

**FÔRMA METÁLICA PROFUNDA, COM ALMA CORRUGADA, PARA
INCORPORAÇÃO A LAJES DE CONCRETO – COMPORTAMENTO
NA FASE ANTES DA CURA DO CONCRETO**

Fábio Silva de Carvalho

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

“FÔRMA METÁLICA PROFUNDA, COM ALMA CORRUGADA, PARA
INCORPORAÇÃO A LAJES DE CONCRETO – COMPORTAMENTO
NA FASE ANTES DA CURA DO CONCRETO”

Fábio Silva de Carvalho

Dissertação apresentada no curso de Pós-Graduação
em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia
da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte
dos requisitos necessários à obtenção do título de
“Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Gilson Queiroz
DEES – UFMG (Orientador)

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
DEES – UFMG

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
DEES – UFMG

Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade
PUC-RJ

Belo Horizonte, 29 de setembro de 2005

A minha mãe Maria Aparecida, ao meu pai Silvio, a
minha irmã Andréia e a minha namorada Samara

AGRADECIMENTOS

Ao professor Gilson Queiroz, pelos sábios ensinamentos transmitidos, por sua orientação segura, e também pela sua paciência, compreensão e dedicação.

Ao professor Euler Guerra pelo apoio e incentivo durante minha iniciação científica.

À USIMINAS MECÂNICA pelo incentivo e apoio.

Aos profissionais da USIMINAS MECÂNICA e da RMG pelos ensinamentos transmitidos.

Aos funcionários do Departamento de Estruturas da EEUFMG, pela atenção e solicitude.

Aos amigos, que não deixaram faltar companhia nos momentos em que faltou inspiração para estudar.

Ao Salvador e família pelo carinho e atenção a mim dispensados.

Aos meus pais, minha irmã e a minha namorada, pelo amor e incentivo.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xi
SÍMBOLOS	xii
RESUMO	xiv
ABSTRACT	xv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Conceito de fôrmas metálicas para incorporação a laje	1
1.2 Vantagens da utilização das lajes com fôrmas de aço incorporadas....	4
2 OBJETIVO E METODOLOGIA	5
2.1 Objetivo.....	5
2.2 Metodologia	6
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
3.1 Generalidades	8
3.2 Tipos de fôrmas metálicas e transferência de carga entre a fôrma e o concreto.....	17
3.3 Fôrmas metálicas profundas	19
3.3.1 Sistema SlimDeck – CORUS	19
3.3.2 Sistema KingFlor – FIELDERS	20
3.3.3 Escoramento durante a fase de construção	21
3.4 Conformação do perfil	22
3.5 Normas e teorias aplicadas ao dimensionamento da fôrma	23
3.6 Noções de flambagem de placas	24
3.6.1 Generalidades	24
3.6.2 Compressão Uniforme	24

3.7	Dimensionamento de lajes com fôrma de aço incorporada, segundo normas brasileiras.....	30
3.8	Teoria e dimensionamento de chapas corrugadas	32
4	UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA ANÁLISE DA RESISTENCIA DE PAINÉIS E DA FÔRMA	41
4.1	Análises pelo método dos elementos finitos	42
4.1.1	Tipos de análise.	42
4.1.2	Imperfeições iniciais.....	43
4.1.3	Material	45
4.2	Descrição dos modelos para análise dos painéis isolados	45
4.2.1	Painéis de chapa lisa – Tipo L	45
4.2.2	Painéis com corrugações de borda a borda do painel Tipo C	45
4.2.3	Painéis com corrugações parciais– Tipo CP	46
4.3	Análise dos painéis isolados	47
4.3.1	Painéis submetidos a cisalhamento puro	49
4.3.1.1	Resultados da análise de flambagem elástica.....	49
4.3.1.2	Resultados da análise inelástica	53
4.3.1.3	Análise dos resultados	57
4.3.2	Painéis submetidos a compressão uniforme	60
4.3.2.1	Resultados da análise de flambagem elástica	60
4.3.2.2	Resultados da análise inelástica	64
4.3.2.3	Análise dos resultados	68
4.3.3	Painéis submetidos `a cargas concentradas	71
4.3.2.1	Resultados da análise de flambagem elástica.....	71
4.3.2.2	Resultados da análise inelástica	75

4.4	Análise da fôrma.....	78
4.4.1	Fôrma submetida à tração.....	79
4.4.1.1	Resultados da análise elástica	79
4.4.1.2	Resultados da análise inelástica	81
4.4.1.3	Análise dos resultados	82
4.4.2	Fôrma submetida ao momento fletor	83
4.4.2.1	Resultados da análise elástica	83
4.4.2.2	Resultados da análise inelástica	85
4.4.2.3	Análise dos resultados	87
5	PROPOSIÇÃO DE CRITÉRIOS PRELIMINARES DE CÁLCULO PARA PAINÉIS PARCIALMENTE CORRUGADOS	88
5.1	Resistencia ao cisalhamento	88
5.2	Cálculo das propriedades geométricas da seção transversal da fôrma.....	92
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	95
6.1	Conclusões	95
6.2	Sugestões para trabalhos futuros	100
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101

RESUMO

Lajes mistas com fôrma metálica incorporada têm sido utilizadas cada vez mais intensamente na construção metálica, com o intuito de eliminar alguns inconvenientes do uso de lajes convencionais. São constituídas por fôrmas de chapa de aço conformadas a frio, justapostas nas bordas e preenchidas com concreto. A fôrma possui a finalidade de suportar e conter o concreto e servir de suporte para as demais cargas permanentes e sobrecargas de construção, durante a fase de cura do concreto. Após a cura do concreto, a fôrma fica incorporada a ele, atuando como armadura total ou parcial de tração, constituindo assim uma laje mista. Quando se faz a utilização de fôrmas metálicas profundas, cujo vão livre pode atingir distâncias entre 6000 mm e 9600 mm, é dispensado o emprego de vigas secundárias; as fôrmas ficam usualmente apoiadas nas mesas inferiores das vigas resultando em pisos mais esbeltos. Entretanto a utilização de uma fôrma mais alta gera a necessidade da criação de detalhes que evitem a flambagem das chapas e garantam a transmissão dos esforços para as vigas. Um destes detalhes é a estampagem de corrugações ao longo da fôrma que, associadas aos enrijecedores longitudinais definidos em função da geometria da fôrma, garantem funcionamento da mesma. O objetivo deste trabalho é propor critérios preliminares de dimensionamento para fôrmas metálicas profundas com almas corrugadas na fase anterior à cura do concreto, por meio de análises comparativas entre resultados teóricos e os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos.

Palavras chaves : lajes mistas aço-concreto, fôrmas de aço, almas corrugadas, aço, concreto.

ABSTRACT

The use of composite slabs with incorporated steel deck have been growing in the steel construction, in order to eliminate some inconveniences of the conventional floor systems. The steel deck is obtained by cold formed steel sheets lapped in each other at the edges and filled up with concrete. The deck have the purpose of being capable to support and enclose the concrete and others construction loads until the concrete has hardening enough to provide composite action. After the hardening of the concrete, the deck remains incorporated, acting as total or partial positive reinforcement, forming the composite slab. When deep steel deck are used, whose spans can reach distances between 6000mm and 9600mm, the secondary beams are dismissed, the decks usually are supported by the bottom flange of the beams, resulting in slimmer floors. However the use of a deep deck implies the necessity of providing details to avoid plate buckling and assure the transmission of forces to the beams. One of this details is stamping of corrugations along the deck, that associated with the longitudinal stiffeners defined with geometry of deck assure the good works of the composite slab. The aim of this dissertation is to propose preliminary design criterions to calculate deep steel decks with corrugated webs working in the stage before the concrete hardening, comparing the existing theory with Finite Element Analysis results.

Key Words : composite slab, steel deck, corrugated webs, steel , concrete.

1

INTRODUÇÃO

1.1 Conceito de fôrmas metálicas para incorporação a laje

As fôrmas metálicas são perfis obtidos por conformação a frio de chapas finas de aço, colocados justapostos nas bordas nos locais onde serão construídas as lajes. A fôrma possui a finalidade de suportar e conter o concreto e servir de suporte para as demais cargas permanentes e sobrecargas de construção, durante a fase de cura do concreto. Após a cura do concreto, a fôrma fica incorporada a ele, atuando como armadura total ou parcial de tração, constituindo assim uma laje mista. (Queiroz et al, 2001).

Devido à necessidade de reduzir custos e aumentar a rapidez de construção, o sistema de pisos mistos, com fôrma metálica incorporada à laje de concreto, está sendo amplamente empregado em toda América do Norte, Europa, Japão e Austrália, e seu uso está crescendo de forma pronunciada no Brasil.

Em função da altura da forma metálica são adotados sistemas de pisos que apresentam modulação e comportamento diferentes. Para as fôrmas convencionais, cujo vão livre se encontra entre 2000 mm e 3500 mm, usualmente são utilizadas vigas secundárias e as formas ficam apoiadas sobre as mesas superiores das vigas metálicas (FIG 1.1 e 1.2). Neste sistema de pisos as vigas também desenvolvem comportamento misto, sendo assegurada a transmissão dos esforços de cisalhamento entre a laje e a viga metálica por meio de conectores de cisalhamento.

Tanto na fase mista como na fase de construção, devido à ortotropia dos painéis de lajes em função da presença de nervuras, o piso é considerado como um sistema que trabalha efetivamente apenas em uma direção.

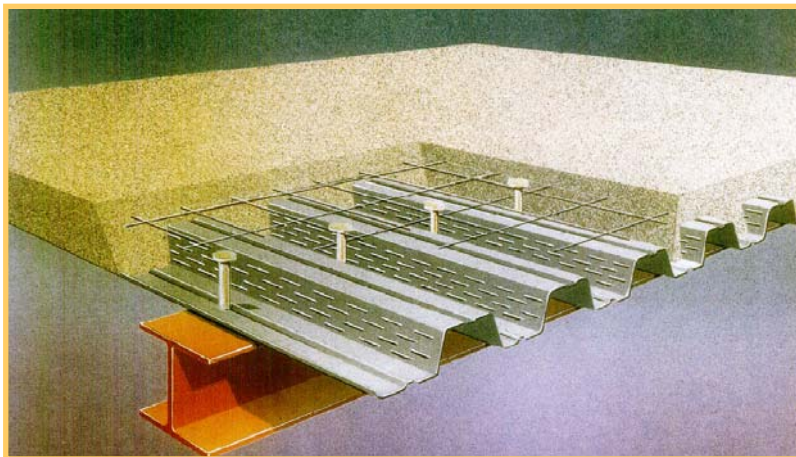


FIG. 1.1 – Sistema de piso misto usualmente utilizado para fôrma convencional
(Catalogo CODEME)



FIG. 1.2 – Modulação típica para formas metálicas convencionais
(Catalogo CODEME)

Quando são utilizadas fôrmas metálicas profundas com altura acima de 200 mm, cujo vão livre se encontra entre 6000 mm e 10000 mm, usualmente é dispensado o emprego de vigas secundárias e as formas ficam apoiadas nas mesas inferiores das vigas, resultando em pisos mais esbeltos. (FIG 1.3 e 1.4).

No mercado brasileiro, ainda existem poucos fabricantes de fôrmas de aço, sendo que as fôrmas profundas ainda não se encontram disponíveis.

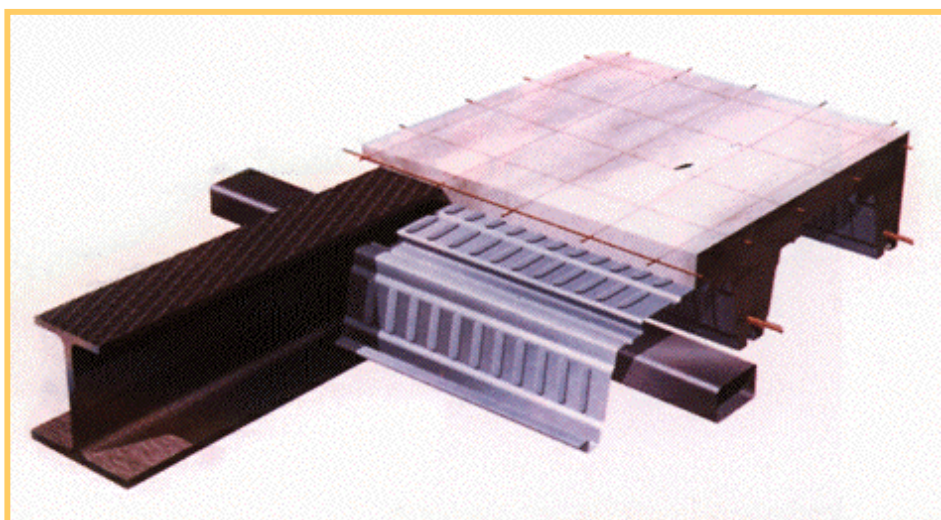


FIG. 1.3 – Sistema de piso misto para fôrma profunda (Catálogo eletrônico CORUS)

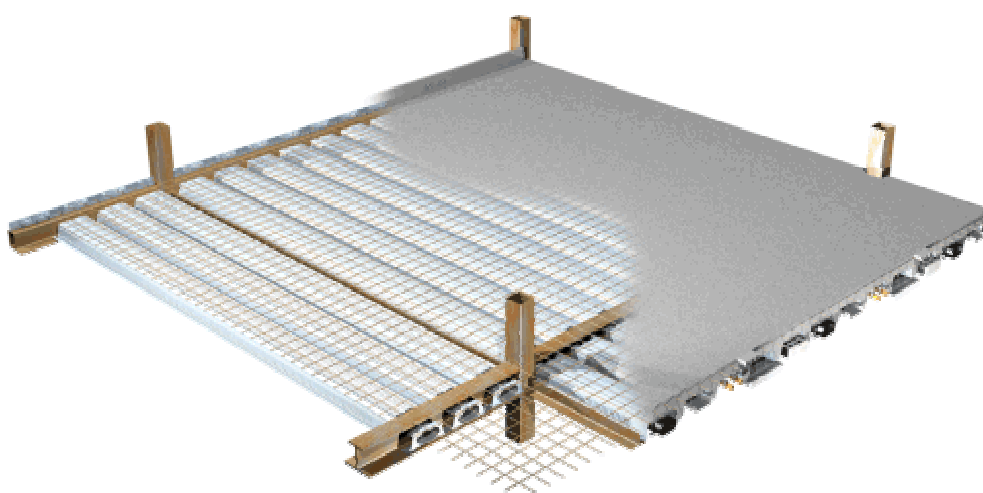


FIG. 1.4 – Módulo típico para formas metálicas profundas (Catálogo eletrônico CORUS)

1.2 Vantagens da utilização das lajes com fôrmas de aço incorporadas

Como vantagens que podem advir do uso de lajes com fôrma incorporada em geral, citam-se:

- dispensa de fôrmas de madeira e escoramentos;
- redução do desperdício de material;
- facilidade de instalação e maior rapidez construtiva;
- facilidade de passagem de dutos e de fixação de forros;
- redução ou mesmo eliminação da armadura de tração na região de momentos positivos;
- obtenção de uma plataforma de trabalho, aumentando a segurança durante a construção;
- estabilização da estrutura na fase de construção;
- eliminação da etapa de desforma, uma vez que a fôrma fica incorporada ao sistema.

As fôrmas metálicas profundas, quando comparadas às formas convencionais, apresentam as seguintes vantagens adicionais:

- redução da distância entre pisos de pavimentos, quando apoiadas nas mesas inferiores das vigas, bem como redução dos efeitos do vento; alternativamente, para a mesma altura de construção, pode-se acrescentar um ou mais andares ao edifício;
- redução nos custos de divisórias, fachadas e seus agregados;
- por dispensar o uso de vigas secundárias, apresenta uma maior facilidade na montagem da estrutura metálica;
- redução do peso de aço, tornado a estrutura metálica mais competitiva.

2

OBJETIVO E METODOLOGIA

2.1 Objetivo

A NBR- 14762 Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio (2001) não considera a influência da presença de corrugações no dimensionamento dos elementos da seção transversal. O objetivo básico desta dissertação é elaborar uma proposta preliminar de critérios de dimensionamento para fôrmas metálicas profundas com almas corrugadas na fase anterior à cura do concreto.

Além da verificação de flechas (estado limite de utilização), também serão verificados os seguintes estados limites últimos:

- Colapso devido a força cortante;
- Colapso devido ao momento fletor positivo;
- Colapso por cargas concentradas na alma;

2.2 Metodologia

Para se cumprir o objetivo proposto são realizadas análises comparativas entre resultados teóricos e resultados obtidos pelo método dos elementos finitos.

Em uma primeira fase serão analisados, pelo método dos elementos finitos, painéis isolados de chapas lisas (Tipo L), painéis com corrugações de borda a borda (Tipo C) e painéis com corrugações parciais (Tipo P), com diferentes condições de contorno e submetidos a diferentes tipos de carregamento (FIG 2.1).

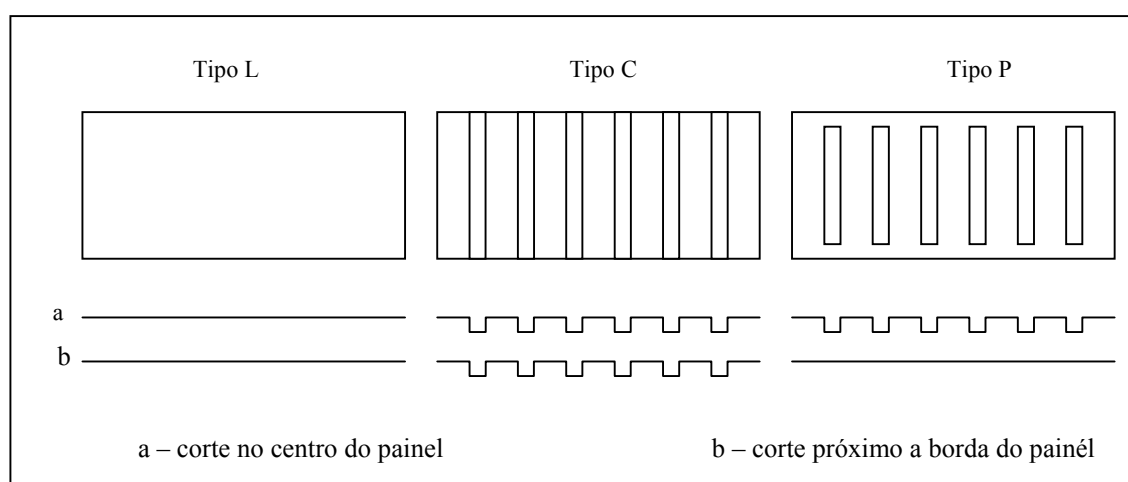


FIG 2.1 – Painéis isolados Tipo L, C e P

Os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos são comparados com as formulações teóricas existentes, para verificar a confiabilidade do modelo.

A seguir a análise pelo método dos elementos finitos é estendida para os painéis com corrugações em parte da altura.

Os painéis isolados serão submetidos aos seguintes estados de carregamento:

- 1- Cisalhamento puro
- 2- Compressão uniforme
- 3- Carga concentrada

Após a análise realizada para os painéis isolados, será realizada a análise pelo método dos elementos finitos para a fôrma como um todo, onde a mesma será modelada e submetida aos seguintes estados de carregamento:

- 1- Tração no sentido longitudinal da fôrma
- 2- Momento concentrado nas extremidades da fôrma

Comparando os resultados obtidos através da análise pelo método dos elementos finitos, com os resultados pelas teorias de dimensionamento de painéis corrugados, faz-se uma proposta preliminar de critérios de dimensionamento que levem em consideração a influência das corrugações no dimensionamento da fôrma.

Com esta metodologia procura-se uma compreensão mais profunda dos principais estados limites envolvidos no comportamento da fôrma na fase de concretagem, ou seja:

- flambagem da alma por cisalhamento
- flambagem da alma por carga concentrada
- flambagem da mesa superior por compressão
- colapso devido ao momento fletor, levando em consideração as larguras efetivas
- deformação excessiva (estado limite de serviço)

Foi acrescentado o estudo da resistência e rigidez à tração uniforme, importante para a fase mista.

3

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Generalidades

No projeto de edifícios utilizando o sistema de pisos esbeltos, o vão da laje está diretamente relacionado à distância entre colunas, pois este sistema usualmente dispensa o emprego de vigas secundárias. Os espaçamentos entre colunas são determinados em razão das exigências do projeto arquitetônico e constituem o módulo.

O sistema de piso esbelto com fôrmas metálicas profundas (altura maior que 200 mm), aqui abordado, pode alcançar vãos até 6500 mm sem escoramento e até 10000 mm para fôrmas com escoramento provisório.

Os fabricantes de fôrmas metálicas profundas disponibilizam tabelas onde, em função da sobrecarga adotada, do vão da laje e do tipo de concreto utilizado (concreto normal $2,4 \text{ t/m}^3$ ou concreto de baixa densidade $1,8 \text{ t/m}^3$), pode-se obter a altura da laje, a armadura de tração necessária e as seções das vigas. Entretanto outras variáveis podem estar envolvidas no dimensionamento do sistema de piso e devem ser analisadas caso a caso. Variáveis como recortes verticais e horizontais na laje, recorte nas almas das vigas e das fôrmas para passagem de utilidades, e cargas concentradas, devem ser levadas em consideração.

Além das fôrmas metálicas profundas este sistema de pisos apresenta ainda os seguintes componentes:

- Vigas de borda;
- Vigas internas;
- Diafragmas de extremidade;
- Elementos de travamento;
- Arremates de borda e internos;
- Elementos de fixação;
- Armadura.

Vigas de borda

As vigas situadas no perímetro dos edifícios normalmente estão sujeitas a esforços de torção causados pela aplicação de uma força excêntrica ao centro de torção devido a reação de apoio da fôrma (FIG 3.1). O emprego de seções tubulares é mais eficiente além de apresentar melhor efeito estético, entretanto outras seções também podem ser utilizadas desde que tomadas às devidas precauções principalmente durante a fase de concretagem.

Estas vigas podem ser dimensionadas como vigas de aço isoladas (FIG 3.2) ou mistas por meio do emprego de conectores de cisalhamento (FIG 3.3).

Com o objetivo de se reduzir o peso de aço pode-se optar por utilizar vigas rebaixadas com maior altura no perímetro do edifício, já que estas vigas não irão influenciar na altura do piso (FIG 3.4).

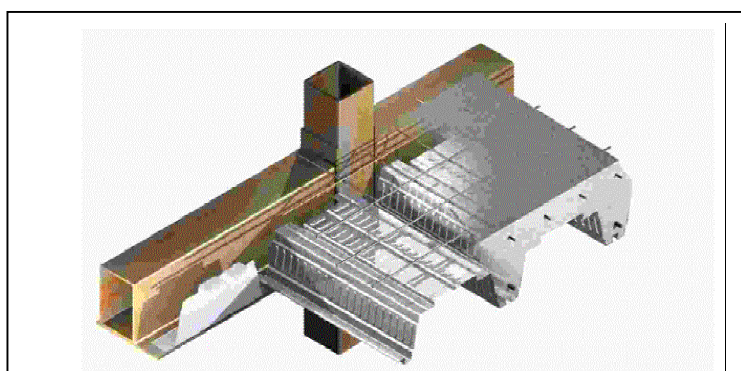


FIG 3.1 – Viga de borda típica (Fonte catálogo da CORUS)

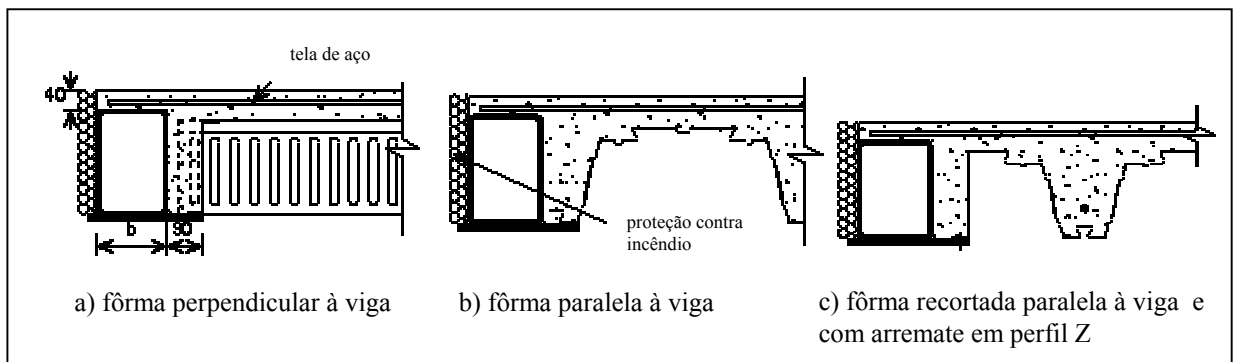


FIG 3.2 – Viga de bordo em perfil retangular dimensionada como viga de aço isolado (Fonte catálogo da CORUS)

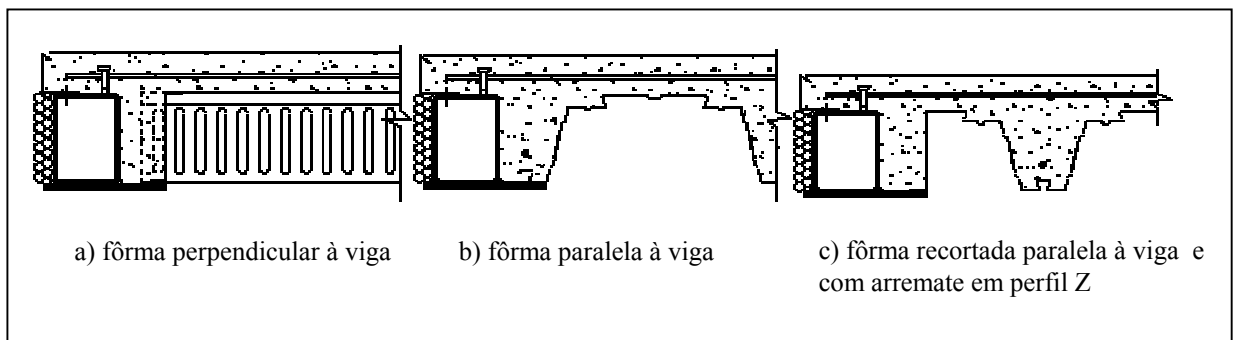


FIG 3.3 – Viga mista de borda em perfil retangular (Fonte catálogo da CORUS)

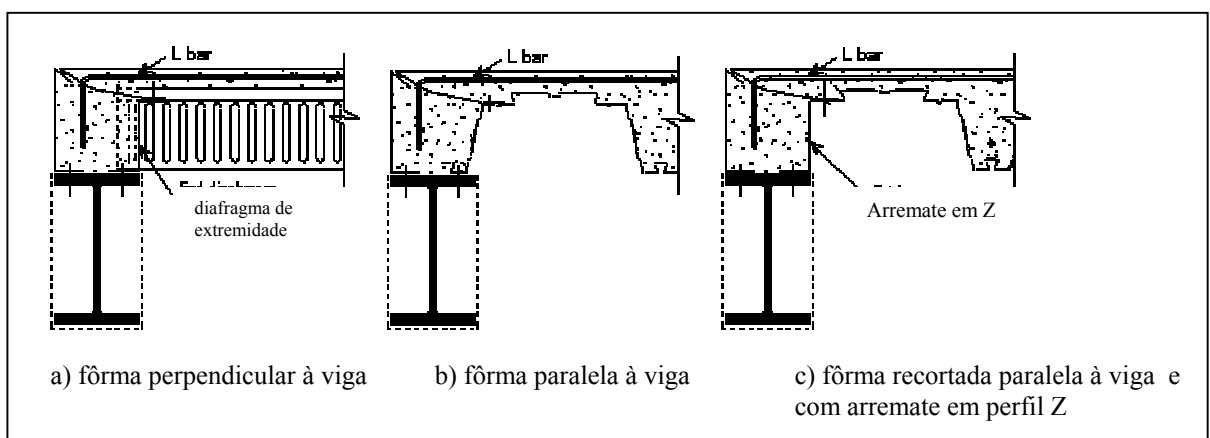


FIG 3.4 – Viga de borda rebaixada, em perfil I, dimensionada como viga de aço isolada (Fonte catálogo da CORUS)

Vigas Internas

Normalmente são utilizadas vigas especiais desenvolvidas pelos próprios fabricantes da fôrma metálica. Estes perfis podem ser produzidos pelo processo de laminação a quente, possuindo altura entre 280mm e 300mm, com a mesa superior dotada de mossas (FIG 3.5), que permitem que a viga desenvolva comportamento misto sem a necessidade da utilização de conectores de cisalhamento. O perfil apresenta a mesa inferior mais larga que a superior de modo a servir de apoio para a fôrma metálica.

Perfis soldados dotados de conectores de cisalhamento também podem ser utilizados.

A altura das vigas deve ser compatível com a altura da laje em função do recobrimento de concreto sobre a mesa superior das vigas, que deve ser no mínimo 30mm. Quando as vigas não forem dimensionadas como vigas mistas, não existe especificação de recobrimento mínimo podendo o concreto facear a mesa superior da viga.

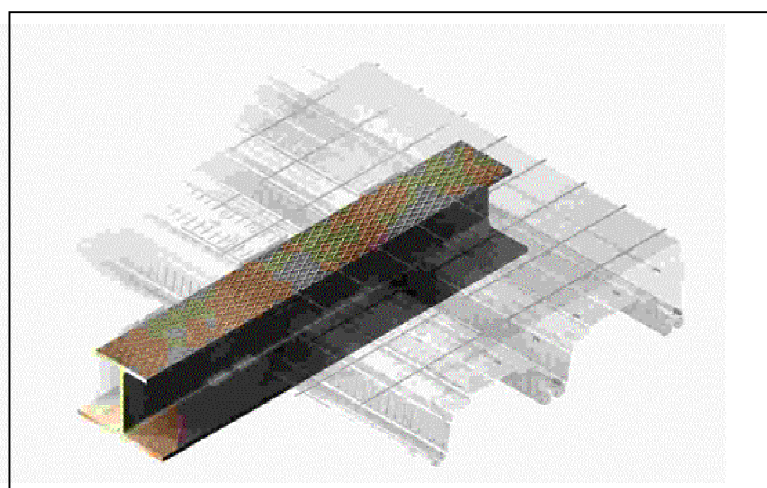


FIG 3.5 – Viga interna típica (Fonte catálogo da CORUS)

Durante a fase de montagem estas vigas estão sujeitas a esforços combinados de flexão, torção e flambagem lateral com torção. Os efeitos de torção ocorrem quando somente um dos lados está carregado, podendo-se adotar um comprimento efetivo reduzido em função da restrição parcial à rotação proporcionada pela ligação nas extremidades.

Diafragmas de extremidade

Os diafragmas de extremidade (FIG 3.6) são fixados à mesa inferior das vigas antes da montagem das fôrmas e possuem as seguintes funções:

- Manter as dimensões da fôrma impedindo que distorções ocorram quando a mesma estiver carregada;
- Conter o concreto, fazendo que a viga metálica fique envolvida melhorando assim as propriedades estruturais e a resistência a incêndio;
- Resistir a cargas verticais no apoio da fôrma, permitindo que toda capacidade de resistência ao cisalhamento da fôrma possa ser utilizada durante a fase de construção.

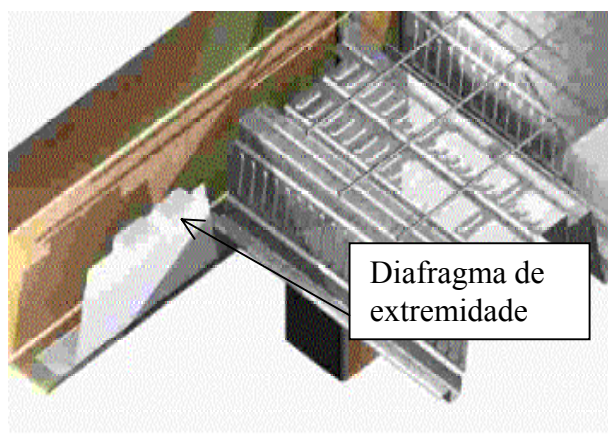


FIG 3.6 – Diafragma de extremidade (Fonte catálogo da CORUS)

Elementos de travamento

São normalmente utilizados entre colunas, perpendiculares às vigas principais, com as seguintes funções:

- Garantir a estabilidade durante a construção;
- Transferência de forças horizontais, ex. forças devido ao vento.

O cálculo destes elementos de travamento é baseado em recomendações práticas e exigências de norma para relações mínimas de esbeltez. Podem possuir diversas seções, entretanto as mais utilizadas são as seções tubulares (FIG 3.7) e o T invertido (FIG 3.8).

Para edifícios de até 4 andares podem ser utilizados elementos de travamento provisórios desde que sejam projetados detalhes de ancoragem, da armadura laje, capazes de assegurar a transmissão de esforços horizontais.

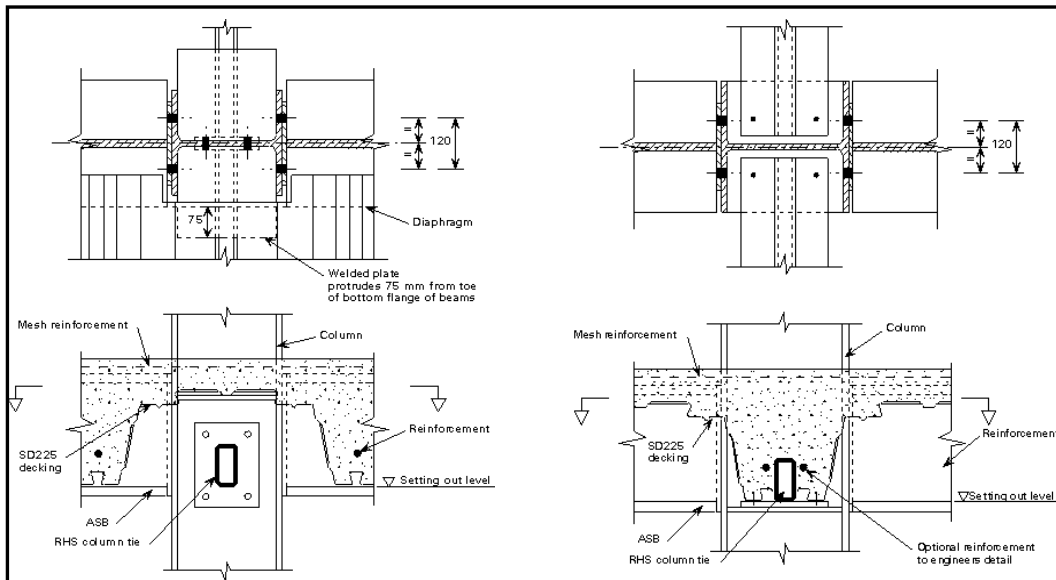


FIG 3.7 – Detalhes construtivos para elementos de travamento de seção tubular
(Fonte catálogo da CORUS)

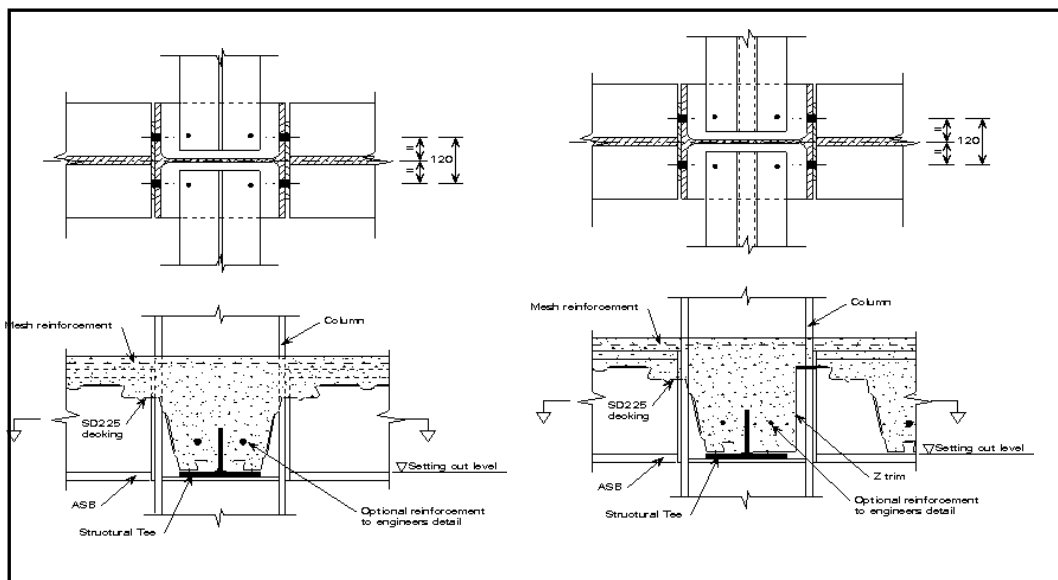


FIG 3.8 – Detalhes construtivos para elementos de travamento de seção T invertido
(Fonte catálogo da CORUS)

Arremates de borda e internos

Arremates de chapas finas de aço são utilizados no perímetro da edificação para reter o concreto durante a concretagem e formar as bordas da laje (FIG.3.9). O dimensionamento destes arremates deve levar em consideração as deformações das vigas e/ ou da fôrma para que a laje atinja a espessura correta de projeto.

Quando é necessário fazer cortes longitudinais nas fôrmas, o que ocorre quando o espaço disponível para o posicionamento da mesma é menor que a sua largura, então faz-se uso de arremates internos em perfis Z que provêm o fechamento e enrijecimento da fôrma (FIG 3.10).

Normalmente, arremates de borda e internos são fabricados especificamente para cada projeto com aço galvanizado com 2,0 mm de espessura com até 450 mm de altura e 3m de comprimento.

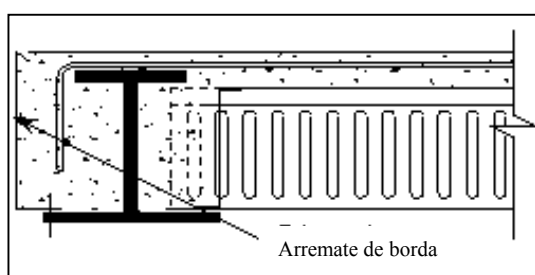


FIG 3.9 – Arremate de borda
(Fonte catálogo da CORUS)

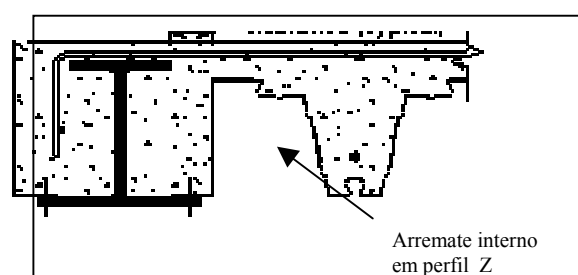


FIG 3.10 – Arremate interno em Z
(Fonte catálogo da CORUS)

Elementos de fixação

A ligação entre colunas e vigas normalmente é realizada por meio de chapas de topo e parafusos de alta resistência. As ligações devem ser dimensionadas para resistirem a momentos de torção (particularmente vigas de borda) e a forças cortantes e de tração. A fixação da fôrma na viga, da forma no diafragma de extremidade e nos arremates é realizada por meio de parafusos auto brocantes ou de pinos pesados de fixação a pólvora.

Armadura

Normalmente são empregados dois tipos de armadura: a armadura de tração composta por barras na nervura da fôrma, e a armadura em tela, disposta próxima à superfície da laje, para controle das fissuras de retração.

A armadura de tração é dimensionada em função do vão da laje e dos critérios de resistência a incêndio. Normalmente é utilizada uma barra por nervura, cujo diâmetro pode variar entre 16 mm e 32 mm.

A utilização de armadura adicional pode ser necessária nos seguintes casos:

- quando se deseja obter o efeito de continuidade parcial da laje;
- quando se utilizam vigas com conectores de cisalhamento, pode ser necessária a utilização de armadura transversal aos conectores;
- quando se deseja obter um controle de fissuras mais rigoroso;
- em regiões adjacentes a aberturas;
- em regiões de carga concentrada.

Através de detalhes construtivos adequados, utilizando barras de aço passantes sobre os perfis metálicos, pode-se obter continuidade parcial da laje nos apoios. Esta continuidade apresenta os seguintes benefícios:

- redução das flechas da laje mista na fase normal de utilização;
- redução de vibrações da laje mista.

Os detalhes construtivos da armadura de tração são projetados de forma a assegurar o desenvolvimento do comportamento misto da laje e em função da capacidade de resistência a incêndio necessária (FIG 3.11 e TABELA 3.1). Conforme BS 8110 a área da seção transversal da barra de ancoragem pode ser reduzida em 40% do valor da barra principal.

Na FIG. 3.11 E TABELA 3.1:

V – força cortante atuante;

V_c – força cortante resistente da laje, incluindo a fôrma metálica

Φ - diâmetro da barra principal da armadura de tração

Φ_L - diâmetro da barra de ancoragem da armadura de tração

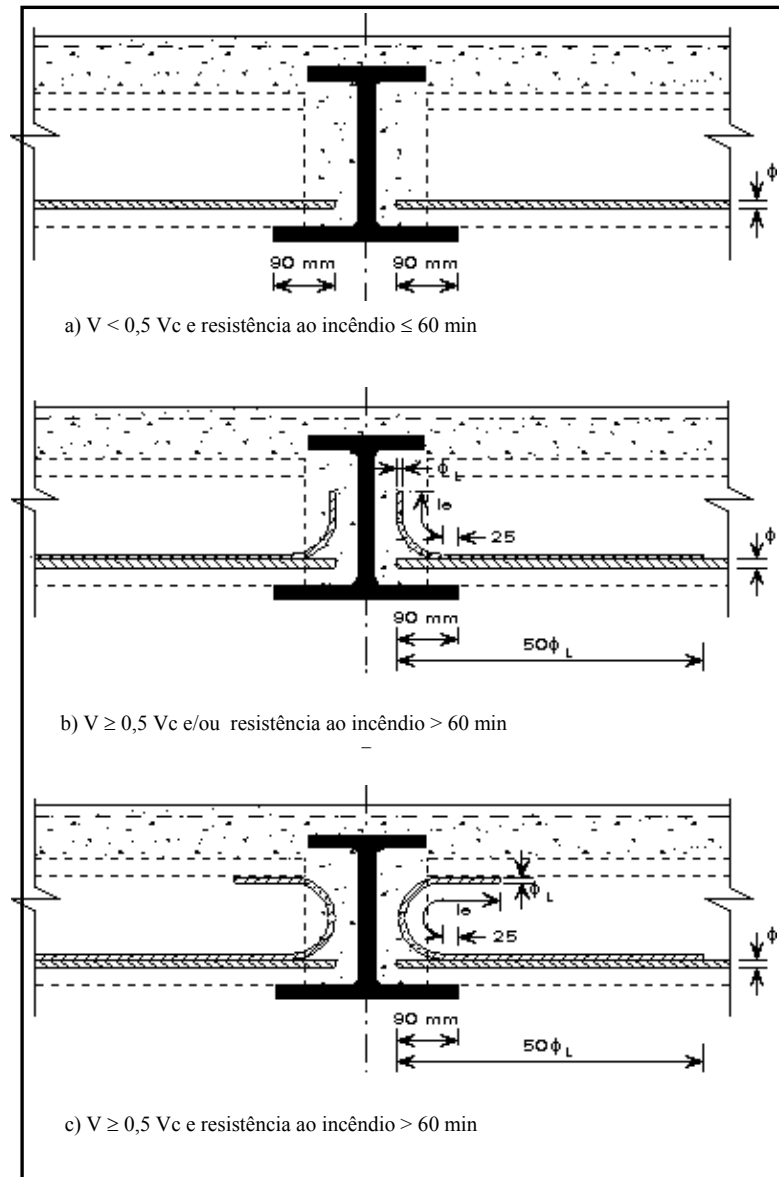


FIG 3.11 – Detalhes da ancoragem da armadura de tração

(Fonte catálogo da CORUS)

TABELA 3.1 – Detalhes construtivos e diâmetro mínimo da armadura para resistência a incêndio

	Resistência a Incêndio		
	60 min	90 min	120 min
Diâmetro mínimo da barra – laje sem escoramento	16 ($\Phi_L = 12$)	20 ($\Phi_L = 16$)	25 ($\Phi_L = 16$)
laje com escoramento	20 ($\Phi_L = 16$)	25 ($\Phi_L = 16$)	32 ($\Phi_L = 20$)
Detalhe da ancoragem - $V \leq 0,5 V_c$	Barra reta	$\Phi_L = 16$ – barra em L $\Phi_L = 20$ – barra em L	$\Phi_L = 16$ – barra em L $\Phi_L = 20$ – barra em L
Detalhe da Ancoragem - $V > 0,5 V_c$	$\Phi_L = 16$ – barra em L $\Phi_L = 20$ – barra em L	$\Phi_L = 16$ – barra em L $\Phi_L = 20$ – barra em U	$\Phi_L = 16$ – barra em U $\Phi_L = 20$ – barra em U

3.2 Tipos de fôrmas metálicas e transferência de carga entre a fôrma e o concreto

A superfície de contato aço/concreto desempenha um importante papel na resistência da laje mista aos esforços aplicados. A simples justaposição dos materiais, sem um mecanismo de transferência de esforços entre os mesmos, implica na resistência isolada de cada um deles às cargas atuantes. Ao se criarem mecanismos de ligação entre os materiais tem-se um novo sistema, caracterizado pela interação aço concreto.

A geometria da seção transversal da fôrma de aço influencia diretamente seu comportamento estrutural. As fôrmas podem possuir seção trapezoidal, seção reentrante ou uma combinação das duas geometrias anteriores (FIG. 3.12).

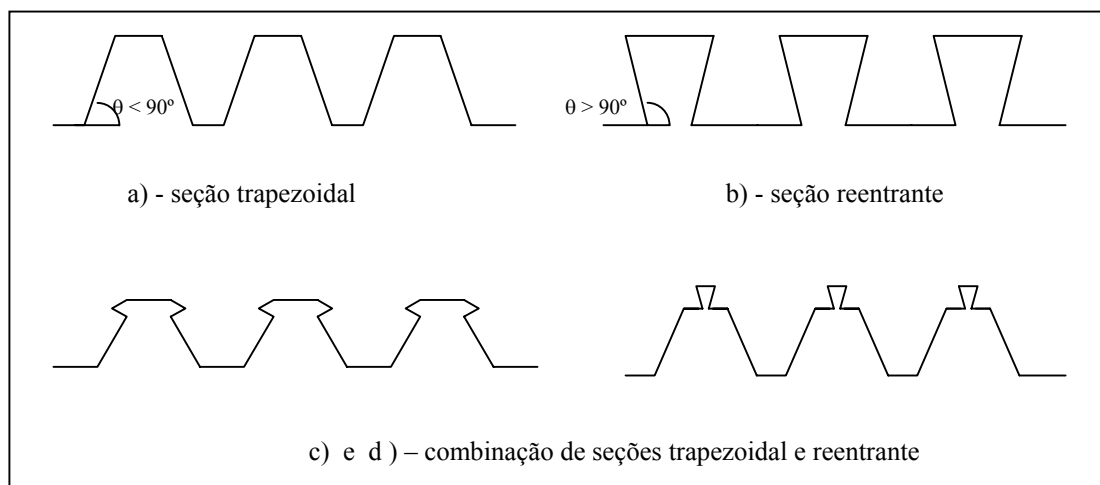


FIG 3.12 – Tipos de seções transversais

Em função das geometrias obtêm-se respostas estruturais diferentes, devido a uma série de fatores que interferem diretamente na transferência de esforços entre a laje de concreto e a fôrma metálica.

As fôrmas trapezoidais possuem ângulo entre a alma e o plano horizontal inferior a 90° . Nas formas reentrantes o ângulo de inclinação entre a alma e o plano horizontal é superior a 90° e as mossas em geral estão posicionadas na mesa superior.

Um ponto importante na caracterização da fôrma trapezoidal é a presença de mossas em sua alma. As mossas variam em forma, tamanho, profundidade, espaçamento entre as mesmas, seqüência e posicionamento ao longo da fôrma.

Existem três mecanismos de transmissão de ligação entre a forma de aço e a laje de concreto:

- 1- Ligação por aderência – É produzida pela ação química entre a pasta de cimento e o aço. Este mecanismo pode desaparecer durante a utilização da estrutura e as normas de dimensionamento desprezam sua contribuição para a resistência da laje.
- 2- Ligação mecânica – É originada pelo contato do concreto com a região de mudança abrupta de geometria da fôrma de aço (mossas). É utilizado principalmente nas fôrmas trapezoidais (FIG.3.13).

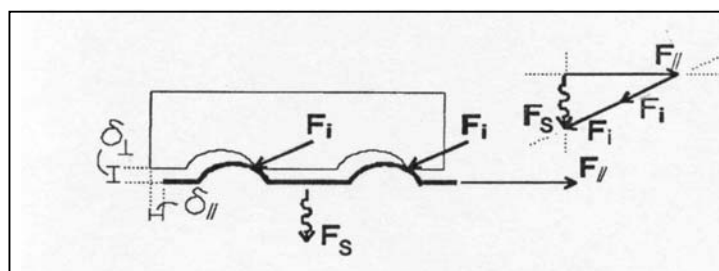


FIG. 3.13 – Deslocamentos e forças atuantes na região das mossas

- 3- Ligação por atrito – É produzida pelo atrito oriundo do confinamento do concreto nas regiões reentrantes da fôrma. Ao interagir com a fôrma de aço, o concreto exerce uma força vertical de cima para baixo, fazendo com que as almas da fôrma reentrante sejam compelidas contra laje de concreto, aumentando a ligação por atrito entre os dois materiais (FIG. 3.14).

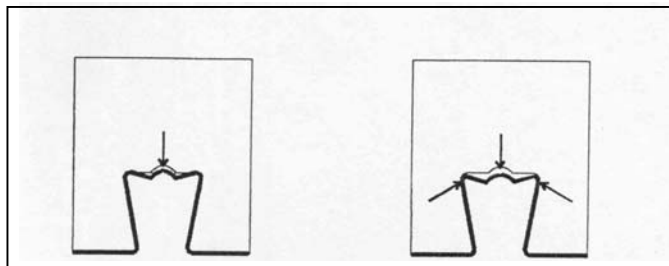


FIG. 3.14 – Resposta da fôrma reentrante ao deslocamento relativo entre o aço e o concreto [Schuurman,2001]

3.3 Fôrmas metálicas profundas

As principais fôrmas metálicas profundas são fabricadas pela Corus, de origem inglesa, e pela Fielders, de origem australiana.

3.3.1 – Sistema SlimDeck – CORUS

A Corus patenteou um sistema de piso com o nome SlimDeck. Neste sistema a fôrma metálica é especificada pela denominação Comdeck SD 250, é fabricada com chapa de aço galvanizada, perfilada a frio, com espessura de 1,25mm. O depósito mínimo empregado no revestimento de zinco é de 275g/m^2 considerando o revestimento aplicado em ambos os lados.

A fôrma apresenta seções reentrantes devido à geometria da mesa superior e à geometria do enrijecimento na calha inferior. Com a utilização desta fôrma pode-se alcançar vãos de até 6,5 m sem escoramento e até 9,6 m com escoramento durante a construção. O aço utilizado na fabricação das fôrmas possui limite de escoamento de 350 Mpa.

As propriedades de rigidez e resistência da fôrma profunda são derivadas dos efeitos dos enrijecedores longitudinais, das corrugações transversais (mossas). Devido à flambagem local dos elementos componentes da fôrma nem toda a seção transversal é efetiva.

Devido ao alto grau de enrijecimento da seção, as normas existentes não são diretamente aplicáveis, sendo a determinação da seção efetiva do Comdeck SD 250 realizada por meio de ensaios, que mostraram que esta fôrma apresenta maior eficiência devido as seções reentrantes.

As partes centrais dos elementos da alma e da mesa superior mostraram-se ineficientes devido à presença de corrugações transversais e à influência da flambagem local (FIG 3.15).

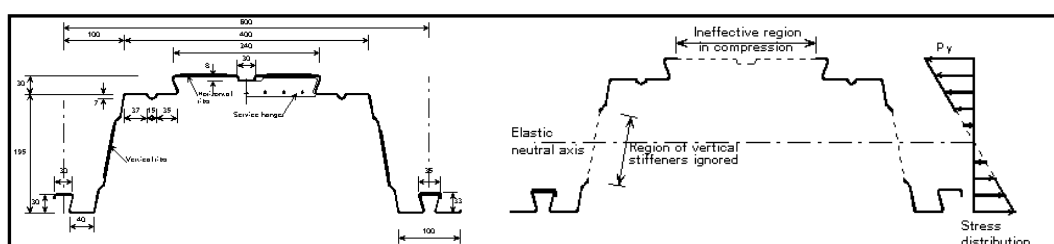


FIG 3.15 – Seção transversal e seção efetiva da fôrma Comdeck SD250
(Fonte catálogo da CORUS)

3.3.2 – Sistema KingFlor – FIELDSERS

A Fielders patenteou um sistema de piso com o nome KingFlor (FIG 3.16). Neste sistema a fôrma metálica é especificada pela denominação CF 210 (FIG 3.17), é fabricada com chapa de aço galvanizada, perfilada a frio, com espessura de 1,21mm. O depósito mínimo empregado no revestimento de zinco é de 350g/m^2 , considerando o revestimento aplicado em ambos os lados.

O sistema de pisos KingFlor, do fabricante australiano, pode alcançar vãos de até 6,0 m sem escoramento, podendo atingir 8 m com a utilização de escoramento durante a fase de construção, e o aço utilizado na fabricação das fôrmas possui limite de escoamento de 500 Mpa.

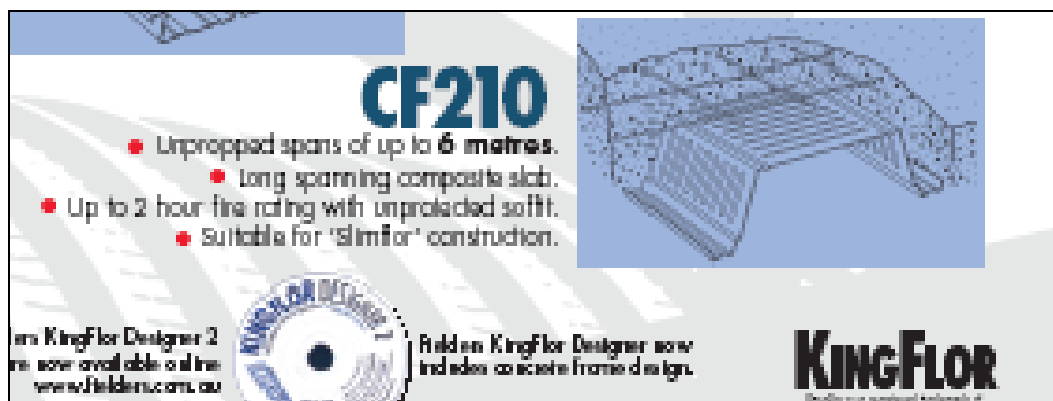


FIG 3.16 – Sistema de Pisos KingFlor
(Fonte catálogo da FIELDSERS)

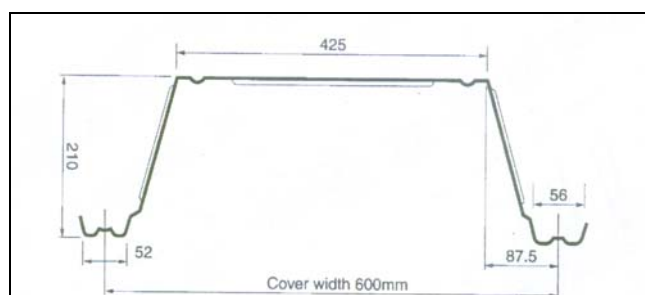


FIG 3.17 – Seção transversal da fôrma CF 210
(Fonte catálogo da FIELDSERS)

3.3.3 – Escoramento durante a fase de construção

Quando os esforços atuantes durante a fase de concretagem produzirem solicitação maior que a resistência à flexão da fôrma, faz-se o uso de escoramentos provisórios. Esta situação ocorre geralmente quando a distância de eixo a eixo de vigas ultrapassa 6 m. As fôrmas devem ser escoradas em uma linha contínua transversal as mesmas. Normalmente são utilizadas uma ou duas linhas, constituídas por peças de madeira suportadas por pontaletes metálicos ao longo de toda a largura do módulo (FIG 3.18). Estas peças de madeira devem possuir no mínimo 100 mm de largura para evitar deformação local da forma.

O escoramento não deve ser retirado até que o concreto atinja 75% da sua resistência final, o que normalmente ocorre depois de 7 dias. Também deve ser analisada a necessidade de escoramento das vigas durante a fase de concretagem.

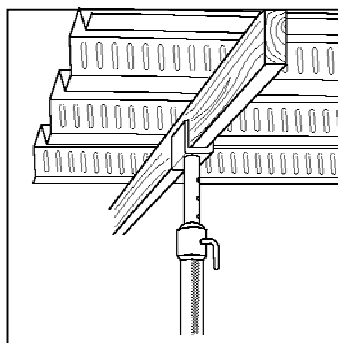


FIG 3.18 – Escoramento provisório durante a fase de concretagem
(Fonte catálogo da CORUS)

3.4 Conformação do perfil

As fôrmas metálicas são obtidas pelo processo de conformação a frio de chapas finas de aço em uma mesa de roletes, onde a forma da seção transversal é obtida gradualmente à medida que a chapa vai passando por diversos roletes adequadamente posicionados. Acoplado à mesa de rolos fica um equipamento que estampa saliências ou ressaltos, comumente chamados de mossas, no perfil da forma (FIG. 3.19)

A conformação a frio de chapas finas altera as propriedades mecânicas do aço, implicando nos seguintes efeitos:

- elevação da tensão de escoamento;
- redução da ductilidade do material;
- aparecimento de tensões residuais nas paredes do perfil.

Observação: Os dois primeiros efeitos ocorrem nas regiões próximas às dobras.

A seção transversal da fôrma também pode ser obtida por meio de conformação em dobradeiras; entretanto este processo apresenta uma baixa produtividade e o comprimento da fôrma fica limitado ao tamanho da dobradeira. Geralmente este processo é utilizado para a obtenção de protótipos.



FIG 3.19 – Sistema para conformação de fôrmas metálicas

3.5 Normas e teorias aplicadas ao dimensionamento da fôrma

As fôrmas de aço, escoradas ou não, devem fornecer resistência e rigidez adequadas para suportar o concreto antes da cura e as sobrecargas de construção. Nesta fase as formas trabalham como perfis de aço isolados.

Com a finalidade de se obter uma seção mais leve e econômica, tornam-se elevadas as relações largura-espessura das paredes da fôrma, ficando estas sujeitas à flambagem local. Tal fenômeno não representa colapso estrutural do elemento, mas sim, uma redução de sua rigidez e de sua resistência.

Sabe-se que chapas esbeltas apresentam um comportamento pós-crítico estável, que deve ser considerado. Para as fôrmas convencionais as propriedades da seção e as características de resistência e rigidez são calculadas para esta fase de acordo com a norma brasileira NBR 14762 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis de aço formados a frio (2001). Trata-se de uma aproximação, cuja precisão depende do tamanho e da disposição das mossas.

No dimensionamento de formas profundas, os critérios estabelecidos na NBR-14762 (2001) não são suficientes, uma vez que a influência das corrugações existentes nas paredes da fôrma não é levada em consideração.

Na proposição dos critérios preliminares para dimensionamento das fôrmas profundas, além da NBR-14762 (2001), também serão utilizados critérios da norma europeia EC3, parte 1.5 (1991) e da norma alemã DSAt-Ri 015 (1990) que tratam de flambagem de almas corrugadas e de artigos técnicos sobre o assunto.

3.6 Noções de flambagem de placas

3.6.1 - Generalidades

Quando um elemento plano (placa ou chapa) é sujeito a um carregamento em seu plano médio que provoca o aparecimento de tensões normais de compressão (uniformes ou não) e/ou tensões de cisalhamento, esse elemento poderá perder sua estabilidade, sofrendo flambagem. QUEIROZ et al (2001).

Uma peça pode ter a sua capacidade portante reduzida devido aos efeitos da flambagem local da chapa. Considera-se que antes de ser atingida a tensão crítica de flambagem, as tensões longitudinais são distribuídas linearmente em toda a seção; após a tensão crítica de flambagem ser atingida, ocorre uma redistribuição não linear de tensões. As tensões se redistribuem atingindo valor máximo nas regiões mais rígidas, próximas às bordas da chapa.

3.6.2 – Compressão Uniforme

Para uma chapa isolada, submetida à compressão uniforme, a tensão crítica de flambagem é dada por:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (3.1)$$

onde:

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material;

k é o coeficiente de flambagem da chapa;

t é o espessura da chapa;

ν é o coeficiente de Poisson;

b é o largura da chapa.

O coeficiente de flambagem k está associado à geometria e as condições de contorno da chapa. Para chapas isoladas simplesmente apoiadas nas quatro bordas k é expresso por:

$$k = \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb} \right)^2 \quad (3.2)$$

onde:

a é o comprimento da chapa;

m é o comprimento de meias ondas que se formam no sentido longitudinal (direção x da chapa) (FIG. 3.20).

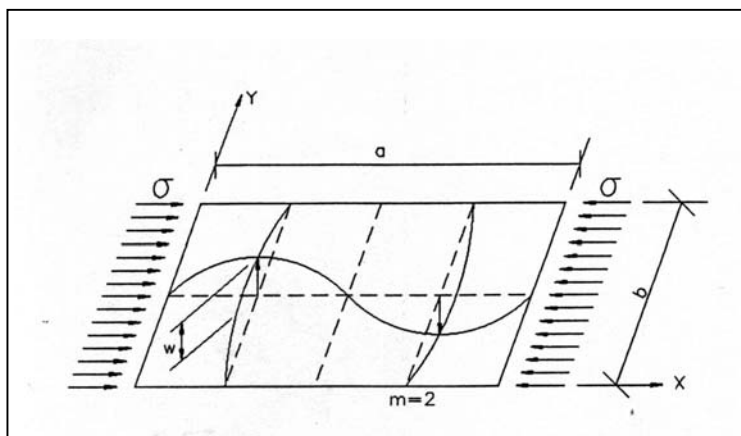


FIG 3.20 – Modo de flambagem de uma chapa simplesmente apoiada nas quatro bordas e submetida à compressão uniforme

Variando-se a relação entre os lados da chapa (a/b) observa-se um valor mínimo de $k = 4$ (FIG. 3.21).

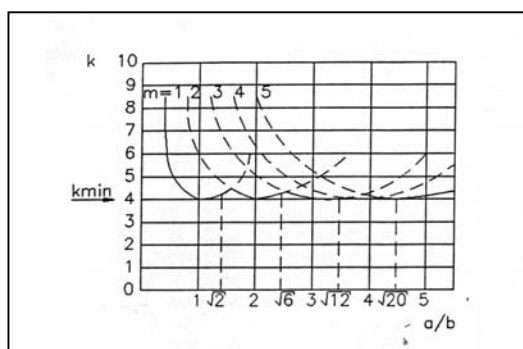


FIG 3.21 – Coeficiente de flambagem k para uma chapa simplesmente apoiada nas quatro bordas e submetida à compressão uniforme

No caso de chapa isolada simplesmente apoiada em três bordas, com uma das bordas livre paralelamente à direção da compressão uniforme aplicada, o modo de instabilidade ocorrerá com apenas meia onda senoidal, sendo, pois, $m = 1$. Neste caso há uma redução significativa do coeficiente de flambagem k , com o aumento dos valores das relações geométricas (a/b). Normalmente esta relação apresenta valores maiores que 2,5, para os quais pode-se assumir para k o valor de 0,425. Nos estudos realizados por Timoshenko e Gere pode-se obter valores de k para outras condições de contorno e diferentes tipos de carregamentos.

O comportamento pós-crítico de chapas esbeltas apoiadas nas quatro bordas é estável, permanecendo tais elementos com capacidade portante mesmo após ser atingida a sua tensão crítica de flambagem.

Para uma chapa teoricamente sem imperfeições e simplesmente apoiada nas quatro bordas, o instante em que é atingida a carga crítica é caracterizado por bifurcação de equilíbrio (instabilidade). Após a flambagem local, a chapa exibe um comportamento de equilíbrio estável, com ganho de capacidade de carga em virtude do aumento gradual de sua rigidez à flexão em regime pós-crítico, justificado pela presença de tensões de membrana σ_y , na direção transversal da chapa, cuja magnitude tende a crescer com o aumento dos deslocamentos w (FIG. 3.22). A distribuição de tensões longitudinais torna-se não uniforme, com valores máximos junto às bordas longitudinais apoiadas.

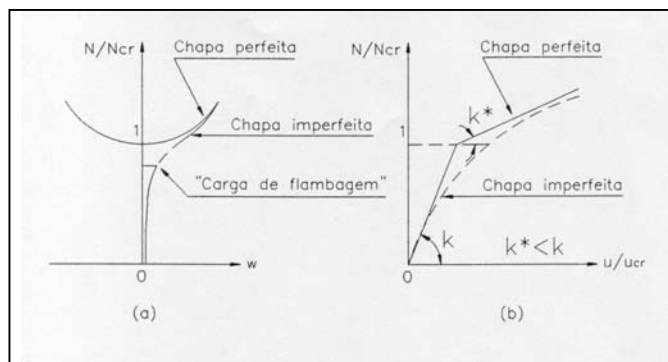


FIG. 3.22 – Comportamento pós-crítico de uma chapa isolada (perfeita ou imperfeita)

O estudo do comportamento pós-crítico de uma chapa isolada pode ser conduzido através da teoria dos grandes deslocamentos, expressa pela equação diferencial não linear de equilíbrio de von Karman (apud SANTANA, 1991). Entretanto, a solução desta equação é complexa, devendo-se recorrer a métodos numéricos e computacionais.

Para simplificação da análise do comportamento de chapas esbeltas em regime pós-crítico, foi proposto por von Karman (apud SANTANA, 1991) a adoção do critério de larguras efetivas. Por definição, a largura efetiva é a largura que, sujeita à tensão máxima produz uma resultante igual à área sob o diagrama não uniforme de tensões (FIG. 3.23).

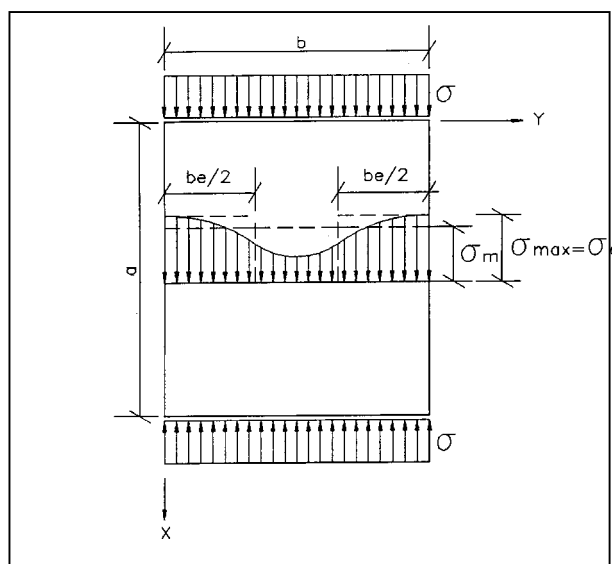


FIG. 3.23 – Distribuição não-linear das tensões e larguras efetivas de uma chapa simplesmente apoiada.

Fazendo-se a tensão crítica igual a σ_e , que é a máxima tensão atuando ao longo da borda da chapa, obtém-se a largura efetiva b_e :

$$\sigma_e = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_e} \right)^2 \quad (3.3)$$

A partir da comparação entre as equações (3.3) e (3.1), pode-se escrever que;

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_e}} \quad (3.4)$$

A partir da equação (3.4), pode-se introduzir o conceito de esbeltez relativa, da chapa em estado de serviço, $\bar{\lambda}_{pd}$:

$$\bar{\lambda}_{pd} = \sqrt{\frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}} \quad (3.5)$$

Pode-se então escrever:

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{pd}} \quad (3.6)$$

Segundo o critério de von Karman, pode-se admitir que o colapso da chapa ocorre quando a tensão máxima σ_e atinge o limite de escoamento do material f_y . Assim:

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (3.7)$$

Obtém-se, então, o parâmetro de esbeltez relativa para o estado limite último:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (3.8)$$

Dessa forma, no instante do colapso da chapa, tem-se que:

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\lambda_p} \quad (3.9)$$

A formulação proposta por von Karmam aplica-se para chapas perfeitas; entretanto, em função das imperfeições que ocorrem geralmente durante o processo de conformação do perfil, é necessário que se considere ainda uma redução de resistência. Conforme RODRIGUES (1993), na TABELA 3.2 são apresentadas diversas formulações propostas com esta finalidade e seus respectivos autores.

TABELA 3.2 – Redução de larguras efetivas

Autor ou Especificação	(b_e / b)
BOX (1983)	$\frac{0,725}{\lambda_p^{0,5}} \leq 1$
WINTER (1946)	$\left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) \frac{1}{\lambda_p} \leq 1$
GERALD (1957)	$\frac{0,824}{\lambda_p^{0,85}} \leq 1$
FAULKNER (1956)	$1,05 \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) \frac{1}{\lambda_p} \leq 1$
ECCS (1986)	$\left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) \frac{1}{\lambda_p} \leq 1$
AISI (1996)	$\left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) \frac{1}{\lambda_p} \leq 1$
EUROCODE 3 (1996)	$\left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) \frac{1}{\lambda_p} \leq 1$

3.7 Dimensionamento de lajes com fôrma de aço incorporada, segundo normas brasileiras

O dimensionamento de lajes com fôrma de aço incorporada é tratado no Anexo C da NBR 14323 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. A verificação da fôrma de aço antes da cura de concreto, considerando os estados limites aplicáveis, deve ser realizada de acordo com a NBR 14762 (ABNT, 2001) – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

De acordo com a NBR 14323 (1999), deve ser utilizada análise global elástica na determinação dos esforços solicitantes para a verificação dos estados limites últimos e dos estados limites de serviço. A consideração de rigidez uniforme ao longo do comprimento de fôrmas contínuas é aceita tanto pela NBR 14323 quanto pelo EUROCODE 4 (1992), mesmo quando ocorrer flambagem local em regiões da seção transversal.

Conforme a NBR 14323, na verificação do estado limite de serviço, na fase antes da cura do concreto, o deslocamento máximo da fôrma sob seu peso próprio e o peso do concreto fresco com as barras da armadura (excluindo-se a sobrecarga de construção) não deve exceder $L_F/180$ ou 20 mm, o que for menor, onde L_F é o vão teórico da fôrma na direção das nervuras.

A NBR 14323 determina que as seguintes ações devem ser consideradas antes da cura do concreto:

- pesos próprios do concreto fresco, da fôrma de aço e da armadura;
- sobrecarga de construção;
- efeito de empoçamento; caso a deformação ultrapasse o valor de $L_F/250$, então deverá ser considerada uma carga adicional correspondente a um acréscimo na espessura nominal do concreto de 70% do valor do deslocamento.

A sobrecarga de construção deverá ser tomada como a mais crítica dentre as seguintes:

- carga uniformemente distribuída de no mínimo $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- carga linear de $2,2 \text{ kN/m}$ perpendicular à direção do vão, na posição mais desfavorável, somente para verificação do momento fletor.

A NBR 14762 (2001) estabelece princípios gerais de dimensionamento de perfis estruturais de aço formados a frio, constituídos por chapas ou tiras de aço carbono ou aço de baixa-liga, com espessura máxima igual a 8 mm. Foi elaborada baseada em prescrições estabelecidas em normas estrangeiras conceituadas, principalmente a norma americana do AISI/96. Além da norma do AISI, também foram utilizados o EUROCODE 3/93 – parte 1.3 e a norma australiana AS/NZS 4600/96, incorporando-se aspectos da realidade brasileira e estabelecendo compatibilização de termos, notações e coeficientes com as demais normas brasileiras.

Para os aços de uso permitido por esta norma, a relação entre a resistência à ruptura e a resistência ao escoamento f_u/f_y não deve ser menor que 1,08, e o alongamento após ruptura não deve ser menor que 10% para base de medida igual a 50mm ou 7% para base de medida igual a 200mm, tomando-se como referência os ensaios de tração conforme NBR 6152.

Na norma brasileira, o comportamento pós-crítico é determinado pelo critério das larguras efetivas utilizando a formulação proposta por WINTER (TABELA 3.2). A determinação de larguras efetivas é realizada de acordo com o item 7 da NBR 14762. Uma apresentação das fórmulas, com comentários e esclarecimentos, pode ser encontrada em BARROS JUNIOR (2001).

Na NBR 14762 os elementos constituintes dos perfis (alma, mesa, enrijecedor, etc) são divididos em dois grupos conforme as condições de contorno (FIG. 3.24).

- Elementos com bordas apoiadas (elemento tipo AA) – elemento plano com as duas bordas apoiadas na direção longitudinal do perfil
- Elemento com borda livre (elemento tipo AL) – elemento plano apoiado apenas em uma borda na direção longitudinal do perfil

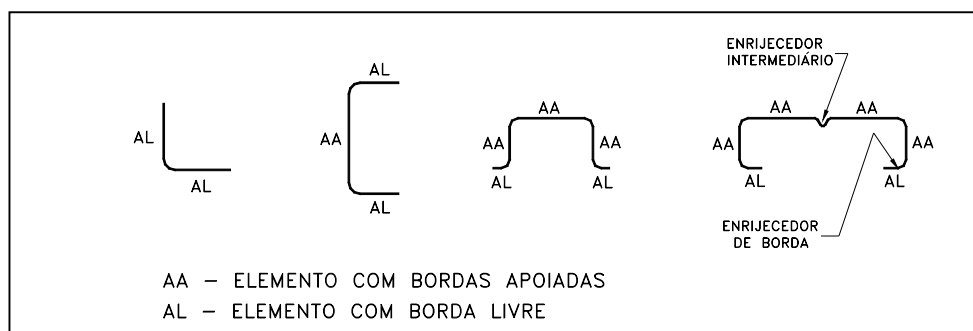


FIG. 3.24 – Elementos constituintes dos perfis (Fonte: NBR 14762)

3.8 Teoria e dimensionamento de chapas corrugadas

O dimensionamento econômico de vigas normalmente exige o emprego de almas esbeltas. Com o objetivo de se eliminar o uso de enrijecedores, vem-se estudando o emprego de chapas corrugadas em almas de vigas como uma forma eficaz de se garantir rigidez fora do plano da alma. O emprego de vigas com almas corrugadas, substituindo a utilização de enrijecedores, proporciona uma redução de peso entre 9 e 13% [Hamada, 1984].

Normalmente são utilizados dois tipos de seções nas corrugações de almas de vigas, seções trapezoidais, normalmente as mais utilizadas, e seções senoidais, cujo emprego está relacionado à necessidade de se evitar possível colapso por fadiga.

As propriedades geométricas de chapas corrugadas adaptam-se bem a certas aplicações estruturais, sendo reconhecidas como um meio efetivo de se transmitir cisalhamento. Os artigos de flambagem disponíveis para placas ortotrópicas submetidas a cisalhamento consideram como condições de contorno bordas simplesmente apoiadas ou engastadas, mas não levam em conta condições de contorno situadas entre estes dois limites onde, na prática, encontram-se as almas de vigas corrugadas.

O uso de critérios considerando que as almas das vigas estão simplesmente apoiadas conduz a cargas de flambagem excessivamente baixas na maioria das aplicações. Por outro lado, a borda não deve ser considerada completamente engastada em nenhuma aplicação prática. Portanto, para o dimensionamento de almas corrugadas, é necessária

a determinação do comportamento de placas para a condição de bordas com deformação por rotação parcialmente impedida.

Quase todos os trabalhos desenvolvidos para vigas com almas corrugadas são voltados para a determinação da capacidade de resistência ao cisalhamento. Os trabalhos acadêmicos de referência desenvolvidos nesta área incluem Peterson & Card (1960), Rothwell (1968), Libove (1973), Easley (1975) e Aravena & Edlund (1987).

Easley (1975) ensaiou diafragmas em pequena escala cuidadosamente construídos para determinar a fórmula mais precisa para o cálculo da resistência a flambagem por cisalhamento. Posteriormente ele comparou os resultados dos ensaios com três formulações diferentes e concluiu que os resultados obtidos pelas fórmulas desenvolvidas por Easley-MacFarland (1969) e Bergmann-Reissner (1929) aproximaram-se mais dos resultados experimentais do que as fórmulas desenvolvidas por Hlavacek (1968) (apud WANG, 2003).

Formulação desenvolvida por Easley e MacFarland

$$N_{cr} = D_y \pi^2 \left(\frac{a^2}{2\alpha n^2 b^4} + \frac{3\alpha}{b^2} + \frac{\alpha^3 n^2}{2\alpha^2} \right) + D_x \pi^2 \frac{n^2}{2\alpha a^2} + D_{xy} \pi^2 \left(\frac{1}{2\alpha b^2} + \frac{\alpha n^2}{2a^2} \right) \quad (3.10)$$

N_{cr} = carga de flambagem por unidade de comprimento

a = comprimento total do diafragma

b = altura total do diafragma

h = altura do painel da alma

t_w = espessura da alma

E = módulo de elasticidade

q = comprimento de uma corrugação projetado na horizontal

s = comprimento desenvolvido (perímetro) de uma corrugação

I_y = momento de inércia de uma corrugação em torno do eixo neutro

b_h = comprimento horizontal da dobra

h_r = altura da corrugação

$\theta =$ ângulo de inclinação da dobra

$$D_x = Et_w^3 q / 12s \quad (3.11)$$

$$D_y = EI_y / q \quad (3.12)$$

$$I_y = 2 b_h t_w (h_r / 2)^2 + t_w h_r^3 / 6 \sin \theta \quad (3.13)$$

$$D_{xy} = \frac{2 M_{xy}}{W_{xy}} \text{ rigidez a flambagem} \quad (3.14)$$

$M_{xy} =$ momento de torção por unidade de comprimento

$W_{xy} =$ modulo resistente ao momento de torção por unidade de comprimento no diafragma

$$n = \frac{a}{b} \left(\frac{D_y}{\alpha^4 D_y + \alpha^2 D_{xy} + D_x} \right) \quad (3.15)$$

$\alpha =$ menor das raízes reais

$$8D_y^2 \alpha^8 + \frac{27}{4} D_y D_{xy} \alpha^6 + (11D_x D_y - \frac{11}{4} D_{xy}^2) \alpha^4 + (\frac{D_{xy}^3}{4D_y} - 3D_x D_{xy}) \alpha^2 + (\frac{D_{xy}^2 D_x}{4D_y} - D_x^2) = 0 \quad (3.16)$$

Uma vez que D_x e D_{xy} normalmente possuem a mesma ordem de grandeza e são muito inferiores a D_y , alguns termos nas expressões acima podem ser negligenciados sem perda de precisão, resultando em :

$$\alpha = \left(\frac{D_x}{11D_y} \right)^{1/4} \quad (3.17)$$

$$n = \frac{a}{b} \left(\frac{D_x}{D_y} \right)^{1/4} \quad (3.18)$$

Substituindo os valores simplificados de α (3.17) e n (3.18) na equação (3.10), obtém-se então :

$$N_{cr} = 36 \frac{D_x^{1/4} D_y^{3/4}}{b^2} \quad (3.19)$$

Formulação desenvolvida por Reissner

$$N_{cr} = 4\lambda \frac{D_x^{1/4} D_y^{3/4}}{b^2} \quad (3.20)$$

onde

λ é um fator dependente de θ e ϕ , obtido a partir das curvas geradas por Timoshenko e Gere (1961), sendo:

$$\theta = 2 \frac{(D_x D_y)^{1/2}}{D_{xy}} \quad (3.21)$$

$$\phi = \frac{b}{a} \left(\frac{D_x}{D_y} \right)^{1/2} \quad (3.22)$$

Formulação desenvolvida por Hlavacek

$$N_{cr} = \kappa \frac{D_x}{b^2} \quad (3.23)$$

onde

$$\kappa = \pi^2 \left(\frac{4D_x \alpha}{D_y} + 4\alpha + \frac{2}{\alpha} + \frac{1}{2\alpha^3} \right) \quad (3.24)$$

e α é a menor das raízes reais de

$$\frac{D_y}{D_x} = \frac{3}{8\alpha^4} + \frac{1}{8\alpha^2} - 1 \quad (3.25)$$

Elgaaly, Hamilton & Sehadri (1996) compararam os resultados experimentais obtidos por **Smith** (1992) e **Hamilton** (1993) utilizando análises não lineares por meio de elementos finitos e verificaram que os resultados apresentam boa conformidade. Foi pro-

posta então uma formulação simples para o cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas com almas corrugadas submetidas a forças cortantes:

Tensão de flambagem elástica

$$\tau_{cre} = K_s \left[\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(w/t)^2} \right] \quad (3.26)$$

onde K_s = coeficiente de flambagem

para a borda maior da alma simplesmente apoiada e borda menor ligada por cantoneiras

$$K_s = 5,34 + 2,31 (w/h) - 3,44 (w/h)^2 + 8,89 (w/h)^3 \quad (3.27)$$

para todas as bordas ligadas por cantoneiras

$$K_s = 8,98 + 5,6 (w/h)^2 \quad (3.28)$$

w = maior entre as larguras dos subpainéis (horizontal ou inclinado)

t = espessura da alma

h = altura da alma

E = módulo de elasticidade

μ = coeficiente de Poisson

Quando a flambagem global predomina, a tensão de flambagem é calculada usando-se a teoria de flambagem de placas ortotrópicas:

$$\tau_{cre} = K_s \left(\frac{D_x^{0,25} D_y^{0,75}}{th^2} \right) \quad (3.29)$$

onde $K_s = 31,6$ para bordas simplesmente apoiadas;

$K_s = 59,2$ para bordas ligadas por cantoneiras.

Quando τ_{cre} é maior que τ_y , ocorrerá flambagem inelástica, e a seguinte equação é utilizada:

$$\tau_{cri} = (0,8 \tau_{cre} \tau_y)^{0,5} \leq \tau_y \quad (3.30)$$

onde

$$\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} = \text{tensão de escoamento por cisalhamento} \quad (3.31)$$

Formulação do EUROCODE

A resistência ao cisalhamento V_{RD} pode ser tomada como:

$$V_{RD} = \chi_c \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w \quad (3.32)$$

onde

γ_{M1} = coeficiente de segurança
 f_{yw} = limite de escoamento da alma
 h_w = altura da alma
 t_w = espessura da alma

χ_c = menor valor entre o fator de redução para flambagem local $\chi_{c,l}$ e o fator de redução para flambagem global $\chi_{c,g}$

$$\chi_{c,l} = \frac{1,15}{0,9 + \bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1,0 \quad (3.33)$$

para almas com corrugações senoidais $\chi_{c,l}$ pode ser tomado igual a 1,0 se

$$\left(\frac{b_t}{4t_w} \right) \left(1 + \left(\frac{w}{b_t} \right)^2 \right) \leq 15 \varepsilon^{\frac{4}{3}} \quad (3.34)$$

onde

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.35)$$

se a condição acima não for atendida, a resistência pode ser determinada de acordo com a EN 1993 1-6, a não ser que seja utilizado outro método mais preciso

O parâmetro de esbeltez $\bar{\lambda}_{c,l}$ pode ser tomado como

$$\bar{\lambda}_{c,l} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,l} \sqrt{3}}} \quad (3.36)$$

onde o valor $\tau_{cr,l}$ para flambagem local pode ser tomado como

$$\tau_{cr,l} = 4,83E \left(\frac{t_w}{a_{\max}} \right)^2 \quad (3.37)$$

onde a_{\max} é o maior valor entre a_1 e a_2 (FIG. 3.25)

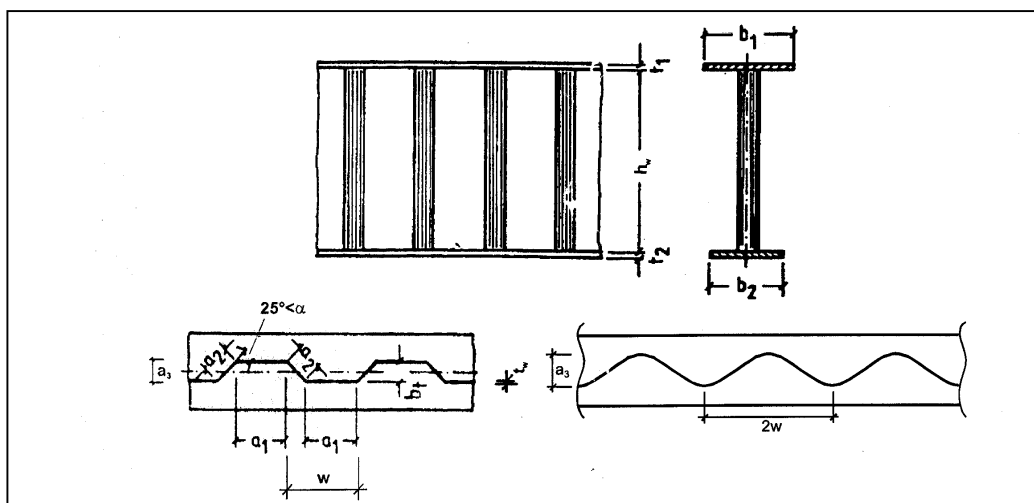


FIG 3.25 – Parâmetros de cálculo utilizados pelo Eurocode (EN 1993-1-5)

O valor de redução para flambagem global deve ser tomado como

$$\chi_{c,g} = \frac{1,5}{0,5 + \bar{\lambda}_{c,g}^2} \leq 1,0 \quad (3.38)$$

o parâmetro de esbeltez $\bar{\lambda}_{c,g}$ é dado por

$$\bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,g} \sqrt{3}}} \quad (3.39)$$

onde

$$\tau_{cr,g} = \frac{32,4}{t_w h_w^2} \sqrt[4]{D_x D_y^3} \quad (3.40)$$

sendo

$$D_x = \frac{Et^3}{12} \frac{w}{s} \quad (3.41)$$

$$D_y = \frac{EI_y}{w} \quad (3.42)$$

Formulação do DAST-Ri 015

Parâmetros de rigidez D_x e D_y

$$D_x = \frac{Et^3}{12} \frac{w}{s} \quad (3.43)$$

$$D_y = \frac{EI_y}{w} \quad (3.44)$$

onde

w = comprimento de uma corrugação;
 s = comprimento desenvolvido;
 I_y = momento de Inércia de uma corrugação;
 t = espessura da alma.

Com a tensão de flambagem $\tau_{pl,g}$

$$\tau_{pl,g} = \frac{32,4}{th^2} \sqrt[4]{D_x D_y^3} \quad (3.45)$$

sendo h a altura da alma.

Calcula-se o parâmetro de esbeltez $\bar{\lambda}_p$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\tau_{pl,g} \sqrt{3}}} \quad (3.46)$$

onde f_{yk} é a resistência característica ao escoamento
 Para corrugações trapezoidais adota-se κ_τ como sendo:

$$\kappa_\tau = \frac{0,84}{\bar{\lambda}_p} \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0,84 \quad (3.47)$$

$$\kappa_\tau = 1 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0,84 \quad (3.48)$$

Para corrugações senoidais adota-se o menor dos valores do coeficiente de flambagem local ou global κ_τ

$$\kappa_\tau = \frac{1,0}{\bar{\lambda}_p^{1,5}} \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 1,0 \quad (3.49)$$

$$\kappa_\tau = 1 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 1,0 \quad (3.50)$$

A resistência da viga ao cisalhamento é dada por

$$V_{Rk} = \kappa_\tau \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} ht = 0,60 \kappa_\tau f_{yk} ht \quad (3.51)$$

Poucos trabalhos foram desenvolvidos sobre o comportamento a flexão de vigas com almas corrugadas; normalmente a contribuição da alma para o momento resistente último é desprezada.

4

UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA ANÁLISE DA RESISTENCIA DE PAINÉIS E DA FÔRMA

O método dos elementos finitos é um método numérico que utiliza funções de aproximação. Pode ser aplicado, em princípio, na análise de praticamente todos os fenômenos. A experiência do profissional que utiliza este método é fundamental para a obtenção de bons resultados, tanto na determinação dos dados de entrada (condições de contorno, distribuição da malha de elementos finitos etc.) como na interpretação dos dados de saída .

Neste capítulo são apresentados os resultados da análise pelo método dos elementos finitos de painéis isolados, onde são determinadas as cargas de flambagem elástica e as cargas últimas inelásticas para vários tipos de carregamento. Estes resultados, para painéis de chapa lisa e com corrugações de borda a borda, são correlacionados com as teorias existentes para calibração dos modelos, averiguando-se o grau de confiabilidade dos mesmos.

Após a análise dos painéis isolados são realizadas as análises para a fôrma, cujos resultados são comparados com os previstos em teorias existentes, com o objetivo de se determinar a influência das corrugações na resistência e na rigidez da fôrma.

4.1 Análises pelo método dos elementos finitos

As análises são realizadas utilizando-se o programa *ANSYS versão 8.1*. Nas análises para determinação das cargas de flambagem elástica são utilizados elementos do tipo SHELL 63 (elemento de casca para análise elástica). Nas análises para determinação das cargas últimas inelásticas e nas análises da fôrma são utilizados elementos do tipo SHELL 43 (elemento de casca para análise plástica). Ambos os elementos possuem quatro nós e seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações).

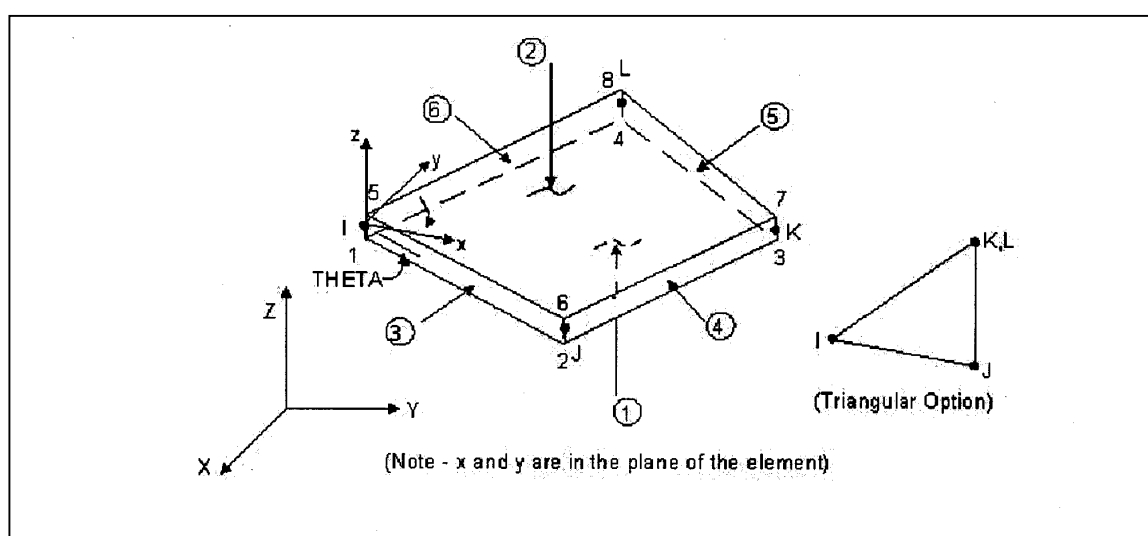


FIG 4.1 – Elemento de placa Shell 63

4.1.1 Tipos de análise

A TABELA 4.1 foi extraída do Anexo C – “FEM Calculations” do Eurocode 3 : Design of Steel Structures – Parte 1.5 Plated Structural Elements (tabela C:1). Na determinação da carga crítica de flambagem, as análises são realizadas conforme critérios estabelecidos na linha nº 3 e, para as análises das cargas últimas inelásticas dos painéis isolados e da fôrma os critérios são conforme linha nº 5.

TABELA 4.1: Considerações para aplicação do método de elementos finitos

Nº	Comportamento do Material	Comportamento Geométrico	Imperfeições	Exemplo de uso
1	Linear	linear	não	efeito "shear lag" no regime elástico, resistência elástica
2	não linear	linear	não	resistência plástica est. limite último
3	Linear	não linear	não	carga crítica de flambagem da placa
4	Linear	não linear	sim	resistência a flambagem elástica de uma placa
5	não linear	não linear	sim	resistência elasto-plástica no estado limite ultimo

4.1.2 Imperfeições iniciais

Segundo o Eurocode 3 Parte 1.5, quando imperfeições precisam ser levadas em consideração nos modelos de elementos finitos, podem ser incluídas tanto as imperfeições geométricas quanto as imperfeições estruturais. As imperfeições geométricas podem ser consideradas tomando-se a forma crítica dos modos de flambagem com amplitudes equivalentes a 80% das tolerâncias geométricas de fabricação. Imperfeições geométricas também podem ser aplicadas por meio de forças que provoquem deformações equivalentes. As imperfeições estruturais em termos de tensões residuais podem ser representadas por um padrão de tensões conforme as geradas no processo de fabricação com amplitudes equivalentes aos valores esperados para as tensões residuais.

Segundo o Eurocode 3 Parte 1.5, as imperfeições geométricas podem ser assumidas conforme TABELA 4.2 e FIG. 4.2

TABELA 4.2 – Imperfeições geométricas equivalentes

tipo de imperfeição	Comportamento do Material	forma	Exemplo de uso
global	barra com comprimento l	arco	EN 1993-1-1, tabela 5.1
global	enrijecedor longitudinal com comprimento a	arco	min (a/400, b/400)
local	painel ou subpainel com menor comprimento a ou b	forma do modo de flambagem	min (a/200, b/200)
local	enrijecedor sujeito a torção	arco em torção	1/50

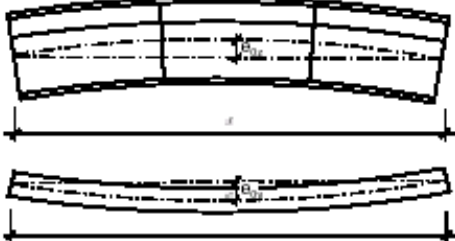
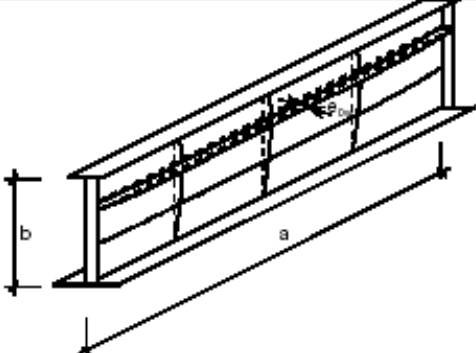
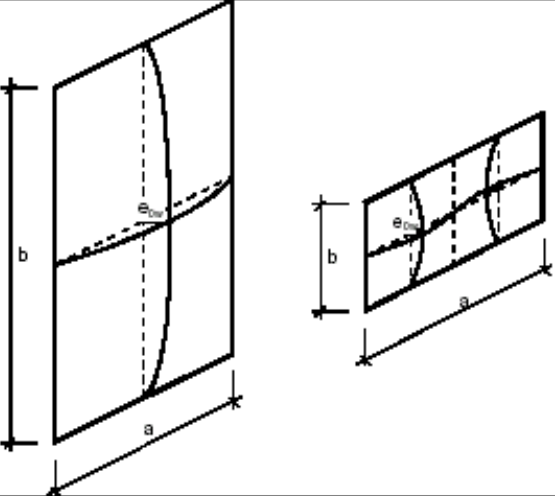
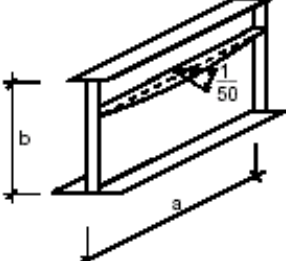
Type of imperfection	Component
global member with length l	
global longitudinal stiffener with length a	
local panel or subpanel	
local stiffener or flange subject to twist	

FIG 4.2 – Imperfeições geométricas conforme EC3, parte 1.5

4.1.3 Material

O aço utilizado na análise dos painéis e da fôrma possui limite de escoamento de 28 kN/cm^2 . Para representar o comportamento do aço, foi considerado um material bi-linear isotrópico com módulo de elasticidade E igual a 20.500 kN/cm^2 conforme diagrama tensão deformação representado na FIG. 4.3.

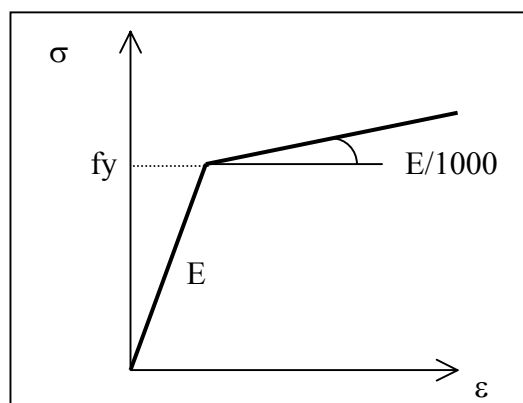


FIG. 4.3 – Modelo de comportamento do material

4.2 Descrição dos modelos para análise dos painéis isolados

4.2.1 – Painéis de chapa lisa – Tipo L

O painel possui 30 cm de altura por 90 cm de comprimento e espessura de 0,1 cm. Na elaboração da malha de elementos finitos foram utilizados 90 elementos na direção do comprimento e 100 elementos na direção da altura resultando em elementos retangulares de 0,3 cm x 1,0 cm.

4.2.2 – Painéis com corrugações de borda a borda do painel – Tipo C

O painel global possui 30 cm de altura por 90 cm de comprimento e espessura de 0,1 cm (FIG. 4.4). Os sub-painéis formados entre as corrugações possuem 6 cm de largura por 30 cm altura. Na elaboração da malha de elementos finitos dos sub-painéis foram utilizados 6 elementos na direção da largura e 100 elementos na direção da altura

resultando em elementos retangulares de 0,3 cm x 1,0 cm. As corrugações possuem largura de 1,0 cm e 0,6 cm de profundidade. As paredes verticais da corrugação foram divididas por dois elementos quadrados de 0,3 cm x 0,3 cm, e a parede horizontal por dois elementos retangulares de 0,3 cm x 0,5 cm (FIG 4.4).

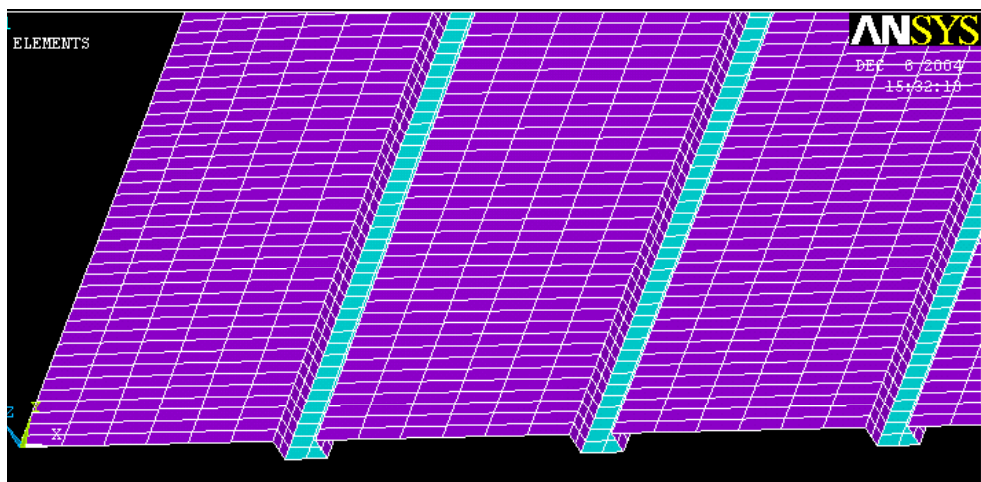


FIG. 4.4 – Detalhe da malha de elementos finitos para painéis corrugados

4.2.3 – Painéis com corrugações parciais– Tipo P

Os painéis com corrugações parciais são idênticos aos painéis corrugados, exceto pelo fato de as corrugações não existirem ao longo de toda a extensão da altura do painel, ficando estas afastadas 3,6 cm de cada borda. Para efeito de simplificação do modelo não foi adotada uma concordância gradual entre as extremidades das corrugações e as bordas do sub-painel. Ao invés de se adotar a curva correspondente à conformação real das corrugações, foi adotada uma parede vertical para o fechamento da corrugação (FIG. 4.5).

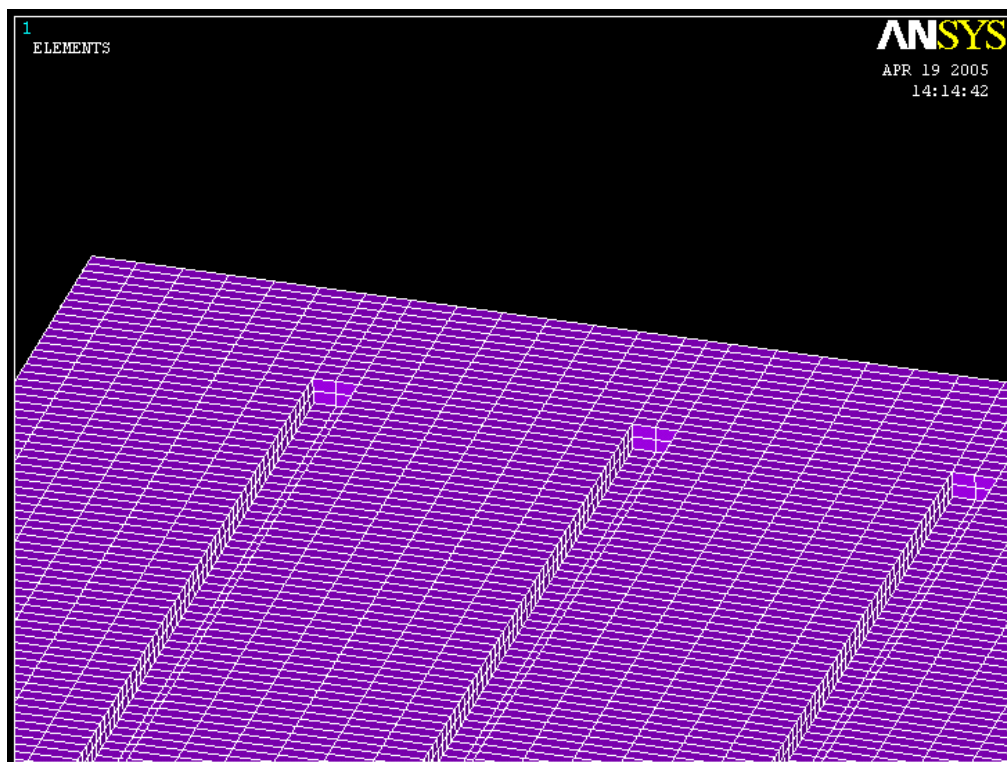


FIG. 4.5 – Detalhe da malha de elementos finitos para painéis parcialmente corrugados

4.3 Análise dos painéis isolados

São considerados três tipos de carregamentos: cisalhamento puro, compressão longitudinal uniforme e carga concentrada no meio do vão.

Análises para determinação da flambagem por bifurcação de equilíbrio são realizadas utilizando-se um modelo de estabilidade elástico-linear. O problema de flambagem é solucionado utilizando-se autovalores e autovetores.

São calculados os primeiros 5 modos de flambagem para cada tipo de carregamento. Para obter a carga de flambagem elástica correspondente a cada modo de flambagem, basta multiplicar a carga aplicada no modelo pelo parâmetro λ correspondente ao modo de flambagem.

Na análise das cargas críticas últimas dos painéis isolados é utilizada como imperfeição geométrica equivalente a forma do primeiro modo de flambagem, para cada tipo de painel e carregamento correspondente, com uma amplitude de deslocamento na direção fora do plano do painel igual à altura do painel dividida por 200.

Essa consideração é viabilizada a partir do emprego de uma macro-rotina desenvolvida para utilização no *ANSYS*, cuja função é aplicar como imperfeição inicial a forma de um dos modos de flambagem. Para isso deve-se proceder da seguinte forma:

- 1- Realizar a análise elástica do painel sem imperfeições iniciais, informando-se as condições de contorno e carregamentos;
- 2- Após a análise elástica deve-se proceder à análise de flambagem elástica, informando-se o número de modos de flambagem que o programa deve determinar;
- 3- Então executa-se a macro-rotina, denominada *Imfect*, que possui como parâmetros de entrada:
 - P_1 – número do modo de flambagem que deve ser utilizado para se criar a estrutura com imperfeições;
 - P_2 – nó onde será especificada a amplitude, o sentido e a direção da imperfeição (translação em x,y ou z);
 - P_3 – direção da imperfeição (translação em x,y ou z);
 - P_4 – amplitude e sentido da translação.

Caso o parâmetro P_2 não seja especificado, a macro-rotina considera que a amplitude e o sentido da translação informados no parâmetro P_4 serão aplicados no nó que apresentar o maior deslocamento na direção informada no parâmetro P_3 .

4.3.1 Painéis submetidos a cisalhamento puro

Na FIG. 4.6 mostra-se o carregamento aplicado e as condições de contorno no plano. As bordas têm deslocamento impedido na direção perpendicular ao plano do painel.

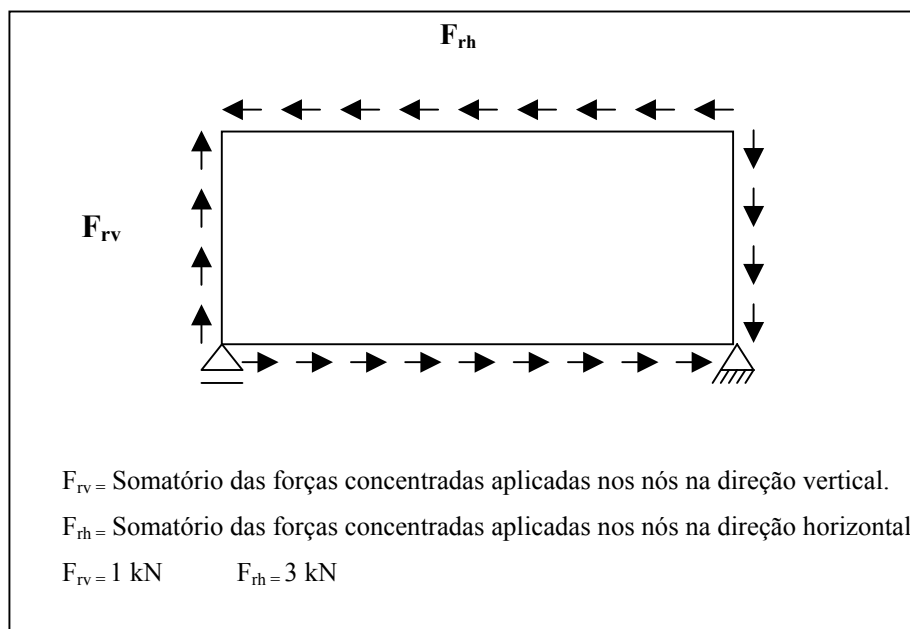


FIG. 4.6 – Carregamento aplicado nos painéis

4.3.1.1 Resultados da análise de flambagem elástica

Na tabela 4.3 e nas figuras 4.7 a 4.9 são apresentados os resultados obtidos nas análises de flambagem elástica para os três tipos de painéis.

TABELA 4.3 – Coeficientes multiplicadores, λ , para os modos de flambagem

Coeficientes multiplicadores para os 5 primeiros modos de flambagem	Painél Tipo L	Painél Tipo C	Painél Tipo CP
1º modo	3,600	45,652	18,559
2º modo	3,664	47,795	18,643
3º modo	4,664	47,150	20,279
4º modo	4,783	47,256	20,606
5º modo	6,371	49,572	23,408

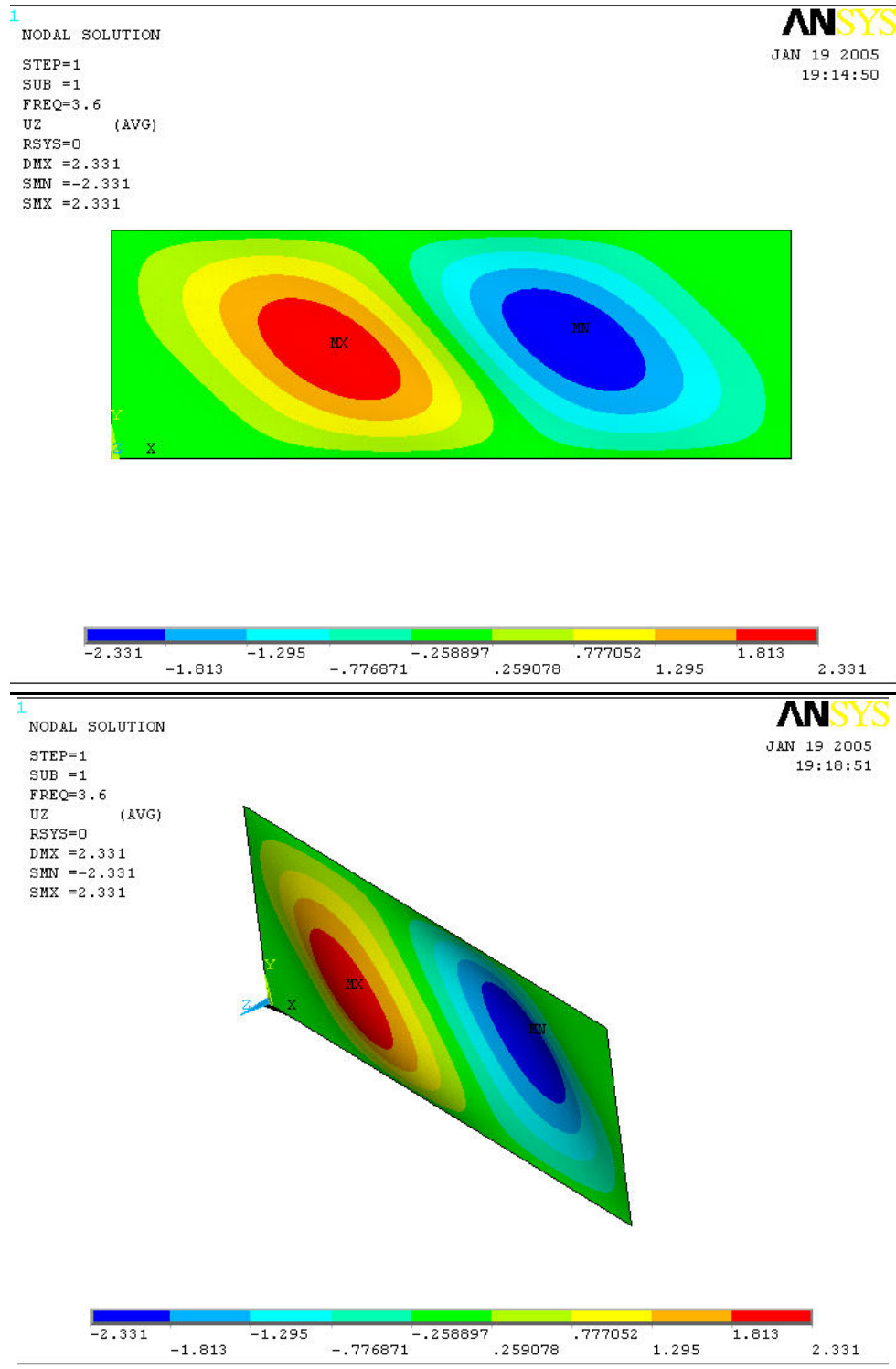


FIG. 4.7 – Superfície de flambagem para o painel de chapa lisa
(1º modo de flambagem)

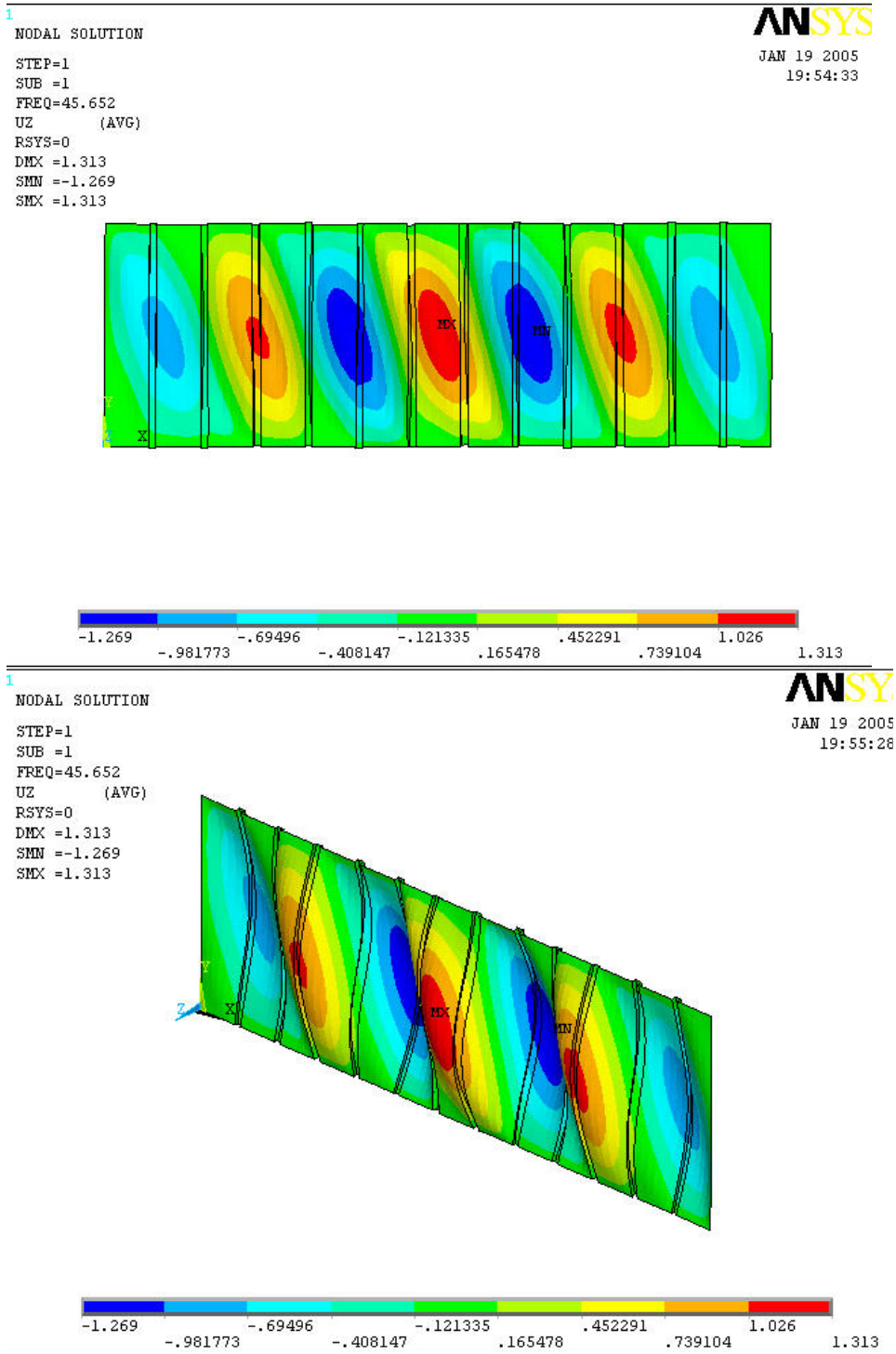


FIG. 4.8 – Superfície de flambagem para o painel corrugado
(1º modo de flambagem)

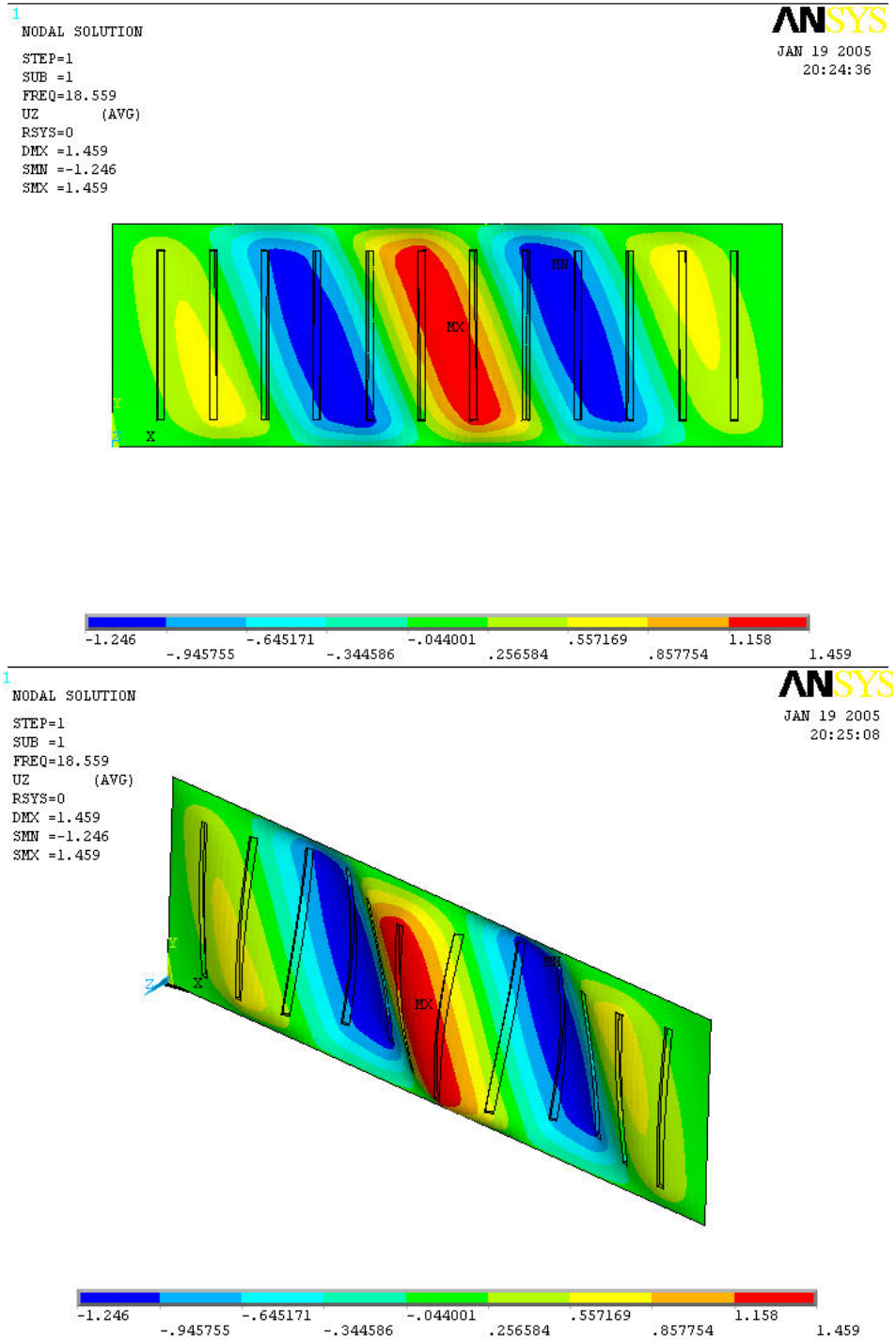


FIG. 4.9 – Superfície de flambagem para o painel parcialmente corrugado
(1º modo de flambagem)

4.3.1.2 Resultados da análise inelástica

Para os painéis com almas corrugadas e parcialmente corrugadas, na análise inelástica, foi adotada uma força resultante vertical F_{rv} (Fig 4.6) inicial de 3 kN e incrementos de cargas subsequentes com mesmo valor.

Para o painel de chapa lisa foi adotada uma força resultante vertical F_{rv} (Fig 4.6) inicial de 1 kN e incrementos de cargas subsequentes com mesmo valor.

Para o painel com chapa corrugada, a força resultante vertical última encontra-se entre 24 kN e 27 kN. Para o painel parcialmente corrugado esta força encontra-se entre 15 kN e 18 kN. Para o painel de chapa lisa a força resultante vertical última encontra-se entre 9 kN e 10 kN, tendo havido, então, grande resistência pós-flambagem elástica.

Nas figuras 4.10 a 4.16 apresentam-se os principais resultados das análises para os três tipos de painel.

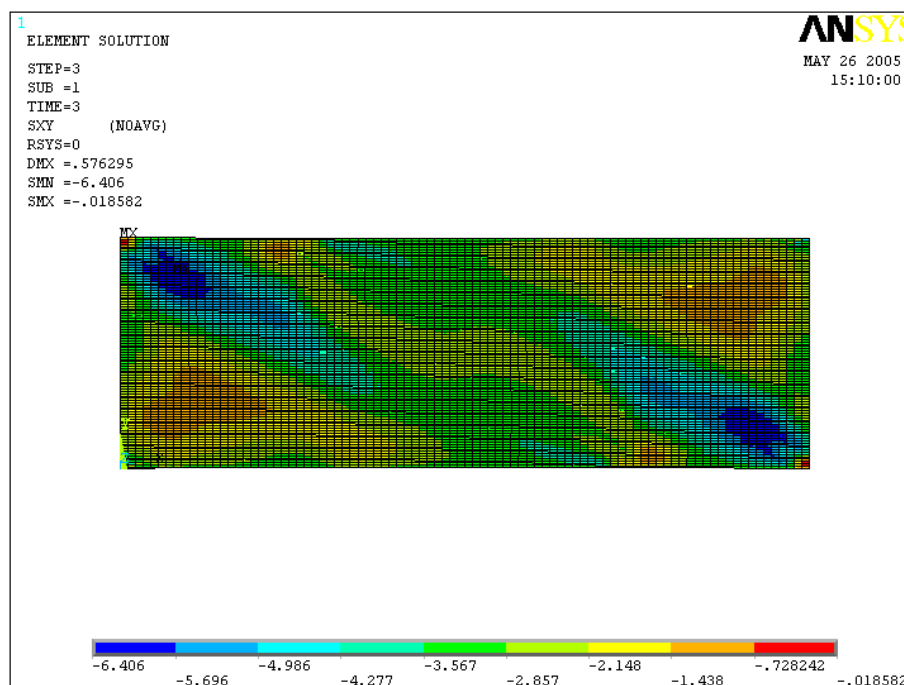


FIG. 4.10 – Tensões de Cisalhamento τ_{xy} para $F_{rv} = 9$ kN atuando no painel de chapa lisa

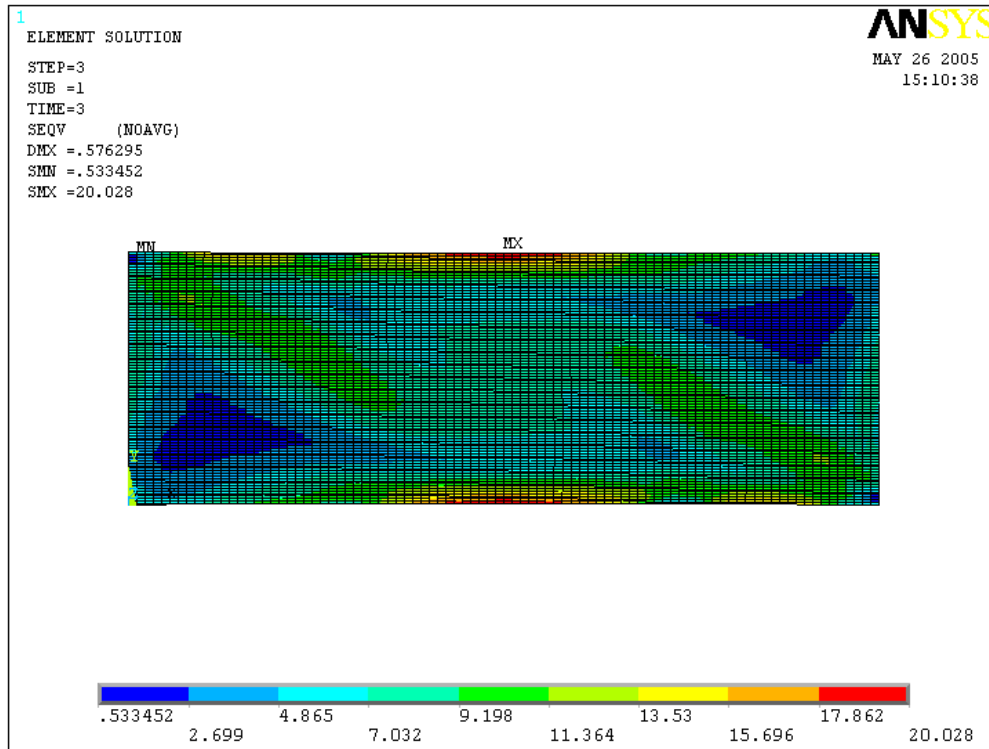


FIG. 4.11 – Tensões de von Mises para $F_{rv} = 9$ kN atuando no painel de chapa lisa

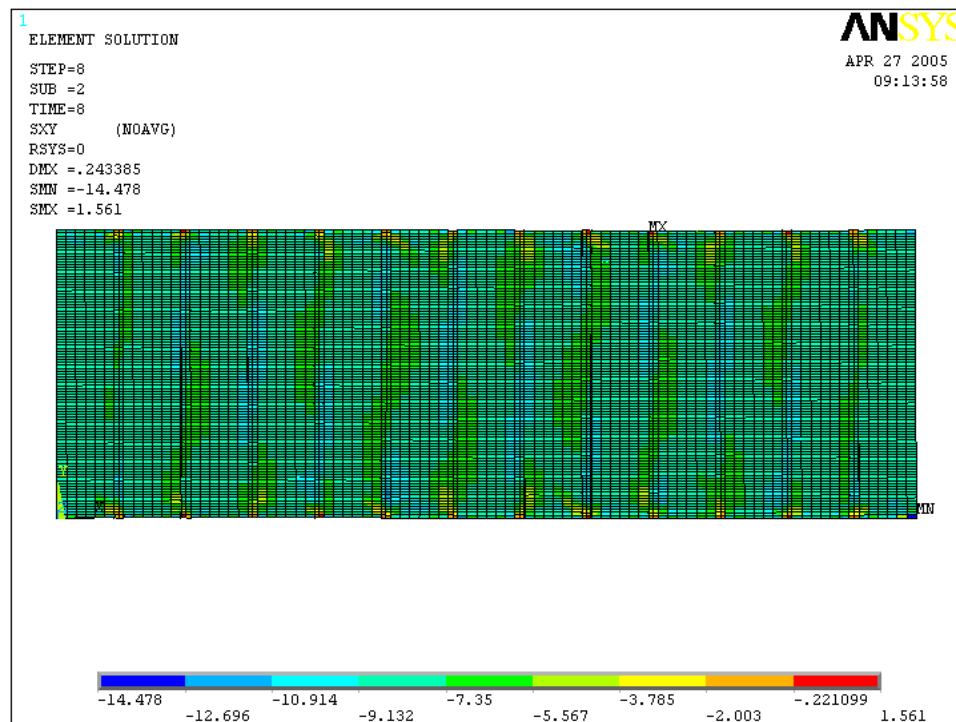


FIG. 4.12 – Tensões de Cisalhamento τ_{xy} para $F_{rv} = 24$ kN atuando no painel de chapa corrugada

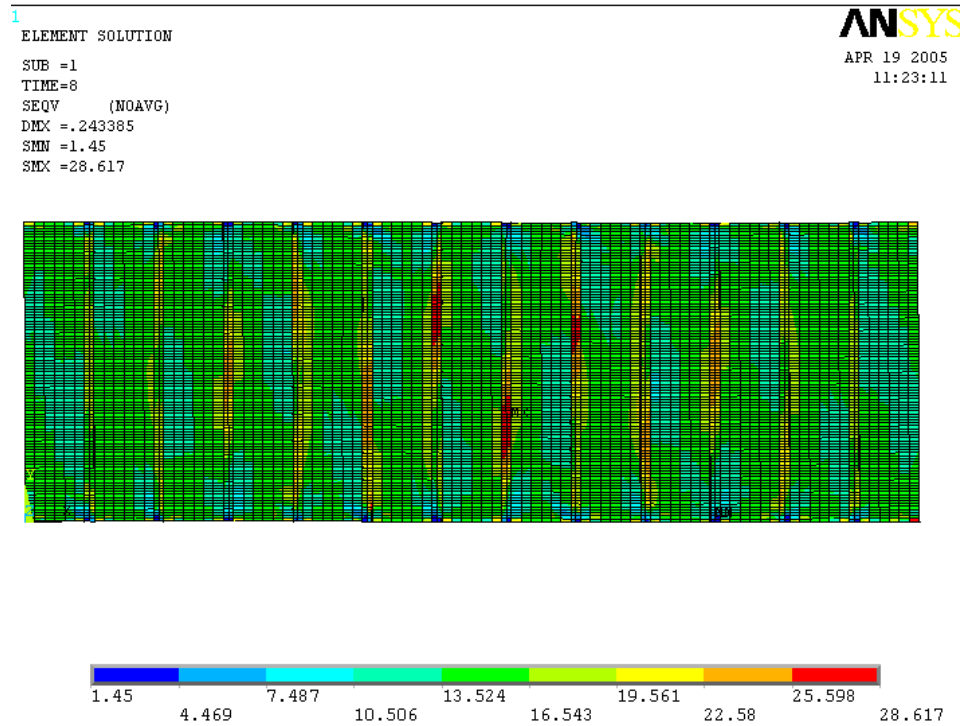


FIG. 4.13 – Tensões de von Mises para $F_{rv} = 24$ kN atuando no painel de chapa corrugada

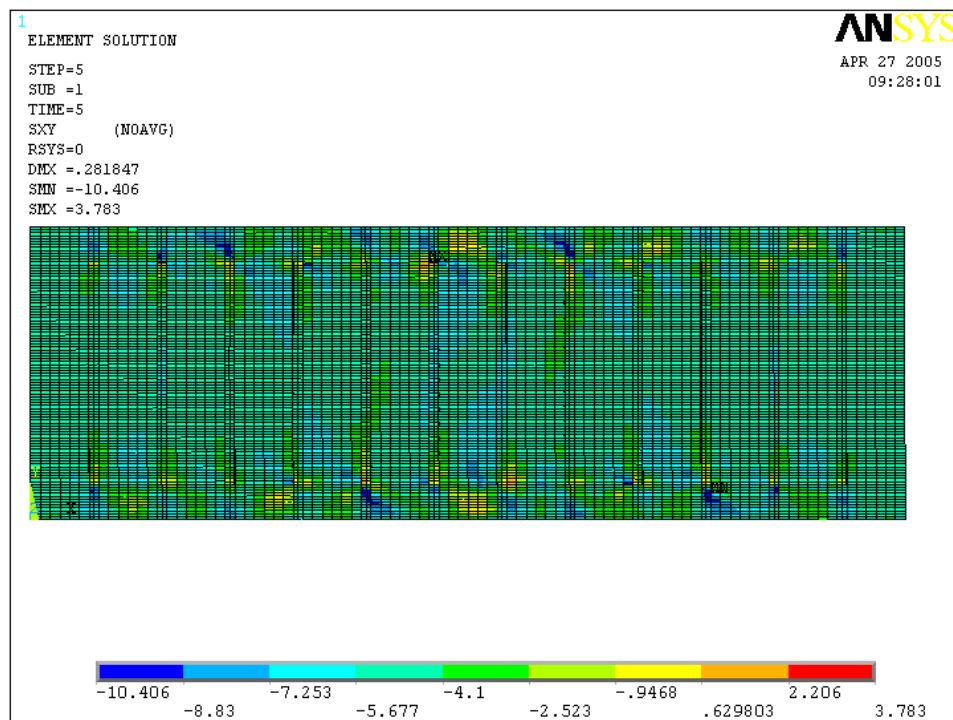


FIG. 4.14 – Tensões de Cisalhamento τ_{xy} para $F_{rv} = 15$ kN atuando no painel parcialmente corrugado

1
 ELEMENT SOLUTION
 STEP=5
 SUB =1
 TIME=5
 SEQV (NOAVG)
 DMX =.281847
 SMN =.369174
 SMX =27.611

ANSYS
 APR 19 2005
 11:17:28

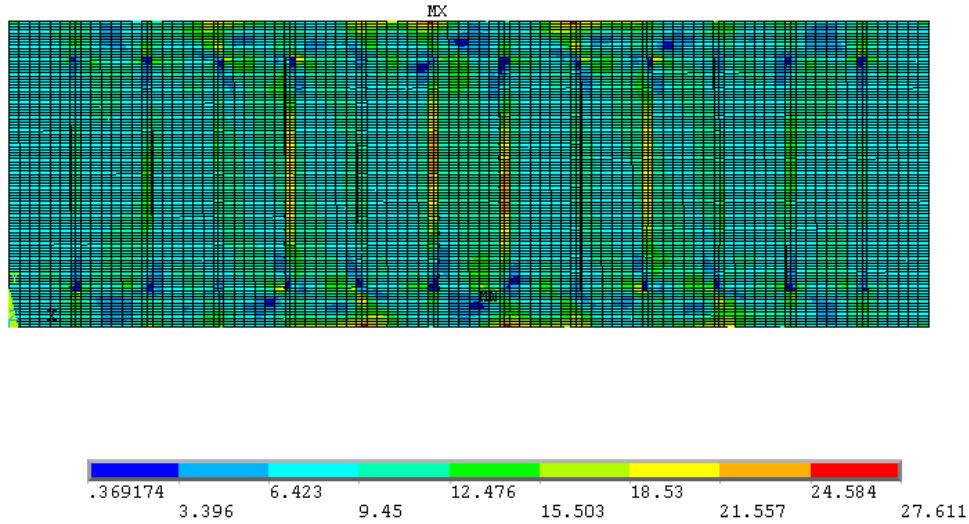


FIG. 4.15 – Tensões de von Mises para $F_{rv} = 15$ kN atuando no painel parcialmente corrugado

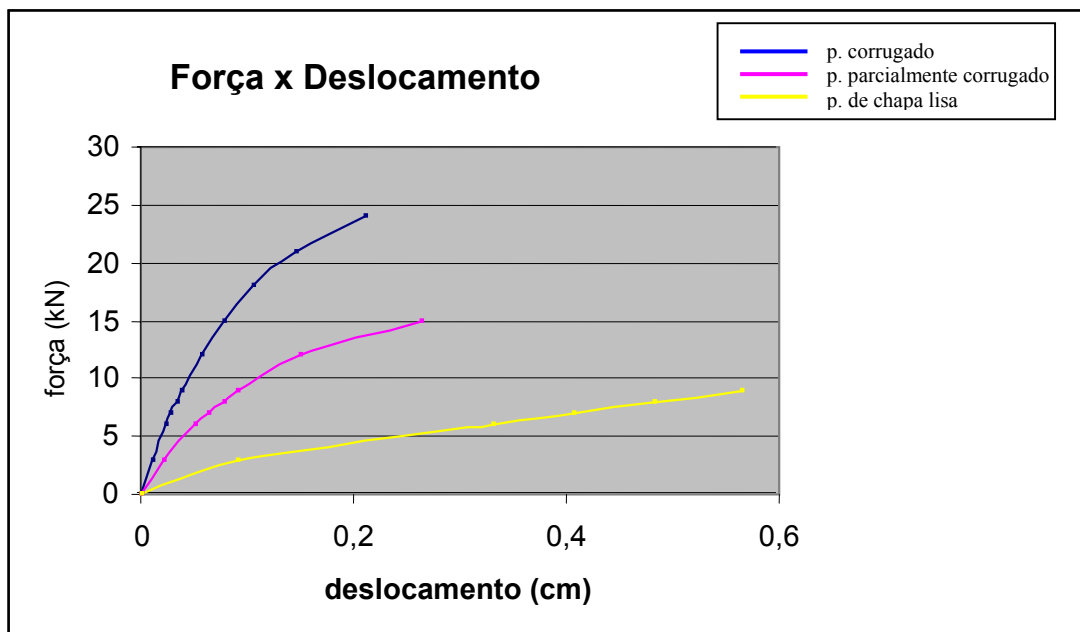


FIG. 4.16 – Força x deslocamento perpendicular ao plano do painel

4.3.1.3 Análise dos resultados

Painel de chapa lisa

Por meio da análise numérica realizada, obtem-se a seguinte tensão crítica de flambagem elástica:

F_{vr} inicialmente aplicada = 1 kN

Fator multiplicador para o primeiro modo de flambagem = 3,600 (TABELA 4.3)

Carga crítica de flambagem elástica = 1 kN x 3,600 = 3,6 kN

$$\text{Tensão crítica de flambagem elástica} = \sigma_{cr} = \frac{3,6 \text{ kN}}{0,1 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}} = 1,20 \text{ kN/cm}^2$$

Utilizando a teoria existente obtemos a seguinte tensão crítica de flambagem elástica:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (4.1)$$

$$\sigma_{cr} = k\sigma_e \quad (4.2)$$

sendo que para tensões de cisalhamento uniformemente distribuidas

$$k = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} \quad \text{para } \alpha \geq 1 \quad (4.3)$$

$$k = 4,00 + \frac{5,34}{\alpha^2} \quad \text{para } \alpha < 1 \quad (4.4)$$

onde

b = altura do painel

a = comprimento do painel

$$\alpha = a/b \quad (4.5)$$

Substituindo os dados do modelo utilizado:

$$E = 20500 \text{ kN/cm}^2, \nu = 0,3, t = 0,1 \text{ cm}, a = 90 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm},$$

obtem-se,

$$\sigma_e = 0,206 \text{ kN/cm}^2$$

$$k = 5,784$$

$$\text{Tensão crítica de flambagem elástica} = \sigma_{cr} = 1,19 \text{ kN/cm}^2$$

Assim, a precisão da análise numérica é excelente para este caso.

Comparando-se o valor da carga de flambagem elástica de 3,6 kN com a carga última obtida na análise inelástica de 9,0 kN, pode-se concluir que o colapso da chapa ocorre no regime inelástico, após a carga de flambagem elástica ser atingida.

O fato da chapa, mesmo após ter atingido sua carga de flambagem elástica, continuar a apresentar resistência crescente é explicado pelo comportamento pós flambagem de chapas esbeltas. Mesmo sem a presença de enrijecedores transversais, na análise numérica realizada, o painel desenvolveu campos de tração, conforme se pode observar na Fig 4.17, que apresenta a distribuição das tensões principais (de tração) σ_1 .

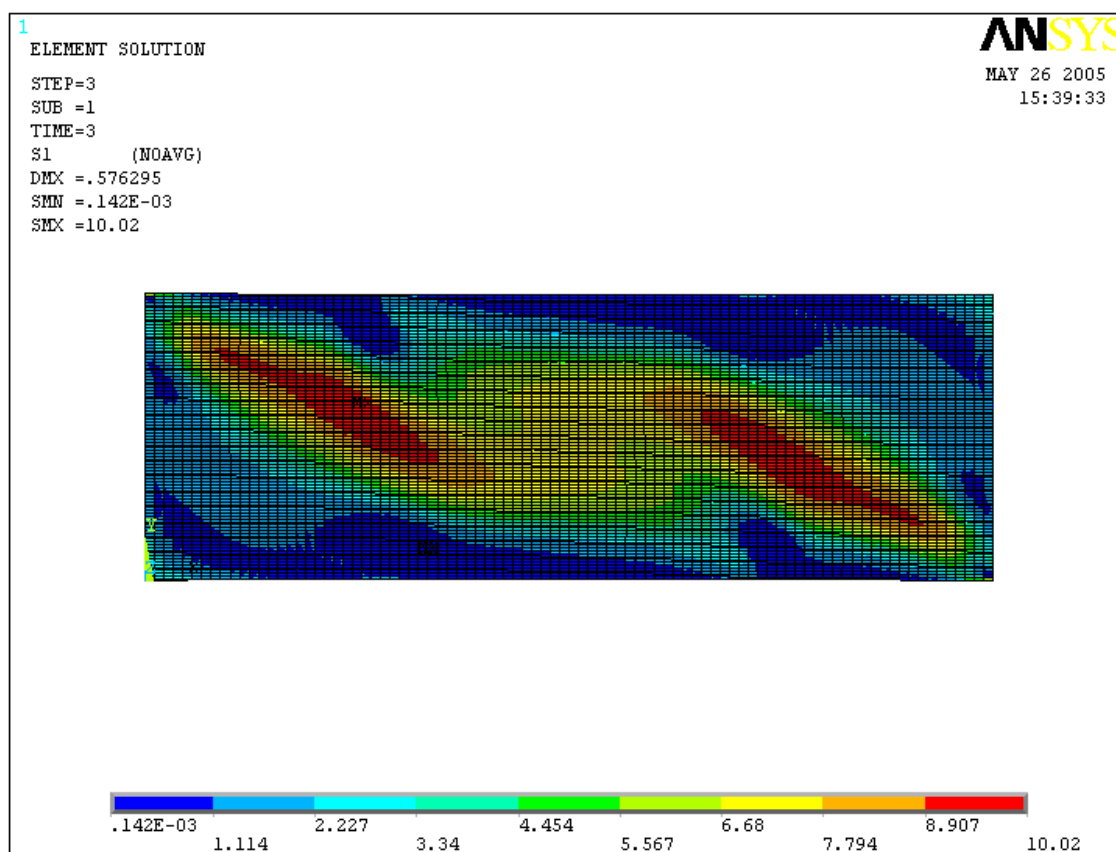
Painel de chapa corrugada

Comparando-se o valor de 45,652 kN referente à carga crítica de flambagem obtida na análise elástica (Tabela 4.3) com limite de 24 kN obtido na análise inelástica, pode-se concluir que o colapso deste tipo de painel ocorre no regime inelástico, antes de ser atingida a carga de flambagem elástica.

Na Tabela 4.4 compara-se o valor obtido pela análise numérica com os valores obtidos por meio das formulações apresentadas no item 3.8 (Teoria e dimensionamento de chapas corrugadas).

TABELA 4.4 – Cargas últimas para tensões de cisalhamento uniforme

Formulação utilizada	Carga ultima (kN)	Valor Teorico/ Análise numérica
Hlavacek	34,18	1,42
EUROCODE	33,46	1,39
Easley e MacFarland	30,02	1,25
Elgaaly, Hamiltom e Shhadri	26,35	1,10
Análise Numérica	24	1,00
DASSt-Ri-015	18,24	0,76

FIG. 4.17 – Tensões principais de tração σ_1 para $F_{rv} = 9$ kN

4.3.2 Painéis submetidos a compressão simples

Na FIG. 4.18 mostra-se o carregamento aplicado e as condições de contorno no plano. As bordas têm deslocamento impedido na direção perpendicular ao plano do painel.

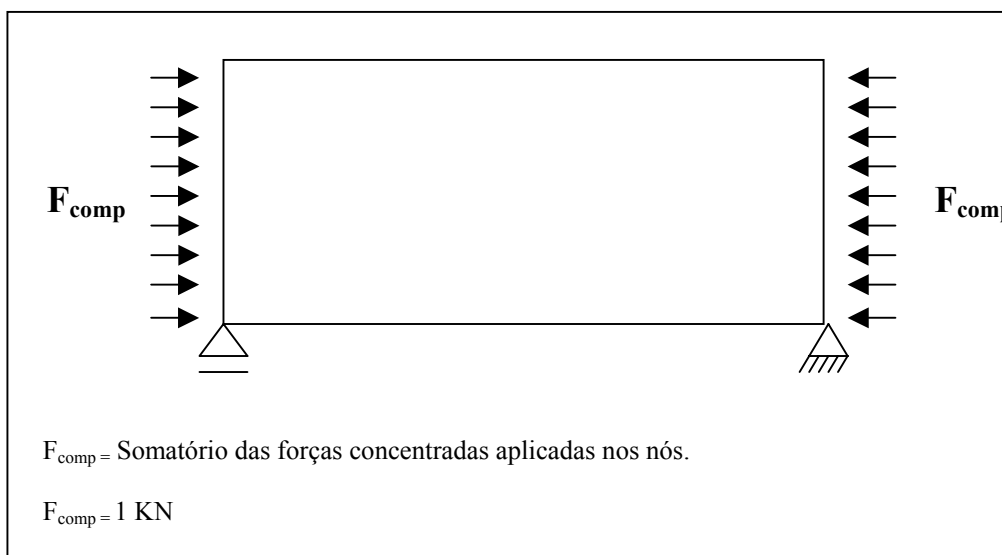


FIG. 4.18 – Carregamento aplicado aos painéis

4.3.2.1 Resultados da análise de flambagem elástica

Na tabela 4.5 e nas figuras 4.19 a 4.21 são apresentados os resultados obtidos nas análises de flambagem elástica para os três tipos de painéis.

Tabela 4.5 – Coeficientes multiplicadores, λ , para os modos de flambagem

Coeficientes multiplicadores para os 5 primeiros modos de flambagem	Painél Tipo L	Painél Tipo C	Painél Tipo CP
1º modo	2,470	12,949	9,823
2º modo	2,681	12,963	9,823
3º modo	2,898	14,383	13,663
4º modo	3,174	14,482	13,664
5º modo	3,862	15,246	15,272

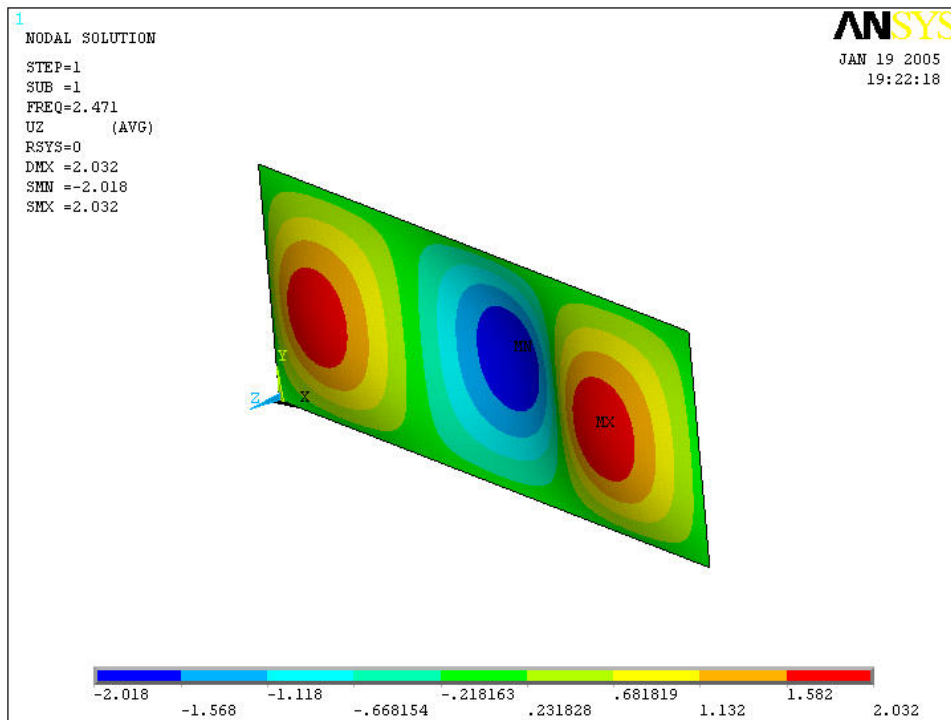
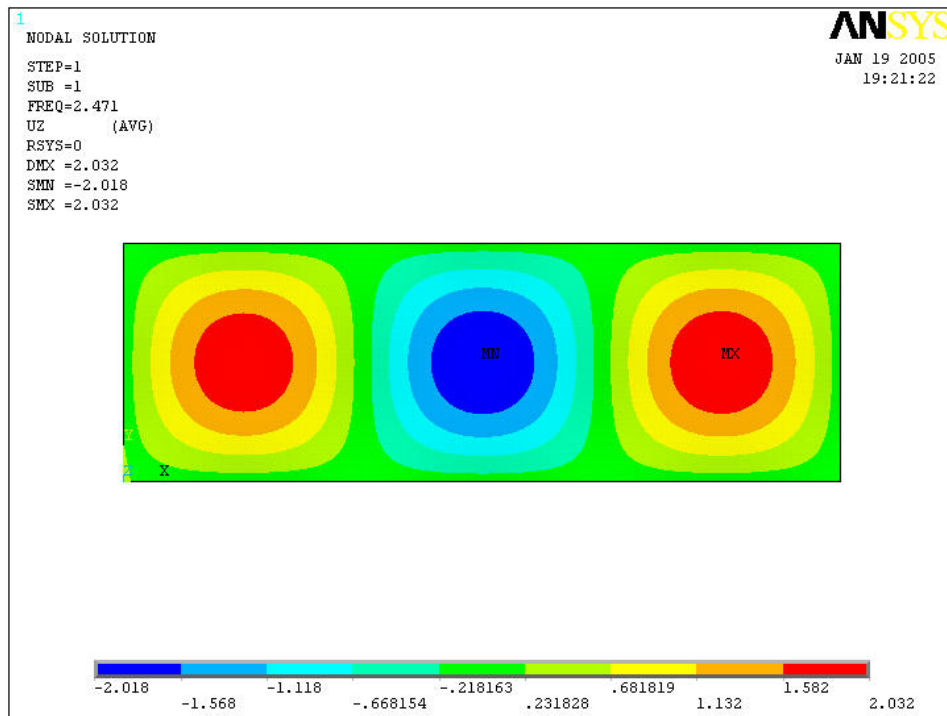


FIG. 4.19 – Superfície de flambagem para o painel de chapa lisa
(1º modo de flambagem)

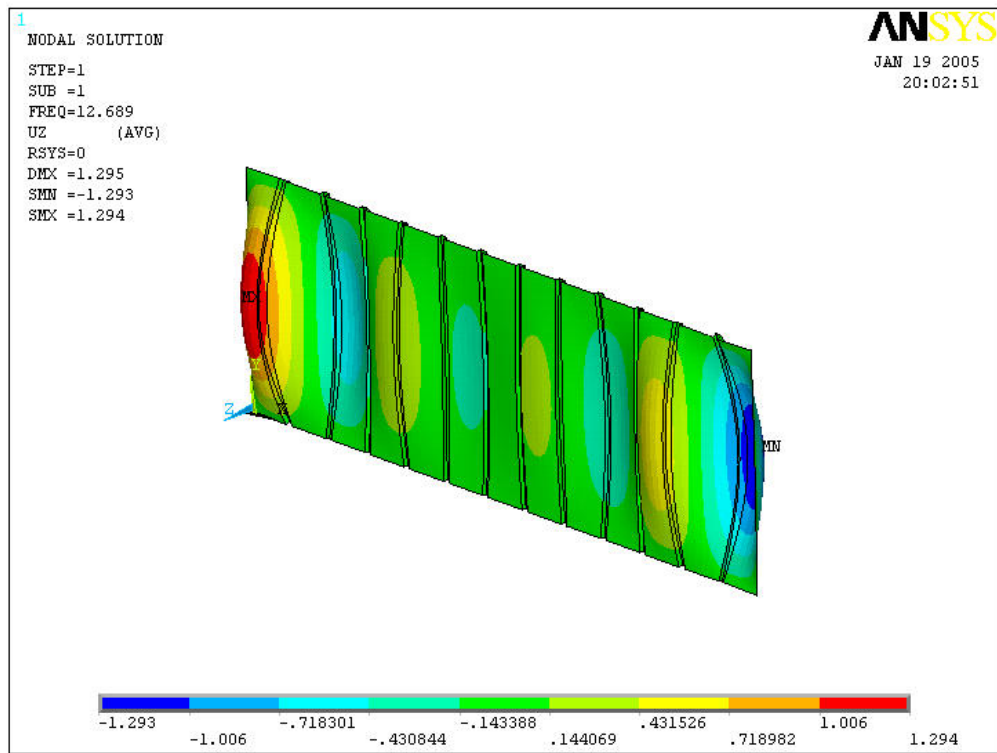
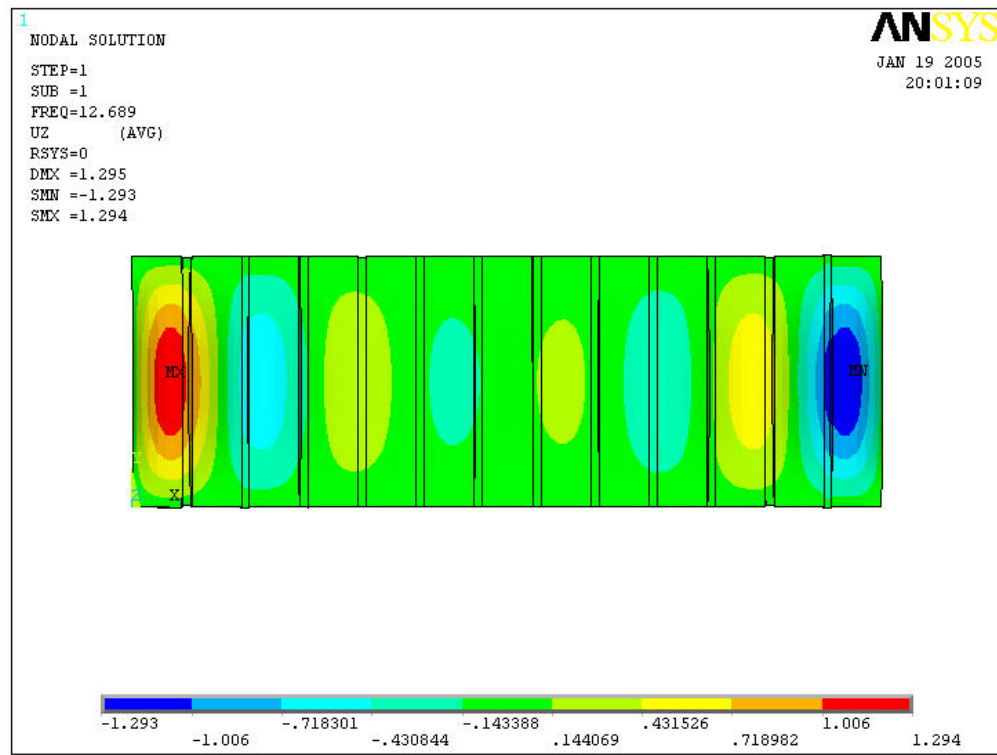


FIG. 4.20 – Superfície de flambagem para o painel corrugado
(1º modo de flambagem)

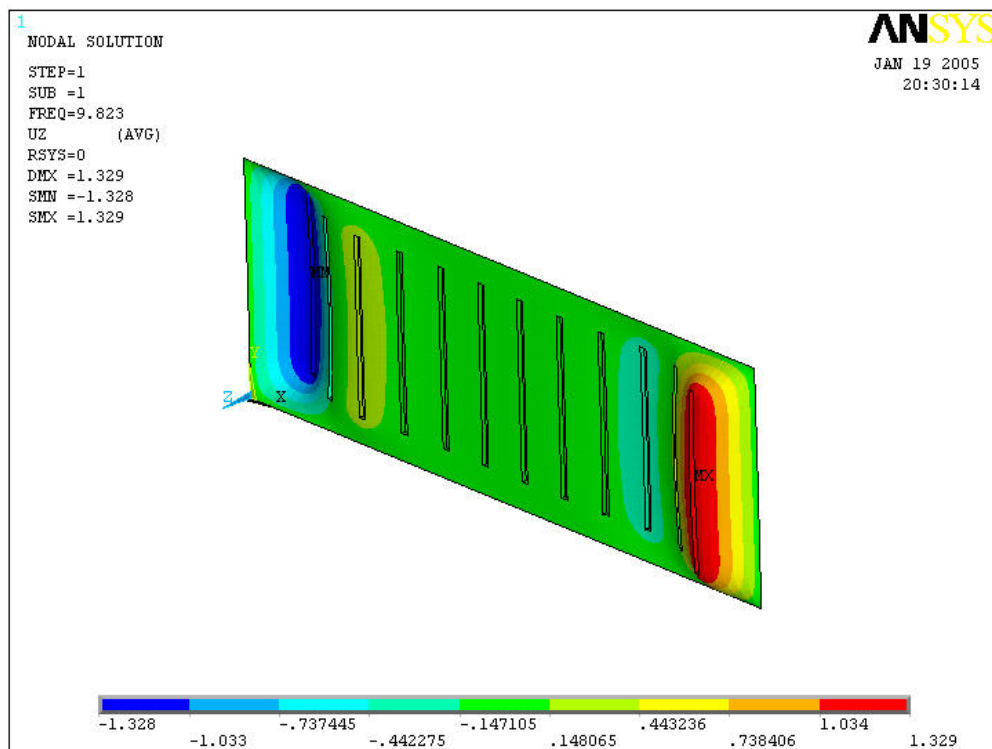
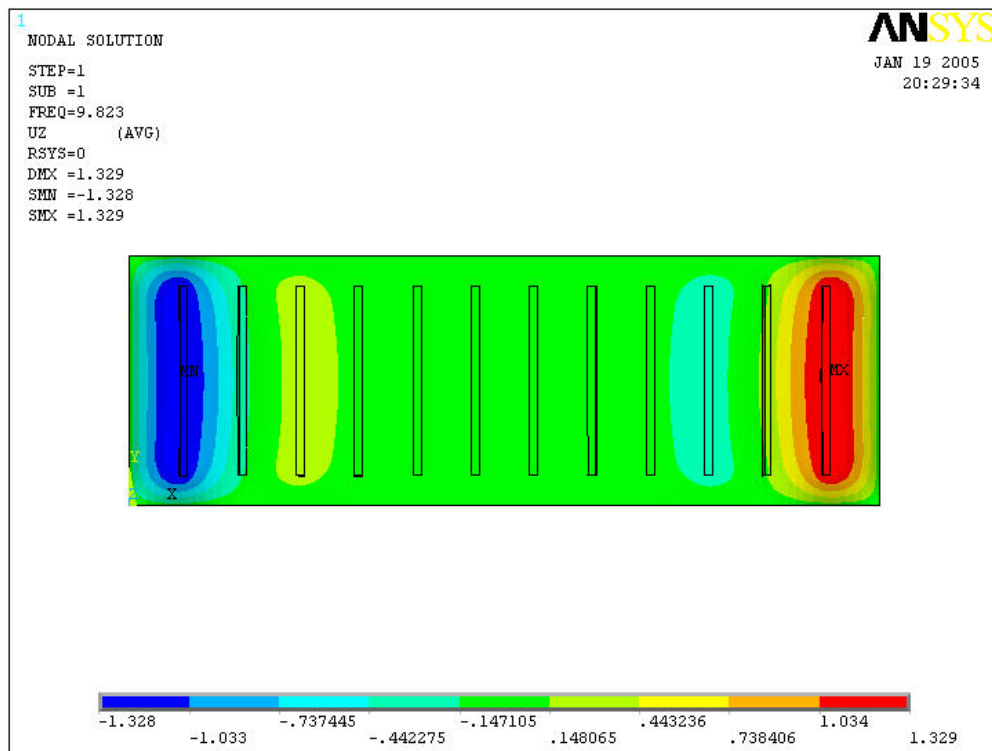


FIG. 4.21 – Superfície de flambagem para o painel parcialmente corrugado
(1º modo de flambagem)

4.3.2.2 Resultados da análise inelástica

Na análise inelástica, foram aplicados deslocamentos horizontais graduais nas bordas verticais dos painéis até que a carga última fosse atingida. Para se obter o valor da carga correspondente ao deslocamento aplicado basta somar as forças nos nós em uma das extremidades do painel.

Para o painel com chapa corrugada a carga última obtida foi de 5,39 kN e para o painel parcialmente corrugado esta carga foi de 14,02 kN. Para o painel de chapa lisa a máxima carga atingida foi de 15,28 kN com um deslocamento de 0,0546 cm.

Nas figuras 4.22 a 4.28 apresentam-se os principais resultados das análises para os três tipos de painel.

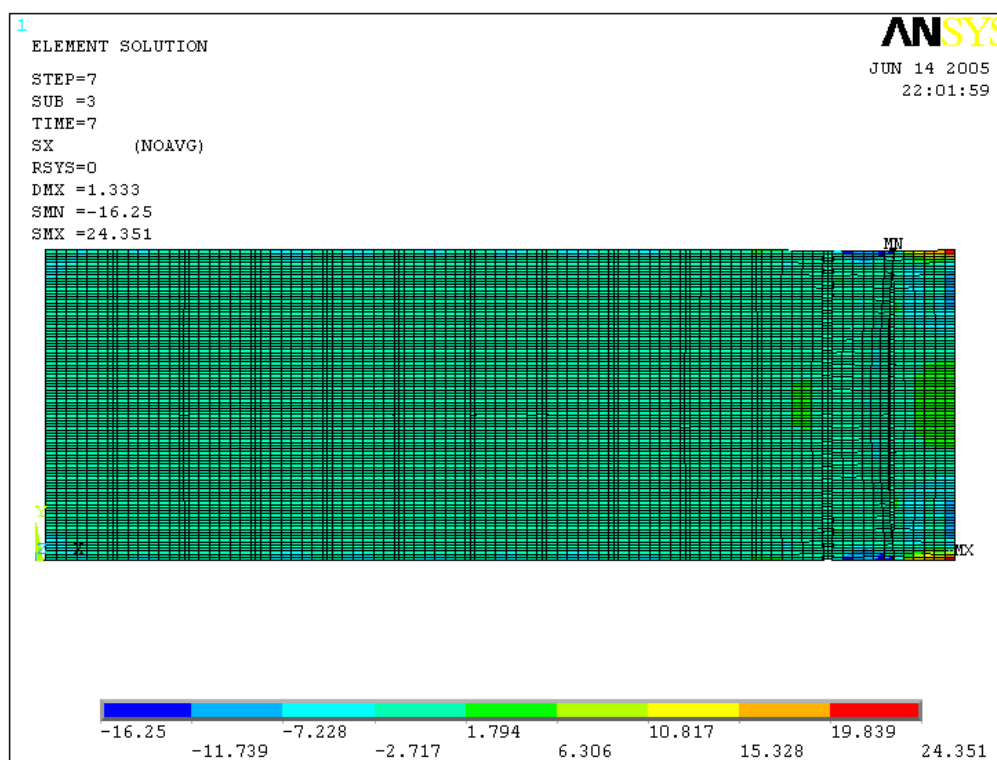


FIG. 4.22 – Tensões de Compressão σ_x para $F_{comp} = 5,39$ kN atuando no painel de chapa corrugada

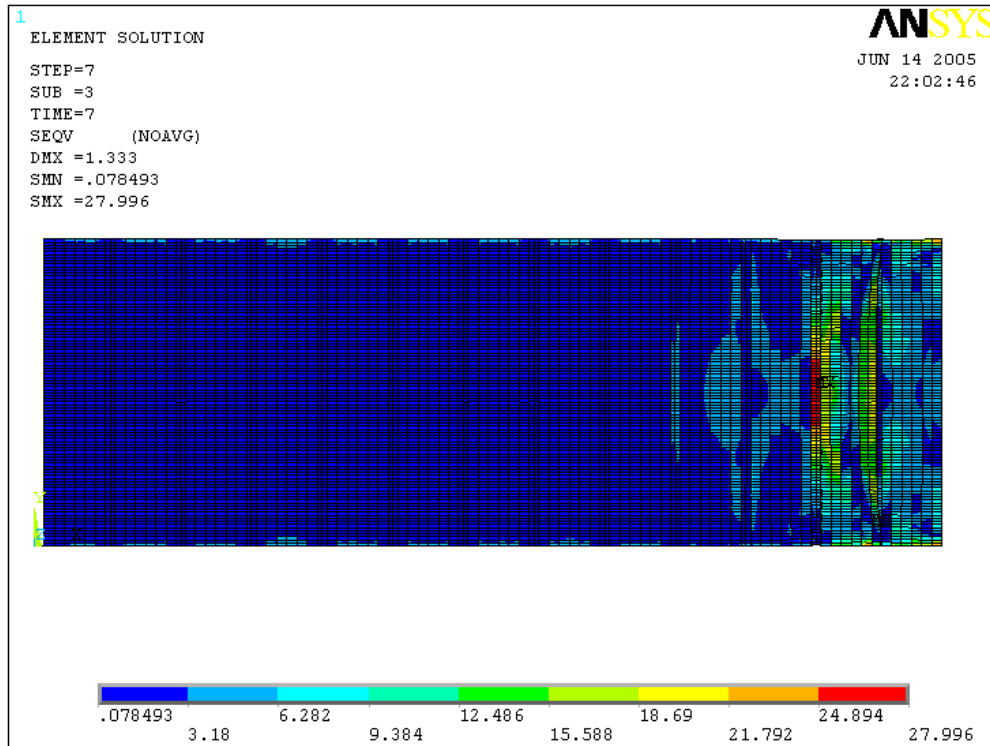


FIG. 4.23 – Tensões de von Mises para $F_{\text{comp}} = 5,39 \text{ kN}$ atuando no painel de chapa corrugada

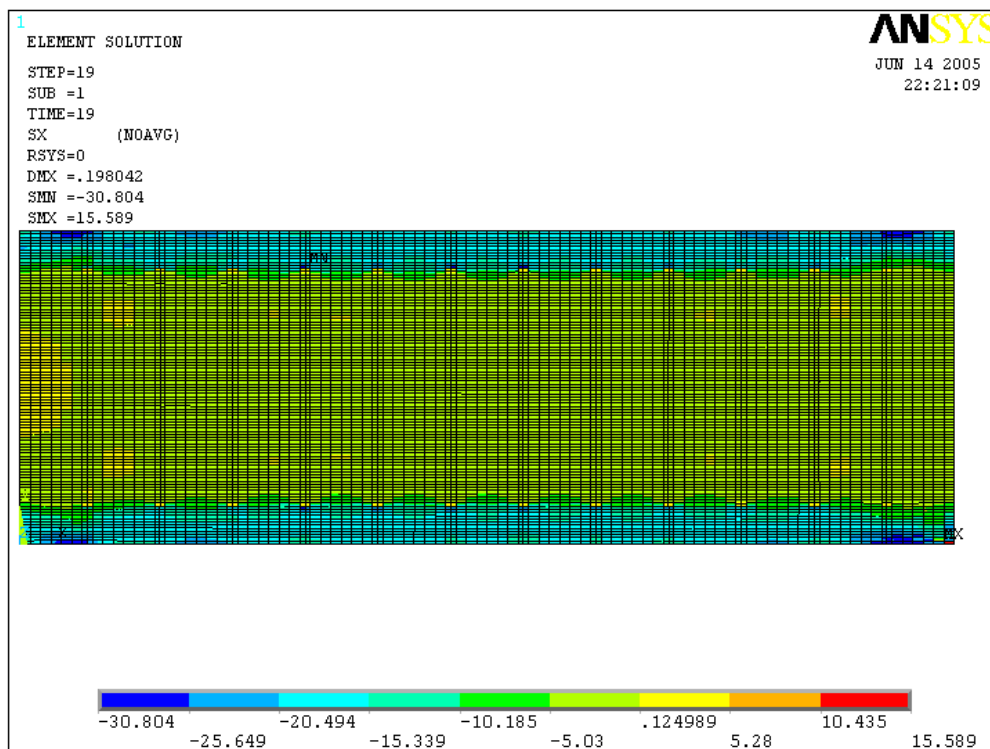


FIG. 4.24 – Tensões de Compressão σ_x para $F_{\text{comp}} = 14,02 \text{ kN}$ atuando no painel parcialmente corrugado

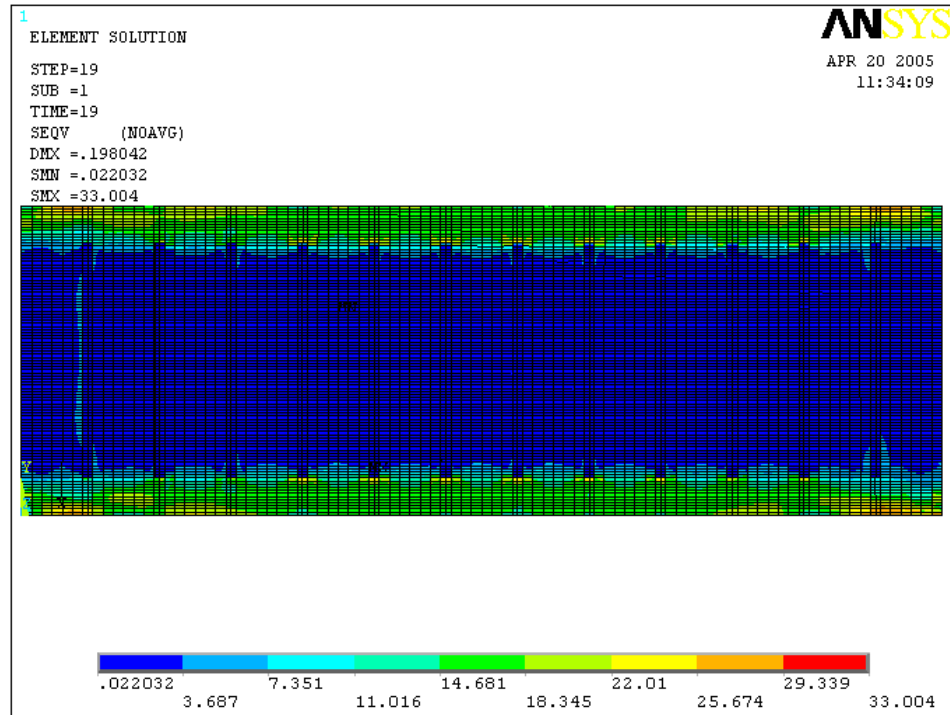


FIG. 4.25 – Tensões de von Mises para $F_{\text{comp}} = 14,02$ kN atuando no painel parcialmente corrugado

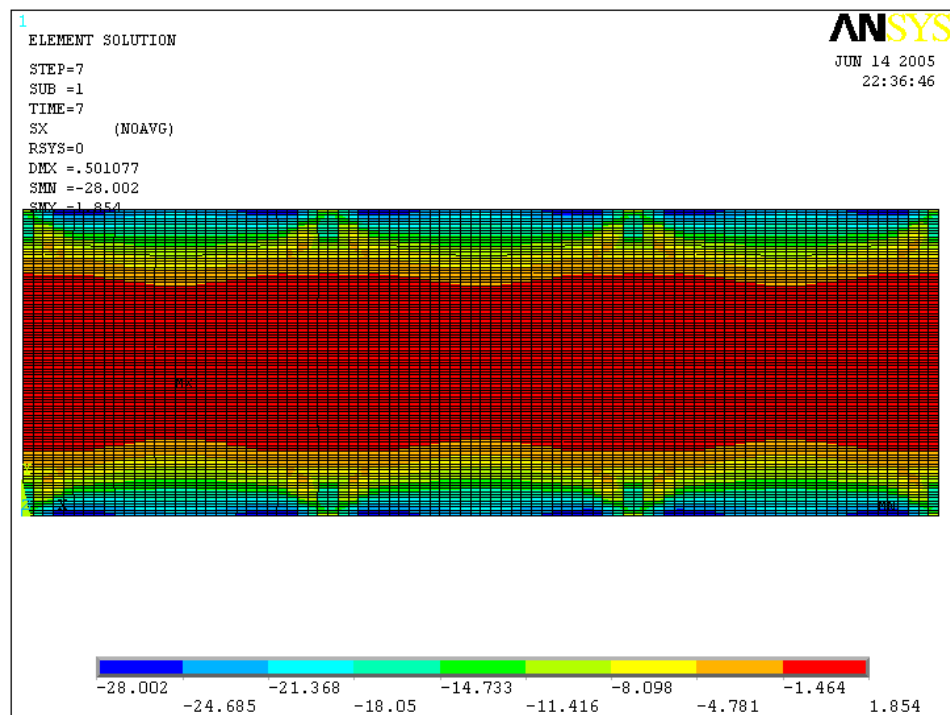


FIG. 4.26 – Tensões de Compressão σ_x para $F_{\text{comp}} = 15,28$ kN atuando no painel de chapa lisa

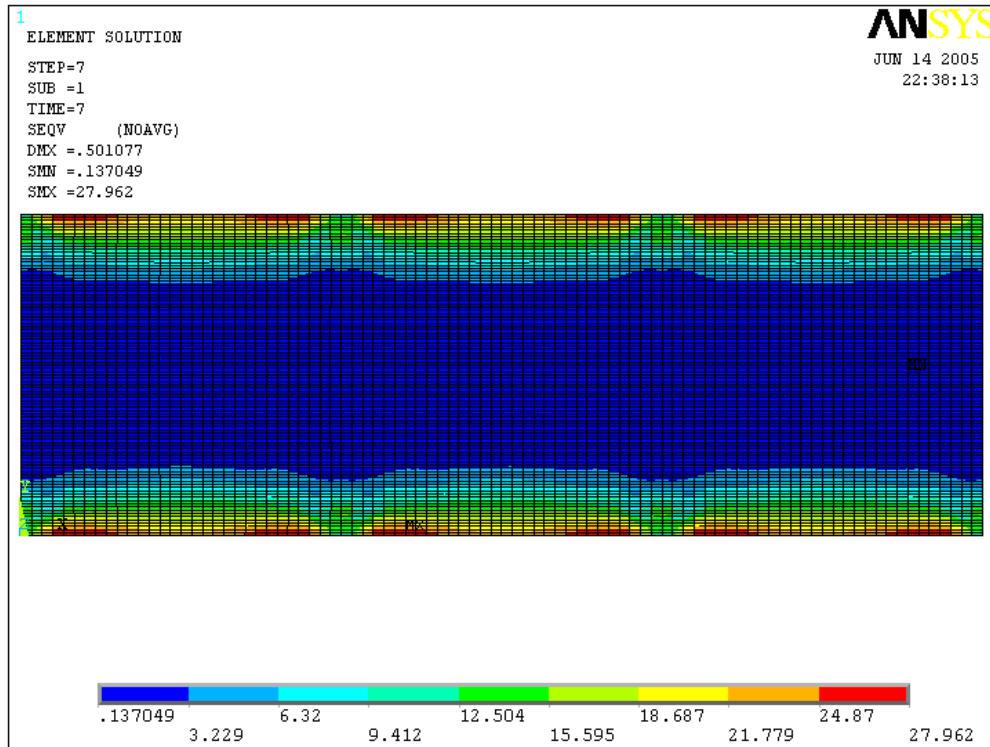


FIG. 4.27 – Tensões de von Mises para $F_{\text{comp}} = 15,28$ kN atuando no painel de chapa lisa

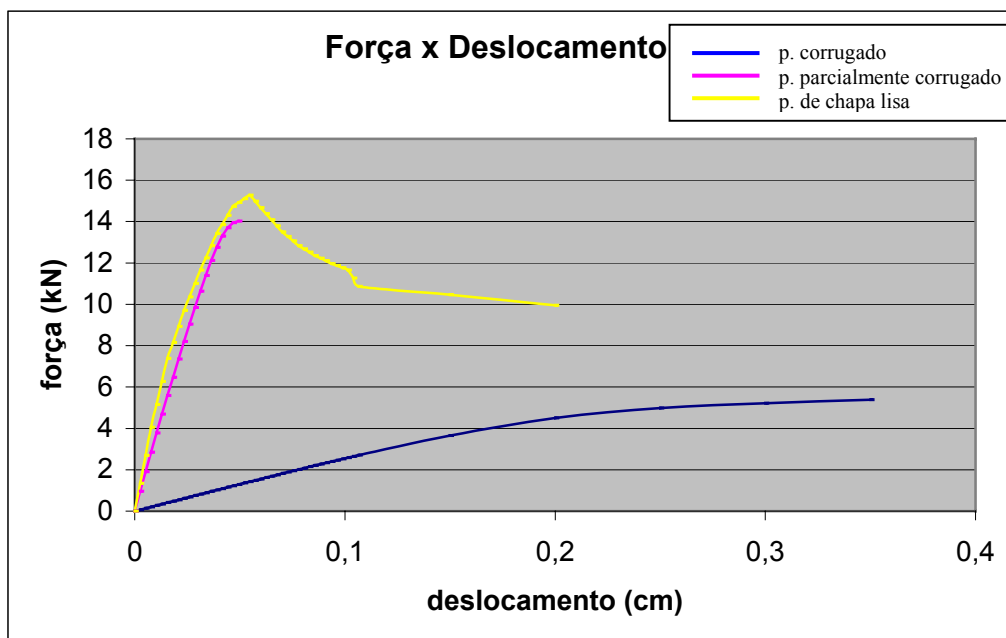


FIG. 4.28 – Força x deslocamento longitudinal do painel

4.3.2.3 Análise dos resultados

Painel de chapa lisa

Por meio da análise numérica realizada, obtem-se a seguinte tensão crítica de flambagem elástica:

F_{comp} inicialmente aplicada = 1 kN

Fator multiplicador para o primeiro modo de flambagem = 2,470 (TABELA 4.5)

Carga crítica de flambagem elástica = 1 kN x 2,470 = 2,470 kN

$\text{Tensão crítica de flambagem elástica} = \sigma_{cr} = \frac{2,47 \text{ kN}}{0,1 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}} = 0,823 \text{ kN/cm}^2$

Utilizando a teoria existente obtemos a seguinte tensão crítica de flambagem elástica:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (4.6)$$

$$\sigma_{cr} = k\sigma_e \quad (4.7)$$

sendo $k = 4,00$ para tensões de compressão uniformes com $a > b$

onde

b = altura do painel

a = comprimento do painel

Substituindo os dados do modelo utilizado:

$$E = 20500 \text{ kN/cm}^2, \nu = 0,3, t = 0,1 \text{ cm}, a = 90 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}$$

obtem-se

$\text{Tensão crítica de flambagem elástica} = \sigma_{cr} = 0,824 \text{ kN/cm}^2$

Assim, a precisão da análise numérica é excelente para este caso.

Para se obter a carga última, levando em consideração a resistência pós-flambagem, adotam-se os critérios da NBR 14762 (2001) – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

$$\lambda_p = (b/t) / [0,95(kE/\sigma)^{0,5}] \quad (4.8)$$

onde

λ_p é o índice de esbelteza reduzido do elemento; para $\lambda_p \leq 0,673$ a largura efetiva é a própria largura do elemento;

b é a largura do elemento;

k é o coeficiente de flambagem local;

σ é a tensão normal de compressão;

E é o módulo de elasticidade.

Fazendo a tensão de compressão igual a tensão de escoamento obtém-se

$$\lambda_p = (30 \text{ cm} / 0,1 \text{ cm}) / [0,95(4 \cdot 20500 \text{ kN/cm}^2 / 28,0)^{0,5}] = 5,835$$

$$b_{ef} = b(1 - 0,22/\lambda_p) / \lambda_p \leq b \quad (4.9)$$

onde

b_{ef} é a largura efetiva do elemento

$$b_{ef} = 30 \text{ cm} (1 - 0,22/5,835) / 5,835 = 4,948 \text{ cm} < b$$

Força normal de compressão - $N_c = \sigma \cdot b_{ef} \cdot t_w = 13,85 \text{ kN}$

Pelo Método do Elementos Finitos foi obtido um valor de N_c igual a 15,28 kN, 10,3% superior ao obtido com base na NBR 14762 (2001).

Painel de chapa corrugada

Comparando-se o valor de 12,949 kN referente à carga crítica de flambagem obtida na análise elástica (Tabela 4.5) com a carga última de 5,39 kN obtida na análise inelástica, pode-se concluir que o colapso deste tipo de painel ocorrerá no regime inelástico antes de ser atingida a carga de flambagem elástica.

Normalmente, quando utilizados em almas de vigas ou colunas, a resistência à compressão destes painéis é desprezada.

Painel parcialmente corrugado

Comparando-se o valor de 9,823 kN referente à carga crítica de flambagem obtida na análise elástica (Tabela 4.5) com a carga última de 14,02 kN obtida na análise inelástica, conclui-se que o colapso do painel ocorrerá no regime inelástico, após atingida a carga de flambagem elástica. A presença das mossas reduz a resistência à compressão, entretanto, este painel específico apresentou comportamento muito próximo ao de chapa lisa.

4.3.3 Painéis submetidos a cargas concentradas

Na FIG. 4.29 mostra-se o carregamento aplicado e as condições de contorno no plano. As bordas têm deslocamento impedido na direção perpendicular ao plano do painel.

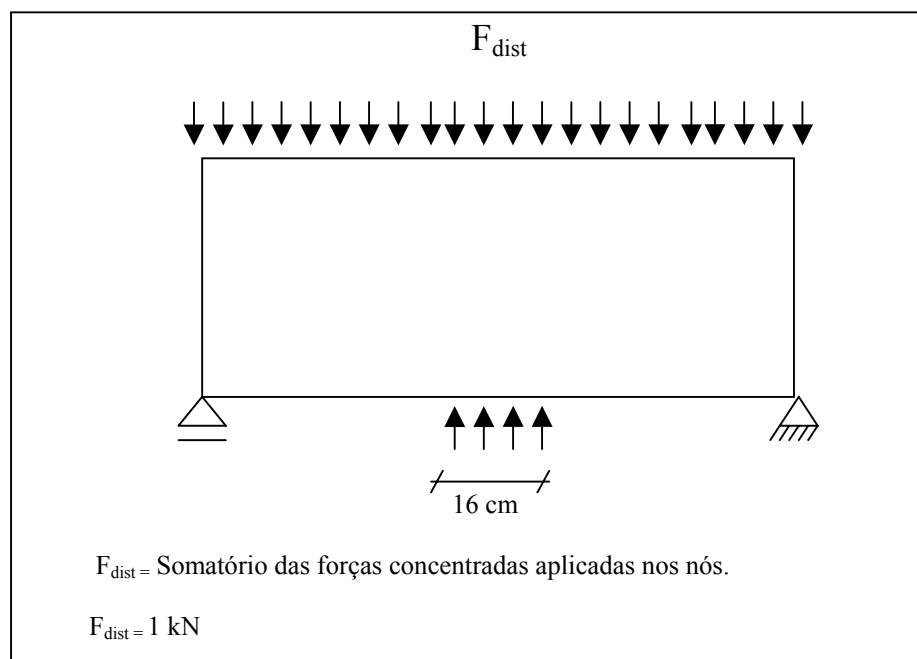


FIG. 4.29 – Carregamento aplicado nos painéis

4.3.3.1 Resultados da análise de flambagem elástica

Na tabela 4.6 e nas figuras 4.30 a 4.32 são apresentados os resultados obtidos nas análises de flambagem elástica para os três tipos de painéis.

Tabela 4.6 – Coeficientes multiplicadores para os modos de flambagem

Coeficientes multiplicadores para os 5 primeiros modos de flambagem	Painél Tipo L	Painél Tipo C	Painél Tipo CP
1º modo	1,353	28,762	6,314
2º modo	3,177	32,671	10,763
3º modo	5,040	33,271	17,472
4º modo	5,380	38,222	22,688
5º modo	5,861	44,044	22,957

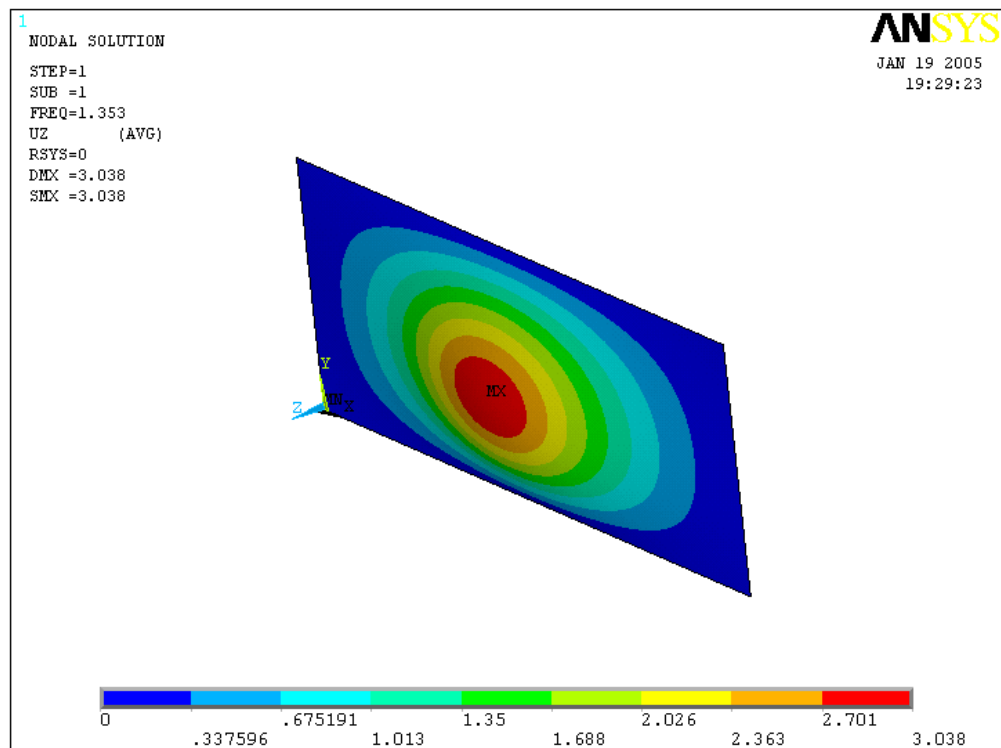
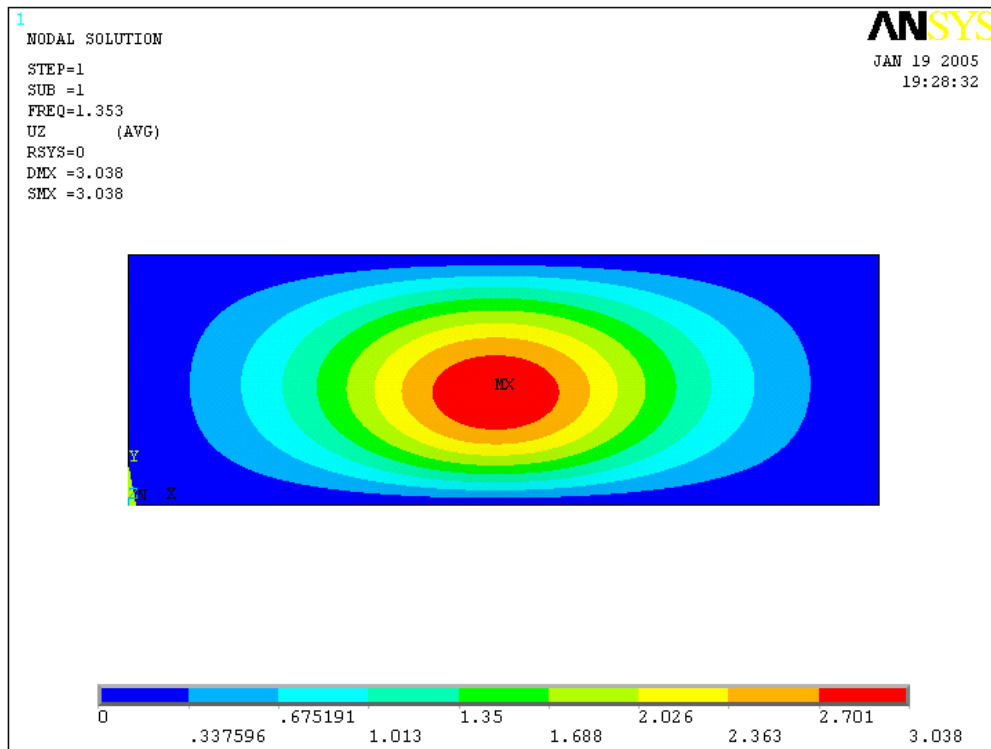


FIG. 4.30 – Superfície de flambagem para o painel de chapa lisa
(1º modo de flambagem)

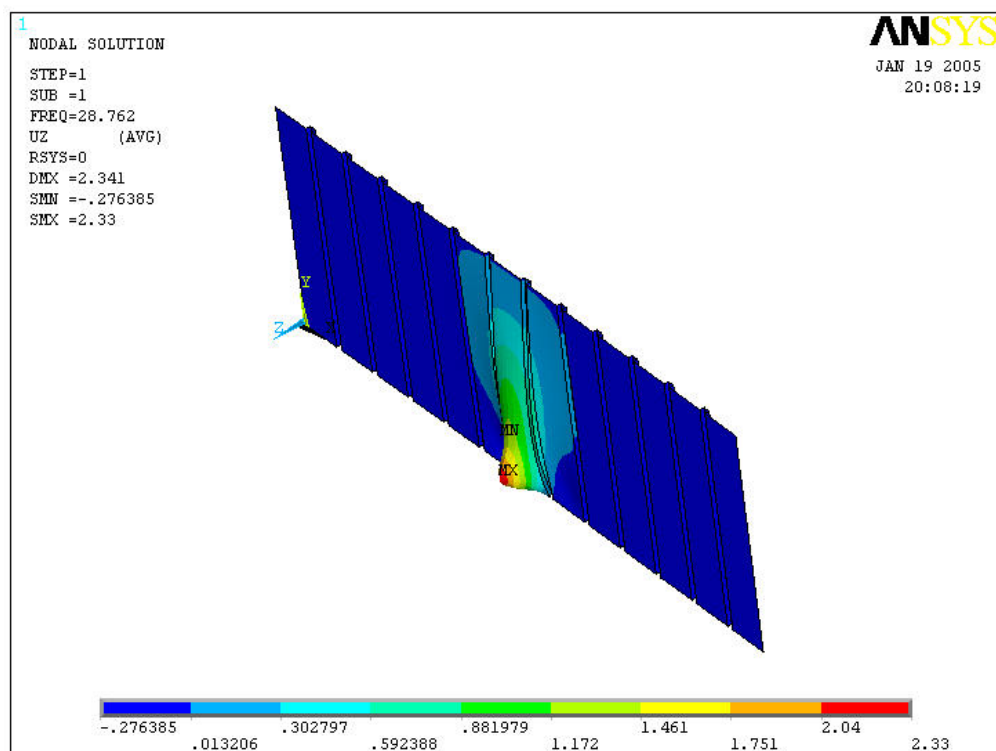
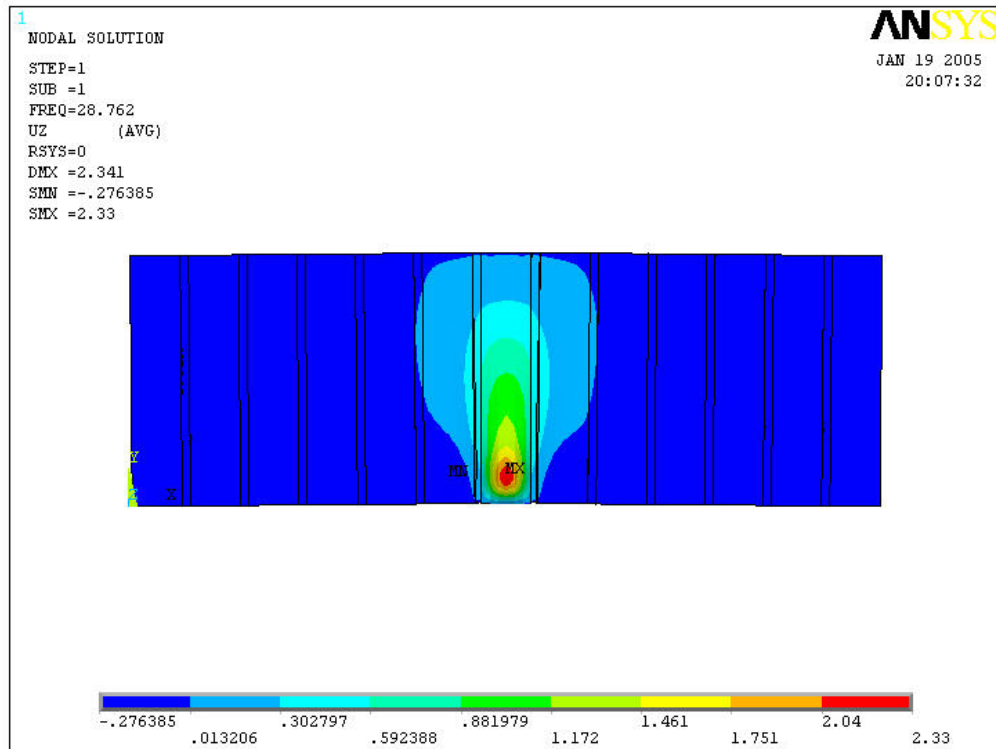


FIG. 4.31 – Superfície de flambagem para o painel corrugado
(1º modo de flambagem)

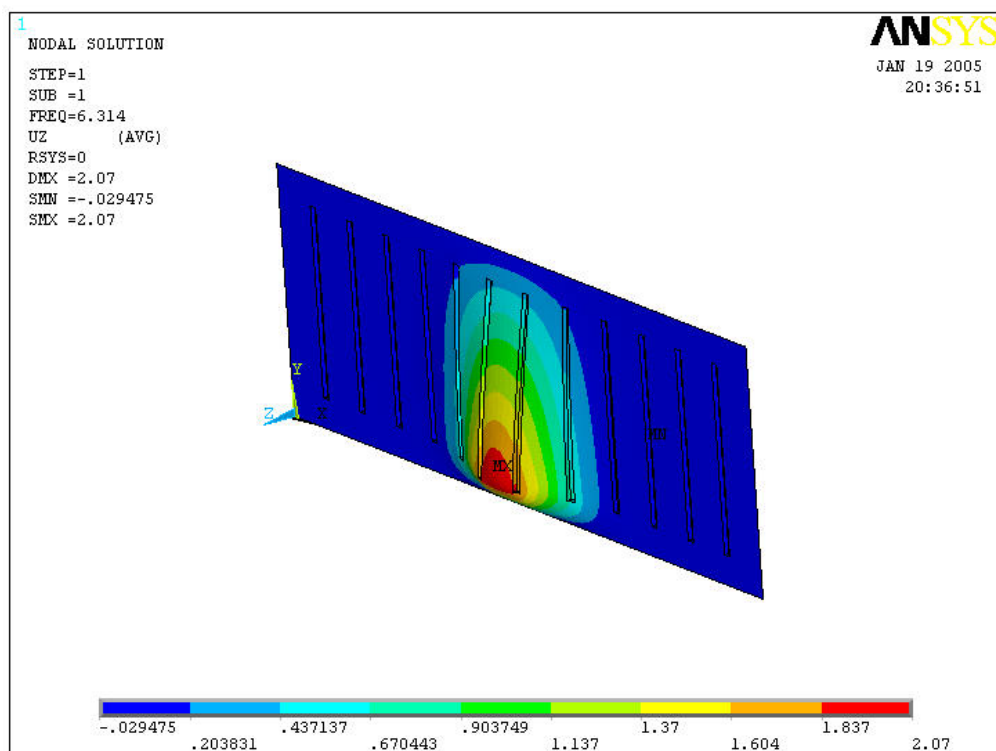
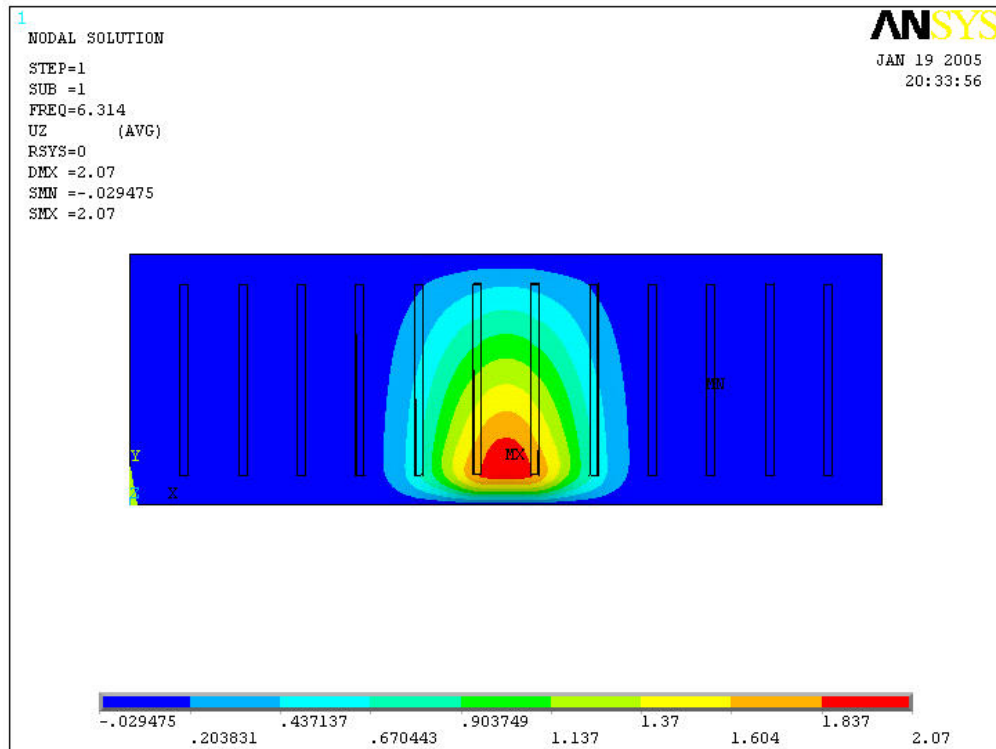


FIG. 4.32 – Superfície de flambagem para o painel parcialmente corrugado
(1º modo de flambagem)

4.3.3.2 Resultados da análise inelástica

Para os painéis com almas corrugadas e parcialmente corrugadas, na análise inelástica, foi adotada uma força distribuída F_{dist} (Fig 4.29) inicial de 1,0 kN e incrementos de cargas subsequentes com mesmo valor.

Para o painel com chapa corrugada a força resultante vertical última encontra-se entre 6,0 kN e 7,0 kN. Para o painel parcialmente corrugado esta força encontra-se entre 5,0 kN e 6,0 kN.

Nas figuras 4.22 a 4.28 apresentam-se os principais resultados das análises para os três tipos de painel.

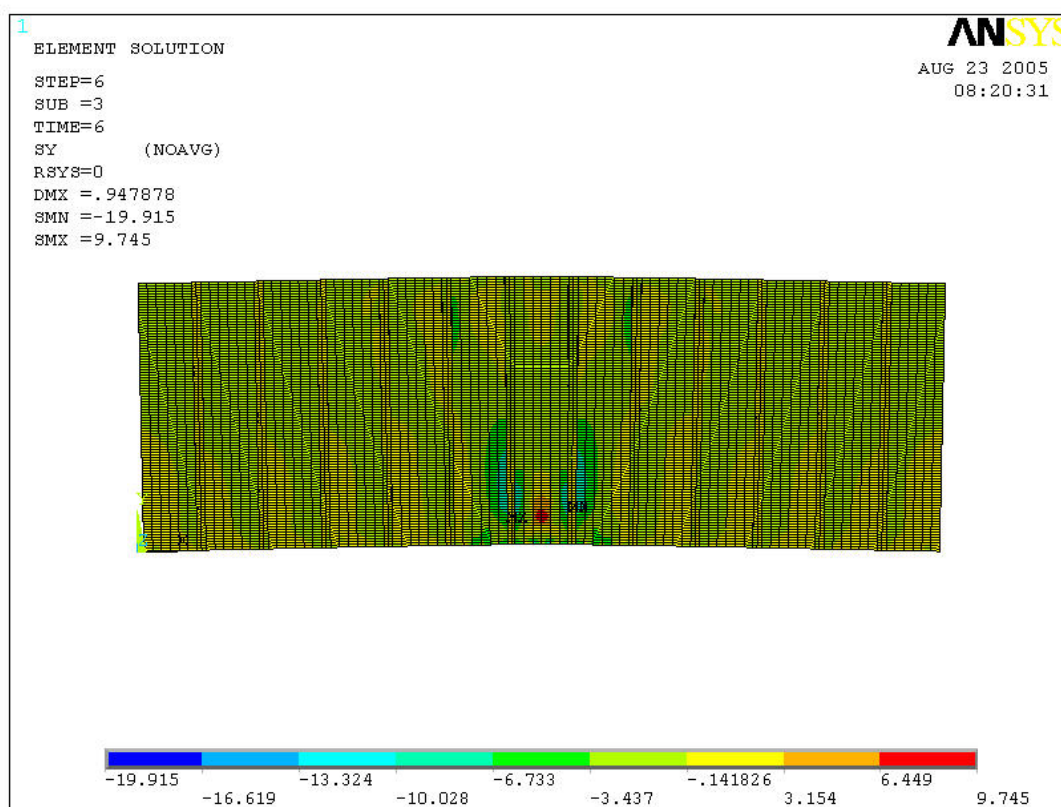


FIG. 4.33 – Tensões σ_y para $F_{\text{dist}} = 6,0$ kN atuando no painel de chapa corrugada

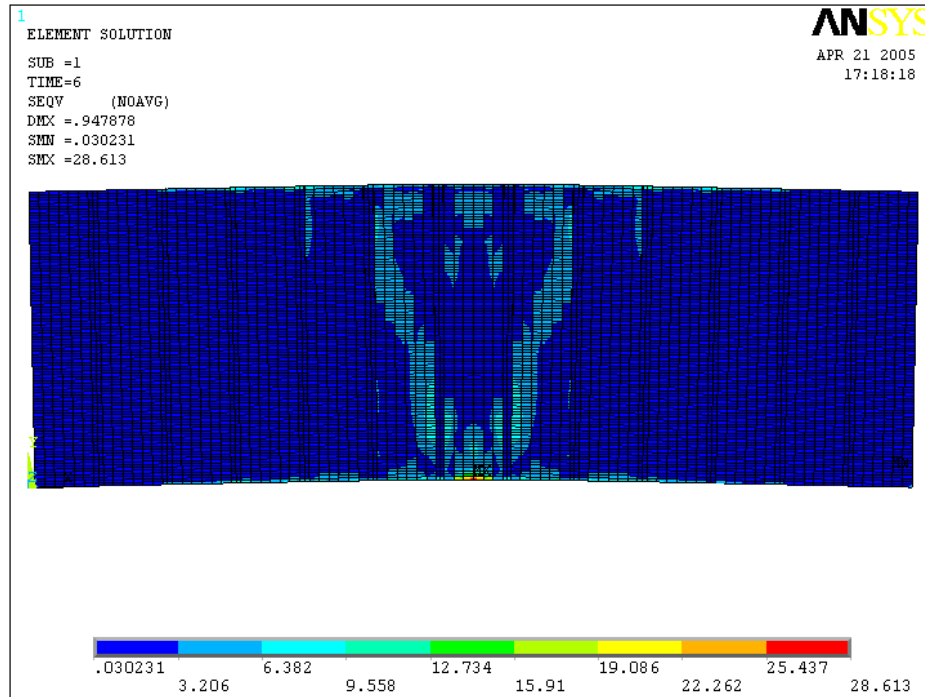


FIG. 4.34 – Tensões de von Mises para $F_{\text{dist}} = 6,0$ kN atuando no painel de chapa corrugada

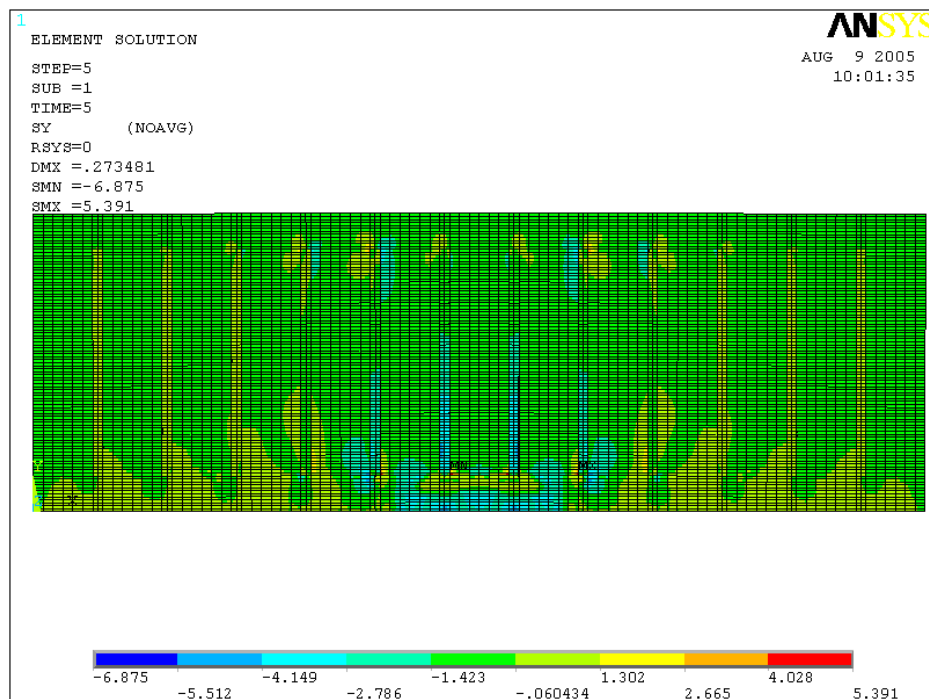


FIG. 4.35 – Tensões σ_y para $F_{\text{dist}} = 5,0$ kN atuando no painel de chapa parcialmente corrugada

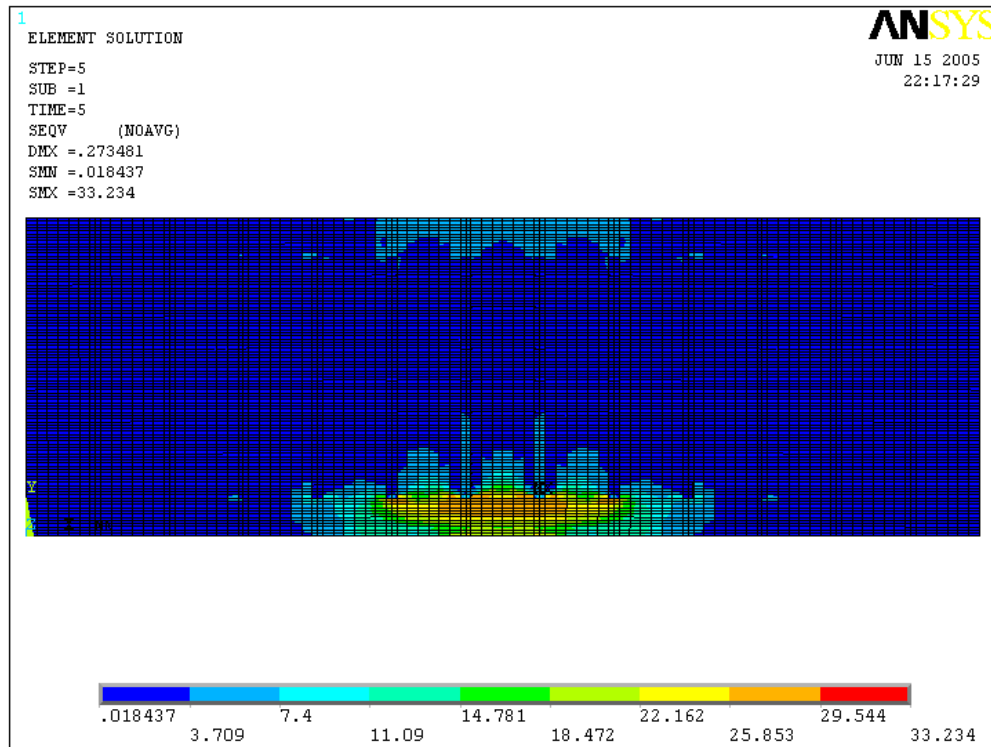


FIG. 4.36 – Tensões de von Mises para $F_{\text{dist}} = 5,0$ kN atuando no painel de chapa parcialmente corrugada

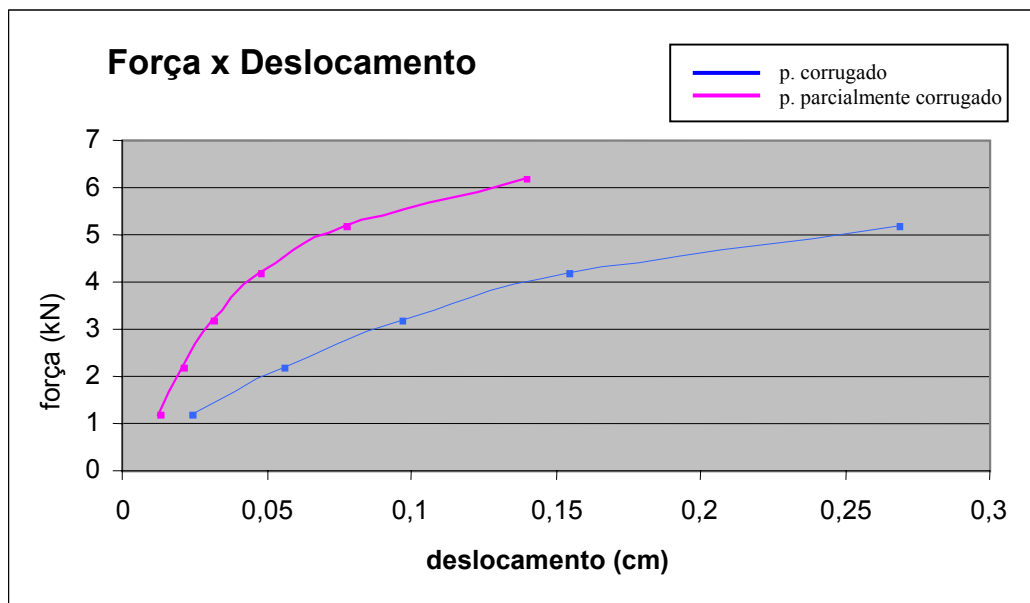


FIG. 4.37 – Força x deslocamento perpendicular ao plano do painel

4.4 Análise da fôrma

A fôrma, cuja seção transversal está indicada na figura 4.38, é analisada com o comprimento de 180 cm. As mossas, idênticas às adotadas nos painéis, possuem 1 cm de largura e altura de 0,6 cm (FIG. 4.38). Os sub-painéis localizados entre as mossas possuem 6 cm de largura. Utiliza-se a simetria em relação aos planos XY e YZ (FIG. 4.39).

A forma é submetida à tração uniforme e ao momento fletor, aplicados nas extremidades com o objetivo de se determinarem os seguintes parâmetros:

- Área efetiva elástica
- Área efetiva plástica
- Módulo resistente plástico

Na análise da fôrma as imperfeições geométricas foram desprezadas.

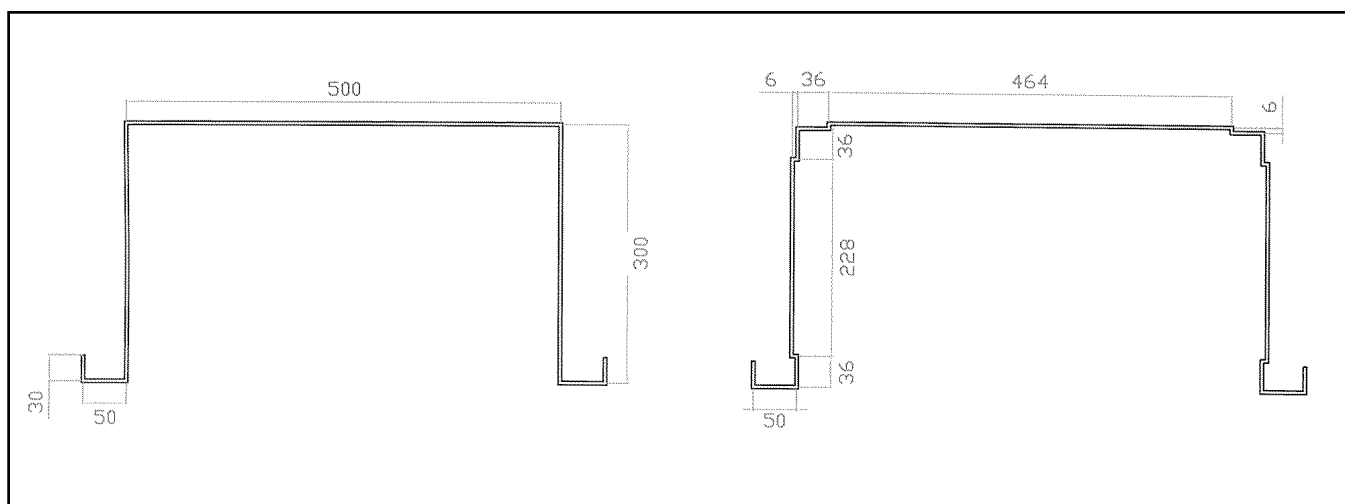


FIG. 4.38 – Seção transversal da fôrma

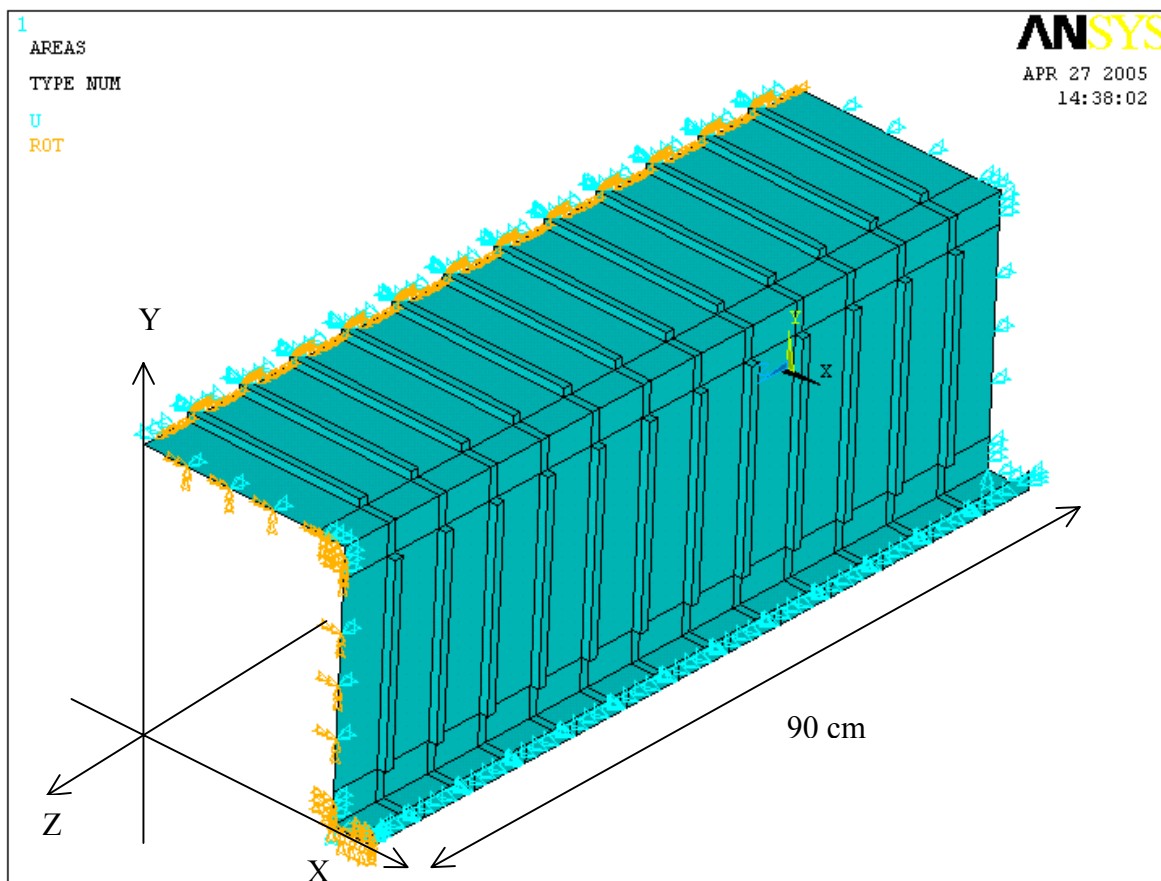


FIG. 4.39 – Modelo utilizado para análise da fôrma

4.4.1 – Fôrma submetida à tração

Para esta análise são aplicados deslocamentos horizontais uniformes na extremidade da fôrma.

4.4.1.1 Resultados da análise elástica

Para um deslocamento aplicado de 0,1 cm foi obtida uma reação de 45,30 kN, considerando-se metade da seção transversal. Nas figuras 4.40 e 4.41 apresentam-se os principais resultados da análise elástica.

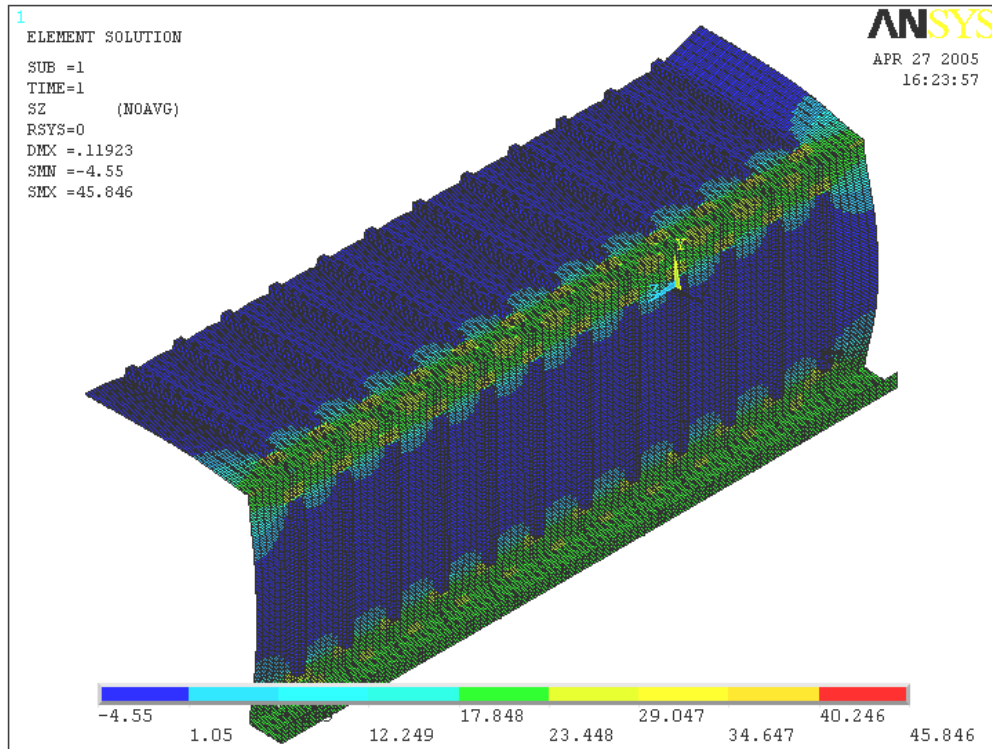
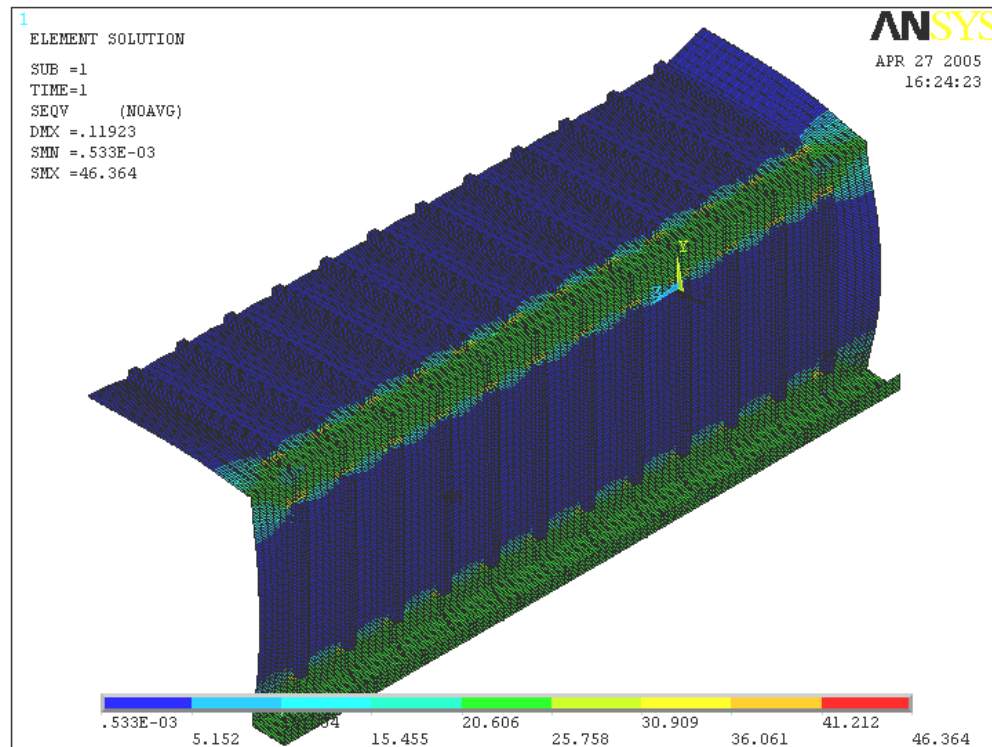
FIG. 4.40 – Tensões σ_z para reação de 45,30 kN

FIG. 4.41 – Tensões de von Mises para reação de 45,30 kN

4.4.1.2 Resultados da análise inelástica

A carga última obtida na análise inelástica foi de 56 kN correspondente a um deslocamento de 0,39 cm. Nas figuras 4.42 e 4.43 apresentam-se os principais resultados da análise inelástica.

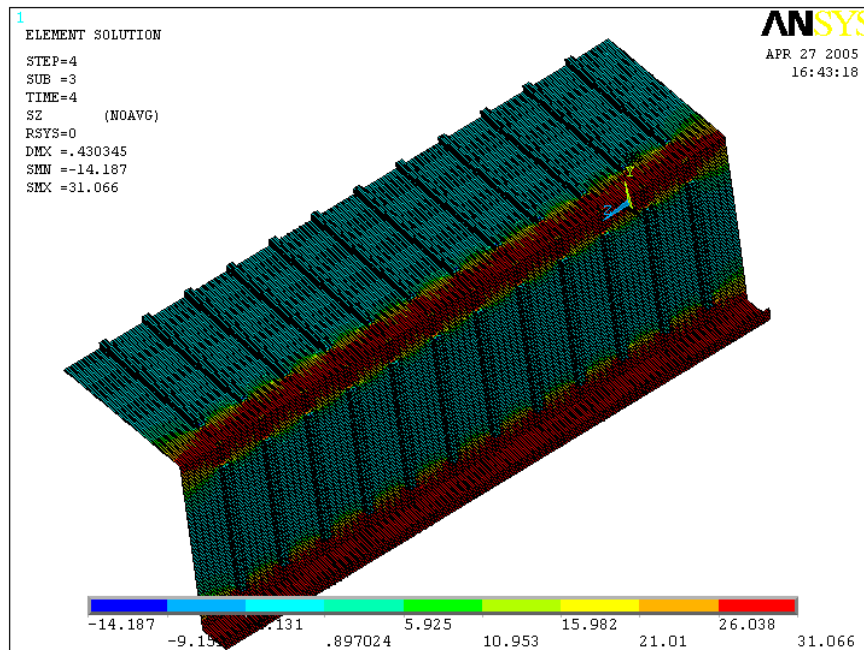


FIG. 4.42 – Tensões σ_z para reação de 56,0 kN

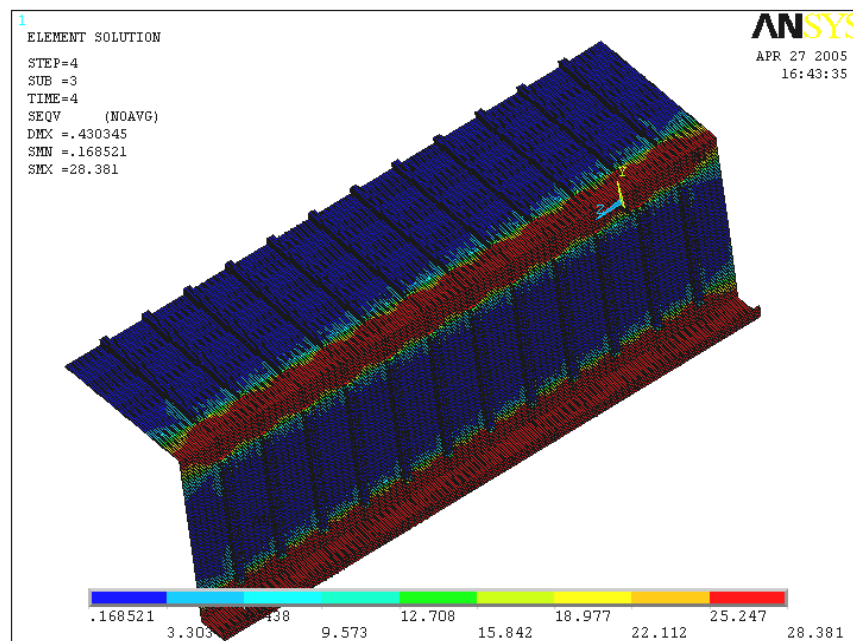


FIG. 4.43 – Tensões de von Mises para reação de 56,0 kN

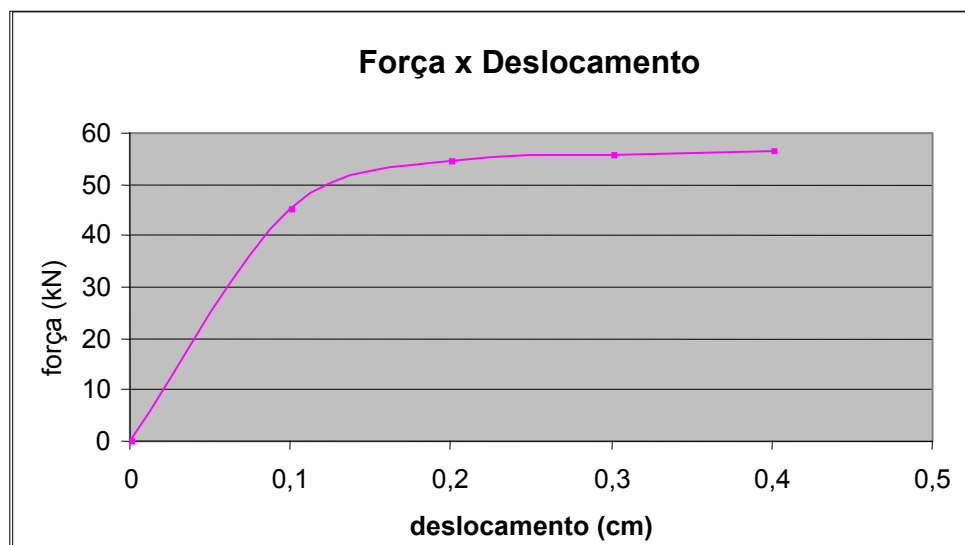


FIG. 4.44 – Gráfico força aplicada x deslocamento longitudinal da fôrma

4.4.1.3 Análise dos resultados

Calculando-se a área efetiva da fôrma, considerando apenas os elementos planos da seção (FIG 4.52), obtem-se:

Área efetiva estimada: $[(3 \times 3,6 + 5 + 2) \times 0,1] = 1,78 \text{ cm}^2$

Calculando a área efetiva pelo Método dos Elementos Finitos:

a) Análise elástica – utilizando-se a deformação axial aplicada

$$A_{\text{efet}} = \frac{PL}{E \cdot \Delta_L} = \frac{45 \text{ kN} \cdot 90 \text{ cm}}{20500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,1 \text{ cm}} = 1,98 \text{ cm}^2$$

b) Análise inelástica – utilizando-se a carga última obtida

$$A_{\text{efet}} = \frac{P}{f_y} = \frac{56 \text{ kN}}{28 \text{ kN/cm}^2} = 2,00 \text{ cm}^2$$

4.4.2 – Fôrma submetida ao momento fletor

Para esta análise é aplicado um momento fletor concentrado em um nó mestre ao qual todos os nós da extremidade da fôrma são vinculados de forma a criar um plano rígido na extremidade.

4.4.2.1 Resultados da análise elástica

Para um momento aplicado de 100 kN.cm foi obtido um deslocamento vertical de 0,0511 cm na extremidade da fôrma, considerando-se metade da seção transversal. Nas figuras 4.45 a 4.47 apresentam-se os principais resultados da análise elástica.

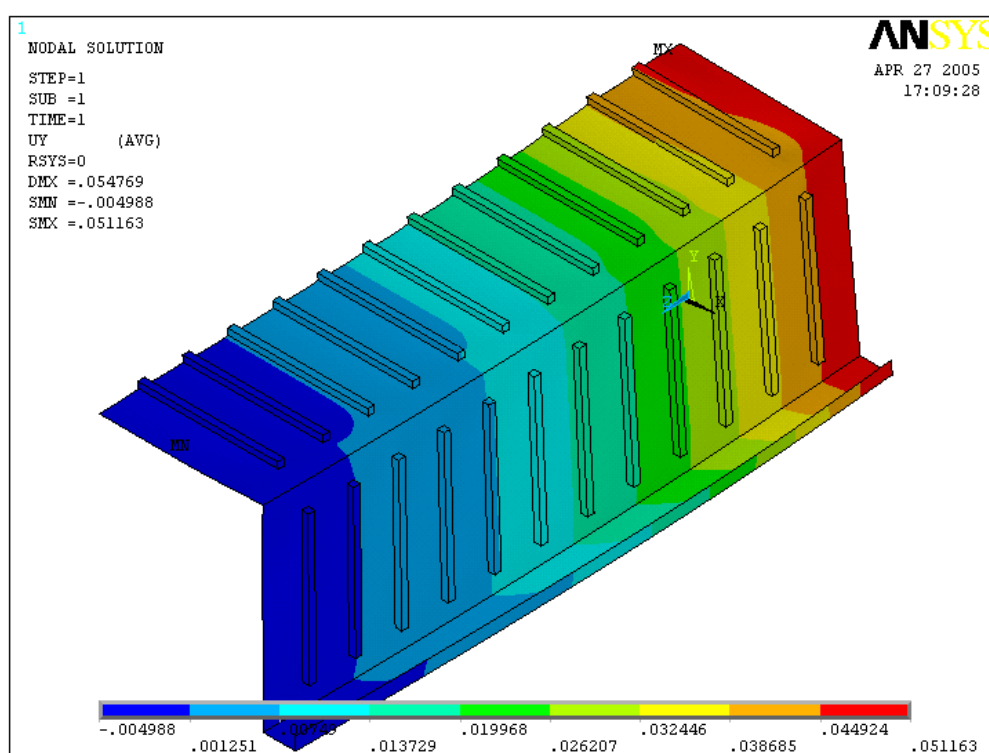


FIG. 4.45 – Deformação na direção Y para o momento aplicado de 100 kN.cm

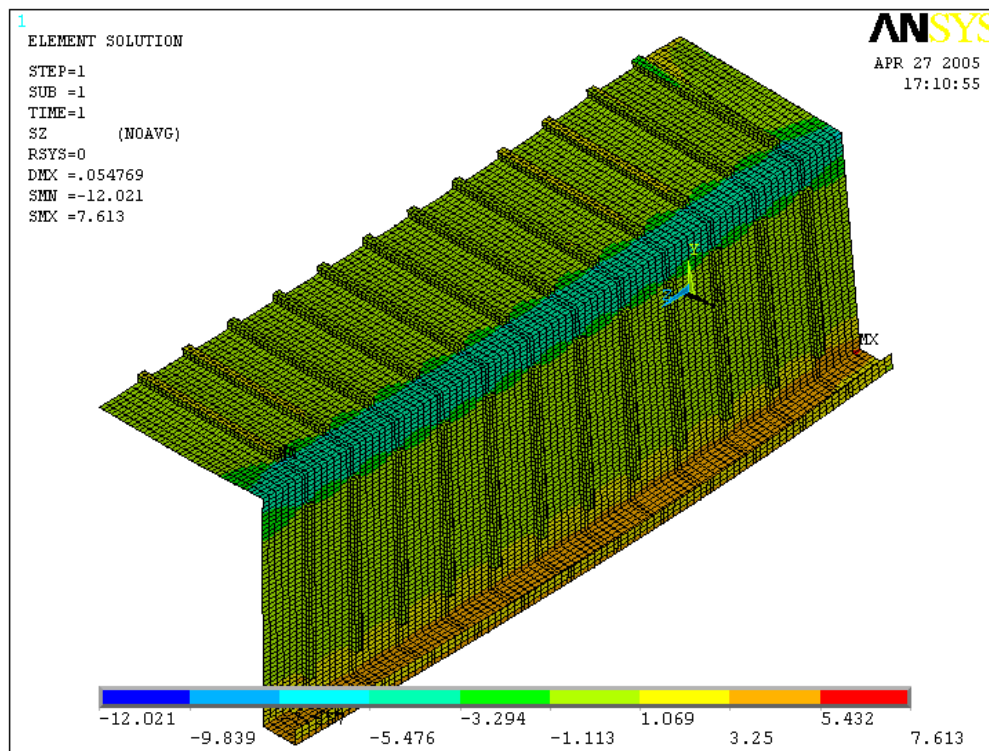


FIG. 4.46 – Tensões σ_z para o momento aplicado de 100 kN.cm

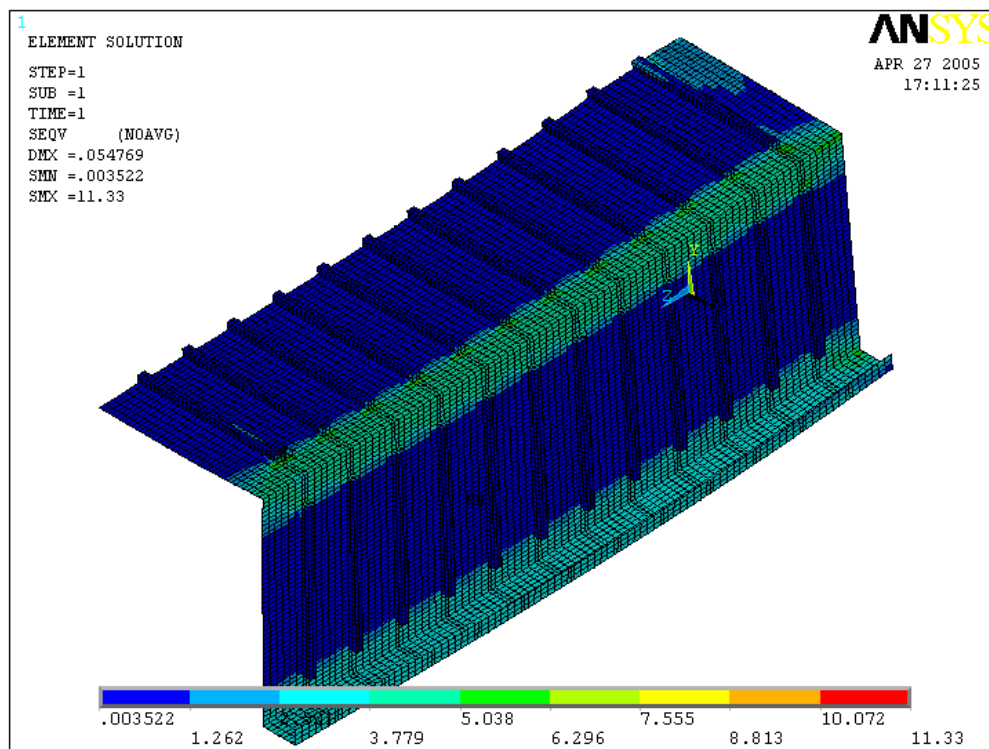


FIG. 4.47 – Tensões de von Mises para o momento aplicado de 100 kN.cm

4.4.2.2 Resultados da análise inelástica

O momento último obtido pela análise inelástica encontra-se entre 520 kN.cm e 540 kNcm. Nas figuras 4.48 e 4.51 apresentam-se os principais resultados da análise inelástica.

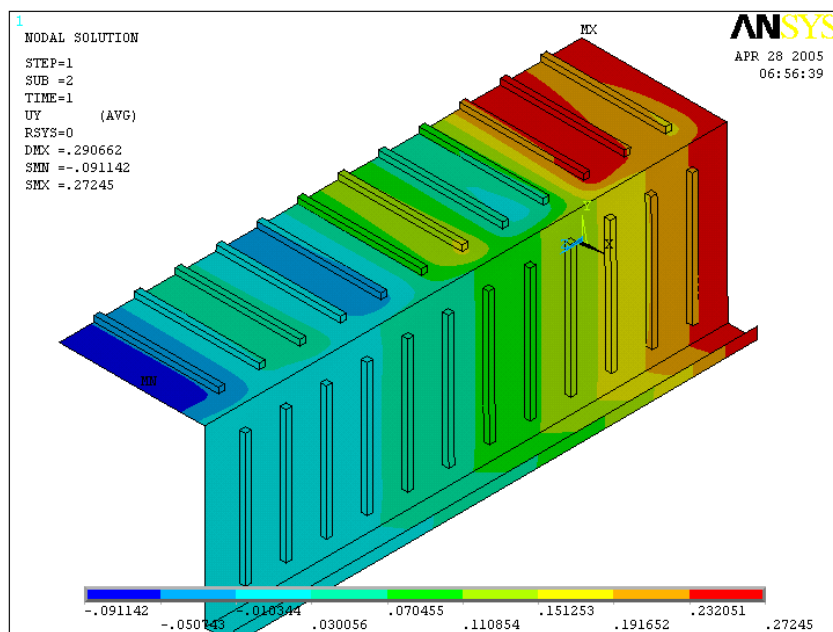


FIG. 4.48 – Deformação na direção Y para o momento aplicado de 520 kN.cm

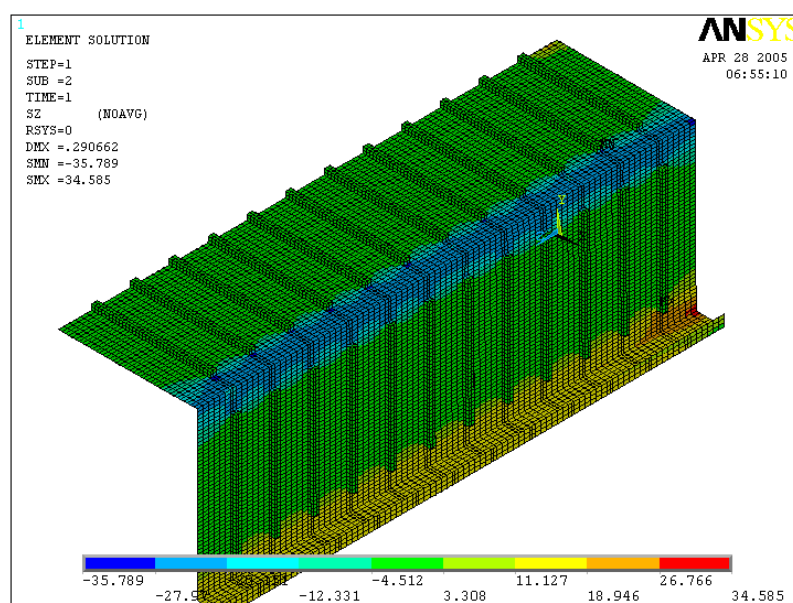


FIG. 4.49 – Tensões σ_z para o momento aplicado de 520 kN.cm

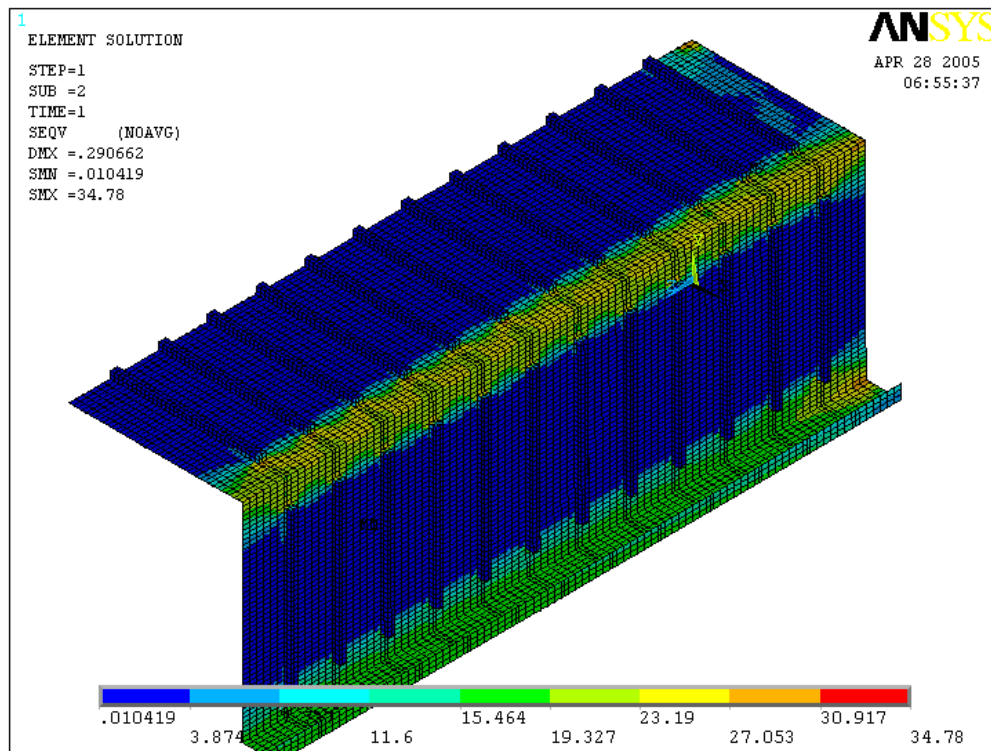


FIG. 4.50 – Tensões de von Mises para o momento aplicado de 520 kN.cm

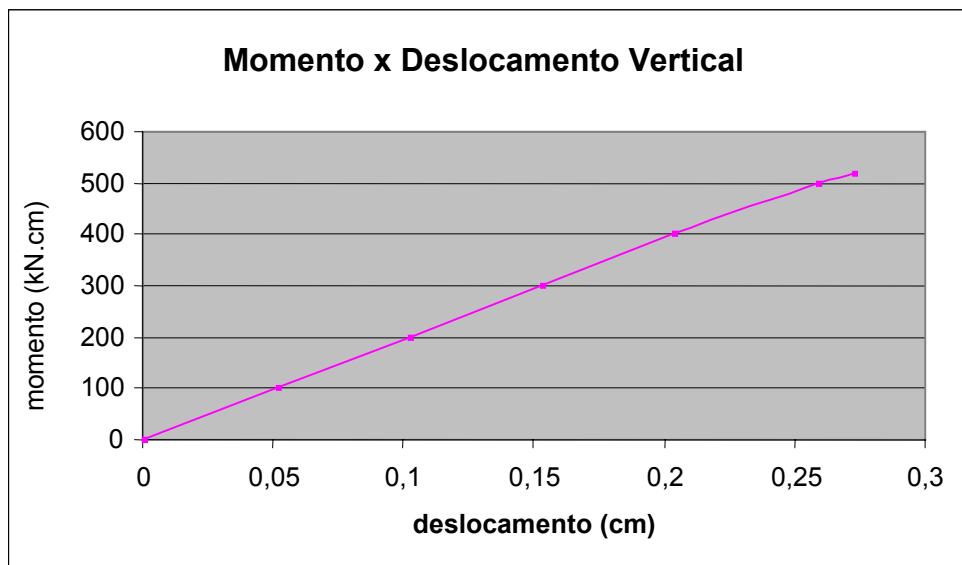


FIG. 4.51 – Gráfico Momento aplicado x deslocamento na extremidade da fôrma

4.4.2.3 Análise dos resultados

Calculando-se o momento de inércia efetivo e o módulo resistente plástico da fôrma, considerando-se apenas os elementos planos da seção obtem-se (FIG. 4.52):

$$\text{Momento de Inércia estimado} = 343,41 \text{ cm}^4$$

$$\text{Módulo resistente plástico estimado} = 19,64 \text{ cm}^3$$

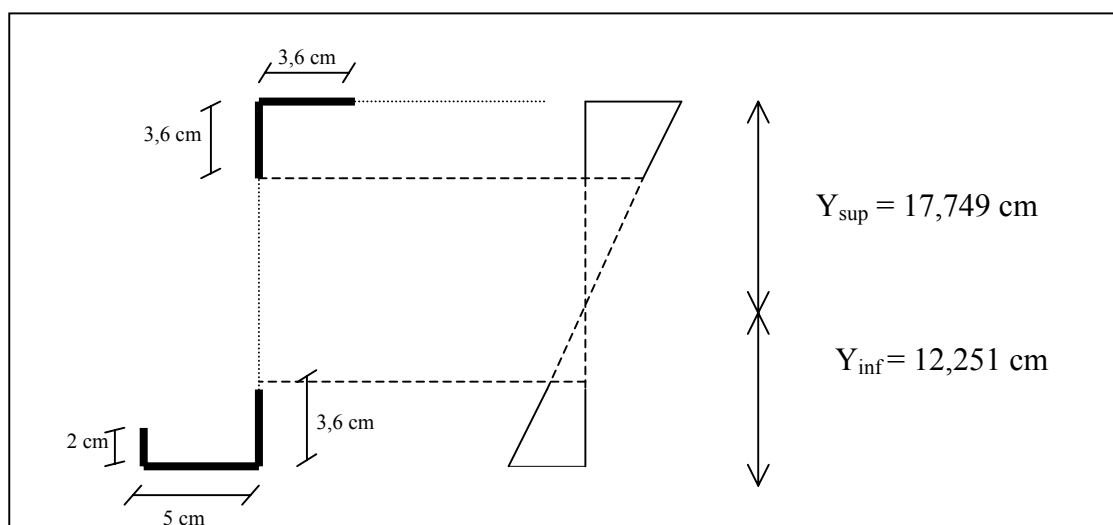


FIG. 4.52 – Centro de gravidade da fôrma considerando somente os elementos planos

Calculando-se as propriedades pelo Método dos Elementos Finitos:

- a) Análise elástica - utilizando o momento aplicado e a flecha correspondente na extremidade da fôrma

$$I_{\text{efet}} = \frac{M \cdot L^2}{2 \cdot E \cdot \Delta_L} = \frac{100 \text{ kN.cm} \cdot (90\text{cm})^2}{2 \cdot 20500 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,051 \text{ cm}} = 387,37 \text{ cm}^4$$

- b) Análise inelástica - utilizando o momento último e a flecha correspondente na extremidade da fôrma

$$\text{Módulo resistente plástico} = \frac{M}{f_y} = \frac{520 \text{ kN.cm}}{28 \text{ kN/cm}^2} = 18,57 \text{ cm}^3$$

5

Proposição de critérios preliminares de cálculo para painéis parcialmente corrugados

Os critérios de cálculo aqui propostos, para o cálculo de painéis parcialmente corrugados, foram baseados na análise de resultados obtidos pelo método dos elementos finitos e por analogia com as teorias e normas para cálculo de painéis de chapas corrugadas. Estas análises foram realizadas considerando uma única seção transversal. Variáveis tais como limite de escoamento do aço nas regiões submetidas ao dobramento a frio, tensões residuais decorrentes do processo de fabricação do aço e do processo de conformação, também não foram consideradas neste trabalho. Assim, os critérios aqui propostos são preliminares e sua validação depende de trabalhos complementares nas áreas experimental e numérica.

5.1 - Resistência ao cisalhamento

O critério aqui proposto para o cálculo da resistência ao cisalhamento de painéis parcialmente corrugados (ver eq. 5.1) tem como base a formulação desenvolvida por Elgaaly, Hamilton e Sehadri, mencionada no item 3.8 - Teoria e dimensionamento de chapas corrugadas. Esse critério foi adotado como base por ser o que mais se aproximou dos resultados obtidos com a análise numérica.

$$\tau_{crep} = \frac{\tau_{crec} \cdot h_c + \tau_{crel} \cdot h_l}{h} \cdot \left(1 - \frac{h_l}{h}\right) \quad (5.1)$$

onde:

τ_{crep} = tensão crítica de flambagem elástica para o painel parcialmente corrugado

τ_{crec} = tensão crítica de flambagem elástica obtida conforme a formulação proposta por Elgaaly, Hamilton e Sehadri, formulas 3.26 a 3.31, considerando que as corrugações estão presentes em toda a altura do painel.

τ_{crel} = tensão crítica de flambagem elástica calculada sem levar em consideração a existência de corrugações, conforme a teoria de flambagem de placas equações 4.1 a 4.5.

h = altura total do painel

h_c = altura da corrugação

$$h_l = h - h_c \quad (5.2)$$

Pode-se observar na formula 5.1, proposta para o dimensionamento de painéis parcialmente corrugados, que para o valor limite da altura da corrugação igual à altura total do painel, obtem-se h_l igual a zero, h_c igual a h e o termo entre parênteses igual a 1, e portanto a tensão crítica é a própria tensão de flambagem elástica para o painel corrugado. Para o caso extremo onde a altura da corrugação for próxima de zero, isto é, considerando-se um painel de chapa lisa, o termo entre parênteses aproxima-se de zero, levando a uma baixa tensão crítica de flambagem conforme esperado.

A seguir compara-se um resultado obtido pela formulação proposta com o obtido pelo método dos estados limites:

a) Propriedades do painel considerando as corrugações em toda a altura :

$$t_w = 0,1 \text{ cm}$$

$$q = 7,0 \text{ cm}$$

$$s = 8,2 \text{ cm}$$

$$w = 6,0 \text{ cm}$$

$$h = 30,0 \text{ cm}$$

$$h_r = 0,6 \text{ cm}$$

$$b_h = 1,0 \text{ cm}$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$$

$$\mu = 0,3$$

$$D_x = Et_w^3 q / 12s = 1,458 \text{ kN.cm}$$

$$I_y = 2 b_h t_w (h_r / 2)^2 + t_w h_r^3 / 6 \sin \theta = 0,022 \text{ cm}^4$$

$$D_y = EI_y / q = 64,507 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma_y = 28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} = 16,16 \text{ kN/cm}^2$$

Flambagem local

$$K_s = 5,34 + 2,31 (w/h) - 3,44 (w/h)^2 + 8,89 (w/h)^3 = 5,736$$

$$\tau_{cre} = K_s \left[\frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(w/t_w)^2} \right] = 29,519 \text{ kN/cm}^2$$

Flambagem global

$$K_s = 31,6$$

$$\tau_{cre} = K_s \left(\frac{D_x^{0,25} D_y^{0,75}}{t_w h^2} \right) = 8,782 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{crec} = 8,782 \text{ kN/cm}^2$$

- Tensão crítica de flambagem elástica considerando as corrugações em toda a altura do painel

c) Propriedades do painel desprezando-se as corrugações:

$$b = 30,0 \text{ cm}$$

$$a = 90,0 \text{ cm}$$

$$\alpha = 3$$

$$\text{Para } \alpha \geq 1 \quad k = 5,34 + \underline{4} = 5,78$$

$$\alpha^2$$

$$\tau_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 = 0,206 \text{ kN/cm}^2$$

$\tau_{crel} = k\tau_e = 1,192 \text{ kN/cm}^2$	- Tensão crítica de flambagem elástica desprezando as corrugações
---	---

d) Tensão crítica de flambagem elástica para o painel parcialmente corrugado

$$\tau_{crep} = \frac{\tau_{crec} \cdot h_c + \tau_{crel} \cdot h_l}{h} \cdot \left(1 - \frac{h_l}{h} \right)$$

$$\tau_{crep} = \frac{8,782 \text{ kN/cm}^2 \cdot 22,8 \text{ cm} + 1,192 \text{ kN/cm}^2 \cdot 7,2 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} \left(1 - \frac{7,2 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} \right) = 5,290 \text{ kN/cm}^2$$

$\tau_{crel} = 5,290 \text{ kN/cm}^2$

Carga ultima para o painel com corugações parciais - F_{ult} :

$$F_{ult} = \tau_{crel} \cdot \text{área} = 5,290 \text{ kN/cm}^2 \times 30 \text{ cm} \times 0,1 \text{ cm} = 15,870 \text{ kN}$$

$F_{ult} = 15,870 \text{ kN}$

Valor obtido com a análise pelo método dos elementos finitos

$$F_{ult} = \text{entre } 15,0 \text{ kN e } 18,0 \text{ kN}$$

Como se pode observar a formulação proposta apresentou resultado bastante satisfatório quando comparada com o resultado obtido com a análise pelo método dos elementos finitos.

5.2 – Cálculo das propriedades geométricas da seção transversal da fôrma

Como procedimento para o cálculo das propriedades geométricas da seção transversal da fôrma propõe-se desprezar a região das corrugações considerando somente a rigidez dos elementos planos da seção. Os valores calculados deverão ser corrigidos por coeficientes obtidos a partir da comparação entre os resultados calculando-se as propriedades geométricas utilizando somente os elementos planos com resultados gerados na análise numérica.

Cálculo da área efetiva à tração

Como pode ser observado no item 4.4.1.3, as áreas efetivas elástica e inelástica, obtidas na análise numérica, aproximaram-se muito entre si. Portanto, não é feita diferenciação entre as mesmas.

Comparando a formulação proposta com o método dos elementos finitos, obtemos:

$$A_{pl} = [(3 \times 3,6 + 5 + 2) \times 0,1] = 1,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área efetiva obtida na análise numérica no regime elástico} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área efetiva obtida na análise numérica no regime inelástico} = 2,00 \text{ cm}^2$$

Como $1,98/1,78 \approx 1,1$, propõe-se que a área efetiva à tração seja calculada pela seguinte expressão:

$$A_{\text{efetp}} = 1,1 \times A_{\text{pl}} \quad (5.3)$$

onde:

A_{efetp} = área efetiva da fôrma à tração

A_{pl} = área calculada utilizando somente os elementos planos da seção

Cálculo do momento de inércia efetivo

Partindo-se do mesmo princípio adotado acima, calcula-se o momento de inércia da seção utilizando somente os elementos planos e corrige-se o valor obtido.

Comparando a formulação proposta com o método dos elementos finitos, obtemos:

$$I_{\text{pl}} = 343,41 \text{ cm}^4$$

Resultado obtido na análise numérica

$$I = \frac{M \cdot L^2}{2 \cdot E \cdot \Delta_L} = \frac{100 \text{ kN.cm} \cdot (90\text{cm})^2}{2 \cdot 20500\text{kN/cm}^2 \cdot 0,051\text{cm}} = 387,37 \text{ cm}^4$$

Como $387,37/343,41 \approx 1,1$, propõe-se que o momento de inércia efetivo seja calculado pela seguinte expressão:

$$I_{\text{efetp}} = 1,1 \times I_{\text{pl}} \quad (5.4)$$

onde:

I_{efetp} = inércia efetiva da fôrma

I_{pl} = inércia calculada utilizando somente os elementos planos da seção

Cálculo do módulo resistente plástico efetivo

Para o cálculo do módulo de resistência plástico da fôrma, propõe-se considerar que o valor obtido considerando somente os elementos planos já é o valor efetivo do módulo de resistência.

Módulo resistente plástico estimado = $19,64 \text{ cm}^3$

Valores obtidos na análise numérica:

Regime plástico – Momento último entre 520 kN.cm e 540 kN.cm

Para $M = 520 \text{ kN.cm}$ - Módulo resistente = $18,57 \text{ cm}^3$

Para $M = 540 \text{ kN.cm}$ - Módulo resistente = $19,28 \text{ cm}^3$

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

O sistema de pisos esbeltos com o emprego de fôrmas metálicas profundas apresenta vantagens quando comparado ao sistema com fôrmas metálicas convencionais, tornando a utilização da estrutura metálica mais competitiva, podendo ser um fator fundamental para viabilizar sua utilização em determinados casos.

Apesar das fôrmas metálicas profundas ainda não estarem disponíveis no mercado brasileiro já existem estudos iniciais no sentido de desenvolver um tipo destas fôrmas, para produção em grande escala.

A construção de lajes utilizando fôrmas metálicas profundas com o escoramento durante a cura do concreto permite a utilização de lajes com até 9,6 m de vão.

Devido à alta relação entre altura e espessura utilizada em almas de fôrmas profundas, faz-se necessária a utilização de enrijecimento para impedir que a flambagem das mesmas ocorra. Este enrijecimento é proporcionado por mossas transversais estampadas ao longo da alma. Para dimensionamento da alma da fôrma ao cisalhamento, partiu-se do princípio de que as mossas existentes iriam proporcionar às almas comportamento semelhante ao de almas de vigas com chapas corrugadas, com a característica que as mossas não estão presentes ao longo de toda altura do painel. A pesquisa bibliográfica

realizada não apontou nenhuma norma ou estudo acadêmico onde o dimensionamento de painéis parcialmente corrugados é abordado.

Para se obter uma idéia da confiabilidade dos resultados obtidos nas análises pelo método dos elementos finitos, foram analisados, inicialmente, modelos de painéis de chapa lisa submetidos a estados de carregamentos para os quais os resultados teóricos são conhecidos.

Conforme pode ser observado na TABELA 6.1, os resultados obtidos na análise elástica para os painéis de chapas lisas pelo método dos elementos finitos praticamente coincidiram com os obtidos pela teoria de flambagem de placas.

TABELA 6.1 – Comparação entre os resultados teóricos e numéricos

Tensão Crítica de Flambagem Elástica (kN/cm ²)	Valores Teóricos	MEF
Cisalhamento Uniforme	1,19	1,20
Compressão Uniforme	0,824	0,823

Observa-se na análise inelástica que os painéis de chapa lisa, quando submetidos a tensões de cisalhamento uniforme, apesar de serem longos e não possuírem enrijecedores verticais, desenvolveram campos de tração. Este tipo de comportamento não era esperado e deve ser estudado com maior profundidade.

Conforme pode ser observado na TABELA 4.4, para o cálculo de painéis corrugados em toda a altura, submetidos a cisalhamento uniforme, a formulação desenvolvida por Elgaaly, Hamilton e Sehadri apresentou melhor conformidade com os resultados obtidos pela análise com o método dos elementos finitos. Essa formulação é de caráter empírico e foi desenvolvida a partir da comparação entre resultados experimentais e análises não-lineares por meio de elementos finitos, levando em consideração a flambagem local das corrugações calculadas como placas planas isotrópicas e a flambagem global do painel calculado como uma placa ortotrópica.

Normalmente, os painéis de almas de vigas corrugadas utilizados nos ensaios de laboratório apresentam uma configuração bem distinta da configuração das almas das fôrmas metálicas profundas. Nas vigas de almas corugadas, trapezoidais ou senodais, estas encontram-se distribuídas de maneira uniforme ao longo do painel proporcionando elementos com larguras de mesma ordem de grandeza, enquanto que nas almas das fôrmas, as corrugações encontram-se espaçadas, criando enrijecimentos localizados separados por um sub-painel. A diferença entre estas configurações pode afetar o comportamento dos painéis, fazendo com que as formulações propostas em normas não se apliquem para estes casos. Isto pode ser um dos motivos pelos quais o cálculo de painéis submetidos a cisalhamento uniforme (TABELA 4.4) utilizando a formulação proposta pelo EUROCODE apresentou resultados contra a segurança enquanto a formulação apresentada pela DIN mostrou-se demasiadamente conservadora, quando comparados com a análise numérica.

Nas TABELAS 6.2 e 6.3 estão indicadas as cargas últimas resultantes e o regime de colapso correspondente obtidos pela análise realizada pelo método dos elementos finitos. Os casos onde a carga última obtida na análise inelástica é superior à carga de flambagem elástica podem ser explicados pela resistência pós-flambagem de chapas esbeltas. Quando a carga ultima obtida na análise inelástica for inferior à carga de flambagem elástica, o painel se plastifica antes que a carga de flambagem elástica seja atingida.

TABELA 6.2 – Carga última e regime de colapso para os painéis submetidos a cisalhamento uniforme

	Painel de Chapa Lisa	Painel Corrugado	P. Parcialmente Corrug.
Análise de Flamb. Elástica	3,60 kN	45,65 kN	18,56 kN
Análise Inelástica	9,00 kN	24,00 kN	15,00 kN
Carga Última	9,00 kN	24,00 kN	15,00 kN
Regime de Colapso	Inelástico, após flambagem elástica	Inelástico	Inelástico

TABELA 6.3 – Carga última e regime de colapso para os painéis submetidos a compressão uniforme

	Painel de Chapa Lisa	Painel Corrugado	P. Parcialmente Corrug.
Análise de Flamb. Elástica	3,60 kN	45,65 kN	18,56 kN
Análise Inelástica	9,00 kN	24,00 kN	15,00 kN
Carga Última	9,00 kN	24,00 kN	15,00 kN
Regime de Colapso	Inelástico, após flambagem elástica	Inelástico	Inelástico

Observa-se que as formulações existentes só prevêm corrugações em toda a altura do painel e, mesmo assim, só para alguns casos de solicitação. Desta forma, o método dos elementos finitos mostrou-se muito útil para a previsão do comportamento de painéis total ou parcialmente corrugados, bem como comportamento da fôrma completa. Como já comentado, a precisão dos modelos usados para o método dos elementos finitos foi comprovada em todos os casos onde foi possível comparar os resultados com a bibliografia existente. Pode-se concluir que o método dos elementos finitos é uma ferramenta que pode ajudar substancialmente na complementação de ensaios experimentais para este tipo de construção.

Os critérios de cálculo propostos, para o cálculo de painéis parcialmente corrugados, foram baseados na análise de resultados obtidos pelo método dos elementos finitos e por analogia com as teorias e normas para cálculo de painéis de chapas corrugadas. Estas análises foram realizadas considerando uma única seção transversal. Variáveis tais como limite de escoamento do aço nas regiões submetidas ao dobramento a frio, tensões residuais decorrentes do processo de fabricação do aço e do processo de conformação, também não foram consideradas neste trabalho. Assim, os critérios propostos são preliminares e sua validação depende de trabalhos complementares nas áreas experimental e numérica.

O critério proposto para o cálculo da resistência ao cisalhamento de painéis parcialmente corrugados (eq. 5.1) tem como base a formulação desenvolvida por Elgaaly, Hamil-

ton e Sehadri, mencionada no item 3.8 - Teoria e dimensionamento de chapas corrugadas. Esse critério foi adotado como base por ser o que mais se aproximou dos resultados obtidos com a análise numérica.

Como já comentado, para o valor limite da altura da corrugação igual à altura total do painel, obtém-se h_l igual a zero, h_c igual a h e o termo entre parênteses igual a 1, e portanto a tensão crítica é a própria tensão de flambagem elástica para o painel corrugado.

Para o caso extremo onde a altura da corrugação for próxima de zero, isto é, considerando-se um painel de chapa lisa, o termo entre parênteses aproxima-se de zero, levando a uma baixa tensão crítica de flambagem conforme esperado.

A formulação proposta apresentou resultado bastante satisfatório quando comparada com o resultado obtido com a análise pelo método dos elementos finitos.

Como procedimento para o cálculo das propriedades geométricas da seção transversal da fôrma propõe-se desprezar a região das corrugações considerando somente a rigidez dos elementos planos da seção. Os valores obtidos deverão ser corrigidos por coeficientes obtidos a partir da comparação entre os resultados obtidos calculando as propriedades geométricas utilizando somente os elementos planos com resultados obtidos na análise numérica.

Para o cálculo do módulo de resistência plástico da fôrma, propõe-se considerar que o valor obtido considerando somente os elementos planos já é o valor efetivo do módulo de resistência.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

- a) Desenvolvimentos de estudos numéricos parametrizados de painéis corrugados e parcialmente corrugados levando em consideração diferentes relações de largura, altura e espessura dos painéis bem como diferentes configurações das mossas;
- b) Análise numérica dos painéis submetidos a outros estados de carregamentos e a combinações dos mesmos;
- c) Análises experimentais de fôrmas metálicas profundas e comparação com os resultados obtidos pela análise com o método dos elementos finitos, com o objetivo de propor formulações e verificar a validade dos critérios preliminares propostos ;
- d) Análise do comportamento de fôrmas metálicas profundas após a cura do concreto (estudo da interação forma-concreto);
- e) Estudo do comportamento global dos pisos utilizando fôrmas metálicas profundas.

7

BIBLIOGRAFIA

AMERICAN BUREAU OF SHIPPING – ABS - *Buckling and ultimate strength assessment for offshore structures*. New York, 2003

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – NBR 6118 – *Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – NBR 14762 – *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – procedimento*. Rio de Janeiro, 2001.

ANSI/ASCE 3 – 91. *Standard for the structural design of composite slabs*. Nova York, dec. 1992.

ANSI/ASCE 9 – 91. *Standard practice for construction and inspection of composite slabs*. Nova York, dec. 1992.

BAIÃO FILHO, Oswaldo Teixeira. Estudo comparativo de respostas estruturais antes da cura do concreto de fôrmas metálicas incorporadas às lajes. 2003. 150 f. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

BARRO JUNIOR, Paulo Pimentel de. *Verificação e dimensionamento de perfis formados a frio segundo a ABNT e o ASI/96*. 2001. 144 f. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

CODEME PRODUTOS DE AÇO S/A Steel Deck CE-75. *Noções de utilização e dimensionamento*. Betim, jun 1997.

CORUS CONSTRUCTION CENTRE. *Slim deck Design Manual*

DASt – Richtlinie 015 (1990); *Träger mit schlanken Stegen*. Deutscher Ausschuß für Stahlbau DASt, Stahlbau-Verlags-gesellschaft mbH, Köln, 1990

EASLY, J and McFarland, D.: Buckling of light Gage Corrugated Shear Diaphragms. *Journal of Structural Division, ASCE, Vol.95, No. ST7, July 1969, pp1497-1516*

EASLY, J.: Buckling Formulas for Corrugated Metal Shear Diaphragms. *Journal of Structural Division, ASCE, Vol.95, No. ST7, July 1975, pp1403-1417*

ELGAALY, M., Hamilton, R., and Seshadri, A. (1996) – *Shear strength of beams with corrugated webs*. *Journal of Structural Division, ASCE, 122(4), 390-398*.

ELGAALY, M., Hamilton, R., and Seshadri, A. (1997) – *Bending strength of steel beams with corrugated webs*. *Journal of Structural Division, ASCE, 123(6), 772-782*.

ELGAALY, M., and Seshadri, A. (1997) – *Girders with corrugated webs under partial compressive edge loading*. *Journal of Structural Division, ASCE, 123(6), 783-790*.

EUROPEN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – Eurocode 3: *Design of steel structures* – part 1 : general rules and rules for buildings. European Prestandard, 1993.

EUROPEN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – Eurocode 3: *Design of steel structures* – part 1.5 : Plated structural elements. European Prestandard, 2003.

EUROPEN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures* – part 1-1 : general rules and rules for buildings. European Prestandard, 1992.

FIELDERS – King Flor CF 210 User and installation Guide. Adelaide City, , Australia, 2004.

MARTINS, Alexandre Galvão. *Estudo comparativo de respostas, estruturais, após a cura do concreto, de fôrmas metálicas incorporadas às lajes, disponíveis nos mercados nacional e internacional*. 2001. 128 f. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

MELO, Cristina Belchior. *Análise do comportamento e do sistema de lajes mistas* 1999. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

PASTERNAK, H., e Siokola, W.: *Zur Querkrafttragfähigkeit von Wellstegträger – FE-Untersuchungen und Versuche*. Erscheint 1998 im Bauingenieur.

RODRIGUES, F.C. *Perfis estruturais formados a frio: comportamento e dimensionamento*. UFMG/ Departamento de Engenharia de Estruturas , Belo Horizonte, 1997.

SANTANA, Patrícia Cristina Silva Costa . *Curva de Flambagem para perfis "S" enrijecidos formados a frio*. 1999. 206 f. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

SIOKOLA, W.: *Corrugated Web Beam*, Zeman & Co. Ges. m.b.H. Technical documentation. 4th Edition , May 1999

STELL DECK INSTITUTE – SDI. Specifications and commentary for composite steel floor deck. Canton, Ohio. 1987.

WANG, X.: Behavior of Steel Members with Trapezoidally Corrugated Webs and Tubular Flanges under Static Loading. 2003. 185 f. Thesis (Doctor of Philosophy) Drexel University.