

Bruno Eizo Higaki

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE VIGAS
MISTAS DE AÇO E CONCRETO E LAJE COM
VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS E LAJOTAS
CERÂMICAS EM UM PAVIMENTO TIPO**

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

Orientador: Professor Associado Roberto Martins Gonçalves

São Carlos
2009

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

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

H634a Higaki, Bruno Eizo
Análise teórica e experimental de vigas mistas de aço e concreto e laje com vigotas pré-moldadas e lajotas cerâmicas em um pavimento tipo / Bruno Eizo Higaki ; orientador Roberto Martins Gonçalves. -- São Carlos, 2009.

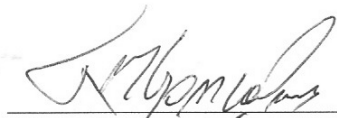
Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.

1. Estrutura mista. 2. Estrutura de aço. 3. Pórtico.
I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **BRUNO EIZO HIGAKI**

Dissertação defendida e julgada em 11.12.2009 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Associado **RÓBERTO MARTINS GONÇALVES (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



Prof. Dr. **CARLOS EDUARDO JAVARONI**
(Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho"/UNESP-Campus de Bauru)

APROVADO



Prof.^a. Dr.^a. **SILVANA DE NARDIN**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

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 da Pós-Graduação da EESC

Aos meus pais
meus avós e meu irmão

Agradecimentos

Em primeiro lugar a Deus.

À minha família por me apoiar desde o início nessa jornada.

Ao Prof. Roberto Martins Gonçalves pela orientação, compreensão, incentivo, amizade e dedicação ao longo do desenvolvimento deste trabalho possibilitando meu amadurecimento pessoal e profissional.

À CAPES e FAPESP pelo auxílio financeiro para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores Toshiyaki Takeya e José Samuel Giongo pela contribuição ao desenvolvimento na parte experimental deste trabalho.

Ao amigo William Bessa por toda a contribuição no desenvolvimento do programa experimental, numérico e pelos momentos de grande amizade.

A todos os funcionários da secretaria.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas.

Aos amigos Ryuzo, Helder (Jack), Vinícius, Satoshi, Ricardo (Hana), Marcelo, Tom, Massato, Rodrigo, Robenson e Portelinha que passaram pela república nesses anos em que morei em São Carlos deixando a estadia na cidade muito mais divertida e agradável.

A todos os amigos do Departamento de Estruturas.

Aos meus amigos de São Bernardo e da Grande São Paulo.

Ao Alexandre Tattinho pela grande amizade, conhecimento e técnicas transmitidas nos treinos ao meio dia.

Aos amigos do Tattinho Jiu-Jistu Team.

Em especial à Priscila Iamashita pela amizade, paciência, carinho, apoio e incentivo em todas as horas.

Resumo

Higaki, B. E. (2009) **Análise teórica e experimental de vigas mistas de aço e concreto e laje com vigotas pré-moldadas e lajotas cerâmicas em um pavimento tipo**. 196 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

As vigas mistas de aço e concreto são elementos estruturais que resultam da associação de um perfil de aço laminado, formado a frio ou soldado, e de uma laje de concreto podendo esta ser moldada in loco, pré-fabricada ou com forma de aço incorporada. A construção de vigas mistas com laje de vigotas pré-moldadas de concreto não é prevista pela norma brasileira de dimensionamento de elementos de aço NBR 8800:2008 e poucos estudos foram realizados até o momento. Geralmente, os estudos realizados sobre vigas mistas são feitos em modelos compostos por perfil de aço e uma faixa de laje denominada largura efetiva. Neste trabalho foi desenvolvido um estudo teórico e experimental de vigas mistas fazendo parte de um pavimento tipo. O objetivo principal foi o estudo do comportamento das vigas mistas pertencentes a um pavimento tipo quando submetidas a diferentes tipos de carregamentos, distribuídos e concentrados, verificação da formação de fissuras na laje e a importância de considerar uma faixa de laje maciça na região da largura efetiva sobre as vigas. A análise numérica foi realizada utilizando o pacote comercial ANSYS e por meio das expressões de cálculo fornecidas pela norma brasileira de aço e adaptações para consideração da pré-laje de concreto. Os resultados mostraram um bom desempenho das vigas mistas comparadas com a resistência de cálculo de acordo com as expressões fornecidas pela norma para vigas mistas com pré-laje de concreto e a importância da execução de uma faixa maciça na região da largura efetiva.

Palavras chaves: Estrutura mista. Estrutura de aço. Pórtico.

Abstract

Higaki, B. E. (2009) **Theoretical and experimental analysis of composite steel and concrete beams and slabs made by precast elements with lattice and bricks on a frame.** 196 p. Dissertation (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

The composite steel and concrete beams are structural elements with results of association by a hot rolled, cold formed or welded steel beam and concrete slab which can be made in site, precast or with steel deck. The design of composite beams made with slab made with precast type lattice joist isn't anticipated by the Brazilian code and a few studies have been made up to now. Usually, the studies about composite beams are made with steel beam and a concrete's zone called a slab's effective width. In this work a theoretical and experimental studies were presented with a frame's composite beams. The aim of this work was investigate the behaviour when different loads, distributed and concentrated, were applied, find out if cracks appeared and the importance of design a solid slab on the effective width's regions. The theoretical analysis made using the code ANSYS v.10.0 and with expressions of Brazilian code for composite beams with precast slabs. The results have shown a good agreement with code's analytical models and the importance of design a solid slab on the effective width's regions.

Keyword: Composite structures. Steel structures. Frame

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	19
1.1	Considerações iniciais	19
1.2	Objetivo	20
1.3	Justificativa	21
1.4	Descrição dos capítulos	21
2.	ASPECTOS GERAIS	23
2.1	Considerações iniciais	23
2.2	Vigas mistas de aço e concreto	23
2.2.1	Comportamento estrutural	29
2.2.2	Largura efetiva	32
2.2.3	Vigas mistas biapoiadas	35
2.2.4	Vigas mistas contínuas e semi-contínuas.....	37
2.3	Lajes formadas por vigotas pré-moldadas treliçadas	39
2.3.1	Vigotas pré-moldadas treliçadas	42
2.4	Vigas mistas formadas por perfil de aço e laje de concreto pré-moldado.....	48
2.5	Armaduras de lajes	49
2.6	Fissuração em lajes	55
2.7	Estado limite de deformação excessiva	58
2.7.1	Elementos de concreto	58
2.7.2	Vigas mistas	61
2.8	Considerações finais	64
3.	ANÁLISE EXPERIMENTAL	65
3.1	Considerações iniciais	65
3.2	Descrição do modelo ensaiado	66
3.3	Esquema de ensaio	72
3.4	Instrumentação	82

3.5	Caracterização dos materiais	85
3.6	Considerações finais	88
4.	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	89
4.1	Considerações iniciais	89
4.2	Carregamento distribuído	90
4.3	Carregamentos concentrados	94
4.3.1	1ª Etapa de carregamento concentrado	95
4.3.2	2ª Etapa de carregamento concentrado	98
4.3.3	3ª Etapa de carregamento concentrado	101
4.3.4	4ª Etapa de carregamento concentrado	104
4.3.5	5ª Etapa de carregamento concentrado	106
4.3.6	6ª Etapa de carregamento concentrado	109
4.3.7	7ª Etapa de carregamento concentrado	113
4.3.8	8ª Etapa de carregamento concentrado	117
4.3.9	9ª Etapa de carregamento concentrado	123
4.4	Considerações finais	125
5.	MODELAGEM NUMÉRICA	127
5.1	Considerações iniciais	127
5.2	Elementos Finitos utilizados	128
5.2.1	<i>Solid65</i>	128
5.2.2	<i>Solid45</i>	128
5.2.3	<i>Target170 e Conta173</i>	129
5.3	Relações constitutivas	130
5.3.1	Aço dos perfis e armaduras	130
5.3.2	Laje de concreto	131
5.4	Definição da malha de elementos finitos	133
5.5	Condições de contorno e carregamento	135
5.6	Aspectos da análise não-linear	139
5.7	Resultados dos modelos numéricos	140

5.7.1	Deslocamento vertical 1ª a 7ª Etapas de carregamento concentrado	140
5.7.2	8ª Etapa de carregamento concentrado	145
5.7.3	9ª Etapa de carregamento concentrado (vigas apoiadas).....	150
5.8	Considerações finais	153
6.	Comparações de resultados	155
6.1	Considerações iniciais	155
6.2	Resultados analíticos X Resultados experimentais	155
6.3	Resultados experimentais X Resultados numéricos	162
6.4	Fissuração na Laje (carregamento distribuídos X carregamentos concentrados).....	170
6.5	Considerações finais	171
7.	Conclusões	173
	Referências Bibliográficas	177
	Apêndice A: Dimensionamento da Viga Mista	181

Introdução

1

1.1 – Considerações iniciais

Da associação entre os elementos de aço e de concreto na construção civil obteve-se os elementos estruturais misto de aço e concreto que tem sido amplamente utilizados nos últimos anos tanto no contexto mundial como no Brasil. Dentre suas principais utilizações pode-se citar a forma de vigas mistas, lajes mistas, colunas mistas em construções de edificações residenciais, comerciais, industriais e em pontes.

A associação de elementos de aço com lajes de concreto já é utilizada há algumas décadas. No início, o concreto e o aço eram dimensionados como elementos independentes, ou seja, os elementos de aço eram dimensionados para resistir a todos os carregamentos aplicados sobre a laje. O concreto também era utilizado em algumas estruturas apenas como uma proteção contra o fogo e a corrosão. O estudo e o desenvolvimento dos conectores de cisalhamento permitiram considerar a contribuição do concreto na resistência da estrutura.

Com o passar dos anos e o aumento do uso desses materiais em conjunto aumentaram também o número de pesquisas realizadas nesta área. As pesquisas realizadas inicialmente eram de caráter experimental, mas com a evolução dos computadores começaram a ser realizadas, também, pesquisas na área de análise

numérica. Os resultados obtidos nestas duas áreas, experimental e numérica, são confrontados e validados.

Tanto no Brasil quanto no mundo, este tipo de sistema estrutural é de grande atratividade devido às suas vantagens. Podemos citar além do aumento de resistência, uma maior rapidez na montagem e uma economia da construção. A possibilidade de poder levantar vigas e pilares de uma edificação sem que seja necessário um tempo de espera para cura e desforma do concreto para, então, se construir um próximo pavimento é um grande exemplo do ganho de tempo neste tipo de construção.

A busca por maior rapidez nas construções tem incentivado, no cenário nacional, uma maior utilização de vigas mistas com lajes pré-moldadas de concreto. Além das vantagens da utilização de perfis de aço citadas anteriormente, para a execução das lajes pré-moldadas há um número menor de formas utilizadas, além de um menor volume de concreto e quantidade de armaduras. Assim, é nítido o ganho de tempo quando são usados estes dois tipos de elementos.

1.2 - Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo contribuir com o estudo do comportamento de vigas mistas de aço e de concreto compostas por perfis de aço e laje de vigotas pré-moldadas pertencentes a um pavimento tipo. Os principais objetivos deste trabalho são:

- Estudar o comportamento de vigas mistas, pertencentes a um pórtico, formadas por laje de vigotas pré-moldadas treliçadas quando submetidas a diferentes tipos de carregamentos;
- Observar a propagação de fissuras para diferentes tipos de carregamentos (distribuídos e concentrados);

- Verificar a influência de momentos volventes na propagação das fissuras no pavimento tipo;
- Verificar a necessidade da execução de uma faixa maciça de concreto na laje ao longo das vigas metálicas;
- Realizar um estudo numérico das vigas mistas e comparar com os resultados obtidos experimentalmente.

1.3 – Justificativas

O modelo de laje constituída por vigotas pré-moldadas de concreto e lajota cerâmica é de grande utilização em construções no Brasil. A viga mista constituída por este tipo de laje e perfis de aço laminado não é prevista na norma brasileira e poucos estudos foram realizados até o momento.

Geralmente, as vigas mistas estudadas experimentalmente são compostas por um perfil de aço, conectores de cisalhamento e uma faixa maciça de laje, denominada largura efetiva. Neste trabalho o estudo da viga mista será feito em vigas pertencentes a um pórtico com carregamentos posicionados sobre a viga e no centro do vão da laje.

1.4 – Descrição dos capítulos

Este trabalho está dividido em sete capítulos, onde, as descrições dos ensaios realizados e desenvolvimentos dos modelos numéricos para o estudo da viga mista são detalhadas.

No capítulo 2 é feita uma breve revisão bibliográfica e são apresentados os principais conceitos referentes às vigas mistas, lajes pré-moldadas e vigas mistas formadas com lajes pré-moldadas.

O programa experimental desenvolvido é apresentado no capítulo 3. Nele estão descritas as características dos materiais usados, montagem, instrumentação e a metodologia adotada nos ensaios realizados. Os principais resultados são apresentados e discutidos no capítulo 4.

Os detalhes da modelagem numérica são apresentados no capítulo 5. Nele é feita a descrição dos elementos finitos utilizados, da geração da malha, das condições de contorno e dos carregamentos e modelos constitutivos utilizados. Neste capítulo, ainda, são apresentados e discutidos os principais resultados obtidos no estudo numérico.

No capítulo 6 foi feita a comparação e discussão dos resultados das análises experimentais, numéricas e analíticas realizadas.

Finalmente, no capítulo 7, as principais conclusões do trabalho são listadas.

Aspectos Gerais

2

2.1 – Considerações iniciais

Neste capítulo serão apresentados os conceitos gerais sobre as vigas mistas de aço e de concreto, as lajes pré-moldadas treliçadas e as vigas mistas de aço e concreto formadas por lajes pré-moldadas treliçadas. É apresentada, também, uma breve revisão bibliográfica sobre estes assuntos.

Uma revisão bibliográfica mais detalhada sobre o assunto vigas mistas de aço e concreto e seu dimensionamento já foi apresentada em trabalhos como Alva (2000) e Fabrizzi (2007). Em Droppa Jr. (1999) e em Flório (2004) a revisão bibliográfica apresentada aborda as lajes pré-moldadas treliçadas. As vigas mistas formadas por lajes pré-moldadas são abordadas em Oliveira (2001), David (2003), David (2007).

2.2 - Vigas mistas de aço e de concreto

As vigas mistas de aço e de concreto são elementos estruturais que resultam da associação de um perfil de aço laminado, formado a frio ou soldado, e de uma laje de concreto podendo esta ser moldada in loco, pré-fabricada ou com forma de aço incorporada. Esta

associação é muito vantajosa tendo em vista as propriedades do aço em resistir bem aos esforços de tração e do concreto em resistir aos esforços de compressão.

Em Malite (1990) cita-se que os primeiros estudos de elementos mistos foram realizados na Inglaterra no ano de 1914 quando a empresa Redpath Brow realizou uma série de ensaios em sistemas compostos para pisos.

Segundo Viest (1960), os estudos da viga mista começaram a ser realizados entre as décadas de 20 e 30. Nestes estudos buscou reproduzir apenas a aderência natural entre o aço e o concreto em vigas totalmente ou parcialmente embutidas no concreto.

Com o passar dos anos aumentou-se o interesse por esse tipo de sistema estrutural envolvendo o aço e o concreto. Aos poucos o concreto da viga foi sendo substituído por lajes de concreto apoiadas sobre a viga de aço e novas formas de aderência mecânica foram desenvolvidas.

No quadro 2.1 são apresentados alguns dos principais trabalhos experimentais e numéricos envolvendo vigas mistas desenvolvidos no Brasil e no mundo ao longo dos últimos 20 anos.

Quadro 2.1 – Panorama dos estudos realizados sobre vigas mistas no últimos 20 anos

Autor	Descrição
Malite (1990)	Apresentou os principais conceitos para o dimensionamento de vigas mistas.
Malite (1993)	Apresentou análise experimental em vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e conectores de cisalhamento de perfis formados a frio
Oliveira (2001)	Apresentou uma análise experimental de vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricas (pré-laje).
Tristão (2002)	Apresentou um estudo numérico do ensaio “push-out” de conectores tipo pino com cabeça e conectores tipo perfil U formado a frio e comparou com análises experimentais realizadas.
Amadio e	Propuseram uma nova avaliação da largura efetiva da laje em vigas mistas

Fragiocomo (2002)	biapoiadas.
David (2003)	Apresentou uma análise experimental de vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e laje pré-moldada de vigotas treliçadas e ensaios em conectores tipo U formados a frio.
Amadio <i>et al.</i> (2004)	Desenvolveram um estudo experimental para análise da largura efetiva de vigas mistas sob momentos positivos e negativos.
Figueiredo (2004)	Apresentou um estudo teórico e experimental do comportamento da ligação viga-pilar considerando a contribuição da laje.
Kirchhof (2004)	Desenvolveu um estudo numérico de vigas mistas simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.
Catai (2005)	Analisou o efeito da retração e fluência em vigas mistas.
Tristão (2006)	Realizou um estudo teórico e experimental de ligações mistas viga-pilar com cantoneiras de alma e assento.
Kotinda (2006)	Apresentou um estudo numérico de vigas mistas para o estudo da interface laje-viga.
Fuzihara (2006)	Apresentou os conceitos de dimensionamento de armaduras longitudinais e de costura em vigas mistas e o aparecimento de fissuras na laje.
Wang e Li (2007)	Desenvolveram uma análise experimental em uma estrutura formada por dois pórticos com 3 pilares e 2 vãos cada e laje com forma de aço incorporada.
Fabrizzi (2007)	Realizou um trabalho prático apresentando os procedimentos de dimensionamento de elementos mistos que compõem um edifício.
David (2007)	Realizou um estudo teórico experimental de vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e laje pré-moldada de vigotas treliçadas.

Nie <i>et al.</i> (2008)	Apresentou uma fórmula simplificada para o cálculo da largura efetiva para o estado limite último de vigas mistas submetidas a momentos positivos.
--------------------------	--

A figura 2.1 ilustra os tipos de vigas mistas mais usuais. Nesta figura podemos observar o esquema de alguns tipos de vigas mistas de aço e de concreto como o de uma viga mista com laje maciça de concreto - figura 2.1a, o esquema do sistema steel-deck - laje com forma de aço incorporada – figura 2.1b.

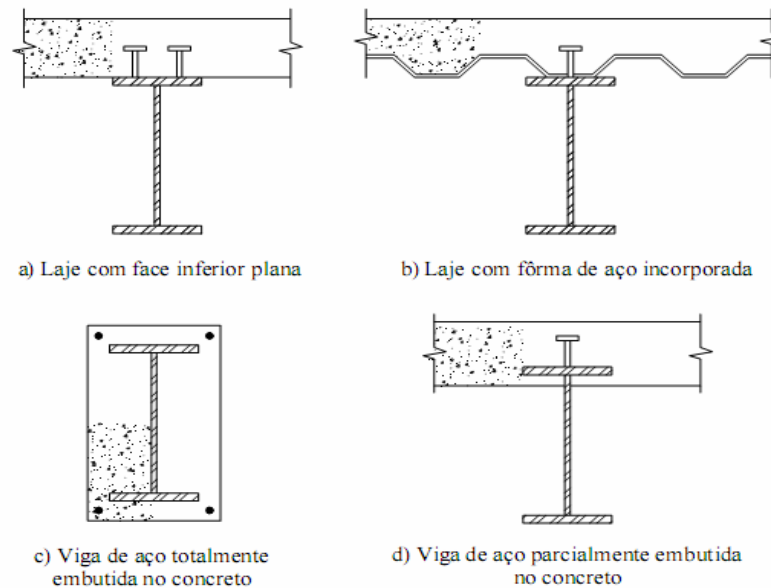


Figura 2.1– Tipos de vigas mistas mais usuais – MALITE (1990)

Para que os elementos estruturais aço e concreto sejam considerados como um sistema estrutural misto é necessário que ambos os materiais trabalhem como um único elemento. Isto é, um sistema é considerado misto quando os dois materiais conectados de forma apropriada se deformam como um único elemento. Não existindo esta conexão cada material deformará de forma independente. A figura 2.2 ilustra uma viga biapoiada e uma laje de concreto deformando de maneira isolada e se deformando em conjunto.

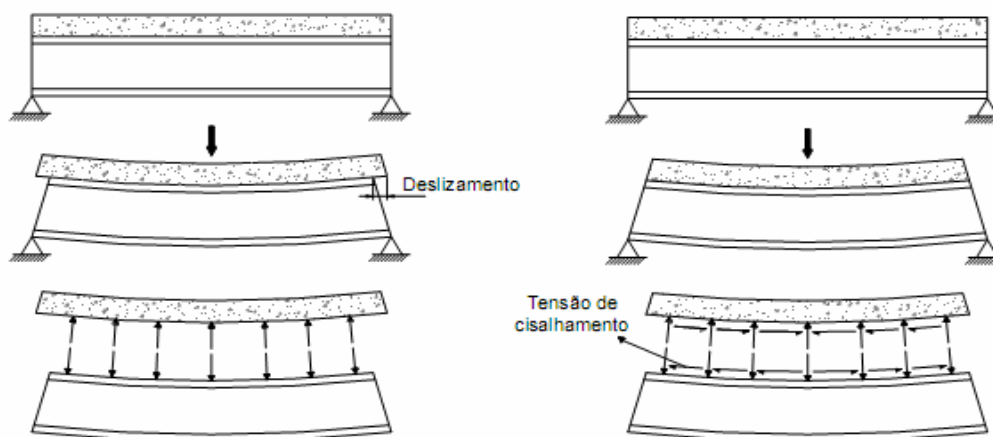


Figura 2.2 – Vigas mistas fletidas sem ação mista e com ação mista – DAVID (2007)

As principais forças responsáveis por tal ligação são as forças de cisalhamento criadas entre as superfícies da laje e da viga de aço. Outras forças existentes entre essas superfícies, como a aderência natural e as forças de atrito, geralmente, não são consideradas no dimensionamento das vigas mistas por serem vencidas com valores de carregamento muito pequenos. Portanto, o uso dos conectores de cisalhamento ou outro mecanismo que impeça o escorregamento do concreto é indispensável.

Estes conectores de cisalhamento têm como função transmitir as tensões de cisalhamento longitudinais entre as duas superfícies citadas anteriormente, além de resistir às forças verticais que tendem a separar a laje da viga (*uplift*). São utilizados os tipos mais variados de conectores sendo os mais usuais os do tipo pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio. A figura 2.3 ilustra os tipos de conectores mais comuns utilizados em vigas mistas.

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados em dois grupos: rígidos e flexíveis. Esta classificação está associada com a relação entre a força no conector e o escorregamento relativo entre aço e concreto, que surge em resposta ao fluxo de cisalhamento longitudinal gerado pela transferência de forças entre laje de concreto e perfil de aço.

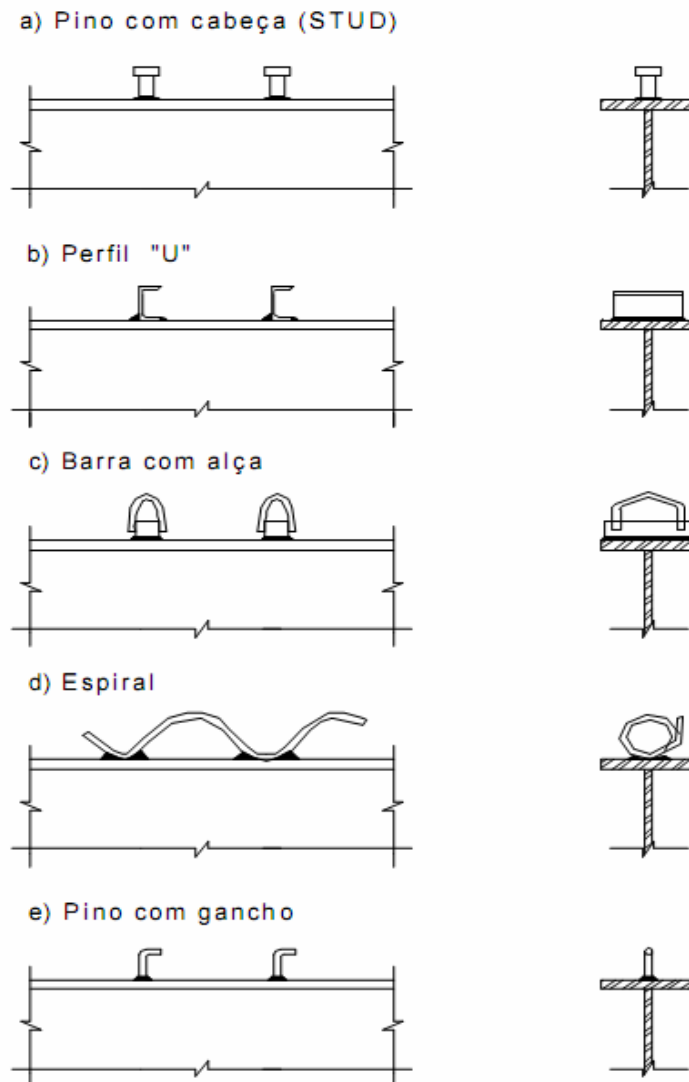


Figura 2.3 – Tipos de conectores de cisalhamento mais usuais – MALITE (1990)

Durante a fase elástica, o comportamento da viga mista não é afetado pela ductibilidade dos conectores. Porém, na fase pós-elástica, um conector flexível quando carregado pode continuar a se deformar mesmo quando atingida sua resistência máxima. Com isso, é possível a redistribuição do fluxo de cisalhamento para os conectores mais próximos e assim permitir que todos os conectores sejam solicitados até que atinjam sua resistência máxima. Assim, a ruptura dos conectores flexíveis é do tipo dúctil. A figura 2.4 ilustra esta relação e pode-se observar o comportamento dúctil dos conectores flexíveis.

Desta maneira, utilizando conectores flexíveis é possível dimensionar a viga mista espaçando-os igualmente ao longo da viga sem que haja comprometimento na resistência da viga.

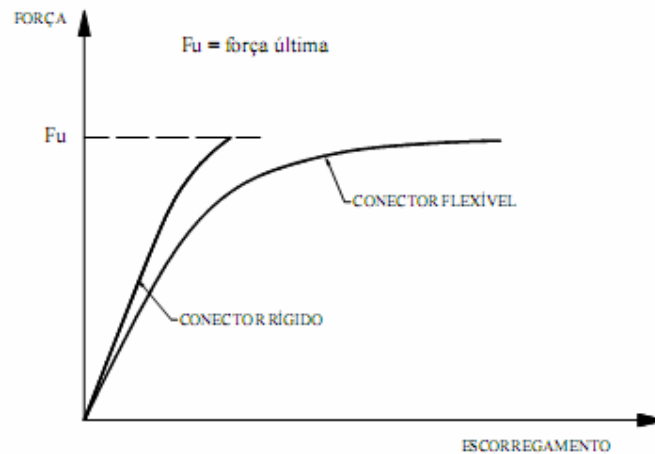


Figura 2.4 – Tipos Curva força x Escorregamento de conectores – ALVA (2000)

2.2.1 – Comportamento estrutural

O grau de interação das vigas mistas está relacionado com o deslizamento relativo entre a laje de concreto e o perfil de aço. Quando não há nenhuma ligação ou atrito entre os dois materiais cada elemento se deformará de maneira independente, ocorrendo, então, a formação de duas linhas neutras uma no perfil de aço e outra na laje de concreto. Essa situação é conhecida como interação nula.

Se os elementos são ligados por conectores de cisalhamento de forma que não haja escorregamento relativo e nem deslocamento vertical (entre o aço e o concreto), então estes se deformam de maneira conjunta e pode-se considerar que as seções planas permanecem planas após a deformação. Nesta situação, chamada de interação completa, ocorre o aparecimento de apenas uma linha neutra.

Pode ocorrer também uma situação intermediária em que o grau de interação não é suficiente para garantir que não haja nenhum escorregamento relativo. Neste caso há a formação de duas linhas neutras dependentes. A posição destas duas linhas neutras é determinada pelo grau de interação entre o aço e o concreto.

A figura 2.5 ilustra as três situações possíveis de interação e o aparecimento das linhas neutras em cada condição.

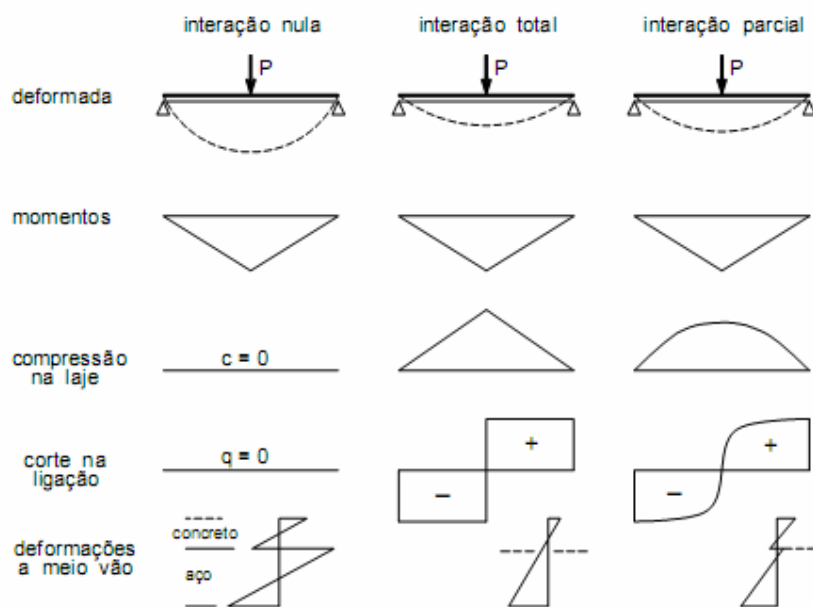


Figura 2.5 – Interação entre o aço e o concreto no comportamento de vigas mistas – MALITE (1990)

Outro conceito muito importante no dimensionamento de vigas mistas é o grau de conexão que é definido pela relação entre a somatória da resistência individual dos conectores e a resultante do fluxo de cisalhamento V_h da interação completa. O grau de conexão está relacionado com a capacidade da viga mista atingir o máximo momento fletor resistente sem que ocorra a ruptura dos conectores de cisalhamento ou do concreto próximo ao conector. Neste caso a somatória da resistência dos conectores de cisalhamento deverá ser maior do que as resultantes obtidas na laje de concreto e na viga de aço.

Se o número de conectores for pequeno e a soma de suas resistências for menor do que ambas as resultantes obtidas na laje de concreto e na viga de aço será caracterizada a conexão parcial e a resistência ao momento fletor da viga mista será controlada pelo grau de conexão.

Segundo Malite (1990) pode ocorrer algum deslizamento relativo mesmo no caso de conexão completa, porém o termo interação completa é utilizado, pois, entende-se que este deslizamento relativo pode ser desprezado.

O processo construtivo também influencia no dimensionamento da viga mista. Neste caso, duas situações são possíveis: o sistema escorado (figura 2.6) e o sistema não escorado (figura 2.7). No sistema escorado, a laje deve ser escorada até que o concreto atinja resistência suficiente para que possa trabalhar em conjunto com o aço. Neste método, os deslocamentos e as tensões de serviço são menores do que no caso de uma construção não escorada devido à rigidez e à resistência do sistema misto.

No caso da escolha de não utilizar escoramento durante a concretagem da laje, as vigas de aço deverão suportar todo o peso próprio do concreto e as sobrecargas de construção devido ao concreto não apresentar nenhuma resistência antes da cura.

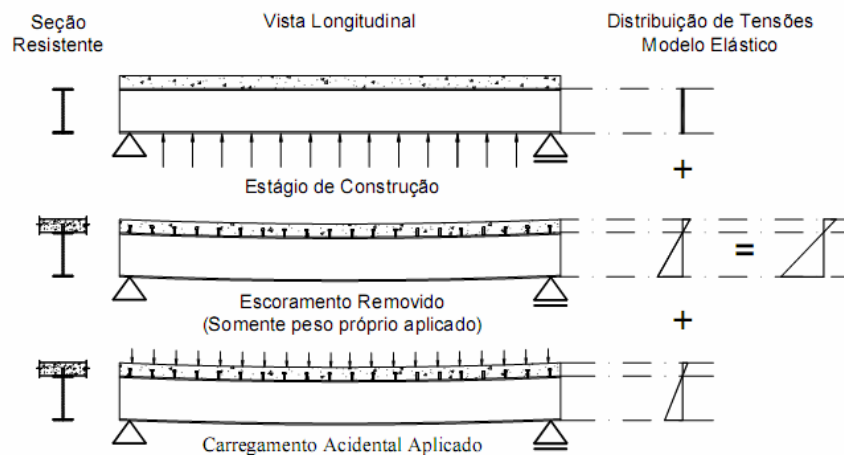


Figura 2.6 – Vigas mistas escoradas – FABRIZZI (2007)

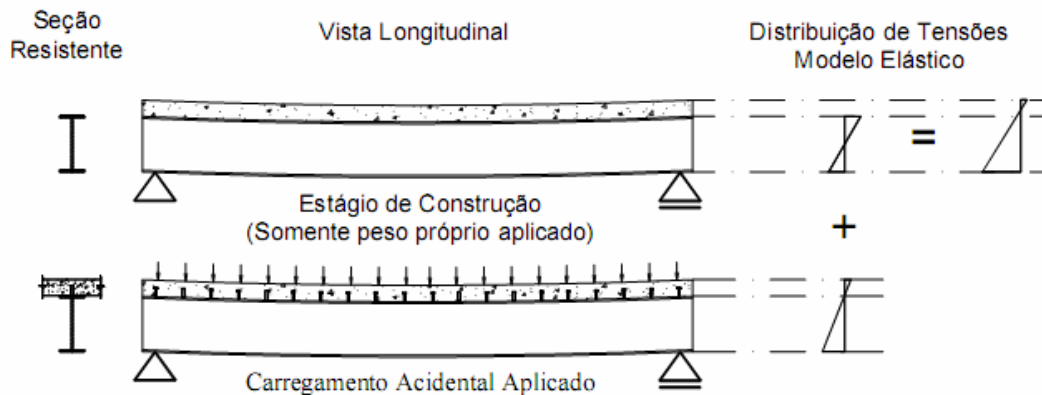


Figura 2.7 – Vigas mistas não escoradas – FABRIZZI (2007)

2.2.2 – Largura efetiva

A determinação da largura efetiva é o passo inicial do dimensionamento de vigas mistas. As tensões de cisalhamento presentes na laje não permitem que as seções planas permaneçam planas causando uma distribuição não uniforme de tensões sobre a laje, conhecido como fenômeno “shear-lag”.

Como não se pode considerar a largura total da laje contribuindo na resistência ao momento fletor das vigas mistas utiliza-se, então, uma largura fictícia reduzida onde a tensão pode ser considerada uniforme.

Segundo Castro (2007) os estudos da largura efetiva começaram nos anos 60 com estudos de placas apoiadas sobre vigas e os conceitos foram aplicados para as vigas mistas. Nesta época, também foram desenvolvidas soluções analíticas para o cálculo de vigas mistas simplesmente apoiadas variando alguns parâmetros geométricos. Anos depois, os estudos estenderam-se utilizando o método dos elementos finitos para as vigas em regime elástico.

A largura efetiva é definida como sendo uma largura fictícia que, multiplicada pela máxima tensão atuante na laje de concreto, nos fornece a mesma resultante da distribuição real de tensões. Na figura 2.8 pode-se observar o fenômeno “shear-lag” de forma simplificada.

De maneira simplificada a largura efetiva pode ser calculada como:

$$b = \frac{\sigma_{med}}{\sigma_{max}} \cdot \frac{B}{2} \quad (1)$$

sendo:

σ_{med} a tensão média atuante na largura da laje;

σ_{max} a tensão máxima atuante na largura efetiva da laje que produza resultante igual a distribuição real das tensões sobre a laje;

B a largura real da laje de concreto.

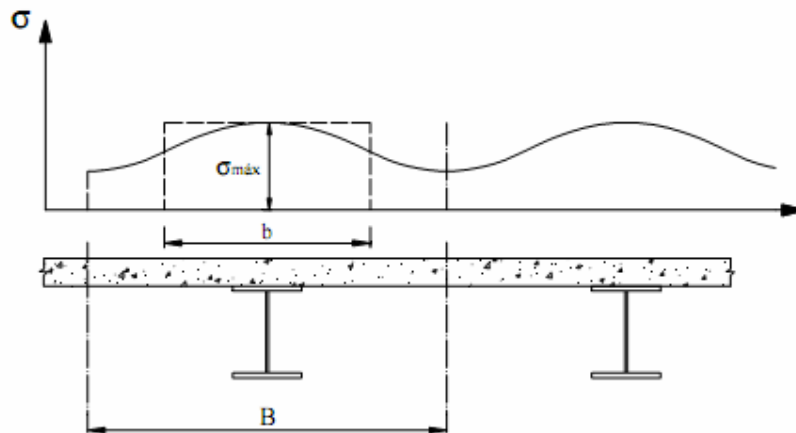


Figura 2.8 – Distribuições das tensões longitudinais na laje considerando o efeito “Shear-Lag” – ALVA (2000)

A determinação da largura efetiva “exata” depende de diversos fatores como condição de apoio, carregamento e distribuição de momentos, razão entre espessura da laje e altura da viga, armadura presente na laje, vão da viga, além do cálculo ser muito trabalhoso e inviável em termos de projeto. Para resolver este problema as normas fornecem recomendações simplificadas para o cálculo, levando em consideração o efeito “shear-lag”. Estas simplificações são feitas adotando a análise elástica.

A NBR 8800:2008 recomenda para o cálculo da largura efetiva:

Vigas mistas biapoiadas

A largura efetiva da laje de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista considerado entre a linha de centro dos apoios;
- metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e linha de centro da viga adjacente;
- distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço;

Vigas mistas contínuas ou semi-contínuas

As larguras efetivas para vigas mistas contínuas ou semi-contínuas podem ser calculadas de acordo com o caso de vigas simplesmente apoiadas, tomando como valores no lugar do vão da viga, as distâncias entre pontos de momento nulo, figura 2.9. Admite-se, simplificada, a adoção dos seguintes valores para tais distâncias:

- nas regiões de momento positivo:
 - 4/5 da distância entre apoios, para vãos externos
 - 7/10 da distância entre apoios, para vãos internos
- nas regiões de momento negativo:
 - 1/4 da soma de vãos adjacentes

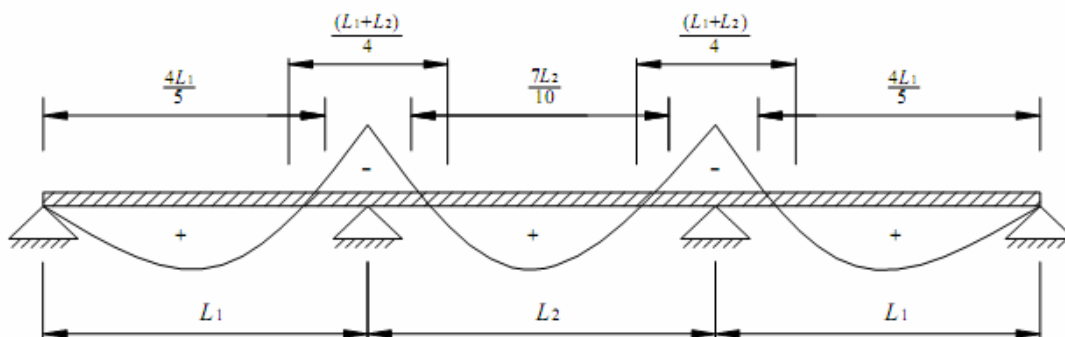


Figura 2.9 – Pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semi-contínua – NBR 8800 (2008)

2.2.3 – Vigas mistas biapoiadas

Nas vigas mistas biapoiadas os materiais aço e concreto são solicitados de maneira mais adequada, ou seja, o concreto sofre compressão e a viga de aço tração.

Segundo Johnson (1994), as vigas mistas biapoiadas apresentam as seguintes vantagens quando comparadas com as vigas mistas contínuas:

- apenas uma pequena parte da alma fica comprimida e a mesa comprimida é travada pela laje de concreto, assim a resistência da viga não é limitada pela flambagem global ou local do perfil de aço;
- a alma fica sujeita a estados de tensões menos severos; torna-se maior a possibilidade de executar furos para a passagem de dutos sem danos estruturais significativos;
- os momentos fletores e as forças cortantes são estaticamente determinados e não são influenciados pela fissuração, retração ou deformação lenta do concreto;
- não há interação entre o comportamento de vãos adjacentes;
- a fissuração do concreto é menor, já que está sujeito a tração apenas nos apoios (devido a continuidade);
- a análise estrutural e o dimensionamento são rápidos e simples.

A NBR 8800:2008 fornece expressões para análise e dimensionamento de vigas mistas divididas em:

- método elástico simplificado
- método plástico

O método elástico simplificado pode ser utilizado tanto para realizar verificações do estado limite último como verificações do estado limite de serviço. Esta análise utiliza as

propriedades elásticas das seções transformadas e é necessário que o limite de escoamento da viga de aço e das armaduras não seja atingido. A norma brasileira recomenda esta análise para situações de serviço onde as tensões estão abaixo do limite de proporcionalidade dos materiais já que é uma análise mais conservadora do que a análise plástica.

Já o método plástico considera a resistência última dos materiais e é utilizado para a determinação do momento resistente último da seção.

A NBR 8800:2008 apresenta os métodos de cálculo para a resistência das vigas mistas dividindo em classes de seções de acordo com a relação altura/espessura da alma. Estas divisões são:

- seções compactas ($h/t_w \leq 3,6\sqrt{E/f_y}$)
- seções semi-compactas ($3,6\sqrt{E/f_y} \leq h/t_w \leq 5,7\sqrt{E/f_y}$)

A norma brasileira não recomenda o dimensionamento de vigas mistas com seções esbeltas ($5,7\sqrt{E/f_y} \leq h/t_w$).

As vigas mistas de seções compactas são dimensionadas no regime plástico onde se considera plastificação total das seções e despreza-se o concreto tracionado. Esta análise só poderá ser feita em casos onde não ocorram instabilidade local ou global. Geralmente as vigas mistas biapoiadas possuem a mesa superior contida pela laje de concreto, portanto não ocorre a flambagem lateral com torção (FLT) e a flambagem local da mesa (FLM). Sendo assim é necessário verificar apenas a seção quanto à flambagem local da alma (FLM).

Nesta análise podem ocorrer três situações:

- interação completa e linha neutra na laje de concreto
- interação completa e linha neutra na viga de aço
- interação parcial

Para as vigas mistas de seções semi-compactas o dimensionamento para o momento fletor resistente deve ser calculado em regime elástico.

2.2.4 – Vigas mistas contínuas e semi-contínuas

As vigas mistas contínuas são definidas como vigas que possuem apoios intermediários como vigas ou pilares que fazem parte do sistema estrutural. Estas vigas podem ser contínuas sobre os apoios ou ligadas ao perfil do vão adjacente por meio de ligações rígidas e de resistência total.

Segundo Johnson (1994) o sistema contínuo ou semi-contínuo possui as seguintes vantagens em relação ao sistema simplesmente apoiado:

- para um dado limite de flecha, podem ser usadas maiores relações vão/altura da seção;
- a fissuração da superfície superior do concreto pode ser controlada de forma mais adequada, melhorando o desempenho de pisos com acabamentos rígidos;
- o sistema é menos suscetível a vibrações causadas pelo movimento de pessoas;

E as seguintes desvantagens:

- cálculo mais elaborado do que em sistemas simplesmente apoiados;
- ações de carregamentos em um vão causam efeitos em vãos adjacentes;
- a fissuração é influenciada pelo método construtivo, efeitos de temperatura e retração;

Nas regiões de momento positivo, o dimensionamento das vigas mistas é idêntico ao das vigas mistas biapoiadas.

Nas regiões de momento negativo podem ocorrer instabilidades antes de ser atingida a resistência última da viga mista, pois a área comprimida da viga de aço não está restringida pela laje de concreto. Estas instabilidades podem ser:

- flambagem local da mesa (FLM)
- flambagem local da alma (FLA)
- flambagem lateral com distorção

A flambagem lateral com torção não ocorre em vigas mistas sob o momento fletor positivo pois a mesa superior está restringida pela laje de concreto. Porém, em regiões de momentos negativos, pode ocorrer a flambagem lateral com distorção como dito anteriormente. Este modo de instabilidade ocorre pelo fato da mesa inferior, que está comprimida, ser restringida apenas pela alma da viga que não tem rigidez suficiente para contê-la podendo ocorrer um deslocamento lateral. A figura 2.10 ilustra este fenômeno.

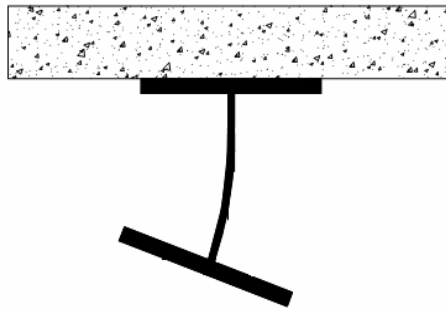


Figura 2.10 – Deformação por flambagem lateral com distorção

No dimensionamento não é considerada a contribuição da resistência da laje de concreto, sendo considerado apenas a área do perfil de aço e área das armaduras longitudinais existente na largura efetiva, como mostrado na figura 2.11.

O cálculo da resistência última pode ser realizado considerando as propriedades plásticas da seção mista para perfis de seções compactas. A NBR 8800:2008 exige ainda que

a mesa tenha uma relação largura/espessura inferior a $0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}}$ e a relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma menos duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma, nos perfis laminados e a espessura desse elemento não seja superior a $3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}}$.

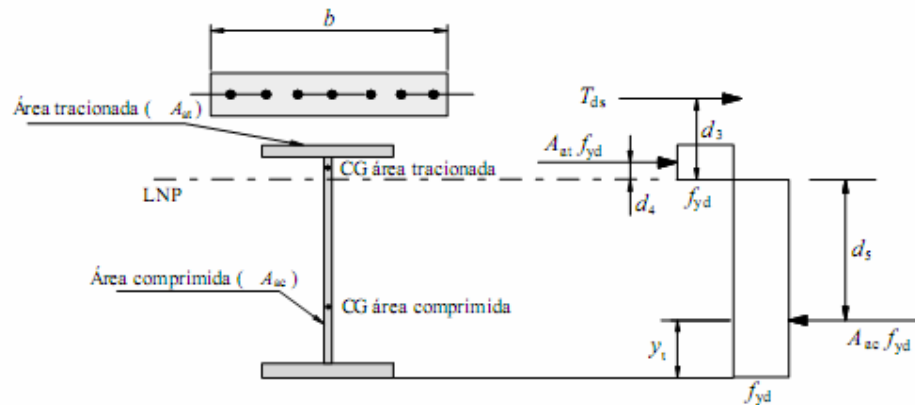


Figura 2.11 – Distribuição de tensões para momento fletor negativo – NBR 8800:2008

Neste caso podem ocorrer três situações:

- Linha neutra plástica na mesa do perfil
- Linha neutra plástica na alma do perfil
- Linha neutra plástica na linha das armaduras da laje de concreto

Se alguma das condições exigidas para que se considere as propriedades plásticas não for atendida, o dimensionamento deverá ser feito utilizando as propriedades elásticas da seção.

2.3 – Lajes formadas por vigotas pré-moldadas treliçadas

A norma brasileira de dimensionamento de concreto armado define as lajes nervuradas como lajes moldadas no local com ou sem nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material

inerte. Neste trabalho, a nervura pré-moldada a que o texto da norma se refere será tratada como vigota pré-moldada.

A busca por uma construção cada vez mais econômica e mais rápida vem propiciando aumento do uso de lajes pré-moldadas de concreto no país. A utilização de vãos cada vez maiores tem se tornado freqüente e o dimensionamento de lajes maciças, nestes casos, conduz a espessuras maiores do que o usual, tornando a estrutura mais cara, pois grande parte da resistência da estrutura será para suportar o peso próprio.

Desta forma, as lajes de vigotas pré-moldadas são uma alternativa às lajes maciças. Estas lajes são compostas por vigotas pré-moldadas, e se houver, concreto moldado no local também chamado de capa, cuja função é garantir a distribuição de esforços atuantes no elemento, aumentar sua resistência à flexão e nivelar o piso. As vigotas são espaçadas igualmente de acordo com a largura do material de enchimento. Este material de enchimento não possui nenhuma função estrutural servindo apenas para eliminar o concreto na área tracionada da laje.

As vigotas pré-moldadas são definidas, segundo a NBR 14859:2002, norma brasileira de lajes pré-fabricadas, como elementos estruturais constituídas por concreto estrutural, executadas industrialmente fora do local de utilização definitivo da estrutura, ou mesmo em canteiros de obra, sob rigorosas condições de controle de qualidade. Englobam total ou parcialmente a armadura inferior de tração, integrando parcialmente a seção de concreto da nervura longitudinal.

No Brasil, as vigotas pré-moldadas de concreto podem ser dos seguintes tipos:

- vigotas de concreto armado (VC): com a seção transversal formando aproximadamente um T invertido, com armadura passiva totalmente envolvida pelo concreto

- vigotas de concreto protendido (VP): com a seção transversal formando aproximadamente um T invertido com armadura de protensão pré-tracionada totalmente envolvida pelo concreto
- vigotas treliçadas (VT): formadas por armaduras treliçadas e base de concreto que envolve as barras inferiores da treliça.

A figura 2.12 ilustra os três tipos de vigotas pré-moldadas utilizados no Brasil.

As vigotas são fabricadas no tamanho desejado no projeto e normalmente usadas para vencer vãos de até 5 metros no caso das vigotas de concreto armado e até 10 metros nos casos das vigotas protendidas e treliçadas. Com o uso desse tipo de laje pode-se vencer vãos maiores que os usuais, porém, as verificações dos estados limites de serviço devem ser feitas rigorosamente.

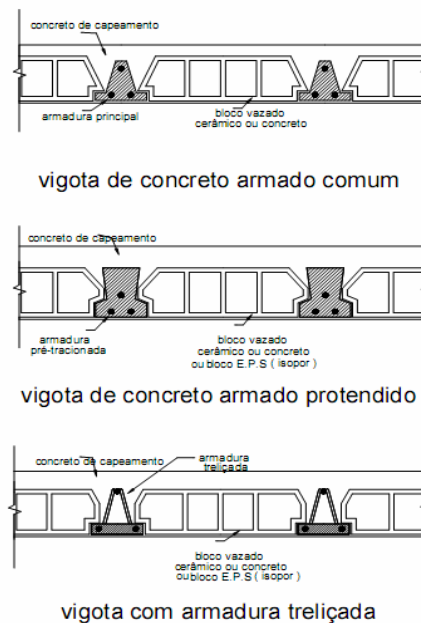


Figura 2.12 – Tipos de vigotas pré-moldadas - DROPPA JÚNIOR (1999)

Quando comparada às lajes maciças, as lajes de vigotas pré-moldadas possuem um peso próprio bem menor pois são dimensionadas excluindo o concreto posicionado abaixo da linha neutra. Este é substituído por um material de enchimento, de peso próprio baixo, como o

poliestireno expandido (EPS) ou lajotas cerâmicas, podendo ser maciço ou vazado e são desconsiderados como resistentes no cálculo da resistência e rigidez da laje.

Além de reduzir o peso próprio, outras vantagens que podem ser citadas do uso desse tipo laje são a economia no uso de formas e escoramento, redução da mão de obra no local e possibilitar maior rapidez na execução.

2.3.1 – Vigotas pré-moldadas treliçadas

As armaduras das vigotas treliçadas são formadas por barras de aço solidarizadas pelo sistema de solda por eletrofusão em alguns pontos, de modo a formar duas treliças unidas pelo vértice.

O comprimento padrão das vigotas treliçadas é de 8, 10 e 12 metros, com altura variando entre 80 e 250 mm. As treliças das armaduras são classificadas de acordo com sua altura (H) e bitola das armaduras dos banzos superior (BS), inferior (BI) e das diagonais (D). A tabela 2.1 mostra as dimensões usuais das armaduras treliçadas. Estas armaduras podem ser designadas mediante outros códigos dependendo da empresa fabricante.

Se necessário, as vigotas treliçadas podem ser encomendadas com armaduras adicionais, especificadas pelo projetista, na base de concreto sem que ocorram dificuldades adicionais durante a fabricação. Estas armaduras adicionais podem ser compostas por barras de aço do mesmo tipo das utilizadas nas treliças, podendo ser CA-50 ou CA-60, figura 2.13.

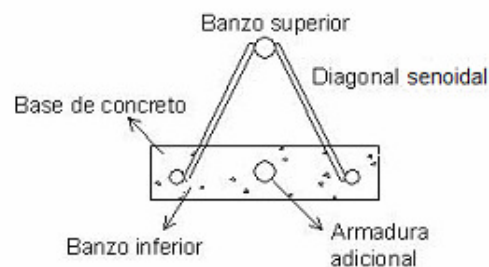


Figura 2.13 – Seção transversal da vigota treliçada – DAVID (2007)

Tabela 2.1 – Tipos de vigotas treliçadas usuais – Fonte: Catálogo Gerdau

Designação	Peso	Altura	Banzo Superior	Banzo Inferior	Diagonais
Gerdau	(Kg/m)	(cm)	(mm)	(cm)	(cm)
TG 8 L	0,735	8	6	4,2	4,2
TG 8 M	0,821	8	6	5	4,2
TG 12 M	0,886	12	6	5	4,2
TG 12 R	1,016	12	6	6	4,2
TG 16 L	1,032	16	6	5	4,2
TG 16 M	1,084	16	6	6	4,2
TG 16 R	1,168	16	7	6	4,2
TG 20 L	1,111	20	7	5	4,2
TG 20 R	1,446	20	7	6	5
TG 25 L	1,602	25	7	6	5
TG 25 R	1,855	25	8	7	5

Os principais parâmetros que definem o projeto das lajes são, figura 2.14:

- Vão a ser vencido;
- Sobrecarga (carga/área)
- Cargas lineares ou pontuais (paredes de alvenaria)
- Altura total da laje (h)
- Espessura da capa de concreto (h_c)
- Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck})
- Intereixo de nervuras (i)
- Largura da nervura (b_v)
- Tipo de material de enchimento
- Altura da vigota treliçada (h_e)

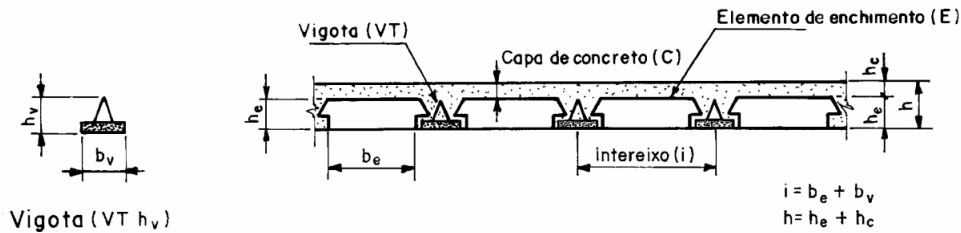


Figura 2.14 – Dimensões principais das lajes pré-moldadas – NBR 14859-1:2002

A NBR 6118:2003 recomenda para as lajes nervuradas:

- a espessura da mesa, quando não houver tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre nervuras e não menor do que 3 cm;
- o valor mínimo absoluto deve ser 4 cm quando não houver tubulações embutidas de diâmetro máximo 12,5 cm;
- a espessura da nervura não deve ser inferior a 5 cm;
- nervuras com espessura menor que 8 cm não devem conter armadura de compressão;
- para lajes com espaçamento entre eixo de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação de flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento na região da nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- para lajes com espaçamento entre eixo de nervuras com distâncias entre 65cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas, permite esta verificação como lajes se o espaçamento entre eixos da nervura for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;

- para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior do que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

As lajes treliçadas podem ser classificadas em unidirecionais e bidirecionais. As lajes unidimensionais são constituídas por nervuras principais longitudinais (vigotas treliçadas) disposta em uma única direção, figura 2.15a. Ainda se empregadas, nestas lajes, nervuras de travamento perpendiculares às nervuras principais, estas ainda continuarão sendo classificadas como unidirecionais.

As lajes bidirecionais são compostas por nervuras em duas direções ortogonais entre si. São compostas por nervuras principais em uma direção e nervuras transversais na outra direção, figura 2.15b.



Figura 2.15a – Laje unidirecional



Figura 2.15b – Laje bidirecional

Fonte: www.valecorrea.com.br acesso em abril de 2008

Como dito anteriormente o material de enchimento é desconsiderado no cálculo da resistência da laje, ou seja, não possui função estrutural. Eles são pré-fabricados com materiais inertes diversos, leves, podem ser maciços ou vazados e devem ser suficientemente rígidos para não produzirem danos ao concreto e às armaduras. Devido a essa condição, a

NBR 14859:2002 recomenda que estes materiais devam ter resistência característica à carga mínima de 1,0 kN para suportar esforços de trabalho durante a montagem.

Para padronizar as alturas das lajes, dos materiais de enchimento, e da espessura mínima para a capa de concreto a NBR 14859:2002 apresenta as tabelas 2.2 e 2.3.

Tabela 2.2 – Altura total da laje em função das alturas padronizadas dos materiais de enchimento

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

Tabela 2.3 – Espessura mínima da capa de concreto em função da altura total da laje

Altura total da laje (cm)	10	11	12	13	14	16	17	20	21	24	25	29	30	34
Espessura mínima da capa resistente (cm)	3	3	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5

Em Flório (2004) são descritas as seguintes etapas de execução de uma laje de vigotas pré-moldadas:

1ª etapa – nivelamento e acerto do piso que servirá como base para a execução do escoramento. É nesta fase que serão executadas as contra-flechas, se necessário.

2ª etapa – transporte e colocação das nervuras, usando os próprios blocos de enchimento como gabarito e colocando-os nas extremidades das vigotas, garantindo o espaçamento entre elas.

3ª etapa – após a colocação dos blocos de enchimento inicia-se a colocação da tubulação elétrica e caixa de passagem.

4ª etapa – colocação das armaduras de distribuição e negativas, respeitando a indicação do projetista (bitola, quantidade, posição), a armadura negativa deve ser apoiada e

amarrada sobre a armadura de distribuição (esta colocada transversalmente às vigotas principais). Devem ser tomados cuidados adicionais nesta etapa e durante a etapa da concretagem da capa para que as armaduras permaneçam na posição indicada no projeto.

5ª etapa – limpeza da interface entre as nervuras e o concreto a ser lançado, retirando areia, pó, terra, óleo ou qualquer outra substância que possa prejudicar a transferência de cisalhamento pela superfície de contato. Deve ser feito sempre o umedecimento da interface antes da concretagem.

6ª etapa – concretagem da capa de concreto tomando os seguintes cuidados:

- colocar passadiços de madeira para evitar que o material de enchimento se rompa permitindo o vazamento do concreto;
- molhar adequadamente a superfície da laje antes de lançar o concreto;
- adensar suficientemente o concreto para que ele penetre nas juntas entre as vigotas e os materiais de enchimento;
- efetuar uma boa cura, molhando a superfície da capa de concreto.

7ª etapa – retirada do escoramento, esta deve ser feita após o concreto adquirir resistência suficiente. Quando houver múltiplos pavimentos, a retirada do escoramento do piso inferior não deve ser feita antes do término do piso superior. É importante verificar se o próximo piso a ser concretado não aplicará um carregamento excessivo no piso inferior através do escoramento.

Como dito anteriormente, as lajes pré-moldadas se tornaram muito utilizadas devido às vantagens apresentadas, como por exemplo, rapidez na execução e a redução de custos por substituir o concreto da parte tracionada da laje por material de enchimento sem função estrutural.

A norma brasileira de lajes pré-fabricadas apresenta poucas recomendações sobre o dimensionamento deste tipo de laje. As verificações dos estados limites devem, portanto, ser feitas de acordo com a NBR 6118:2003, norma brasileira de concreto armado.

2.4 – Vigas mistas formadas por perfil de aço e laje de concreto pré moldado

Um outro tipo de viga mista que começou a ser muito utilizado no Brasil é a viga mista de aço e de concreto constituída de perfil metálico e laje formada por vigotas pré-moldadas e material de enchimento.

Na figura 2.16 podemos observar um esquema de viga mista formado por perfil metálico, conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça e laje de concreto constituída por vigotas pré-moldadas.

A NBR 8800:2008 não apresenta nenhuma recomendação sobre a utilização de vigas mistas com lajes pré-moldadas. O dimensionamento e as verificações dos estados limites devem ser feitos com as recomendações da norma para vigas mistas formadas por lajes maciças ou com pré laje.

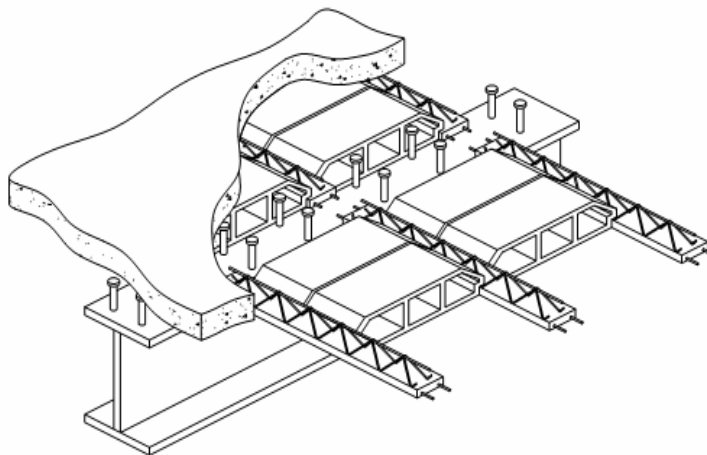


Figura 2.16 – Viga mista formado por laje de vigotas pré-moldadas – MALITE (1990)

Segundo Fabrizzi (2007), quando utilizada viga mista com laje de concreto pré-moldada a largura efetiva da laje é definida pela faixa de concreto maciça moldada ao longo do perfil. A figura 2.17 ilustra o esquema da largura efetiva considerada neste tipo de viga mista.

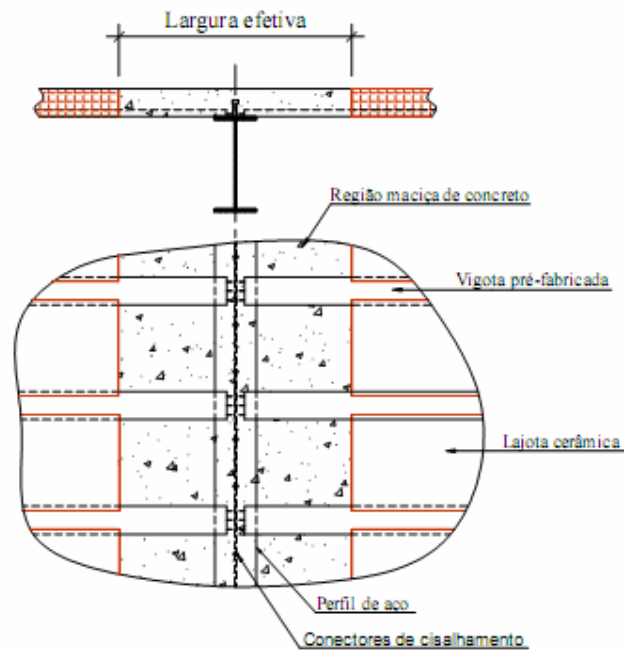


Figura 2.17 – Largura efetiva considerada em vigas mistas com laje pré-moldada – FABRIZZI (2007)

Este sistema estrutural procurou unir a rapidez para a execução dos elementos de aço e das lajes pré-moldadas. É um sistema que vem ganhando espaço nas construções no país, embora a norma brasileira de aço não preveja seu uso. Com o aumento do uso, deve também aumentar o número de estudos, tanto numérico como experimental, de tal assunto, para que a resistência do conjunto seja melhor aproveitada.

2.5 – Armaduras de Laje

O cálculo das armaduras das lajes em vigas mistas de aço e de concreto é feito de maneira análoga à de lajes de concreto armado. Além das armaduras para momentos positivos,

negativos e armaduras de canto deve-se projetar uma armadura transversal na região de interface dos materiais chamada de armadura de costura.

Para lajes de vigotas treliçadas pode ser necessário o uso de armaduras adicionais que, de acordo com a NBR 14859-1:2002, podem ser:

- longitudinal (S_{ct}): armadura admissível em lajes treliçadas, quando da impossibilidade de integrar na vigota treliçada toda a armadura passiva inferior de tração (S_{ct}) necessária;
- transversal (S_T): armadura que compõe a armadura das nervuras transversais (NT);
- de distribuição (S_d): armadura posicionada na capa nas direções transversal e longitudinal, quando necessária, para a distribuição das tensões oriundas de cargas concentradas para o controle da fissuração;
- superior de tração (S_{st}): armadura disposta sobre os apoios nas extremidades das vigotas, no mesmo alinhamento das nervuras longitudinais (NL) e posicionada na capa. Proporciona a continuidade das nervuras longitudinais (NL) com o restante da estrutura, o combate à fissuração e a resistência ao momento fletor negativo, de acordo com o projeto da laje.

Hoje, para a execução dos cálculos de lajes tem-se à disposição recursos computacionais avançados capazes de fornecer resultados com alta precisão. Há pouco tempo não era possível contar com estas ferramentas, então, se recorria a simplificações de cálculo como, por exemplo, considerar as lajes apoiadas sobre vigas rígidas. Embora a utilização desses recursos computacionais seja mais freqüente, ainda existe um padrão a ser seguido para os resultados obtidos que se baseiam em teorias simplificadas.

Nas situações reais, as lajes de edifícios não são apoiadas em vigas rígidas como adotado nos modelos simplificados e sim em vigas flexíveis. Esta flexibilidade dos apoios

altera a deformação das lajes e, conseqüentemente, as reações de apoios e esforços internos. Portanto, deve-se considerar a flexibilidade dos apoios para o dimensionamento das armaduras negativas e armaduras de costura.

De acordo com Fuzihara (2004), quando as bordas das lajes forem garantidas da impossibilidade de levantamento com, por exemplo, conectores que impeçam o deslocamento vertical surgirão, na região dos cantos, momentos principais negativos, m_1 , na direção da bissetriz do ângulo (tração na face superior da laje) e momentos principais positivos m_2 , na direção perpendicular àquela (tração na face inferior da laje). Seu valor máximo é igual a m_{xy} , denominado momento volvente que é um momento direcional, porque determina a direção e a mudança de direção dos momentos principais (figura 2.18).

Para uma melhor eficiência das armaduras de canto, as barras deveriam se posicionar acompanhando os ângulos de m_1 (45°) e m_2 (135°), com a armadura superior fazendo um ângulo de 45° e a armadura inferior fazendo um ângulo de 135° . Porém, esta disposição de armaduras não é muito usual devido às barras ficarem com tamanhos diferentes e por serem posicionadas sob ou sobre a armadura principal, aumentando o custo da mão de obra.

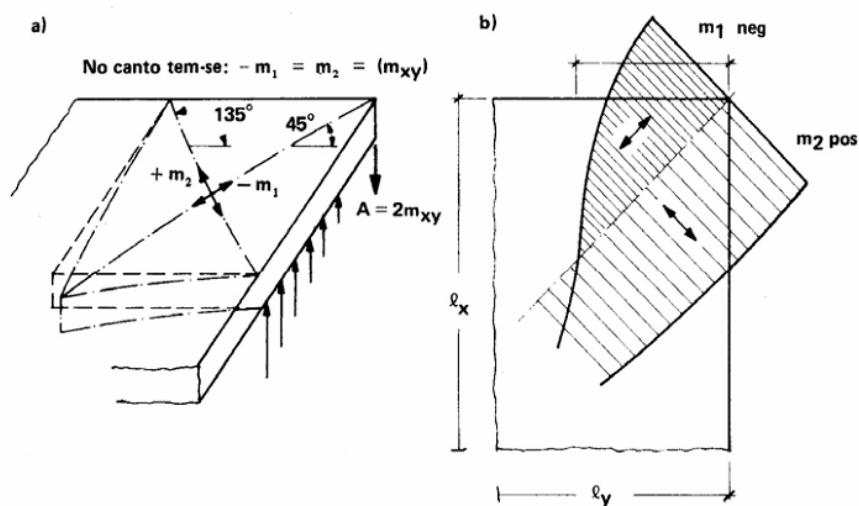


Figura 2.18 – Momentos de canto e reação de canto – LEONHARDT (1978)

Nas lajes de edifícios é comum o uso de duas malhas de armadura nas direções x e y posicionadas nos cantos das lajes, uma superior e outra inferior, devendo ter seção igual à maior armadura do vão. Na figura 2.19 podemos observar a disposição das armaduras citadas nos dois casos anteriores, acompanhando o ângulo da diagonal da laje e dispostas sob forma de malha nas direções x e y.

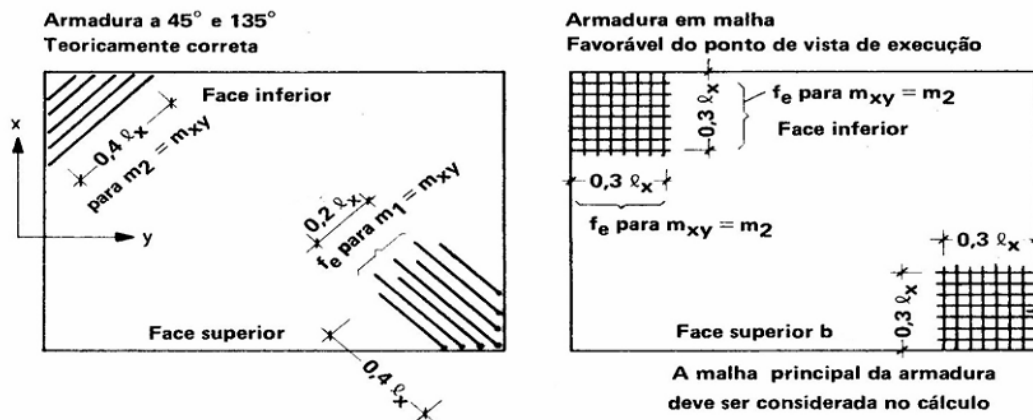


Figura 2.19 – Armaduras de canto nas lajes – FUZIHARA (2008)

Segundo Leonhardt (1978) em lajes com engastamento perfeito em duas bordas concorrentes, os momentos principais nos cantos são pequenos e não têm grande influência nos momentos dos vãos. Ao longo dos apoios os momentos volventes, m_{xy} , desaparecem e não surgem forças de canto. Portanto, nesta situação, são necessárias apenas armaduras distribuídas ao longo dos eixos x e y.

Como dito anteriormente, a armadura de costura tem a função de limitar a propagação das fissuras por fendilhamento e cisalhamento longitudinal da laje. A NBR 8800:2008 recomenda que a fissuração da laje, causada por cisalhamento, na região adjacente ao perfil de aço, paralelamente a este, deve ser controlada por armadura adicional, transversal ao perfil, a não ser que se demonstre que as armaduras necessárias para outros fins, devidamente ancoradas sejam suficientes para esta finalidade.

A área da seção da armadura de costura recomendada pela NBR 8800:2008 não deve ser inferior a 0,2% da área da seção de cisalhamento do concreto por plano de cisalhamento (plano a-a na figura 2.20) no caso de lajes maciças ou de lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço e 0,1% no caso de lajes mistas com nervuras transversais, não sendo, em nenhum caso, menor de 150mm²/m. Deve ainda atender, para cada plano de cisalhamento longitudinal, tanto nas regiões de momento positivo quanto nas regiões de momento negativo, à seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \quad (2)$$

com:

$$V_{sd} = \frac{\sum Q_{Rd,m} \frac{b_1}{b_1 + b_2} - 0,85 f_{cd} A_{blc} - A_{long} f_{sd}}{L_m} \geq 0 \quad (3)$$

$$V_{Rd} = 0,6\eta A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + A_s f_{sd} + A_F f_{yFd} \leq 0,2\eta A_{cv} f_{cd} + 0,6A_F f_{yFd} \quad (4)$$

onde:

$\sum Q_{Rd,m}$ é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados no trecho de comprimento L_m (se $\sum Q_{Rd,m}$ for maior do que a resistência de cálculo necessária para a interação total, usar esta última no lugar de $\sum Q_{Rd,m}$);

b_1 é a largura efetiva da laje no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal;

b_2 é a largura efetiva do lado oposto a b_1 ;

$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$, com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} em megapascal;

A_{blc} é a área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

A_{long} é a armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

L_m é a distância entre seções de momento máximo positivo e momento nulo, nas regiões com momento positivo ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo, em regiões com momento negativo;

$\eta = 0,3 + 0,7(\rho_c / 2400)$ sendo ρ_c a massa específica do concreto, em kilogramas por metro cúbico, não podendo ser tomado valor superior a $2400 \text{Kg} / \text{m}^3$;

A_{cv} é a área de cisalhamento do concreto no plano considerado, por unidade de comprimento da viga;

A_s é a área de armadura transversal disponível na laje considerada (corte a-a da figura 2.21), por unidade de comprimento da viga, incluindo qualquer armadura prevista para a flexão da laje e armaduras transversais adicionais, A_{sa} , desde que devidamente ancoradas além da seção considerada;

A_f é a área da forma de aço incorporada no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a fôrma seja contínua sobre a viga e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço (nas demais situações $A_f = 0$);

f_{yFd} é a resistência de cálculo ao escoamento da forma de aço.

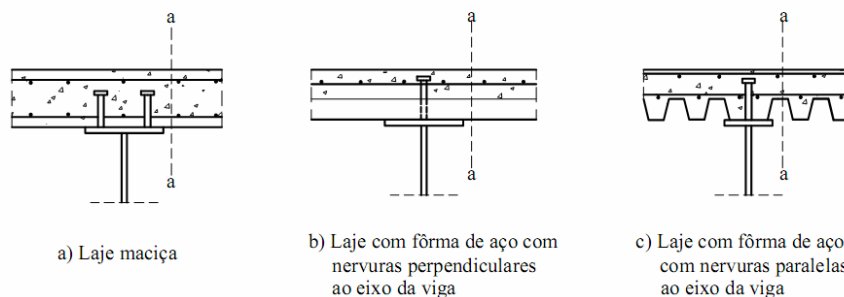


Figura 2.20 – Superfícies típicas de falha por cisalhamento – NBR 8800:2008

2.6 – Fissuração em Lajes

Devido à baixa resistência à tração do concreto, os elementos estruturais podem apresentar formação de fissuras mesmo quando submetidos a tensões de tração muito baixas. Estas fissuras podem ocorrer antes mesmo dos elementos serem solicitados por causa dos fenômenos de retração e fluência. Por esses motivos, o dimensionamento do concreto é feito sempre desconsiderando sua contribuição na resistência à tração.

A NBR 6118:2003 ressalta que mesmo sob ações de serviço (utilização) os valores críticos de tensão de tração são atingidos e, visando obter um bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, busca-se controlar a abertura dessas fissuras. A abertura característica das fissuras w_k pode atingir valores entre 0,2 mm e 0,4 mm para estruturas sob ação de combinações freqüentes sem que haja importância significativa para a corrosão das armaduras.

O cálculo do valor de abertura de fissuras para cada parte da região envolvida (figura 2.21), segundo a NBR 6118:2003, deve ser dado pelo menor valor entre:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (5)$$

e

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (6)$$

onde:

σ_{si} , ρ_i , E_{si} , ϕ_i são definidos para cada área de envolvimento em exame;

A_{cri} é a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;

ϕ_i é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

ρ_{ri} é a taxa de armadura passiva em relação a área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II;

η_1 é o coeficiente de conformação superficial da armadura considerada, igual a 2,25 para barras nervuradas.

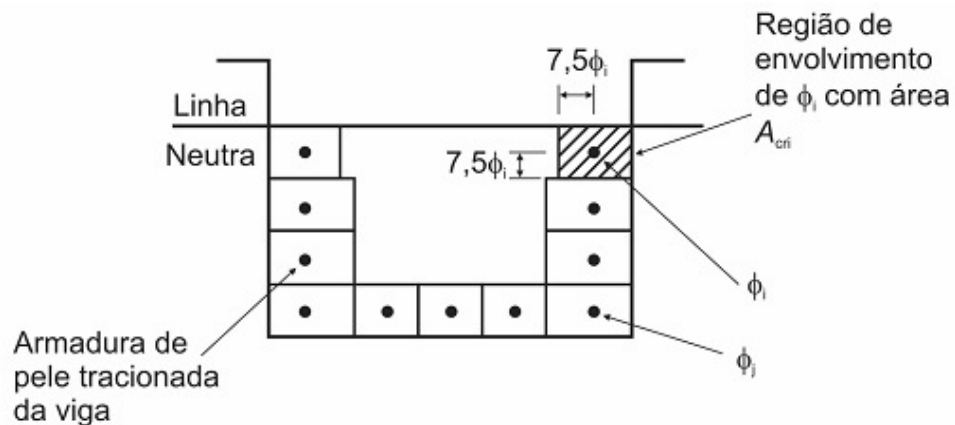


Figura 2.21 – Concreto de envolvimento da armadura – NBR 6118:2003

Nas vigas mistas, a limitação da fissuração na laje de concreto tem grande importância para o funcionamento do conjunto. O colapso do sistema misto com interação parcial se dá quando o conector de cisalhamento sofre ruptura devido a uma redução gradual da resistência e a zona de concreto em frente ao conector de cisalhamento sofre uma redução gradual de rigidez, denominada zona de influência.

Segundo Oehlers (1989) podem ocorrer três tipos de fissuras, figura 2.22

a-) fissuras devido ao rasgamento

Este tipo de fissuração se propaga perpendicular ao eixo longitudinal da viga e não tem grande efeito na resistência da conexão desde que sua propagação esteja fora da zona de influência.

b-) fissuras que se propagam na direção das bielas comprimidas

Estas fissuras que se propagam na direção das bielas comprimidas podem afetar o equilíbrio do conjunto. A armadura transversal disposta na laje tem a função de resistir à força de tração em equilíbrio com as bielas de compressão.

c-) fissuras por fendilhamento

A fissuração decorrente do fendilhamento é a mais nociva para a estrutura. As armaduras transversais têm a função de limitar a propagação das fissuras de fendilhamento mas não as evita.

De acordo com Fuzihara (2004), a resistência do conector de cisalhamento depende do estado de tensões no concreto na zona de influência e é definida como a máxima resistência da conexão quando se mantém um estado triaxial de tensões. Quando uma fissura atravessa esta zona, o estado triaxial de tensões é mantido pela presença de armadura transversal que corta esta fissura. Ou seja, a resistência do conector em um estado pós-fissuração depende da quantidade, da bitola e da posição da armadura transversal.

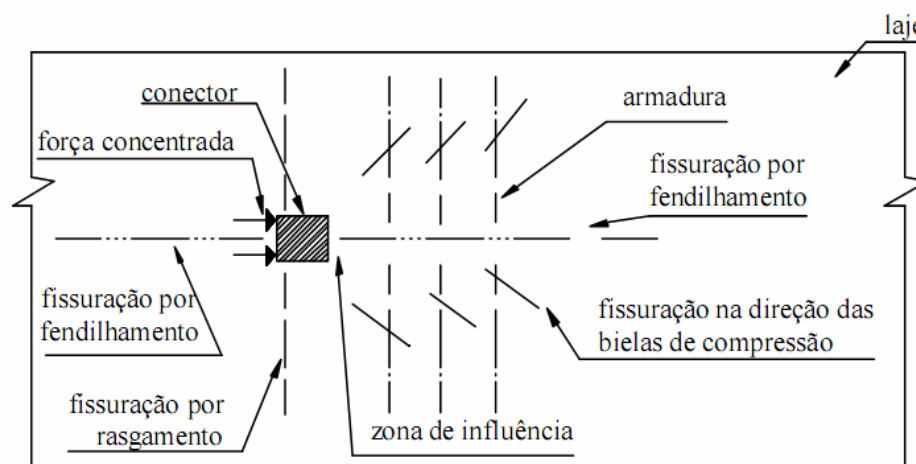


Figura 2.22– Tipos de fissuração na laje – TRISTÃO (2002)

Em Oliveira (2001) foram ensaiadas vigas mistas formadas por perfis formados a frio e pré-laje de concreto e pôde-se observar que o estado limite último da viga mista foi

caracterizado pela ocorrência de uma fissura longitudinal ao eixo da viga de aço. O autor explica a ocorrência desta fissura devido à falta de continuidade da armadura positiva da pré-laje que funcionaria como armadura de cisalhamento transversal e que a falta dessa armadura, em conjunto com demais fatores, precipitou um modo de falha típico de fendilhamento do concreto.

Em David (2003) foram ensaiadas vigas mistas formadas por perfis formados a frio e laje de vigotas treliçadas pré-moldadas. Nestes ensaios o modo de ruptura também foi determinado pela formação de uma fissura longitudinal na face superior da laje devido à falta de armadura transversal posicionada na parte inferior da laje (figura 2.23).



Figura 2.23– Fissura longitudinal viga mista com laje treliçada – DAVID (2003)

2.7 – Estado limite de deformação excessiva

2.7.1 – Elementos de concreto

O estado limite de deformações excessivas tem como objetivo garantir a manutenção das boas condições de uso da estrutura. Além do desconforto visual, a ocorrência de flechas superiores aos limites pode ocasionar danos na funcionalidade de outros elementos como

abertura de janelas e portas. Podem ainda, causar desconfortos aos usuários como vibrações em lajes e pisos.

A NBR 14859:2002 não apresenta valores limites para o deslocamento de lajes pré-moldadas. A verificação do estado limite de deformação excessiva deverá se feita de acordo com a NBR 6118:2003.

Segundo a NBR 6118:2003 os deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificar o estado limite de deformações excessivas e os classifica em quatro grupos básicos indicados a seguir e relacionados com os valores apresentados no quadro 2.2:

- aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável;
- efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção, causando problemas, por exemplo, ao alinhamento de equipamentos sensíveis apoiados nos elementos estruturais, ao desenvolvimento de atividades previstas ou à drenagem de lajes de piso e coberturas;
- efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que apesar de não fazerem parte das estruturas estão a ela ligados;
- efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento estrutural, provocando o afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.

Quadro 2.2 – Limites para deslocamento segundo a NBR6118:2003

Razão da limitação	Exemplos	Deslocamento a considerar	Deslocamento Limite
Aceitabilidade sensorial			
Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Deslocamento Total	$\ell / 250$
Outro	Vibrações sentidas no piso	Deslocamento devido à cargas acidental	$\ell / 350$
Efeitos estruturais em serviço			
Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Deslocamento total	$\ell / 250$ ¹⁾
Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pista de boliche	Deslocamento total	$\ell / 350 +$ contraflecha ²⁾
		Deslocamento ocorrido após a construção do piso	$\ell / 600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Deslocamento ocorrido após nivelamento do aparelho	De acordo com recomendações do fabricante
Efeitos em elementos não estruturais			
Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Deslocamento ocorrido após a construção da parede	$\ell / 500$ ³⁾ ou 10mm
Forros	Revestimentos colados	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$\ell / 350$
	Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$\ell / 175$
Efeitos em elementos estruturais			
Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		
¹⁾ As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento compensado por contraflechas, de modo a não se acumule de água. ²⁾ Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a situação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $\ell / 350$. ³⁾ O vão ℓ deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve. NOTAS: 1) Todos os valores limites de deslocamentos supõe elementos de vão ℓ suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço; 2) Para caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor de ℓ é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve			

A verificação do estado limite de deformações excessivas, segundo a NBR 6118:2003, pode ser feita avaliando as flechas no estágio I, admitindo o comportamento elástico linear do concreto do aço quando os esforços forem menores do que aqueles do início a fissuração, e no estágio II, quando os esforços forem maiores. Neste caso, utiliza-se o conceito de rigidez equivalente. A rigidez equivalente pode ser calculada por meio da expressão (7):

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (7)$$

onde:

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

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

M_a é o momento fletor na seção crítica do vão a ser considerado;

M_r é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido pela metade em caso de utilização de barras lisas;

$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ (em MPa) é o módulo de elasticidade secante do concreto.

2.6.2 – Vigas mistas

A norma brasileira apresenta o quadro 2.3 com os valores limites para os deslocamentos verticais e horizontais. No caso dos deslocamentos verticais, os valores tem como referencia uma viga simplesmente apoiada mostrada na figura 2.24, na qual δ_0 é o valor da contraflecha da viga, δ_1 é o deslocamento devido aos carregamentos permanentes, sem os efeitos de longa duração, δ_2 é o deslocamento devido ao efeito de longa duração das ações permanentes (se houver) e δ_3 é o deslocamento devido as ações variáveis, incluindo se houver,

os efeitos de longa duração devido aos valores quase permanentes dessa ação, δ_{\max} é o deslocamento máximo da viga no estágio final de carregamento levando-se em conta a contraflecha e δ_{tot} é a soma de δ_1 , δ_2 e δ_3 .

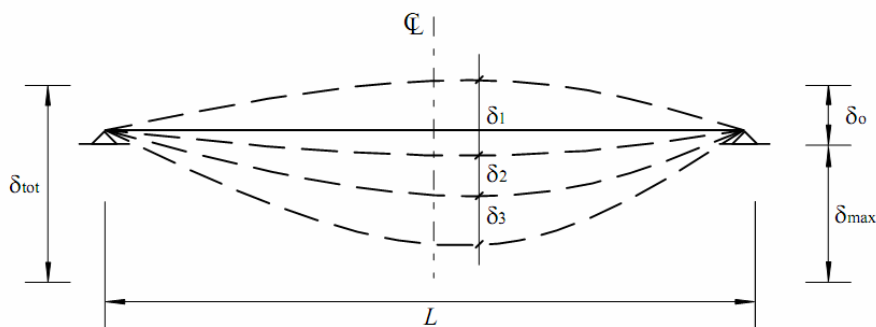


Figura 2.24 – Deslocamentos verticais a serem considerados – NBR 8800:2008

Quadro 2.3 – Limites para deslocamento segundo a NBR8800:2008

Descrição	δ ¹⁾
Travessas de fechamentos	$L/180$ ²⁾
	$L/120$ ^{3) 4)}
Terças de coberturas ⁷⁾	$L/180$ ⁵⁾
	$L/120$ ⁶⁾
Vigas de cobertura ⁷⁾	$L/250$ ⁸⁾
Vigas de piso	$L/350$ ⁸⁾
Vigas que suportam pilares	$L/500$ ⁸⁾
Vigas de rolamento: ¹⁰⁾	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600$ ⁹⁾
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800$ ⁸⁾
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000$ ⁸⁾
- Deslocamento horizontal exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
	$H/300$ $H/400$ ^{11) 12)}
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
	$H/400$ $h/500$ ¹³⁾
Lajes mistas	Ver anexo Q

Continuação do quadro 2.3 – Limites para deslocamento segundo a NBR8800:2008

- 1) L é o vão teórico entre dois apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centro das vigas e a base no caso do primeiro andar).
- 2) Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).
- 3) Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.
- 4) Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.
- 5) Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.
- 6) Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento e sucção) com seu valor característico.
- 7) Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.
- 8) Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.
- 9) Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.
- 10) Considerar combinações raras de serviço.
- 11) No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50mm.
- 12) O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.
- 13) Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocada pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

Ainda segundo a NBR 8800:2008, para o cálculo dos deslocamentos deve-se considerar as propriedades geométricas da seção mista por meio da homogeneização teórica da seção formada pelos componentes de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva, dividindo essa largura pela razão modular $\alpha_e = \frac{E}{E_c}$, onde E e E_c são os módulos de elasticidade do aço e do concreto respectivamente.

Nas regiões de momento positivo, o momento de inércia positivo é dado por:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}}(I_{tr} - I_a) \quad (8)$$

onde:

I_a é a inércia da seção do perfil de aço isolada;

I_{tr} é a inércia da seção mista homogeneizada calculado com α_e ;

$\sum Q_{Rd}$ é a somatória das resistências dos conectores de cisalhamento;

F_{hd} é a força de cisalhamento de cálculo entre a componente de aço e a laje, igual ao menor valor entre $A_a f_{yd}$ e $0,85 f_{cd} \cdot b \cdot t_c$.

2.7 – Considerações Finais

Neste capítulo foi apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre as vigas mistas. Foram apresentadas também as principais considerações sobre vigas mistas, lajes pré-moldadas e vigas mistas com lajes pré-moldadas.

Esta pesquisa bibliográfica e as considerações descritas serviram de base para a realização da análise experimental, que será descrita no próximo capítulo e também da análise numérica e analítica que serão descritas mais adiante.

Análise Experimental **3**

3.1 – Considerações Iniciais

O programa experimental realizado no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP teve como objetivo principal a análise do comportamento estrutural de vigas mistas constituídas por perfis de aço laminado e laje de vigotas pré-moldadas treliçadas em um pavimento tipo nos estados limites de serviços e último. Os recursos financeiros para a execução deste trabalho foram obtidos com auxílio à pesquisa junto à FAPESP.

Os principais objetivos desta etapa foram:

- Estudar o comportamento de vigas mistas formadas por perfis de aço laminados e laje de vigotas pré-moldadas treliçadas, fazendo parte de um pórtico, quando submetidas a diferentes tipos de carregamentos;
- Observar a propagação de fissuras para diferentes tipos de carregamentos (distribuídos e concentrados);
- Verificar a influência de momentos volventes na propagação das fissuras no pavimento tipo;
- Verificar a necessidade da execução de uma faixa maciça de concreto na laje ao longo das vigas metálicas.

3.2 – Descrição do modelo ensaiado

O protótipo ensaiado foi composto por dois pórticos e uma laje formando um pavimento tipo. Um dos pórticos é formado por um pilar de canto (C03) e um pilar de extremidade (C04) e o outro, por pilar de extremidade (C01) e pilar intermediário (C02) além de um balanço de 2,0 m na direção das vigas principais dos pórticos e um balanço de 1,0 m na direção das vigas secundárias. A figura 3.1 ilustra a planta do pavimento tipo ensaiado.

Todos os perfis que constituíram a estrutura do pavimento tipo foram do tipo laminados e produzidos pela Açominas. Para os pilares foram utilizados perfis HP200 X 53,0 kg/m, as vigas principais foram compostas por perfis W200 X 26,6 kg/m e as vigas secundárias por W150 X 13kg/m. Os conectores de cisalhamento foram formados por perfis U75 X 50 X 4,75 mm formados a frio. Foi feito, ainda, a ligação do topo dos pilares com perfis do tipo U6" X 12,2 kg/m.

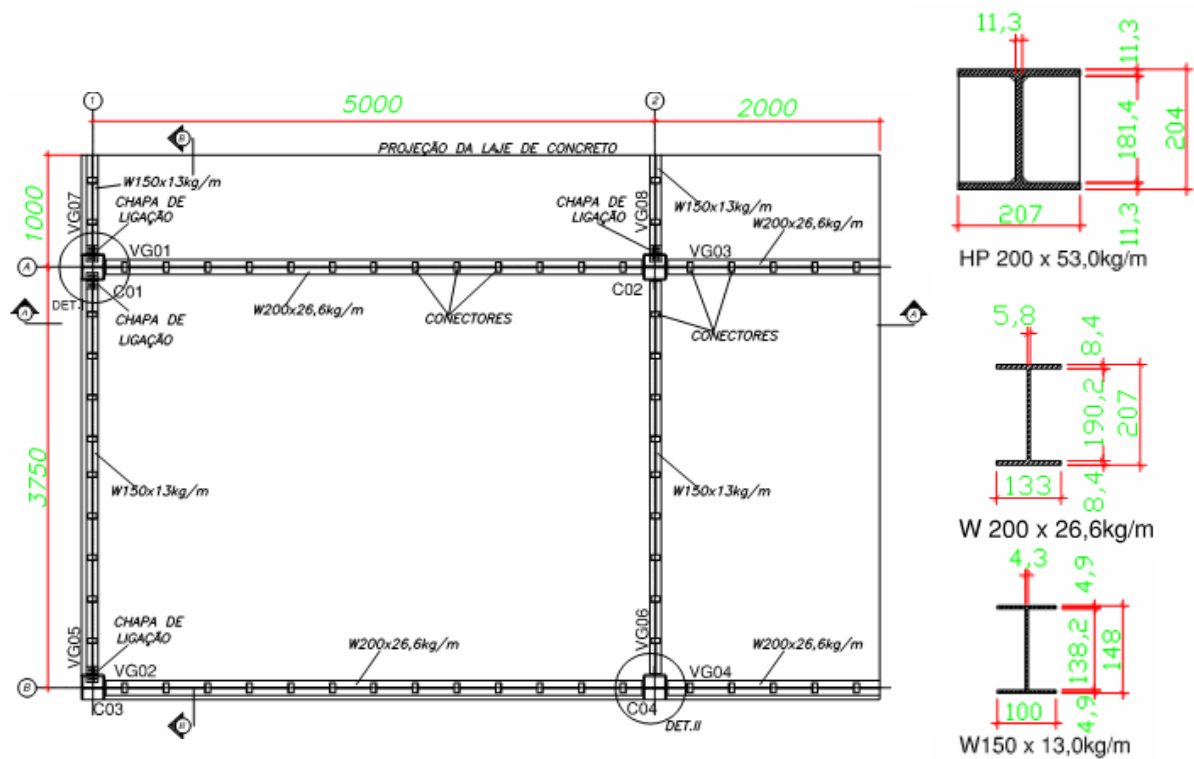


Figura 3.1– Planta do pavimento tipo ensaiado e seções das vigas e pilares

O trecho em balanço no pavimento tipo tem como finalidade introduzir momentos negativos maiores nas regiões próximas aos pilares por meio da aplicação de carregamentos neste trecho. As figuras 3.2 e 3.3 ilustram os cortes AA e BB.

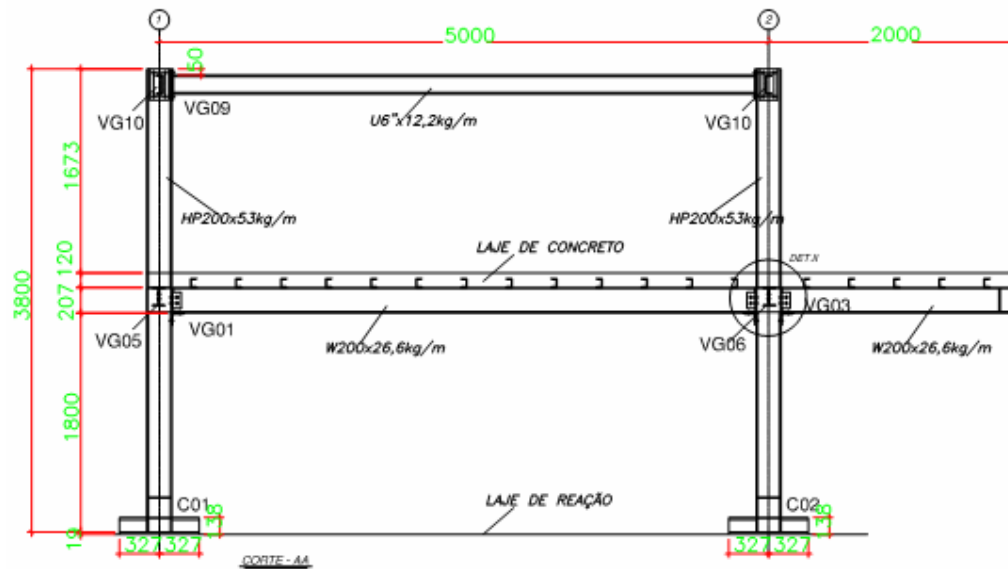


Figura 3.2– Elevação Lateral - Corte AA

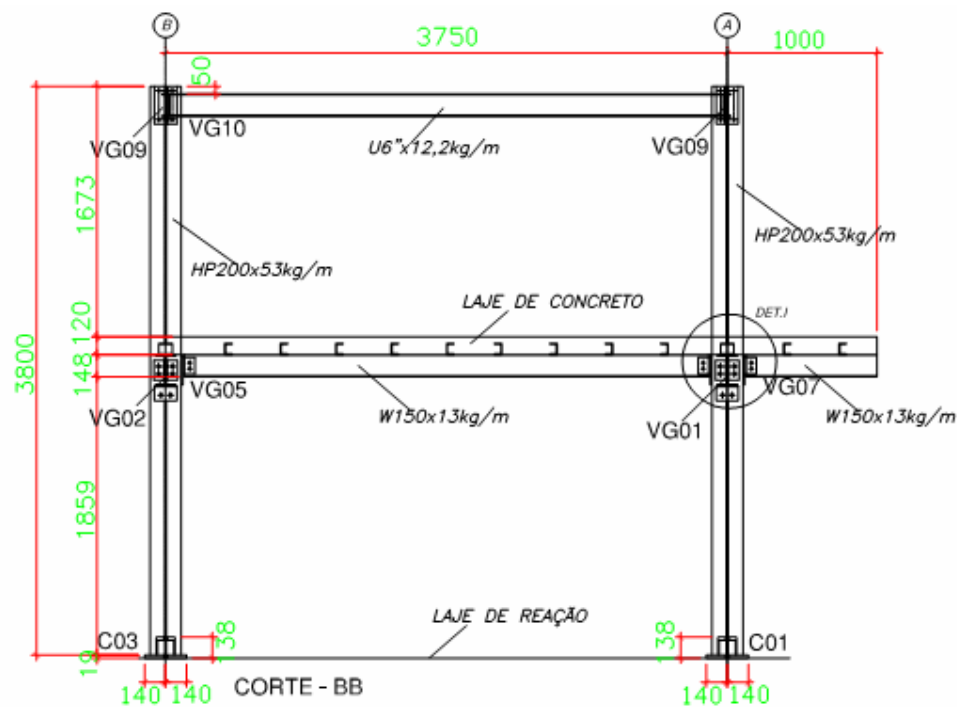


Figura 3.3– Elevação Frontal - Corte BB

A montagem da estrutura do pavimento tipo iniciou com o posicionamento dos pilares e a fixação dos mesmos através de chumbadores presos nas canaletas da laje de reação existente no Laboratório de Estruturas. Em seguida, foram posicionadas as vigas de contraventamento no topo dos pilares, as vigas principais, secundárias e vigas do balanço (figura 3.4).



Figura 3.4 – Estrutura do pavimento tipo

As vigas principais foram conectadas na mesa dos pilares enquanto que as vigas secundárias foram conectadas em chapas soldadas na alma dos pilares, conforme ilustra a figura 3.5. Utilizou-se para as ligações, parafusos ASTM A325 com diâmetro igual a 19 mm na ligação entre os pilares e as vigas principais e para as ligações entre os pilares e vigas secundárias parafusos de 16 mm de diâmetro.



Figura 3.5 – Ligações parafusadas dos pilares de centro e de borda

A próxima etapa da montagem do pavimento tipo foi a execução e o posicionamento das formas e escoramentos. As formas foram posicionadas próximas às vigas secundárias nos locais onde não foram usadas vigotas pré-moldadas e lajotas cerâmicas e os escoramentos posicionados paralelos ao maior vão da laje, apoiando as vigotas em seus quartos de vão, como ilustra a figura 3.6.



Figura 3.6 – Vista da estrutura após a montagem da forma

A laje pré-moldada construída com as vigotas treliçadas apoiadas nas vigas de aço e material de enchimento do tipo cerâmico era do tipo bidirecional. Em um sentido as nervuras foram formadas pelas vigotas pré-moldadas e, no outro sentido, as nervuras foram formadas por canaletas cerâmicas posicionadas entre os blocos de enchimento (figura 3.7). A altura dos blocos cerâmicos era de 7 cm e da capa de concreto moldada no local 5 cm, totalizando uma espessura total de laje de 12 cm.

Os conectores de cisalhamento foram posicionados na direção das vigotas utilizando, portanto, 13 conectores com espaçamento de 37 cm entre cada conector no vão central e no balanço 5 conectores espaçados, também, de 37 cm. O cálculo para a determinação da largura efetiva da viga mista foi feito de acordo com a NBR 8800:2008 resultando uma largura efetiva igual a 126 cm.



Figura 3.7 – Vista da laje pré-moldada bidirecional

Na região da largura efetiva da viga mista foi fixada uma taxa de aproximadamente 1% tanto para as armaduras longitudinais como para as armaduras transversais à direção da viga de aço. A armadura longitudinal negativa, posicionada paralela à viga de aço, foi composta por 8 barras de 10mm e a armadura transversal negativa, na região da largura efetiva foi composta por, além a armadura negativa das vigotas, barras de 6mm de diâmetro espaçadas a cada 37 cm. Em cada linha de canaletas foram posicionadas duas barras de diâmetro igual a 8 mm na face inferior da laje. Nas regiões próximas ao pilar foram utilizadas armaduras de canto formadas por barras de 10mm dispostas sob a forma de malha. A figura 3.8 ilustra um esquema geral das armaduras no pavimento tipo e a figura 3.9 uma vista geral da laje com as armaduras posicionadas e uma vista da laje durante a concretagem.

A ancoragem das armaduras negativas foi feita em barras de armaduras transversais posicionadas entre os pilares e que contornaram suas faces. Esta configuração de ancoragem de armadura dispensa o contorno das armaduras negativas por trás do pilar e tem como proposta limitar a abertura da fissura próximo ao pilar como estudados por FIGUREIDO (2004) e em TRISTÃO (2006), ambos trabalhos desenvolvidos no Departamento de Estruturas da EESC-USP.

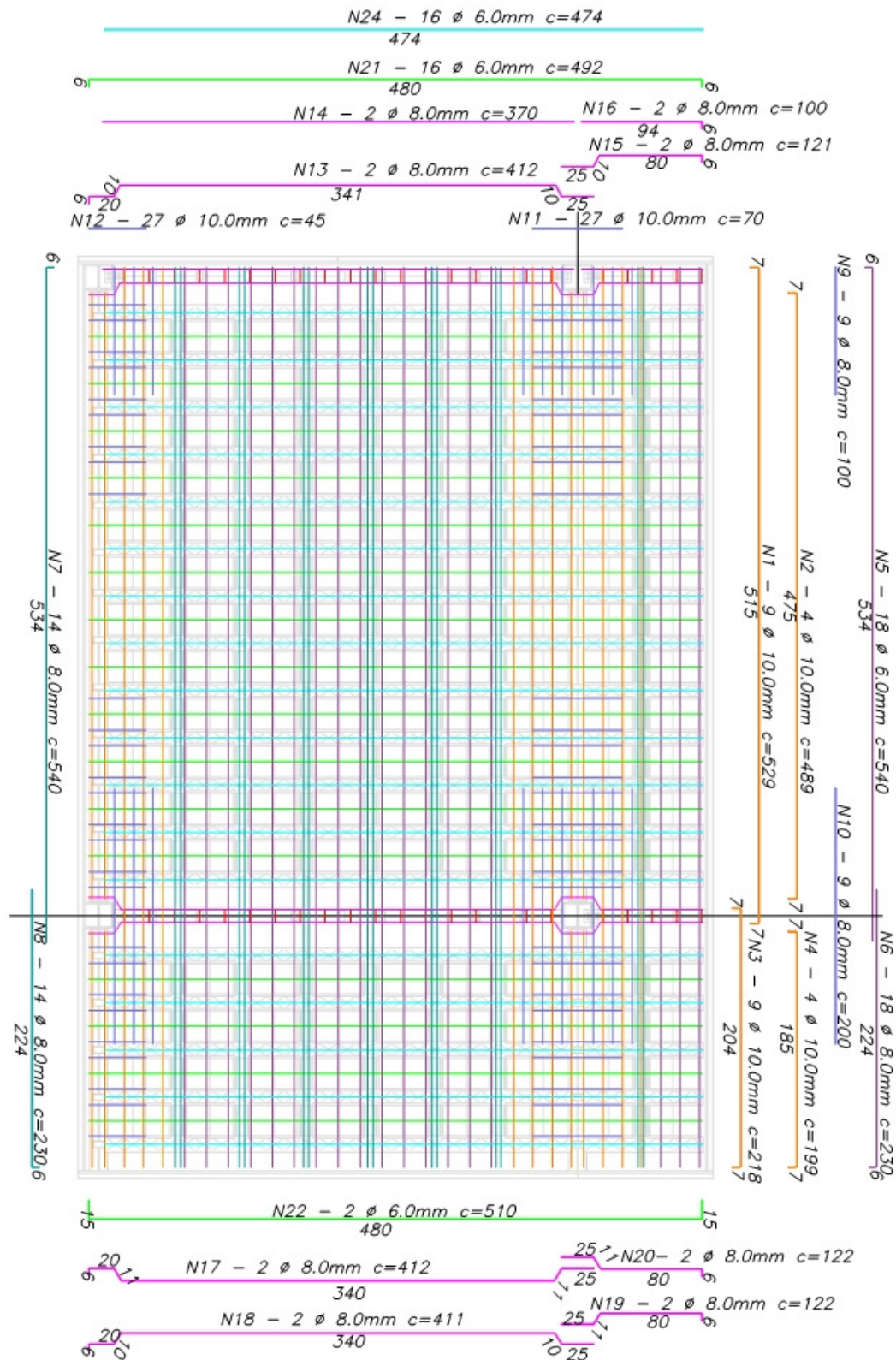


Figura 3.8 – Esquema das armaduras do pavimento tipo



Figura 3.9 – Vista geral da laje com as armaduras posicionadas e concretagem da laje

Para a concretagem da capa da laje foi utilizado concreto usinado de resistência igual a 20MPa aos 28 dias. Durante a concretagem fez-se o uso de uma caçamba transportadora, um caminhão munck juntamente com a ponte rolante do laboratório para que o concreto fosse lançado em todos os pontos do pavimento.

Na figura 3.10 temos uma visão geral do pavimento tipo já desformado e pronto para o ensaio.



Figura 3.10 – Vista geral do pavimento tipo pronto para o ensaio

3.3 – Esquema de Ensaios

Para o ensaio do pavimento tipo foram adotados dois tipos de carregamentos:

- Carregamentos distribuídos:

- Carregamentos uniformemente distribuídos no vão central e nos balanços;
- Carregamentos concentrados:
 - Carregamentos aplicados em 2 ou 4 pontos da laje ou da viga

O carregamento inicial aplicado no pavimento tipo simulou um carregamento uniformemente distribuído com o objetivo de solicitar a laje e observar a formação de fissuras durante o estado limite de serviço. O carregamento foi feito por meio de placas pré-moldadas de concreto, posicionadas no vão central da laje e nos balanços. Estas placas possuíam dimensões iguais a 240 X 50 cm e espessuras de 8 e 10 cm. Foram usadas 10 placas de 8 cm de espessura com peso igual a 240 kg cada peça e 5 placas com espessura de 10 cm e peso igual a 300 kg cada placa. Utilizou-se, ainda, 5 peças de concreto de base com dimensões iguais a 40 X 40 cm e peso igual a 160 kg cada, 3 placas de concreto de dimensões iguais a 150 X 80 cm, espessura de 20 cm e peso igual a 600kg cada e 2 placas de concreto de dimensões iguais a 150 X 80 cm, espessura de 25 cm e peso igual a 750 kg cada.

Na figura 3.11 podemos observar as peças utilizadas no carregamento da laje.

O posicionamento das placas pré-moldadas de concreto sobre a laje foi feito com a ajuda da ponte rolante do Laboratório de Estruturas e foi dividido em 8 etapas, descritas a seguir:

- 1ª Etapa - Carregamento com 10 peças de 8 cm de espessura sobre a área central da laje (1,28 kN/m²);
- 2ª Etapa - Carregamento com 10 peças de 8 cm de espessura e mais 5 peças, sobrepostas, de 10 cm de espessura sobre a área central da laje (1,5 kN/m²);
- 3ª Etapa - Carregamento anterior (1,5 kN/m² no centro do vão) e mais 5 peças de concreto de base igual 40 X 40 cm cada posicionada na linha de centro do balanço de 1m espaçadas igualmente entre os centros dos pilares (4 kN/m);



Figura 3.11 – Elementos de concreto utilizados no carregamento distribuído na laje

- 4ª Etapa – Carregamento igual à segunda etapa ($1,5 \text{ kN/m}^2$ no centro do vão) adicionando de 5 peças de concreto de base igual $40 \times 40 \text{ cm}$ cada, posicionada na linha de centro do balanço de 2 m espaçadas igualmente entre os centros dos pilares (4 kN/m);
- 5ª Etapa – Carregamento igual à quarta etapa ($1,5 \text{ kN/m}^2$ no centro do vão e 4 kN/m na linha de centro do balanço das vigas principais) adicionado 2 placas de concreto de dimensões iguais a $150 \times 80 \times 20 \text{ cm}$ e peso igual a 600 kg cada posicionada na linha de centro no balanço de 1 m entre os centros dos pilares ($2,4 \text{ kN/m}^2$);
- 6ª Etapa – Carregamento igual à quinta etapa adicionado 1 placa de concreto de dimensões iguais a $150 \times 80 \times 20 \text{ cm}$ e peso igual a 600 kg posicionada na linha no balanço de 1 m entre os centros dos pilares ($2,4 \text{ kN/m}^2$), sobreposta às duas placas já posicionadas no carregamento anterior, e duas

placas de dimensões iguais a 150 X 80 X 25 cm e peso igual a 750 kg cada posicionada no vão central da laje, também sobrepostas às placas já posicionadas (1,84 kN/m² no centro do vão da laje);

- 7ª Etapa – Nesta etapa, as 3 placas posicionadas no balanço de 1m na 6ª etapa de carregamento foram posicionadas no vão central da laje, sobrepostas às placas já posicionadas (3,2 kN/m² no centro do vão da laje);
- 8ª Etapa – Nesta etapa as 5 peças de concreto que estavam posicionadas no balanço de 2m nas etapas anteriores também foram posicionadas no vão central da laje, sobrepostas às placas já posicionadas (3,62 kN/m² no centro do vão da laje).

As figuras 3.12 a 3.15 ilustram o esquema dos carregamentos aplicados.

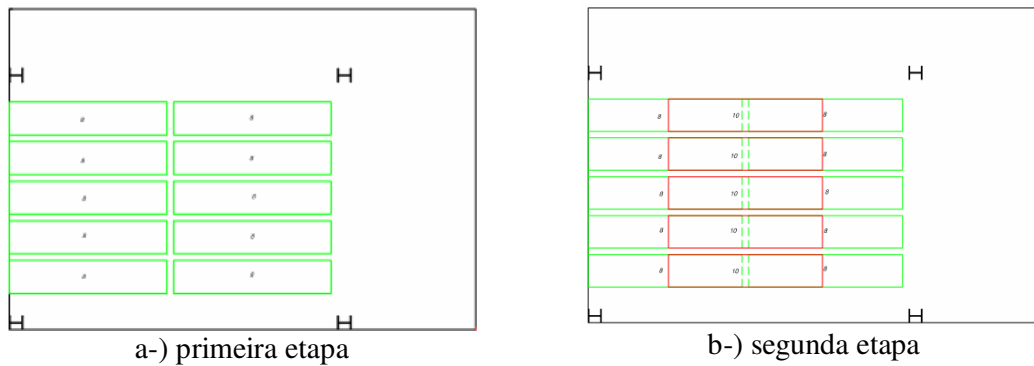


Figura 3.12 – Esquema da primeira e segunda etapas de carregamento distribuído

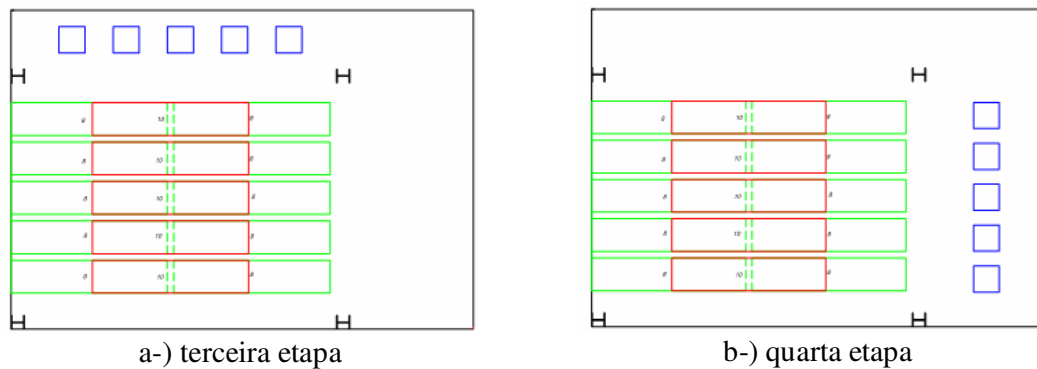


Figura 3.13 – Esquema da terceira e quarta etapas de carregamento distribuído

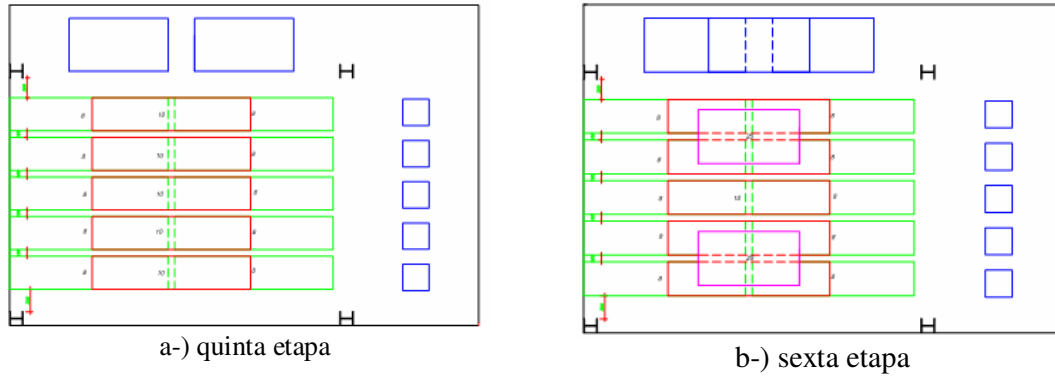


Figura 3.14 – Esquema da quinta e sexta etapas de carregamento distribuído

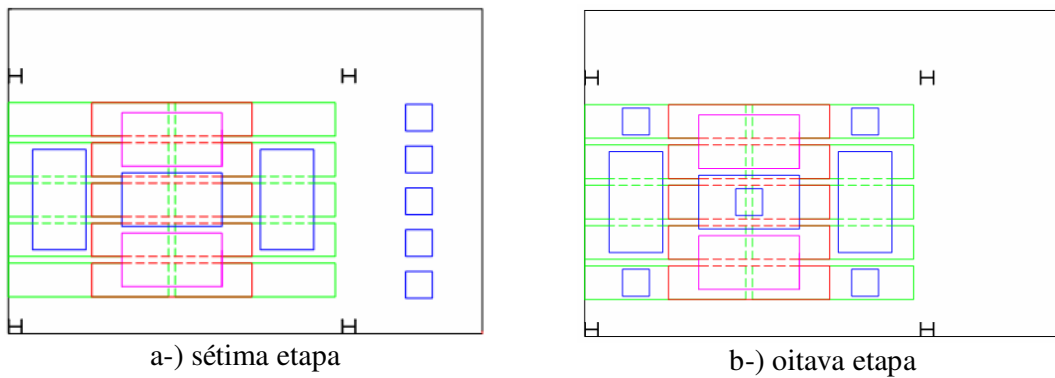


Figura 3.15 – Esquema da sétima e oitava etapas de carregamento distribuído

Na tabela 3.1 é apresentada uma estimativa do carregamento aplicado no vão central da laje e nos balanços nestas etapas de carregamentos concentrados.

Tabela 3.1 – Carregamentos aplicados

	Laje Central	Balanço das vigas secundárias	Balanço das vigas principais
1ª Etapa	1,28 kN/m ²	0	0
2ª Etapa	1,50 kN/m ²	0	0
3ª Etapa	1,50 kN/m ²	4,0 kN/m	0
4ª Etapa	1,50 kN/m ²	0	4,0 kN/m
5ª Etapa	1,50 kN/m ²	2,4 kN/m ²	4,0 kN/m
6ª Etapa	1,84 kN/m ²	3,9 kN/m ²	4,0 kN/m
7ª Etapa	3,2 kN/m ²	0	4,0 kN/m
8ª Etapa	3,62 kN/m ²	0	0

Na figura 3.16 podemos observar o transporte das placas de concreto com a ajuda da ponte rolante do laboratório durante o carregamento e o pavimento com as placas posicionadas ao fim da sexta etapa de carregamento distribuído.

Para as etapas de carregamento concentrado foram utilizadas vigas metálicas posicionadas sobre a laje do pavimento. Estas vigas posicionadas em cima de apoios metálicos, de dimensões iguais a 25 X 55cm, e conectadas no centro por cordoalhas que passaram para a parte de baixo da laje através de alguns pontos da laje que não foram concretados.

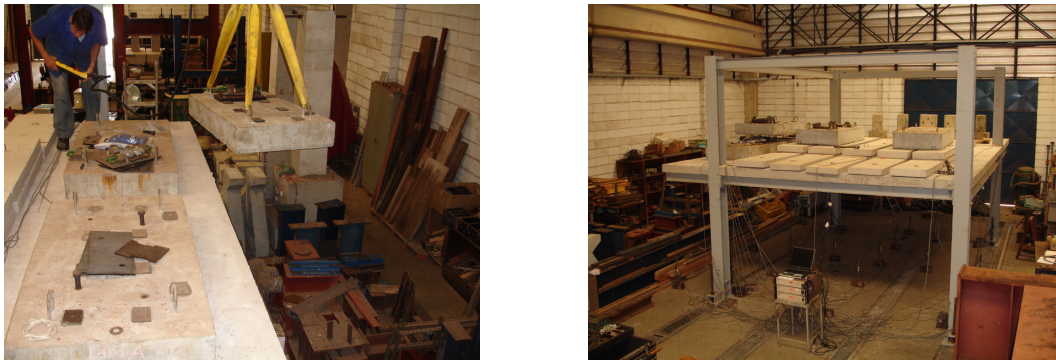


Figura 3.16 – Visão do transporte das placas de concreto e do pavimento tipo carregado.

Na parte inferior do pavimento tipo foram posicionados pórticos de aproximadamente 1m de altura onde foram fixados os atuadores hidráulicos de fuste vazado que tracionaram as cordoalhas aplicando uma reação na laje por meio dos apoios das vigas.

Os carregamentos concentrados na laje também foram divididos em etapas, ao todo 9 etapas, procurando aplicar o carregamento em diferentes posições:

- Dois carregamentos concentrados posicionados na laje, na direção dos terços das vigas principais em uma direção e nos terços de vão das vigas secundárias na outra direção;
- Um carregamento concentrado, posicionado no centro do vão das vigas principais, em cada viga;

- Quatro carregamentos concentrados posicionados na laje a um quarto e três quartos, na direção do maior vão e nos terços na direção do menor vão da laje;
- Dois carregamentos concentrados posicionados no centro da laje na direção menor vão a 40 cm do centro das vigas secundárias;
- Dois carregamentos concentrados posicionados na direção do centro do menor vão e na direção dos terços das vigas principais da laje;
- Dois carregamentos concentrados, posicionados a um quarto e três quartos do vão das vigas principais, em cada viga;
- Dois carregamentos concentrados, posicionados a um quarto e no centro do vão das vigas principais, em cada viga;
- Dois carregamentos concentrados, posicionados próximos ao centro das vigas principais, em cada viga;
- Dois carregamentos concentrados, posicionados na laje a 50 cm da linha centro das vigas principais, na direção do vão central da laje e próximos ao meio do vão das vigas principais.

As figuras 3.17 a 3.25 ilustram os esquemas e as vistas dos pontos de passagem das cordoalhas e dos pontos de aplicação dos carregamentos para cada esquema de ensaio, todas as cotas apresentadas nas figuras estão em cm.

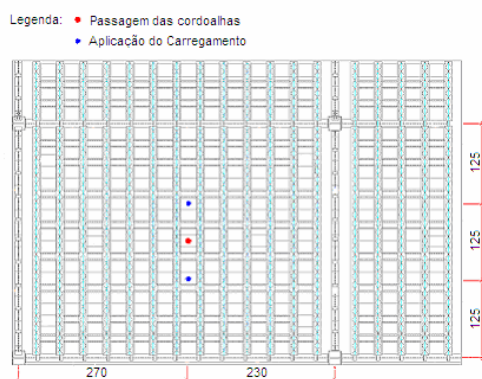


Figura 3.17 – Esquema e vista dos pontos de passagem da cordoalha pela laje e dos pontos de aplicação do carregamento concentrado nos terços do menor vão.

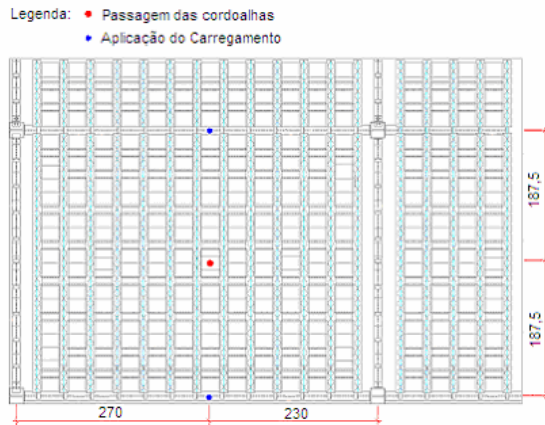


Figura 3.18 – Esquema e vista dos pontos de passagem da cordoalha pela laje e dos pontos de aplicação do carregamento concentrado no centro das vigas principais.

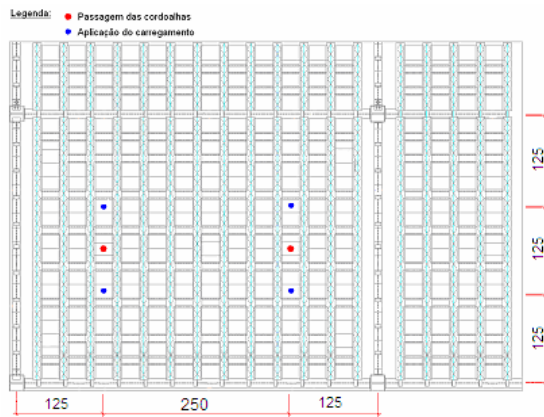


Figura 3.19 – Esquema e vista dos pontos de passagem da cordoalha pela laje e pontos de aplicação do carregamento concentrado posicionados na direção dos quartos das vigas principais.

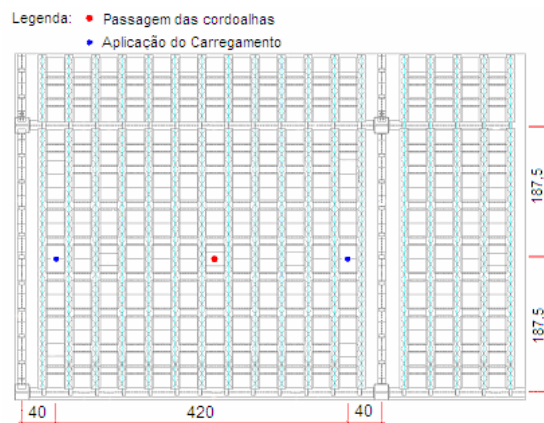


Figura 3.20 – Pontos de passagem da cordoalha pela laje e pontos de aplicação do carregamento concentrado na direção do centro das vigas secundárias.

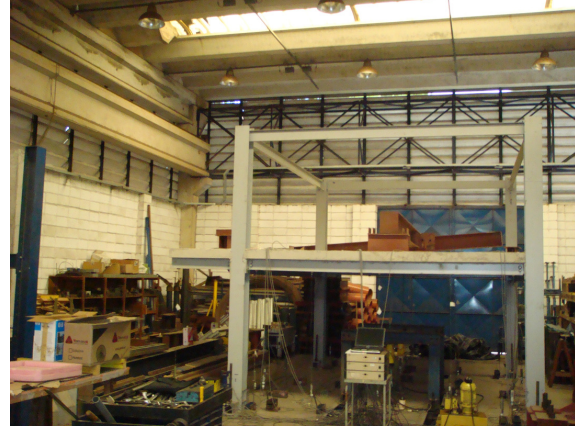
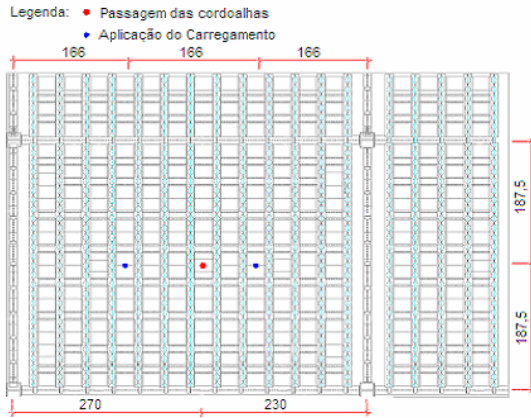


Figura 3.21– Pontos de passagem da cordoalha pela laje e pontos de aplicação do carregamento concentrado na direção do centro das vigas secundárias e dos terços das vigas principais.

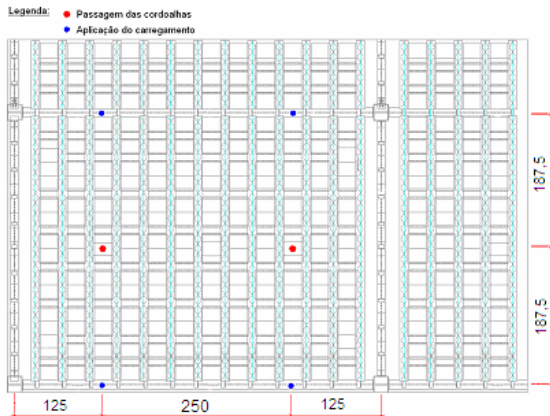


Figura 3.22 – Pontos de passagem da cordoalha pela laje e pontos de aplicação do carregamento concentrado a um quarto e três quartos do maior vão da laje.

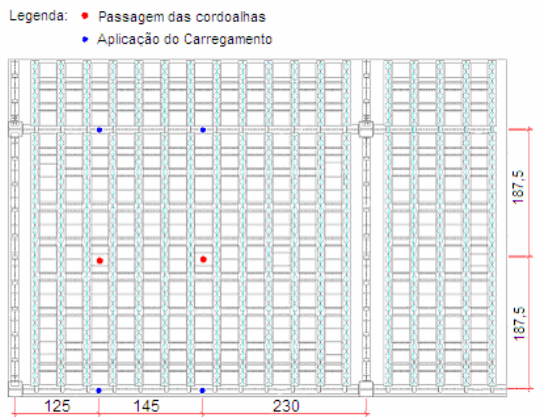


Figura 3.23– Pontos de passagem da cordoalha pela laje e pontos de aplicação do carregamento concentrado a um quarto e no centro do maior vão da laje.

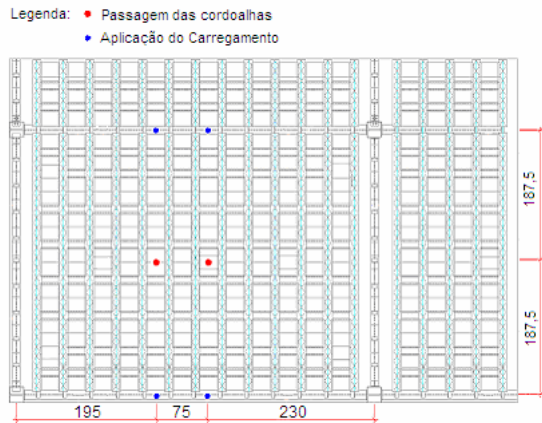


Figura 3.24– Pontos de passagem da cordoalha pela laje e pontos de aplicação do carregamento concentrado próximos ao centro do maior vão da laje.

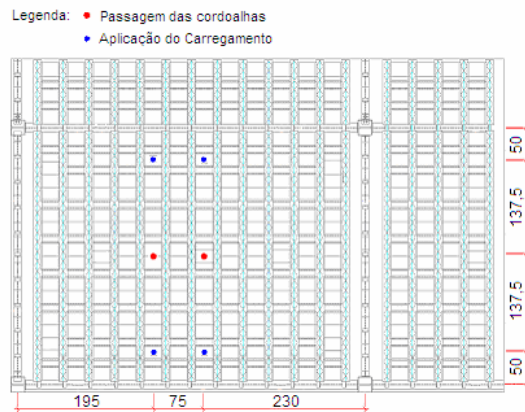


Figura 3.25– Pontos de passagem da cordoalha pela laje e pontos de aplicação do carregamento concentrado próximos ao centro do maior vão da laje a 50 cm da linha de centro das vigas principais.

A figura 3.26 ilustra um esquema dos pórticos onde foram fixados os atuadores hidráulicos e que foram fixados à laje de reação.

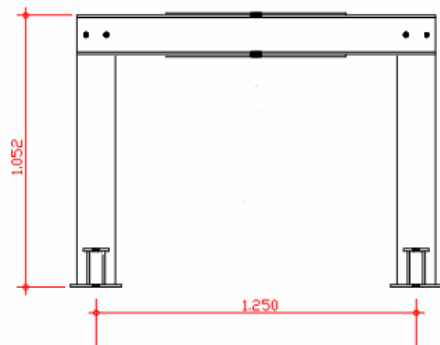


Figura 3.26 – Esquema e vista do pórtico de reação

3.4 – Instrumentação

A instrumentação utilizada teve como objetivo medir deformações localizadas e deslocamento vertical. Para isso foram utilizados extensômetros uniaxiais e transdutores de deslocamento.

Os extensômetros foram posicionados, nas vigas principais do pavimento tipo, próximos às ligações e no meio do vão. Nas figuras 3.27 e 3.28 temos os esquemas do posicionamento dos extensômetros nas vigas principais, nas mesas superior e inferior e na alma e a figura 3.29 ilustra a seção transversal da viga e a posição onde foram colados os extensômetros.

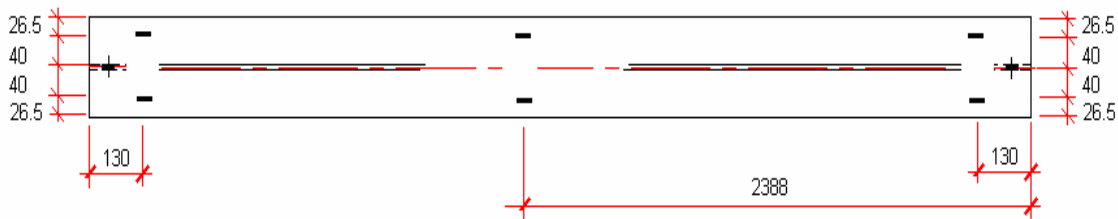


Figura 3.27 – Posicionamento dos extensômetros nas mesas superior e inferior das vigas principais



Figura 3.28 – Posicionamento dos extensômetros na alma ao longo das vigas principais

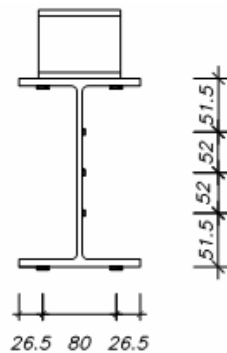


Figura 3.29 – Posicionamento dos extensômetros nas mesas superior, inferior e alma das vigas

As armaduras de contorno dos pilares, que serviram de ancoragem para as armaduras negativas, e algumas barras de armadura negativa e positiva também foram instrumentadas com extensômetros uniaxiais, conforme esquema da figura 3.30. Um pedaço de armadura foi instrumentado e posicionado em cima da viga de aço. A figura 3.31 ilustra o esquema das armaduras positivas instrumentadas na metade de seu comprimento.

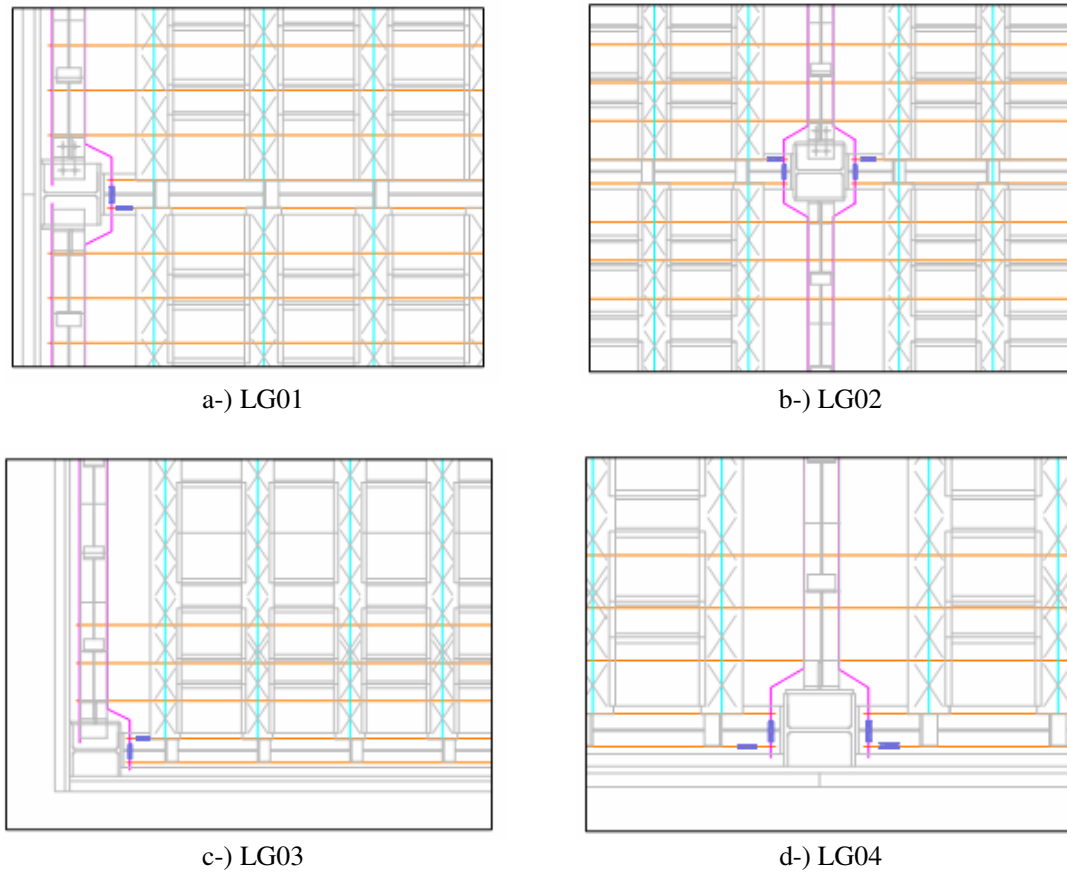


Figura 3.30 – Posicionamento das armaduras de contorno e negativa longitudinal instrumentadas

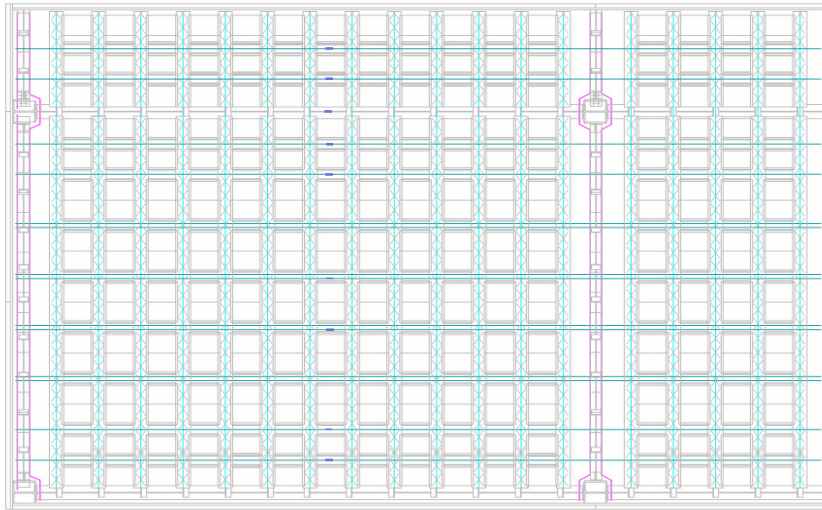


Figura 3.31 – Posicionamento dos extensômetros nas armaduras positiva

As figuras 3.32 mostram alguns dos extensômetros colados nas vigas e em algumas armaduras.

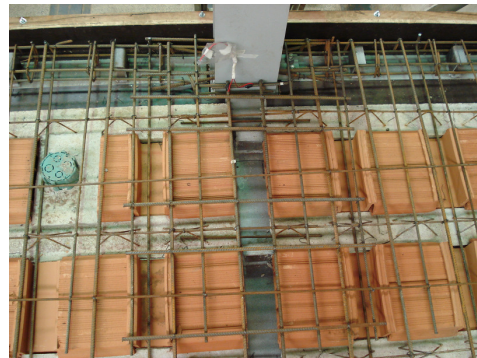
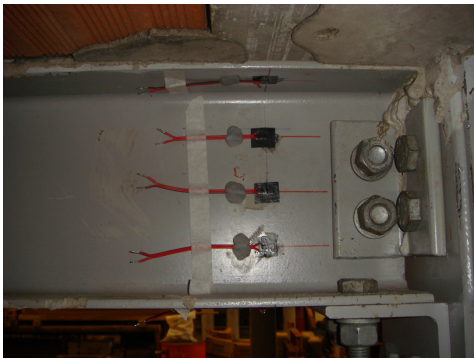


Figura 3.32 – Vista da instrumentação das vigas e armaduras

Para medir o deslocamento vertical ao longo da viga foram usados transdutores de deslocamento de curso igual a 100 mm posicionados sob a mesa inferior das vigas principais e secundárias e ao longo da laje. A figura 3.33 ilustra os transdutores posicionados sob o pavimento tipo e a figura 3.34 ilustra o esquema do posicionamento e a numeração dos pontos onde os transdutores foram posicionados no pavimento tipo.



Figura 3.33 – Vista dos transdutores posicionados sob o pavimento tipo.

3.5 – Caracterização dos Materiais

Para a determinação da resistência à compressão do concreto foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de dimensões iguais a 15 X 30 cm, referentes a concretagem da laje (figura 3.35). Os corpos de provas foram rompidos aos 15 e 21 dias após a concretagem para controle de resistência, e também, no dia do primeiro ensaio utilizando a máquina de ensaio ELE Autotest 2000. A tabela 3.2 indica a média dos valores obtidos para a resistência a compressão para os corpos de provas.



Figura 3.35 – Corpos de prova de concreto

Tabela 3.2 – Resistência à compressão dos corpos de provas de concreto

Corpo de Prova	Resistência (MPa)
15 dias	17,67
21 dias	20,03
Ensaio	26,13

Também foram feitos ensaios de caracterização das armaduras de 8 mm e de 10 mm e de corpos de provas retirados da alma dos perfis das colunas, vigas principais e secundárias. A figura 3.36 ilustra os corpos de provas antes e depois dos ensaios de caracterização.

Na figura 3.37 podemos observar o ensaio de caracterização de uma barra de armadura e a ruptura da mesma. A tabela 3.3 apresenta um resumo dos resultados da caracterização dos aços das armaduras e dos perfis.

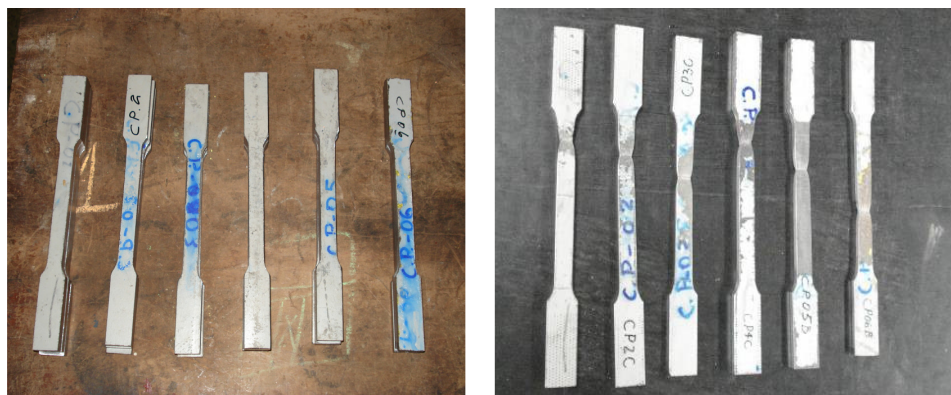


Figura 3.36 – Corpos de prova de aço antes e após os ensaios de caracterização

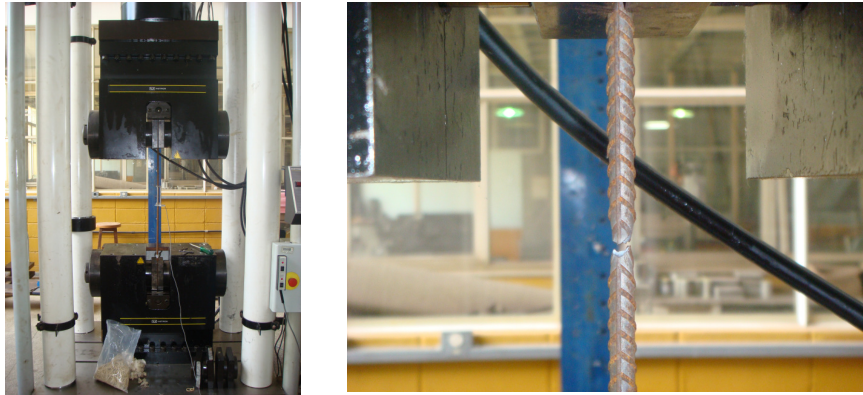


Figura 3.37 – Ensaio de caracterização de armadura

Tabela 3.3 – Resumo das características dos aços dos perfis e armaduras

Corpo de prova	f_y (kN/cm ²)	f_u (kN/cm ²)	E (kN/cm ²)
Alma do pilar	39,3	38,4	23401,0
Alma da viga principal	31,1	36,0	21398,6
Alma da viga secundária	38,8	45,4	22098,7
Armadura 8 mm	62,1	71,6	21073,9
Armadura 10 mm	59,1	69,7	20418,2

f_y = tensão de escoamento

f_u = tensão na ruptura

E = módulo de elasticidade

3.6 – Considerações Finais

Neste capítulo foi apresentada a descrição da estrutura ensaiada assim como os métodos de ensaio e instrumentação utilizada a fim de encontrar resultados para os objetivos propostos. Estes resultados serão mostrados e discutidos no capítulo 4, a seguir.

Os resultados da caracterização dos materiais foram usados na constituição dos modelos numéricos que serão descritos e discutidos mais adiante.

Resultados Experimentais

4.1 – Considerações Iniciais

Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios com as etapas de carregamento distribuído e concentrado aplicados no pavimento tipo.

Para as etapas de carregamento distribuído, os resultados serão apresentados sob forma de tabelas e gráficos abrangendo deslocamentos ao longo das vigas principais e da laje, deformação nas armaduras positivas, formação e distribuição das fissuras.

Para as 1ª a 5ª etapas de carregamento concentrado, em que foi observado o comportamento das vigas e da laje em regime elástico, os resultados apresentados abrangerão força aplicada, deslocamento nas vigas principais, secundárias e em alguns pontos da laje e também o acompanhamento do surgimento de fissuras. Para a 6ª a 9ª etapas serão apresentados, ainda, as deformações nas seções próximas aos apoios, no vão central das vigas principais, nas armaduras positivas e em algumas armaduras negativas e de contorno.

Nos ensaios realizados não foram considerados os deslocamentos devido ao peso próprio da estrutura, e sim a partir da sobrecarga aplicada na laje.

Para uma melhor apresentação dos resultados, as vigas principais, secundárias e seus apoios serão numerados e será utilizado, ainda, um eixo de coordenadas XY. A numeração

das vigas e a posição do eixo de coordenadas são ilustradas na figura 4.1. As linhas tracejadas na figura indicam a posição de leituras de deslocamento segundo os eixos X e Y da laje.

Os extensômetros elétricos de resistência colados nas barras de armaduras negativas e de contorno próximo ao pilar da ligação LG01 apresentaram problemas e não foi possível realizar qualquer leitura.

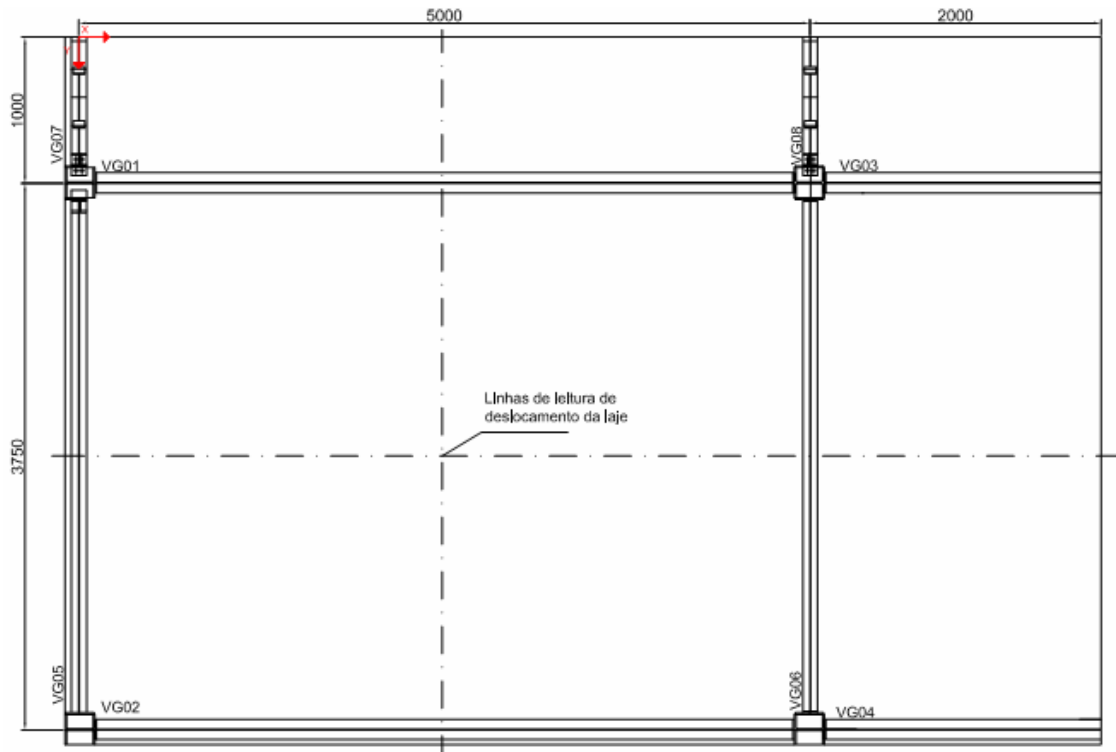


Figura 4.1– Numeração das vigas e posicionamento do eixo de coordenadas

4.2 – Carregamento distribuído

O carregamento distribuído na laje do pavimento tipo procurou simular condições usuais de projeto. As várias etapas de carregamento solicitaram a laje de maneiras diferentes, em alguns casos carregando apenas o centro do vão e, em outros, aplicando também momentos negativos por meio do carregamento nos balanços.

As leituras das medidas dos extensômetros e transdutores foram realizadas logo após o término do posicionamento das placas pré-moldadas em seus devidos lugares.

A seguir serão apresentados gráficos e tabelas contendo resultados das várias etapas de carregamento distribuído.

Na tabela 4.1 é apresentado os valores de carregamentos aplicado em cada etapa do ensaio.

Tabela 4.1 –Carregamentos aplicados

Etapa	Laje Central	Balanço das vigas secundárias	Balanço das vigas principais
1ª	1,28 kN/m ²	0	0
2ª	1,50 kN/m ²	0	0
3ª	1,50 kN/m ²	4,0 kN/m	0
4ª	1,50 kN/m ²	0	4,0 kN/m
5ª	1,50 kN/m ²	2,4 kN/m ²	4,0 kN/m
6ª	1,84 kN/m ²	3,9 kN/m ²	4,0 kN/m
7ª	3,2 kN/m ²	0	4,0 kN/m
8ª	3,62 kN/m ²	0	0

Na figura 4.2 podemos observar o comportamento das vigas principais VG01 e VG02 quanto ao deslocamento vertical ao longo do vão para cada etapa de carregamento distribuído. Os deslocamentos alcançados na viga VG02 são ligeiramente menores do que os da viga VG01.

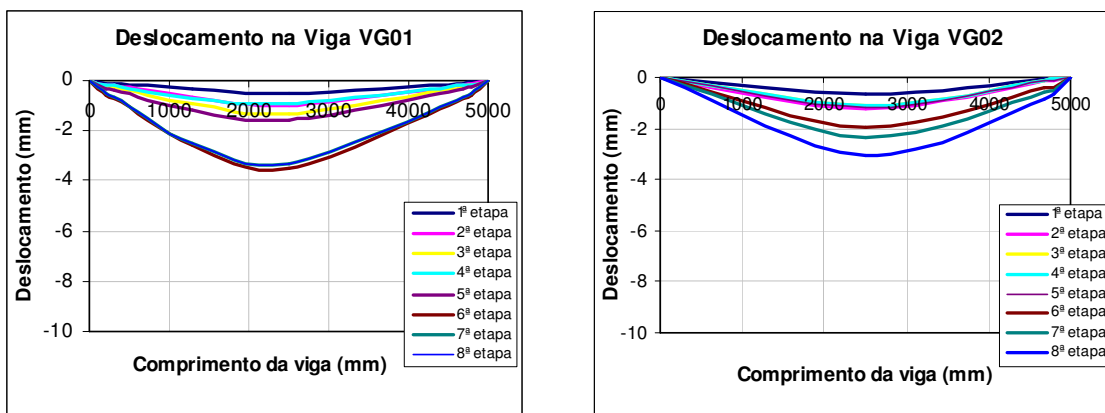


Figura 4.2 – Deslocamento vertical ao longo da vigas VG01 e VG02 para os carregamentos distribuídos

A figura 4.3 indica o deslocamento medido pelos transdutores posicionados ao longo da laje segundo os eixos X e Y.

Nestas figuras podemos observar a tendência de levantamento dos trechos em balanços quando posicionados os carregamentos distribuídos no centro do vão da laje e o efeito contrário quando os balanços são carregados.

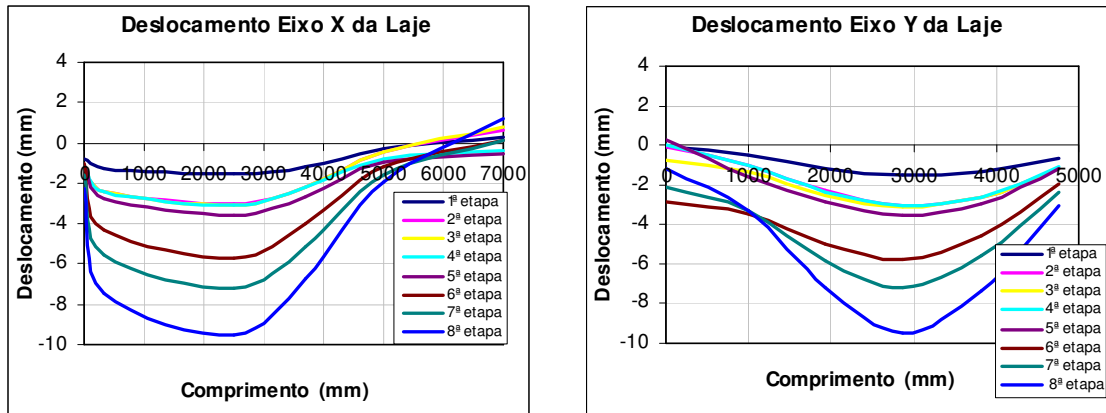


Figura 4.3 – Deslocamento vertical da laje ao longo dos eixos X e Y para os carregamentos distribuídos

A figura 4.4 ilustra a deformação das armaduras positivas instrumentadas. Nela podemos verificar que as tensões de tração nas nervuras formadas pelas canaletas aumentam conforme as nervuras se distanciam das vigas de aço tendo, portanto, as maiores deformações ocorrem no centro do vão da laje.

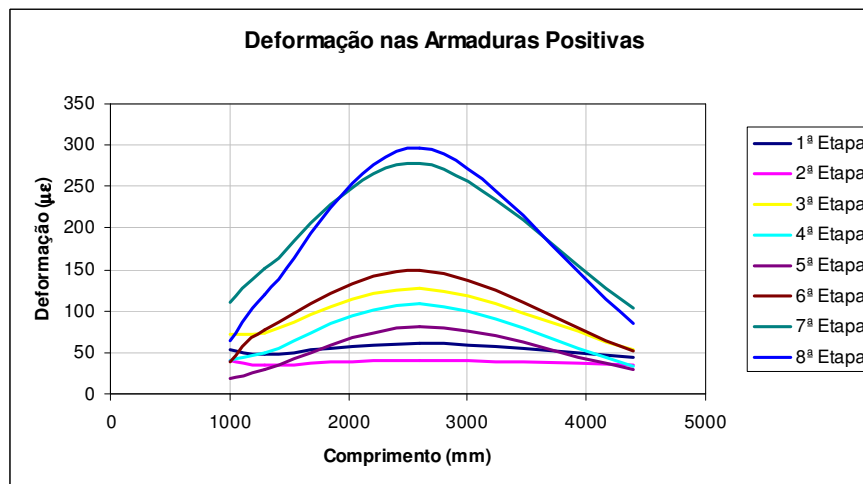


Figura 4.4 – Deformação nas barras de armaduras positivas

Na figura 4.5 temos um mapeamento das fissuras surgidas durante as etapas de carregamentos distribuídos. Podemos observar que algumas fissuras apareceram antes mesmo de qualquer carregamento, provavelmente devido a efeitos sofridos durante a desforma ou mesmo por causa da retração do concreto. Estas fissuras estão indicadas pelo número “0”.

As primeiras fissuras devido ao carregamento surgiram após a 4ª etapa de carregamento na direção paralela à viga secundária VG06. Lembrando que nesta etapa o carregamento foi aplicado no balanço e, portanto, essas fissuras surgiram devido ao momento negativo causado por este carregamento.

Após a 6ª etapa de carregamento, uma pequena fissura surgiu ao lado do pilar da ligação LG01 da viga VG01.

Depois da 7ª etapa de carregamento, quando o carregamento no centro do vão foi aumentado, surgiram várias fissuras nas regiões próximas aos pilares. Algumas das fissuras que surgiram anteriormente foram prolongadas ao término desta etapa de carregamento.

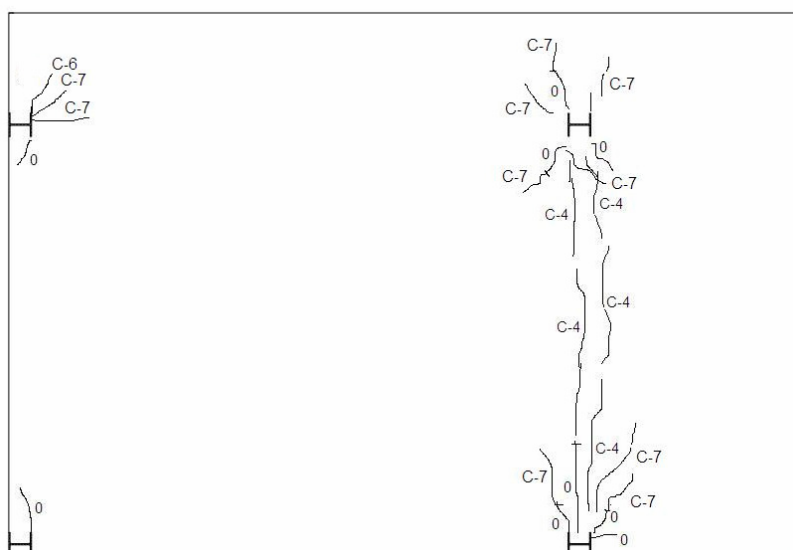


Figura 4.5 – Esquema de fissuração da laje

Na figura 4.6 temos as vistas das fissuras formadas perto dos pilares ao término da 8ª etapa de carregamento.



a-) Pilar da ligação LG01



b-) Pilar da ligação LG02



c-) Pilar da ligação LG03



d-) Pilar da ligação LG04

Figura 4.6 – Vista da fissuração da laje em pontos próximos aos pilares

4.3 – Carregamentos concentrados

Os carregamentos concentrados foram aplicados em diversas posições procurando observar o comportamento da laje, das vigas principais e secundárias. Durante os ensaios da 1ª a 5ª etapa procurou-se controlar os carregamentos pelo deslocamento das vigas principais e do centro da laje, não deixando que eles passassem de um valor igual a $L/350$.

Nestas etapas de carregamento, as leituras das medidas dos extensômetros e transdutores foram feitas de maneira automática sendo registrada uma leitura por segundo. Em todos os gráficos de força X deslocamento apresentados a seguir os valores da força são os registrados em um atuador hidráulico, ou seja, a cada dois pontos de aplicação.

4.2.1 – 1ª Etapa de carregamento concentrado

Neste ensaio, foram aplicados dois carregamentos concentrados verticais na laje posicionados na direção dos terços das vigas secundárias e no centro do vão das vigas principais (figura 4.7).

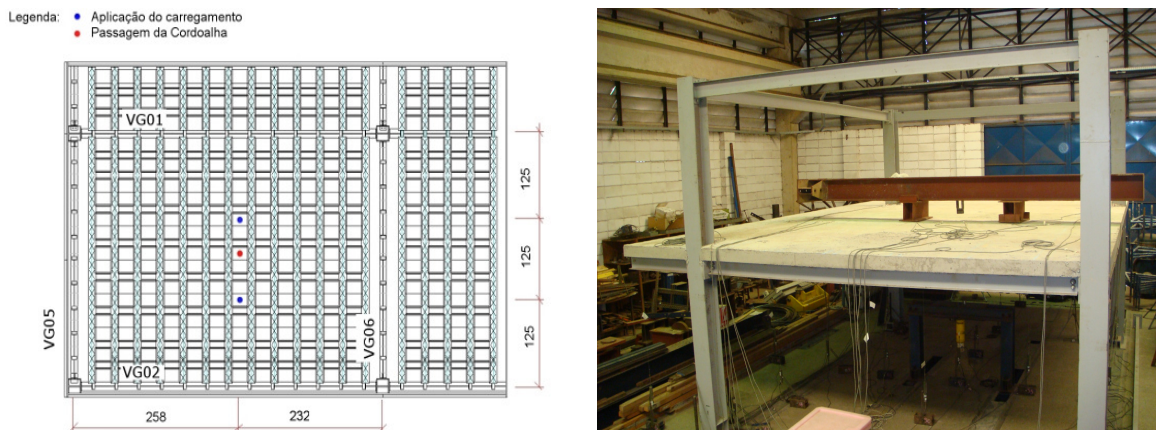


Figura 4.7 – Esquema e vista da 1ª etapa de carregamento concentrado

Na figura 4.8 é apresentado o gráfico força X deslocamento dos pontos centrais das vigas principais e do centro da laje. Como esperado, o comportamento é linear e a estrutura se encontra na fase elástica. O deslocamento da viga VG02 é ligeiramente maior do que a da viga VG01 devido à menor rigidez do conjunto misto pelo fato da laje estender-se apenas para um lado da viga.

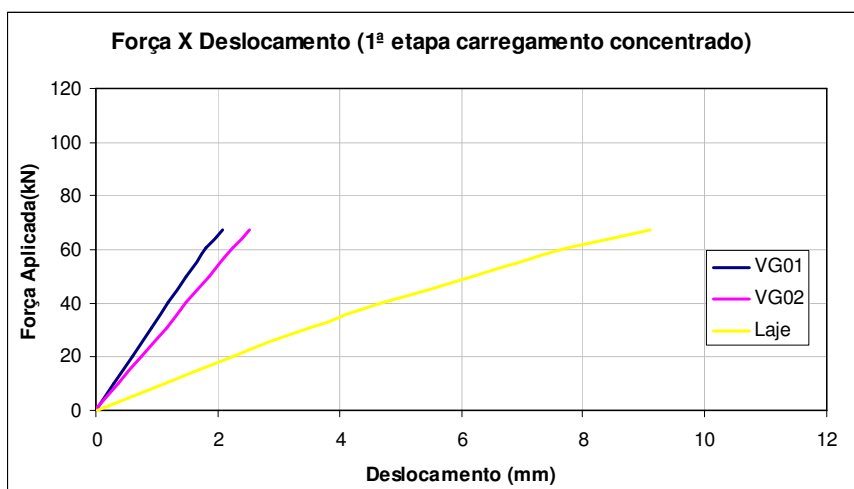


Figura 4.8 – Força X Deslocamento - 1ª etapa de carregamento concentrado

Podemos observar, na figura 4.9, o deslocamento ao longo das vigas principais VG01 e VG02 para valores de carregamentos iguais a 10%, 25%, 50%, 75% e 100% do máximo valor de carregamento aplicado pelo atuador, nesta etapa.

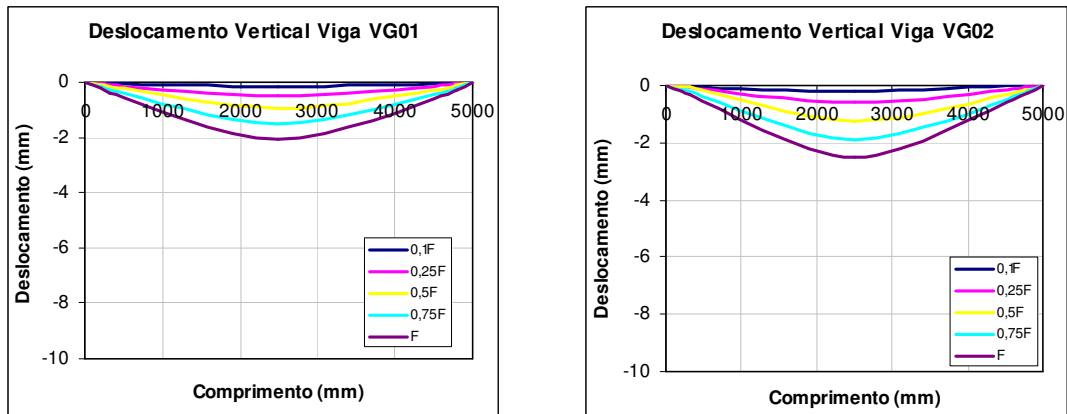


Figura 4.9 – Deslocamento vertical ao longo das vigas VG01 e VG02- 1ª etapa de carregamento concentrado

Assim como nas etapas de carregamentos distribuídos, nesta etapa também foi possível observar a tendência de levantamento dos dois balanços a medida que o carregamento foi aumentando. A figura 4.10 ilustra este comportamento para as direções X e Y da laje.

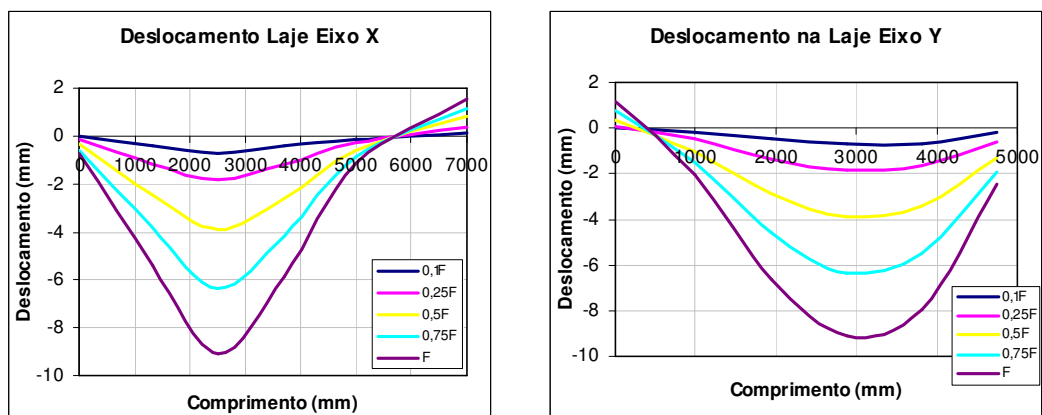


Figura 4.10 – Deslocamento vertical ao longo da laje na direção dos eixos X e Y - 1ª etapa de carregamento concentrado

As deformações nas armaduras positivas da laje atingiram valores máximos nas barras posicionadas no centro do vão e diminuíram a medida que se aproximaram das vigas principais. Este fato pode ser observado na figura 4.11.

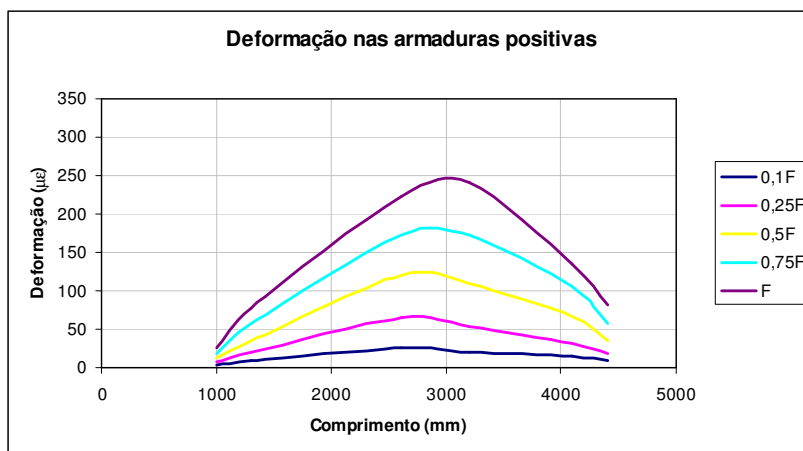


Figura 4.11 – Deformação nas barras das armaduras positivas - 1ª etapa de carregamento concentrado

Houve o aparecimento de fissuras próximo aos pilares da ligação LG01, LG02 e na região acima da viga secundária VG06. Na figura 4.12 podemos observar o mapeamento das fissuras que surgiram nesta fase junto as outras já existentes. As fissuras que surgiram nesta etapa estão marcadas como C-9 continuando a numeração dos ensaios de carregamento distribuídos.

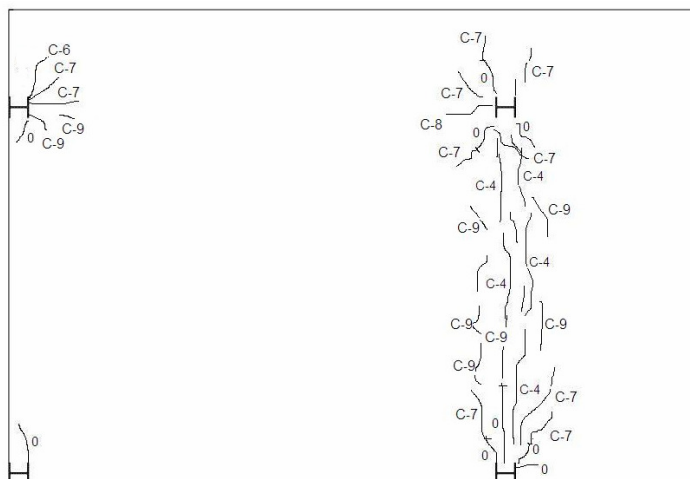


Figura 4.12 – Esquema da formação de fissuras da laje - 1ª etapa de carregamento concentrado

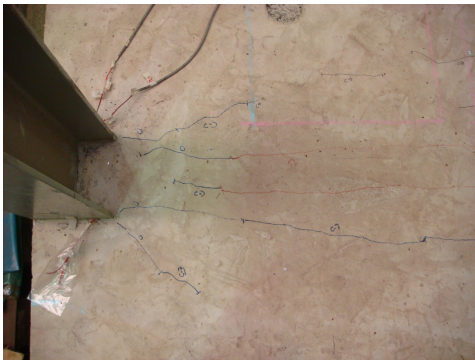
Na figura 4.13 temos uma visão geral das fissuras que surgiram próximas aos pilares nas etapas de carregamentos realizadas até agora.



a-) Pilar da ligação LG01



b-) Pilar da ligação LG02



c-) Pilar da ligação LG03



d-) Pilar da ligação LG04

Figura 4.13 – Vista da fissuração da laje - 1ª etapa de carregamento concentrado

Nesta etapa de carregamento procuramos solicitar a laje e observar seu comportamento e o comportamento das vigas principais. O carregamento foi aplicado até um valor em que a laje apresentou deslocamento próximo de 10 mm (vão/500) valor este, abaixo do valor correspondente do estado limite de serviço.

4.2.2 – 2ª Etapa de carregamento concentrado

Na 2ª etapa de ensaio de carregamentos concentrados, estes foram aplicados no centro das vigas principais. Na figura 4.14 podemos observar um esquema da posição do carregamento e uma vista geral da estrutura já preparada para o ensaio.

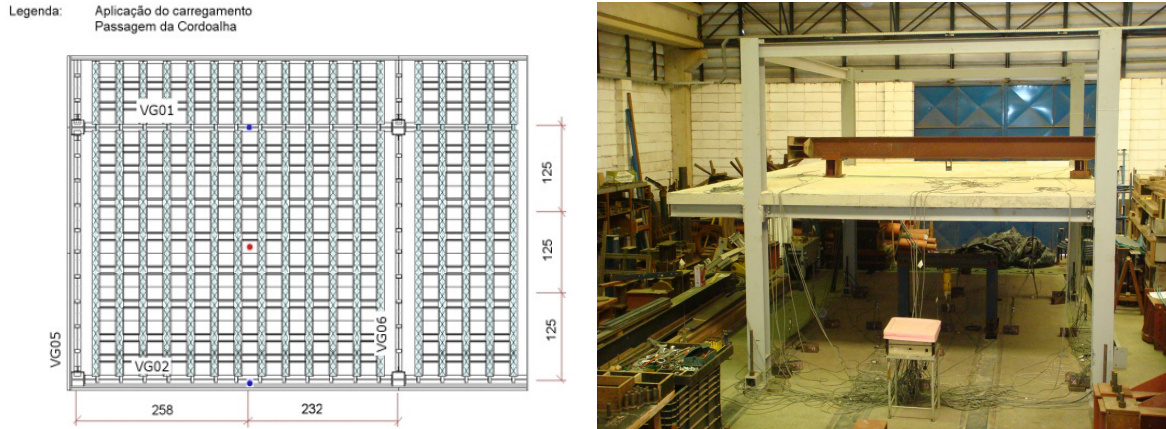


Figura 4.14 – Esquema e vista da 2ª etapa de carregamento concentrado

O gráfico força X deslocamento das vigas principais e do centro da laje pode ser observado na figura 4.15. Podemos observar também o comportamento elástico linear da estrutura e valores de deslocamento maiores na viga VG02 como já observados na etapa anterior.

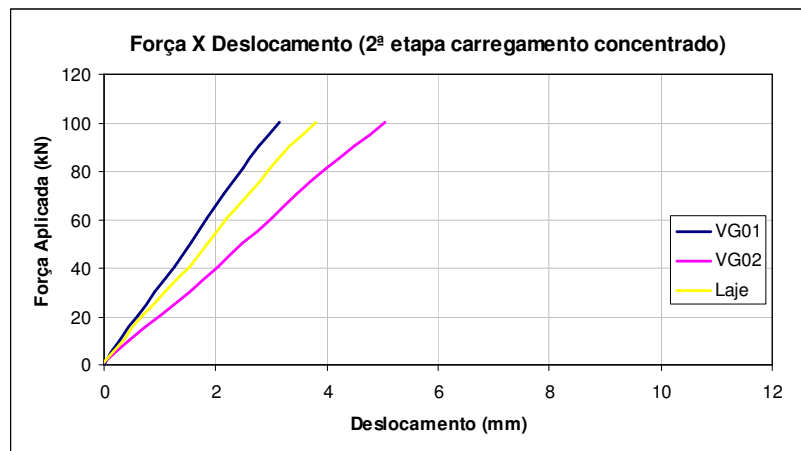


Figura 4.15 – Força X Deslocamento - 2ª etapa de carregamento concentrado

A figura 4.16 ilustra o deslocamento vertical ao longo das vigas principais VG01 e VG02 para valores iguais a 10%, 25%, 50%, 75% e 100% do máximo carregamento aplicado neste ensaio.

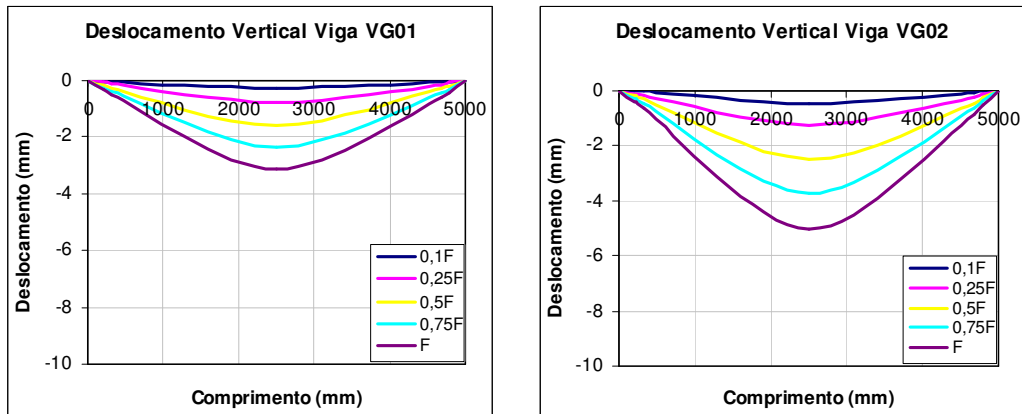


Figura 4.16 – Deslocamento vertical ao longo das vigas principais VG01 e VG02- 2ª etapa de carregamento concentrado

A figura 4.17 ilustra o deslocamento da laje na direção dos eixos X e Y. Na direção do eixo X houve o levantamento do trecho em balanço e, na direção do eixo Y, o balanço de deslocou no mesmo sentido do centro da laje e das vigas principais.

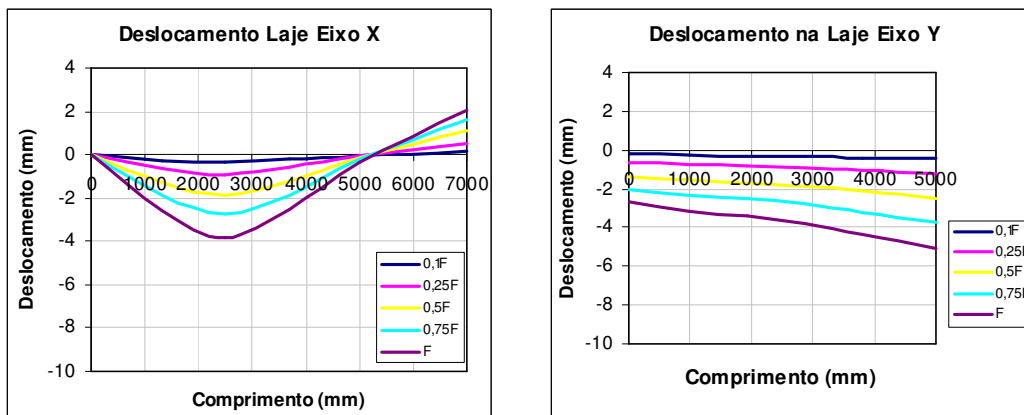


Figura 4.17 – Deslocamento vertical da laje ao longo dos eixos X e Y - 2ª etapa de carregamento concentrado

A figura 4.18 ilustra as deformações atingidas pelas barras de armadura positivas instrumentadas ao longo da largura da laje. Assim como na etapa anterior, as maiores deformações foram atingidas nas barras posicionadas no centro do vão onde o momento fletor na laje é maior.

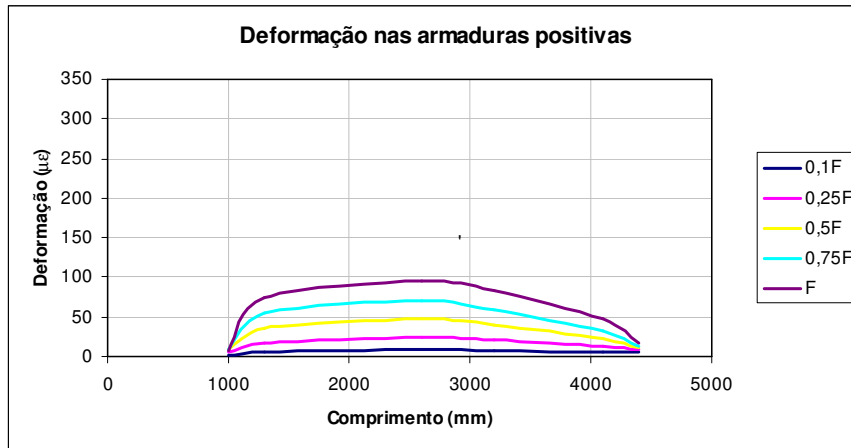


Figura 4.18 – Deformação barras de armaduras positivas - 2ª etapa de carregamento concentrado

Nesta etapa de carregamento não foi observado o surgimento de novas fissuras e nem o prolongamento das fissuras existentes.

4.2.3 – 3ª Etapa de carregamento concentrado

Os quatro carregamentos concentrados aplicados nesta etapa foram posicionados na laje a um quarto e três quartos na direção do vão das vigas principais e na direção dos terços de vão das vigas secundárias. O esquema de carregamento e uma vista do pavimento tipo com as vigas para aplicação dos carregamentos já posicionadas podem ser vistos na figura 4.19.

Legenda: Aplicação do carregamento
Passagem da Cordoalha

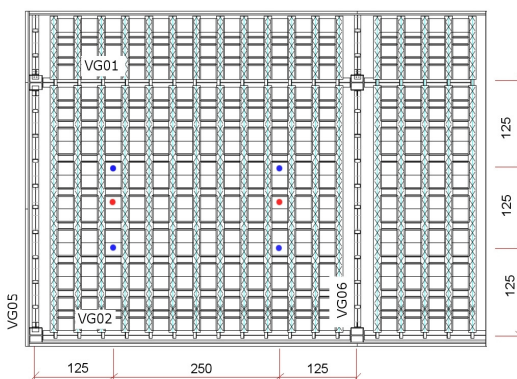


Figura 4.19 – Esquema e vista da 3ª etapa de carregamento concentrado

Nesta etapa foi aplicado um carregamento máximo igual a 56 kN em cada atuador hidráulico, 28 kN em cada ponto de aplicação na laje. Este carregamento ocasionou um deslocamento máximo igual a 9 mm no centro da laje. Na figura 4.20 pode-se observar o gráfico força X deslocamento das vigas principais VG01 e VG02 e do centro a laje. Neste gráfico pode-se observar que as vigas permanecem no regime elástico linear, porém, a laje começa a indicar a mudança de regime demonstrando isso através do início da mudança da inclinação da reta.

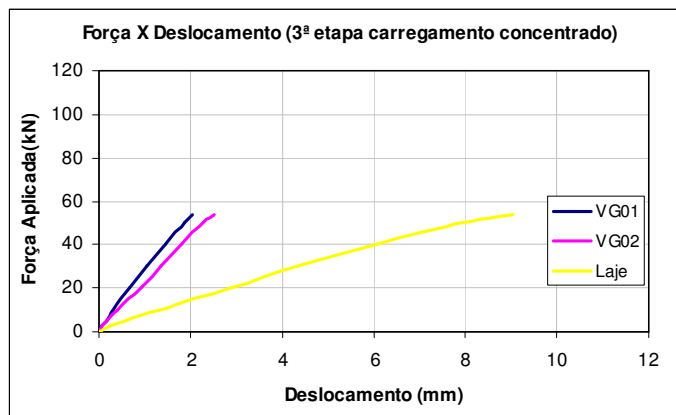


Figura 4.20 –Força X Deslocamento - 3ª etapa de carregamento concentrado

Na figura 4.21 temos ilustrado o deslocamento vertical das vigas principais VG01 e VG02 durante a etapa de carregamento. Assim como nas outras etapas de carregamento o deslocamento na viga VG02 é maior, para todas as cargas aplicadas, do que na viga VG01.

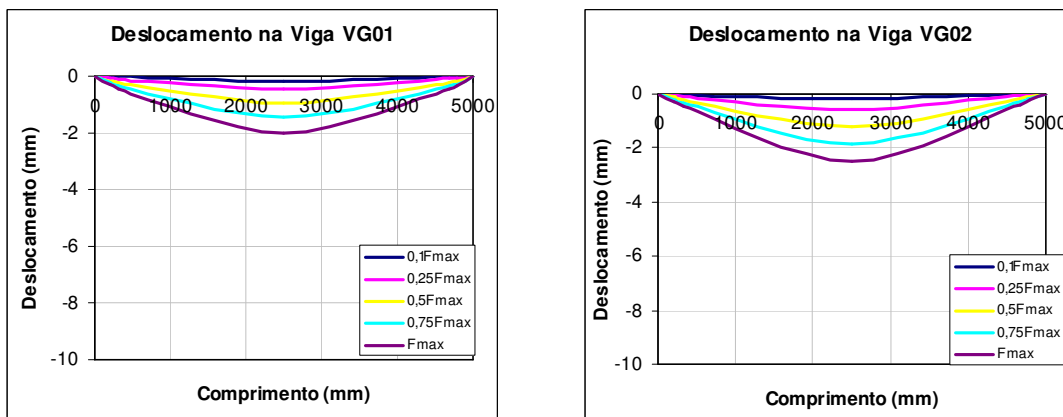


Figura 4.21 – Deslocamento nas vigas principais VG01 e VG02 - 3ª etapa de carregamento concentrado

Nos gráficos da figura 4.22 é possível observar a tendência de levantamento do trecho de laje em balanço na direção dos eixos X e Y da laje.

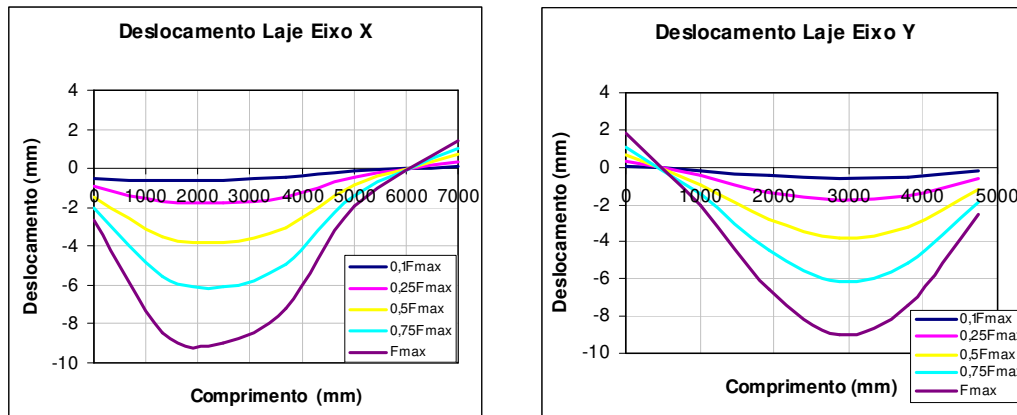


Figura 4.22 – Deslocamento da laje nas direções X e Y - 3ª etapa de carregamento concentrado

Nos gráficos da figura 4.23 são apresentadas as deformações nas barras de armadura positivas e como nas etapas anteriores as barras posicionadas mais próximas ao meio do vão apresentaram maiores deformações.

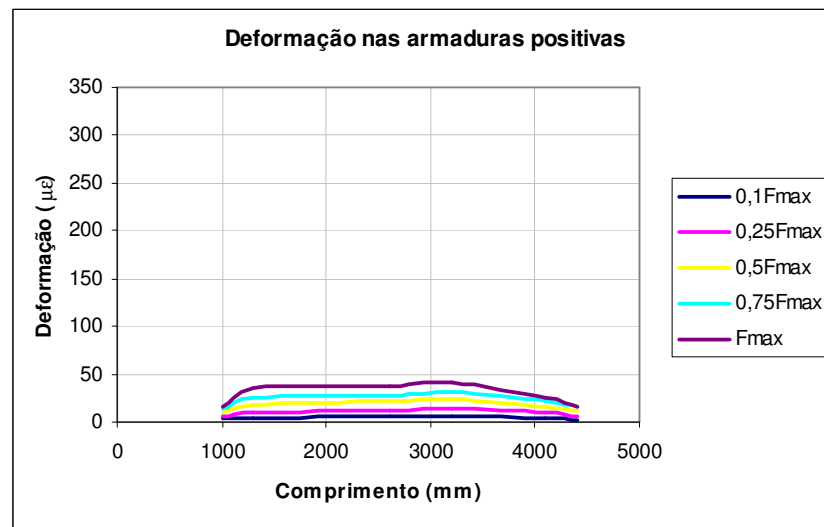


Figura 4.23 – Deformações armaduras positivas - 3ª etapa de carregamento concentrado

4.2.4 – 4ª Etapa de carregamento concentrado

Os carregamentos concentrados da 4ª etapa de ensaio foram posicionados a 40 cm do centro das vigas secundárias VG05 e VG06. A figura 4.24 ilustra o esquema de aplicação dos carregamentos e uma vista do pavimento tipo com a viga de aplicação posicionada.

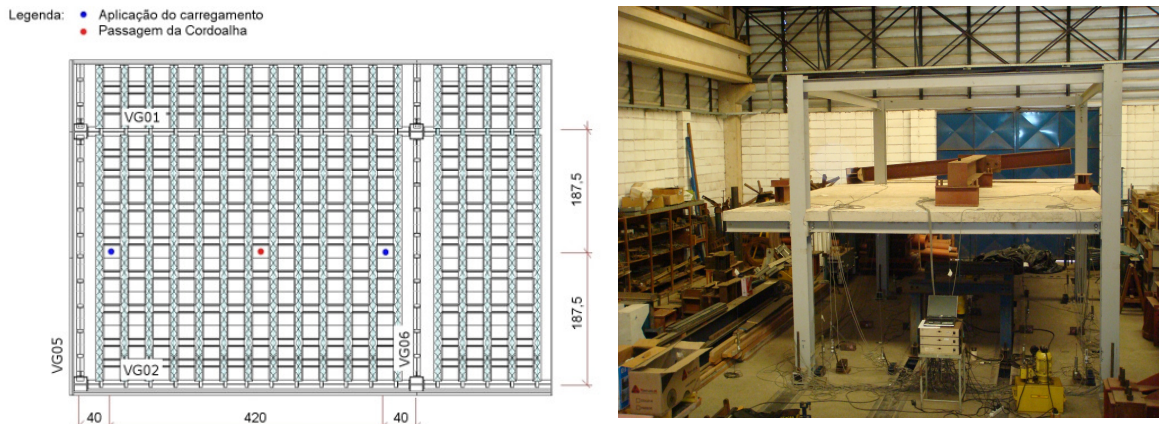


Figura 4.24 – Esquema da posição de aplicação do carregamento e vista da estrutura - 4ª etapa de carregamento concentrado

Nesta etapa procurou-se observar, também, o comportamento das vigas secundárias durante o ensaio. Na região sobre essas vigas foi moldada uma faixa de laje maciça.

Na figura 4.25 são apresentados os gráficos Força X Deslocamento das vigas secundárias VG05, VG06 e do centro da laje. Nesta figura podemos observar que as vigas secundárias apresentaram maior deslocamento que as vigas principais e que, praticamente, não houve diferença no deslocamento das vigas secundárias VG05 e VG06.

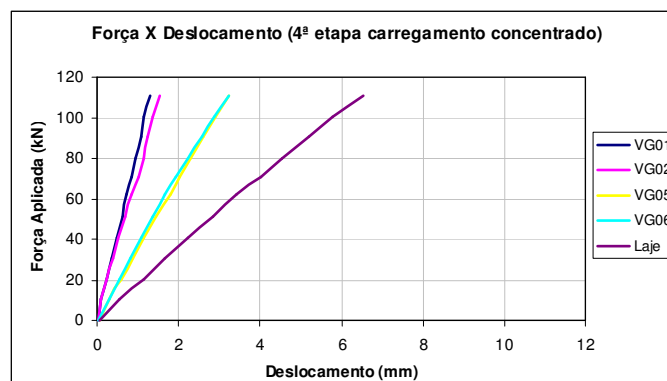


Figura 4.25 – Força X Deslocamento - 4ª etapa de carregamento concentrado

Os deslocamentos ao longo das vigas secundárias VG05 e VG06 podem ser vistos na figura 4.26. Nesta figura, também, podemos observar que a diferença entre os valores de deslocamentos das vigas secundárias é praticamente inexistente.

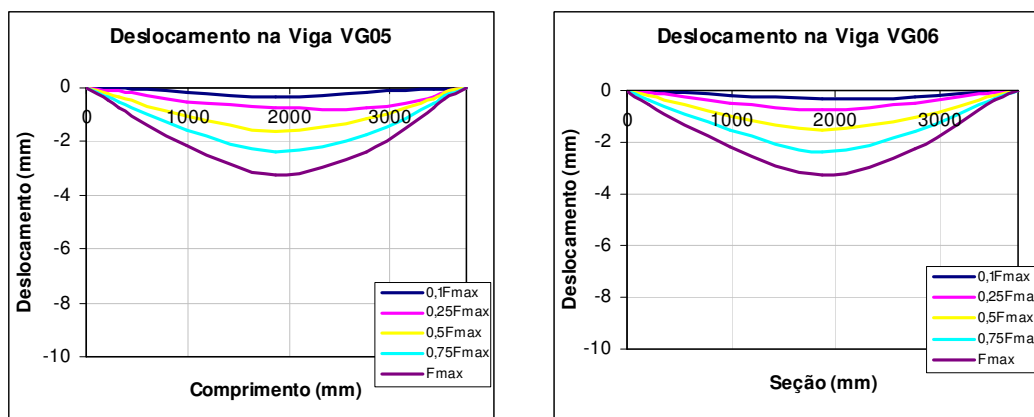


Figura 4.26 – Deslocamento nas vigas secundárias - 4ª etapa de carregamento concentrado

Os deslocamentos da laje nas direções X e Y podem ser observadas na figura 4.27. Tanto na direção do eixo X quanto na direção do eixo Y da laje se deslocou para baixo inclusive na região dos balanços.

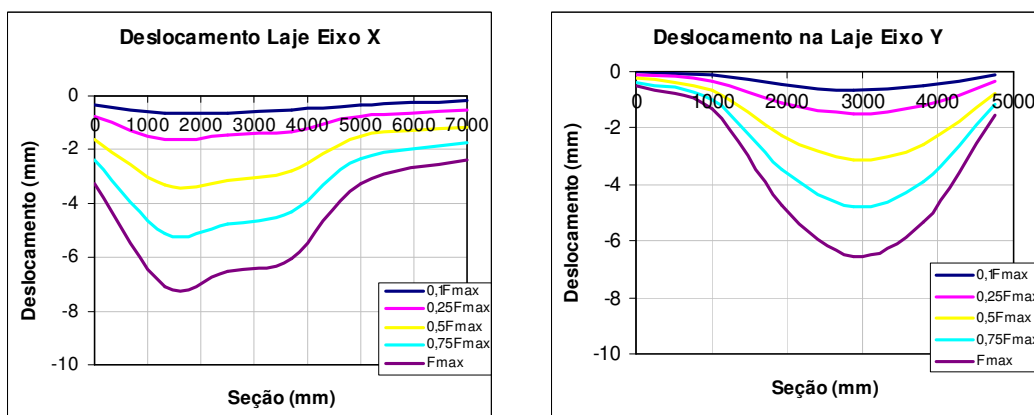


Figura 4.27 – Deslocamento vertical da laje ao longo dos sentidos X e Y - 4ª etapa de carregamento concentrado

As deformações das armaduras positivas são mostradas na figura 4.28. Nela podemos ver a inversão de esforços em duas barras, posicionadas no centro do vão da laje, que passaram a apresentar deformações devido à compressão.

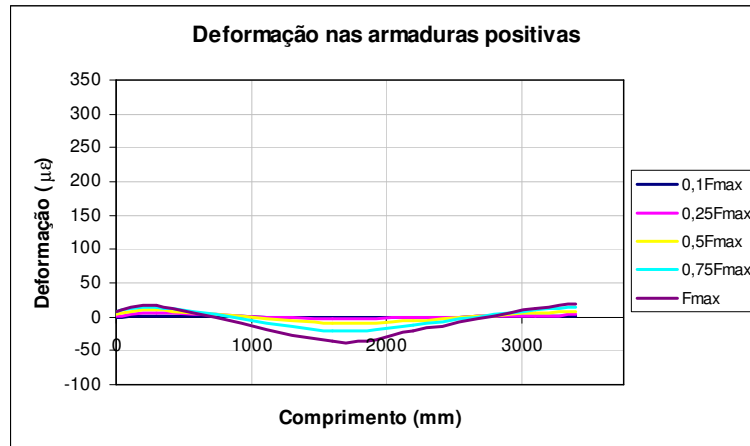


Figura 4.28 – Deformação nas barras de armaduras positivas - 4ª etapa de carregamento concentrado

Após o término desta etapa de ensaio não foi encontrado o surgimento de novas fissuras e nem o prolongamento das fissuras que já haviam aparecido.

4.2.5 – 5ª Etapa de carregamento concentrado

Esta 5ª etapa de carregamento concentrado continuou com o objetivo de analisar o comportamento das vigas secundárias que possuíam uma faixa de laje maciça moldada. Nesta etapa as posições dos carregamentos foram alteradas aproximando para os terços de vão da laje. Na figura 4.29 temos o esquema da posição dos carregamentos aplicados e uma vista da estrutura antes do ensaio.

Legenda: ● Aplicação do carregamento
● Passagem da Cordoalha

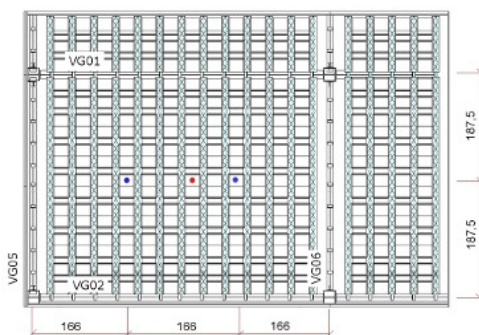


Figura 4.29 – Esquema de carregamento e vista da estrutura - 5ª etapa de carregamento concentrado

Os gráficos força X deslocamento do centro das vigas principais, VG01 e VG02, das vigas secundárias, VG05 e VG06, e do centro da laje podem ser vistos na figura 4.30. Nesta etapa, os deslocamentos nas quatro vigas apresentaram valores próximos e com o carregamento nesta posição, a laje atingiu deslocamentos maiores que na etapa anterior.

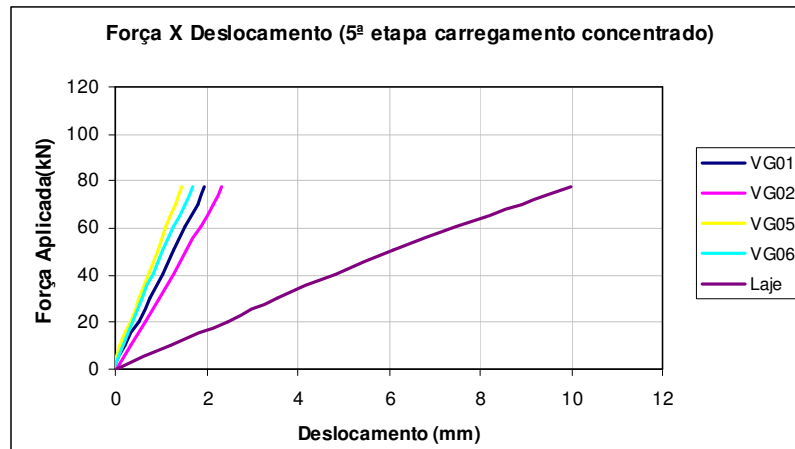


Figura 4.30 – Força X Deslocamento - 5ª etapa de carregamento concentrado

Na figura 4.31 são apresentados os gráficos de deslocamento ao longo das vigas secundárias VG05 e VG06. Nestes gráficos podemos observar que, assim como na etapa anterior, os valores de deslocamento das vigas secundárias são muito próximos, mas menores que na etapa anterior.

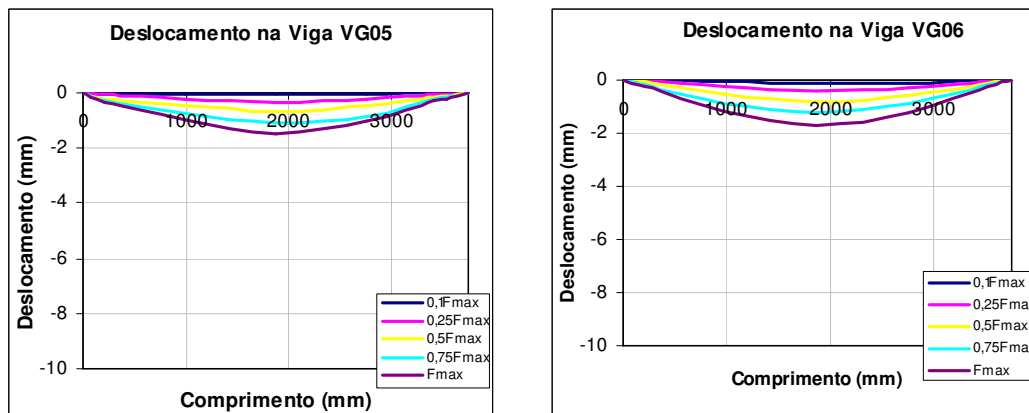


Figura 4.31 – Deslocamento ao longo das vigas secundárias - 5ª etapa de carregamento concentrado

Nesta etapa também não houve deslocamento significativo para cima ou para baixo da parte em balanço da laje tanto no sentido do eixo X como no sentido do eixo Y. Os deslocamentos da laje nas direções X e Y podem ser observadas na figura 4.32.

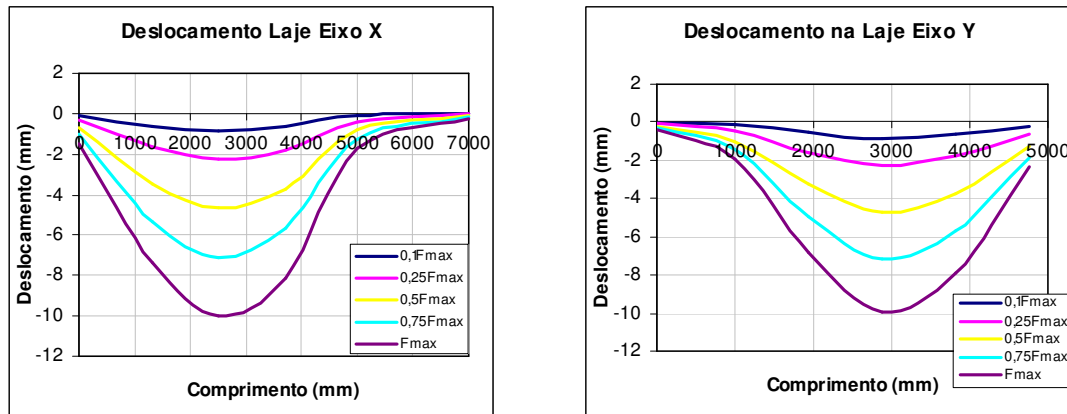


Figura 4.32 – Deslocamento ao longo dos eixo X e Y da laje - 5ª etapa de carregamento concentrado

Na figura a seguir, 4.33, podemos observar o comportamento das armaduras positivas ao longo da etapa de ensaio.

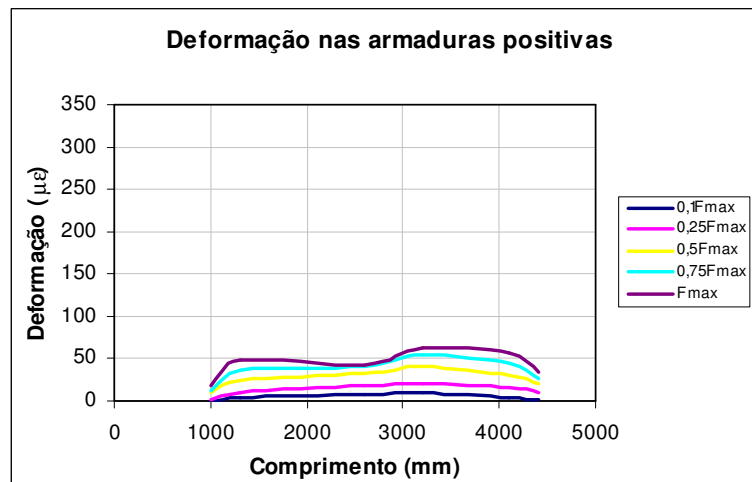


Figura 4.33 – Deslocamento ao longo dos eixo X e Y da laje - 5ª etapa de carregamento concentrado

Nesta etapa também não houve o aparecimento de novas fissuras e nem foi constatado o prolongamento das fissuras existentes.

4.2.6 – 6ª Etapa de carregamento concentrado

Nesta etapa de carregamento não foi definido um valor de deslocamento limite, pois, o objetivo deste ensaio foi atingir o estado limite último da estrutura. Os valores limites de carregamento foram estabelecidos com base na resistência da cordoalha, do sistema de aplicação da força, próximo de 150 kN. O comportamento das vigas principais e da laje voltou a ser o foco principal do ensaio.

Na figura 4.34 podemos observar o esquema de posicionamento dos carregamentos e uma vista da estrutura antes do ensaio.

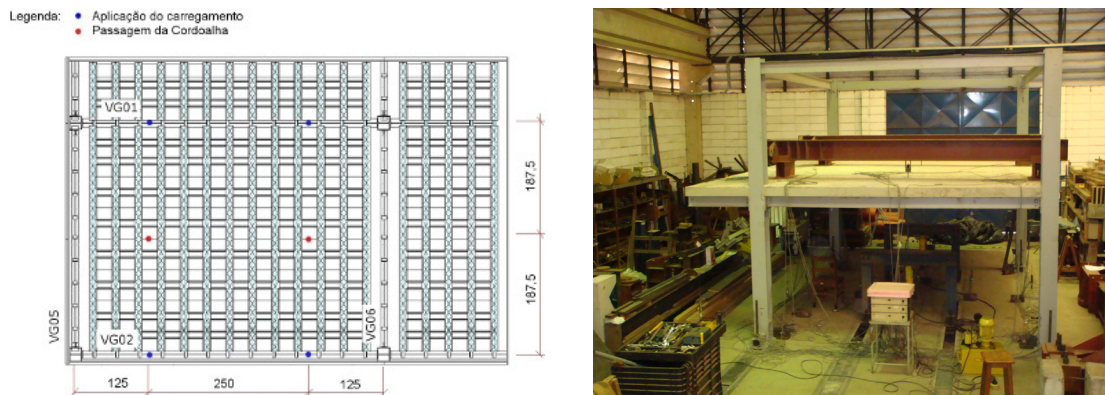


Figura 4.34 – Esquema de carregamento e vista da estrutura - 6ª etapa de carregamento concentrado

O gráfico força X deslocamento do centro das vigas principais e do centro da laje podem ser vistos na figura 4.35. Apesar de ter sido aplicado um carregamento maior, as vigas e a laje continuaram sob regime elástico.

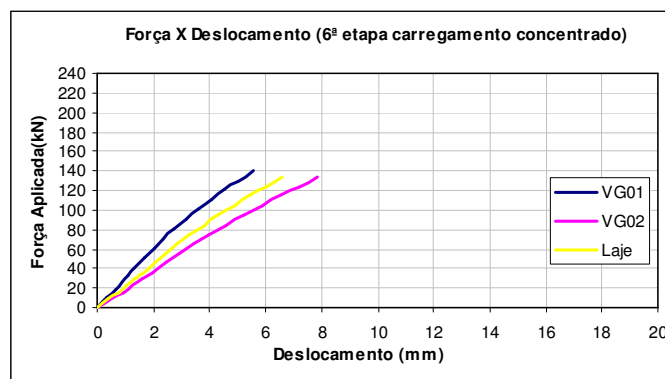


Figura 4.35 – Força X Deslocamento - 6ª etapa de carregamento concentrado

A figura 4.36 ilustra o deslocamento vertical ao longo das vigas principais VG01 e VG02. Neste ensaio, o centro da viga VG02 atingiu deslocamentos próximos de 8mm (L/600) valores, ainda, abaixo dos valores de estado limite de deslocamento excessivo.

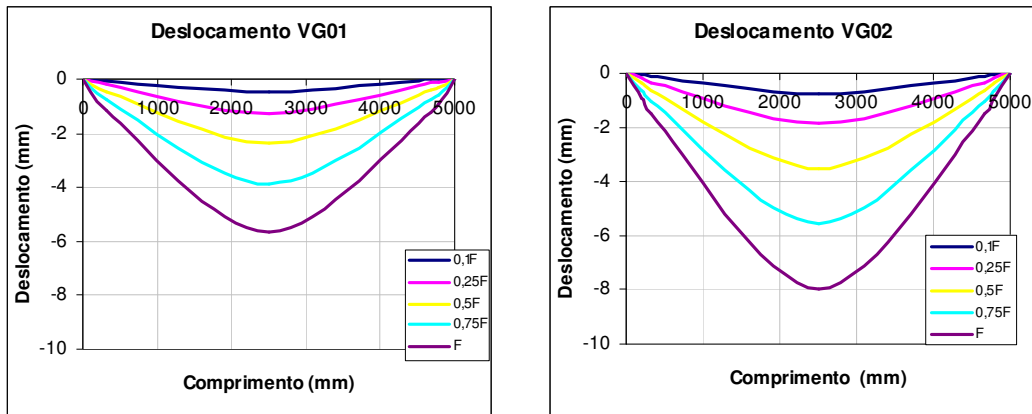


Figura 4.36– Deslocamento ao longo das vigas principais - 6ª etapa de carregamento concentrado

Os deslocamentos ao longo dos eixos X e Y da laje podem ser vistos na figura 4.37. O deslocamento vertical da parte em balanço da laje no sentido do eixo X não foi lido nesta etapa de carregamento devido a uma limitação no número de canais no sistema de aquisição de dados.

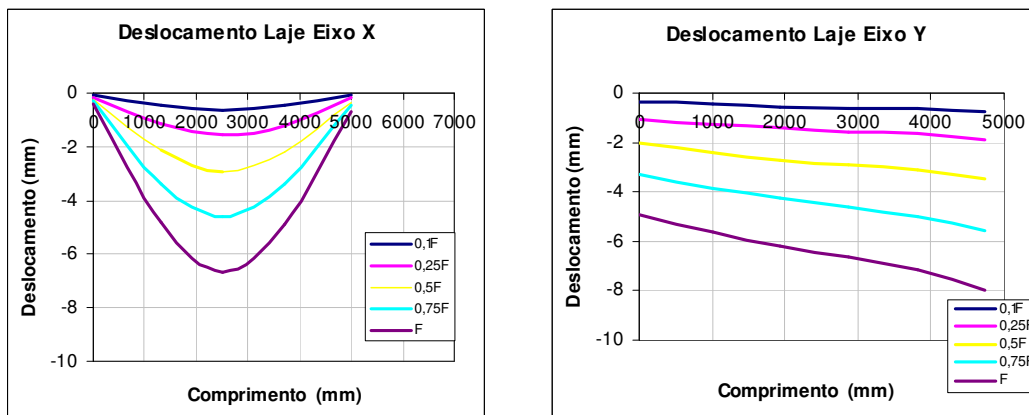


Figura 4.37 – Deslocamento da laje ao longo dos eixos X e Y - 6ª etapa de carregamento concentrado

As mesas das vigas principais, tanto superior como inferior, apresentaram deformação por tração. A mesa inferior da viga VG01 atingiu valores um pouco superiores se comparados

aos da mesa da viga VG02. Apesar da mesa superior apresentar deformações por tração, os valores obtidos foram baixos, indicando que a linha neutra está numa região próxima à mesa superior. Na figura 4.38 podemos observar a deformação nas mesas das vigas VG01 e VG02.

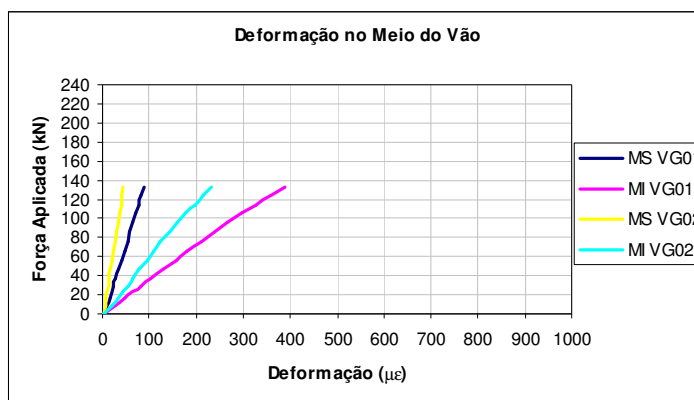


Figura 4.38 – Deformação no meio do vão das vigas principais - 6ª etapa de carregamento concentrado

Nas regiões das vigas principais próximas às ligações, as mesas superior e inferior de ambas as vigas encontram-se comprimidas. As deformações ao longo da alma foram muito pequenas. Nos gráficos das figuras 4.39 e 4.40 podemos observar a deformação ao longo da seção, próximas às ligações, das vigas principais.

As deformações nas armaduras positivas continuaram a atingir valores baixos pelo fato dos carregamentos estarem posicionados em cima das vigas principais. As armaduras negativas e de contorno dos pilares, também apresentaram valores baixos de deformação. Estes valores podem ser observados nas figuras 4.41 e 4.42.

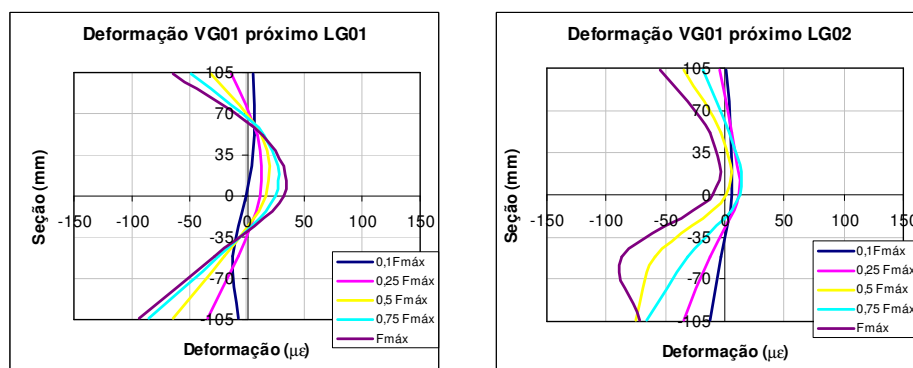


Figura 4.39 – Deformação nas seções da viga principal VG01 próxima aos apoios - 6ª etapa de carregamento concentrado

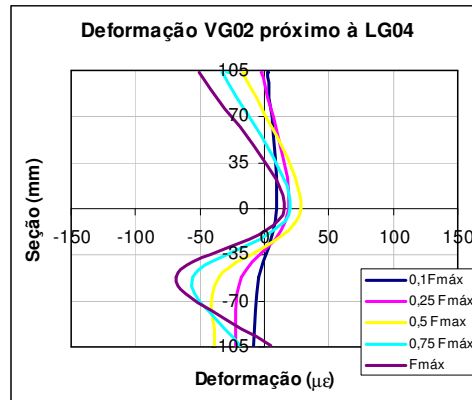


Figura 4.40 – Deformação na seção da viga principal VG02 próxima aos apoios - 6ª etapa de carregamento concentrado

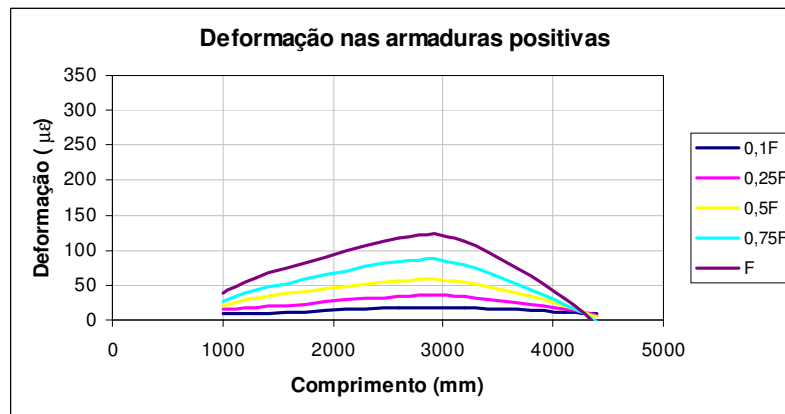


Figura 4.41 – Deformação nas armaduras positivas - 6ª etapa de carregamento concentrado

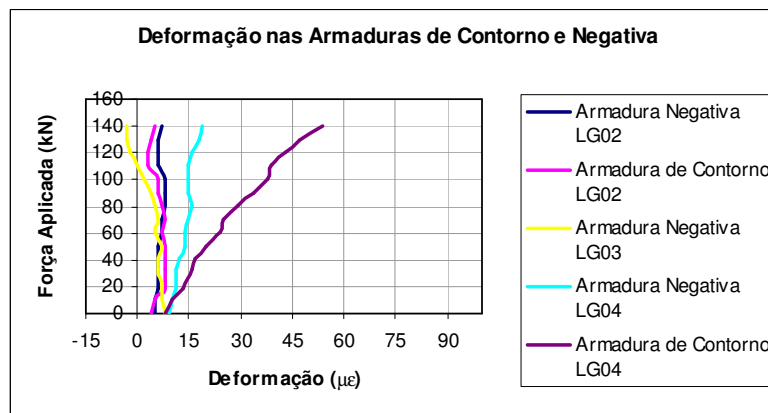


Figura 4.42 – Deformação nas armaduras positivas - 6ª etapa de carregamento concentrado

Nesta 6ª etapa de carregamento concentrado, também não foi constatado o surgimento de novas fissuras e nem o prolongamento das fissuras existentes.

4.2.7 – 7ª Etapa de carregamento concentrado

A 6ª etapa de carregamento concentrado buscou atingir o estado limite último da estrutura, porém, isso não foi possível com aquela posição dos carregamentos, portanto, a 7ª etapa teve o mesmo objetivo. Para isso, os carregamentos foram posicionados a um quarto e no centro do vão das vigas principais VG01 e VG02. Na figura 4.43 podemos observar um esquema do posicionamento dos carregamentos e uma vista das vigas de aplicação posicionadas sobre a estrutura.

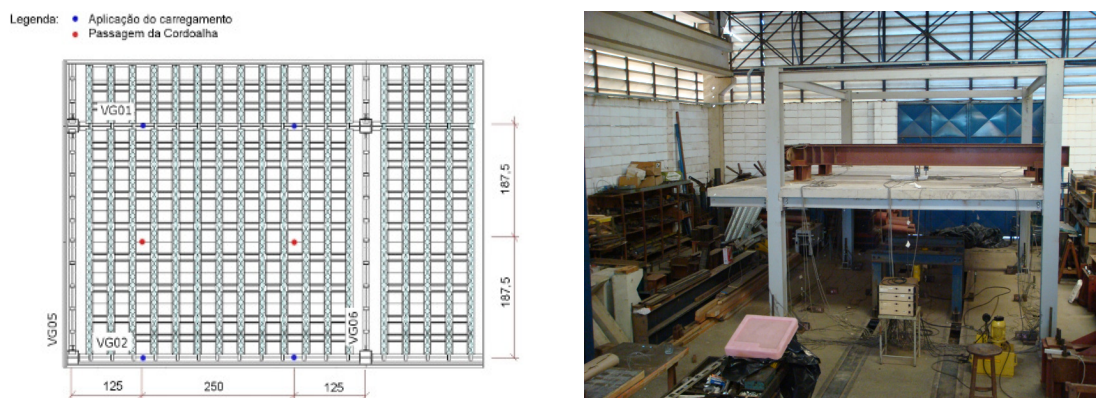


Figura 4.43 – Deformação nas armaduras positivas - 7ª etapa de carregamento concentrado

As curvas força X deslocamento ilustradas na figura 4.44 mostram que tanto a laje como as vigas principais permaneceram no regime elástico apesar de atingirem deslocamentos maiores que na etapa anterior ($L/350$) e o valor limite estabelecido pela NBR 6118:2003 para vibrações sentidas no piso.

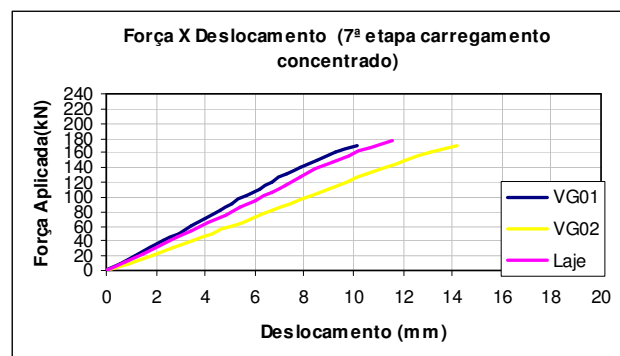


Figura 4.44 – Força X Deslocamento - 7ª etapa de carregamento concentrado

Os deslocamentos verticais das vigas principais, VG01 e VG02, e o deslocamento da laje ao longo dos eixos X e Y podem ser observados na figura 4.45 e 4.46, respectivamente.

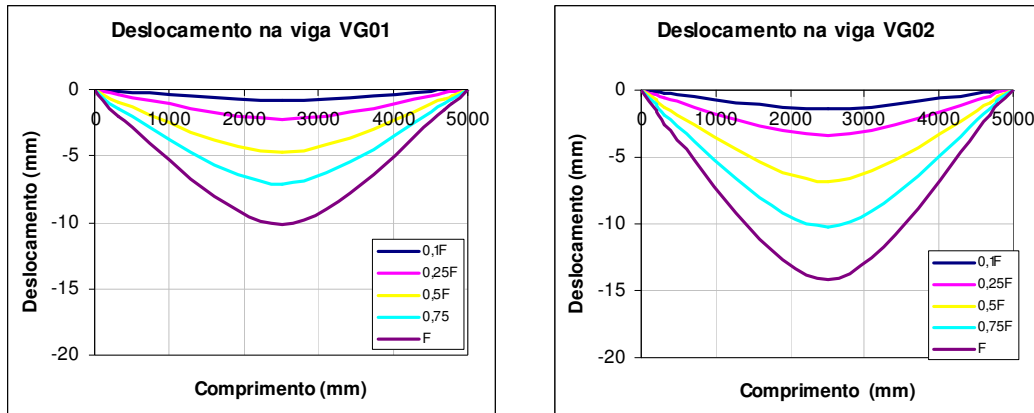


Figura 4.45 – Deslocamento ao longo das vigas principais VG01 e VG02 - 7ª etapa de carregamento concentrado

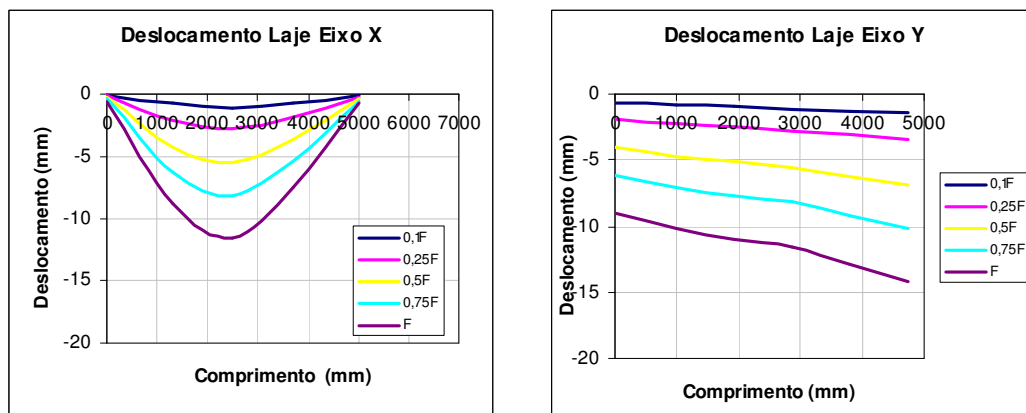


Figura 4.46 – Deslocamento da laje ao longo dos eixos X e Y - 7ª etapa de carregamento concentrado

Na figura 4.47 pode-se observar as deformações nas mesas, superior e inferior, das vigas principais. As mesas inferiores das vigas atingiram valores mais elevados que nas etapas anteriores, porém, ainda no regime elástico.

Na região próxima a ligação LG01 da viga VG01 as mesas superior e inferior encontram-se com deformações devido à compressão e a alma apresentou uma pequena deformação por tração. Na região próxima à ligação LG02 da viga VG01 e na região próxima à ligação LG04 da viga VG02, as mesas encontraram-se com deformações devido à compressão e a mesa superior e um trecho da alma apresentaram valores de deformação

próximos de zero. Os valores de deformações nessas regiões podem ser conferidas nos gráficos da figura 4.48.

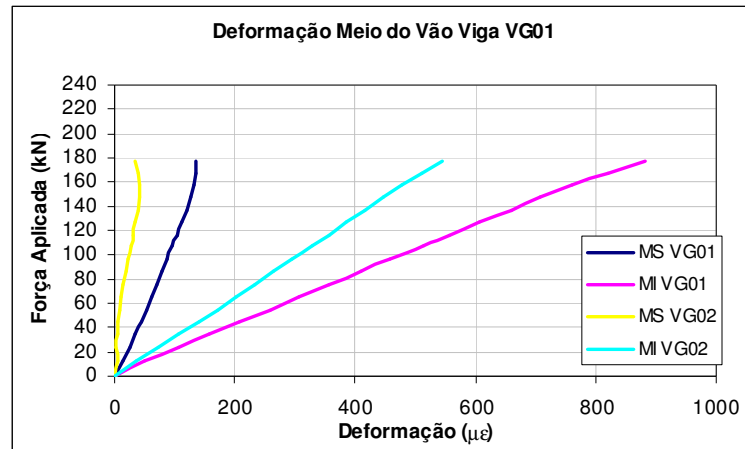


Figura 4.47 – Deslocamento da laje ao longo dos eixos X e Y - 7ª etapa de carregamento concentrado

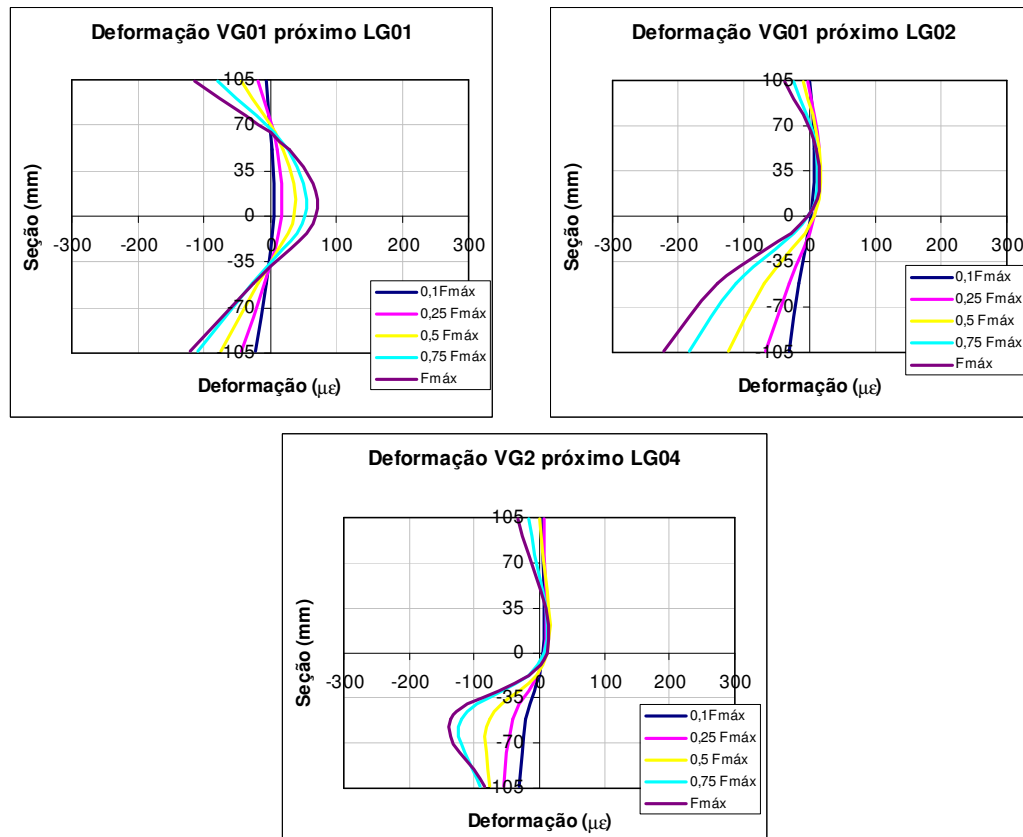


Figura 4.48 – Deslocamento da laje ao longo dos eixos X e Y - 7ª etapa de carregamento concentrado

As deformações nas armaduras positivas da laje podem ser observadas na figura 4.49. Assim como nas outras etapas de ensaio, as maiores deformações encontraram-se nas barras posicionadas próximas ao meio do vão da laje.

As armaduras negativas e de contorno dos pilares instrumentadas apresentaram valores de deformações muito baixos, próximos de zero, exceto a armadura de contorno da ligação LG04 que encontrou-se tracionada, porém com valores de deformação ainda baixos, figura 4.50.

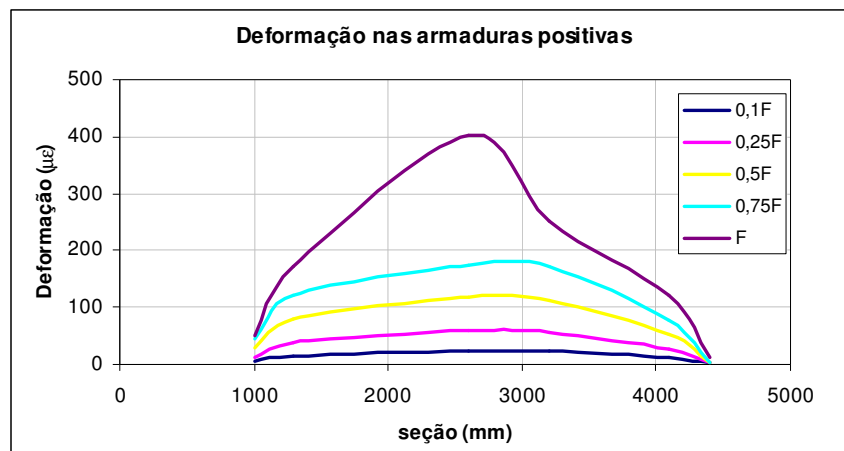


Figura 4.49 – Deformações nas barras de armaduras positivas - 7ª etapa de carregamento concentrado

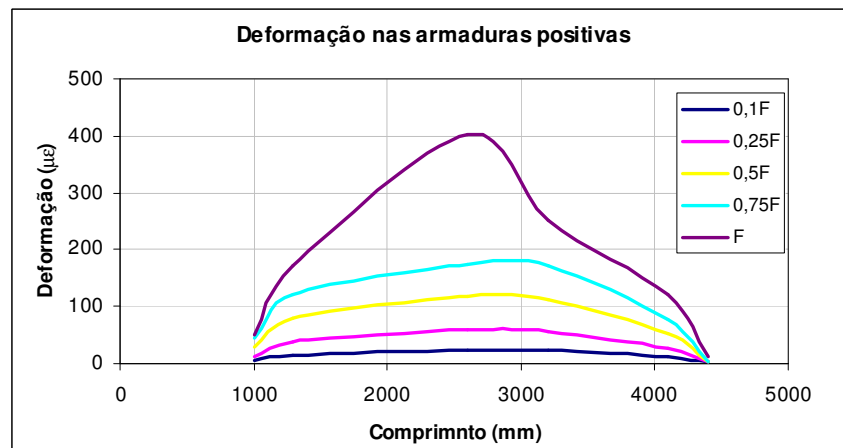


Figura 4.50 – Deformações nas barras de armaduras negativas e de contorno - 7ª etapa de carregamento concentrado

Nesta etapa foi observado apenas o aparecimento de pequenas fissuras ao redor do pilar de canto da ligação LG01. Na figura 4.51 temos uma vista da fissura que surgiu nesta etapa. As fissuras que surgiram nesta fase de ensaio estão demarcadas como C-15.



Figura 4.51 – Fissuras ao redor do pilar de canto - 7ª etapa de carregamento concentrado

4.2.8 – 8ª Etapa de carregamento concentrado

Como nas etapas anteriores, 6ª e 7ª etapas, não atingiu o estado limite último da estrutura, nesta 8ª etapa os carregamentos foram posicionados o mais próximo possível do centro do vão das vigas principais a fim de aumentar o momentos fletores solicitantes positivo no centro do vão e negativo nas ligações.

Na figura 5.52 pode-se observar o esquema do posicionamento dos carregamentos nas vigas principais e uma vista da estrutura antes do ensaio.

Legenda: ● Aplicação do carregamento
● Passagem da Cordoalha

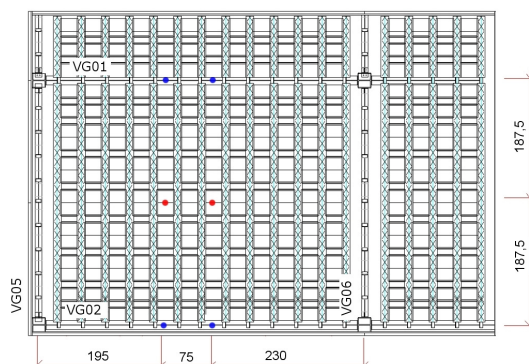


Figura 4.52 – Esquema de carregamento e vista da estrutura - 8ª etapa de carregamento concentrado

Para esta etapa de ensaio as cordoalhas foram trocadas por outras de diâmetro maior e resistência nominal de aproximadamente 230 kN.

Na figura 4.53 podemos observar que os gráficos força X deslocamento das vigas principais e do centro da laje. Por estes gráficos vemos que o conjunto começou a entrar no regime plástico.

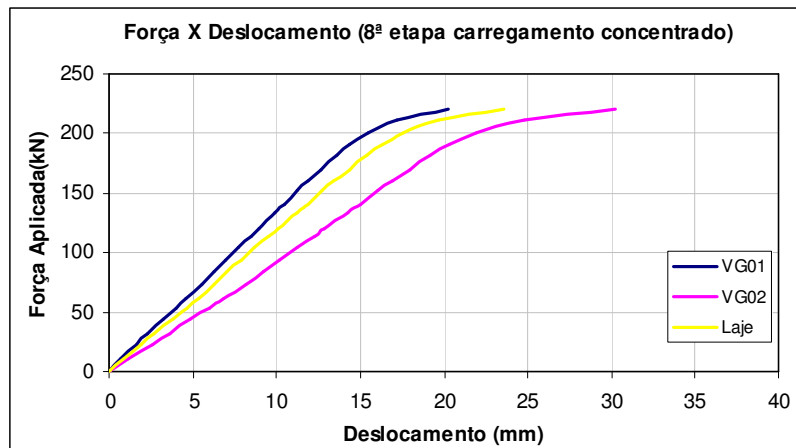


Figura 4.53 – Força X deslocamento - 8ª etapa de carregamento concentrado

Podemos verificar os valores deslocamentos atingidos pelas vigas VG01 e VG02 nas figura 4.54. A diferença entre os valores de deslocamento no centro do vão das vigas com o máximo carregamento aplicado é cerca de 10mm o que equivale a $L/500$.

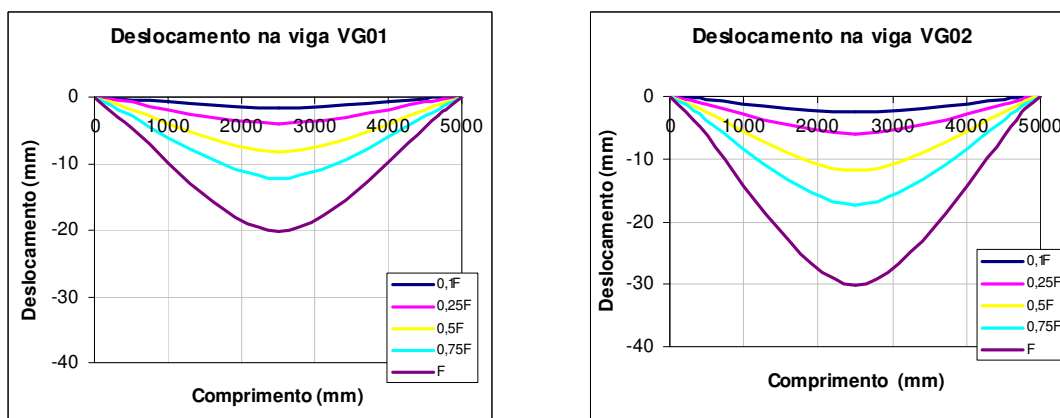


Figura 4.54 – Força X deslocamento - 8ª etapa de carregamento concentrado

Os deslocamentos ao longo dos eixos X e Y da laje podem ser observados nas figura 4.55 e assim como nas 6ª e 7ª etapas o deslocamento na parte em balanço da laje no sentido X não pode ser lido.

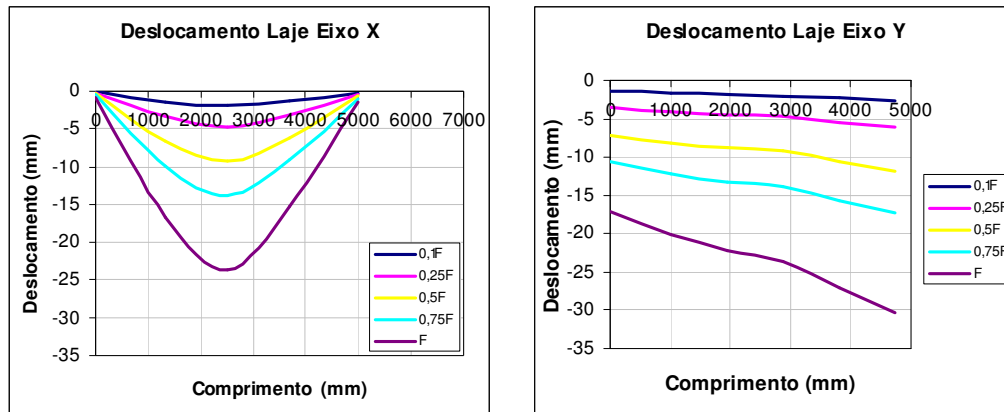


Figura 4.55 – Força X deslocamento - 8ª etapa de carregamento concentrado

Na figura 4.56 temos uma vista geral do deslocamentos atingido pelas vigas principais durante o ensaio.

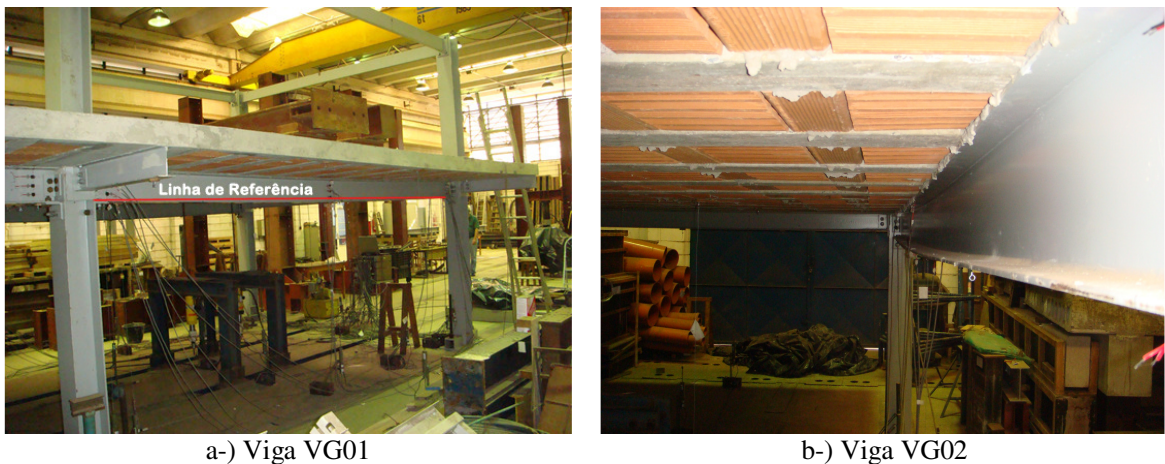


Figura 4.56 – Vista da vigas principais deformadas - 8ª etapa de carregamento concentrado

Sabendo que o valor de deformação para o escoamento do aço é cerca de $1800 \mu\epsilon$, podemos observar que a mesa inferior da viga principal VG02 atingiu valores de deformações maiores e, portanto, houve a plastificação da seção. A mesa inferior da viga VG01 atingiu valores de deformações próximos ao limite de escoamento. As deformações nas mesas

superiores de ambas as vigas permaneceram próximas de zero indicando a posição da linha neutra da seção mista.

Na figura 4.57 ilustra o gráfico força X deformação das mesas, superior e inferior, do meio do vão das vigas principais e as deformações ao longo do perfil da viga VG01 no meio do vão.

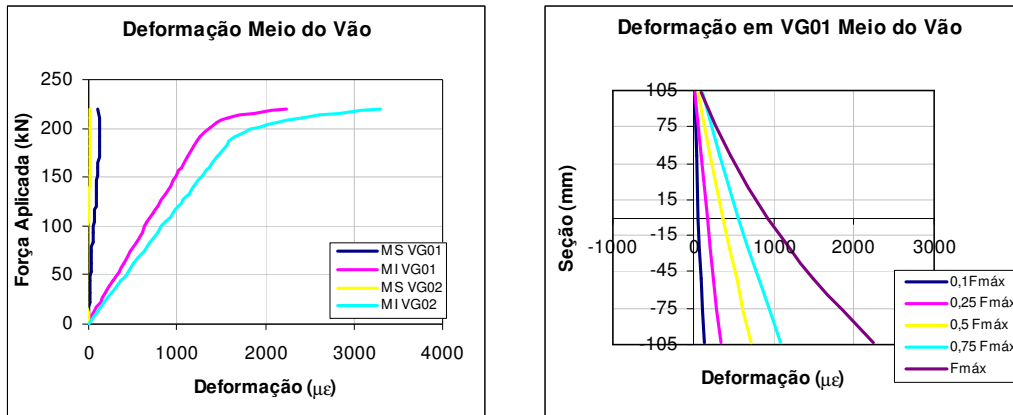


Figura 4.57 – Deformações no meio do vão das mesas das vigas principais - 8ª etapa de carregamento concentrado

As deformações nas armaduras positivas podem ser vistas na figura 4.58. Podemos observar que nesta etapa as armaduras posicionadas no meio do vão da laje apresentaram deformações mais elevadas chegando a atingir 1000 $\mu\epsilon$, porém valores bem abaixo do valor de escoamento do aço devido ao carregamento estar posicionado sobre as vigas de aço.

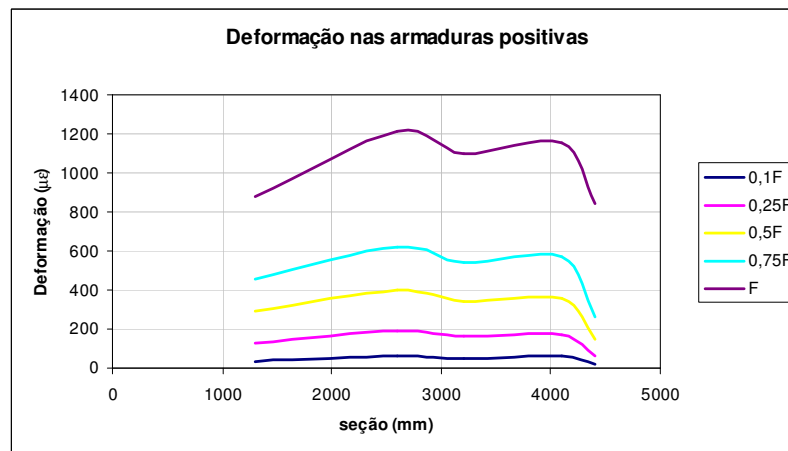


Figura 4.58 – Deformações nas armaduras positivas - 8ª etapa de carregamento concentrado

No gráfico da figura 4.59 estão ilustradas as deformações nas armaduras negativas longitudinais e nas armaduras de contorno próximo aos pilares. As armaduras instrumentadas próximas às ligações do pavimento apresentaram valores muito baixos de deformações e as armaduras de contorno da ligação LG02 valores de deformações ligeiramente maiores do que as barras longitudinais.

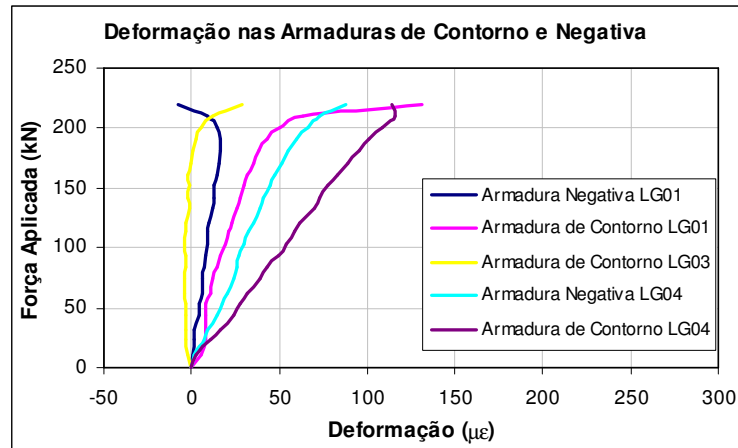


Figura 4.59 – Deformações nas armaduras negativas e de contorno - 8ª etapa de carregamento concentrado

As deformações nas regiões próximas às ligações, das vigas principais, são apresentadas nos gráficos da figura 4.60 e 4.61. Nestas figuras podemos observar que as deformações, em todas as ligações instrumentadas, variam entre tração e compressão ao longo da seção, mas, sempre com valores muito baixos.

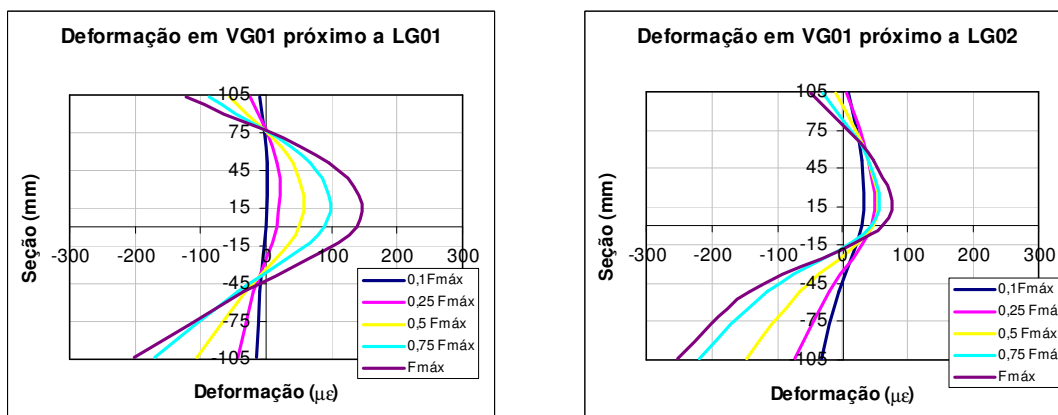


Figura 4.60 – Deformações da viga principal VG01 região próxima às ligações - 8ª etapa de carregamento concentrado

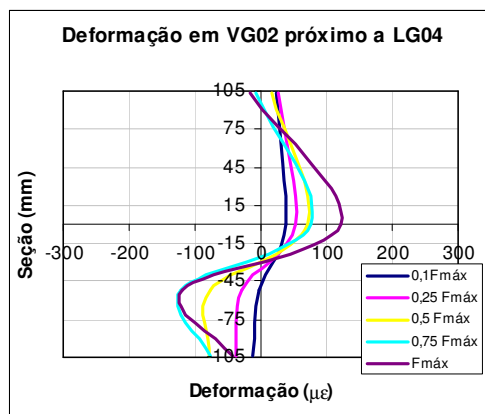


Figura 4.61 – Deformações das viga principal VG02 na região próxima à ligação LG04 - 8ª etapa de carregamento concentrado

As fissuras, nesta etapa de carregamento, surgiram próximo aos pilares. Nos pilares das ligações LG02 e LG04 as fissuras surgiram perpendicularmente às vigas principais. Podemos observar uma maior abertura nas fissuras próximas ao pilar de canto, LG01, que apareceram nas outras etapas.

A figura 4.62 ilustra um esquema das fissuras que surgiram até esta etapa de ensaio.

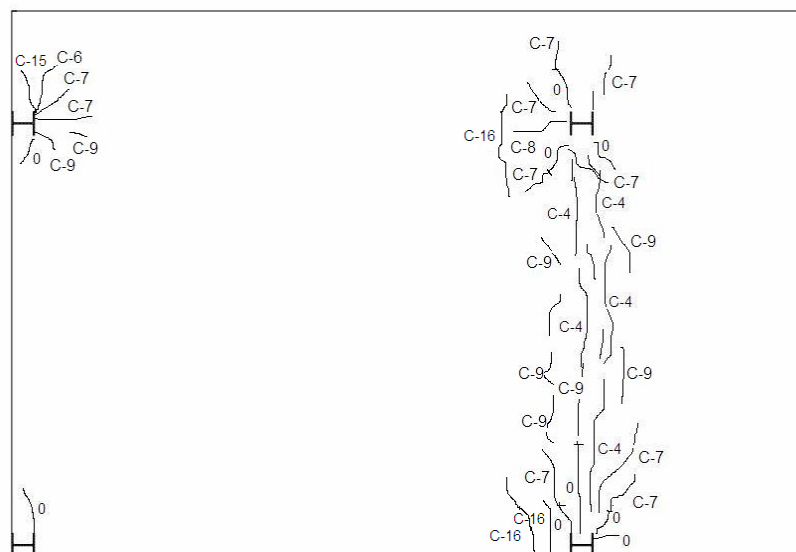


Figura 4.62 – Esquema do surgimento de fissuras - 8ª etapa de carregamento concentrado

A vista geral da região próxima aos pilares após o término do ensaio é mostrada na figura 4.63.



Figura 4.63 – Vista da fissuração - 8ª etapa de carregamento concentrado

4.2.9 – 9ª Etapa de carregamento concentrado

Tendo em vista que o estado limite último do sistema misto foi atingido na 8ª etapa de carregamento concentrado, nesta etapa, os carregamentos concentrados foram posicionados na laje a 50 cm do centro das vigas principais, na direção do centro da laje. Esta posição dos carregamentos teve como objetivo atingir a ruptura da laje.

Na figura 4.64 podemos observar um esquema da posição dos carregamentos e uma vista da estrutura pronta para o ensaio.

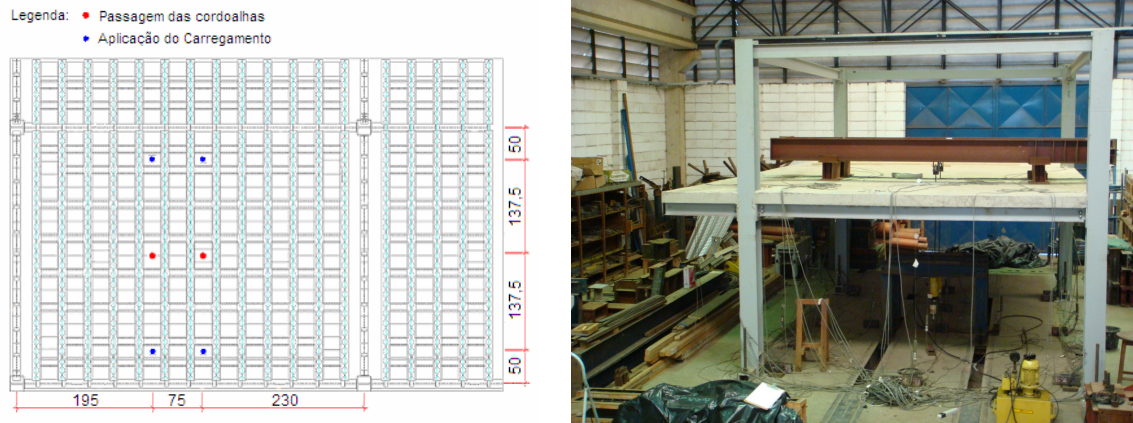


Figura 4.64 – Esquema do carregamento e vista geral da estrutura - 9ª etapa de carregamento concentrado

Na figura 4.65 são apresentadas as curvas força X deslocamento das vigas principais e do centro da laje. Quando o carregamento atingiu cerca de 100 kN foi constatada a ruptura do material de enchimento da laje pré-moldada. Após essa ruptura, a laje foi descarregada e foi possível observar a ruptura das vigotas pré-moldadas na região onde foram apoiadas nas vigas de aço.

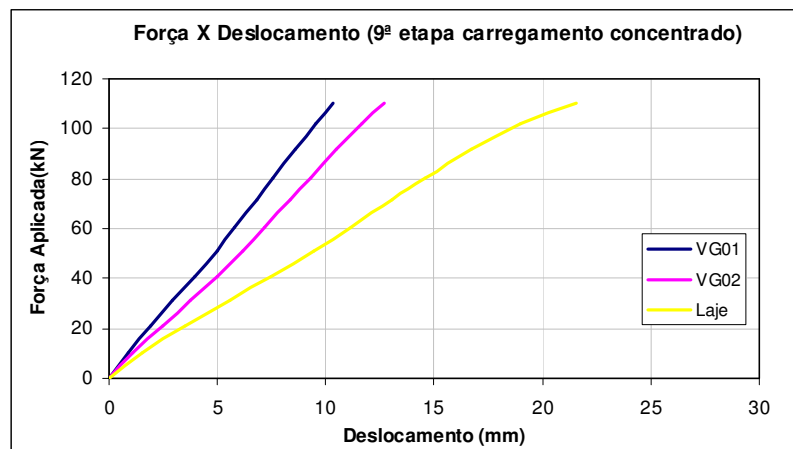


Figura 4.65 – Força X Deslocamento - 9ª etapa de carregamento concentrado

Na figura 4.66 foi possível observar a ruptura das vigotas e das lajotas ao final do ensaio.



Figura 4.66 – Vista da ruptura das lajotas e vigotas - 9ª etapa de carregamento concentrado

4.3 – Considerações Finais

Nas etapas de ensaios realizados foram analisados os comportamentos da estrutura sob diversos tipos de carregamentos distribuídos e concentrados.

Foi acompanhado o surgimento de fissuras nas regiões da laje acima das vigas e nas regiões próximas às ligações. As primeiras fissuras surgiram devido ao momento fletor gerado pelo carregamento distribuído aplicado no balanço das vigas principais. Estas fissuras concentraram-se na laje acima da viga secundária VG06, na direção paralela à viga.

Nas regiões próximas às ligações surgiram algumas fissuras ao redor dos pilares das ligações VG01 e VG02, principalmente durante as etapas de carregamento distribuído.

Não foi observado o aparecimento de fissuras longitudinais às vigas principais, fissuras normalmente observadas em ensaios de vigas mistas em que são moldadas apenas a largura efetiva da laje.

No capítulo 5 será apresentada a metodologia da modelagem numérica assim como os principais resultados obtidos.

5.1 – Considerações Iniciais

Foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional para o estudo da viga mista do pavimento tipo considerando a não linearidade geométrica e do material.

Neste capítulo serão apresentados os aspectos quanto à definição da geometria, tipos de elementos utilizados, representação das relações constitutivas dos materiais e as condições de contorno e de carregamento.

O modelo numérico foi desenvolvido seguindo uma metodologia de modelagem já utilizada por Maggi (2004), Tristão (2006), Kotinda (2006) e Bessa (2009), todos desenvolvidos no Departamento de Estruturas da EESC-USP. Estes trabalhos forneceram uma base importante para a elaboração do modelo numérico.

Foram utilizados o código de cálculo ANSYS e um software específico para o pré-processamento denominado TRUEGRID. Este software para o pré-processamento possibilitou grandes ganhos de produtividade na fase da elaboração de malha de elementos finitos, principalmente na discretização da malha utilizada na laje de concreto.

5.2 – Elementos Finitos Utilizados

5.2.1 – *Solid65*

O elemento de concreto armado tridimensional *solid65* foi utilizado na discretização da laje de concreto. Ele possui oito nós, cada um com três graus de liberdade, sendo eles translações nas direções X, Y e Z (figura 5.1).

O *solid65* permite incluir as armaduras sob forma de taxas, orientadas sob os ângulos ϕ e θ e resistem a esforços de tração e de compressão. Tanto o elemento quanto a armadura permitem a consideração da não-linearidade dos materiais. Caso seja de interesse, as armaduras poderão ser discretizadas e introduzidas no elemento.

Com este elemento é possível simular o comportamento do concreto quanto a fissuração quando o elemento é submetido a esforços de tração ou o esmagamento quando solicitado à compressão.

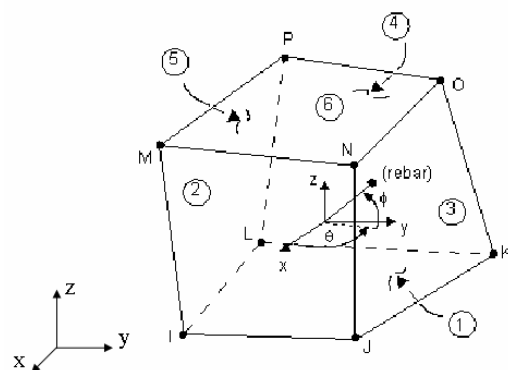


Figura 5.1– Elemento *solid65* (Fonte: Documentação do ANSYS)

5.2.2 – *Shell43*

O elemento plano *Shell43* (figura 5.2) foi usado na discretização das vigas de aço. Este elemento possui quatro nós e seis graus de liberdade por nó, três translações e três rotações.

Este elemento possui deformação linear no plano em que está contido e permite a consideração da não-linearidade do material, além de outras características não utilizadas nesta modelagem.

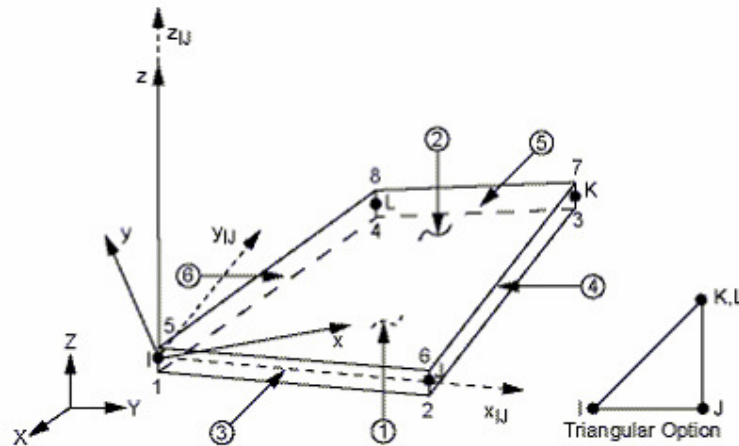


Figura 5.2– Elemento *shell43* (Fonte: Documentação do ANSYS)

5.2.3 – *Target170* e *Contact173*

Para realizar a consideração do contato entre a viga de aço e a laje de concreto foram associados os elementos *target170* (superfície alvo) e *conta173* (superfície de contato), ilustrados na figura 5.3. A superfície alvo é definida como sendo a superfície mais rígida, no caso desta simulação a laje de concreto, e superfície de contato como a superfície mais deformável, neste caso a viga de aço.

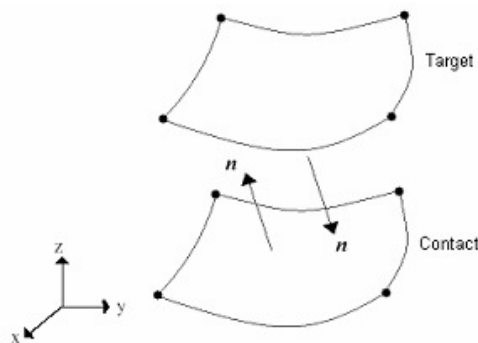


Figura 5.3 – Elementos *target170* e *conta173* (Fonte: Documentação do ANSYS)

Estes elementos de contato foram utilizados com contato do tipo superfície-superfície capazes de simular a existência da pressão entre os elementos, quando há contato, e a separação dos elementos quando não há contato.

5.3 – Relações constitutivas

A consideração da não linearidade dos materiais pode ser feita, no programa ANSYS, por meio de diagramas multilíneares para a representação da curva tensão-deformação.

Nesta análise numérica foi adotado um modelo representativo do diagrama multilinear com encruamento isotrópico, em que a curva tensão-deformação é descrita por vários segmentos de reta (*Multilinear Isotropic Hardening Plasticity*). Os segmentos de reta permitem definir o comportamento elástico, a plastificação e o comportamento pós-plastificação do material, de acordo com os valores definidos pelo usuário.

5.3.1 – Aço dos perfis e armaduras

Para o perfil de aço foi adotado um modelo constitutivo elasto-plástico multilinear com comportamento isotrópico e critério de deformação de von Mises. A relação tensão-deformação adotada neste trabalho foi desenvolvida por Maggi (2006) e é apresentada na figura 5.4 e no quadro 5.1.

Segundo Maggi (2006) o trecho descendente após a tensão máxima $f_{máx}$ representa a ruptura do material. Geralmente o colapso dos modelos é obtido pela falta de convergência da solução numérica, que acontece em estágios avançados de carregamento quando a solução não linear torna-se instável. A utilização desse trecho descendente com inclinação acentuada permite a caracterização da instabilidade global nos modelos numéricos.

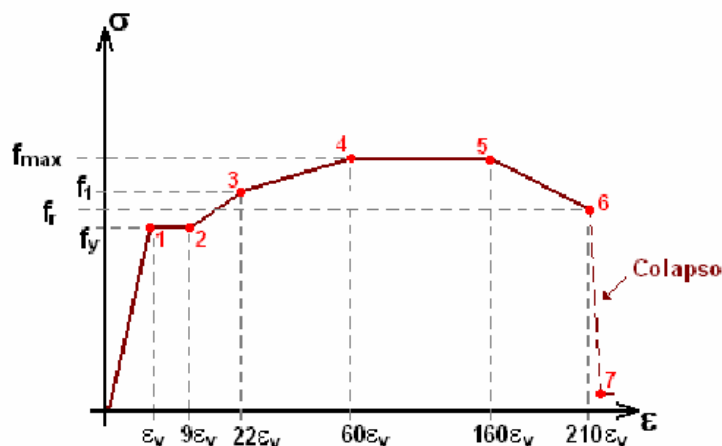


Figura 5.4 – Modelo constitutivo adotado para o perfil de aço

Quadro 5.1 – Relação tensão-deformação para os pontos da curva multilinear

Ponto	σ	ϵ
1	f_y	ϵ_y
2	f_y	$9 \cdot \epsilon_y$
3	$f_y + 0,50 \cdot (f_u + f_y)$	$22 \cdot \epsilon_y$
4	f_u	$60 \cdot \epsilon_y$
5	f_u	$60 \cdot \epsilon_y$
6	$f_y + 0,20 \cdot (f_u + f_y)$	$210 \cdot \epsilon_y$
7	0,1	$1,01 \cdot (210 \cdot \epsilon_y)$

5.3.2 – Laje de Concreto

As características à tração do concreto foram representadas pelo modelo *concrete* disponibilizado pelo programa ANSYS que tem como base o modelo de Willan-Warke e permite simular a fissuração do concreto quando submetidos à tração.

Seguindo a metodologia usada por Kotinda (2006), os parâmetros necessários para a utilização do modelo assim como seus valores são apresentados no quadro 5.2. A resistência à compressão foi desabilitada para evitar instabilidades numéricas, adotando-se o valor -1 para

o parâmetro f_c . Neste caso, admitiu-se o critério de plastificação de von Mises para o concreto sob compressão.

Segundo Chen e Han (1988) apesar dos critérios de von Mises e Tresca serem normalmente utilizados para materiais dúcteis, estes critérios são utilizados também para uma análise preliminar em elementos finitos do concreto sob tensões de compressão. Tal estratégia foi utilizada por Leonel, Ribeiro e De Paula (2003), Kotinda (2006), Queiroz, Vellasco e Nethercot (2007).

Quadro 5.2 – Valores dos parâmetros do modelo *Concrete* adotados

Descrição dos Parâmetros	Valores Adotados
Coefficiente de cisalhamento para fissura aberta	0,2
Coefficiente de cisalhamento para fissura fechada	0,6
Resistência última uniaxial à tração (f_t)	0,26
Resistência última uniaxial à compressão (f_c)	-1
Resistência última biaxial à compressão (f_{cb})	Valores pré-definidos pelo Ansys
Estado de tensão hidrostática ambiente (σ_{ha})	
Resistência última biaxial à compressão sob estado de tensão hidrostática ambiente (f_1)	
Resistência última uniaxial à compressão sob estado de tensão hidrostática ambiente (f_2)	
Coefficiente multiplicador de rigidez para condição fissurada na tração	

O modelo constitutivo adotado na compressão foi do tipo multilinear com encruamento isotrópico e a curva tensão X deformação, ilustrada na figura 5.5, foi retirada do EUROCODE 2 (2003) seguindo a relação dada pela equação (9).

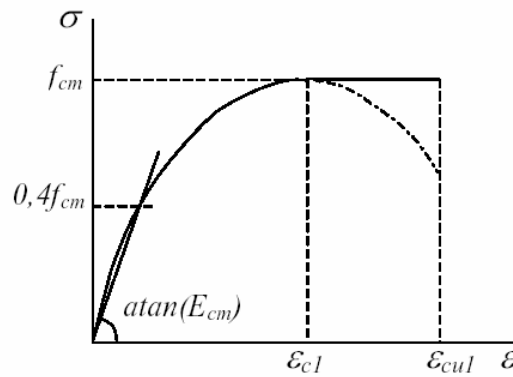


Figura 5.5 – Modelo constitutivo adotado para o concreto – Eurocode 2 (2002)

$$\sigma = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}, \text{ para } 0 < \varepsilon < \varepsilon_{c1} \quad (9)$$

Onde:

$$\eta = \varepsilon / \varepsilon_{c1};$$

$$\varepsilon_{c1} (\%) = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} < 2,5;$$

$$k = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm};$$

f_{cm} é o valor médio de resistência à compressão do concreto para o corpo de prova cilíndrico;

ε_{c1} é a deformação correspondente à tensão máxima de compressão;

ε_{cul} é a deformação última à compressão;

E_{cm} é o módulo de elasticidade do concreto.

5.4 – Definição da malha de elementos finitos

Os modelos desenvolvidos foram constituídos pelos seguintes elementos: vigas de aço principais e secundárias, vigotas de concreto em duas direções, capa da laje de concreto e pares de contato viga-laje.

A laje de concreto modelada foi composta pelas vigotas de concreto em duas direções e a capa de concreto. As armaduras foram inseridas sob a forma de taxas no elemento *solid65*.

A figura 5.6 ilustra os elementos empregados na modelagem numérica e a nomenclatura dada às vigas. Cada elemento foi discretizado separadamente, mas de forma que alguns nós da interface coincidissem entre eles possibilitando o acoplamento entre tais conjuntos realizados por meio destes nós.

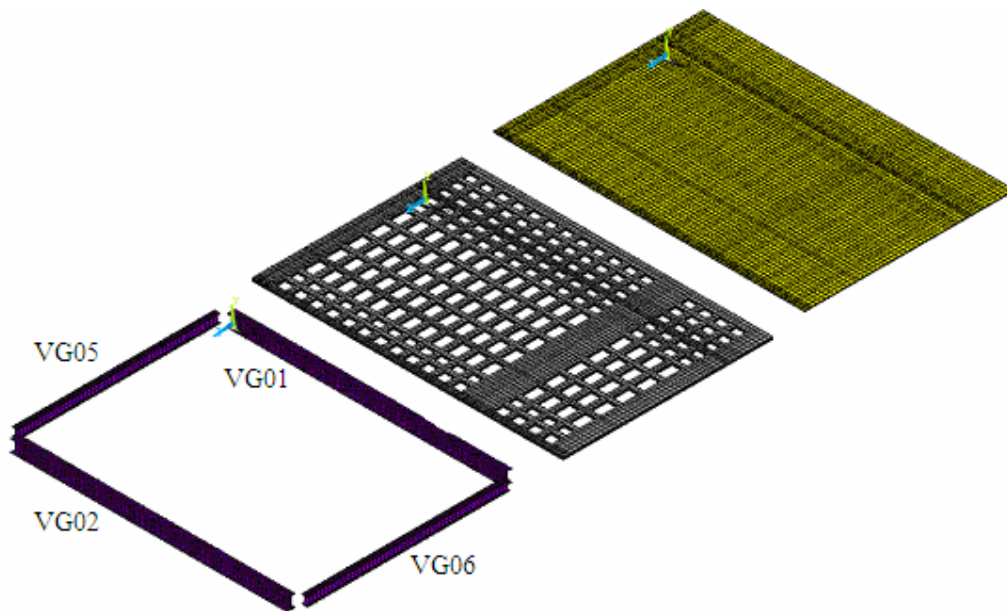


Figura 5.6 – Conjunto de elementos utilizados com a malha da laje completa

Em um primeiro estudo tentou-se discretizar as vigas com elementos do tipo sólido (*solid45*) seguindo a metodologia utilizada por Maggi (2004), Tristão (2006) e Bessa (em fase de elaboração)¹, porém, os resultados não se mostraram satisfatórios pois a linha neutra ficava posicionada na região central da seção da viga de aço, indicando uma conexão quase nula mesmo quando todos os nós da laje e da viga eram acoplados. Outro problema observado quando as vigas foram modeladas com o elemento do tipo sólido foi no uso do modelo concrete do ANSYS que fazia a simulação parar nas primeiras interações, inconsistência numérica.

Os nós parte inferior da laje e os nós da parte superior da viga posicionados nas regiões onde os conectores de cisalhamento estavam posicionados foram acoplados nas três direções, figura 5.7.

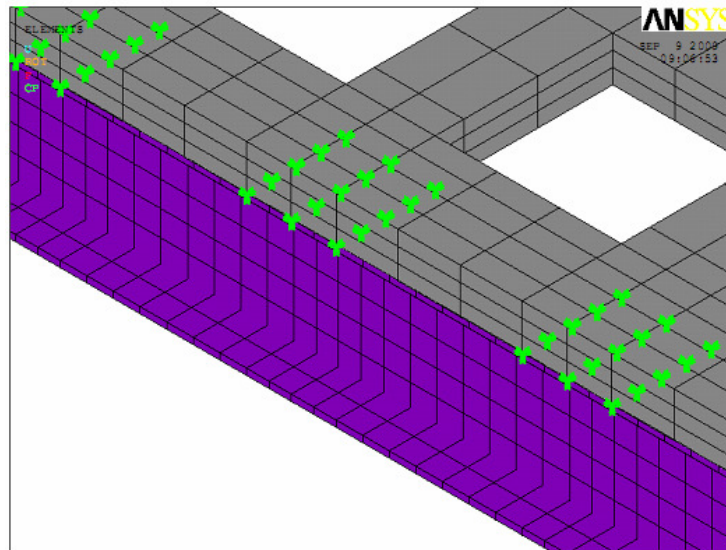


Figura 5.7 – Acoplamento dos nós da mesa superior da viga e do nós inferior da laje nas regiões com conectores de cisalhamento

5.5 – Condição de contorno e carregamento

As condições de contorno representam as restrições impostas à simulação numérica. As vigas principais tiveram, em suas extremidades, todos os deslocamentos e rotações impedidos, enquanto as vigas secundárias, tiveram em uma faixa de nós da mesa inferior próximos às suas extremidades, os deslocamentos nas direções X e Y e rotações em torno dos eixos Y e Z impedidos. Estas restrições buscaram simular a ligação entre viga-pilar usada na estrutura do pavimento. Foi modelado, também, como comparação, um modelo onde os deslocamentos, em uma faixa de nós nas extremidades das vigas principais, nas direções Y e Z e rotações em torno dos eixos X e Y foram impedidos simulando vigas apoiadas.

Na figura 5.8a. podemos observar a restrição dos deslocamentos na extremidade de uma das vigas secundárias e na figura 5.8b a restrição dos deslocamentos e rotação na extremidade de uma das vigas principais.

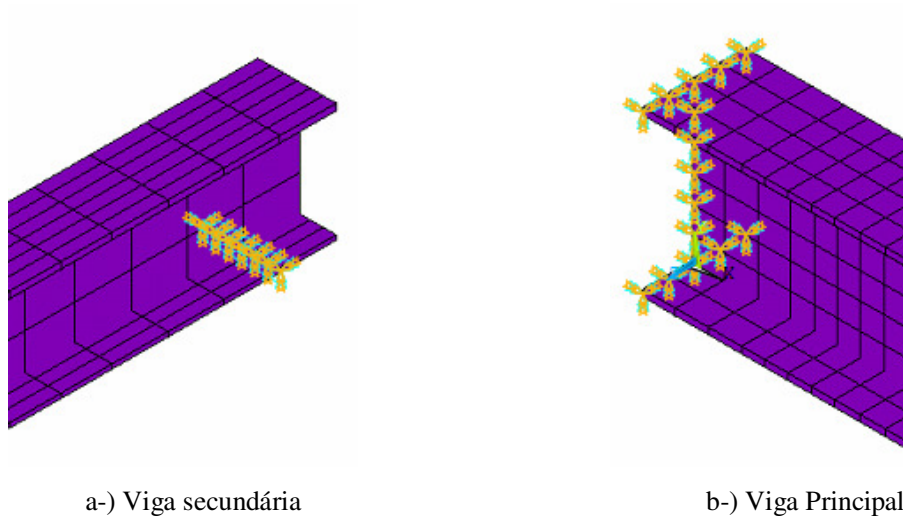


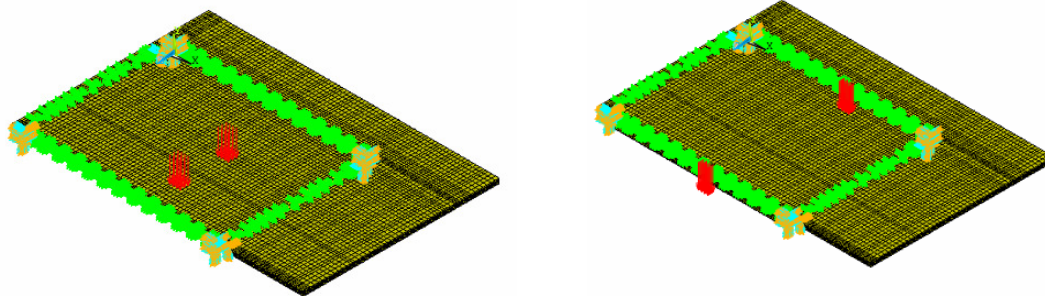
Figura 5.8 – Restrições nas extremidades das vigas

Os carregamentos aplicados procuraram reproduzir o mesmo esquema da análise experimental. Em todos os casos o carregamento foi aplicado por meio de forças aplicadas em um conjunto de nós da face superior da capa da laje de concreto.

A figura 5.9 ilustra os carregamentos concentrados aplicados nos modelos das primeira e segunda etapas. No modelo utilizado na primeira etapa foram aplicados dois carregamentos posicionados na laje, na direção nos terços das vigas principais em uma direção, e nos terços de vão das vigas secundárias na outra direção. No modelo da segunda etapa foi aplicado um carregamento posicionado no centro do vão das vigas principais, em cada viga.

Os carregamentos aplicados nas terceira e quarta etapas podem ser vistos na figura 5.10. Na terceira etapa foram aplicados quatro carregamentos posicionados na laje a um quarto e três quartos na direção do maior vão e nos terços na direção do menor vão da laje. Na

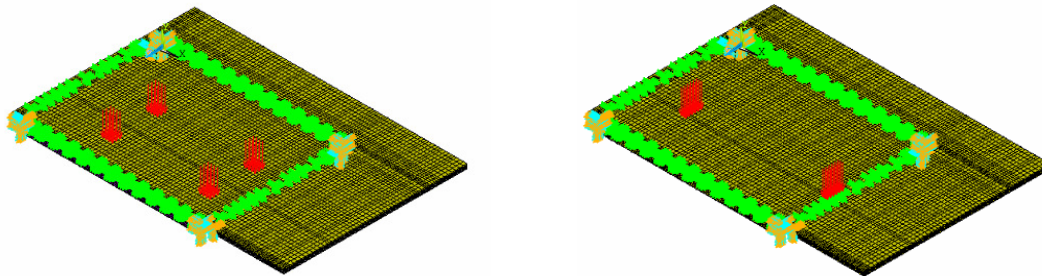
quarta etapa foram aplicados dois carregamentos posicionados no centro da laje na direção menor vão a 40 cm do centro das vigas secundárias



a-) Primeira etapa

b-) Segunda etapa

Figura 5.9 – Primeira e segunda etapas de carregamentos concentrados

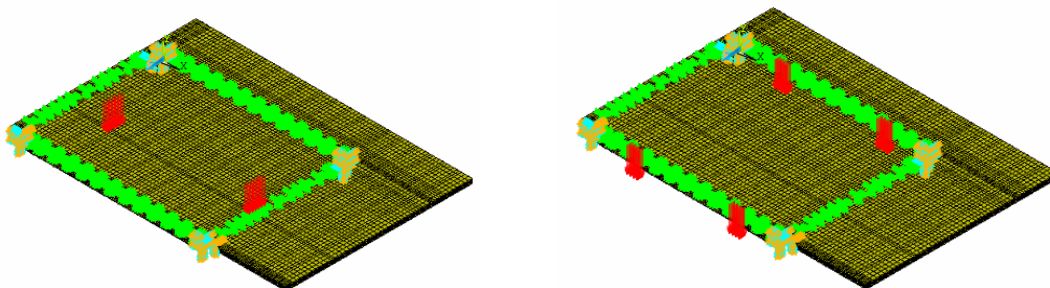


a-) Terceira etapa

b-) Quarta etapa

Figura 5.10 – Terceira e quarta etapas de carregamentos concentrados

Na quinta etapa foram aplicados dois carregamentos na laje na direção do centro do menor vão e na direção dos terços das vigas principais da laje e na sexta etapa os carregamentos foram aplicados em dois pontos posicionados a um quarto e três quartos do vão das vigas principais, em cada viga (figura 5.11).

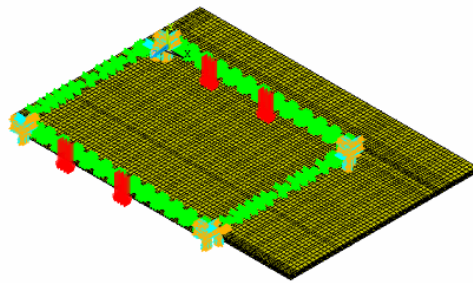


a-) Quinta etapa

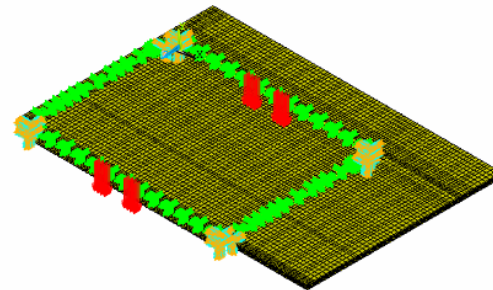
b-) Sexta etapa

Figura 5.11 – Quinta e sexta etapas de carregamentos concentrados

Os carregamentos da sétima etapa foram aplicados em dois pontos posicionados a um quarto e no centro do vão das vigas principais, em cada viga. Na oitava etapa foram aplicados dois carregamentos concentrados, posicionados próximos ao centro das vigas principais, em cada viga. Os modelos destas etapas de carregamento podem ser observadas na figura 5.12.



a-) Sétima etapa



b-) Oitava etapa

Figura 5.12 – Sétima e oitava etapas de carregamentos concentrados

No modelo em que as vigas principais foram simplesmente apoiadas, nona etapa, o carregamento aplicado foi igual à oitava etapa (figura 5.13). A modelagem das demais etapas de carregamento no modelo simplesmente apoiado não foi viável devido ao tempo de processamento muito elevado.

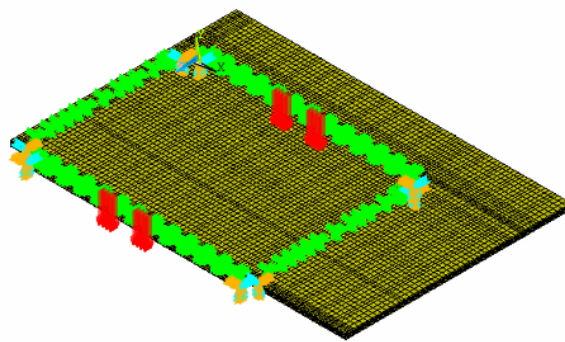


Figura 5.13 – Nona etapa de carregamento concentrado

5.6 – Aspectos da análise não-linear

O carregamento foi aplicado de forma incremental devido à consideração da não linearidade física. O incremento da carga foi controlado utilizando-se um recurso do ANSYS denominado '*Automatic Load Stepping*'.

De acordo com a documentação do ANSYS, o recurso citado reduz o valor do incremento de carga quando a previsão do número de interações ultrapassa o limite estabelecido (no caso 100), caso se obtenha deformações plásticas maiores do que 15% ou deslocamentos excessivos. Caso o processo venha a convergir nas primeiras interações, o valor do incremento é aumentado automaticamente. Em todos os modelos foi determinado um tamanho mínimo e máximo de passo de carga.

O método utilizado para a resolução dos sistemas não lineares é o '*Newton-Raphson Pleno*', caracterizado pela atualização da matriz de rigidez tangente a cada interação.

Foi adotado como critério de convergência a variação de forças com tolerância igual a 0,01.

Para a solução das equações de sistemas lineares foi utilizado o método, denominado pelo programa, '*Direct Sparse*', recomendado pelo pacote para problemas não lineares, principalmente quando se têm vários tipos de elementos. Tal método consiste em um processo de eliminação direta, envolvendo a decomposição da matriz de rigidez em matrizes triangulares, superior e inferior ($K=LU$). Porém, partindo do princípio que a matriz de rigidez é do tipo esparsa, é realizada uma reordenação das linhas da matriz K antes da sua decomposição LU para reduzir o número de operações.

A opção '*Line Search*', que consiste na multiplicação do vetor de incremento de deslocamento por um fator s ($0,05 < s < 1,0$) determinado pela minimização da energia do sistema, também foi habilitada a fim de tentar melhorar a convergência.

5.7 – Resultados dos modelos numéricos

Neste item serão apresentados os resultados obtidos a partir da modelagem numérica com os carregamentos concentrados. Serão apresentados, a seguir, as curvas força X deslocamento e deslocamentos ao longo da laje de todas as etapas de carregamento e, para as oitava e nona etapas de carregamentos concentrados, os deslocamentos ao longo das vigas, tensões de von Mises nas vigas, distribuição de tensões longitudinais na laje e tensões cisalhantes nas vigas.

Em todos os resultados apresentados a seguir, o valor do carregamento refere-se à soma do carregamento aplicado em dois pontos no modelo.

5.7.1 – Deslocamento vertical 1ª a 7ª etapa de carregamento concentrado

O comportamento global da estrutura nas diferentes etapas de carregamento concentrado é apresentado sob forma de gráficos força X deslocamento dos pontos centrais das vigas principais, secundárias e do ponto central da laje. Nas figuras 5.14 a 5.27 são ilustrados as curvas forças X deslocamento e o deslocamento ao longo da estrutura para o máximo carregamento aplicado nas 1ª a 7ª etapas.

Podemos observar que em todas as etapas apresentadas o comportamento tanto das vigas como da laje estão no regime elástico. A tendência de levantamento dos trechos em balanço da laje e o maior deslocamento da região da viga VG02, quando o carregamento é aplicado em cima das vigas, podem ser vistos claramente nas figuras que ilustram os deslocamentos na estrutura.

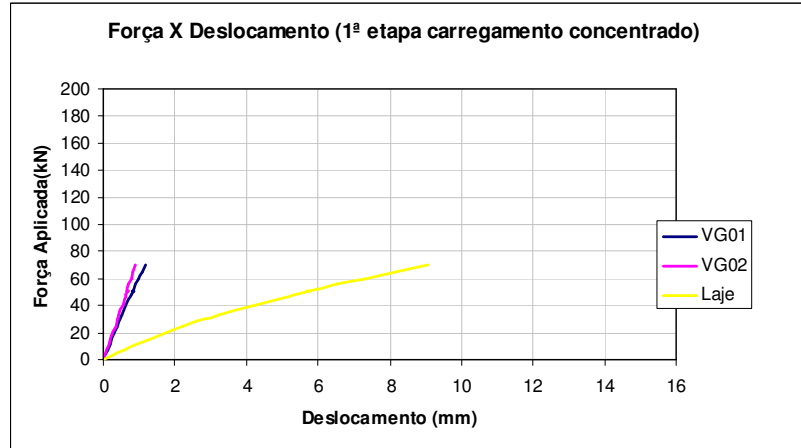


Figura 5.14 – Força X Deslocamento 1ª etapa de carregamento concentrado

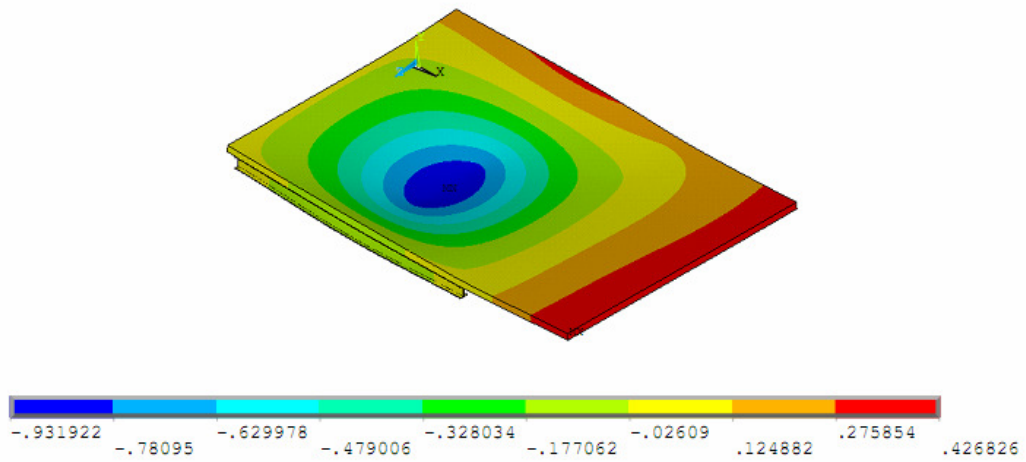


Figura 5.15 – Deslocamento ao longo da laje (cm) - 1ª etapa de carregamento concentrado

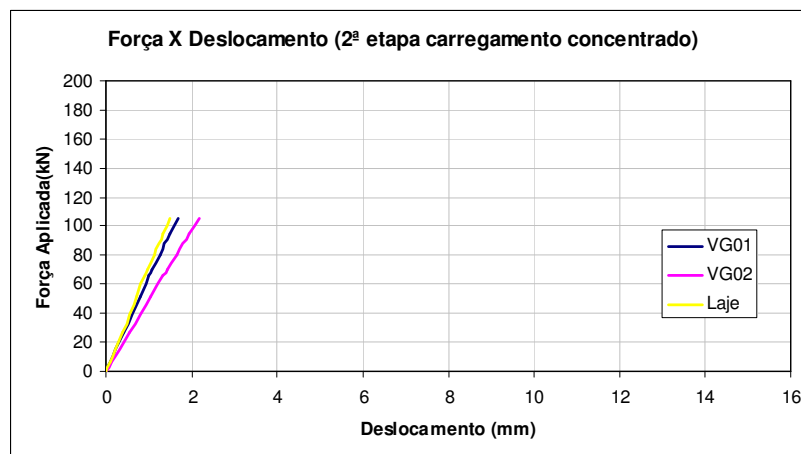


Figura 5.16 – Força X Deslocamento - 2ª etapa de carregamento concentrado

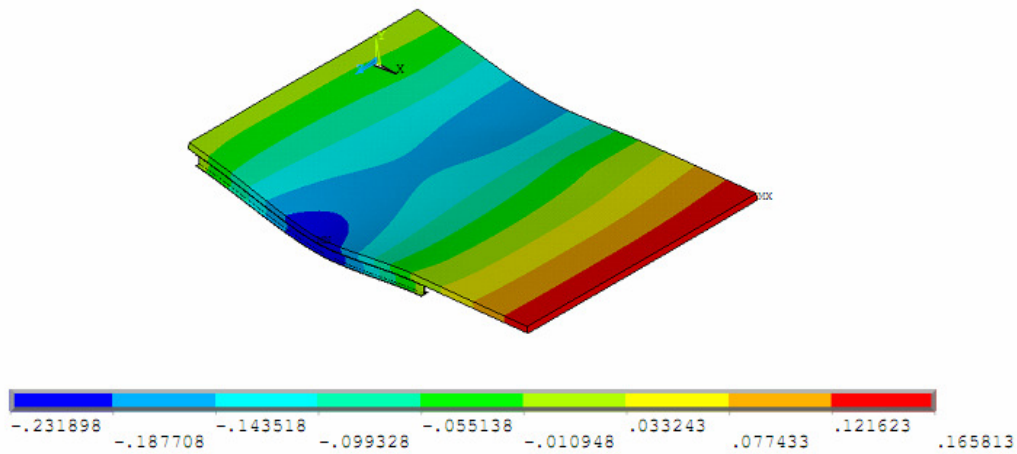


Figura 5.17 – Deslocamento ao longo da laje (cm) - 2ª etapa de carregamento concentrado

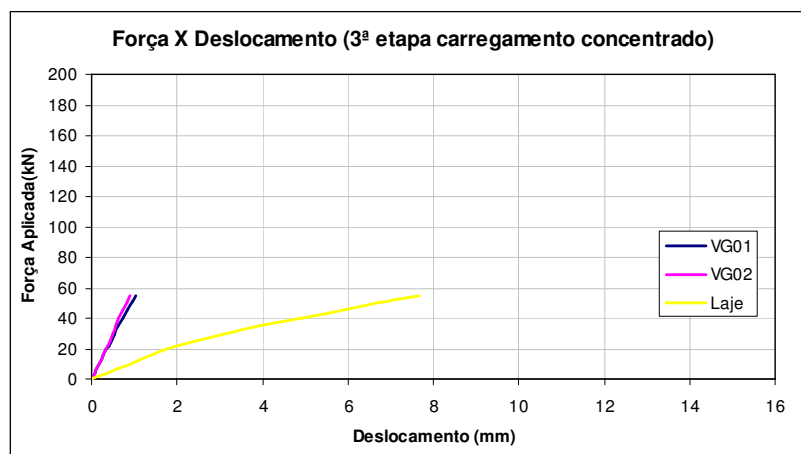


Figura 5.18 – Força X Deslocamento - 3ª etapa de carregamento concentrado

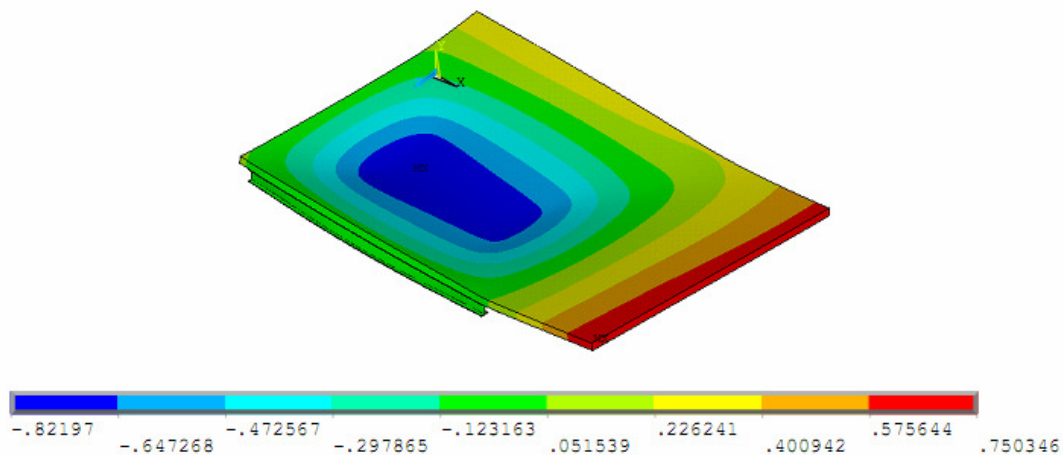


Figura 5.19 – Deslocamento ao longo da laje (cm) - 3ª etapa de carregamento concentrado

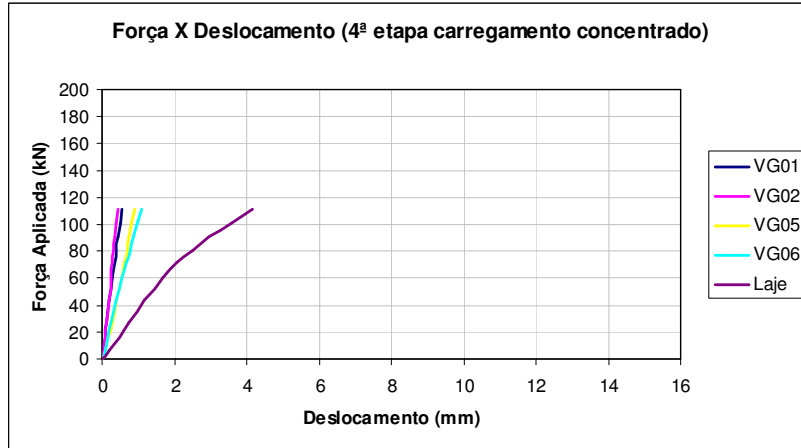


Figura 5.20 – Força X Deslocamento - 4ª etapa de carregamento concentrado

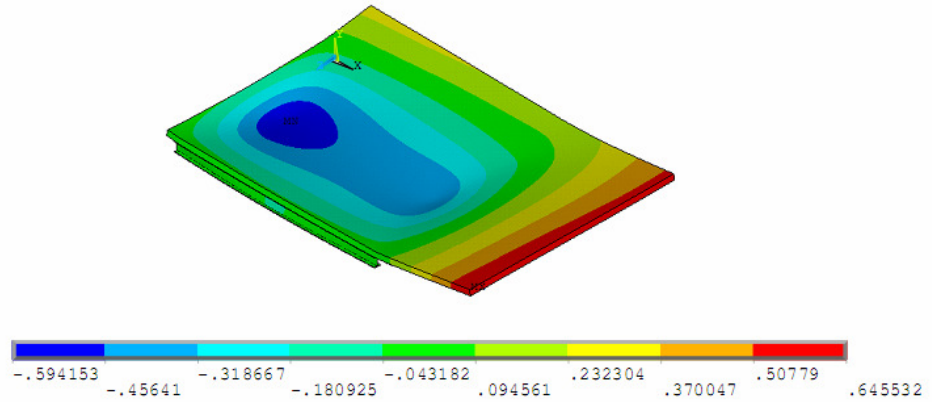


Figura 5.21 - Deslocamento ao longo da laje (cm) - 4ª etapa de carregamento concentrado

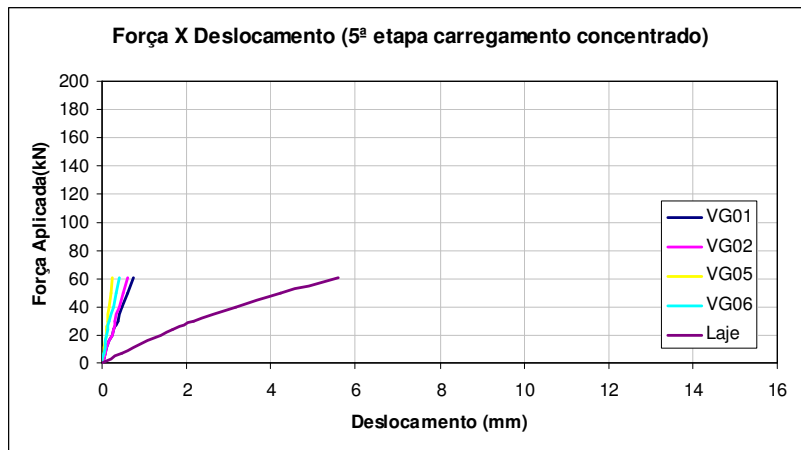


Figura 5.22 – Força X Deslocamento - 5ª etapa de carregamento concentrado

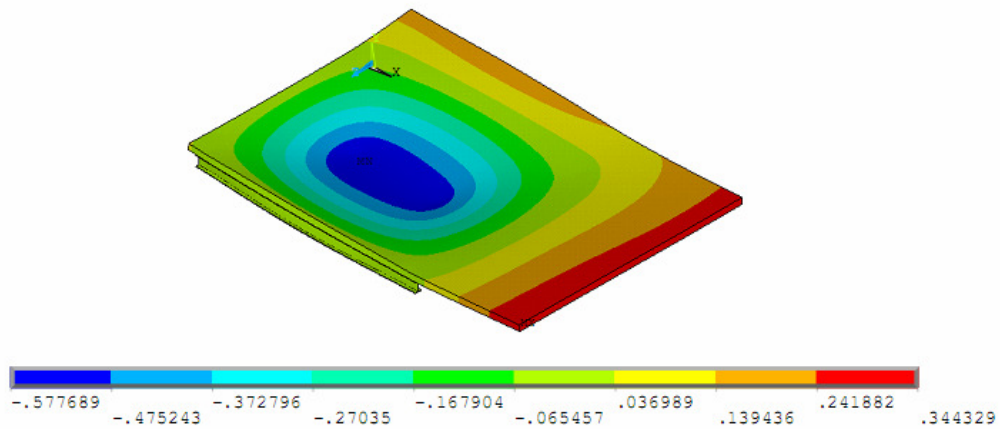


Figura 5.23 - Deslocamento ao longo da laje (cm) - 5ª etapa de carregamento concentrado

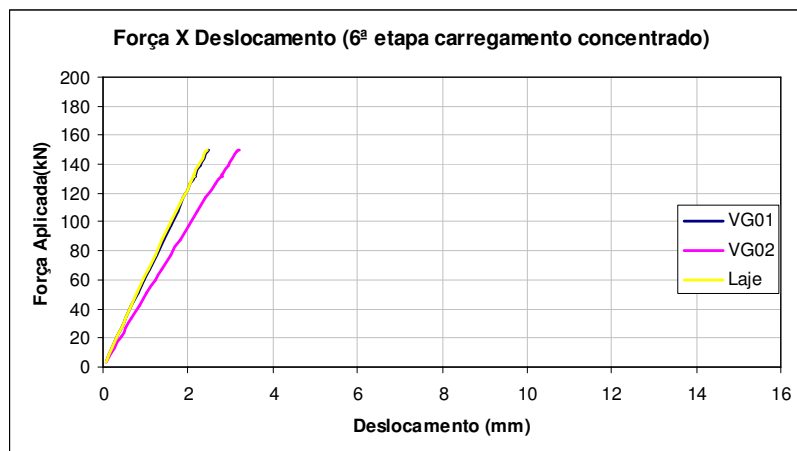


Figura 5.24 – Força X Deslocamento - 6ª etapa de carregamento concentrado

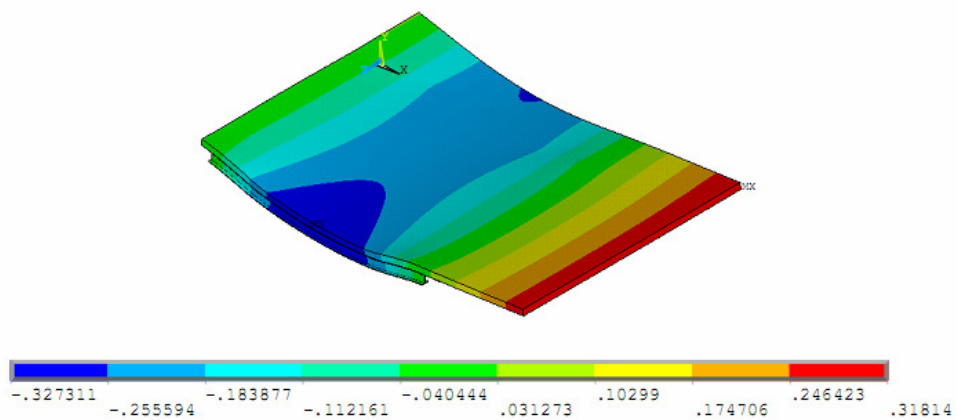


Figura 5.25 - Deslocamento ao longo da laje (cm) - 6ª etapa de carregamento concentrado

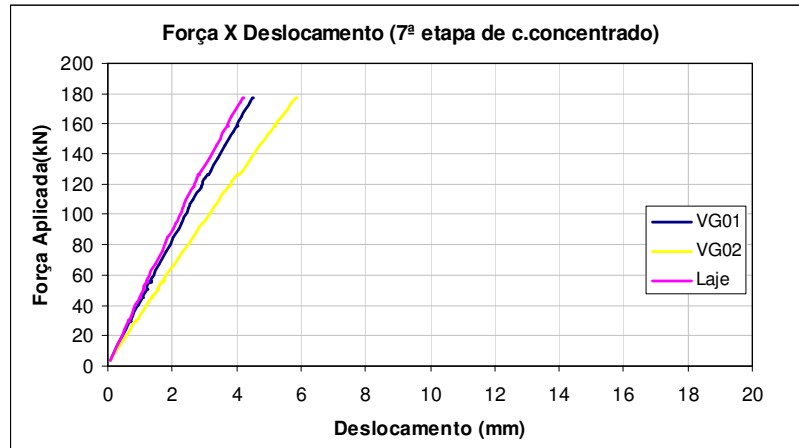


Figura 5.26 – Força X Deslocamento - 7ª etapa de carregamento concentrado

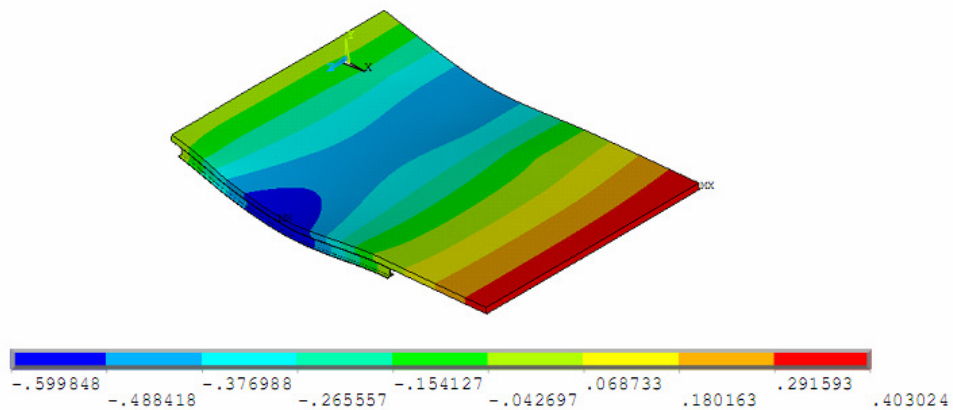


Figura 5.27 - Deslocamento ao longo da laje (cm) - 7ª etapa de carregamento concentrado

5.7.2 – 8ª etapa de carregamento concentrado

O gráfico força X deslocamento da 8ª etapa de carregamento concentrado, onde os carregamentos foram posicionados próximo ao centro das vigas principais, pode ser visto na figura 5.28. Podemos observar que, ao término do carregamento, a estrutura encontra-se no regime plástico.

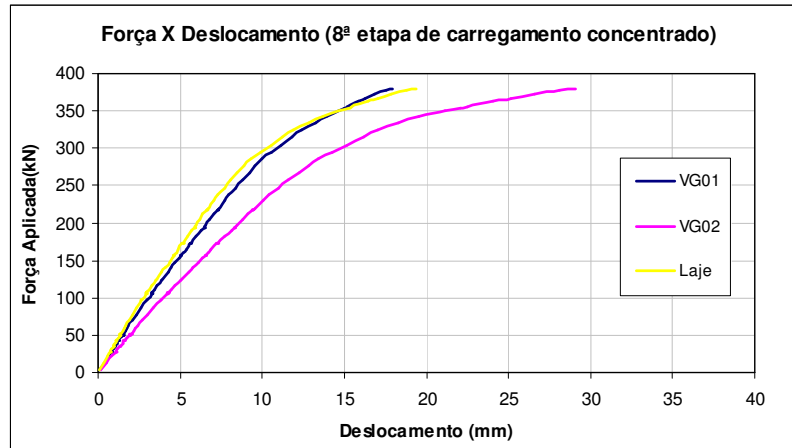


Figura 5.28 – Força X Deslocamento - 8ª etapa de carregamento concentrado

A figura 5.29 ilustram o deslocamento ao longo das vigas ao término da simulação com a viga VG02 apresentando deslocamento final ligeiramente maior do que a viga VG01.

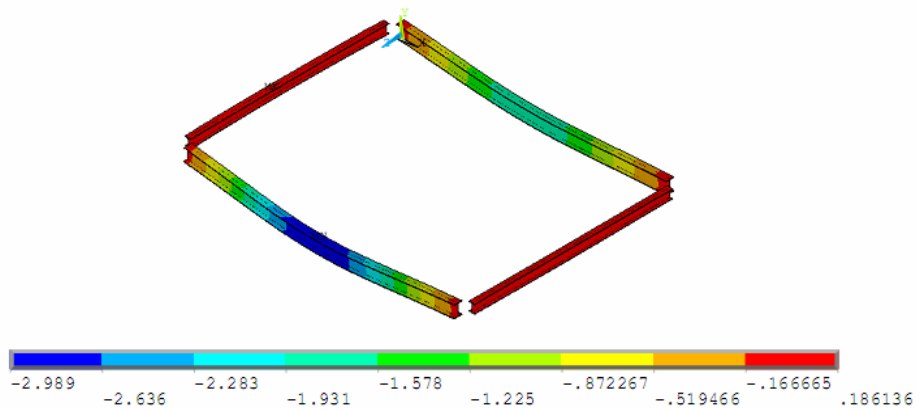


Figura 5.29 – Deslocamento nas vigas de aço (cm) - 8ª etapa de carregamento concentrado

O deslocamento ao longo da laje com o máximo carregamento aplicado pode ser visto na figura 5.30. O maior deslocamento, sendo negativo o deslocamento para baixo, pode ser observado na viga principal VG02 devido à menor inércia do conjunto misto, pois não há a continuidade da laje sobre a viga principal. Nesta figura, também pode-se observar o levantamento da parte em balanço da laje.

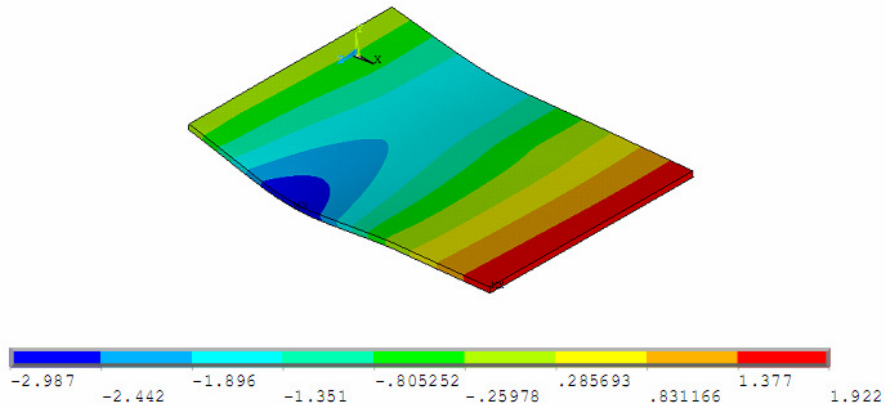


Figura 5.30 – Deslocamento nas vigas de aço (cm) - 8ª etapa de carregamento concentrado

As figuras 5.31 e 5.32 ilustram as tensões de von Mises nas vigas de aço VG01 e VG02, respectivamente. Podemos observar que no centro do vão e nas extremidades onde a viga teve todos os deslocamentos impedidos os valores de tensões de escoamento do aço, 34,5 kN/cm², foram ultrapassados.

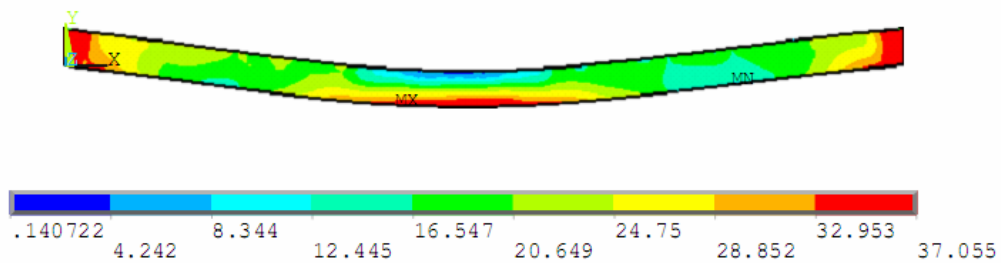


Figura 5.31 – Tensões de von Mises nas vigas de aço (kN/cm²) - 8ª etapa de carregamento concentrado

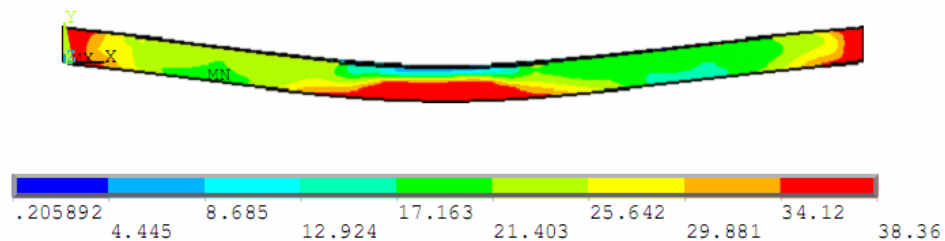


Figura 5.32 – Tensões de von Mises nas vigas de aço (kN/cm²) - 8ª etapa de carregamento concentrado

As tensões longitudinais nas vigas VG01 e VG02, na seção localizada no meio do vão, podem ser observadas nas figuras 5.33 e 5.34, respectivamente. Podemos observar em ambas figuras que a tensão na mesa superior é muito baixa e que, portanto, a linha neutra está muito próxima à mesa superior.

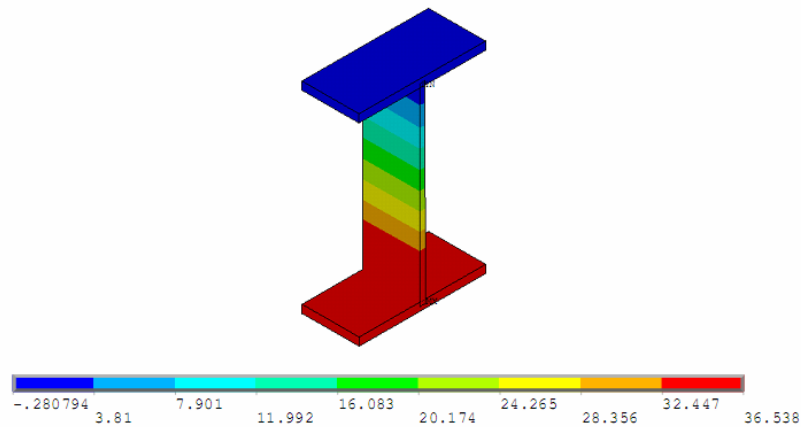


Figura 5.33 – Tensões longitudinais (em X) na seção no meio do vão da viga VG01 (kN/cm²) - 8ª etapa de carregamento concentrado

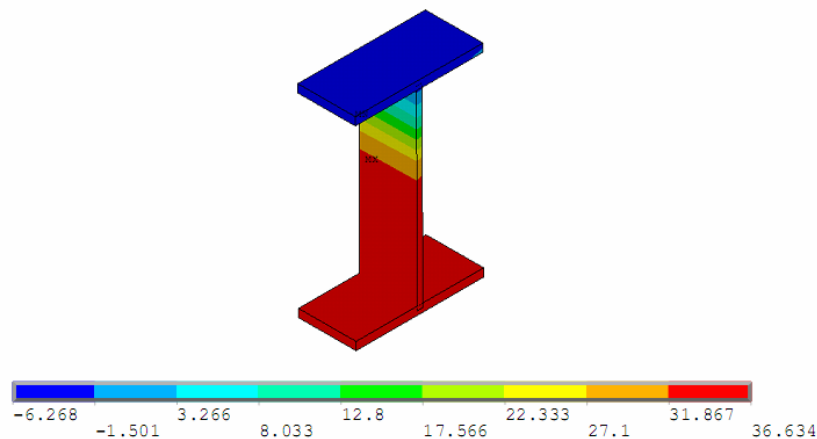


Figura 5.34 – Tensões longitudinais (em X) na seção no meio do vão da viga VG02 (kN/cm²) - 8ª etapa de carregamento concentrado

A face superior da laje apresenta-se em sua maioria comprimida, exceto nas regiões próximas aos apoios e nos balanços. As tensões longitudinais ao longo da laje referentes ao último passo de carga, igual a 380 kN a cada dois pontos de aplicação, são ilustradas nas figuras 5.35.

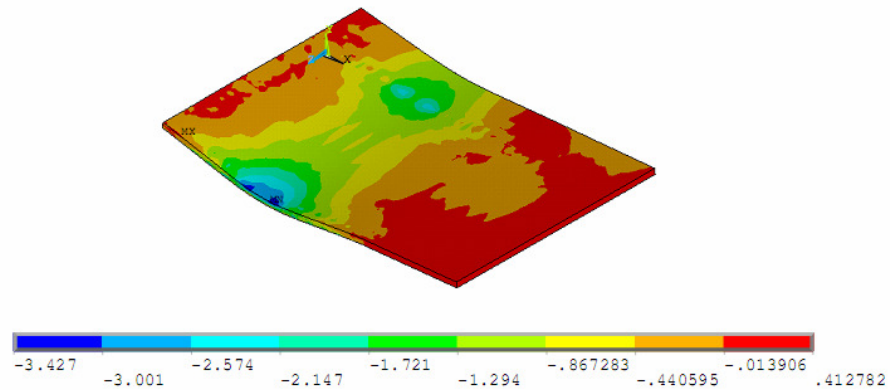


Figura 5.35 – Tensões longitudinais (em X) na seção da laje no meio do vão acima da viga VG01 (kN/cm²) - 8ª etapa de carregamento concentrado

As tensões cisalhantes XY nas vigas VG01 e VG02 podem ser observadas nas figuras 5.36 e 5.37, respectivamente. Como esperado, podemos observar uma distribuição de tensões semelhantes para as duas vigas.

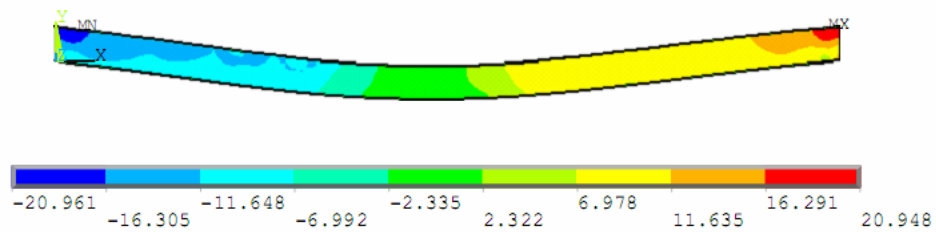


Figura 5.36 – Tensões cisalhantes (em XY) na viga VG01 (kN/cm²) - 8ª etapa de carregamento concentrado

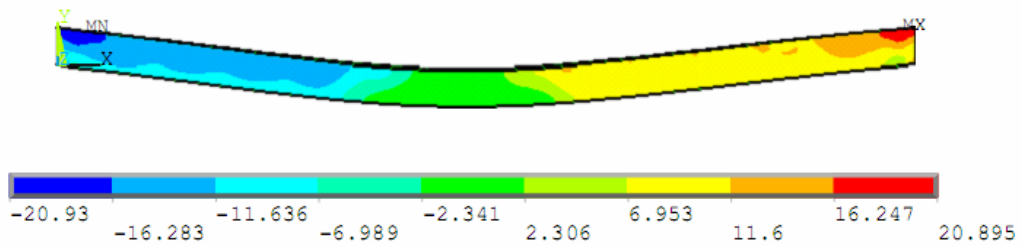


Figura 5.37 – Tensões cisalhantes (em XY) na viga VG02 (kN/cm²) - 8ª etapa de carregamento concentrado

5.7.3 – 9ª etapa de carregamento concentrado (vigas apoiadas)

Na nona etapa de carregamento concentrado, na modelagem numérica os carregamentos concentrados foram aplicados na mesma posição da oitava etapa. A diferença entre os modelos da oitava e nona etapas foi a condição de contorno das vigas principais. Enquanto as vigas principais na oitava etapa tiveram todos os deslocamentos impedidos nas extremidades das vigas, na nona etapa foi selecionado uma faixa de nós próximos à extremidades das vigas e impedidos as translações nos sentidos Y e Z e as rotações nos sentidos X e Y das vigas simulando apoios.

O comportamento global da estrutura está representado por meio das curvas força X deslocamento ilustradas na figura 5.38. Podemos observar que a força máxima atingida no modelo igual a 240 kN, a cada dois pontos de aplicação, é menor do que a força atingida na oitava etapa de carregamento. Podemos observar, também, que com o máximo carregamento aplicado, as vigas principais VG01 e VG02 já se apresentam em regime plástico.

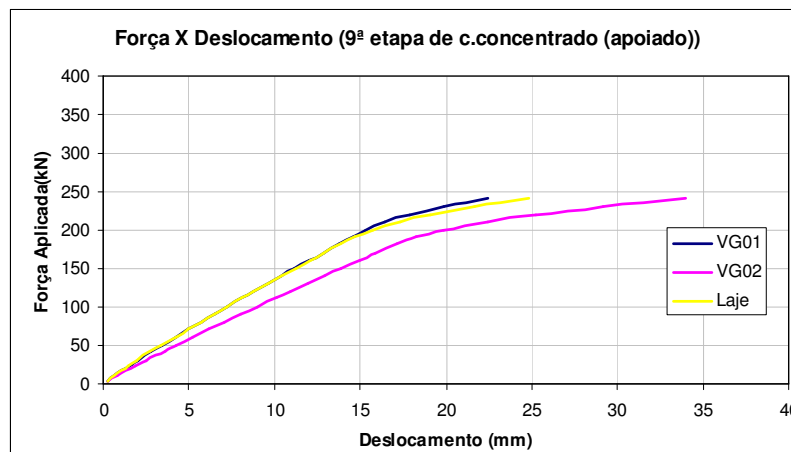


Figura 5.38 – Força X Deslocamento - 9ª etapa de carregamento concentrado

O deslocamento ao longo das vigas e da laje podem ser vistos nas figuras 5.39 e 5.40, respectivamente, e assim como em todos os outros modelos em que o carregamento foi aplicado nas vigas principais, podemos observar o maior deslocamento vertical na viga VG02.

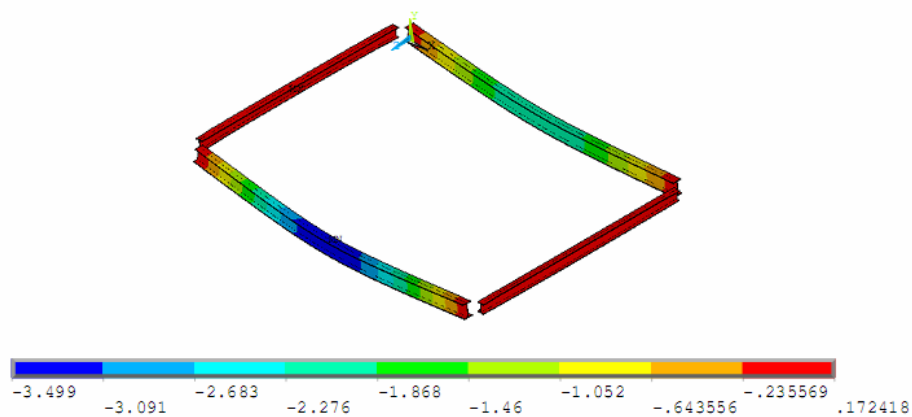


Figura 5.39 – Deslocamento nas vigas de aço - 9ª etapa de carregamento concentrado

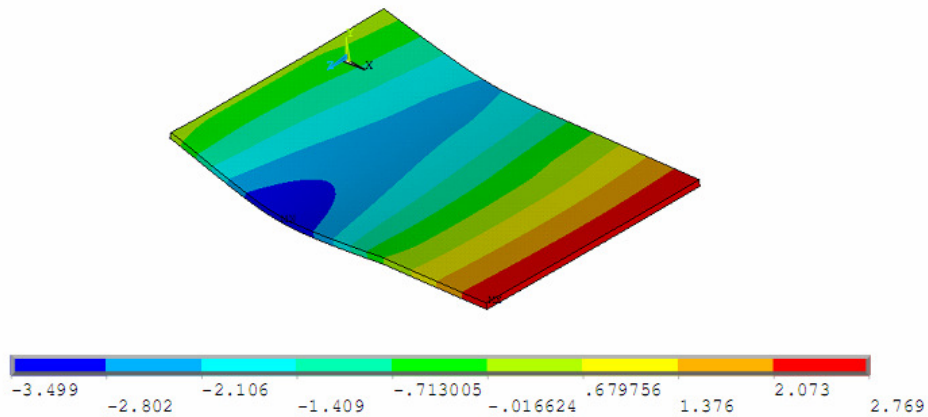
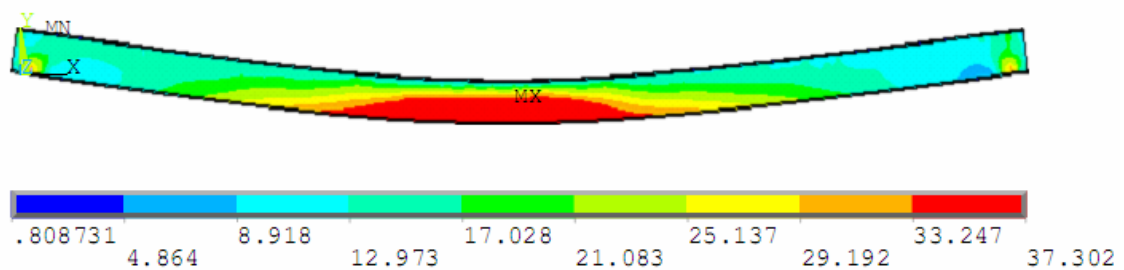


Figura 5.40 – Deslocamento na laje de aço - 9ª etapa de carregamento concentrado

Para o máximo carregamento aplicado no modelo, 240 kN a cada dois pontos de aplicação, podemos observar que as tensões de escoamento foram atingidas nas vigas principais. As figuras 5.41 e 5.42 ilustram as tensões de von Mises para as vigas principais VG01 e VG02, respectivamente.

Figura 5.41 – Tensões de von Mises na viga principal VG01 (kN/cm²) - 9ª etapa de carregamento (apoiado) concentrado

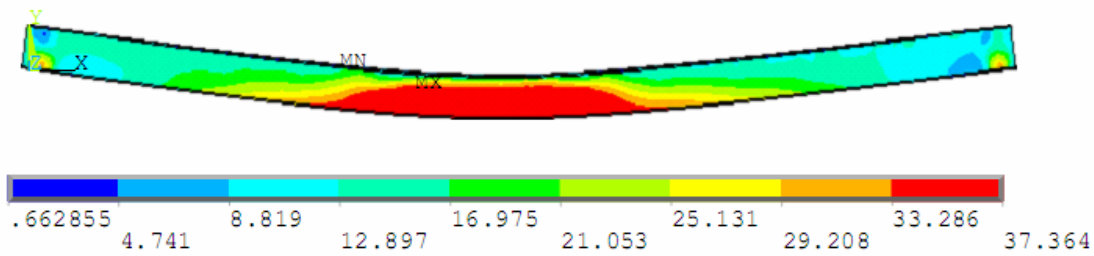


Figura 5.42 – Tensões de von Mises na viga principal VG02 (kN/cm²) - 9ª etapa de carregamento (apoiado) concentrado

As tensões nas seções posicionadas no centro do vão das vigas principais podem ser vistas nas figuras 5.43 e 5.44. Em ambas as vigas as seções estão completamente tracionadas com tensões muito baixas nas mesas superiores.

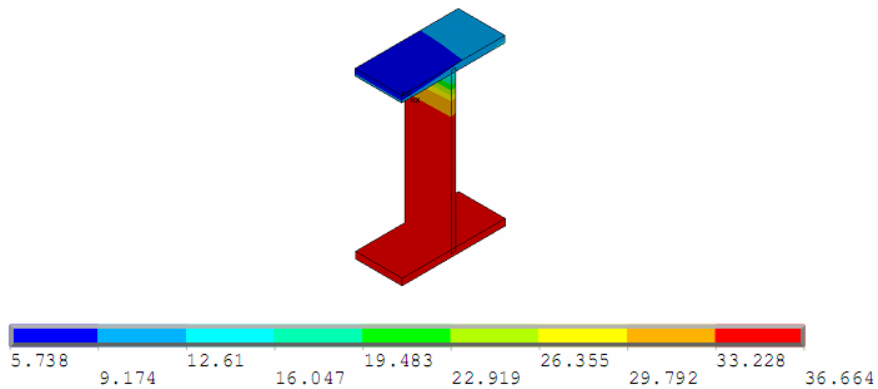


Figura 5.53 – Tensões longitudinais (em X) na seção no meio do vão da viga VG01 (kN/cm²) - 8ª etapa de carregamento concentrado

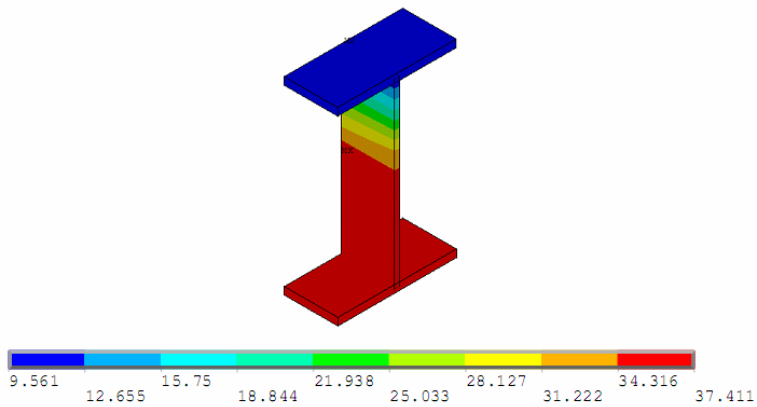


Figura 5.54 – Tensões longitudinais (em X) na seção no meio do vão da viga VG02 (kN/cm²) - 8ª etapa de carregamento concentrado

5.8 – Considerações Finais

Neste capítulo foram apresentados os principais detalhes sobre a modelagem numérica abordando a descrição dos tipos de elementos utilizados, discretização da malha de elementos finitos, modelo constitutivo dos materiais, tipos de carregamento e condição de contorno.

As curvas força X deslocamento de todas as etapas e os principais resultados das 8ª e 9ª etapas de carregamento concentrado também foram apresentados e discutidos neste capítulo.

No próximo capítulo os resultados experimentais, numéricos e analíticos serão comparados e discutidos.

Comparação de Resultados

6.1 – Considerações Iniciais

Neste capítulo, os resultados experimentais, numéricos e analíticos, de todas as etapas de ensaios, foram analisados e comparados possibilitando a discussão do comportamento apresentado pelas vigas mistas.

Os resultados analíticos foram obtidos de acordo com o dimensionamento de vigas mistas com pré-laje apresentado pela NBR 8800:2008. Os cálculos desses resultados são apresentados no Apêndice A.

Todos os valores de momentos fletores apresentados nas tabelas foram calculados levando-se em consideração o momento de engastamento perfeito.

Neste trabalho não serão comentados os resultados e comparações das ligações, pois é objeto de estudo de Bessa (2009).

6.2 – Resultados Analíticos X Resultados Experimentais

Para a comparação dos resultados será utilizada a mesma nomenclatura das vigas já apresentadas no capítulo 4. A figura 6.1 ilustra a posição e nomenclatura das vigas principais e secundárias utilizadas na apresentação dos resultados .

De acordo com os cálculos apresentados no Apêndice A, o momento resistente de cálculo da viga VG01, considerando-a como parte de um pórtico, é igual a 16620 kN.cm para o momento positivo e 12300 kN.cm para o momento negativo. Para a viga VG02, também como parte de um pórtico, o momento resistente positivo de cálculo é igual a 15715 kN.cm e 12300 kN.cm para o momento resistente negativo.

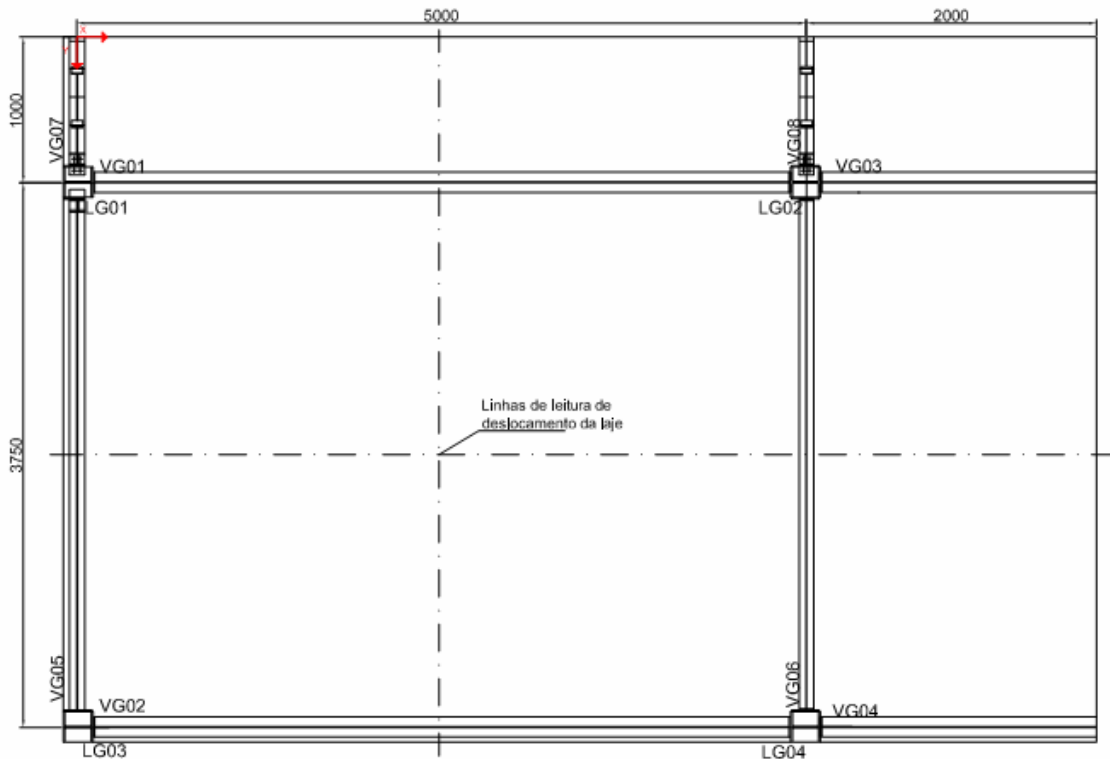


Figura 6.1– Numeração das vigas e posicionamento do eixo de coordenadas

Na tabela 6.1 são apresentados os máximos valores de momentos fletores positivos e negativos e a razão entre os momentos solicitantes máximos e o momento resistente de cálculo atingido nas vigas principais em cada etapa de ensaio de carregamento distribuídos.

Como esperado, o momento solicitante gerado pelos carregamentos distribuídos representaram apenas uma pequena parcela do momento resistente das vigas principais sendo a maior relação entre os momento solicitante e resistente igual a 0,07 na viga VG01 para

momento positivo na sexta etapa de carregamento distribuído e 0,21 para o momento negativo na viga VG02 nas sexta e sétima etapas de carregamento distribuído.

Tabela 6.1 – Comparações de momentos solicitante e resistente dos carregamentos distribuídos

Etapa	VG01		VG02		VG01 $M_{Rd}^+ = 16620 kN.cm$ $M_{Rd}^- = 12300 kN.cm$		VG02 $M_{Rd}^+ = 15715 kN.cm$ $M_{Rd}^- = 12300 kN.cm$	
	M_{Sk}^+ (kN.cm)	M_{Sk}^- (kN.cm)	M_{Sk}^+ (kN.cm)	M_{Sk}^- (kN.cm)	$\frac{M_{Sk}^+}{M_{Rd}}$	$\frac{M_{Sk}^-}{M_{Rd}}$	$\frac{M_{Sk}^+}{M_{Rd}}$	$\frac{M_{Sk}^-}{M_{Rd}}$
1ª	340	430	340	430	0,02	0,03	0,02	0,03
2ª	520	650	520	650	0,03	0,07	0,03	0,07
3ª	1080	1350	520	650	0,06	0,10	0,03	0,07
4ª	480	980	480	980	0,03	0,8	0,03	0,11
5ª	790	1400	480	980	0,05	0,11	0,03	0,11
6ª	1190	1890	940	1580	0,07	0,15	0,06	0,21
7ª	940	1580	940	1580	0,06	0,13	0,06	0,21
8ª	1100	1390	1100	1390	0,07	0,11	0,07	0,09

Na tabela 6.2 são apresentados os máximos deslocamentos verticais nas vigas VG01, VG02 e no centro da laje. Nesta tabela também é apresentada a razão entre os deslocamentos e os valores de deslocamento limites para as vigas de acordo com a NBR 8800:2008 (vão/350) e para a laje de acordo com a NBR 6118:2003 (vão/350). Para o valor limite de deslocamento na laje foi considerado a recomendação normativa referente a vibrações sentidas no piso.

Podemos observar nesta tabela que os valores limites de deslocamento não foram atingidos para as etapas de carregamentos distribuídos.

Tabela 6.2 – Comparações entre os deslocamentos medidos e limites normativos para carregamento distribuído

Etapa	VG01 (mm)	VG02 (mm)	Laje (mm)	$\frac{\delta}{\delta_{lim}}$ ($\delta_{lim} = 14.2mm$)		
				VG01	VG02	Laje
1 ^a	0,505	0,643	1,494	0,04	0,04	0,10
2 ^a	0,972	1,216	3,024	0,07	0,09	0,21
3 ^a	1,346	1,112	3,115	0,09	0,08	0,22
4 ^a	0,953	1,094	3,005	0,07	0,08	0,21
5 ^a	1,589	1,146	3,57	0,11	0,08	0,25
6 ^a	3,496	1,945	5,737	0,24	0,14	0,40
7 ^a	3,309	2,344	7,212	0,23	0,16	0,50
8 ^a	3,29	3,073	9,471	0,23	0,21	0,66

Na tabela 6.3 são apresentados os máximos valores de momentos fletores positivos, negativos e a razão entre momento máximo atuante e o momento resistente de cálculo nas vigas principais para as etapas de ensaio dos carregamentos concentrados, considerando as vigas como parte de um pórtico. Nesta tabela, podemos observar que a razão entre o momento solicitante e o momento resistente de cálculo para a viga VG02 na 8^a etapa de carregamento concentrado, etapa em que houve o início do escoamento da viga, foi igual a 0.93.

Considerando as vigas principais simplesmente apoiadas temos os momentos resistentes iguais a 19980 kN.cm para VG01 e 15715 para a VG02. Na tabela 6.4 são apresentados os valores dos momentos solicitantes e a razão entre os momentos solicitantes e os momentos resistentes de cálculo considerando as vigas simplesmente apoiadas. Para o máximo carregamento aplicado na 8^a etapa a razão entre o momento solicitante e o momento de cálculo para a viga VG02 foi igual a 1,42, admitindo hipótese da viga simplesmente

apoiada, porém houve a transferência de momentos negativos decorrentes da posição da armadura e os parafusos da ligação (semi-rigidez da ligação).

Tabela 6.3 – Comparações entre os momentos resistentes e solicitantes para carregamento concentrado

Etapa	VG01		VG02		VG01 $M_{Rd}^+ = 16620 \text{ kN.cm}$ $M_{Rd}^- = 12300 \text{ kN.cm}$		VG02 $M_{Rd}^+ = 15715 \text{ kN.cm}$ $M_{Rd}^- = 12300 \text{ kN.cm}$	
	M_{Sk}^+ (kN.cm)	M_{Sk}^- (kN.cm)	M_{Sk}^+ (kN.cm)	M_{Sk}^- (kN.cm)	$\frac{M_{Sk}^+}{M_{Rd}}$	$\frac{M_{Sk}^-}{M_{Rd}}$	$\frac{M_{Sk}^+}{M_{Rd}}$	$\frac{M_{Sk}^-}{M_{Rd}}$
1 ^a	1750	2440	1750	2440	0,10	0,19	0,11	0,19
2 ^a	2650	2600	2650	2600	0,16	0,21	0,17	0,21
3 ^a	1430	2000	1430	2000	0,09	0,11	0,09	0,11
4 ^a	510	1690	510	1690	0,03	0,14	0,03	0,14
5 ^a	3580	2850	3580	2850	0,21	0,24	0,23	0,24
6 ^a	3420	5700	3420	5700	0,20	0,46	0,22	0,46
7 ^a	7030	7160	7030	7160	0,42	0,58	0,45	0,58
8 ^a	14580	9090	14580	9090	0,89	0,74	0,93	0,74
9 ^a	8020	5730	8020	5730	0,48	0,46	0,87	0,46

Tabela 6.4 – Resumo das etapas de carregamentos concentrados para vigas simplesmente apoiadas

Etapa	M_{Sk} VG01 (kN.cm)	M_{Sk} VG02 (kN.cm)	$\frac{M_{Sk}}{M_{Rd}}$ VG01 $M_{Rd}^+ = 19980 \text{ kN.cm}$	$\frac{M_{Sk}}{M_{Rd}}$ VG02 $M_{Rd}^+ = 15715 \text{ kN.cm}$
1 ^a	4375	4375	0,22	0,27
2 ^a	6250	6250	0,31	0,46
3 ^a	3500	3500	0,18	0,40
4 ^a	2200	2200	0,11	0,14
5 ^a	6420	6420	0,32	0,40
6 ^a	8750	8750	0,44	0,56
7 ^a	13690	13690	0,69	0,87
8 ^a	22350	22350	1,12	1,42
9 ^a	13750	13750	0,69	0,87

Os valores de deslocamentos máximos em cada etapa de ensaio de carregamento concentrado são apresentados na tabela 6.5. Podemos observar que os valores de deslocamento limites só foram ultrapassados na 7ª etapa de carregamento concentrado.

Tabela 6.5 – Comparações entre os deslocamentos medidos e limites normativos para carregamento concentrado

Etapa	VG01 (mm)	VG02 (mm)	Laje (mm)	$\frac{\delta}{\delta_{lim}}$ ($\delta_{lim} = 14.2mm$)		
				VG01	VG02	Laje
1ª	2,08	2,52	9,11	0,14	0,17	0,85
2ª	3,14	5,05	3,807	0,21	0,35	0,36
3ª	2,05	2,5	9,04	0,14	0,17	0,85
4ª	1,31	1,53	6,54	0,07	0,10	0,61
5ª	1,96	3,33	9,98	0,11	0,23	0,93
6ª	5,54	7,85	6,58	0,13	0,55	0,74
7ª	10,15	14,2	11,56	0,70	1,0	1,32
8ª	20,22	30,25	23,60	1,41	2,11	2,2
9ª	10,37	12,71	21,56	0,73	0,89	2,01

A comparação da curva força X deslocamento da viga VG01 do modelo experimental com o modelo analítico, calculado a partir de uma análise elástica, é apresentado na figura 6.2. Podemos observar que a curva força X deslocamento do modelo experimental teve um comportamento intermediário entre o modelo analítico para vigas simplesmente apoiadas e o modelo para um pórtico devido à ligação semi-rígida e a determinação de forma simplificada, adotada pela NBR 8800:2008, da largura efetiva.

Para esta análise elástica utilizou-se o momento de inércia efetivo da seção mista dada pela equação 8 descrita no capítulo 2. O cálculo do deslocamento foi feito com a ajuda do programa Acadframe desenvolvido no Departamento de Estruturas da EESC-USP.

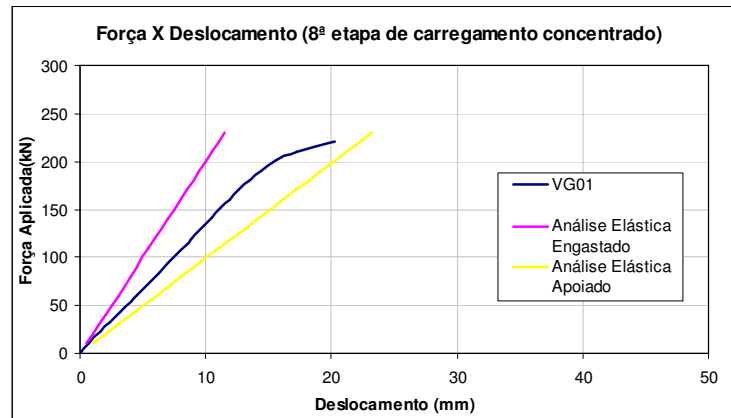


Figura 6.2 – Curvas força X deslocamento experimental e análise elástica – Primeira etapa de carregamentos concentrados

Com os resultados apresentados na figura 6.2 reafirma-se o comportamento semi-rígido das ligações.

Em Bessa (2009) foi estudado o comportamento semi-rígido das ligações do pavimento-tipo. Na figura 6.3 é apresentado a curva de caracterização das ligações obtida de acordo com o EUROCODE 3.

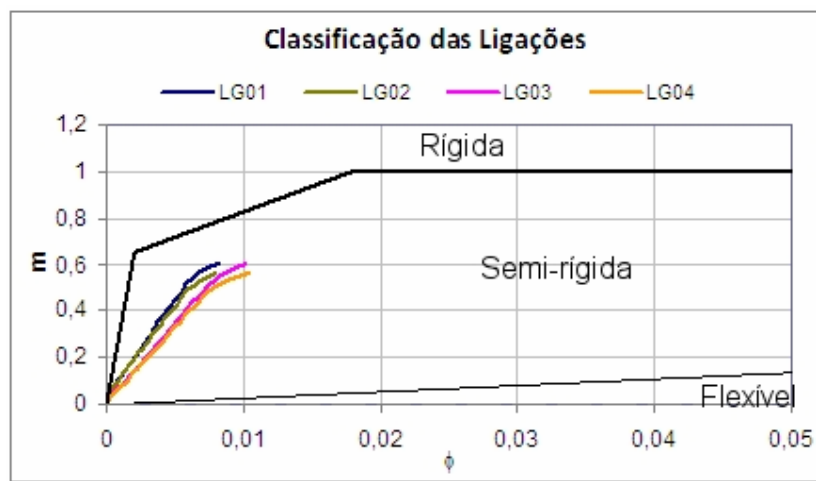


Figura 6.3 – Classificação das ligações do pavimento tipo segundo o EUROCODE 3.

Com base nessa figura confirmamos, de acordo com o EUROCODE 3, a semi-rigidez das ligações do pavimento tipo. Segundo Bessa (em fase de elaboração)¹ todas as ligações do pavimento podem ser consideradas semi-rígidas e de resistência parcial.

6.3 – Resultados Experimentais X Resultados Numéricos

O comportamento global da estrutura ensaiada e dos modelos numéricos, para as diferentes posições de carregamentos concentrados, estão apresentadas nos gráficos das figuras 6.4 a 6.11. Podemos observar que as curvas força X deslocamento das vigas VG01, VG02 e do centro da laje obtidas por meio da modelagem numérica tiveram um comportamento muito mais rígido do que as curvas obtidas experimentalmente. Tal fato ocorreu por causa das ligações serem do tipo semi-rígidas na estrutura real e a vinculação utilizada na modelagem representar um engastamento perfeito.

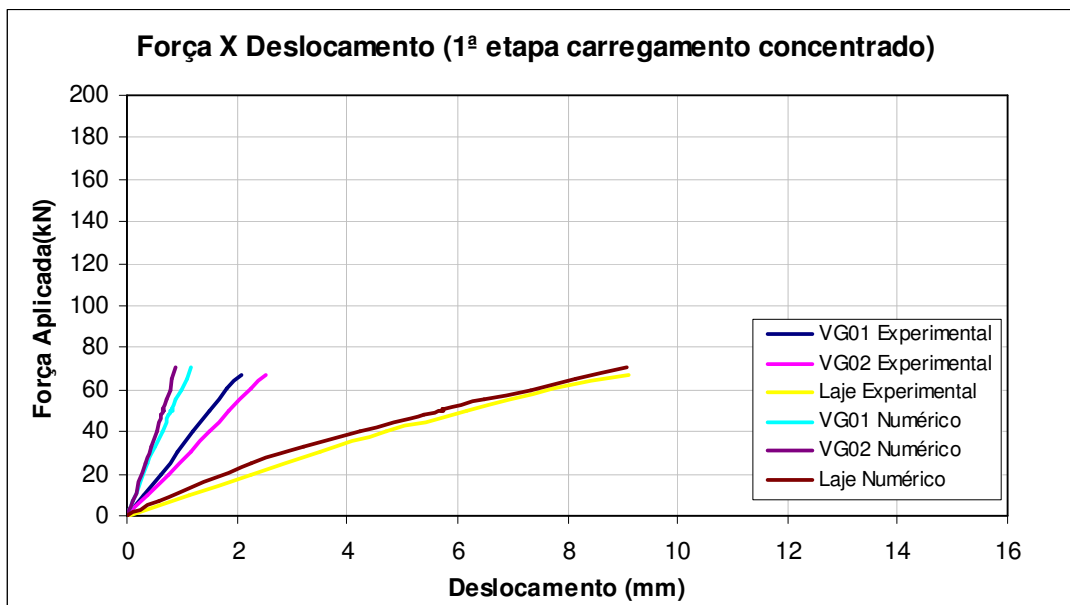


Figura 6.4 – Curvas força X deslocamento experimental e numérica – Primeira etapa de carregamentos concentrados

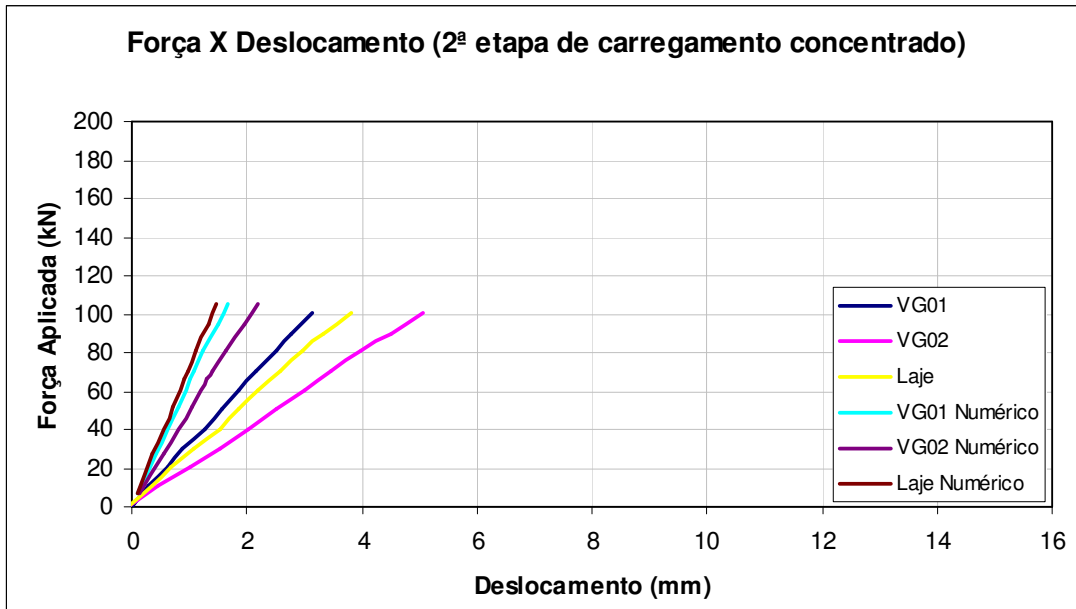


Figura 6.5 – Curvas força X deslocamento experimental e numérica – Segunda etapa de carregamentos concentrado

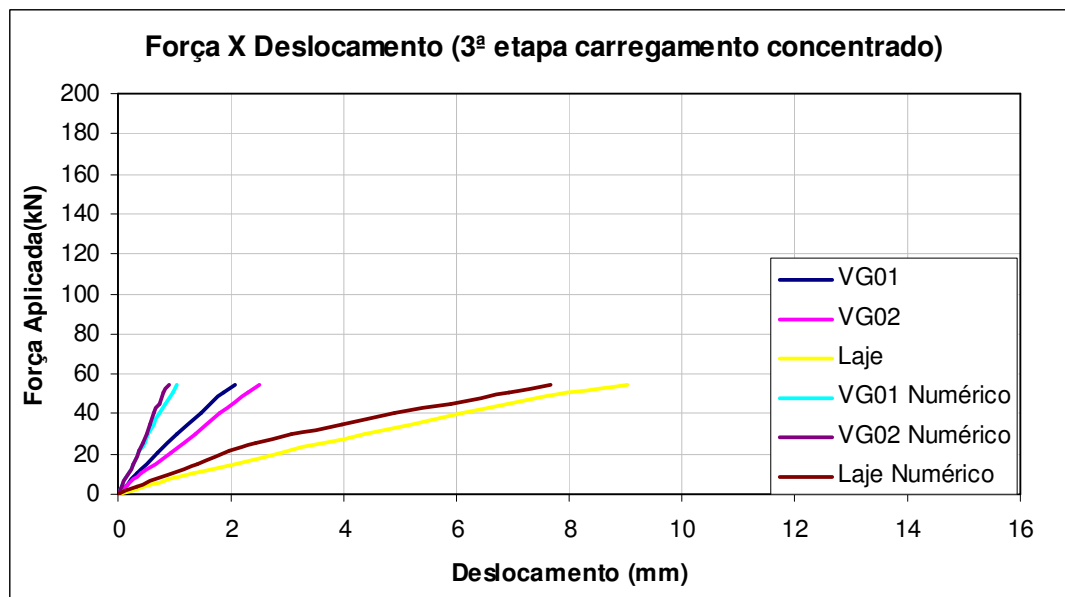


Figura 6.6 – Curvas força X deslocamento experimental e numérica – Terceira etapa de carregamentos concentrados

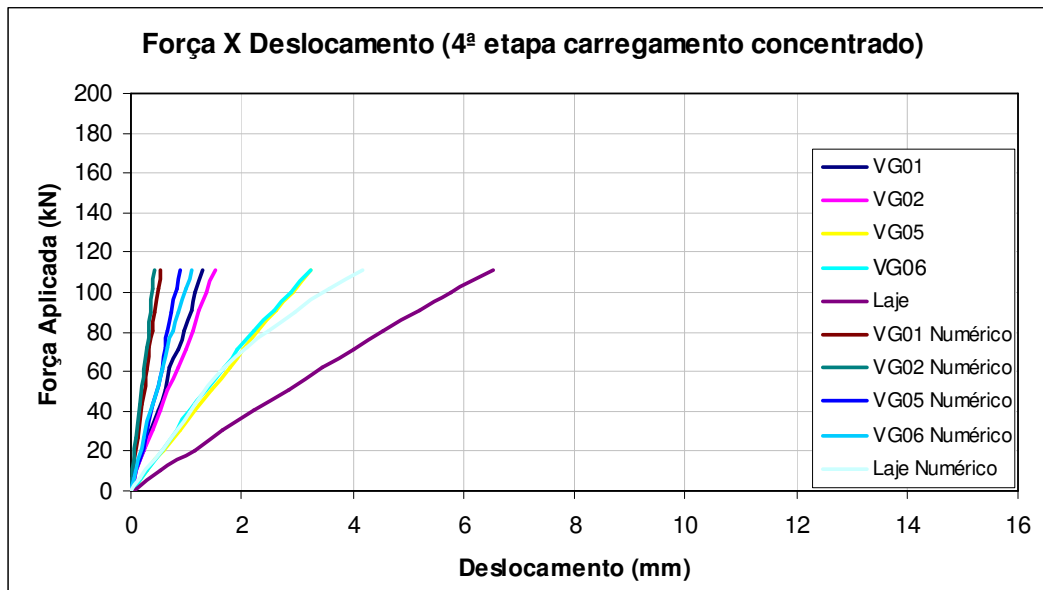


Figura 6.7 – Curvas força X deslocamento experimental e numérica – Quarta etapa de carregamentos concentrados

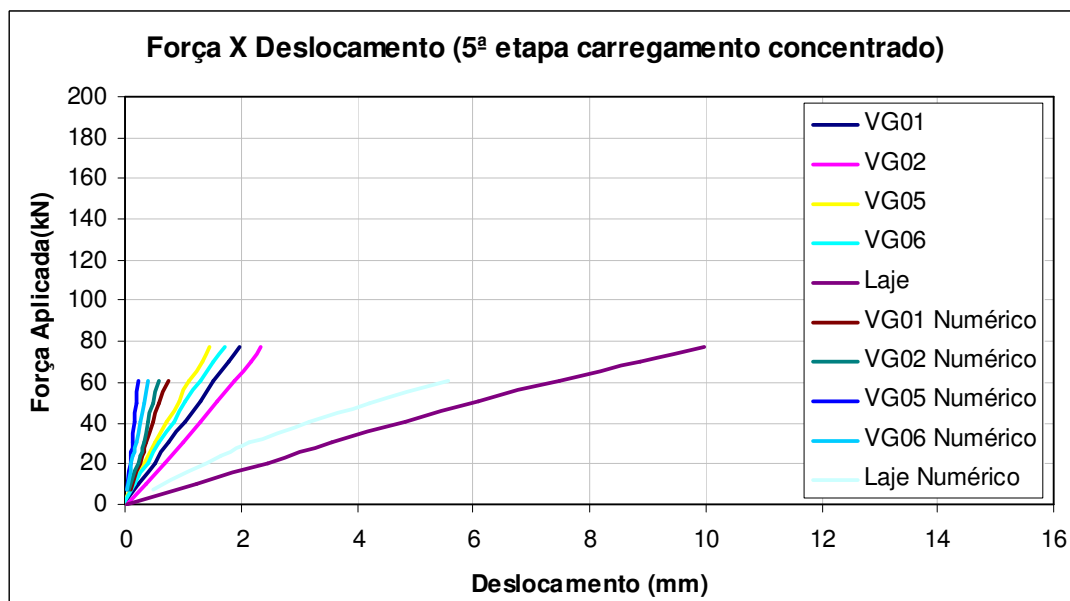


Figura 6.8 – Curvas força X deslocamento experimental e numérica – Quinta etapa de carregamentos concentrados

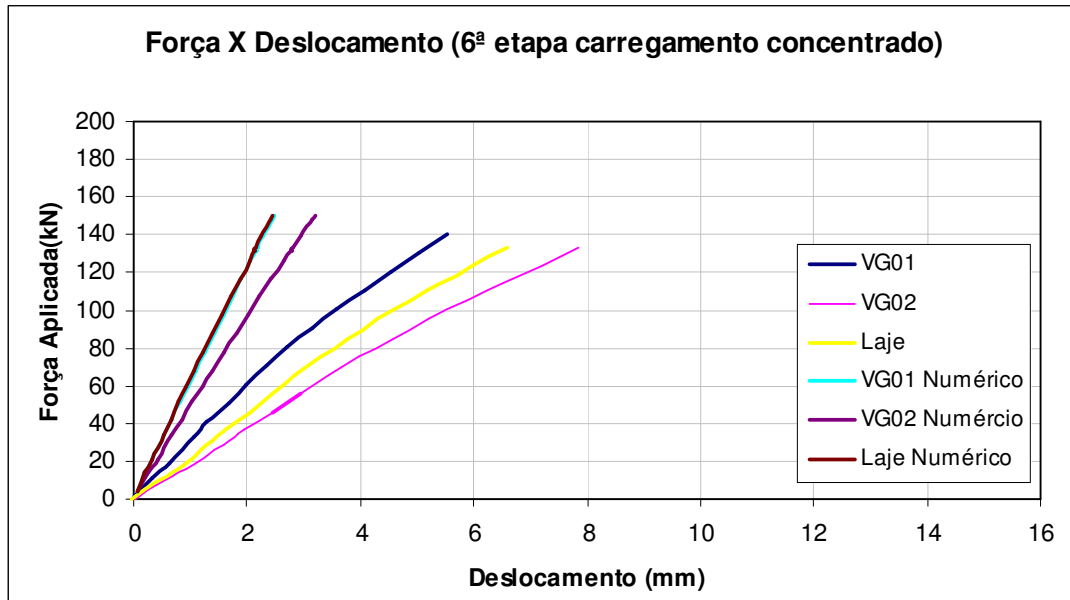


Figura 6.9 – Curvas força X deslocamento experimental e numérica – Sexta etapa de carregamentos concentrados

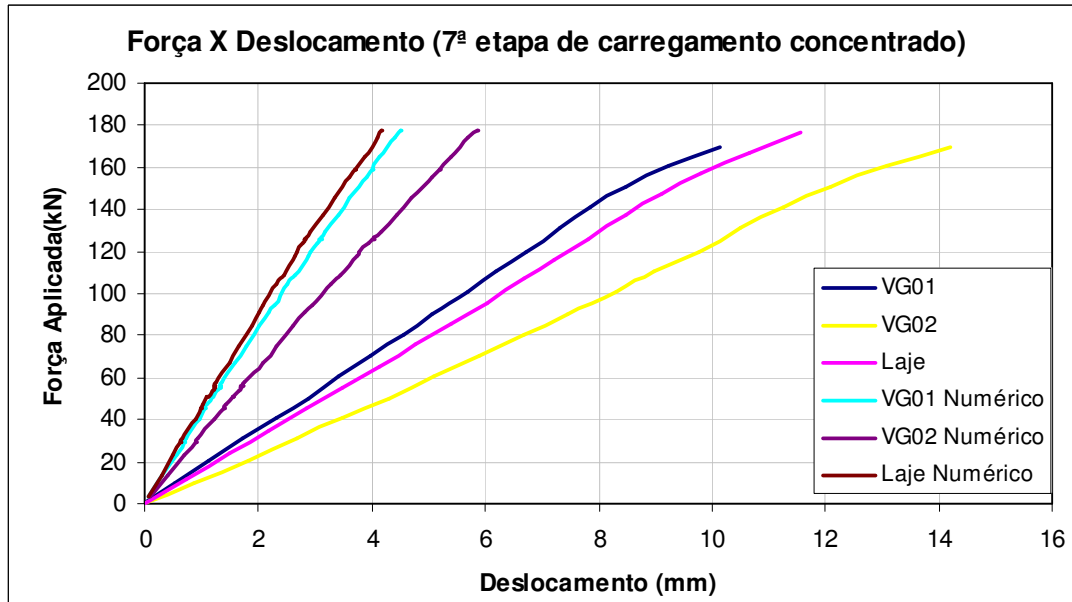


Figura 6.10 – Curvas força X deslocamento experimental e numérica – Sétima etapa de carregamentos concentrados

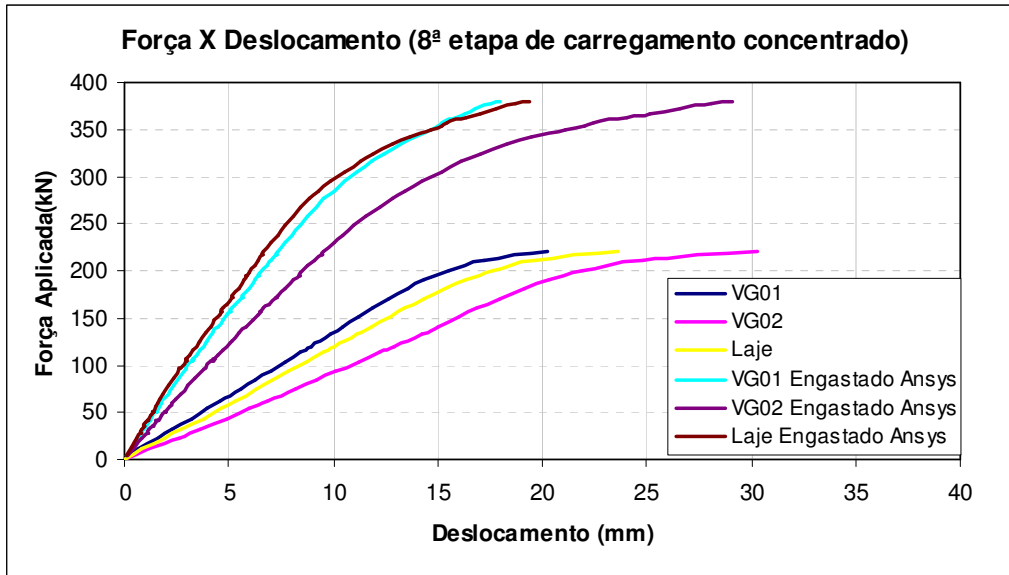


Figura 6.11 – Curvas força X deslocamento experimental e numérica - Oitava etapa de carregamentos concentrados

A figura 6.12 ilustra a comparação entre a oitava etapa de carregamento concentrado experimental e a nona etapa de carregamento do modelo numérico. Nesta etapa do modelo numérico todas as vigas tiveram as condições de contorno simulando um apoio. Podemos observar que quanto ao comportamento global as ligações da estrutura ensaiada aproximaram-se muito mais de um apoio do que de um engaste.

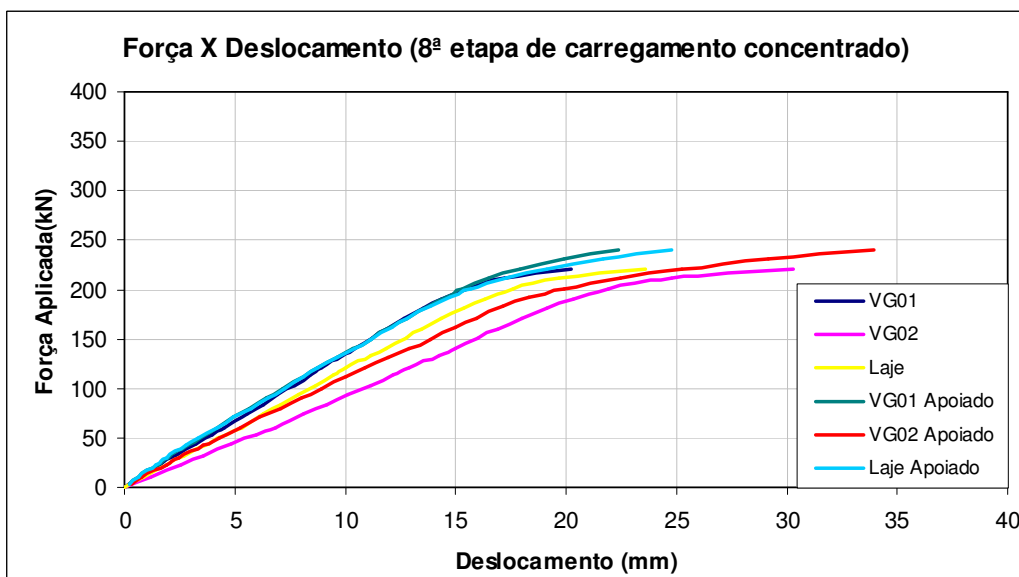


Figura 6.12 – Curvas força X deslocamento experimental e numérica - Oitava etapa de carregamentos concentrados experimental e nona etapa de carregamento (apoiado) numérico.

A semi-rigidez das ligações pode ser bem observada. O gráfico da figura 6.12 indica que o comportamento das vigas principais no modelo experimental aproximou bem mais dos modelos numéricos em que as vigas foram simplesmente apoiadas. Justifica-se devido às várias etapas de carregamentos denotando a influência da deterioração da ligação decorrente dos carregamentos anteriores.

Nos gráficos das figuras 6.13 e 6.14 podemos observar que no modelo numérico em que as vigas foram apoiadas a seção da mesa inferior posicionada no meio do vão das vigas VG01 e VG02 apresentaram curvas força X deformação próximo das deformações obtidas nos ensaios indicando o escoamento das vigas.

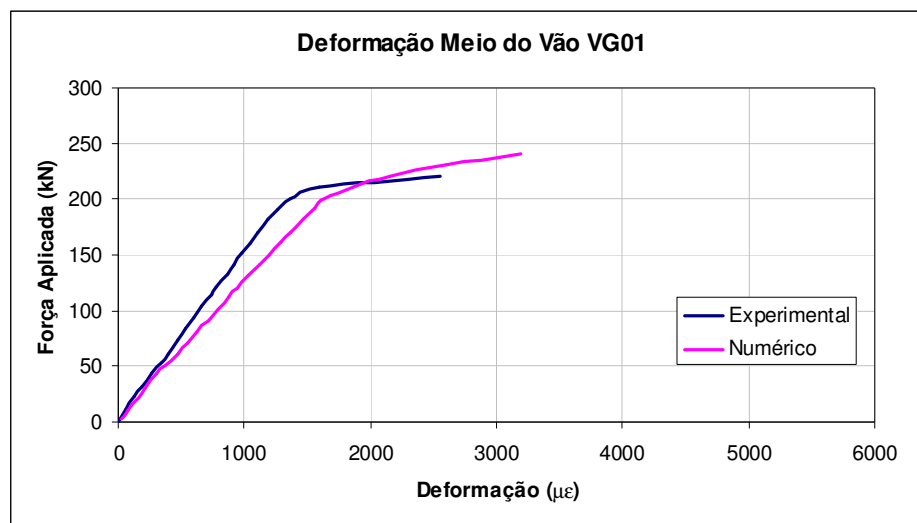


Figura 6.13 – Deformações na mesa inferior da viga VG01

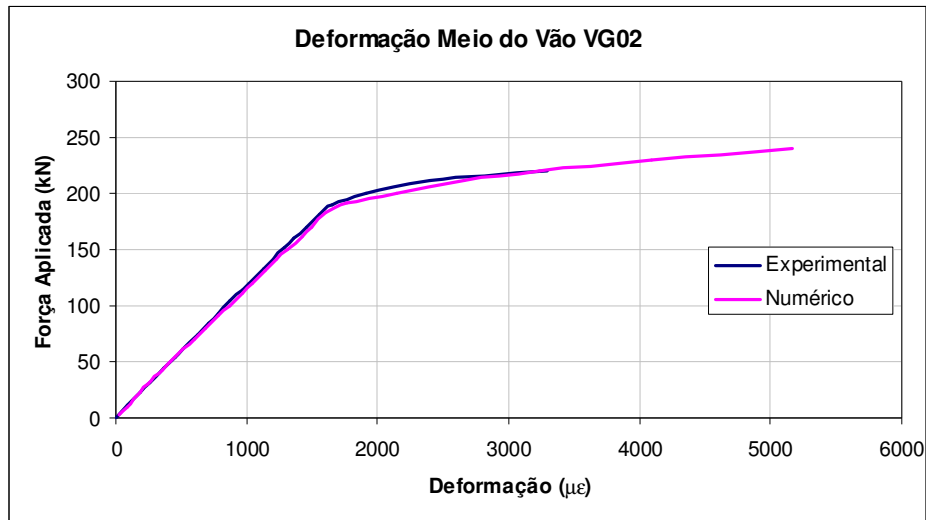


Figura 6.14 – Deformações na mesa inferior da viga VG02

As deformações ao longo da seção posicionada no centro do vão da viga principal VG01 estão apresentadas no gráfico da figura 6.15. Neste gráfico podemos observar que, como na análise experimental, a viga da modelagem numérica está completamente submetida a tensões de tração, indicando que a linha neutra está posicionada na laje de concreto, próxima à mesa superior da viga.

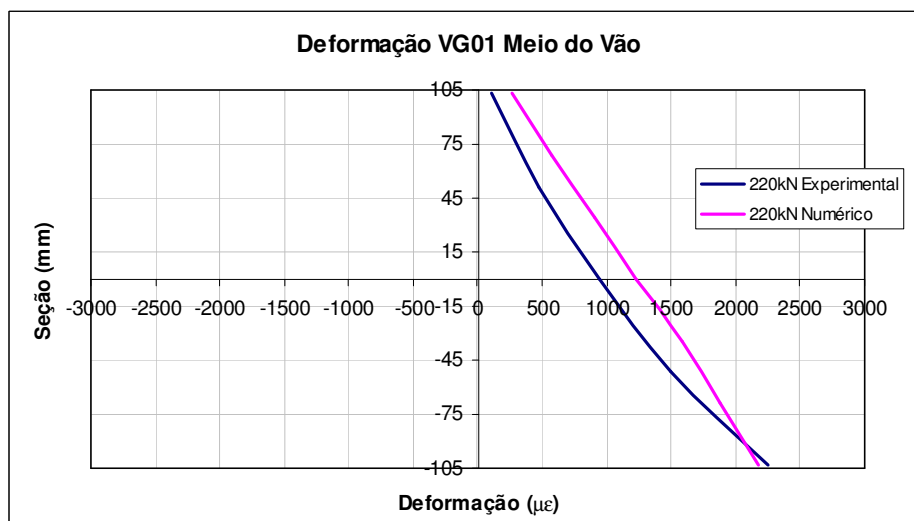


Figura 6.15 – Deformações na seção da viga VG01 posicionada no meio do vão

As deformações das vigas principais nas seções próximas aos apoios para um carregamento igual a 220 kN, carregamento esse igual ao máximo atingido nos ensaios,

podem ser vistas na figura 6.16. Nesta figura fica claro o comportamento como apoio das ligações viga-pilar nos ensaios.

A comparação das deformações nas armaduras positivas da laje foi feita com alguns elementos posicionados na parte inferior da laje que foram usados para modelagem das nervuras longitudinais. Esta comparação é apresentada na figura 6.17 e pode-se observar que para um carregamento igual a 220 kN no modelo numérico as deformações foram inferiores às obtidas experimentalmente porém apresentaram um comportamento semelhante, sendo o máximo valor obtido nos elementos posicionados no centro do vão da laje.

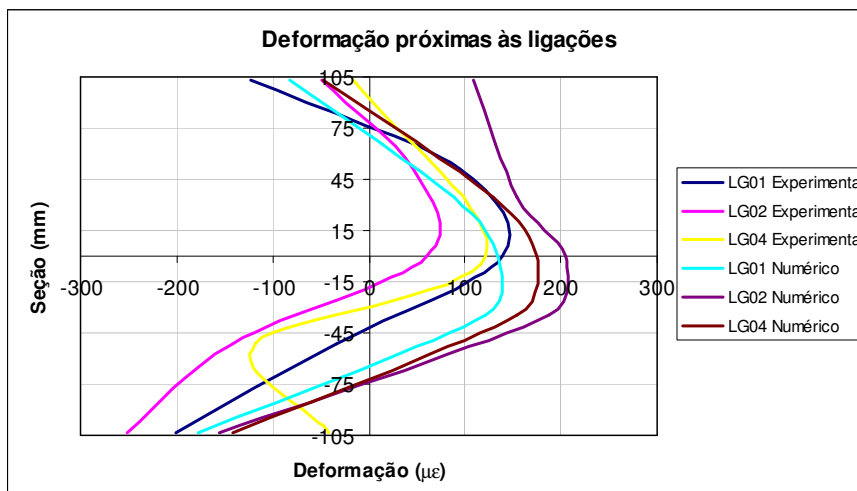


Figura 6.16 – Deformações nas regiões próximas às ligações

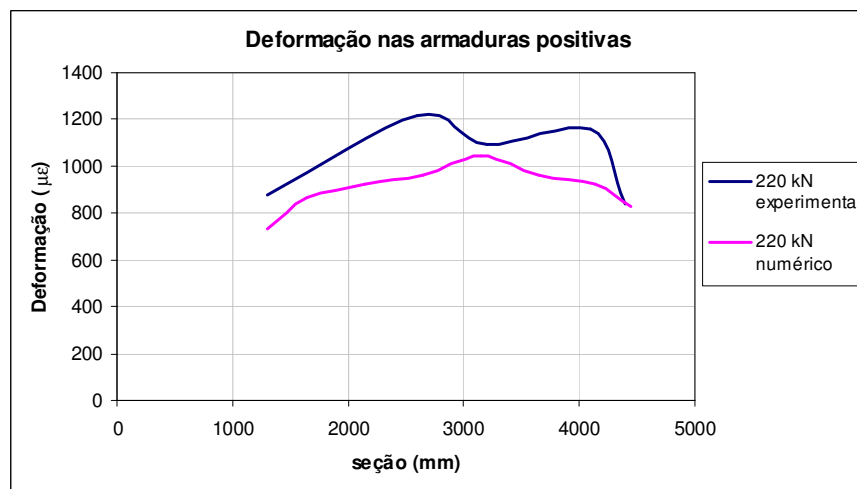


Figura 6.17 – Deformações nas armaduras positivas

6.4 – Fissuração na Laje (Carregamento Distribuído X Carregamento Concentrado)

A fissuração na laje iniciou-se com a aplicação de carregamentos distribuídos no balanço das vigas principais que ocasionaram momento fletor negativo na laje sobre a viga secundária VG06. Quando o carregamento distribuído no centro da laje foi aumentado para cerca de 3,2 kN/m² surgiram fissuras nas regiões próximas aos pilares.

Após a primeira etapa de carregamento concentrado, etapa em que o carregamento foi feito sobre a parte central da laje, aumentou a quantidade de fissuras, paralelas à viga, na região da laje acima da viga VG06. Novas fissuras foram observadas após a sétima etapa de carregamento concentrado na região próxima à ligação LG01.

Após a oitava etapa de carregamento concentrado, etapa em que foi atingido o escoamento das vigas principais, foi observado o aparecimento de novas fissuras na direção perpendicular às vigas principais, além da abertura das fissuras já existentes próximas aos pilares.

Na figura 6.18 é ilustrado o esquema de fissuração na laje após o término das etapas de carregamento distribuído. O esquema de fissuração após o término das etapas de carregamento concentrado pode ser observado na figura 6.19.

Comparando estas figuras pode-se constatar que as etapas de carregamentos concentrados aumentaram a fissuração da laje principalmente sobre a viga VG06 nas etapas em que o carregamento foi aplicado sobre a laje.

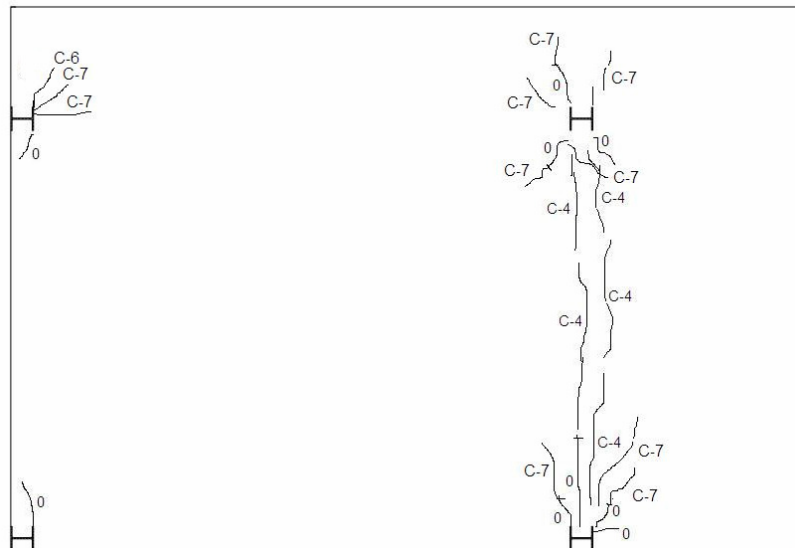


Figura 6.18 – Esquema de fissuração da laje após as etapas de carregamentos distribuídos

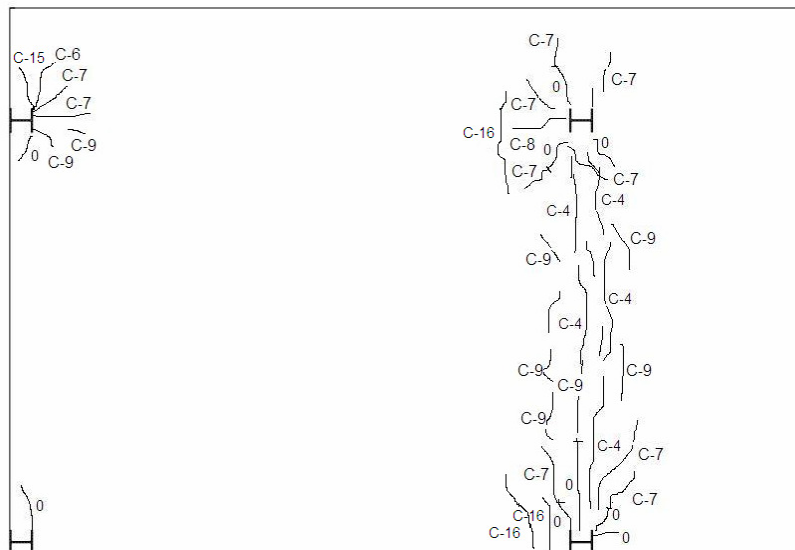


Figura 6.19 – Esquema de fissuração da laje após as etapas de carregamentos concentrados

6.4 – Considerações finais

Neste capítulo foram apresentadas as comparações dos principais resultados obtidos dos modelos analíticos, experimentais e numéricos. Os modelos experimentais ensaiados foram projetados de forma que as ligações entre as vigas principais e os pilares tivessem o comportamento semi-rígido. Após as comparações entre os resultados experimentais e

numéricos pode-se constatar que o comportamento das ligações aproximou-se mais de um apoio do que de um engaste sobretudo para as últimas etapas de carregamentos.

Os deslocamentos verticais das vigas principais e do centro da laje nas etapas dos carregamentos distribuídos não alcançaram os limites normativos. Os valores dos limites recomendados pelas normas brasileiras só foram superados nas sétima e oitava etapas de carregamentos concentrados.

As primeiras fissuras observadas na laje surgiram na região acima da viga VG06 devido ao momento fletor negativo na laje devido ao carregamento distribuído no balanço das vigas principais. As primeiras fissuras próximas aos pilares surgiram com um carregamento distribuído no centro da laje por volta de $3,2 \text{ kN/m}^2$.

Com os carregamentos concentrados sobre a parte central das laje surgiram novas fissuras paralelas à viga VG06. Após a sétima etapa de carregamento concentrado, pode-se constatar a fissuração da laje nas regiões próximas aos pilares. Estas fissuras apresentaram configuração de fissuras devido à flexão da laje.

As fissuras perpendiculares às vigas principais normalmente observadas em ensaios vigas mistas com laje igual à largura efetiva não foi observada sobre as vigas secundárias. Uma fissura desse tipo foi observada sobre a viga principal próximo ao pilar da ligação LG02.

O modelo numérico com as vigas simplesmente apoiadas teve resultados muito próximos dos resultados experimentais devido à influencia da deterioração da ligação devido às várias etapas de carregamentos. Os resultados obtidos para este modelo apresentaram uma boa concordância com os resultados experimentais quanto a deslocamentos, deformação nas vigas principais, deformação nas regiões próximas às ligações e deformações na laje.

Conclusões Finais

Este trabalho teve como principal objetivo desenvolver um estudo teórico e experimental de vigas mistas constituídas por vigas de aço e laje pré-moldada de concreto.

Como, geralmente, os estudos sobre vigas mistas são realizados considerando a largura efetiva da laje de concreto sobre a viga de aço este trabalho teve como objetivo analisar as seguintes questões:

- Estudar o comportamento de vigas mistas pertencentes a um pórtico e submetidas a diferentes tipos de carregamentos;
- Observar a propagação de fissuras na laje para diferentes tipos de carregamentos (distribuídos e concentrados);
- Verificar a influência de momentos volventes na propagação das fissuras no pavimento tipo;
- Verificar a necessidade da execução de uma faixa maciça de concreto na laje ao longo das vigas metálicas;
- Realizar um estudo numérico das vigas mistas e comparar com os resultados obtidos experimentalmente.

Os diferentes tipos de carregamentos aplicados no pavimento tipo tiveram como objetivo analisar o comportamento global das vigas mistas e laje de concreto, acompanhar a formação de fissuras na laje e as deformações em alguns elementos que formaram a estrutura estudada.

Os resultados da análise experimental permitiram observar que :

- As primeiras fissuras surgiram quando foram inseridos os momentos negativos na laje por meio dos carregamentos aplicados na região do balanço das vigas principais. Estas fissuras concentraram-se na laje acima da viga secundária VG06, na direção longitudinal à viga;
- As fissuras decorrentes das etapas de carregamentos concentrados surgiram em sua maioria, em torno dos pilares apresentando uma configuração de fissura devido à flexão da laje;
- Não foi observado o surgimento de fissuras devido ao momento volvente nos ensaios realizados, indicando que a taxa de armadura de 1% para armadura de canto foi satisfatória;
- A execução da faixa maciça de concreto sobre a viga de aço com largura igual à largura efetiva para as vigas mistas mostrou-se necessária, pois a aplicação de carregamentos sobre a laje em regiões próximas às vigas pode ocasionar a ruptura da laje de concreto com valores de carregamento abaixo do estado limite último das vigas mistas como observado nos resultados do ensaio da nona etapa de carregamento concentrado;
- A relação entre momento solicitante e momento resistente de cálculo para as vigas mistas atingiram valores iguais a 0,89 e 0,93 quando calculadas como parte de um pórtico e valores iguais a 1,12 e 1,42 quando calculadas como simplesmente apoiadas;

- A estrutura ensaiada teve um comportamento intermediário aos modelos analíticos de uma viga simplesmente apoiada de um pórtico devido às simplificações ao adotar o valor da largura efetiva e à semi-rigidez das ligações.

Feitas essas observações pode-se concluir sobre a análise experimental que:

- A fissuração da laje em vigas mistas com laje de largura igual à largura efetiva é diferente de quando considerada a laje inteira de um pavimento tipo;
- Laje de concreto moldada na região da largura efetiva das vigas mistas deve ser maciça;
- A expressão de cálculo de resistência de vigas mistas com pré-laje fornecida pela NBR 8800:2008 conduz a valores de resistência próximos aos obtidos experimentalmente para vigas mistas com laje de concreto formada por vigotas pré-moldadas, pois as armaduras da laje foram corretamente dimensionadas com uma taxa maior do que a usual;
- A não consideração da semi-rigidez das ligações conduz a relações entre momentos solicitantes e momentos resistentes iguais a 0,89 e 1,4 para vigas pertencentes a um pórtico e vigas simplesmente apoiadas, respectivamente;

Paralelamente ao estudo experimental, houve um segundo objetivo que foi desenvolver uma estratégia de modelagem utilizando Método dos Elementos Finitos que permitisse a simulação do comportamento das vigas e da laje. Para essa modelagem utilizou-se o código de cálculo ANSYS e um software específico para o pré-processamento denominado TRUEGRID.

Com os resultados obtidos na modelagem numérica pode-se fazer as seguintes conclusões:

- Os modelos gerados utilizando elementos de casca para as vigas metálicas e elementos sólidos para a laje de concreto apresentaram boa convergência de resultados.
- Quando utilizados elementos do tipo sólido para a modelagem das vigas e da laje, as simulações apresentavam inconsistência numérica e a convergência foi interrompida nas primeiras interações;
- Nos modelos em que as vigas foram simplesmente apoiadas os resultados aproximaram-se bem dos resultados encontrados experimentalmente, comprovando que o comportamento semi-rígido das ligações aproximou-se de uma rótula.

Ficam como sugestões para os trabalhos futuros a fim de dar continuidade a esta linha de pesquisa:

- o desenvolvimento de modelos numéricos com a consideração das ligações viga-pilar;
- o desenvolvimento de novos modelos numéricos utilizando outras estratégias para a simulação dos conectores de cisalhamento;
- o desenvolvimento de um modelo constitutivo eficiente, no que se refere à convergência numérica e qualidade dos resultados, que represente o material concreto com sua capacidade de resistência à compressão e tração num único modelo constitutivo, com a imprescindível característica de fissuração do material;
- o estudo mais aprofundado da largura efetiva em vigas mistas com laje utilizando vigotas pré-moldadas de concreto.

Referências Bibliográficas

- ALVA, G. M. S. Sobre o projeto de edifícios em estruturas mistas aço-concreto. 277 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- AMADIO, C.; FRAGIOCOMO M.. Effective width evaluation for steel-concrete composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*. v.58 p. 273-388, 2002
- AMADIO, C.; FEDRIGO, C.; FRAGIACOMO, M.; MACORINI, L.. Experimental evaluation of effective width in steel-concrete composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*. v.60, p. 199-220, 2004
- ANSYS versão 10.0. Users Manual. ANSYS Inc. 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14859-1: Lajes pré-fabricadas – Requisitos parte 1: lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.
- BESSA, W.O. Análise experimental e numérica de ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento- pavimento-tipo e ligações isoladas. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- CASTRO, J. M.; ELGHAZOULI, A. Y.; IZZUDDIN, B. A. Assessment of effective slab width in composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*. v.63, p. 1317-1327, 2007.
- CATAI, E. Análise dos efeitos da retração e da fluência em vigas mistas. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- CHEN, W.F., Han, D. J. *Plasticity for structural engineers*. 1ed., New York, Springer-Verlag, 2001.
- DAVID, D. L. Vigas mistas com laje treliçada e perfis formados a frio: análise do comportamento estrutural. 218 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia Civil – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2003.
- DAVID, D. L. Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis formado a frio e laje de vigotas pré-moldadas. 250 p. Tese (Doutorado

em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

DROPPA Jr., A. Análise estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada. 177 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

EUROCODE 2. prEN 1992-1-1. Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.

EUROCODE 4. prEN 1994-1-1 Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for standartization, 2004.

FABRIZZI, M. A. Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos de aço-concreto. 233 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FIGUEIREDO, L. M. B. Ligações mistas aço concreto – Análise teórica e experimental. 215. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

FLÓRIO, M. C. Projetos e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado. 213 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2004.

FUZHARA, M. A. L. S. Ligações e armaduras de lajes em vigas mistas de aço e de concreto. 149 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola Politécnica – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

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

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

LEONEL, E.D.; RIBEIRO, G.O.; DE PAULA, F.A. Simulação numérica de concreto armado por meio do MEF/ANSYS. In: V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto armado. 2003.

LEONHARDT, F. MÖNNING, E. Construções de concreto: princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado, v. 3, ed 1. Interciência. Rio de Janeiro. 1978.

JOHNSON, R. P.; Composite structures of steel and concrete. Oxford: Blackwell Scientific Publications vol. 1. 1994.

MAGGI, Y. I. Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida. 264 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MALITE, M. Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

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

NIE, J. G., TIANM C. Y., CAI, C. S. Effective width of steel-concrete composite beam at ultimate strength state. *Engineering Structures*, v. 30, p. 1296-1407, 2008.

OEHLERS, D. J. Splitting induced by shear connectors in composite beams. *Journal of Structural Engineering*, v.115, p. 341 – 362, 1989.

OLIVEIRA, L. A. F. Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas. 92 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

QUEIROZ, F.D., VELLASCO, P.C.G.S., NETHERCOT, D.A. Finite element modelling of composite beams with full and partial shear connection. *Journal of Constructional Steel Research*. v.63, p. 505-521, 2007

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

TRISTÃO, G. A. Análise teórica e experimental de ligações mistas viga-pilar de extremidade com cantoneiras de alma e assento. 282 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

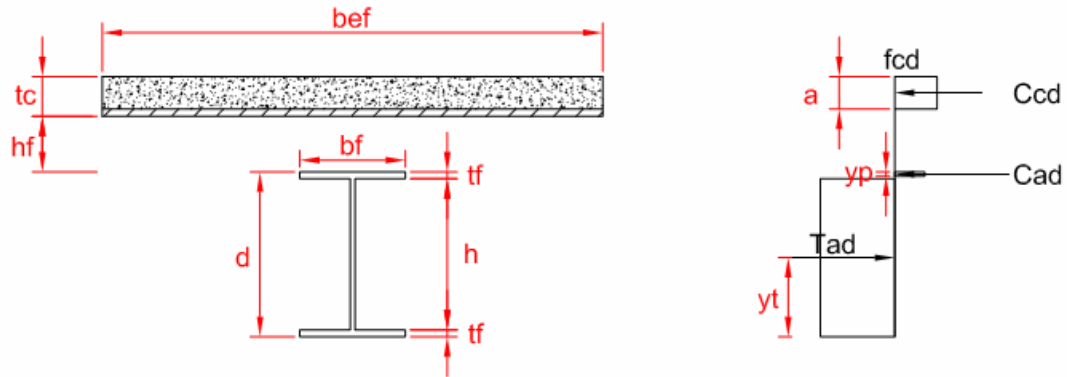
VIEST, I.M. Review of research on composite steel-concrete beams. *Journal of the Structural Division – ASCE, Proc.*, v.86, ST6, p.1-21, 1960.

WANG, J. F., Li, G. Q. Testing of semi-rigid steel concrete composite frames subjected to vertical loads. *Engineering Structures* v.29 p. 1903-1916, 2007.

Apêndice A

Dimensionamento da Viga Mista

a-) VG01



W 200 X 26,6

$$f_y = 34,5 \frac{kN}{cm^2}$$

$$E = 20500 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_u = 45,0 \frac{kN}{cm^2}$$

$$G = 7884 \frac{kN}{cm^2}$$

$$d = 20,7cm$$

$$A = 34,2cm^2$$

$$W_y = 49,6cm^4$$

$$b_f = 13,3cm$$

$$I_x = 2611cm^4$$

$$I_t = 7,65cm^3$$

$$t_f = 0,84cm$$

$$I_y = 330cm^4$$

$$r_x = 8,73cm$$

$$h = 19,0cm$$

$$W_x = 252,3cm^4$$

$$r_y = 3,10cm$$

$$t_w = 0,58cm$$

$$Z_x = 282,3cm^3$$

Concreto

$$f_{ck} = 2,6 \frac{kN}{cm^2}$$

$$t_c = 5,0cm$$

$$h_f = 7,0cm$$

$$E_c = 2129 \frac{kN}{cm^2}$$

$$b_{ef} = 126cm$$

- Momento Resistente Positivo

- viga mista como parte do pórtico e carregamento concentrado no meio do vão.

Distância entre ponto de momento nulo e momento máximo 140 cm

$$(A \cdot f_y)_a = 34,2 \cdot \frac{34,5}{1,1} = 1072kN$$

$$f_{cd} \cdot t_c \cdot b_{ef} = 0,85 \cdot \frac{2,6}{1,4} \cdot 5 \cdot 63 = 994kN$$

$$Q_{Rd} = 132kN$$

$$n = \frac{994}{132} \cong 8 \text{conectores}$$

temos 4 conectores com espaçamento de 37 entre ponto de momento nulo e momento máximo

∴ interação parcial

$$\eta = \frac{4 \cdot 132}{994} = 0.53$$

$$\sum Q_{Rd} = 528kN$$

$$C_{cd} = \sum Q_{Rd}$$

$$C_{cd} = 528kN$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_{f_{yd}} - C_{cd}) = \frac{1}{2}(1072 - 528) = 272kN$$

$$T_{cd} = C_{cd} + C_{ad} = 528 + 272 = 800kN$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef}} = 2.65cm$$

$$A_{af} = 11,17cm^2$$

$$A_{af} \cdot f_{yd} = 11,17 \cdot \frac{34,5}{1,1} = 350kN$$

$C_{ad} < A_{af} \cdot f_{yd} \rightarrow$ Linha neutra na mesa superior

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \cdot t_f = \frac{272}{350} \cdot 0,84 = 0,65 \text{ cm}$$

$$y_t = 6,86 \text{ cm}$$

$$y_c = 0,32 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = [C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}(t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t)]$$

$$M_{Rd} = 16620 \text{ kN.cm}$$

- Momento Resistente Negativo

- Considerando a viga de aço isolada

FLA

$$\frac{h}{t_w} = \frac{19,0}{0,58} = 32,7 < 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 91,6$$

$$M_n = \frac{M_{pl}}{1,1}$$

FLM

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{13,3/2}{0,84} = 7,9 < 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,3$$

$$M_n = \frac{M_{pl}}{1,1}$$

FLT

$L_b = 110 \text{ cm}$ (comprimento do trecho sob momento negativo)

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 35,5 < \lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42,6$$

$$M_n = \frac{M_{pl}}{1,1}$$

$$M_n = \frac{M_{pl}}{1,1} = \frac{Z \cdot f_y}{1,1} = 8853 kN \cdot cm$$

- Considerando a contribuição da armadura

Não ocorre flambagem local na mesa inferior e na alma do perfil.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{19,0}{0,58} = 32,7 < 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 91,6$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{13,3/2}{0,84} = 7,9 < 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,3$$

Não ocorre flambagem local na mesa inferior e na alma do perfil.

$$A \cdot f_{yd} = 34,2 \cdot \frac{34,5}{1,1} = 1072 kN$$

$$A_{sl} \cdot f_{syd} = 6,28 \cdot \frac{50}{1,15} = 273 kN \rightarrow \text{armadura negativa}$$

$$A_w \cdot f_{yd} = 19 \cdot 0,58 \cdot \frac{34,5}{1,1} = 345 kN$$

$$A_{sl} \cdot f_{syd} < A_w \cdot f_{yd} \rightarrow \text{Linha neutra na alma do perfil}$$

$$T_{ds} = A_{sl} \cdot f_{syd} = 273 kN$$

$$y_{np} = 3,53 cm$$

$$y_{at} = 0,63 cm$$

$$y_{ac} = 3,79 cm$$

$$M_{Rd}^- = T_{ds} \cdot d_1 + A_{at} \cdot f_{yd} \cdot d_2 + A_{ac} \cdot f_{yd} \cdot d_2 + A_{ac} \cdot f_{yd} \cdot d_3$$

$$d_1 = y_{np} + h_c - c = 13,03 cm$$

$$d_2 = y_{np} + 0,5 \cdot y_{at} = 3,215cm$$

$$d_3 = d - y_{np} - y_{aa} = 13,38cm$$

$$A_{at} = 12,73cm^2$$

$$A_{at} = 21,47cm^2$$

$$M_{Rd}^- = 14000kN.cm$$

- Flambagem Lateral com Distorção

$$M_{Rd,dist}^- = \chi_{dist} \cdot M_{Rd}^-$$

$$\lambda_{dist} = 5,0 \left(1 + \frac{t_w \cdot h_0}{4 \cdot b_f \cdot t_f} \right) \left[\left(\frac{f_y}{E \cdot C_{b,dist}} \right)^2 \left(\frac{h_0}{t_w} \right)^3 \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{0,25}$$

$$\lambda_{dist} = 0,56$$

$$\chi_{dist} = 0,877$$

$$M_{Rd}^- = 12300kN.cm$$

- viga mista biapoada e carregamento concentrado no meio do vão.

$$(A \cdot f_y)_a = 34,2 \cdot \frac{34,5}{1,1} = 1072kN$$

$$f_{cd} \cdot t_c \cdot b_{ef} = 0,85 \cdot \frac{2,6}{1,4} \cdot 5 \cdot 126 = 994kN$$

$$Q_{Rd} = 132kN$$

$$n = \frac{994}{132} = 7,5 \text{ conectores}$$

temos 7 conectores com espaçamento de 37 entre apoio e meio do vão

∴ interação parcial

$$\eta = \frac{924}{994} = 0.93$$

$$\sum Q_{Rd} = 924kN$$

$$C_{cd} = \sum Q_{Rd}$$

$$C_{cd} = 924kN$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_{f_{yd}} - C_{cd}) = \frac{1}{2}(11072 - 924) = 74kN$$

$$T_{cd} = C_{cd} + C_{ad} = 924 + 74 = 996kN$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef}} = 4,64cm$$

$$A_{af} = 11,17cm^2$$

$$A_{af} \cdot f_{yd} = 11,17 \cdot \frac{34,5}{1,1} = 350kN$$

$C_{ad} < A_{af} \cdot f_{yd} \rightarrow$ Linha neutra na mesa superior

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \cdot t_f = \frac{74}{350} \cdot 0,84 = 0,18cm$$

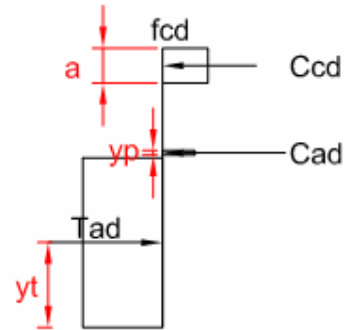
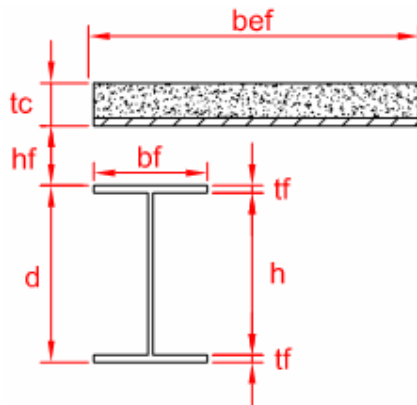
$$y_t = 9.29cm$$

$$y_c = 0.33cm$$

$$M_{Rd} = [C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}(t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t)]$$

$$M_{Rd} = 19980kN.cm$$

b-) VG02



W 200 X 26,6

$$f_y = 34,5 \frac{kN}{cm^2}$$

$$E = 20500 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_u = 45,0 \frac{kN}{cm^2}$$

$$G = 7884 \frac{kN}{cm^2}$$

$$d = 20,7cm$$

$$A = 34,2cm^2$$

$$W_y = 49,6cm^4$$

$$b_f = 13,3cm$$

$$I_x = 2611cm^4$$

$$I_t = 7,65cm^3$$

$$t_f = 0,84cm$$

$$I_y = 330cm^4$$

$$r_x = 8,73cm$$

$$h = 19,0cm$$

$$W_x = 252,3cm^4$$

$$r_y = 3,10cm$$

$$t_w = 0,58cm$$

$$Z_x = 282,3cm^3$$

Concreto

$$f_{ck} = 2,6 \frac{kN}{cm^2}$$

$$t_c = 5,0cm$$

$$h_f = 7,0cm$$

$$E_c = 2129 \frac{kN}{cm^2}$$

$$b_{ef} = 63cm$$

- Momento Resistente Positivo

- viga mista como parte do pórtico e carregamento concentrado no meio do vão.

Distância entre ponto de momento nulo e momento máximo 140 cm

$$(A \cdot f_y)_a = 34,2 \cdot \frac{34,5}{1,1} = 1072kN$$

$$f_{cd} \cdot t_c \cdot b_{ef} = 0,85 \cdot \frac{2,6}{1,4} \cdot 5 \cdot 63 = 497kN$$

$$Q_{Rd} = 132kN$$

$$n = \frac{497}{132} \cong 4 \text{conectores}$$

temos 4 conectores com espaçamento de 37 entre pontos de momento nulo e máximo

∴ interação completa

$$A \cdot f_{yd} < f_{cd} \cdot t_c \cdot b_{ef} \rightarrow \text{L.N na viga de aço}$$

$$C_{cd} = f_{cd} \cdot t_c \cdot b_{ef} = 497kN$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2}(1072 - 497) = 287,5kN$$

$$T_{cd} = C_{cd} + C_{ad} = 497 + 287,5 = 784,5kN$$

$$C_{ad} < A f_{yd} \rightarrow \text{L.N na mesa superior}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \cdot t_f = 0,69cm$$

$$y_t = 6,56cm$$

$$y_i = 0,345cm$$

$$M_{Rd} = [C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t)]$$

$$M_{Rd} = 15715kN.cm$$

- viga mista biapoiada e carregamento concentrado no meio do vão.

$$(A \cdot f_y)_a = 34,2 \cdot \frac{34,5}{1,1} = 1072kN$$

$$f_{cd} \cdot t_c \cdot b_{ef} = 0,85 \cdot \frac{2,6}{1,4} \cdot 5 \cdot 63 = 497kN$$

$$Q_{Rd} = 132kN$$

$$n = \frac{497}{132} \cong 4 \text{conectores}$$

temos 7 conectores com espaçamento de 37 entre pontos entre apoio e centro do vão

∴ interação completa ⇒ Igual ao cálculo para pórtico

$$M_{Rd} = 15715kN.cm$$

