores serem muito próximos, as duas curvas também são praticamente coincidentes em todos os trechos, tanto lineares quanto não-lineares.

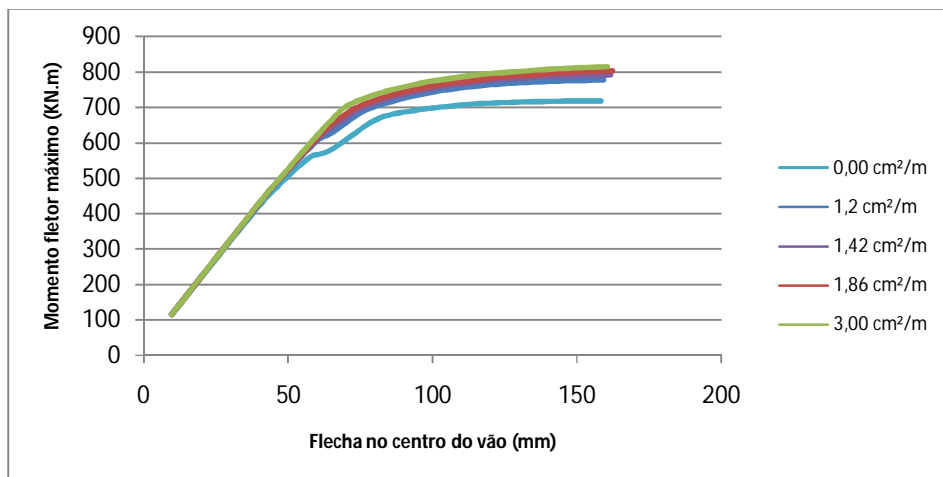


Figura 4.51 – Influência da taxa de armadura na capa de concreto

Depois de considerada a tela de armaduras na capa de concreto, decidiu-se verificar qual a influência da taxa de aço no comportamento da estrutura, conforme mostra a **figura 4.52**. Quando não foi considerada armadura alguma ($0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$), o modelo apresentou um momento fletor máximo um pouco abaixo do valor do ensaio experimental. Porém, quando considerada uma taxa de armadura, mesmo que pequena, como por exemplo, a curva que representa $1,2 \text{ cm}^2/\text{m}$, tem-se um ganho significativo de resistência. Mas quando esta taxa é alterada para valores superiores, até mesmo maiores que o dobro da taxa inicial, como a curva que representa $3,0 \text{ cm}^2/\text{m}$, o ganho de resistência é muito pequeno. O aumento da taxa de

armadura também promove um ganho muito pequeno em relação à fissuração do concreto da capa. A diminuição da fissuração ocorre principalmente na região de aplicação do carregamento, conforme mostra a **figura 4.53**.

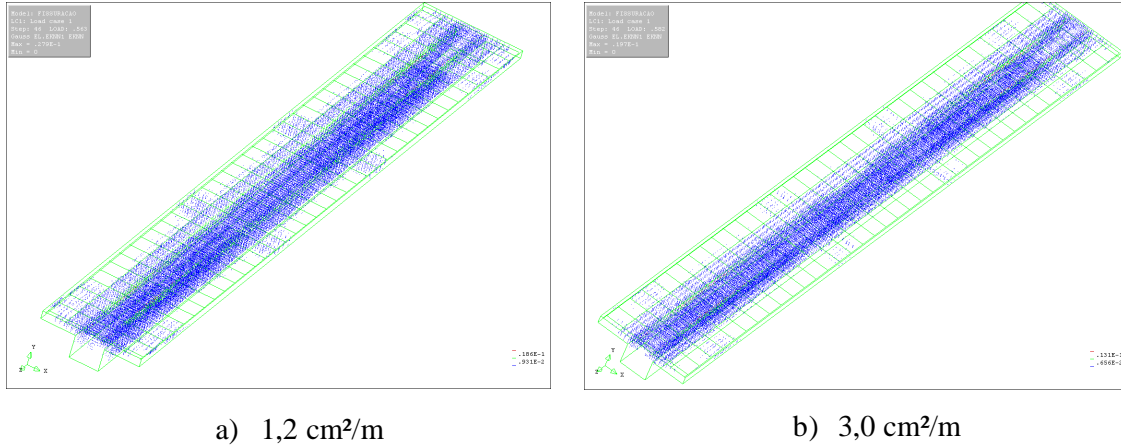


Figura 4.52 – Panorama de fissuração para a mínima e máxima taxas de armadura adotadas

4.10.3 INFLUÊNCIA DA ALTURA DA CAPA DE CONCRETO

Com o objetivo de reduzir o consumo de concreto e conseqüentemente o peso total da estrutura, decidiu-se avaliar a influência da espessura da capa de concreto. Na prática, essa redução pode ser obtida com a utilização de uma chapa nervurada com altura maior ou com a redução da altura de concreto que fica sobre a aba superior do perfil. Nesta análise foi usado novamente o modelo experimental SCI – 280 ASB para efeito de comparação de resultados. A **figura 4.54** mostra as dimensões da capa de concreto para o modelo experimental e a **figura 4.55** as dimensões que foram variadas no processamento.

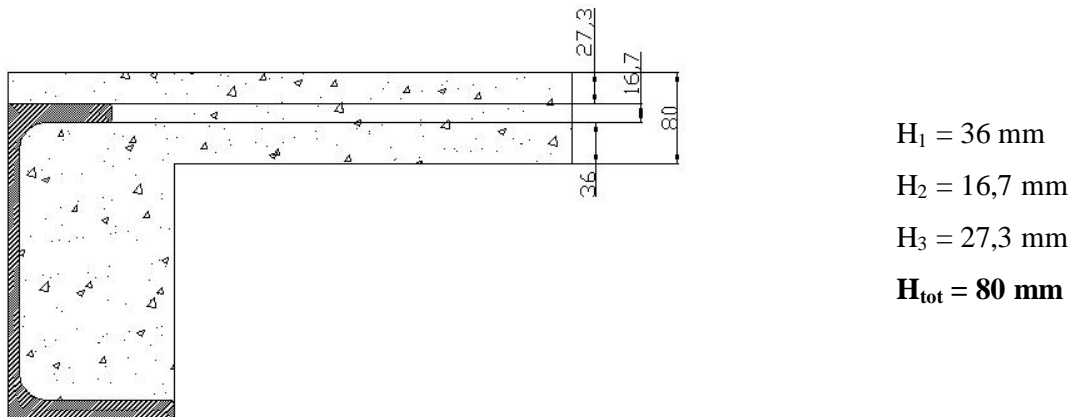


Figura 4.53 – Dimensões da capa de concreto para o modelo SCI – 280 ASB

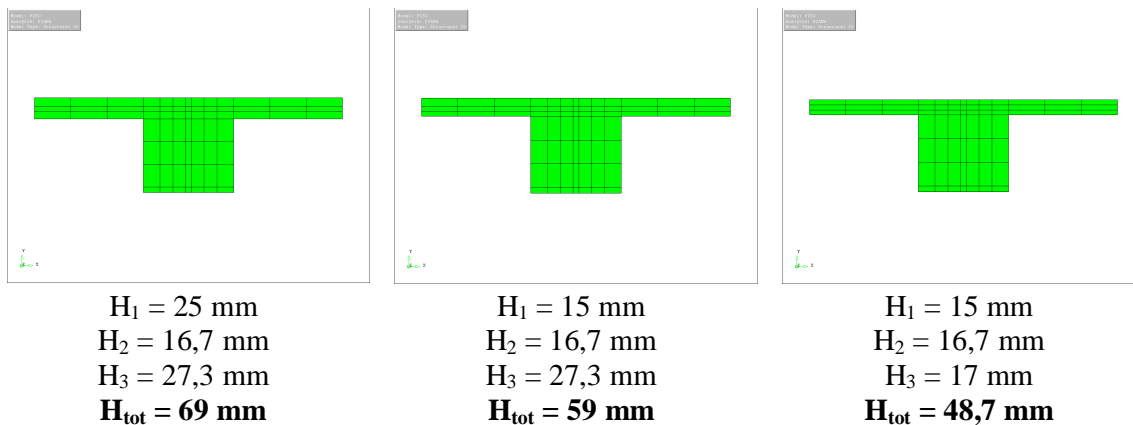


Figura 4.54 – Dimensões variadas para o processamento

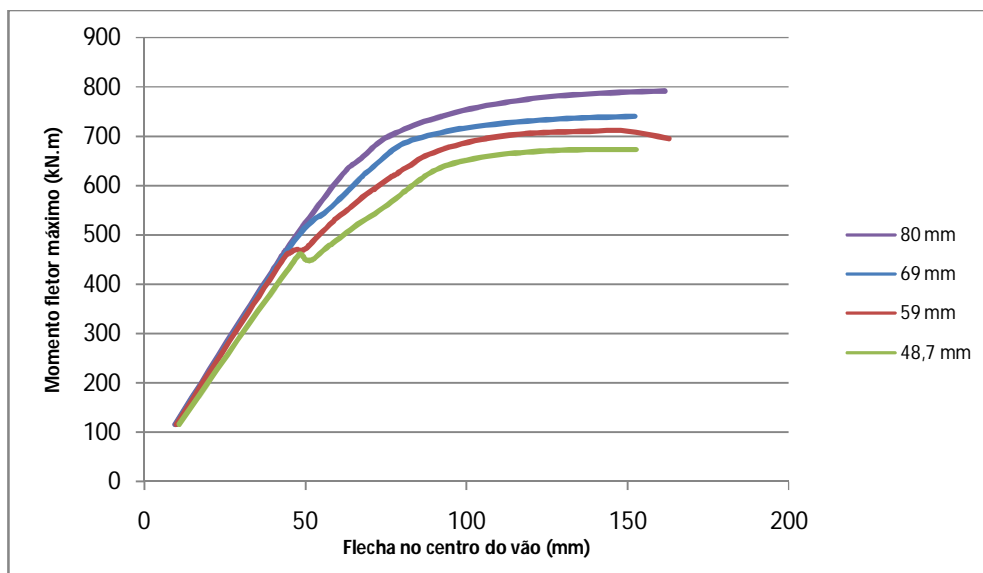


Figura 4.55 – Diagramas momento fletor x flecha para diferentes alturas de capa

A **figura 4.56** mostra o comportamento global do modelo em relação à variação da altura da capa de concreto. Os resultados mostram que a estrutura é mais sensível a esta alteração do que as anteriores (f_{ck} e taxa de armadura). Uma variação de alguns milímetros na espessura da capa já altera a curva desde o trecho linear. Os máximos valores de momento fletor obtidos foram 672 kN.m para a curva correspondente a 48,7 mm, e 791 kN.m para a curva correspondente a 80 mm, um ganho de aproximadamente 15%. Esta maior sensibilidade já era esperada, visto que nos modelos anteriores a linha neutra cortava a alma do perfil, comprimindo a capa de concreto, que é onde efetivamente o concreto proporciona o ganho de resistência.

4.11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As análises preliminares demoraram bastante até que se conseguisse obter resultados coerentes. Provavelmente o problema se encontrava na consideração da simetria, problema este que não foi identificado pelo autor. A partir de quando foi abandonada a utilização de vinculações de simetria, o modelo apresentou bom comportamento desde as análises iniciais. Então foram necessárias uma série de outras análises de validação, partindo de um modelo-base e alterando os parâmetros envolvidos individualmente, analisando a influência de cada um separadamente, buscando aqueles que melhor se adequavam ao problema em questão.

Depois de o modelo estar validado, os resultados numéricos, quando confrontados com os experimentais, conseguiram representar de maneira satisfatória o comportamento do modelo até a ruptura.

Porém, o modelo validado apresentava algumas simplificações, como por exemplo, a não consideração da tela de armadura sobre a capa de concreto e a ausência da chapa usada como forma para o concreto. Assim, o máximo valor de momento fletor ficou em torno de 9% inferior com relação aos valores esperados experimentalmente.

A partir do momento que foi modelada também a armadura sobre a capa de concreto, essa diferença caiu para menos de 1%, sendo praticamente idênticas as respostas experimental e numérica, tanto o valor de momento fletor máximo, quanto o comportamento da curva nos trechos linear e não-linear.

A análise paramétrica possibilitou ampliar algumas conclusões, apresentando respostas coerentes com aquelas que eram esperadas.

CONCLUSÃO

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As principais conclusões desta pesquisa são destacadas a seguir.

- a) A modelagem numérica tridimensional considerando a não-linearidade física foi um procedimento que elevou sobremaneira o custo computacional e o tempo de processamento, além de dificultar a convergência para níveis elevados de carga, mas que permitiu simular de maneira satisfatória o comportamento estrutural. Além disso, permitiu que fossem feitas considerações que representem o modelo físico de maneira mais fiel quando comparados aos modelos bidimensionais.
- b) Para o modelo proposto nesta pesquisa, a utilização de vinculação de simetria não apresentou bons resultados, razão pela qual foi então abandonada, passando a ser empregado o modelo completo. Isto causou um aumento significativo no número de nós e elementos, fazendo com que o tempo de processamento passasse a ser um fator determinante. Assim, buscou-se um modelo que apresentasse bons resultados com o menor número de elementos possíveis e verificou-se que para o modelo em questão a

partir de aproximadamente 4 mil elementos finitos, o comportamento da curva não altera significativamente quando comparado a um modelo com 8 mil elementos finitos. Em compensação, o tempo de processamento deste último cresce de maneira exponencial.

- c) Para o coeficiente de retenção de cisalhamento (β), verificou-se que valores próximos de zero levam o modelo à não-convergência, somente apresentando melhores resultados à medida que seu valor aproxima-se da unidade. Isto se deve ao fato de que os esforços predominantes na estrutura são esforços normais e não tangenciais.
- d) Com relação aos métodos iterativos para solução de equações não-lineares, o método *Newton-Raphson* regular apresentou melhores resultados. O método *Newton-Raphson* modificado apresentou um comportamento semelhante, porém, com valor do momento fletor máximo inferior ao do método regular. Os métodos secante e linear, por outro lado, apresentaram um valor próximo ao esperado para o momento fletor máximo, porém, com uma flecha bem menor da flecha máxima esperada, representando uma elevada rigidez que não acontece no modelo experimental.
- e) Com relação aos critérios de convergência, o modelo não conseguiu convergir com o uso da norma em deslocamentos, convergindo apenas quando utilizada a norma em energia, com a qual foram obtidos bons resultados para uma tolerância de 0,02 (2%).
- f) Com relação à representação da interface entre os materiais, o modelo conseguiu representar bem o comportamento permitindo um pequeno deslizamento quando se aproximava da carga última, apesar de algumas simplificações, como por exemplo: consideração de um comportamento linear, escolha dos valores de rigidez normal e tangencial por tentativas devido à falta de subsídios para a adoção destes valores. Com isso, os melhores valores encontrados foram $D_{11}=0,1$ (rigidez normal) e $D_{22}=0,01$ (rigidez tangencial). Esse bom comportamento do modelo mesmo com considerações não muito precisas para a modelagem da interface pode ser explicado por conta de o modelo real mostrar um comportamento próximo àquele que seria alcançado considerando interação total entre os materiais.
- g) Ainda neste contexto, a escolha de elementos de interface em vez de elementos de contato é uma solução adequada para este tipo de modelo, pois sua aplicação é mais simples e menos propensa a problemas de convergência.
- h) A consideração de diferentes valores para a resistência do concreto (f_{ck}) promove ganhos proporcionais à medida que são considerados valores maiores. Porém, como já

era esperado, estes ganhos não são significativos e poderiam ser conseguidos de outras maneiras mais simples e econômicas, com pequenas alterações nas dimensões do perfil. Entretanto, esta seria uma boa opção apenas se existissem severas limitações para o pé-direito do pavimento.

- i) No ensaio experimental utilizado para a validação do modelo desta pesquisa, existia uma tela soldada posicionada na capa de concreto que não foi considerada inicialmente para a validação do modelo numérico. Assim, os resultados obtidos apresentavam-se satisfatórios, contudo, com valores para o momento fletor máximo da ordem de 9% inferiores. Quando então foi considerada esta armadura no modelo numérico, o resultado foi praticamente idêntico, com diferença inferior a 1% (790 kN.m no modelo experimental e 791 kN.m no modelo numérico). Isso mostra que a consideração de armadura passiva na capa de concreto propicia ganhos significativos de resistência. Porém, quando foram consideradas outras taxas de armadura, até mesmo superiores ao dobro da taxa inicial, o ganho de resistência foi muito pequeno. Assim, basta apenas que seja colocada uma armadura mínima.
- j) Com relação à variação da altura da capa de concreto, o modelo mostrou-se bem mais sensível. O que de certa forma já era esperado, pois a capa é onde efetivamente o concreto contribui em termos de ganho de resistência. Os máximos valores de momento fletor obtidos foram 672 kN.m para a curva correspondente a 48,7 mm, e 791 kN.m para a curva correspondente a 80 mm, um ganho de aproximadamente 15%.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) Investigar de maneira mais aprofundada o comportamento da estrutura em relação à transferência de esforços entre os materiais, com a criação de modelos mais simples a fim de calibrar os parâmetros lineares para elementos de interface (rigidez normal e tangencial).
- b) Optar também por uma lei constitutiva não-linear para a interface, como o comportamento *bond-slip* ou a consideração do atrito.
- c) Realizar a modelagem com a consideração de conectores de cisalhamento e verificar se a maior complexidade do modelo numérico com a introdução destes é vantajosa em relação à consideração apenas de elementos de interface.

- d) Introduzir uma chapa nervurada de grande altura no modelo numérico para que se possa fazer uma análise paramétrica alterando parâmetros como a espessura da chapa.
- e) Considerar o modelo constitutivo *Maekawa modificado* para o concreto disponível no DIANA e verificar se existem vantagens na sua utilização em relação aos modelos *Total strain* para carregamentos monotônicos e cíclicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVA, G.M.S. (2000). Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto. São Carlos, 2000. 277p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ALVA, G.M.S.; MALITE, M. (2005). Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. Cadernos de Engenharia de Estruturas (USP), São Carlos, v. 7, n. 5, p. 51-84, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). NBR 8800:2008. Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios.

BARROS, R. (2009). Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento. São Carlos, 2009. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BRIDGE, R.; WEBB, J. (1992). Thin walled circular concrete filled steel tubular columns. In: ENGINEERING FOUNDATION CONFERENCE, Potosi, Michigan, 1992. Proceedings. New York, ASCE, p.634-649.

CAVALCANTI, L. A. (2010). Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo. 2010.

CHAVES, I. A. (2009). Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. London,1993.

COUCHMAN, G.H.; MULLETT, D.L; RACKHAM, J.W. Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction. MCRMA and SCI (Steel Construction Institute). P300, 109p, 2000.

CRISINEL, M. (1990). Partial-interaction analysis of composite beams with profiled heeting and non-welded shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 15, n.1-2, p.65-98.

CRISINEL, M.; O'LEARY, D. (1996). Composite floor slab design and construction. *Structural Engineering International*, v.6, n.1, p.41-6, february.

DAVID, D. L. (2007). 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. 256 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

DE NARDIN, S. (1999) Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência, São Carlos, 1999. 148p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

DE NARDIN, S. (2003). Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar. São Carlos. 323 p. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. (2005). Pisos mistos de pequena altura: uma nova alternativa para pavimentos em concreto. In: 47º. Congresso Brasileiro do Concreto, Setembro, 2005, Volume IV – Estruturas Mistas, Anais..., Trabalho 47CBC0023 – p. IV101-116.

De NARDIN, Silvana ; SOUZA, Alex Sander C de ; DEBS, Ana Lúcia H de Cresce El ; DEBS, Mounir Kalil El (2005). Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas. In: 47 CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2005, Olinda. 47 CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2005. Olinda : Jacintho, A. E. P. G. A.; Monteiro, E. C. B.; Bittencourt, T. N., 2005. v. IV. p. IV69-IV84.

De NARDIN, Silvana ; DEBS, Ana Lúcia H de Cresce El (2007). INVESTIGAÇÃO DE DISPOSITIVOS DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES PREENCHIDOS E VIGAS MISTAS EM PAVIMENTOS MISTOS DELGADOS. 2007. (Relatório de pesquisa).

De NARDIN, Silvana ; SOUZA, Alex Sander C de ; DEBS, Ana Lúcia H de Cresce El (2008). Comportamento conjunto em elementos mistos de aço e concreto: dispositivos mecânicos. 2008. (Apresentação de Trabalho/Congresso).

DIANA. Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Analysis Procedures. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 2005a. 636 p.

DIANA. Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Element Library. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 2005b. 662 p.

DIANA. Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Material Library. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 2005c. 534 p.

DIAS, L.A.M. (1993). Edificações de aço no Brasil. São Paulo, Editora Zigurate.

FABRIZZI, M.A. (2007). Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço–concreto. 2007. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FARIAS, R.S. (2008). Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

FERREIRA, L.T.S. (2000). Sistemas construtivos semi-rígidos mistos para edificações. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil.

FIGUEIREDO, L.M.B. (1998). Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto. São Carlos. 143p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

GRIFFIS, L. G. (1994). The 1994 T.R. High lecture: Composite frame construction. In: NATIONAL STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE, Pittsburgh, Pennsylvania, 18-20 may, 1994. Proceedings. New York, AISC. V.01, p.1.1-1.72.

GUTIÉRREZ-KLINSKY, G. E. (1999). Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

HUNAITI, Y.; WAKABAYASHI, M.; MASUO, K. (1992). Experimental evaluation of the effect of bond on the maximum capacity of composite columns. Journal of Constructional Steel Research, v.2, n.2, p.39-55, Jun.

INHA, T. (1992). New composite beams and slabs in Finland. *Constructional Steel Design: World Developments*. Acapulco: Elsevier. p.297-306.

KIRCHHOF, L.D. (2004). Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio. São Carlos, 2004. 143p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

KOTINDA, T. I. (2006). Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga. 116 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

LAWSON, R. M.; MULLETT, D. L.; RACKHAM, J. W. (1997). Design of Asymmetric “Slimflor” Beams using Deep Composite Decking, *Steel Construction Institute, SCI P-175*, 1997.

LESKELÄ, M. V. (1997a). Connection Characteristics for joints between hollow core slabs and slim floor beams. In: Composite construction – Conventional and Innovative – International Conference. Sep. 1997. Innsbruck, Austria. Proceedings ... Innsbruck. p.840-841.

LESKELÄ, M. V. (1997b). Vertical shear resistance models for a deltabeam. In: Composite construction – Conventional and Innovative – International Conference. Sep. 1997. Innsbruck, Austria. Proceedings ... Innsbruck. p.940-941.

LESKELÄ, M. V. HOPIA J. (2000) Steel Sections for Composite Shallow Floors. Report RTL 0053E. University of Oulu, Structural Engineering Laboratory. Oulu, Finland.

MAEKAWA, K.; PIMANMAS, A.; OKAMURA, H. *Nonlinear Mechanics of reinforced Concrete*. London: Ed. Spon Press, 2003.

MÄKELÄINEN, P.; MA, Z. (2000). Fire resistance of composite slim floor beams, *Journal of constructional steel research*, n.54, p.345-363, 2000.

MALASKA, M. (2000) Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors. Helsinque. Thesis (Doctoral) – Department of Civil and Environmental Engineering, Helsinki University of Technology, 2000.

MALITE, M. (1993). Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada. São Carlos. 2v. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

MULLETT, D. L.; LAWSON, R. M. (1993). Slim Floor construction using deep decking. SCI Publication P127. Ascot: The steel construction institute.

MULLETT, D. L (1998). Composite Floor Systems. Blackwell: Oxford.

PAES, J. L. R. (2003) Aportaciones al análisis del comportamiento estructural de sistemas de forjados mixtos tipo "Slim floor", Departamento de Engenharia da Construção, Universidade Politécnica da Catalunha, Barcelona, 2003.

PROENÇA, S. P. B. (2007) Análise não-linear de estruturas. Notas de aula.

OGUEJIOFOR, E.C.; HOSAIN, M.U. (1996). Numerical analysis of push-out specimens with perfobond rib connectors. Computers and Structures, v. 62, n.04, p.617-624.

OLIVEIRA, W.L.A. (2008). Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; CALIXTO, J. M.; MATA, L. A. C. A new type of slim floor. Journal of Constructional Steel Research, v.46, n.1-3, paper 111, 1998.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J.; MATA, L.A. (2001). Elementos das estruturas mistas aço-concreto. Belo Horizonte, Editora O Lutador. 336p.

SARJA, A. (1997). Composite floors of the buildings. In: Composite construction – Conventional and Innovative – International Conference. Sep. 1997. Innsbruck, Austria. Proceedings ... Innsbruck. p.489-493.

SAÚDE, Jorge ; RAIMUNDO, Duarte ; PROLA, Luís Carlos ; PIERIN, Igor . Lajes Mistas: Aspectos Construtivos e Respectivas Recomendações do Eurocódigo 4. In: Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, 2006, São Paulo. Construmetal 2006, 2006. p. 1-10.

SELBY, R.G., VECCHIO, F.J. (1993). Three-dimensional constitutive relations for reinforced concrete. Tech. Rep. 93-102, University of Toronto, Dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993.

SHAKIR-KHALIL, H. (1988). Steel-concrete composite columns-I. In: NARAYANAN, R. Steel-concrete composite structures: stability and strength. London, Elsevier. cap 6, p.163-193.

SSEDTA, 2001, www.ssedta.com

SOUZA, R. A. (2004) Concreto Estrutural: Análise e Dimensionamento de Elementos com Descontinuidades. 2004. 442 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N. (2006). Análise não-linear de blocos rígidos sobre quatro estacas. Revista Ibracon de Estruturas. Vol. 2, nº.3, p. 310-319, setembro;

TRISTÃO, G.A. (2002). Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica. São Carlos, 2002. 125p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

TRISTÃO, G. A. (2006). Análise Teórica e Experimental de Ligações Viga Mista-Pilar de Extremidade com Cantoneiras de Assento e Alma. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Brasil.

VECCHIO, F.J., COLLINS, M.P. (1986). The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. ACI Journal. v.83, n.22 (1986), 219-231.

VERÍSSIMO, G.S.; Valente, I.; Paes, J.L.R.; Cruz, P.J.S.; Fakury, R.H. (2006). Análise experimental de um conector de cisalhamento em chapa de aço endentada para estruturas mistas de aço e concreto. In: XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural. Campinas. 22-26 maio, 2006, p.410-419. ISBN 85-99956-01-9.

VIRDI, K. S.; DOWLING, P. J. (1980). Bond strength in concrete filled steel tubes. IABSE-International association for bridge and structural engineering, n.03, p.125-137, August.

WILLAN, K. J. WARNKE E. D. (1975) Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete. Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering, v.19, ISMES, Bergamo, Italy, p.174.

ZANDONINI, R. (1994). Composite Construction Research and Practice: recent developments in Europe. In: ANNUAL TASK GROUP TECHNICAL SESSION 1994, Bethlehem Pennsylvania. Proceedings. Bethlehem, Reports on Current Research Activities, p.251-274.