

CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS DA UFMG

ESCOLA DE ENGENHARIA

**ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE AÇO COM LIGAÇÕES
SEMI-RÍGIDAS EM TEORIA DE 2^a ORDEM**

AUTORA: ENG^a MARYLANE LAIA DE SOUZA

ORIENTADOR: PROF. DR. RICARDO HALLAL FAKURY

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**“ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE AÇO COM LIGAÇÕES SEMI-
RÍGIDAS EM TEORIA DE 2ª ORDEM”**

Marylane Laia de Souza

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado 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 JULGADORA:

Prof. Ricardo Hallal Fakury – Orientador
Universidade Federal de Minas Gerais

Prof. Armando Cesar Campos Lavall
Universidade Federal de Minas Gerais

Prof. Gilson Queiroz
Universidade Federal de Minas Gerais

Prof. Gustavo de Souza Veríssimo
Universidade Federal de Viçosa

AGRADECIMENTOS

A meu orientador, Prof. Ricardo Hallal Fakury, pelo incentivo, confiança e credibilidade demonstrados numa relação de muito respeito e carinho, sendo como um segundo pai para mim.

A meu amigo Luíz Antônio de Souza pelo apoio e valiosa ajuda na execução do programa.

A meus verdadeiros amigos do mestrado que não me deixaram desistir nas horas difíceis.

Aos professores e funcionários do Departamento de Estruturas da E.E. da UFMG pela amizade e disponibilidade.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, CNPq, pela ajuda financeira que possibilitou o desenvolvimento deste trabalho.

A meus pais e irmãs que me possibilitaram chegar até aqui.

A mim por não ter desistido.

RESUMO

Este trabalho apresenta um procedimento para análise elástica em teoria de 1^a e 2^a ordem de estruturas planas de aço considerando as ligações como semi-rígidas, mediante a utilização de uma matriz de rigidez especialmente desenvolvida para este fim. Na análise em teoria de 2^a ordem, podem ser levados em conta o efeito de alteração de rigidez das barras em função da força normal e o efeito P- Δ , e pode ser obtida a carga de instabilidade global da estrutura. As ligações tratadas foram escolhidas entre as mais comuns no Brasil e as que apresentam grande potencial de utilização. Os modelos adotados para as curvas momento-rotação destas ligações foram obtidos de publicações recentes de pesquisadores internacionais. Foi desenvolvido um programa de computador com a implementação do procedimento de análise e diversos exemplos foram processados. Os resultados foram comparados com os de outros autores e outros programas computacionais, o que permitiu comprovar a precisão e o adequamento do procedimento.

ABSTRACT

This work presents a procedure for first and second order elastic analysis of plane steel structures considering semi-rigid connections by the use of a stiffness matrix developed especially for this purpose. In second order analysis, the effect of the influence of the axial force on member stiffness and the P- Δ effect can be taken into account, and the structural global instability load can be obtained. The connections studied were chosen between the most common in Brazil and that present great utilization potential. The models adopted for the moment-rotation curves of these connections were obtained of recent publications of international researchers. A computer program was developed with the implementation of the analysis procedure and some examples were processed. The results were compared with results of others authors and others computer programs, that permitted to prove the accuracy and the procedure adaptation.

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO	01
1.1 - Considerações gerais.....	01
1.2 - Sobre as ligações.....	02
1.3 - Do presente estudo.....	04
2 - COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES	06
2.1 - Generalidades.....	06
2.2 - Descrição das ligações.....	07
2.2.1 - Ligações flexíveis.....	07
2.2.1.1 - Ligações com cantoneiras.....	07
2.2.1.2 - Ligações com chapa de topo.....	09
2.2.1.3 - Ligações com chapa	09
simples.....	10
2.2.2 – Ligações rígidas.....	12
2.3 - Relação momento-rotação.....	12
2.3.1 - Ligações flexíveis.....	
2.3.1.1 – Ligações com cantoneiras simples, cantoneira	12
dupla e chapa de topo.....	15
2.3.1.2 - Ligação com chapa simples.....	18
2.3.2 – Ligações rígidas.....	18
2.3.2.1 - Considerações básicas.....	21
2.3.2.2 - Coeficientes de rigidez para as ligações	
soldadas.....	26
2.3.2.3 - Coeficientes de rigidez para as ligações	31
parafusadas.....	32
2.3.2.4 – Estudo comparativo.....	
2.4 - Rigidez das ligações na análise	
estrutural.....	35
	35
3 - A ANÁLISE ESTRUTURAL EM TEORIA DE 2^a ORDEM	35

A.2 - Lista de tabelas.....	
A.3 - Lista de figuras.....	221

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....

BIBLIOGRAFIA.....

1 - INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações Gerais

As estruturas metálicas têm sido usadas desde o século XII, na forma de tirantes e pendurais de ferro fundido como auxiliares em estruturas de madeira. No século XVI tornaram-se comuns as estruturas de telhado em ferro fundido, com sistemas estruturais bastante complicados, uma vez que nesta época a análise estática encontrava-se muito pouco desenvolvida.

Na segunda metade do século XVIII, começaram a ser construídas cúpulas de igrejas e pontes, estas em arco ou treliçadas, com elementos de ferro fundido submetidos à compressão.

Na primeira metade do século XIX, o uso das construções metálicas começou a se intensificar, em decorrência do início da laminação de perfis, ainda em ferro, e do desenvolvimento dos processos de análise estrutural. Com o advento da tração a vapor e com a construção de ferrovias, foram executadas pontes ferroviárias com vãos significativos, estações de passageiros, e iniciada a construção de edifícios industriais em estrutura metálica. Na segunda metade deste século, o uso das estruturas metálicas tornou-se ainda maior, com a substituição do ferro pelo aço, graças ao desenvolvimento de processos industriais para fabricação deste último material. Foi iniciada a construção de edifícios de andares múltiplos.

No século XX, vários fatores contribuíram para que as estruturas de aço se firmassem como uma alternativa viável técnica e economicamente. Podem ser citados o grande aperfeiçoamento da teoria das estruturas, o

desenvolvimento no estudo do comportamento estrutural, principalmente no que se refere à instabilidade e à plasticidade, a invenção da solda elétrica e a produção de aços de maior resistência mecânica e mais resistentes à corrosão atmosférica.

Recentemente, estudos têm sido realizados com objetivo de tornar os resultados da análise estrutural ainda mais compatíveis com a realidade. Nesta direção, tem-se pesquisado processos para consideração da rigidez real das ligações entre pilar e viga, de forma prática, na análise estrutural, em teoria de 1^a ou 2^a ordem.

1.2 – Sobre as Ligações

Nas estruturas de aço, as ligações entre pilar e viga são usualmente classificadas de acordo com a relação entre o momento fletor atuante e a rotação relativa entre estes elementos, após a aplicação do carregamento.

De acordo com Tschemmerneegg e Humer [1], as ligações podem ser classificadas em três grupos distintos (figura 1.1). Se a rotação relativa varia muito pouco, mesmo quando o momento fletor na viga (M) atinge 80% de seu momento de plastificação (M_{pl}), a ligação é classificada como rígida (curva 1 da figura 1.1). Se a rotação relativa varia consideravelmente para um momento atuante na viga de apenas 20% do momento de plastificação, a ligação é classificada como flexível (curva 3 da figura 1.1). As demais ligações, com comportamento situado entre as rígidas e as flexíveis, são classificadas como semi-rígidas (curva 2 da figura 1.1).

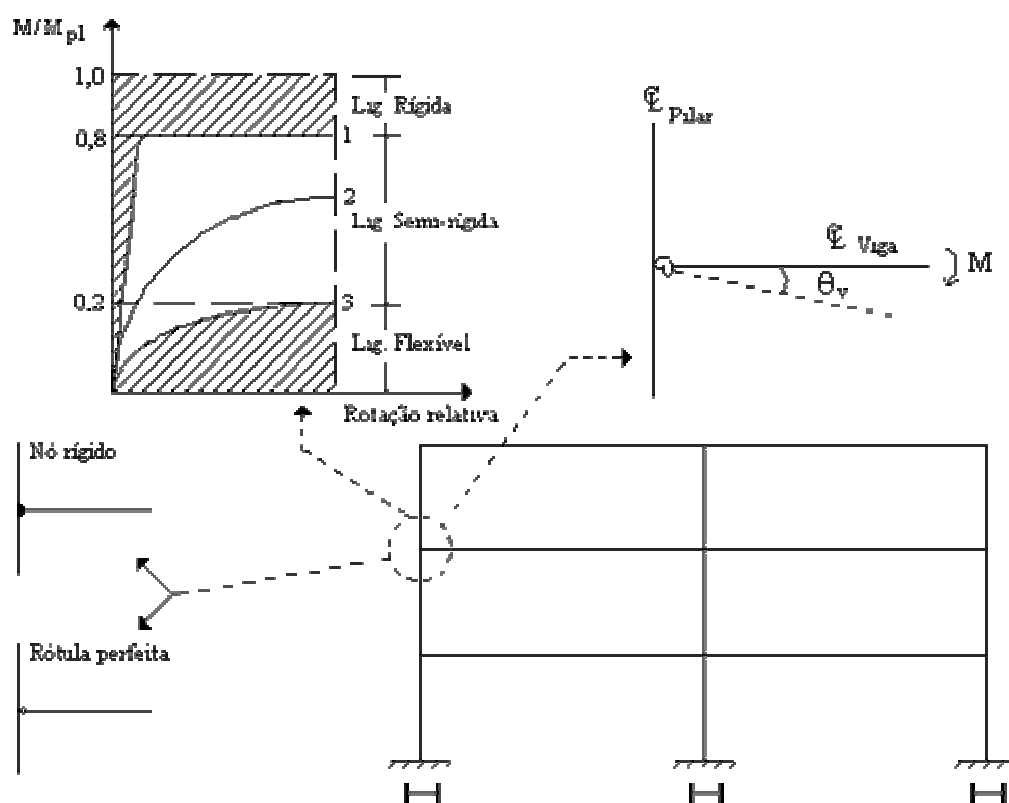


Figura 1.1 - Classificação das ligações

Na prática, são quase sempre utilizadas ligações classificadas como rígidas ou flexíveis. No primeiro caso, considera-se simplificada, na análise estrutural, que o ângulo original entre a viga e o pilar mantém-se inalterado para qualquer intensidade de carregamento e no segundo caso, que a rotação relativa entre estes componentes estruturais não possui nenhuma restrição. Muitas vezes, inclusive, ligações que deveriam ser classificadas como semi-rígidas são tratadas inadequadamente como flexíveis ou rígidas.

Devido a essas simplificações, nas estruturas com ligações classificadas como rígidas são ignorados a redução do momento fletor imposto aos elementos de apoio (pilares), o aumento do momento positivo na região central das vigas, a redução da capacidade de resistência dos pilares à flambagem e o aumento dos deslocamentos. Nas estruturas com ligações

classificadas como flexíveis, são desprezados os momentos fletores impostos aos elementos de apoio, a redução do momento positivo na região central das vigas, o aumento da resistência dos pilares à flambagem e a redução dos deslocamentos. Nas estruturas em que as ligações são de fato semi-rígidas, os resultados podem fugir bastante à realidade.

No entanto, tem sido crescente a tendência de se tratar todas as ligações como semi-rígidas, ou seja, de levar-se em conta a rigidez real das ligações, de modo que a análise possa exprimir com maior fidelidade o comportamento da estrutura, especialmente no que se refere aos valores dos esforços solicitantes, deslocamentos e comprimentos de flambagem dos pilares.

Progressos significativos neste sentido têm sido alcançados nos últimos anos, apoiados na difusão e evolução dos computadores, no grande número de bons programas de análise estrutural disponíveis no mercado e nas instituições de pesquisa, e na crescente disponibilidade e confiabilidade de dados experimentais relacionados à rigidez real de diversos tipos de ligação.

1.3 – Do Presente Estudo

No presente trabalho, será implementado um procedimento para análise elástica de estruturas planas de aço considerando as ligações como semi-rígidas, em teorias de 1^a e 2^a ordem, por meio de modificações adequadas na matriz de rigidez dos elementos componentes.

As ligações a serem abordadas foram escolhidas entre as mais comuns no Brasil e as que apresentam grande potencial de utilização. Tais ligações

e os modelos adotados para a determinação do valor da rigidez são apresentados no capítulo 2.

No capítulo 3 são apresentados os métodos utilizados para a consideração dos efeitos de 2^a ordem e da semi-rigidez para as ligações em estudo.

As formulações apresentadas nos capítulos 2 e 3 foram incluídas em um programa de computador desenvolvido a partir de um algoritmo para a análise de pórticos planos em teoria de 1^a ordem, produzido por Veríssimo [2], no Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG. Desta forma, torna-se possível a análise estrutural com ligações semi-rígidas em teoria de 2^a ordem, levando-se em conta a influência das ligações na distribuição dos esforços solicitantes e nos deslocamentos da estrutura. O programa também permite o cálculo da carga elástica de instabilidade global da estrutura considerando a semi-rigidez das ligações. As informações e instruções para a utilização do programa apresentam-se resumidas no capítulo 4 deste trabalho.

No capítulo 5 têm-se exemplos de utilização do programa e comparações dos resultados obtidos com resultados de outros autores e outros programas computacionais, o que permite comprovar a precisão e a adequação da formulação apresentada.

2 – COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES

2.1 – Generalidades

As ligações entre viga e pilar tratadas neste trabalho se enquadram entre as mais utilizadas no Brasil atualmente e entre aquelas que apresentam grande potencial para emprego futuro, tendo em vista aspectos como economia, facilidade de montagem e comportamento bem definido. As vigas e pilares devem possuir sempre perfil em forma de I. Além disso, as ligações tratadas são usualmente classificadas como rígidas ou flexíveis, de acordo com o critério apresentado no item 1.2. A rigor, algumas dessas ligações, dependendo dos meios de ligação (parafusos e soldas) e dos elementos de ligação (chapas e cantoneiras), deveriam ser classificadas como semi-rígidas.

Dentre as ligações classificadas como flexíveis, serão estudadas as ligações com cantoneira simples, cantoneira dupla, chapa de topo e chapa simples.

Dentre as ligações classificadas como rígidas serão abordadas a ligação em que a viga é totalmente soldada à mesa do pilar e a ligação em que a viga é totalmente soldada à uma chapa de extremidade parafusada à mesa do pilar.

Maiores detalhes sobre todas estas ligações supracitadas são apresentados nos sub-itens seguintes. Um grande número de ensaios foi feito por pesquisadores de diversos países para obtenção da relação momento-rotação das ligações. Os dados levantados nestes ensaios foram sintetizados em modelos matemáticos equivalentes. Os modelos adotados

neste trabalho são também apresentados nos sub-itens seguintes e são os mesmos adotados por Monteiro [3].

2.2 – Descrição das Ligações

2.2.1 - Ligações flexíveis

2.2.1.1 - Ligações com cantoneiras

As ligações com cantoneiras estudadas consistem de uma ou duas cantoneiras parafusadas à mesa do pilar e soldadas à alma da viga (figuras 2.1 e 2.2). O uso de apenas uma cantoneira (cantoneira simples) é menos comum e se faz quando é difícil ou mesmo impossível o acesso de um dos lados da alma da viga.

São ligações muito utilizadas na prática por representarem soluções econômicas e por permitirem ajuste no comprimento final das vigas, devido à folga (usual de 10 mm) existente entre a extremidade da viga e a mesa do pilar. Geralmente, a solda das cantoneiras à alma da viga é realizada na fábrica e o aperto dos parafusos à mesa do pilar é realizado no campo.

Dados experimentais [4] indicam que a ligação com cantoneira dupla é capaz de desenvolver até 20% ou mais de restrição à rotação para cargas de serviço, especialmente se as cantoneiras possuírem grandes comprimento e espessura.

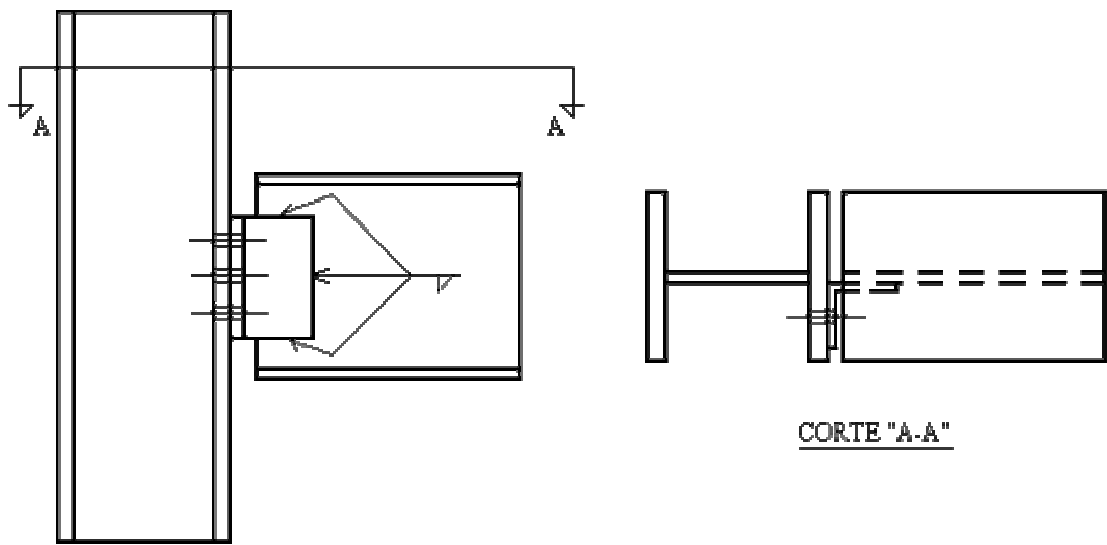


Figura 2.1 - Ligação com cantoneira simples

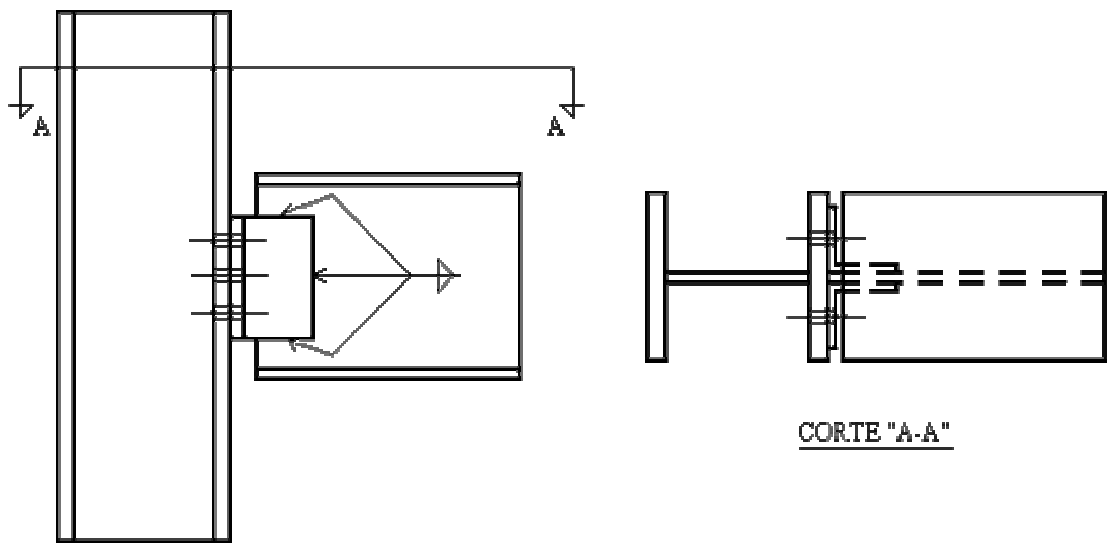


Figura 2.2 - Ligação com cantoneira dupla

2.2.1.2 - Ligação com chapa de topo

A ligação com chapa de topo consiste de uma chapa de extremidade de altura inferior à altura da seção da viga, soldada perpendicularmente à sua alma e parafusada na mesa do pilar, conforme se vê na figura 2.3. Geralmente, a solda é feita na fábrica e o aperto dos parafusos no campo.

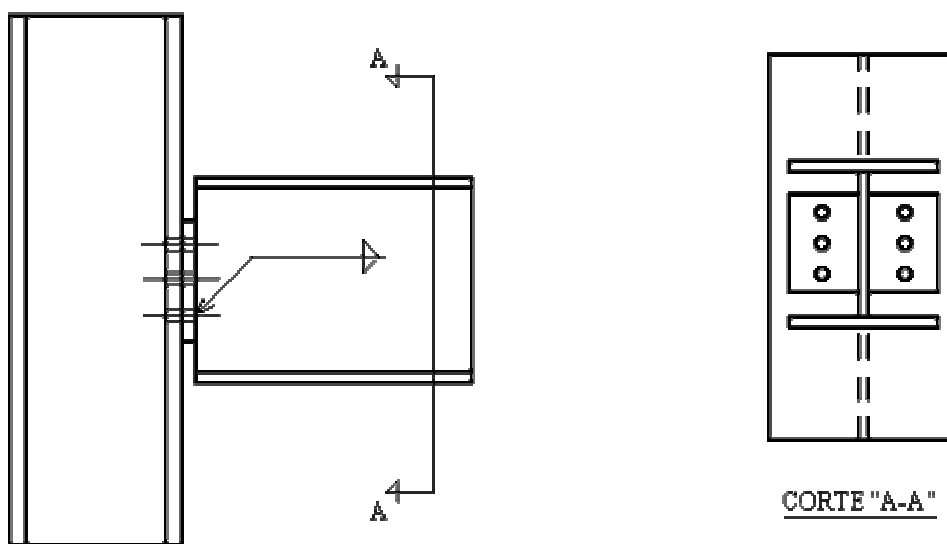


Figura 2.3 - Ligação com chapa de topo

2.2.1.3 - Ligação com chapa simples

A ligação com chapa simples consiste de uma chapa soldada à mesa ou à alma do pilar (figura 2.4) e parafusada na alma da viga.

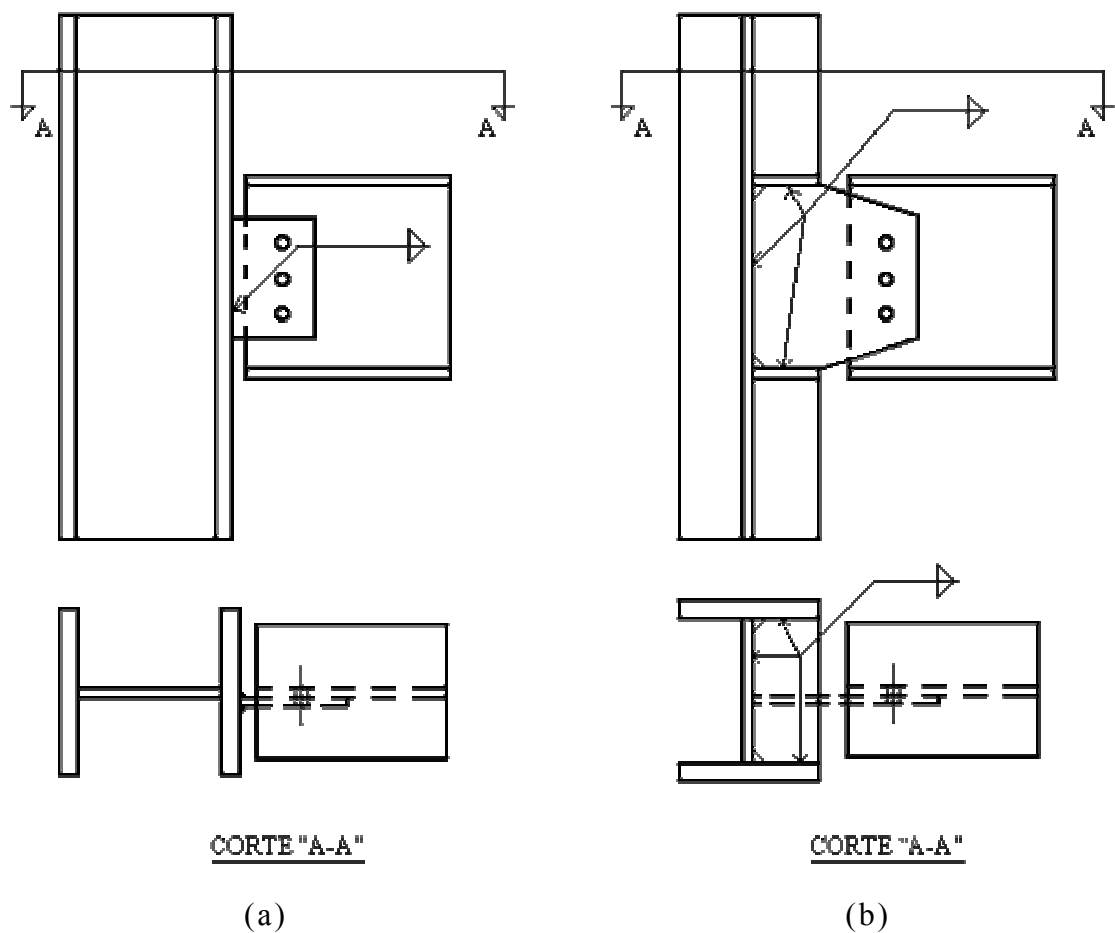


Figura 2.4 – Ligações com chapa simples

2.2.2 - Ligações rígidas

As ligações rígidas abordadas são a ligação em que a viga é totalmente soldada à mesa do pilar (figura 2.5) e a ligação em que a viga é totalmente soldada à uma chapa de extremidade, de altura superior à sua seção transversal, chapa esta que é conectada por meio de parafusos à mesa do pilar (figura 2.6). A alma do pilar muitas vezes precisa ser enrijecida, conforme mostram as figuras 2.5-a e 2.6-a , outras vezes não (figuras 2.5-b e 2.6-b).

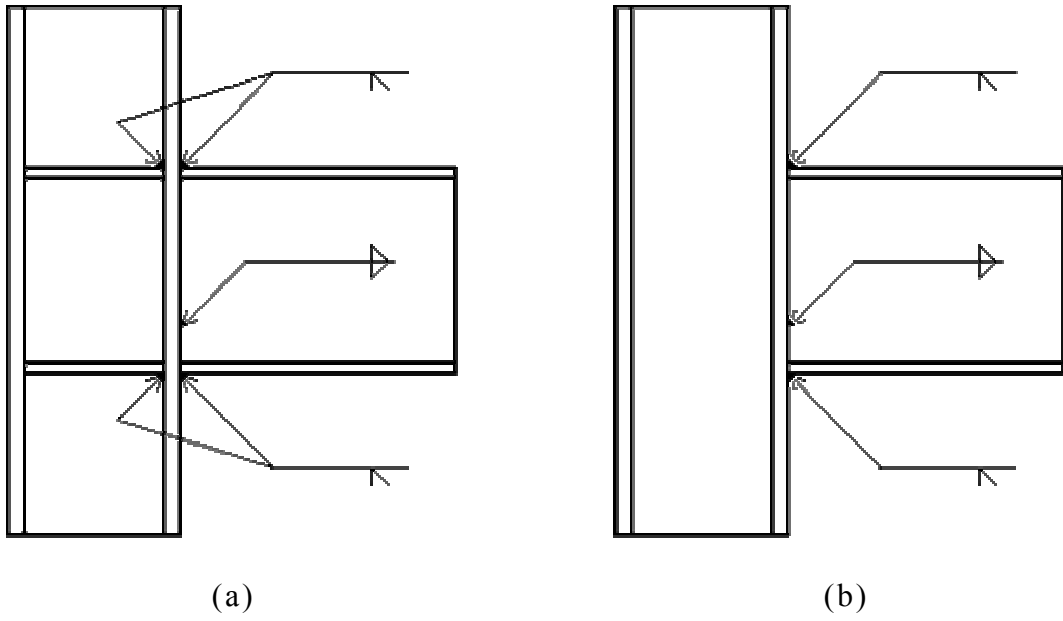


Figura 2.5 - Ligação soldada

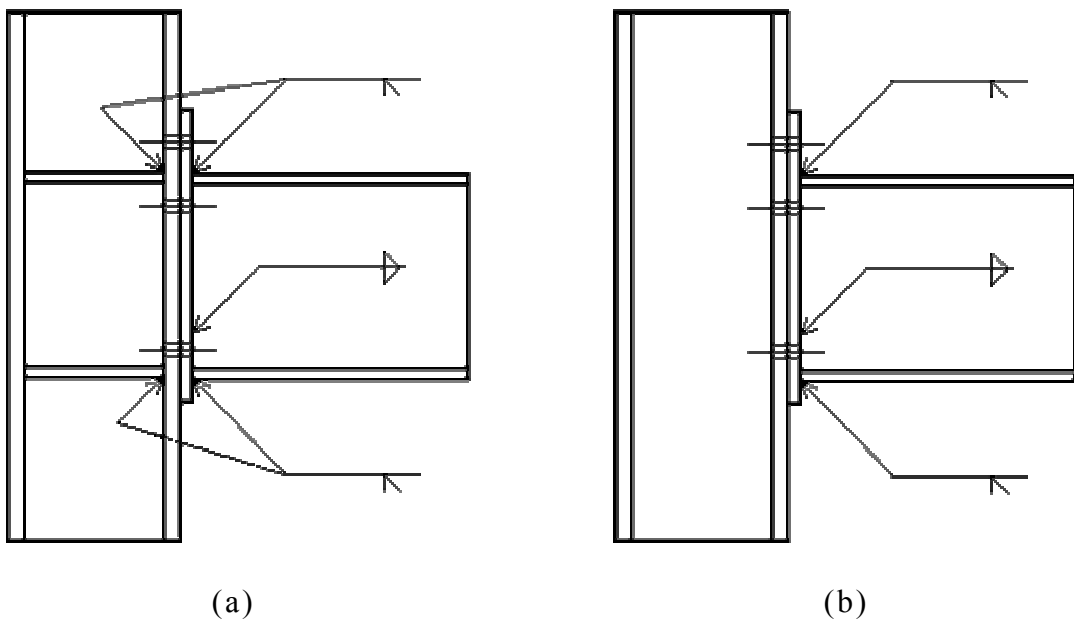


Figura 2.6 - Ligação com chapa de extremidade

2.3 - Relação Momento-Rotação

2.3.1 - Ligações flexíveis

2.3.1.1 - Ligações com cantoneira simples, cantoneira dupla e chapa de topo

Para as ligações com cantoneira simples, cantoneira dupla e chapa de topo (figuras 2.1, 2.2 e 2.3), usualmente classificadas como flexíveis, Ang e Morris [5] desenvolveram um modelo de potência, em que a curva momento-rotação é representada por:

$$\theta = \frac{\theta_o}{(KM)_o} KM \left\{ 1 + \left[\frac{KM}{(KM)_o} \right]^{(n-1)} \right\} \quad (2.1)$$

Nesta expressão, θ_o , $(KM)_o$ e n são parâmetros de ajuste de curva e dependem do tipo de ligação e K é um parâmetro de padronização que depende da geometria dos elementos constituintes da ligação. Os valores destes parâmetros são mostrados na tabela 2.1.

Tipo de Ligação	Parâmetros de Ajuste	Parâmetro K
Cantoneira Simples	$\theta_o = 1,03 \times 10^{-2}$ $(KM)_o = 32,75$ $n = 3,93$	$K = d_a^{-2,09} t_a^{-1,64} g^{2,06}$
Cantoneira Dupla	$\theta_o = 3,98 \times 10^{-3}$ $(KM)_o = 0,63$ $n = 4,94$	$K = d_a^{-2,2} t_a^{0,08} g^{-0,28}$
Chapa de Topo	$\theta_o = 7,04 \times 10^{-3}$ $(KM)_o = 186,77$ $n = 4,32$	$K = d_e^{-2,41} t_e^{-1,54} g^{2,12} t_{wv}^{-0,45}$

Tabela 2.1 - Parâmetros de ajuste e de padronização para o modelo de potência de Ang e Morris.

As grandezas geométricas d_a , t_a , g , t_{wv} , d_e e t_e são mostradas na figura 2.7 e devem estar em centímetro quando utilizadas para determinação do parâmetro de padronização.

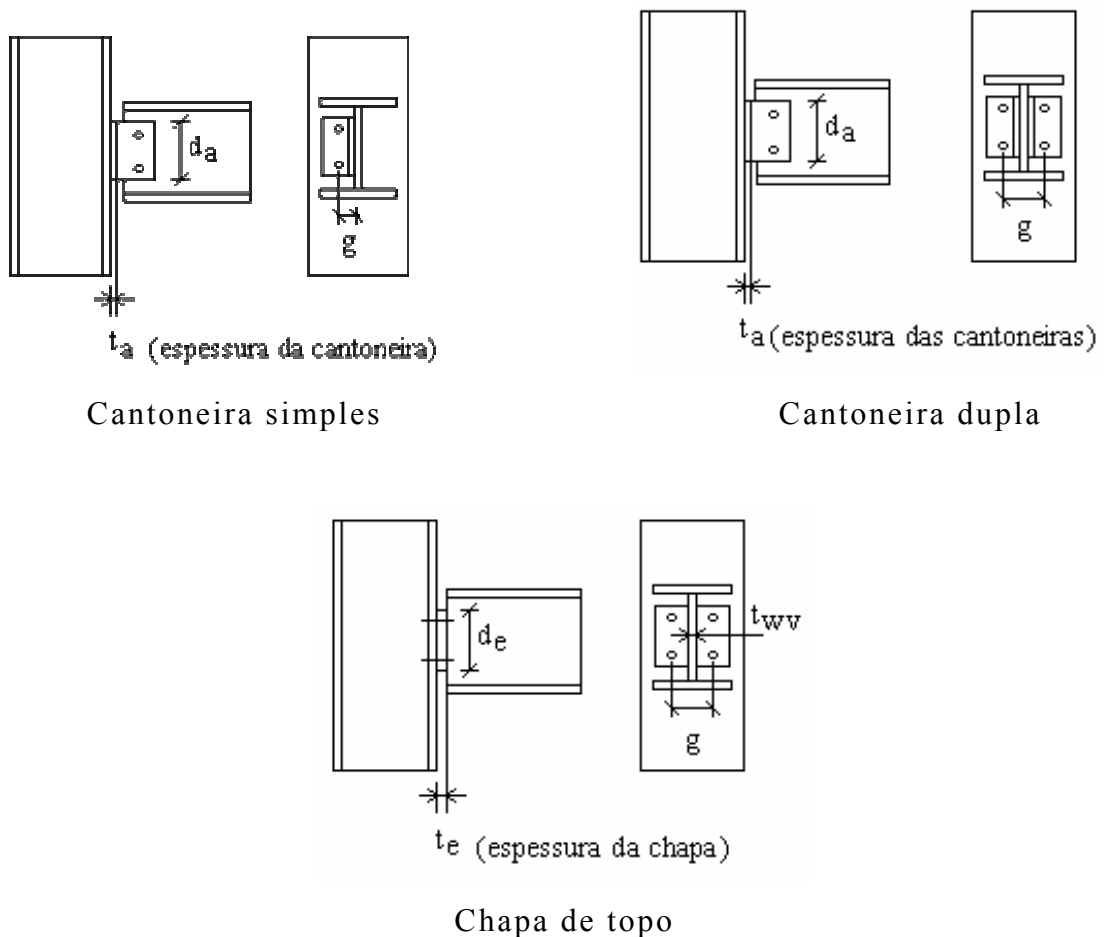


Figura 2.7 - Dimensões dos componentes das ligações

Substituindo-se os valores apresentados na tabela 2.1 na equação 2.1 (utilizando-se quilonewton e centímetro como unidades de força e comprimento, respectivamente), obtêm-se as seguintes equações:

- Para ligações com cantoneira simples:

$$\theta = 1,321 \times 10^{-4} KM \left[1 + (1,283 \times 10^{-2} KM)^{2,93} \right] \quad (2.2-a)$$

- Para ligações com cantoneira dupla:

$$\theta = 5,241 \times 10^{-3} KM \left[1 + (1,317 KM)^{3,94} \right] \quad (2.2-b)$$

- Para ligações com chapa de topo:

$$\theta = 2,796 \times 10^{-5} KM \left[1 + (3,972 \times 10^{-3} KM)^{3,32} \right] \quad (2.2-c)$$

A figura 2.8 exibe as curvas $M-\theta$ expressas pelas equações 2.2 para ligações com cantoneira simples, cantoneira dupla e chapa de topo de dimensões semelhantes (ver figura 2.7 para identificação das grandezas geométricas). Observa-se que as ligações com cantoneira dupla e chapa de topo (curvas 2 e 3) comportam-se de modo similar, apresentando rotações de ordem de grandeza semelhantes. A ligação com cantoneira simples (curva 1) possui uma flexibilidade muito maior que as duas primeiras.

Dimensões das ligações:

Cantoneira simples

$$d_a = 25 \text{ cm};$$

$$t_a = 0,63 \text{ cm};$$

$$g = 5 \text{ cm}.$$

Cantoneira dupla

$$d_a = 25 \text{ cm};$$

$$t_a = 0,63 \text{ cm};$$

$$g = 10 \text{ cm}.$$

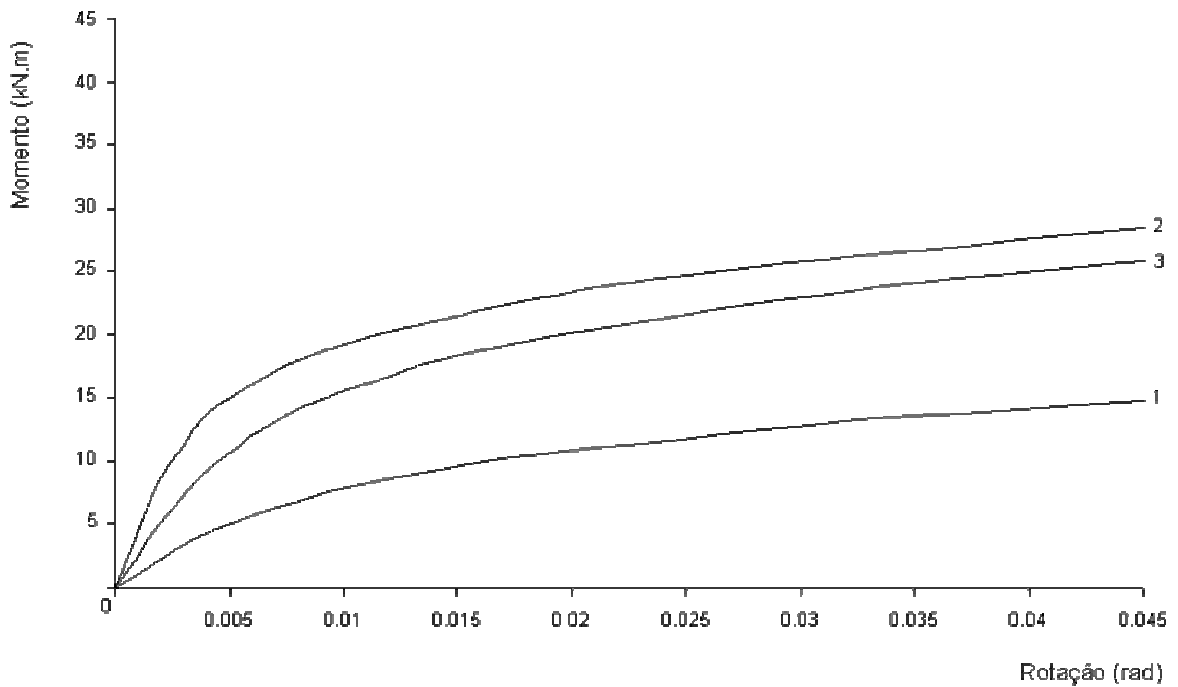
Chapa de topo

$$d_e = 25 \text{ cm};$$

$$t_e = 0,63 \text{ cm};$$

$$g = 10 \text{ cm};$$

$$t_{wv} = 0,63 \text{ cm}.$$



Curva 1 - Ligação com cantoneira simples

Curva 2 - Ligação com cantoneira dupla

Curva 3 - Ligação com chapa de topo

Figura 2.8 - Representação das curvas $M-\theta$ de Ang e Morris

2.3.1.2 - Ligação com chapa simples

Para a ligação com chapa simples (figura 2.4), usualmente classificada como flexível, será adotada a curva momento-rotação proposta por Richard et al. [6]. Esta curva, após ser adaptada para as situações correntes por Queiroz et al. [7], fica com a seguinte forma genérica:

$$M = \frac{285(n-1)\theta}{\left\{1 + \left[\frac{300(n-1)}{1,1}\theta\right]^{2/3}\right\}^{3/2}} M_{ref} \quad (2.3)$$

onde n é o número de parafusos da linha de furos e M_{ref} é um momento fletor de referência (grandeza baseada na hipótese de atuar na ligação um momento fletor que, isoladamente, na ausência de força cortante, leve todos os parafusos à máxima capacidade de carga), dado por:

$$M_{ref} = M_{tab} \left(\frac{n}{n_{tab}} \right)^{2,1} \left(\frac{d}{d_{tab}} \right) \quad (2.4)$$

onde:

d = diâmetro dos parafusos empregados na ligação;

M_{tab} = momento correspondente a M_{ref} obtido a partir de ensaios, tendo como parâmetros a espessura da chapa simples, número e diâmetro de parafusos (respectivamente n_{tab} e d_{tab}).

Alguns valores de M_{tab} , obtidos de [6], são apresentados na tabela 2.2 em função de valores específicos de n_{tab} e d_{tab} . Retira-se desta tabela o valor de M_{tab} correspondente a n_{tab} e d_{tab} mais próximos dos respectivos valores reais da ligação, n e d (figura 2.9)

Parafusos ASTM - A 325 $d_{tab} = 3/4"$ (19 mm)				
Espessura da chapa	Número de parafusos (n_{tab})			
t_e (mm)	3	5	7	9
6,3	1355	4042	8084	13481
8,0	1648	4934	9879	16462
9,5	2258	6774	13549	22559
12,5	2258	6707	13413	22356

Parafusos ASTM - A 325 $d_{tab} = 7/8"$ (22 mm)				
Espessura da chapa	Número de parafusos (n_{tab})			
t_e (mm)	3	5	7	9
6,3	1558	4742	9439	15728
8,0	1908	5713	11426	19036
9,5	2642	7926	15852	26420
12,5	2631	7881	15773	26285

Tabela 2.2 - Valores de M_{tab} em kN.cm

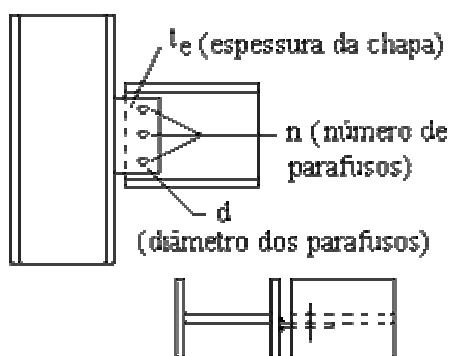


Figura 2.9 - Dimensões dos componentes da ligação com chapa simples

Para que os resultados fornecidos pela equação 2.3 possuam uma boa precisão, é necessário que a distância entre os centros dos furos esteja entre 70-80 mm.

A figura 2.10 [3] mostra as curvas momento-rotação para três ligações diferentes, com 3, 4 e 5 parafusos ASTM A325 de diâmetro igual a 19 mm, espaçados centro a centro de 75 mm. A espessura da chapa de ligação é igual a 6,3 mm. Nota-se que quanto maior o número de parafusos, e por conseqüência, maior o comprimento da linha de furos, menos flexível é a ligação.

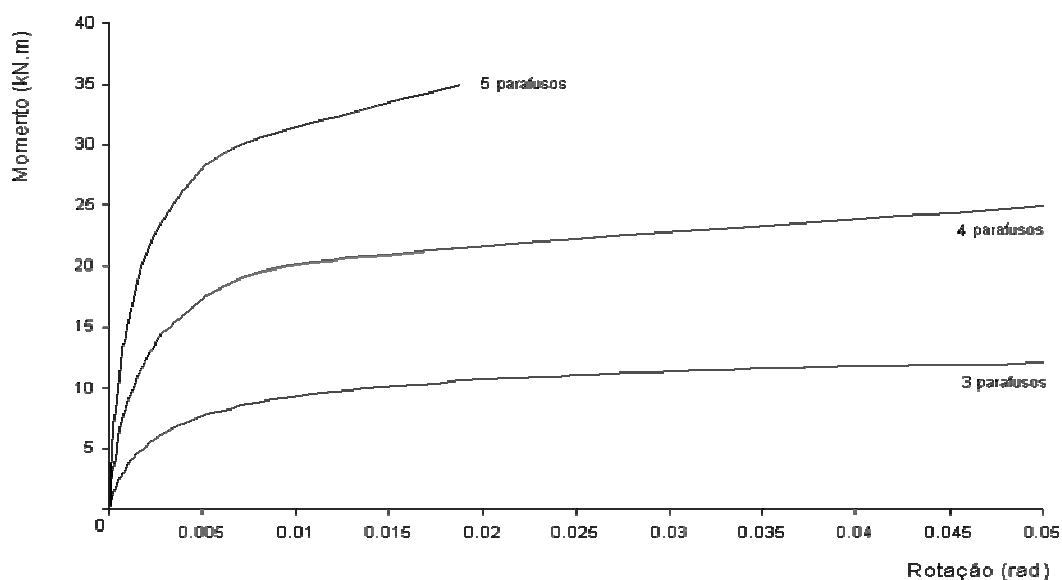


Figura 2.10 - Curvas $M-\theta$ para ligações com chapa simples

2.3.2 - Ligações rígidas

2.3.2.1 – Considerações básicas

Nessas ligações, supõe-se que o momento fletor da extremidade da viga (M) e a força normal (N) são resistidos através de esforços concentrados

de tração (T) e compressão (C) nas linhas de centro das mesas superior e inferior da viga, enquanto a força cortante (V) é resistida pela alma da viga, conforme mostra a figura 2.11. Têm-se então:

$$T = \frac{M}{h} + \frac{N}{2} \quad (2.5)$$

$$C = \frac{M}{h} - \frac{N}{2} \quad (2.6)$$

Nas ligações parafusadas, serão sempre usados quatro parafusos simetricamente dispostos em volta da mesa tracionada da viga. Junto à mesa comprimida podem ser usados apenas dois parafusos, conforme a figura 2.11, caso não haja inversão de esforços.

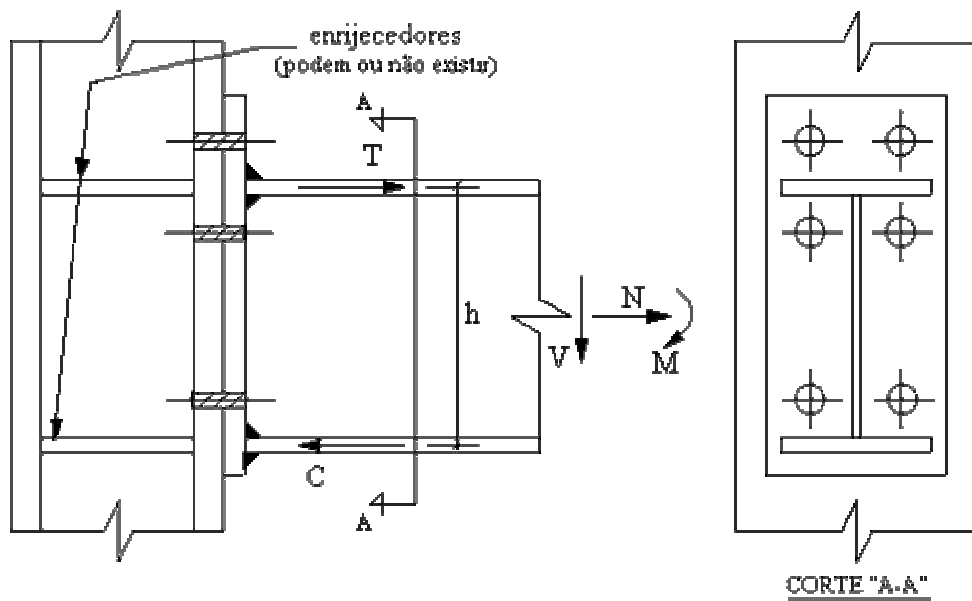


Figura 2.11 - Transmissão de esforços

A curva momento - rotação destas ligações, de acordo com o ENV 1993-1-1 [8], fica com a seguinte forma:

$$\frac{M}{\theta} = \frac{E h^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (2.7)$$

onde:

E = módulo de elasticidade do aço utilizado;

h = braço de alavanca do binário formado pelos esforços concentrados de tração e de compressão (h pode ser considerado como a distância entre as linhas de centro das mesas da viga);

μ = taxa de rigidez da ligação, determinada de acordo com o momento fletor de cálculo atuante M_d (na fase elástica, tem-se M_d menor que o momento fletor correspondente ao início do escoamento e pode-se fazer $\mu = 1$);

k_i = coeficientes de rigidez referentes aos seguintes esforços e respectivas deformações:

$k_1 \Rightarrow$ força cortante na alma do pilar;

$k_2 \Rightarrow$ compressão na alma do pilar;

$k_3 \Rightarrow$ tração na mesa do pilar;

$k_4 \Rightarrow$ tração na alma do pilar;

$k_5 \Rightarrow$ tração na chapa de extremidade;

$k_6 \Rightarrow$ tração nos parafusos.

Os coeficientes k_3 , k_5 e k_6 são aplicáveis somente às ligações parafusadas.

Nos sub-itens a seguir, são apresentados os valores dos coeficientes de rigidez para as ligações soldadas e parafusadas, respectivamente. Estes valores são válidos para os perfis laminados europeus e para outros perfis com dimensões similares.

2.3.2.2 - Coeficientes de rigidez para as ligações soldadas

Os coeficientes de rigidez relacionados às ligações soldadas são os coeficientes k_1 , k_2 e k_4 , respectivamente referentes à distorção por cisalhamento da alma do pilar (figura 2.12), deformação por compressão da alma do pilar e deformação por tração da alma do pilar.

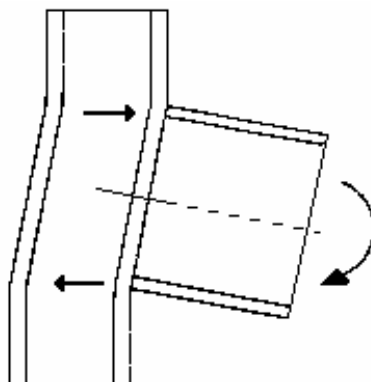


Figura 2.12 - Distorção por força cortante no pilar

De acordo com o ENV 1993-1-1 [8], o coeficiente k_1 tem como valor:

$$k_1 = \frac{0,38A_{wp}}{\beta h} \quad (2.8)$$

onde A_{wp} é a área efetiva do pilar ao cisalhamento, ou seja, a área da alma do pilar, dada por (figura 2.13):

$$A_{wp} = (d_p - 2t_{fp})t_{wp} \quad (2.9)$$

e β é um parâmetro de transformação, cujos valores aproximados são fornecidos pela tabela 2.3.

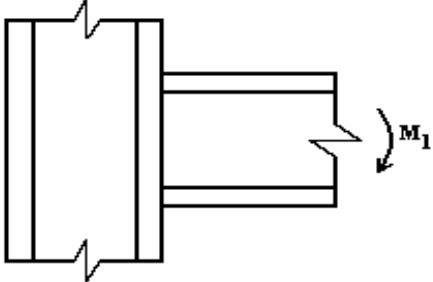
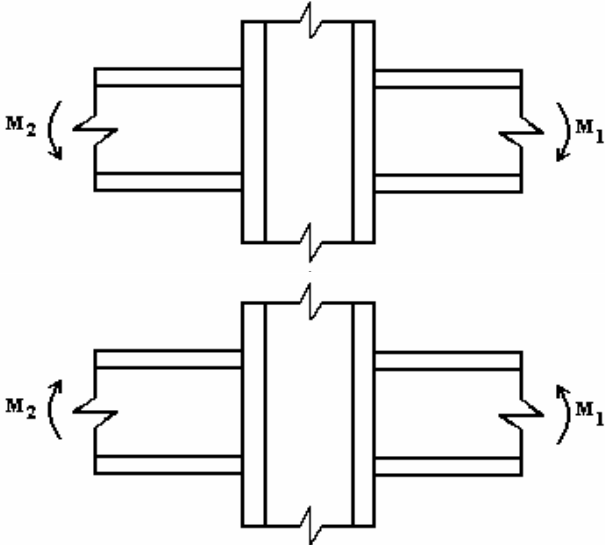
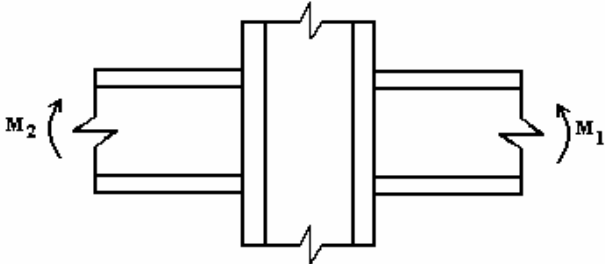
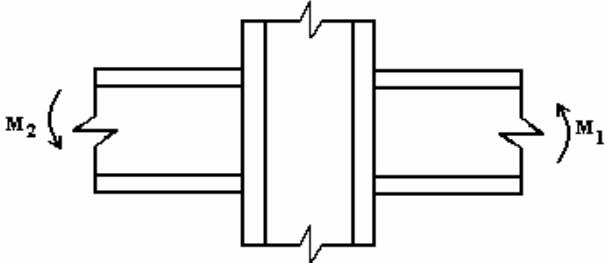
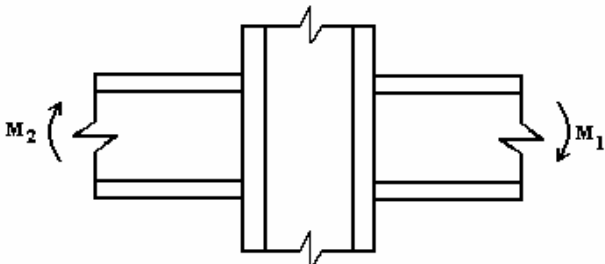
Tipo de configuração do nó	Solicitações	β
	M_1	1
	$M_1 = M_2$	0
	$M_1 \neq M_2$	1
	$M_1 = M_2$	2
	$M_1 \neq M_2$	2

Tabela 2.3 - Valores do parâmetro de transformação β

Os coeficientes de rigidez k_2 e k_4 têm o mesmo valor e são iguais a:

$$k_2 = k_4 = \frac{0,7 b_{ef1} t_{wp}}{h_p} + \frac{A_1}{l_1} \quad (2.10)$$

onde b_{ef1} é dado por:

$$b_{ef1} = t_{fv} + 2s_v + 5t_{fp} + 5s_p \quad (2.11)$$

A figura 2.13 indica os elementos envolvidos nas equações 2.8 a 2.11, onde têm-se:

t_{fv} = espessura da mesa da viga;

s_v = cateto do filete da solda entre a mesa da viga e a mesa do pilar
(caso a solda seja de penetração, deve-se fazer $s_v = 0$);

t_{fp} = espessura da mesa do pilar;

s_p = raio interno de concordância entre a alma e a mesa do pilar, no caso de perfil laminado, ou cateto do filete de solda de composição, no caso de perfil soldado;

t_{wp} = espessura da alma do pilar;

h_p = altura da alma do pilar;

d_p = altura da seção transversal do pilar;

b_l = largura do possível enrijecedor horizontal;

t_l = espessura do possível enrijecedor horizontal.

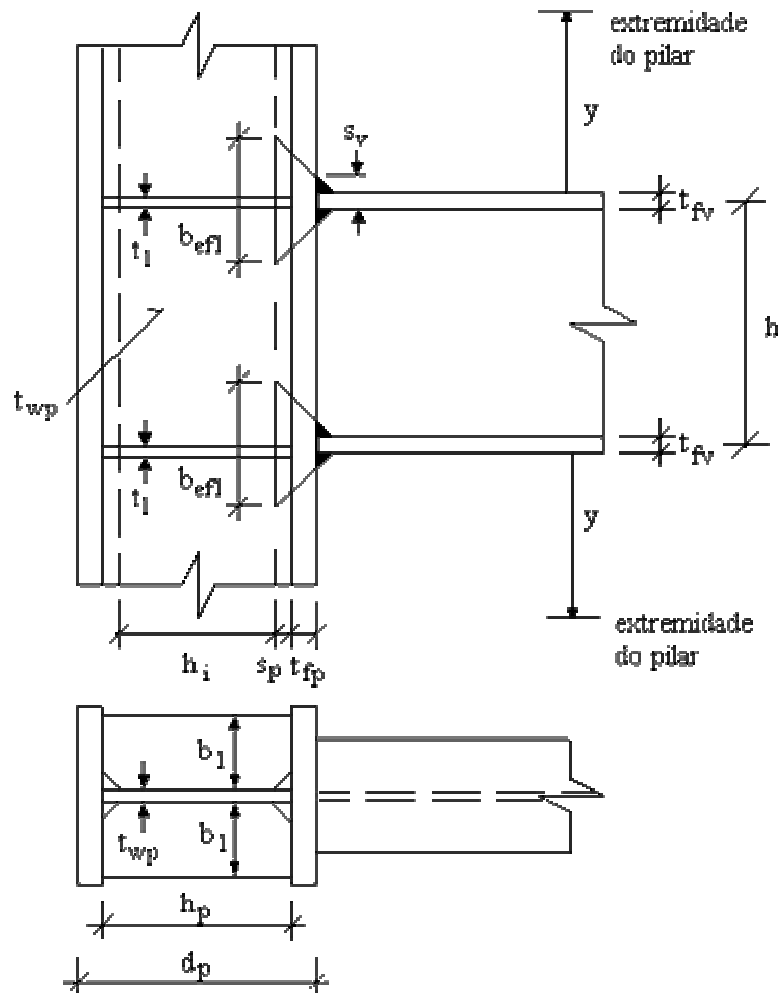


Figura 2.13 - Grandezas geométricas para determinação dos coeficientes de rigidez, ligação soldada

Os termos A_l e l_l da equação 2.10 indicam respectivamente a área e o semi-comprimento dos possíveis enrijecedores horizontais. Quando existirem tais enrijecedores, estes termos podem ser dados por:

$$A_l = 2b_1 t_l \quad (2.12)$$

$$l_1 = \frac{(d_p - 2t_{fp})}{2} \quad (2.13)$$

Deve ser observado que a equação 2.11 somente tem validade para os casos em que o prolongamento do pilar (y na figura 2.13) permite o desenvolvimento do comprimento b_{efl} . Nas extremidades de pilar (figura 2.14), é obrigatória a utilização de enrijecedores horizontais. Neste caso, na equação 2.10, somente a parcela relativa aos enrijecedores deve ser considerada, logo:

$$k_2 = k_4 = \frac{A_1}{l_1} \quad (2.14)$$

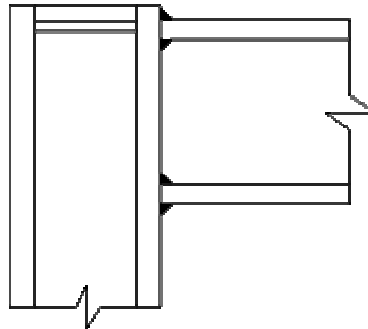


Figura 2.14 - Enrijecedor horizontal obrigatório nas extremidades dos pilares

2.3.2.3 - Coeficientes de rigidez para as ligações parafusadas

O coeficiente k_1 , referente à distorção por cisalhamento da alma do pilar, apresenta o mesmo valor que nas ligações soldadas (equação 2.8). Os coeficientes k_3 , k_4 , k_5 e k_6 , relacionados às deformações por tração da mesa do pilar, da alma do pilar, da chapa de extremidade e dos

parafusos, respectivamente, segundo o ENV 1993-1-1 [8] têm os seguintes valores:

$$k_3 = \frac{1,70 l_{ef1} t_{fp}^3}{m^3} \quad (2.15)$$

$$k_4 = \frac{1,40 l_{ef1} t_{wp}}{h_p} \quad (2.16)$$

$$k_5 = \frac{1,70 l_{ef2} t_e^3}{m^3} \quad (2.17)$$

$$k_6 = \frac{3,20 A_s}{l_b} \quad (2.18)$$

Nestas equações:

- l_{ef1} representa o comprimento efetivo que cada uma das duas filas horizontais de parafusos utiliza para reagir ao esforço de tração, e é igual ao menor entre os seguintes valores:

Ligação não-enrijecida	Ligação enrijecida
$2\pi m$	$2\pi m$
$\pi m + 2a$	αm
$4m + 1,25e$	
$2m + 0,625e + a$	
$\pi m + c$	
$c + 2a$	
$2m + 0,625e + 0,5c$	
$e + 0,5c$	

Tabela 2.4 - Valores para l_{ef1}

onde α é um coeficiente que deve ser obtido por meio do ábaco apresentado na figura 2.15.

- l_{ef2} representa o comprimento efetivo de atuação dos esforços de tração na chapa de extremidade, e é igual ao menor entre os seguintes valores:

$2\pi m_x$
$\pi m_x + g$
$\pi m_x + b_e - g$
$4m_x + 1,25a$
$0,5(b_e - g) + 2m_x + 0,625a$
$0,5b_e$
$0,5g + 2m_x + 0,625a$

Tabela 2.5 - Valores para l_{ef2}

- A_s indica a área resistente à tração do parafuso utilizado $\left(A_s = \frac{0,75\pi d^2}{4} \right)$, onde d é o seu diâmetro nominal.

As grandezas geométricas estão mostradas na figura 2.16.

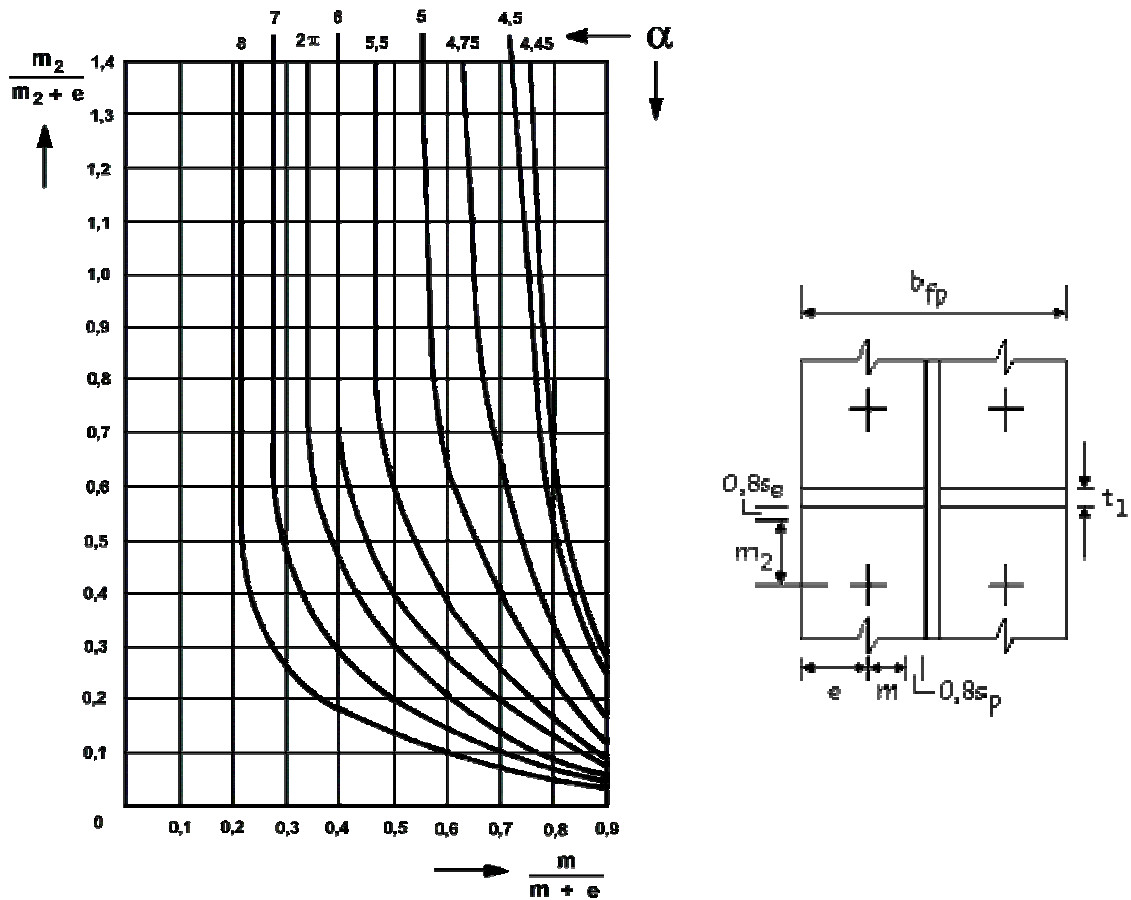


Figura 2.15 - Valores do coeficiente α

O coeficiente de rigidez relacionado à deformação por compressão da alma do pilar, k_2 , ainda segundo o ENV 1993-1-1 [8], tem como valor:

$$k_2 = \frac{0,7b_{ef1} t_{wp} + 4b_1 t_1}{h_p} \quad (2.19)$$

onde b_{efl} é a altura da região de introdução da força de compressão na alma do pilar, cujo valor é dado por:

$$b_{efl} = t_{fv} + 2s_e + 2t_e + 5t_{fp} + 5s_p \quad (2.20)$$

Quando não houver enrijecedores horizontais comprimidos, deve-se tomar b_l igual a zero. Ainda, quando o prolongamento do pilar além da mesa comprimida da viga (y na figura 2.16) não for suficiente para a formação do comprimento b_{efl} , deve ser utilizado enrijecedor horizontal, e deve-se tomar b_{efl} igual a zero na equação 2.19. As grandezas geométricas que aparecem nas equações 2.19 e 2.20 estão mostradas na figura 2.16.

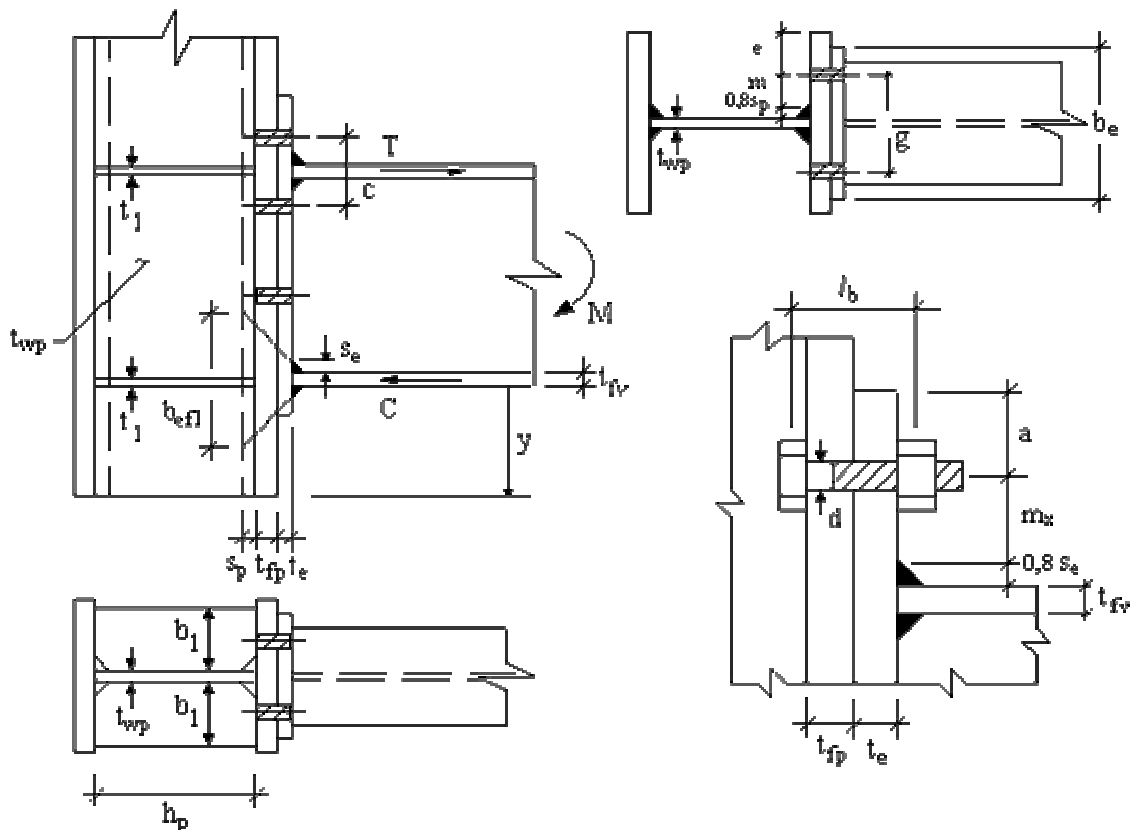


Figura 2.16 - Grandezas geométricas para determinação dos coeficientes de rigidez, ligação parafusada

2.3.2.4 - Estudo comparativo

A figura 2.17 mostra o comportamento, até um momento fletor correspondente a 80% do momento de plastificação da viga, da ligação entre um pilar de extremidade em perfil I soldado de 300 x 250 x 31,5 x 19, com solda de composição de 8 mm e uma viga em perfil I soldado de 550 x 250 x 19 x 6,3, com solda de composição de 6 mm, ambos em aço com limite de escoamento de 250 MPa, nas seguintes condições:

- a) ligação soldada sem enrijecedores no pilar;
- b) ligação soldada com enrijecedores no pilar (duas chapas em oposição à cada mesa da viga, de 100 x 19 mm);
- c) ligação parafusada com 4 parafusos com $d = 31,75$ mm em volta de cada mesa da viga e chapa de extremidade de 31,5 mm de espessura;
- d) idem c com enrijecedores conforme b.

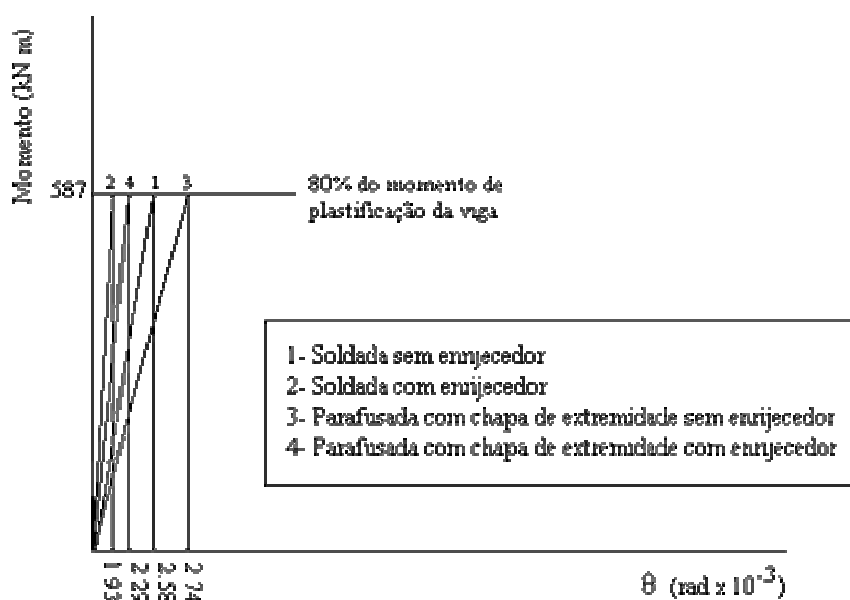


Figura 2.17 - Comportamento das ligações classificadas como rígidas

2.4 - Rigidez das Ligações na Análise Estrutural

Com o objetivo de um uso prático mais simples, evitando a consideração do comportamento não-linear das ligações, de acordo com King e Chen [9], diversos pesquisadores, entre os quais Frye e Morris [10], têm usado a rigidez inicial da ligação, R_{in} , na análise estrutural (figura 2.18). Este procedimento, no caso das ligações classificadas como flexíveis, faz com que a estrutura se torne mais rígida do que de fato é, levando a resultados muitas vezes distorcidos.

A rigidez real de uma ligação em qualquer ponto da curva momento-rotação ($M-\theta$) corresponde à rigidez tangente ($R_{tan} = \Delta M/\Delta \theta$). Entretanto, conforme Leon et al. [11], para fins práticos, é usual assumir uma aproximação linear na faixa de carregamento de serviço ($\theta < \theta_{ser}$), na forma de uma rigidez secante (R_{sec}). Esta rigidez é geralmente menor que a inicial.

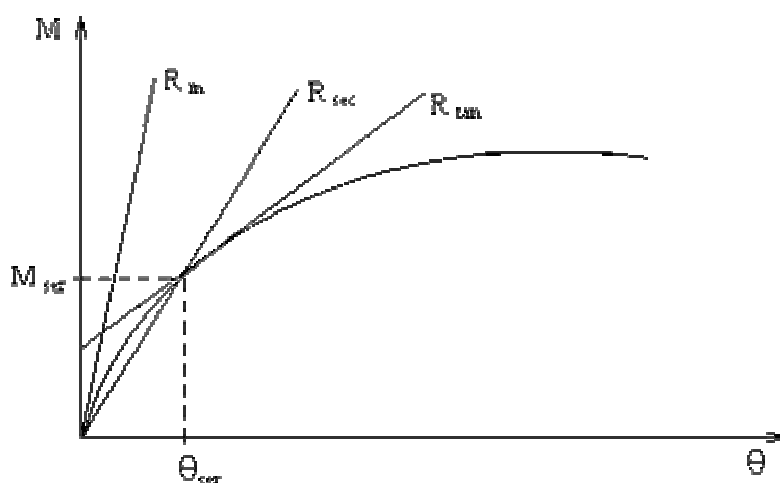


Figura 2.18 – Rigidez inicial, tangente e secante em uma ligação

Estudos bastante extensos feitos por Ackroyd [12] indicaram que a rigidez secante das ligações classificadas como flexíveis em pórticos

planos, quando o carregamento se aproxima de sua capacidade de resistência, corresponde tipicamente a 20% da rigidez inicial, R_{in} , nas extremidades a sotavento e a 80% da rigidez inicial nas extremidades a barlavento das vigas, quando o pórtico está submetido a ações gravitacionais e de vento. Desta forma, King e Chen [9] consideram razoável usar uma rigidez média para as ligações igual a $0,5 R_{in}$, quando se está determinando os esforços solicitantes de cálculo. O ENV 1993-1-1 [8] também recomenda utilizar este valor de rigidez média.

Para as ligações com cantoneira simples, cantoneira dupla e chapa de topo, a rigidez inicial é dada por:

$$R_{in} = \left[\frac{dM}{d\theta} \right]_{\theta=0} = \left[\frac{1}{\frac{d\theta}{dM}} \right]_{M=0} \quad (2.21)$$

onde a rotação θ é expressa pela equação 2.2.

Nas ligações com chapa simples, vem:

$$R_{in} = \left[\frac{dM}{d\theta} \right]_{\theta=0} \quad (2.22)$$

onde o momento fletor M é expresso pela equação 2.3.

Nas ligações usualmente classificadas como rígidas, como a relação momento-rotação é praticamente constante em regime elástico (ver figura 1.1), a análise estrutural será feita tomando-se sua rigidez inicial, dada pela equação 2.22, com M expresso pela equação 2.7.

Caso a ligação seja perfeitamente rígida, deve-se tomar um valor relativamente muito elevado para a rigidez inicial. Se a ligação for perfeitamente rotulada, toma-se um valor nulo para a rigidez inicial.

3 – A ANÁLISE ESTRUTURAL EM TEORIA DE 2^a ORDEM COM LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS

3.1 - Considerações Gerais

Em uma análise estrutural, quando as relações de equilíbrio são escritas em relação à geometria indeformada (ou original) da estrutura, a análise é classificada como uma análise em teoria de 1^a ordem. Por outro lado, quando as relações de equilíbrio são escritas em relação à geometria deformada da estrutura, a análise é classificada como uma análise em teoria de 2^a ordem. Análise em teoria de 2^a ordem é sempre necessária para a consideração da estabilidade das estruturas.

Ao contrário de uma análise em teoria de 1^a ordem na qual as soluções podem ser obtidas de uma maneira simples e direta, uma análise em teoria de 2^a ordem sempre requer um procedimento iterativo para obtenção de soluções. Isto deve-se ao fato de que a geometria deformada da estrutura não é conhecida durante a formulação das relações de equilíbrio. Assim, a análise geralmente segue um processo incremental. A geometria deformada da estrutura obtida de um ciclo de cálculos anterior é usada como base para a formulação das relações de equilíbrio do ciclo de cálculos atual.

3.2 – Efeitos de 2^a Ordem

Os efeitos de 2^a ordem estudados neste trabalho são o efeito da alteração da rigidez em função da força normal e o efeito $P-\Delta$.

3.2.1 – Efeito da alteração da rigidez em função da força normal

Na análise estrutural clássica [13], é possível relacionar as rotações de extremidade θ_A e θ_B e a rotação da barra ρ com os momentos de extremidade M_A e M_B (figura 3.1-d). Têm-se assim:

$$M_A = \frac{EI_x}{L}(4\theta_A + 2\theta_B - 6\rho) \quad (3.1)$$

$$M_B = \frac{EI_x}{L}(2\theta_A + 4\theta_B - 6\rho) \quad (3.2)$$

Estas equações são válidas apenas se a força normal, P , for nula. Se P for diferente de zero, devem ser deduzidas novas equações, o que será feito a seguir, inicialmente para P de compressão (barra flexo-comprimida) e posteriormente para P de tração (barra flexo-tracionada).

3.2.1.1 – Barras flexo-comprimidas

A equação diferencial que representa as deformações de uma barra flexo-comprimida de rigidez EI , submetida à força normal P e a um momento M_A na extremidade A , é dada por (figura 3.1-a):

$$EI_x v^{IV} + P v'' = 0 \quad (3.3)$$

cuja solução é:

$$v = C_1 \operatorname{sen}\beta z + C_2 \operatorname{cos}\beta z + C_3 z + C_4 \quad (3.4)$$

onde $\beta^2 = P/(EI)$ e P de compressão tomado com sinal positivo. Os coeficientes C_1 a C_4 são determinados a partir das condições de contorno:

$$v(0) = v(L) = v''(L) = 0 \quad (3.5)$$

$$v''(0) = -M_A/(EI) \quad (3.6)$$

Desta forma, chega-se finalmente a:

$$v = \frac{M_A}{P} \left(\cos \beta z - \frac{\text{sen} \beta z}{\text{tg} \beta L} + \frac{z}{L} - 1 \right) \quad (3.7)$$

As rotações de extremidade são obtidas por diferenciação, resultando em:

$$v'(0) = \theta_A = \frac{M_A}{P} \left(\frac{1}{L} - \frac{\beta}{\text{tg} \beta L} \right) \quad (3.8)$$

$$v'(L) = \theta_B = \frac{M_A}{P} \left(\frac{1}{L} - \frac{\beta}{\text{sen} \beta L} \right) \quad (3.9)$$

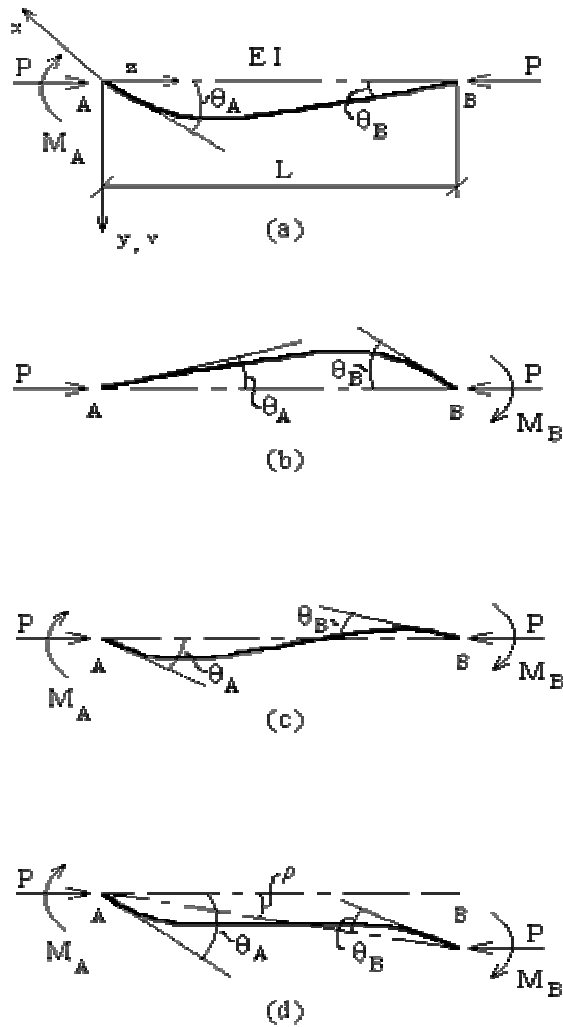


Figura 3.1 - Deformações de uma barra flexo-comprimida

De maneira similar, podem ser encontradas as rotações de extremidade para a situação da figura 3.1-b, onde atuam o momento M_B e a força normal de compressão P :

$$\theta_A = \frac{M_B}{P} \left(\frac{1}{L} - \frac{\beta}{\text{sen}\beta L} \right) \quad (3.10)$$

$$\theta_B = \frac{M_B}{P} \left(\frac{1}{L} - \frac{\beta}{\text{tg}\beta L} \right) \quad (3.11)$$

Para a situação da figura 3.1-c, devem ser superpostas as situações das figuras 3.1-a e 3.1-b, vindo assim

$$\theta_A = \frac{L(c M_A - s M_B)}{EI} \quad (3.12)$$

$$\theta_B = \frac{L(-s M_A + c M_B)}{EI} \quad (3.13)$$

onde:

$$c = \frac{1 - (\beta L / \operatorname{tg} \beta L)}{(\beta L)^2} \quad (3.14)$$

$$s = \frac{(\beta L / \operatorname{sen} \beta L) - 1}{(\beta L)^2} \quad (3.15)$$

Acrescentando a rotação da barra como corpo rígido, ρ , vem:

$$\theta_A = \frac{L(c M_A - s M_B)}{EI} + \rho \quad (3.16)$$

$$\theta_B = \frac{L(-s M_A + c M_B)}{EI} + \rho \quad (3.17)$$

Retirando-se os valores de M_A e M_B , obtêm-se:

$$M_A = \frac{EI}{L} [C\theta_A + S\theta_B - \rho(C + S)] \quad (3.18)$$

$$M_B = \frac{EI}{L} [S\theta_A + C\theta_B - \rho(C + S)] \quad (3.19)$$

onde:

$$C = \frac{c}{c^2 - s^2} \quad (3.20)$$

$$S = \frac{s}{c^2 - s^2} \quad (3.21)$$

As equações 3.18 e 3.19 relacionam deslocamentos e momentos nas extremidades de uma barra submetida a uma força normal de compressão P . Pode ser mostrado que, se $P=0$, $C=4$ e $S=2$, as equações 3.18 e 3.19 tornam-se idênticas às equações 3.1 e 3.2, respectivamente. Nestas equações, as rotações e momentos são positivos quando tiverem sentido horário, com P de compressão positivo.

Os coeficientes C e S são conhecidos como funções de estabilidade e seus valores, como mostrado, são funções do produto βL , com:

$$\beta = \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (3.22)$$

Para se ter uma idéia da influência da força normal de compressão na rigidez das barras, tome-se como exemplo a barra mostrada na figura 3.2, submetida à carga P , onde $\theta_B = 0$ e $\rho = 0$.

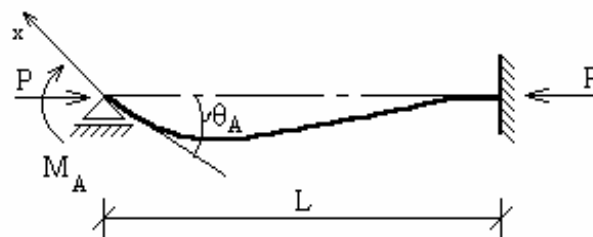


Figura 3.2 - Relação entre θ_A e M_A

Aplicando no apoio A o momento M_A , a rotação em A , tendo em vista a equação 3.18, será:

$$\theta_A = \frac{L M_A}{CIE} \quad (3.23)$$

Observa-se que o valor da função de estabilidade C é tanto menor quanto maior é o valor de P , ou seja, o valor da rotação θ_A torna-se tanto maior quanto maior o valor de P . Verifica-se assim que a força normal de compressão reduz a rigidez da barra, em um efeito conhecido como degenerescência da rigidez.

A figura 3.3 mostra a evolução dos valores de C e S para as barras submetidas à força normal de compressão em função de βL .

3.2.1.2 – Barras flexo-tracionadas

Se atua em uma barra uma força normal de tração, é possível demonstrar que permanecem válidas as equações 3.20 e 3.21, respectivamente para os fatores de estabilidade C e S , mas os valores de c e s , dados anteriormente pela equações 3.14 e 3.15, devem ser agora obtidos pelas expressões:

$$c = \frac{(\beta L / \operatorname{tgh} \beta L) - 1}{(\beta L)^2} \quad (3.24)$$

$$s = \frac{1 - (\beta L / \operatorname{senh} \beta L)}{(\beta L)^2} \quad (3.25)$$

onde β é dado pela equação 3.22, e P , de tração, deve ser sempre tomado em valor absoluto.

Com força normal de tração, tem-se uma elevação no valor da rigidez da barra. A figura 3.3 apresenta graficamente os valores de C e S para barras submetidas à força normal de tração em função do produto βL .

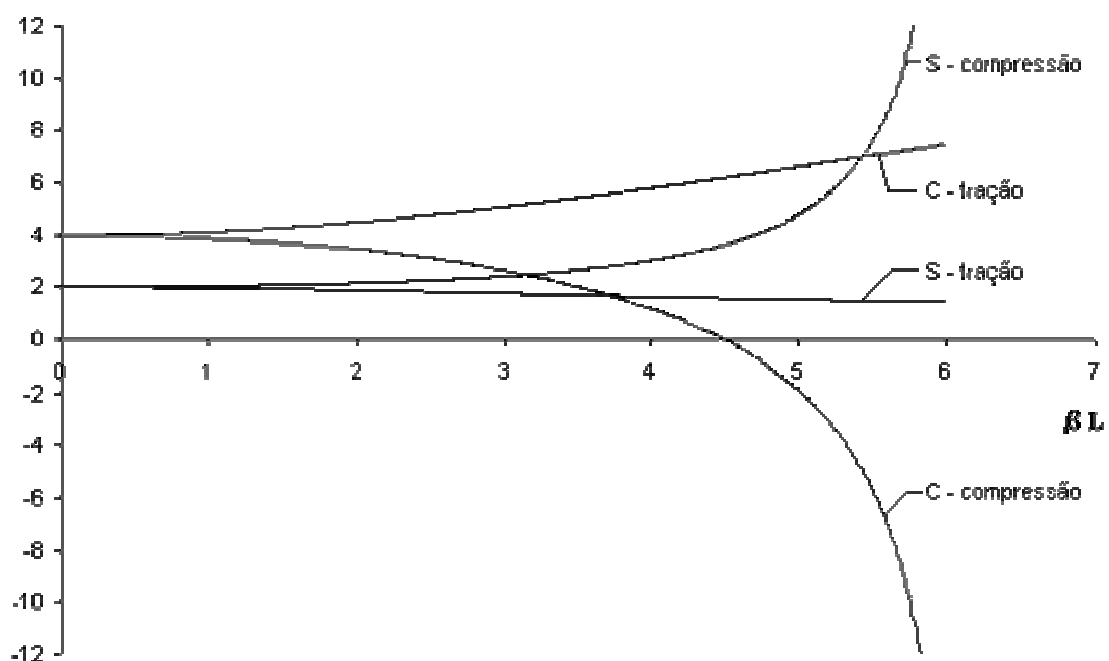


Figura 3.3 – Valores de C e S

3.2.2 - O efeito $P-\Delta$

O efeito $P-\Delta$ relaciona-se à atuação da força normal, P , nas barras considerando o seu eixo deformado para estabelecimento das equações de equilíbrio, ou seja, considerando o deslocamento transversal relativo, Δ , em ambas as extremidades.

Seja, por exemplo, a barra da figura 3.4. Dando um deslocamento transversal Δ à extremidade A , têm-se os momentos fletores M_A e M_B indicados, obtidos com base nas equações 3.18 e 3.19. Estabelecendo-se a condição de equilíbrio de momentos em relação a B , com a carga P em A deslocada de Δ , vem:

$$-\frac{EI\Delta}{L^2}(C+S) + P\Delta + R_A L - \frac{EI\Delta}{L^2}(C+S) = 0 \quad (3.26)$$

onde:

$$R_A = \frac{2EI\Delta}{L^3}(C+S) - \frac{P\Delta}{L} \quad (3.27)$$

Por equilíbrio de forças horizontais, obtém-se:

$$R_B = -R_A = -\frac{2EI\Delta}{L^3}(C+S) + \frac{P\Delta}{L} \quad (3.28)$$

Nestas expressões, a parcela $P\Delta/L$ refere-se ao efeito $P-\Delta$.

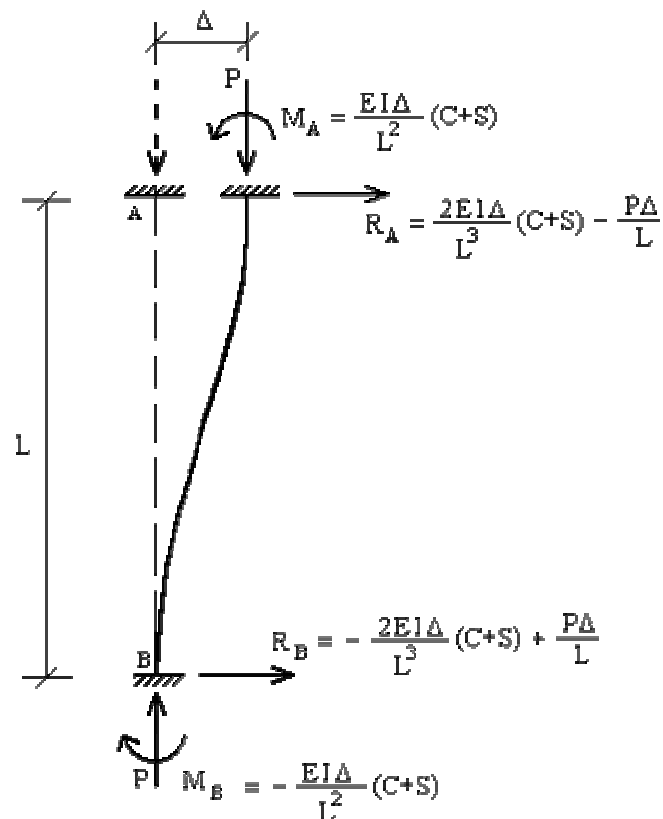


Figura 3.4 – Efeito $P-\Delta$

3.2.3 - Matriz de rigidez considerando os efeitos de 2^a ordem

De acordo com a análise matricial clássica, a formação da matriz de rigidez de uma barra prismática, com módulo de elasticidade E , área da seção transversal A , momento de inércia I e comprimento L , pode ser obtida determinando-se os esforços nas extremidades das barras devidos a deslocamentos unitários impostos nas extremidades i e j , respectivamente, conforme ilustra a figura 3.5. Os esforços nas extremidades correspondentes a um determinado deslocamento constituem uma coluna da matriz de rigidez.

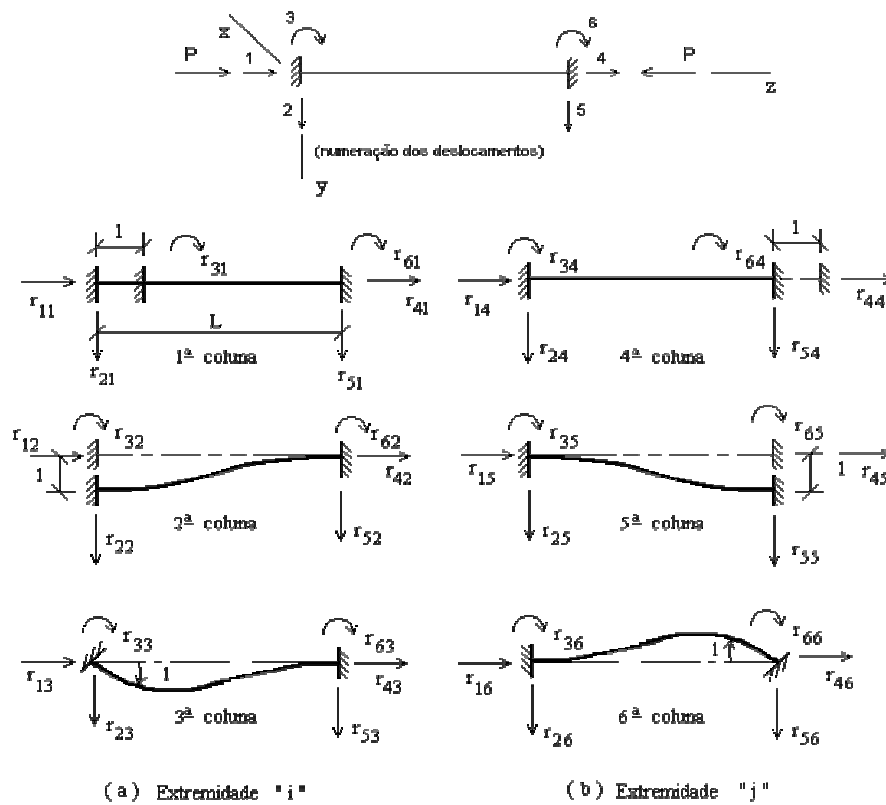


Figura 3.5 - Deslocamentos unitários nas extremidades da barra para a formação da matriz de rigidez

Quando não se considera a influência da força normal, ou seja, $P = 0$, a matriz de rigidez tem a forma:

$$[r] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 EI}{L^3} & \frac{6 EI}{L^2} & 0 & -\frac{12 EI}{L^3} & \frac{6 EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6 EI}{L^2} & \frac{4 EI}{L} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} & \frac{2 EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 EI}{L^3} & -\frac{6 EI}{L^2} & 0 & \frac{12 EI}{L^3} & -\frac{6 EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6 EI}{L^2} & \frac{2 EI}{L} & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} & \frac{4 EI}{L} \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

Considerando os efeitos de 2ª ordem estudados, ou seja, o efeito da alteração da rigidez em função da força normal e o efeito $P-\Delta$, a matriz de rigidez fica com a seguinte forma:

$$[r] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2EI}{L^3}(C+S) - \frac{P}{L} & \frac{EI}{L}(C+S) & 0 & -\frac{2EI}{L^3}(C+S) + \frac{P}{L} & \frac{EI}{L}(C+S) \\ 0 & \frac{EI}{L}(C+S) & \frac{EI}{L}C & 0 & -\frac{EI}{L}(C+S) & \frac{EI}{L}S \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{2EI}{L^3}(C+S) + \frac{P}{L} & -\frac{EI}{L}(C+S) & 0 & \frac{2EI}{L^3}(C+S) - \frac{P}{L} & -\frac{EI}{L}(C+S) \\ 0 & \frac{EI}{L}(C+S) & \frac{EI}{L}S & 0 & -\frac{EI}{L}(C+S) & \frac{EI}{L}C \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

As funções de estabilidade C e S são dadas pelas equações 3.20 e 3.21 e permitem a consideração do efeito da influência da força normal na rigidez da barra. Nos elementos (2-2), (2-5), (5-2) e (5-5), o termo em que a força normal P aparece explícita, deve-se apenas ao efeito $P-\Delta$. Neste termo, deve-se adotar sinal positivo para a força P quando esta for de compressão, e negativo quando for de tração.

Um processo semelhante de se levar em conta os efeitos de 2ª ordem foi estudado por Lavall [14], chegando-se, como era esperado, a uma matriz de rigidez similar à matriz de rigidez 3.30.

Uma outra forma de procedimento é considerar o efeito da alteração de rigidez devido à força normal por meio dos 3 primeiros termos da expansão da série de Taylor das funções de estabilidade elástica, obtidos por King e Chen [9]. Assim, a matriz de rigidez do elemento será:

$$[r] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \left(\frac{K_{ii}+2K_{ij}+K_{jj}}{L^2}\right) - \frac{P}{L} & \left(\frac{K_{ii}+K_{ji}}{L}\right) & 0 & -\left(\frac{K_{ii}+2K_{ij}+K_{jj}}{L^2}\right) + \frac{P}{L} & \left(\frac{K_{ij}+K_{jj}}{L}\right) \\ 0 & \left(\frac{K_{ii}+K_{ij}}{L}\right) & K_{ii} & 0 & -\left(\frac{K_{ii}+K_{ij}}{L}\right) & K_{ij} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\left(\frac{K_{ii}+2K_{ij}+K_{jj}}{L^2}\right) + \frac{P}{L} & -\left(\frac{K_{ii}+K_{ji}}{L}\right) & 0 & \left(\frac{K_{ii}+2K_{ij}+K_{jj}}{L^2}\right) - \frac{P}{L} & -\left(\frac{K_{ij}+K_{jj}}{L}\right) \\ 0 & \left(\frac{K_{ji}+K_{jj}}{L}\right) & K_{ji} & 0 & -\left(\frac{K_{ji}+K_{jj}}{L}\right) & K_{jj} \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

com:

$$K_{ii} = K_{jj} = \left(\frac{4EI}{L}\right) - \left(\frac{2PL}{15}\right) - \left(\frac{44P^2L^3}{25000EI}\right) \quad (3.32)$$

$$K_{ij} = K_{ji} = \left(\frac{2EI}{L}\right) + \left(\frac{PL}{30}\right) + \left(\frac{26P^2L^3}{25000EI}\right) \quad (3.33)$$

onde:

P = força normal na barra (sinais positivos e negativos, respectivamente, para compressão e tração);

A = área da seção transversal;

E = módulo de elasticidade longitudinal;

L = comprimento da barra;

I = momento de inércia da seção.

Para avaliar a precisão dos resultados quando se usa os termos da série de Taylor (matriz 3.31), será feita uma comparação com o outro método

apresentado (matriz 3.30) de valores numéricos obtidos para alguns elementos da matriz de rigidez.

Usar-se-á uma barra de aço com comprimento $L = 300$ cm, área $A = 127,3$ cm² e momento de inércia $I = 74041$ cm⁴.

Será tomado o módulo de elasticidade do aço igual a $E = 20500$ kN/cm², e uma força normal, P , variando de zero até $0,5 A_g f_y$, para compressão e tração, onde f_y é o limite de escoamento do aço, suposto igual a 25 kN/cm².

Para o cálculo dos elementos da matriz 3.30, devem ser obtidos os parâmetros β , C e S , dados pelas equações 3.22, 3.20 e 3.21, respectivamente. Têm-se assim:

Carga P (kN)	Matriz 3.30		
	βL	C	S
-1591,25	0,31	4,0126	1,9969
-1400	0,29	4,0111	1,9972
-1200	0,27	4,0095	1,9976
-1000	0,24	4,0079	1,9980
-800	0,22	4,0063	1,9984
-600	0,19	4,0047	1,9988
-400	0,15	4,0032	1,9992
-200	0,11	4,0016	1,9996
0	0,00	4,0000	2,0000
200	0,11	3,9984	2,0004
400	0,15	3,9968	2,0008
600	0,19	3,9953	2,0012
800	0,22	3,9937	2,0016
1000	0,24	3,9921	2,0020
1200	0,27	3,9905	2,0024
1400	0,29	3,9889	2,0028
1591,25	0,31	3,9874	2,0032

Tabela 3.1 - Parâmetros para o cálculo dos elementos da matriz 3.30

Para o cálculo dos elementos da matriz 3.31, torna-se necessário obter os parâmetros K_{ii} , K_{ij} , K_{ji} e K_{jj} , dados pelas equações 3.32 e 3.33, respectivamente. Tem-se assim:

Carga P (kN)	Matriz 3.31	
	K_{ii}	K_{ij}
-1591,25	20301444,0600	10103071,0100
-1400	20293811,9704	10104972,9266
-1200	20285828,2503	10106963,3066
-1000	20277842,0257	10108955,1666
-800	20269853,2964	10110948,5066
-600	20261862,0626	10112943,3267
-400	20253868,3241	10114939,6267
-200	20245872,0810	10116937,4067
0	20237873,3333	10118936,6667
200	20229872,0810	10120937,4067
400	20221868,3241	10122939,6267
600	20213862,0626	10124943,3267
800	20205853,2964	10126948,5066
1000	20197842,0257	10128955,1666
1200	20189828,2503	10130963,3066
1400	20181811,9704	10132972,9266
1591,25	20174144,0600	10134896,0100

Tabela 3.2 - Parâmetros para o cálculo dos elementos da matriz 3.31

A seguir, são apresentados os valores obtidos para os elementos (2-2), (2-3), (3-3) e (3-6) das matrizes. Os demais elementos são iguais aos citados, alguns apenas possuem sinais contrários.

Matriz 3.30				
Carga P (kN)	Elemento (2 – 2)	Elemento (2 – 3)	Elemento (3 – 3)	Elemento (3 – 6)
-1591,25	680,9601	101348,3845	20301444,8462	10103070,5149
-1400,00	680,1952	101329,2837	20293812,5644	10104972,5548
-1200,00	679,3954	101309,3057	20285828,6755	10106963,0423
-1000,00	678,5955	101289,3243	20277842,3132	10108954,9892
-800,00	677,7956	101269,3396	20269853,4754	10110948,3970
-600,00	676,9957	101249,3514	20261862,1605	10112943,2672
-400,00	676,1957	101229,3599	20253868,3664	10114939,6012
-200,00	675,3958	101209,3650	20245872,0913	10116937,4005
0,00	674,5958	101189,3667	20237873,3333	10118936,6667
200,00	673,7958	101169,3650	20229872,0907	10120937,4010
400,00	672,9957	101149,3599	20221868,3614	10122939,6051
600,00	672,1957	101129,3514	20213862,1436	10124943,2804
800,00	671,3956	101109,3395	20205853,4354	10126948,4284
1000,00	670,5955	101089,3243	20197842,2350	10128955,0506
1200,00	669,7954	101069,3056	20189828,5405	10130963,1483
1400,00	668,9952	101049,2836	20181812,3500	10132972,7232
1591,25	668,2301	101030,1343	20174144,5314	10134895,7622

Tabela 3.3 - Elementos da matriz 3.30

Matriz 3.31				
Carga P (kN)	Elemento (2 – 2)	Elemento (2 – 3)	Elemento (3 – 3)	Elemento (3 – 6)
-1591,25	680,9601	101348,3836	20301444,0600	10103071,0100
-1400,00	680,1952	101329,2830	20293811,9704	10104972,9266
-1200,00	679,3954	101309,3052	20285828,2503	10106963,3066
-1000,00	678,5955	101289,3240	20277842,0257	10108955,1666
-800,00	677,7956	101269,3393	20269853,2964	10110948,5066
-600,00	676,9957	101249,3513	20261862,0626	10112943,3267
-400,00	676,1957	101229,3598	20253868,3241	10114939,6267
-200,00	675,3958	101209,3650	20245872,0810	10116937,4067
0,00	674,5958	101189,3667	20237873,3333	10118936,6667
200,00	673,7958	101169,3650	20229872,0810	10120937,4067
400,00	672,9957	101149,3598	20221868,3241	10122939,6267
600,00	672,1957	101129,3513	20213862,0626	10124943,3267
800,00	671,3956	101109,3393	20205853,2964	10126948,5066
1000,00	670,5955	101089,3240	20197842,0257	10128955,1666
1200,00	669,7954	101069,3052	20189828,2503	10130963,3066
1400,00	668,9952	101049,2830	20181811,9704	10132972,9266
1591,25	668,2301	101030,1336	20174144,0600	10134896,0100

Tabela 3.4 - Elementos da matriz 3.31

Comparando-se as tabelas 3.3 e 3.4, pode-se concluir que a matriz 3.31, que utiliza os termos da série de Taylor apresenta resultados precisos seja a força normal na barra de compressão ou de tração.

3.2.4 – Processo simplificado

Lui e Chen [4] mostram um processo simplificado para simular análise estrutural em teoria de 2^a ordem através de sucessivas análises em teoria de 1^a ordem. Trata-se do método da carga lateral fictícia ou método da carga lateral equivalente ou ainda método iterativo $P-\Delta$. A rigor, este método, bastante usado na prática, leva em conta apenas o efeito $P-\Delta$, e usa um conjunto de cargas laterais para simular o efeito da deslocabilidade do pórtico. Seja, por exemplo, a barra da figura 3.3-a. Para que seu equilíbrio seja satisfeito, a soma dos momentos nas extremidades da barra ($M = M_A + M_B$) incluindo o efeito $P-\Delta$, deve ser igual a:

$$M = Vh + P\Delta \quad (3.34)$$

onde V é a força cortante na extremidade da barra, h é o comprimento da barra, P é a força normal da barra, e Δ é o deslocamento de extremidade relativo.

A equação 3.34 pode ser escrita como:

$$M = Vh + \left(\frac{P\Delta}{h}\right)h = (V + \bar{V})h \quad (3.35)$$

onde $\bar{V} = \frac{P\Delta}{h}$ é a força cortante fictícia ou equivalente. Sujeitando a barra às forças cortantes reais V junto com as forças cortantes fictícias \bar{V} , os momentos corretos nas extremidades da barra podem ser obtidos (figura 3.6-b).

Os conceitos descritos acima podem ser estendidos a um edifício de vários andares e vãos. Para tais edifícios, a cortante fictícia do andar i é calculada através da equação:

$$\bar{V}_i = \frac{\sum P_i}{h_i} (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (3.36)$$

onde $\sum P_i$ é o somatório das forças normais nos pilares do andar i , h_i é a altura do andar i , Δ_{i+1} e Δ_i são os deslocamentos horizontais do andar $i+1$ e i , respectivamente.

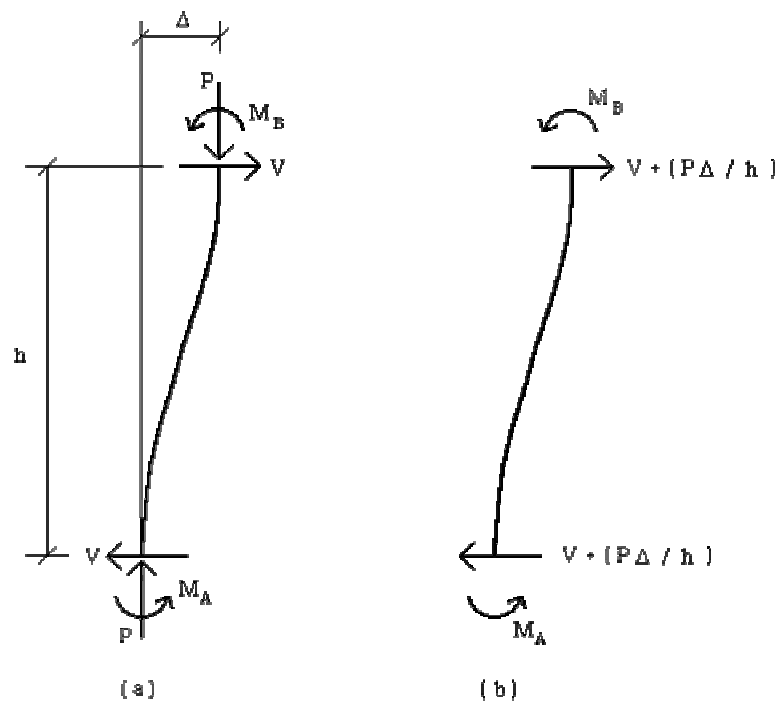


Figura 3.6 - Forças cortantes fictícias para simular o efeito $P-\Delta$

A carga lateral fictícia a ser aplicada no andar i para simular o efeito $P-\Delta$ é obtida como a diferença entre as forças cortantes fictícias nos andares adjacentes (figura 3.7):

$$\bar{H}_i = \bar{V}_{i-1} - \bar{V}_i \quad (3.37)$$

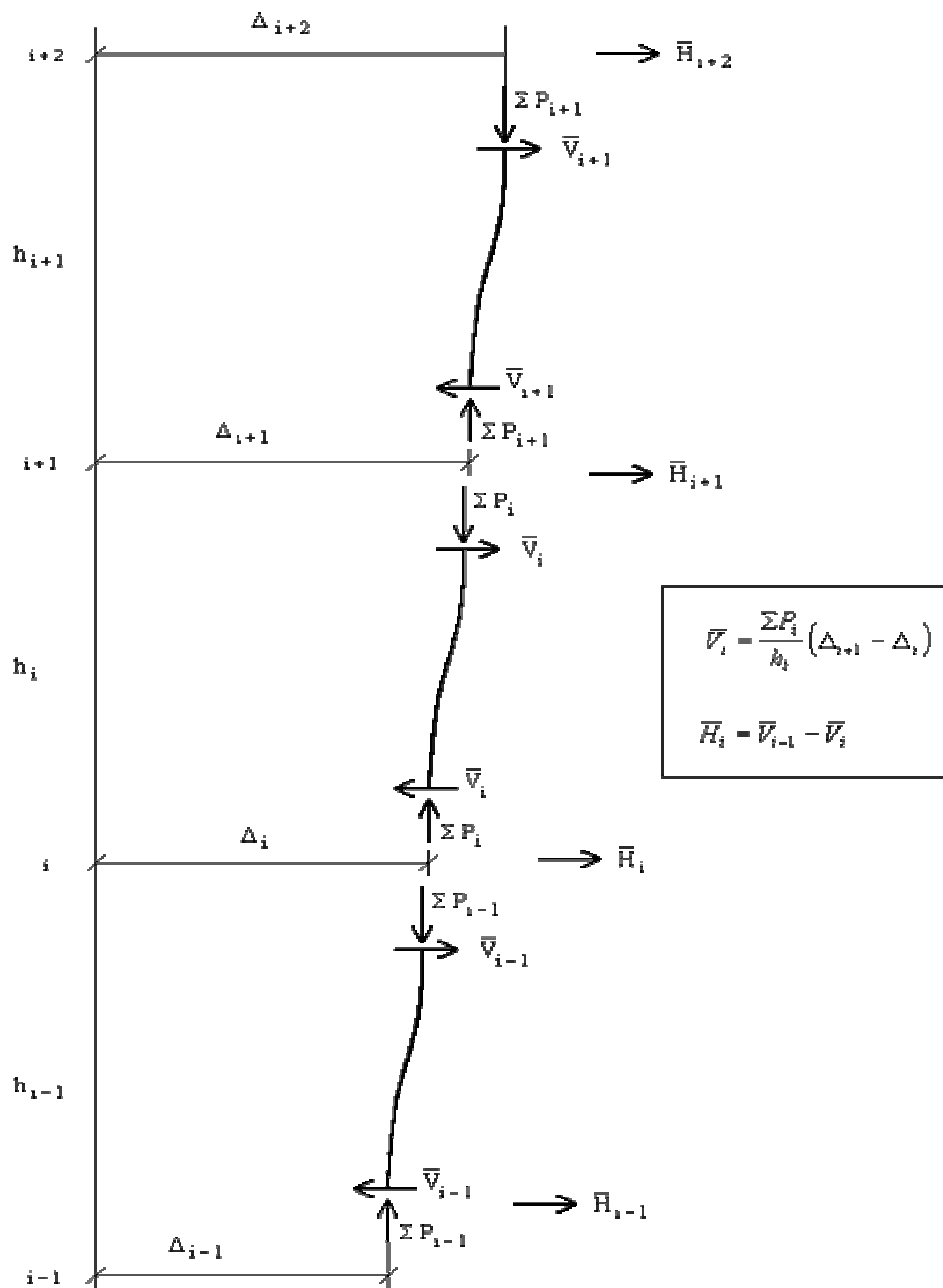


Figura 3.7 - Cargas nodais fictícias em um edifício de múltiplos andares

O procedimento é iterativo e começa com uma análise de 1ª ordem. Os deslocamentos dos andares obtidos desta análise são usados para calcular as cortantes fictícias e as cargas laterais fictícias de acordo com as equações 3.36 e 3.37, respectivamente. As cargas laterais fictícias são então aplicadas com as cargas laterais reais e o pórtico é reavaliado usando teoria de 1ª ordem. O processo é repetido até que os deslocamentos obtidos em duas análises consecutivas não variem significativamente.

O método geralmente converge rapidamente e fornece bons resultados desde que o efeito da força normal na rigidez das barras não seja significativo. Para isto, $\sqrt{\frac{PL^2}{EI}}$ não deve ultrapassar a unidade em nenhuma barra da estrutura.

O método descrito é adotado pela NBR 8800 [15] para o caso onde é aplicada uma combinação de ações (forças horizontais e verticais). Para o caso onde são aplicadas somente cargas verticais, a NBR 8800 [15] recomenda usar como deslocamentos horizontais iniciais aplicados ao nível de cada andar os valores das tolerâncias de montagem da estrutura. É necessário também que os carregamentos aplicados à estrutura em uma análise de 2ª ordem estejam em valores de cálculo, e na combinação apropriada. Não pode ser utilizado o princípio da superposição dos efeitos e deve ser válida a teoria dos pequenos deslocamentos.

3.3 - Semi-Rigidez das Ligações

3.3.1 – Considerações na análise estrutural

A figura 3.8 mostra esquematicamente as curvas momento-rotação que caracterizam o comportamento das ligações estudadas.

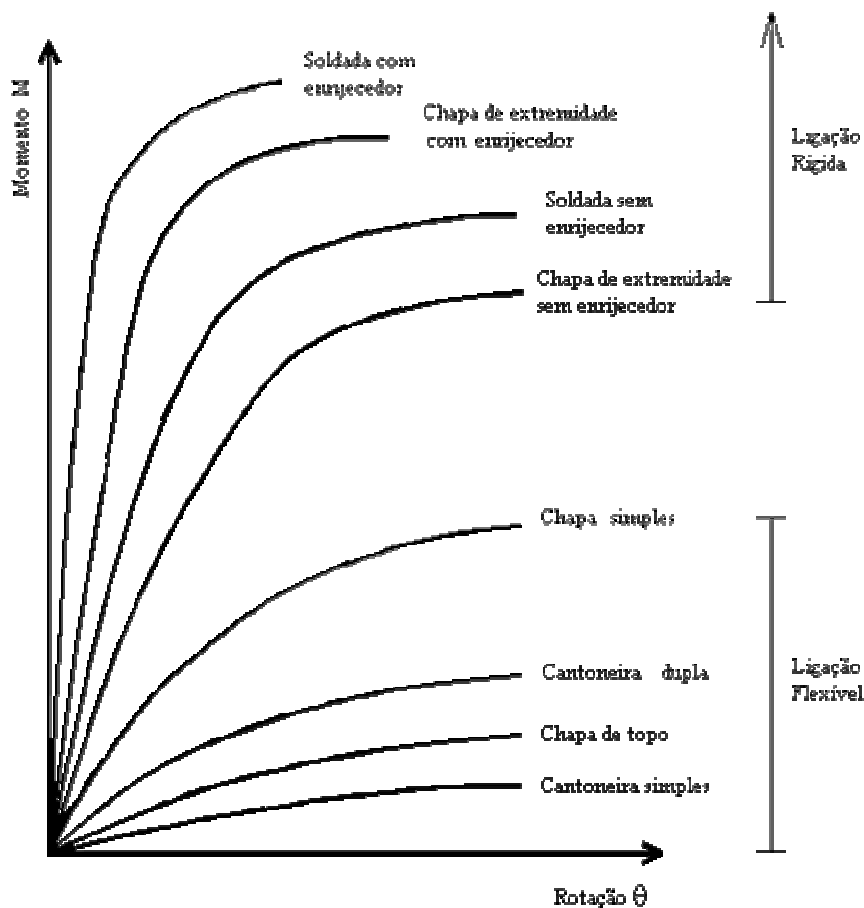


Figura 3.8 - Curvas momento-rotação

A incorporação da semi-rigidez das ligações na análise estrutural, a rigor, requer um processo de solução iterativo, em virtude do comportamento não-linear das ligações. Tal não-linearidade é atribuída a fatores como escoamento local, concentração de tensões, etc.

3.3.2 - Matriz de rigidez considerando a semi-rigidez das ligações

Coric e Markovic [16], após transformações matemáticas, chegaram à seguinte matriz, que leva em conta os efeitos de 2ª ordem e a semi-rigidez das ligações:

$$[r] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 EI}{L^3} k_3 & \frac{6 EI}{L^2} k_1 & 0 & -\frac{12 EI}{L^3} k_3 & \frac{6 EI}{L^2} k_2 \\ 0 & \frac{6 EI}{L^2} k_1 & \frac{4 EI}{L} k_4 & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} k_1 & \frac{2 EI}{L} k_5 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 EI}{L^3} k_3 & -\frac{6 EI}{L^2} k_1 & 0 & \frac{12 EI}{L^3} k_3 & -\frac{6 EI}{L^2} k_2 \\ 0 & \frac{6 EI}{L^2} k_2 & \frac{2 EI}{L} k_5 & 0 & -\frac{6 EI}{L^2} k_2 & \frac{4 EI}{L} k_6 \end{bmatrix} \quad (3.38)$$

No caso da força normal, P , de compressão, os parâmetros k_1 a k_6 , são dados por:

$$k_1 = \frac{a(w)\xi_4 + b(w)\xi_5}{6} \quad (3.39)$$

$$k_2 = \frac{a(w)\xi_6 + b(w)\xi_5}{6} \quad (3.40)$$

$$k_3 = \frac{a(w)(\xi_4 + \xi_6) + 2b(w)\xi_5 - w^2}{12} \quad (3.41)$$

$$k_4 = \frac{a(w)\xi_4}{4} \quad (3.42)$$

$$k_5 = \frac{b(w)\xi_5}{2} \quad (3.43)$$

$$k_6 = \frac{a(w)\xi_6}{4} \quad (3.44)$$

com:

$$\xi_4 = \frac{1 + 3\psi_k}{\Delta} \quad (3.45)$$

$$\xi_5 = \frac{1}{\Delta} \quad (3.46)$$

$$\xi_6 = \frac{1 + 3\psi_i}{\Delta} \quad (3.47)$$

$$\psi_i = \frac{EI}{LS_i} \quad (3.48)$$

$$\psi_k = \frac{EI}{LS_k} \quad (3.49)$$

$$\Delta = 1 + 4(\psi_i + \psi_k) + 12\psi_i\psi_k \quad (3.50)$$

Os coeficientes S_i e S_k são os valores da rigidez rotacional nas extremidades da barra (nós i e k , respectivamente), dados pela relação entre o momento fletor e as rotações relativas em cada extremidade.

$$a(w) = \frac{w(\operatorname{sen} w - w \cos w)}{2(1 - \cos w) - w \operatorname{sen} w} \quad (3.51)$$

$$b(w) = \frac{w(w - \operatorname{sen} w)}{2(1 - \cos w) - w \operatorname{sen} w} \quad (3.52)$$

Quando atua força normal de tração na barra, $a(w)$ e $b(w)$ dados pelas equações 3.51 e 3.52 devem ser substituídos por:

$$a_z(w) = \frac{w(\operatorname{senh} w - w \operatorname{cosh} w)}{2(\operatorname{cosh} w - 1) - w \operatorname{senh} w} \quad (3.53)$$

$$b_z(w) = \frac{w(w - \operatorname{senh} w)}{2(\operatorname{cosh} w - 1) - w \operatorname{senh} w} \quad (3.54)$$

onde:

$$w = L \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

(3.55)

Na equação acima, a força normal, P , deve ser sempre tomada em valor absoluto.

Dhillon e Majid [17] desenvolveram uma matriz de rigidez não-linear cujos termos são funções da deformação e da força normal das barras, e consiste da combinação da matriz de rigidez elástica e da matriz de rigidez geométrica. A forma final da matriz é:

$$[r] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} \left(\frac{\bar{A}}{H} \right) + \frac{6P}{5L} & \frac{6EI}{L^2} \left(\frac{B}{H} \right) + \frac{P}{10} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} \left(\frac{\bar{A}}{H} \right) - \frac{6P}{5L} & \frac{6EI}{L^2} \left(\frac{G}{H} \right) + \frac{P}{10} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \left(\frac{B}{H} \right) + \frac{P}{10} & \frac{4EI}{L} \left(\frac{C}{H} \right) + \frac{2}{15} PL & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \left(\frac{B}{H} \right) - \frac{P}{10} & \frac{2EI}{L} \left(\frac{F}{H} \right) - \frac{PL}{30} \\ \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} \left(\frac{\bar{A}}{H} \right) - \frac{6P}{5L} & -\frac{6EI}{L^2} \left(\frac{B}{H} \right) - \frac{P}{10} & 0 & \frac{12EI}{L^3} \left(\frac{\bar{A}}{H} \right) + \frac{6P}{5L} & -\frac{6EI}{L^2} \left(\frac{G}{H} \right) - \frac{P}{10} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \left(\frac{G}{H} \right) + \frac{P}{10} & \frac{2EI}{L} \left(\frac{F}{H} \right) - \frac{PL}{30} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \left(\frac{G}{H} \right) - \frac{P}{10} & \frac{4EI}{L} \left(\frac{D}{H} \right) + \frac{2}{15} PL \end{bmatrix} \quad (3.56)$$

onde:

$$\bar{A} = \gamma_j + \gamma_k + \gamma_j \gamma_k \quad (3.57)$$

$$B = \gamma_j (2 + \gamma_k) \quad (3.58)$$

$$C = 3\gamma_j \quad (3.59)$$

$$D = 3\gamma_k \quad (3.60)$$

$$F = 3\gamma_j \gamma_k \quad (3.61)$$

$$G = \gamma_k (2 + \gamma_j) \quad (3.62)$$

$$H = 4 - \gamma_j \gamma_k \quad (3.63)$$

Os parâmetros γ_j e γ_k , denominados fatores de rigidez são dados por:

$$\gamma_j = \frac{L}{L + \frac{3EI}{(SE)_j}} \quad (3.64)$$

$$\gamma_k = \frac{L}{L + \frac{3EI}{(SE)_k}}$$

(3.65)

onde j e k referem às extremidades inicial e final da barra, respectivamente.

O termo (SE) é a rigidez secante da ligação, dada por:

$$SE = \frac{\Delta M}{\Delta \theta}$$

(3.66)

onde:

ΔM = variação no momento durante o incremento de carga;

$\Delta \theta$ = variação na rotação relativa durante o incremento de carga.

King e Chen [9] propuseram uma modificação na matriz 3.31 para incluir os efeitos das ligações semi-rígidas combinando a rigidez da barra com a rigidez da ligação, por meio de condensação estática. Desta forma, vem:

$$[r'] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \left(\frac{K'_{ii} + 2K'_{ij} + K'_{jj}}{L^2} \right) - \frac{P}{L} & \left(\frac{K'_{ii} + K'_{ji}}{L} \right) & 0 & -\left(\frac{K'_{ii} + 2K'_{ij} + K'_{jj}}{L^2} \right) + \frac{P}{L} & \left(\frac{K'_{ij} + K'_{jj}}{L} \right) \\ 0 & \left(\frac{K'_{ii} + K'_{ij}}{L} \right) & K'_{ii} & 0 & -\left(\frac{K'_{ii} + K'_{ij}}{L} \right) & K'_{ij} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\left(\frac{K'_{ii} + 2K'_{ij} + K'_{jj}}{L^2} \right) + \frac{P}{L} & -\left(\frac{K'_{ii} + K'_{ji}}{L} \right) & 0 & \left(\frac{K'_{ii} + 2K'_{ij} + K'_{jj}}{L^2} \right) - \frac{P}{L} & -\left(\frac{K'_{ij} + K'_{jj}}{L} \right) \\ 0 & \left(\frac{K'_{ji} + K'_{jj}}{L} \right) & K'_{ji} & 0 & -\left(\frac{K'_{ji} + K'_{jj}}{L} \right) & K'_{jj} \end{bmatrix} \quad (3.67)$$

onde:

$$K'_{ii} = \left[S'_{ii} + \frac{S'_{ii} S'_{jj}}{R_j} - \frac{S'_{ij} S'_{ij}}{R_j} \right] \frac{1}{R^*} \quad (3.68)$$

$$K'_{jj} = \left[S'_{jj} + \frac{S'_{ii} S'_{jj}}{R_i} - \frac{S'_{ij} S'_{ij}}{R_i} \right] \frac{1}{R^*} \quad (3.69)$$

$$K'_{ij} = K'_{ji} = \frac{S'_{ij}}{R^*} \quad (3.70)$$

com:

$$S'_{ii} = S'_{jj} = K_{ii} = K_{jj} \quad (3.71)$$

$$S'_{ij} = S'_{ji} = K_{ij} = K_{ji} \quad (3.72)$$

Os coeficientes R_i e R_j nas equações 3.68 e 3.69 são os valores da rigidez tangente instantânea da ligação nas extremidades i e j da barra, respectivamente. Estes coeficientes são obtidos das equações 2.2, 2.3 ou

2.7 dependendo do projeto da ligação, e são sempre iguais à rigidez inicial quando a ligação está em estado de descarregamento (figura 3.9).

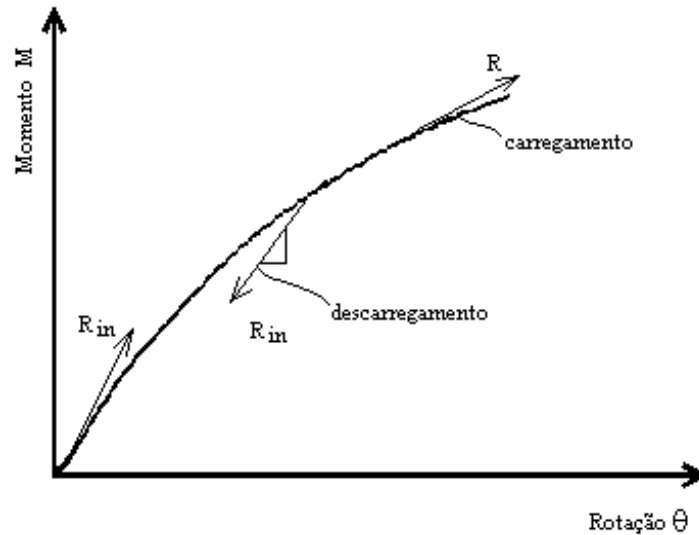


Figura 3.9 - Comportamento da ligação em carregamento e descarregamento

O parâmetro R^* é dado por:

$$R^* = \left(1 + \frac{S'_{ii}}{R_i}\right) \left(1 + \frac{S'_{jj}}{R_j}\right) - \frac{S'_{ij} S'_{ij}}{R_i R_j} \quad (3.73)$$

3.4 – Método Utilizado

Conforme se mencionou em 1.3, neste trabalho será implementado um procedimento para análise elástica de estruturas planas de aço considerando as ligações como semi-rígidas, em teorias de 1ª e 2ª ordem, por meio de modificações adequadas na matriz de rigidez dos elementos

componentes. Para isto, será adotada a matriz de rigidez 3.67, proposta por King e Chen [9].

A carga crítica elástica de instabilidade global da estrutura, no seu plano, será obtida pesquisando-se o valor da carga que torna o determinante da matriz de rigidez da estrutura, influenciada pela força normal nas barras em virtude da consideração dos efeitos de 2^a ordem e também pela semi-rigidez das ligações, igual a zero.

4 – PROGRAMA COMPUTACIONAL

Para levar-se em consideração os efeitos de 2ª ordem na estrutura e a semi-rigidez das ligações, apresentados nos capítulos 2 e 3, foram feitas diversas modificações num programa pré-existente para análise elástica de pórticos planos em teoria de 1ª ordem [2]. Substituiu-se a matriz de rigidez original pela matriz 3.67 desenvolvida por King e Chen [9], e o algoritmo principal foi alterado para permitir o processo iterativo para determinação da carga crítica. O código foi escrito em linguagem Pascal e o programa executável foi gerado com um compilador Delphi 2.0 [18, 19, 20, 21].

A entrada de dados é feita de maneira simples e semelhante aos programas convencionais para análise elástica de estruturas planas (números e coordenadas de nós e barras, restrições, liberações, carregamentos, etc.). O que difere é a opção de escolha do tipo de análise: em teoria de 1ª ordem, em teoria de 2ª ordem e obtenção da carga crítica. Nos dois últimos casos, pode-se escolher entre considerar simultaneamente os efeitos $P-\Delta$ e da alteração da rigidez em função da força normal ou só o efeito $P-\Delta$. Além disso, deve-se introduzir na entrada de dados os valores da rigidez das ligações.

O programa permite, para as análises em teoria de 1ª ou 2ª ordem, que as estruturas tenham como carregamentos: cargas nodais, cargas concentradas nas barras, cargas uniformemente distribuídas nas barras e ações de extremidade nas barras. Para a obtenção da carga crítica, permite-se apenas cargas nodais.

Para facilitar a visualização de possíveis erros na entrada de dados, o programa desenha a estrutura analisada com numeração de nós e barras, restrições e carregamentos. Após o cálculo, é permitido visualizar a

estrutura deformada com translações dos nós em relação aos eixos globais situados no plano da estrutura. A rotação global perpendicular ao plano da estrutura não foi implementada.

Algumas regras devem ser previamente obedecidas:

- a)** O sistema global de referência da estrutura é definido de forma que o eixo das abcissas seja crescente no sentido da esquerda para direita e o eixo das ordenadas deve ser crescente de baixo para cima. O sistema local é definido por x na direção da barra (do nó inicial para o nó final), y perpendicular à barra (passando pelo nó inicial com sentido anti-horário com x) e z perpendicular ao plano definido por xy (segundo a regra da mão direita). A figura 4.1 ilustra estes sistemas descritos;

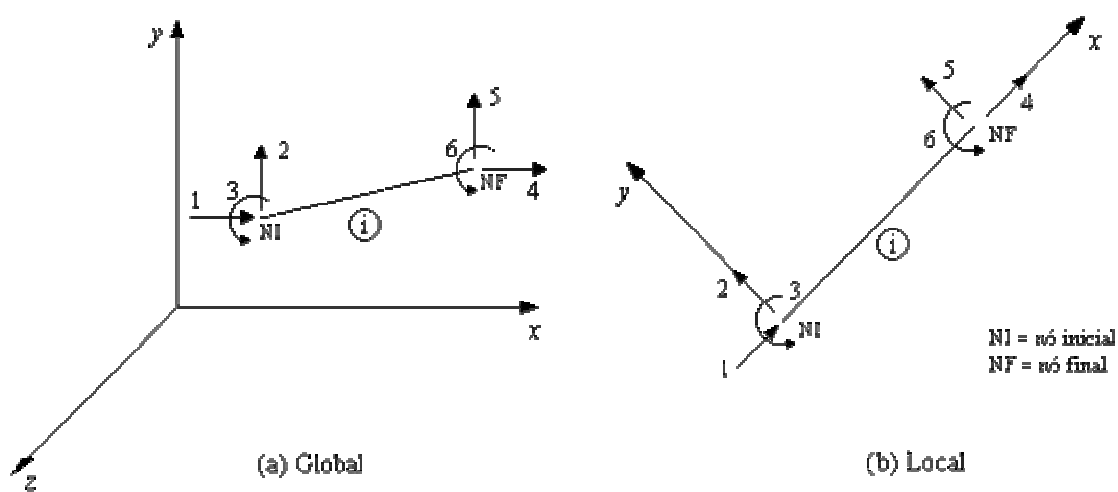


Figura 4.1 – Sistemas de eixos para referências globais e locais

- b)** Não precisa haver seqüência na numeração dos nós, mas deve-se procurar minimizar a diferença $|\text{nó inicial} - \text{nó final}|$ da barra que influi na largura de banda da matriz;

- c) Todas as barras da estrutura, assim como os elementos constituintes das ligações (chapas, cantoneiras ou enrijecedores) devem ser do mesmo material;
- d) As equações para a obtenção do grau de rigidez das ligações foram padronizadas, de forma a utilizarem **kN** e **cm** como unidades de força e comprimento.

Na figura 4.2 é apresentada uma estrutura de pórtico plano para exemplificar a entrada de dados do programa.

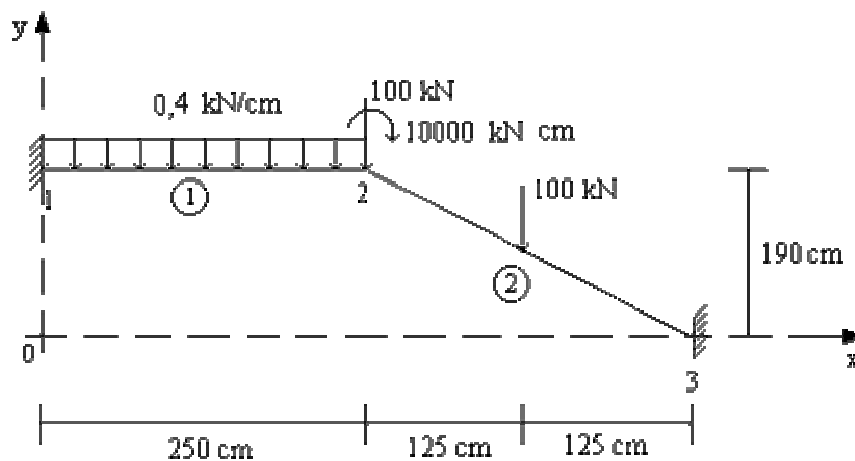


Figura 4.2 – Estrutura para exemplificar a entrada de dados do programa

As barras 1 e 2 apresentam as seguintes características:

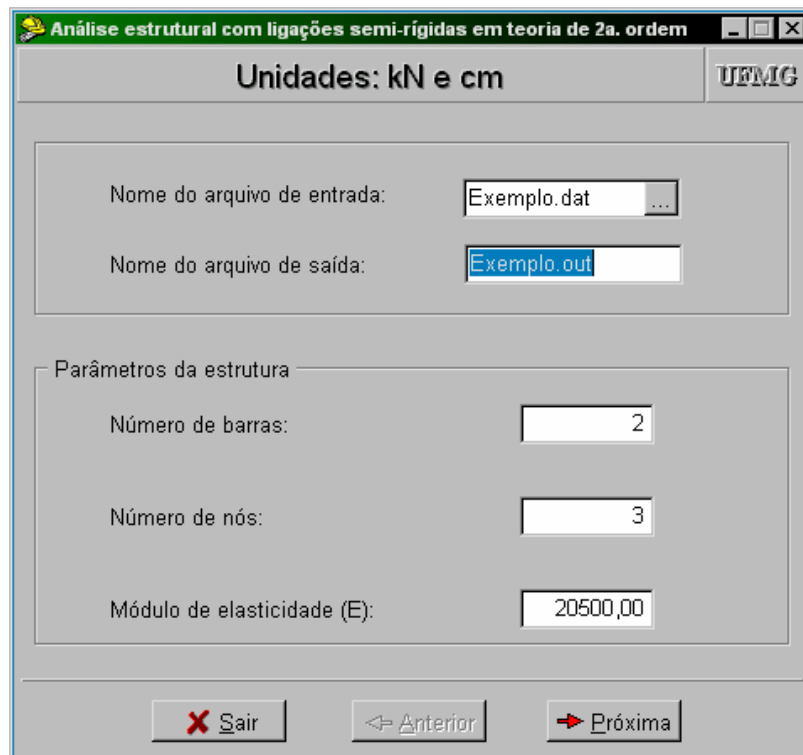
$$A_1 = A_2 = 238,09 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = I_2 = 142857,143 \text{ cm}^4$$

O módulo de elasticidade do aço foi tomado igual a 20500 kN/cm².



A janela acima é apenas uma janela de apresentação, bastando clicar no botão “OK” para entrar-se no programa principal.



Os dados da estrutura são escritos em um arquivo de entrada com a extensão DAT e os resultados da análise são escritos em um arquivo de saída com a extensão OUT.

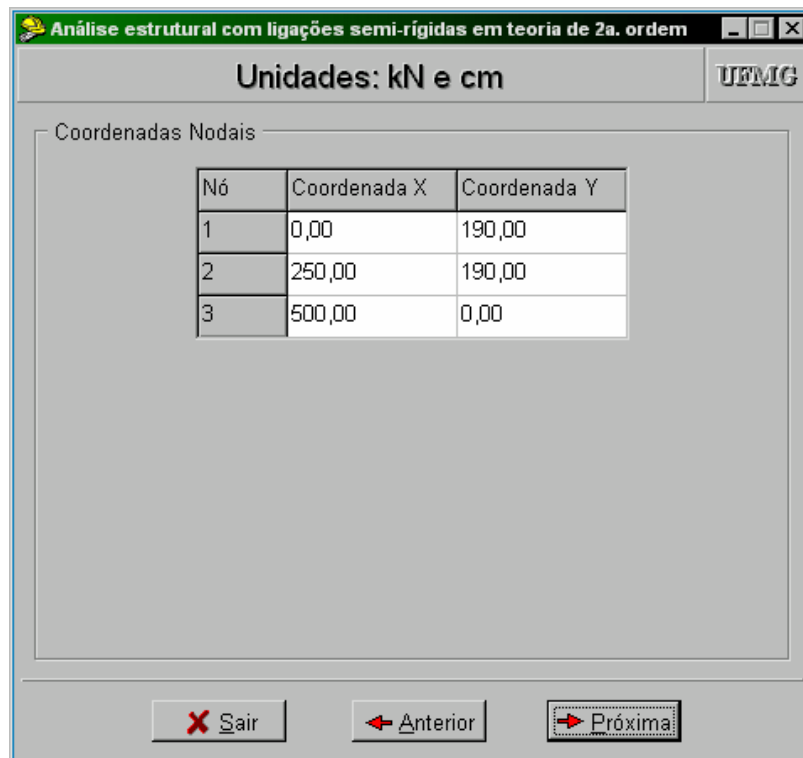
A tecla usada para passar de um campo a outro é a tecla TAB. Outras teclas que podem ser usadas são as setas e além destas, o mouse.

As seguintes etapas devem ser seguidas:

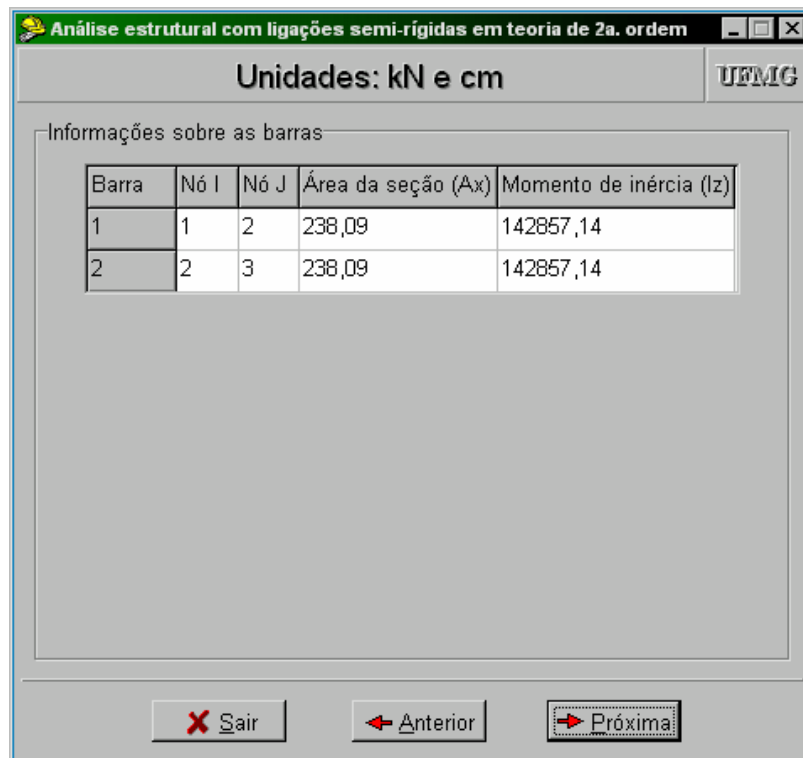
- após escrever o nome do arquivo de entrada, deve-se usar a tecla TAB. Aparece, então, uma das janelas de aviso mostradas a seguir, dependendo se o arquivo já existe ou não;



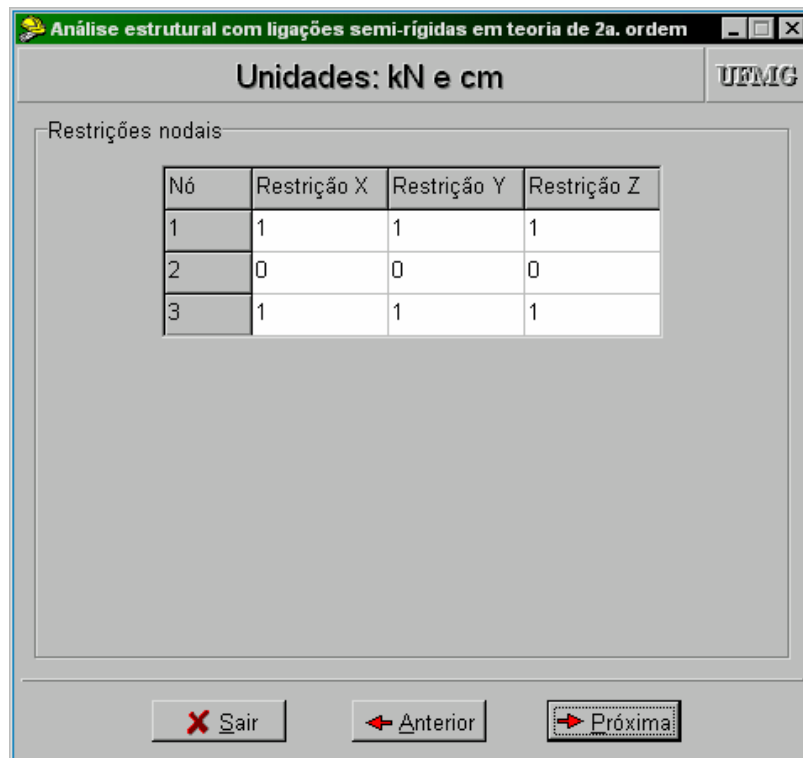
- confirmando se deseja ler ou criar o arquivo, o cursor vai para o campo do nome do arquivo de saída, aparecendo o nome do arquivo de saída com o mesmo nome dado ao arquivo de entrada, porém com a extensão OUT;
- usando a tecla TAB ou o mouse, o cursor vai para os outros campos a serem preenchidos. Se o arquivo já existe, os campos aparecem com os dados digitados anteriormente;
- com todos os campos dos **Parâmetros da estrutura** preenchidos, deve-se apertar o botão “Próxima”. Aparece a próxima janela do programa, ou seja, **Coordenadas nodais**.



As coordenadas nodais devem ser dadas em **cm** e o sistema de eixos deve seguir a regra descrita na letra **a**.



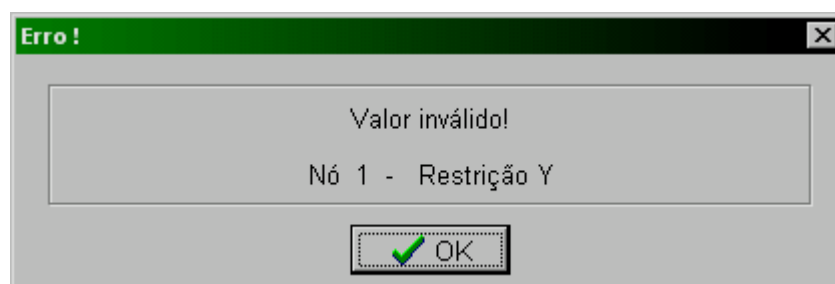
Na janela de **Informações das barras** é necessário entrar com os nós iniciais e finais das barras, a área da seção transversal (A_x), em cm^2 e o momento de inércia da seção em relação ao eixo Z (I_z), em cm^4 .

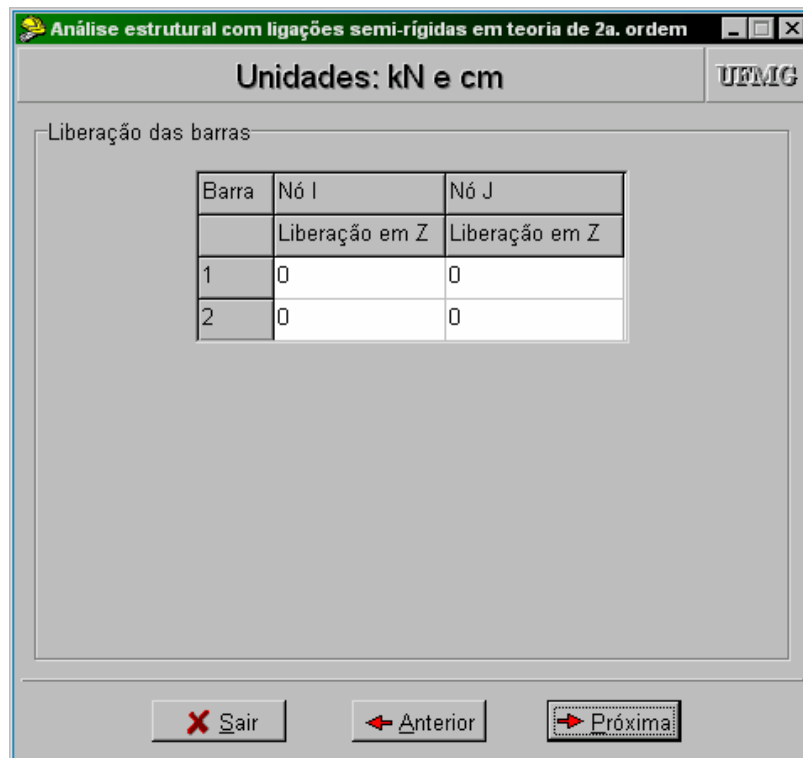


Em **Restrições nodais**, entram-se com as restrições impostas aos deslocamentos nos apoios e devem ser usados os seguintes valores:

- deslocamento impedido: 1
- deslocamento livre: 0

No caso de se entrar com um valor não permitido para restrição, aparece a seguinte janela de erro. Ao clicar o botão “OK”, o cursor vai para o campo preenchido erradamente para a correção necessária, não permitindo que o usuário prossiga até que o valor seja corrigido.

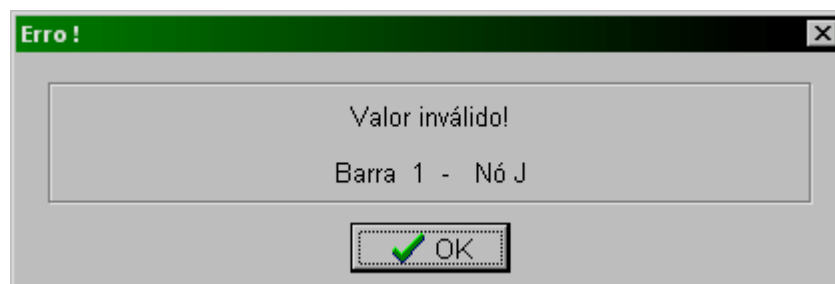


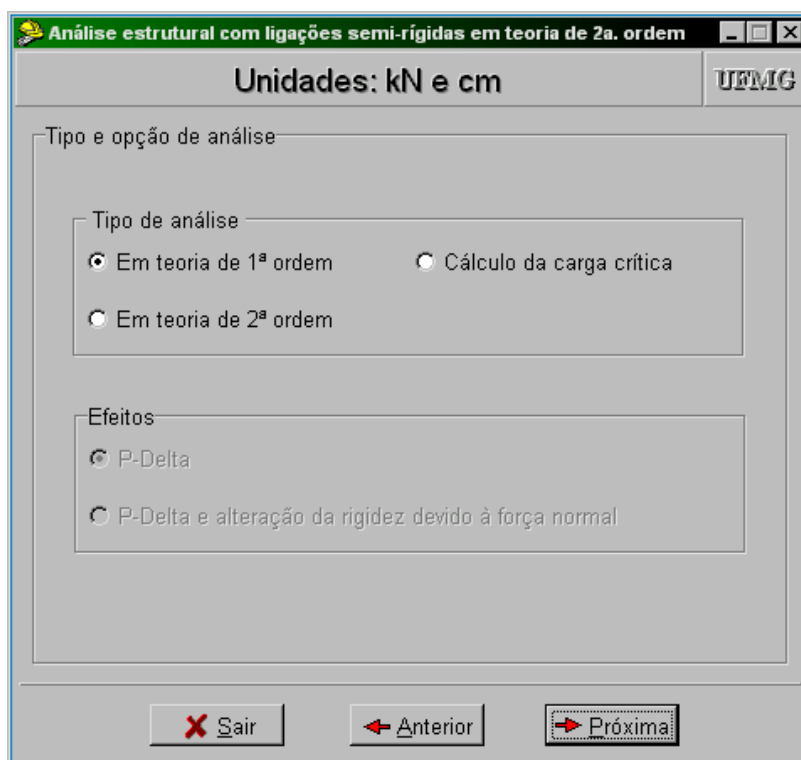


Como **Liberações das barras**, as barras podem possuir liberações para momento fletor em relação ao eixo z tanto no nó inicial como no nó final, e devem ser usados os seguintes valores:

- nó com liberação: 1
- nó sem liberação: 0

No caso de se entrar com um valor não permitido para liberação, aparece a seguinte janela de erro. Esta janela de erro para o valor da liberação funciona igual à janela de erro para o valor da restrição.





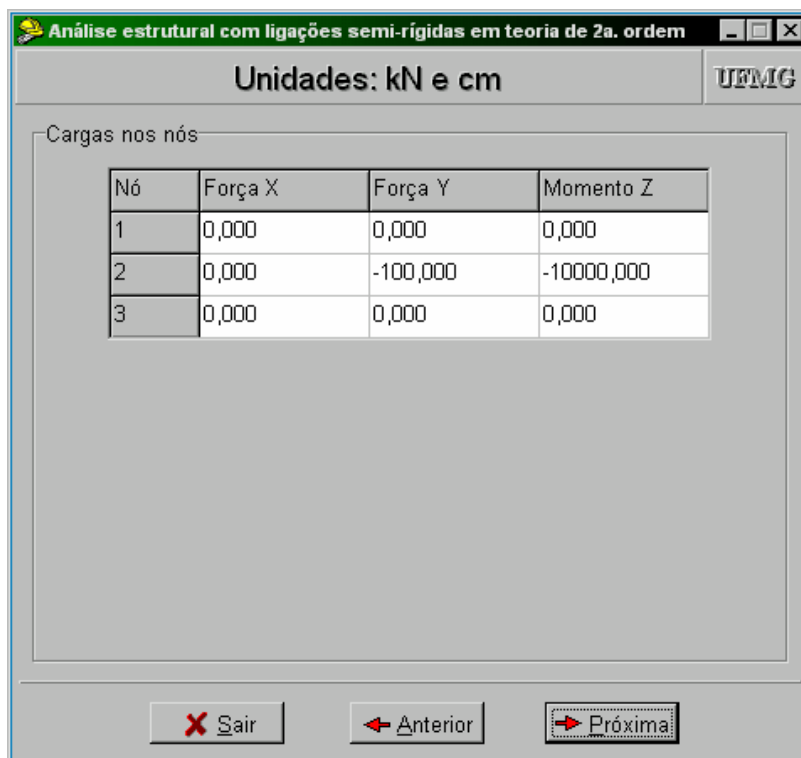
Na janela **Tipo e opção de análise**, podem ser escolhidos 3 tipos de análise: análise em teoria de 1ª ordem, análise em teoria de 2ª ordem e cálculo da carga crítica, e 2 efeitos: considerando apenas o efeito $P-\Delta$ ou considerando o efeito $P-\Delta$ e a alteração de rigidez das barras devido à força normal. Estes efeitos estarão disponíveis para a análise em teoria de 2ª ordem e para o cálculo da carga crítica. Se for selecionada análise em teoria de 1ª ordem, como no exemplo, a janela da escolha do efeito de análise fica desativada.

Os carregamentos também estão relacionados com o tipo de análise escolhida. Para as análises em teoria de 1ª e 2ª ordem, é permitido qualquer tipo de carregamento. Para o cálculo da carga crítica, são permitidas apenas cargas nodais e sendo assim o programa não mostra os outros tipos de carga.

O cálculo da carga crítica é feito tomando-se a menor carga nodal do carregamento original como referência e dando a ela um valor unitário.

Caso existam outras cargas com valores diferentes, o programa calcula a relação entre elas e a menor carga. A partir do valor unitário para a menor carga, as cargas são incrementadas, proporcionalmente, a cada iteração até atingir a carga de flambagem elástica, com a precisão de duas casas decimais.

As cargas nodais, as cargas concentradas e as cargas distribuídas nas barras devem ter os sinais segundo o sistema de eixos global, ou seja, x positivo da esquerda para direita, y positivo de baixo para cima e z positivo no sentido anti-horário. As ações de extremidade nas barras devem ter os sinais segundo o sistema de eixos local, ou seja, x positivo na direção da barra (do nó inicial para o nó final), y positivo perpendicular à barra (passando pelo nó inicial com sentido anti-horário com x) e z positivo perpendicular ao plano definido por xy (segundo a regra da mão direita), conforme mostra a figura 4.2.



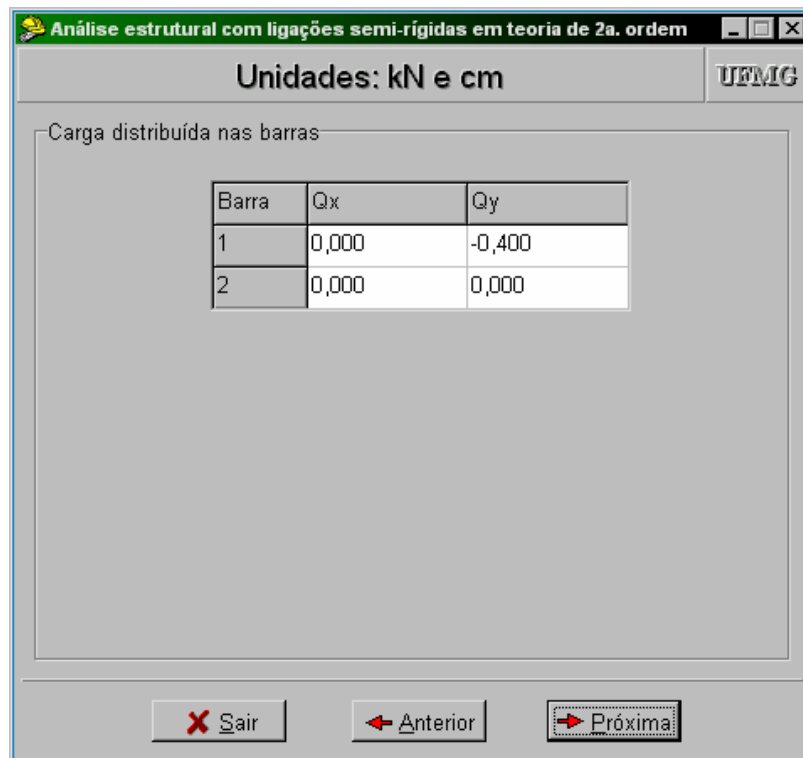
Nó	Força X	Força Y	Momento Z
1	0,000	0,000	0,000
2	0,000	-100,000	-10000,000
3	0,000	0,000	0,000

No exemplo, têm-se duas cargas no nó 2, uma força vertical de 100 kN para baixo e um momento de 10000 kN.cm no sentido horário, ambas negativas.



Na janela de **Carga concentrada nas barras**, seleciona-se a barra carregada no campo “Escolha a barra”. Em cada barra pode-se ter até 10 cargas concentradas. A distância “a” é a distância do nó inicial até a posição da carga, seja a barra vertical, horizontal ou inclinada.

No exemplo, existe uma carga concentrada vertical para baixo (negativa) de 100 kN na barra 2. Como a barra 2 é inclinada foi calculada a distância “a” inclinada do nó 2 (nó inicial da barra 2) até a posição da carga, chegando-se ao valor de 157,00 cm para esta distância.



Como carga distribuída, cada barra pode ter duas cargas distribuídas, uma na direção x e outra na direção y . Tais cargas devem ser uniformemente distribuídas, ou seja, com o mesmo valor em toda a extensão da barra.

No exemplo, tem-se uma carga uniformemente distribuída na barra 1 na direção y para baixo de 0,4 kN/cm (negativa).

Análise estrutural com ligações semi-rígidas em teoria de 2a. ordem

Unidades: kN e cm

UFMG

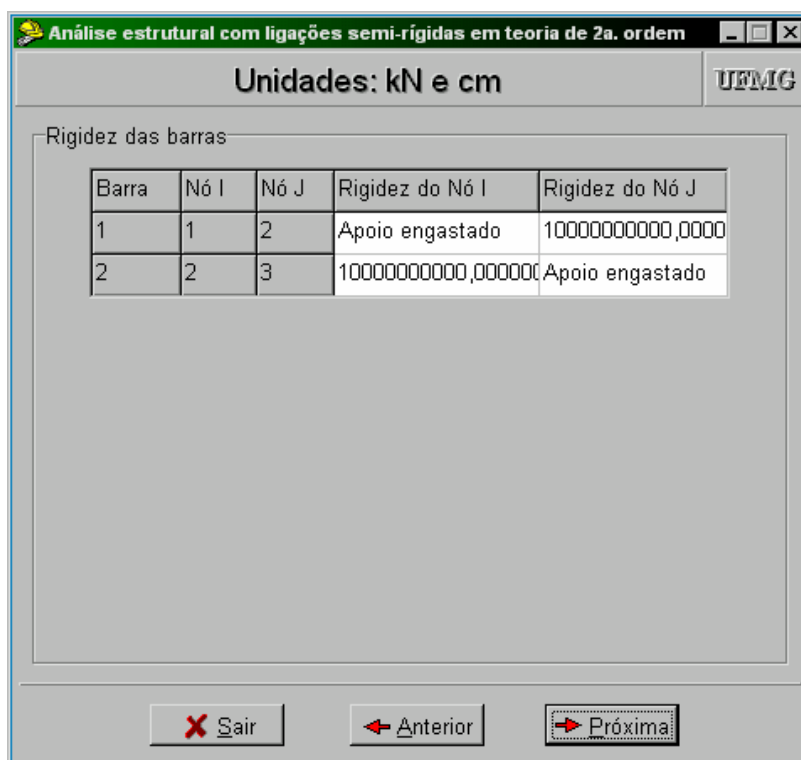
Ações de extremidade nas barras

Barra	AML1	AML2	AML3	AML4	AML5	AML6
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Sair Anterior Próxima

As ações de extremidade nas barras (AML) devem seguir a convenção de sinais do sistema de eixos local como já foi dito anteriormente. Os índices 1, 2 e 3 se referem aos esforços no nó inicial e os índices 4, 5 e 6 aos esforços no nó final da barra.

No exemplo, não existem ações de extremidade.

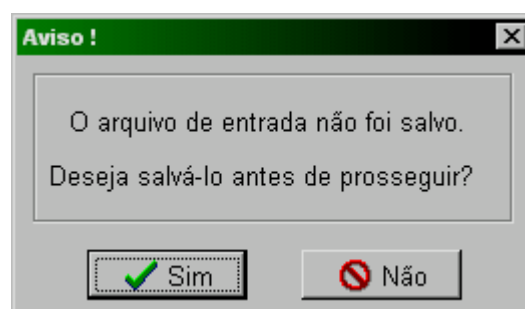


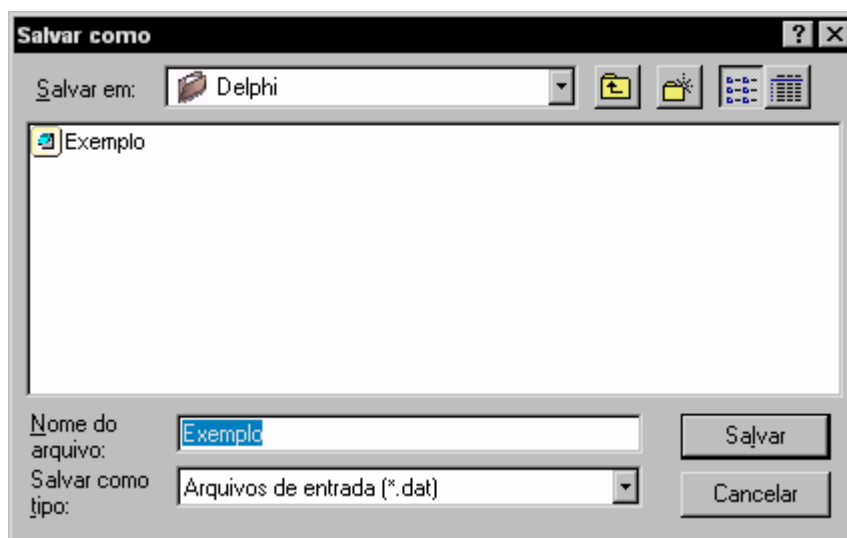
A consideração da semi-rigidez das ligações é possível entrando com os valores da rigidez dos nós inicial e final de cada barra. Nos nós com restrições, o programa já fornece os avisos “Apoio engastado” ou “Apoio rotulado”, de acordo com o tipo existente. Nos casos de apoios engastados e nós livres (sem restrições e sem liberações), o programa internamente toma como valor para a rigidez 1×10^{10} kN.cm/rad e nos casos de apoios rotulados e nós com liberações, o valor de 1×10^{-10} kN.cm/rad. Caso se queira considerar as ligações estudadas no trabalho (ligações com cantoneiras, com chapa de topo, com chapa simples, soldadas ou com chapa de extremidade), deve-se calcular o valor da rigidez conforme mostrado no capítulo 2.

Para a estrutura do exemplo, as ligações serão consideradas todas perfeitamente rígidas.



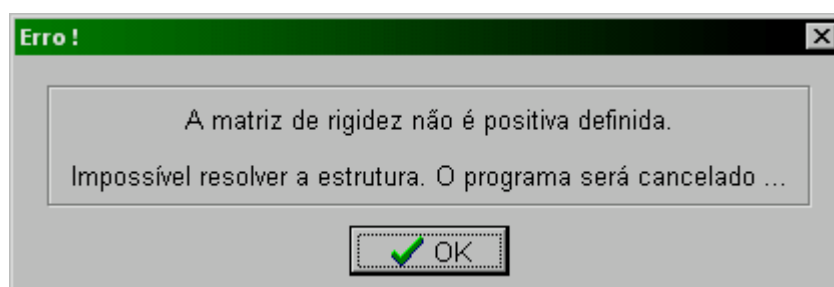
Depois de se entrar com todos os dados da estrutura, deve-se apertar o botão “Calcular” para que o cálculo seja feito. O programa mostra uma janela avisando que o arquivo não foi salvo. Cabe ao usuário a decisão de salvá-lo ou não.





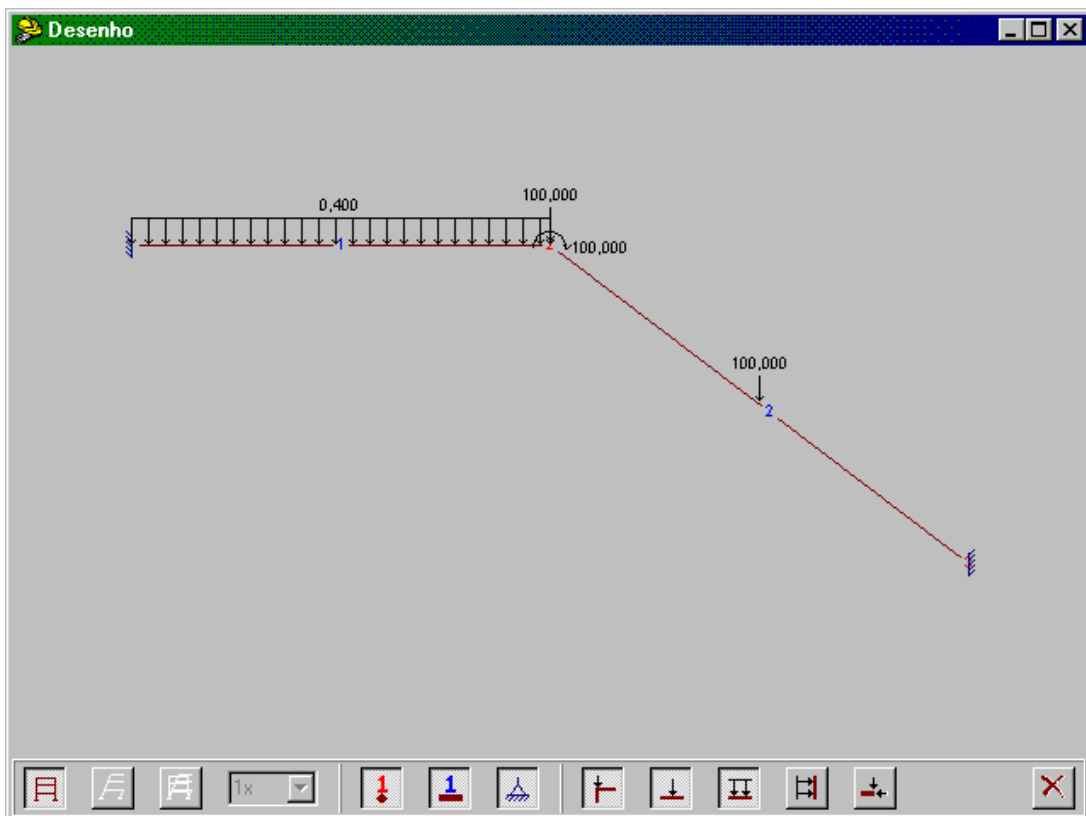
Se o usuário quiser salvar o arquivo de entrada, aparecerá a janela acima para que se indique o diretório onde o arquivo deve ser salvo. É permitido que se troque o nome do arquivo.

No caso da estrutura ser hipostática ou, em análise em teoria de 2^a ordem, do carregamento estar acima ou igual ao crítico, aparece a seguinte janela de erro.

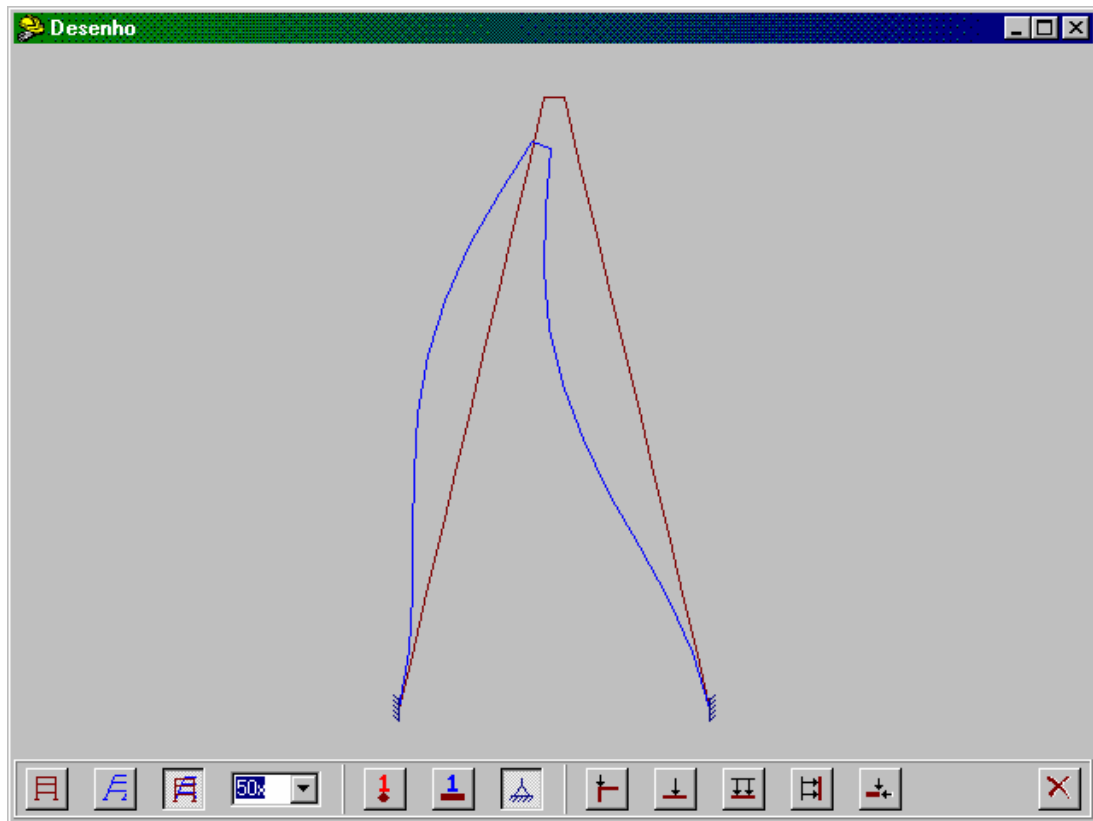


Ao clicar o botão “OK”, o programa se fecha.

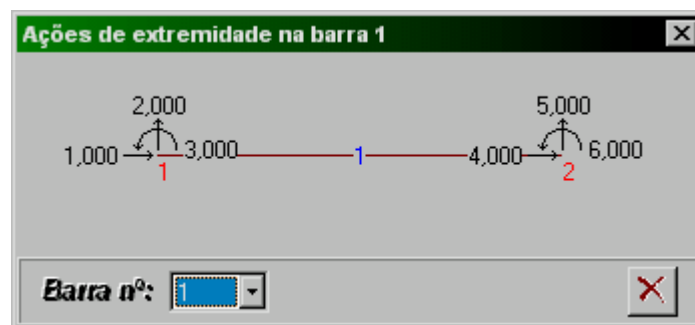
Ativando o comando “Desenhar Estrutura” da janela na página 79, a estrutura é mostrada. A numeração de nós e barras, restrições nodais e o carregamento atuante podem ainda ser visualizados, mediante o acionamento dos ícones correspondentes, que aparecem abaixo do desenho da estrutura. Aparece também um ícone que permite visualizar a estrutura deformada. Caso tenha sido feita uma análise para determinação da carga crítica elástica, este último ícone permite que se visualize o modo de flambagem elástica da estrutura. No entanto, como foram implementadas apenas as translações dos nós nas direções dos eixos x e y (a rotação em torno do eixo z não foi implementada), a precisão do desenho da estrutura deformada depende de se estabelecer para cada barra um conjunto de nós internos.



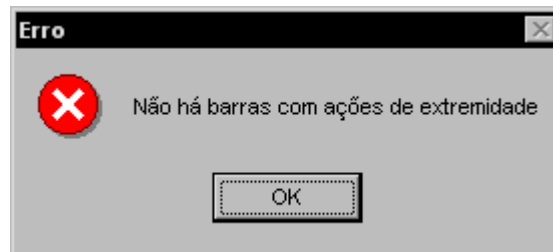
A janela abaixo mostra um exemplo da visualização do modo de flambagem de uma estrutura.



A título de informação, a visualização do carregamento com ações de extremidade nas barras é feito como mostra a janela a seguir, ou seja, as barras carregadas são mostradas separadamente.



Caso não haja barras com ações de extremidade e o usuário clicar no botão de visualização para tal carregamento, aparece a seguinte janela de erro.



A seguir tem-se o arquivo de saída para a estrutura analisada.

Nome do arquivo : Exemplo.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 2
Número de graus de liberdade : 3
Número de nós : 3
Número de restrições : 6
Número de nós com restrições : 2
Número de barras liberadas . : 0
Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	190,000
2	250,000	190,000
3	500,000	0,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	238,090	250,000	142857,140	1,000	0,000
2	2	3	238,090	314,006	142857,140	0,796	-0,605

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	1
3	1	1	1

Número de nós carregados .. : 1

Número de barras carregadas : 2

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-100,000	-10000,000

Cargas nas barras

Cargas concentradas nas barras

Barra	Carga	Força x	Força y	Momento z	a
2	1	0,000	-100,000	0,000	157,000

Cargas distribuídas nas barras

Barra	Qx	Qy
1	0,000	-0,400

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	10000000000,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000

"Análise em teoria de primeira ordem"

*** Iteração número 1 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	0,000000
2	-0,006668	-0,031304	-0,000175
3	0,000000	0,000000	0,000000

Esforços nas extremidades das barras

Barra	Nó I			Nó J		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	130,174	71,063	6761,314	-130,174	28,937	-1495,472
2	181,657	-23,888	-8504,528	-242,165	103,505	-11496,578

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	130,174	71,063	6761,314
3	-130,174	228,937	-11496,578

5 – EXEMPLOS

Os exemplos a seguir têm, como objetivo principal, apresentar as potencialidades da formulação apresentada neste trabalho. Para avaliação da precisão, são feitas comparações com resultados obtidos por outros métodos de análise.

5.1 – Primeiro Exemplo

Neste exemplo, serão obtidos os valores de carga crítica para o pórtico de um andar e um vão mostrado na figura 5.1, considerando as ligações viga-pilar semi-rígidas e perfeitamente rígidas. Os resultados serão comparados com Coric e Markovic [16]. No caso de ligação semi-rígida será usado um valor de rigidez igual a 784000 kN.cm/rad (valor usado pelos pesquisadores citados).

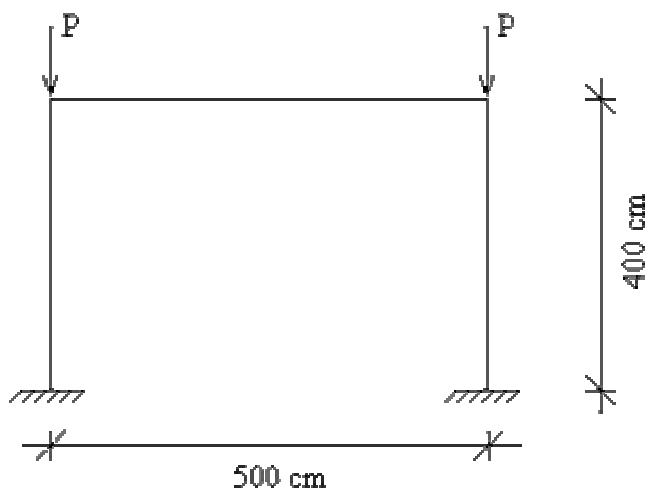


Figura 5.1 – Geometria e carregamento do pórtico

Os perfis usados são do tipo I soldado com as seguintes características:

Viga:

$$A = 33,4 \text{ cm}^2$$

$$I = 2770 \text{ cm}^4$$

Pilares:

$$A = 43,0 \text{ cm}^2$$

$$I = 1510 \text{ cm}^4$$

A tabela 5.1 apresenta os valores obtidos em ambos os métodos.

Ligações semi-rígidas	Ligações rígidas
Coric e Markovic [16]	
$P_{cr} = 1365,6 \text{ kN}$	$P_{cr} = 1587,3 \text{ kN}$
Método proposto	
$P_{cr} = 1369,07 \text{ kN}$	$P_{cr} = 1587,92 \text{ kN}$

Tabela 5.1 – Comparação entre os valores de carga crítica

Como pode ser observado, foram obtidos bons resultados chegando-se praticamente ao mesmo valor para a carga crítica quando a ligação é perfeitamente rígida e a uma diferença de apenas 0,2% quando a ligação é semi-rígida.

Para a ligação rígida, os pilares teriam como coeficiente de flambagem:

$$K = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EI}{P_{cr}}} = \frac{\pi}{400} \sqrt{\frac{20500 \times 1510}{1587,92}} = 1,10$$

Ainda como comparação, o processo para estimar o comprimento de flambagem de pilares pertencentes a estruturas contínuas, contido no Anexo I da NBR 8800 [15], forneceria:

$$G_A (\text{apoio}) = 0 \text{ (engaste perfeito)}$$

$$G_B (\text{ligação viga - pilar}) = \frac{1510/400}{2770/500} = 0,68$$

No ábaco para estruturas deslocáveis, viria:

$$K \cong 1,12$$

Conforme se observa, os resultados são praticamente coincidentes.

5.2 – Segundo Exemplo

Neste exemplo serão determinados os coeficientes de flambagem dos pilares da estrutura de uma correia transportadora de alimentação de alto-forno de usina siderúrgica, e os resultados comparados com os obtidos no Programa SUPERSAP [22].

A figura 5.2 mostra a estrutura metálica da correia transportadora, no sentido longitudinal, que é constituída por um conjunto de galerias em quadro treliçado com 284,85 m de comprimento horizontal total e que atinge uma altura de 57,84 m. As galerias são biapoiadas, com vãos horizontais que alcançam 58 m.

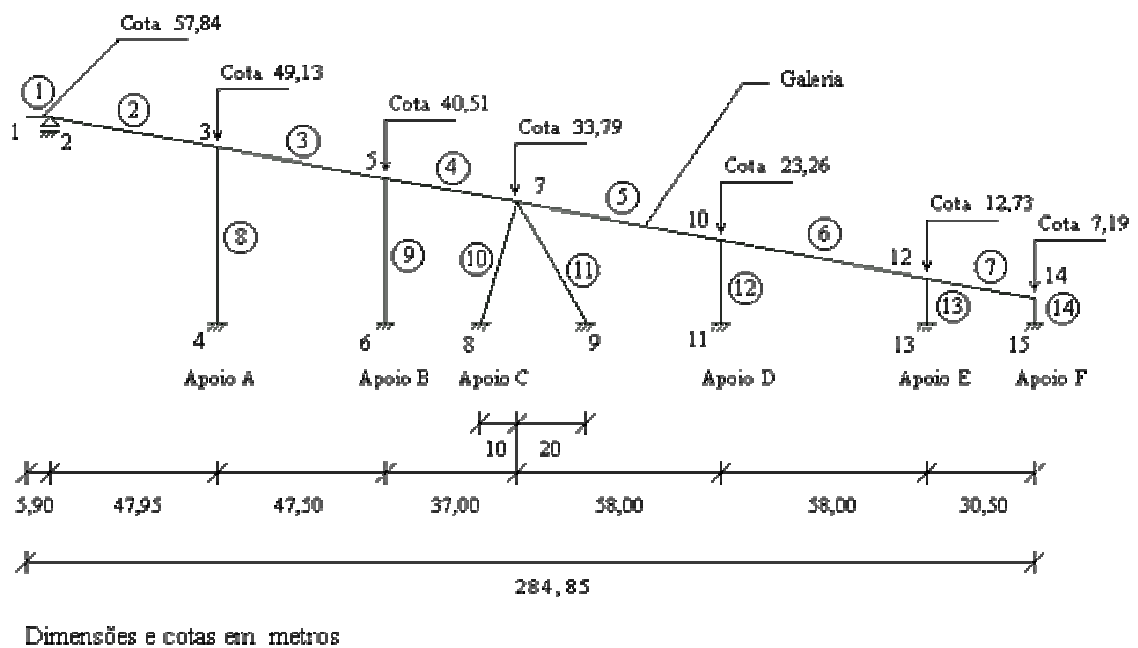


Figura 5.2 – Vista longitudinal da estrutura

Conforme mostra a figura 5.3, os pilares de apoio das galerias constituem pórticos transversais à direção das mesmas. Cada pórtico é formado por dois pilares inclinados, engastados na base em todas as direções, e ligados rigidamente a uma espécie de viga de grande inércia. Um dos pórticos difere dos demais, pelo fato de ser constituído por três pilares inclinados, que formam praticamente um tripé, com o objetivo de melhorar a condição de estabilidade da estrutura na direção das galerias. Os pilares possuem seção tubular, com diâmetros externos entre 620 mm e 1500 mm e espessuras entre 6,35 mm e 9,5 mm.

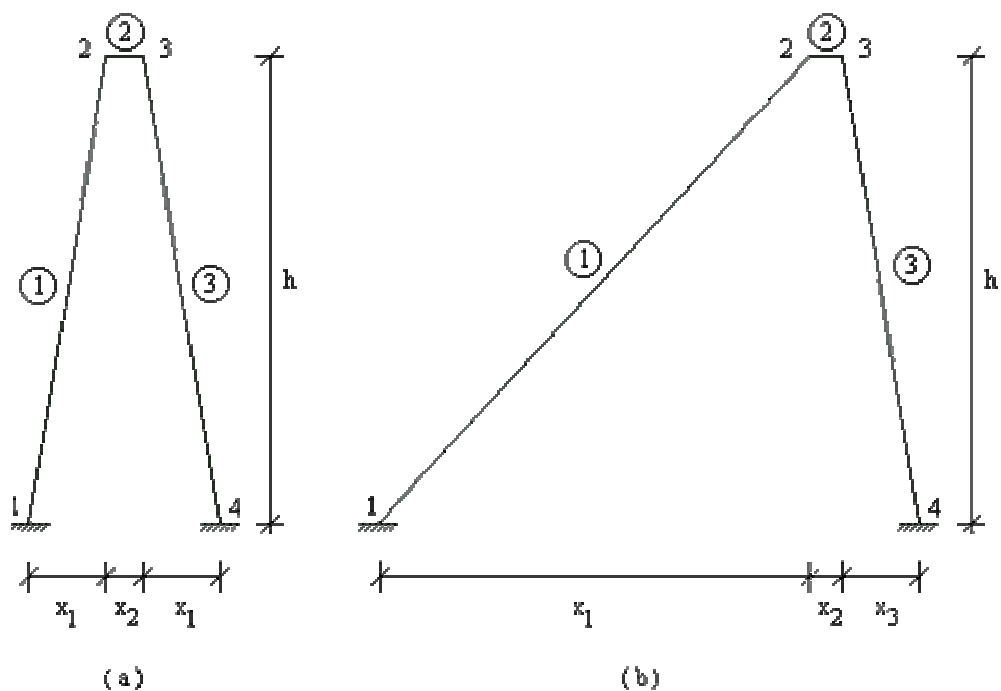


Figura 5.3 – Vista transversal da estrutura

O quadro abaixo contém os valores das dimensões mostradas na figura 5.3 e as seções tubulares de todos os pórticos da estrutura.

Apoio	h (m)	x_1 (m)	x_2 (m)	x_3 (m)	Tubo
A	49,13	11,70	1,60	-	1200 x 9,5
B	40,51	8,20	1,60	-	1200 x 9,5
C	33,79	16,95	0,73	-	1500 x 9,5
D	23,26	15,20	1,60	2,70	800 x 8,0
E	12,73	2,50	1,00	-	620 x 6,35
F	7,19	1,75	1,00	-	620 x 6,35

Inicialmente, serão comparados os resultados dos coeficientes de flambagem obtidos na flambagem por flexão dos pilares na direção da correia transportadora. Para isso, simplificada, considerou-se a estrutura plana e as inércias de cada apoio igual a duas vezes a inércia de um pilar constituinte, exceto no pilar no tripé, em que o pilar 11 da figura 5.2 trabalha isolado. Os resultados obtidos são:

Barra	SUPERSAP [22]		Trabalho	
	P_{cr} (kN)	Coefficiente K	P_{cr} (kN)	Coefficiente K
8	22122,25	0,68	24537,45	0,64
9	19386,70	0,88	21578,68	0,83
10	17453,28	1,42	18790,90	1,36
11	9621,99	1,30	11557,49	1,18
12	21646,50	0,73	24090,93	0,69
13	15937,53	0,93	17735,77	0,88
14	5952,79	2,67	6623,98	2,53

Tabela 5.2 – Comparação dos coeficientes de flambagem na direção longitudinal da estrutura

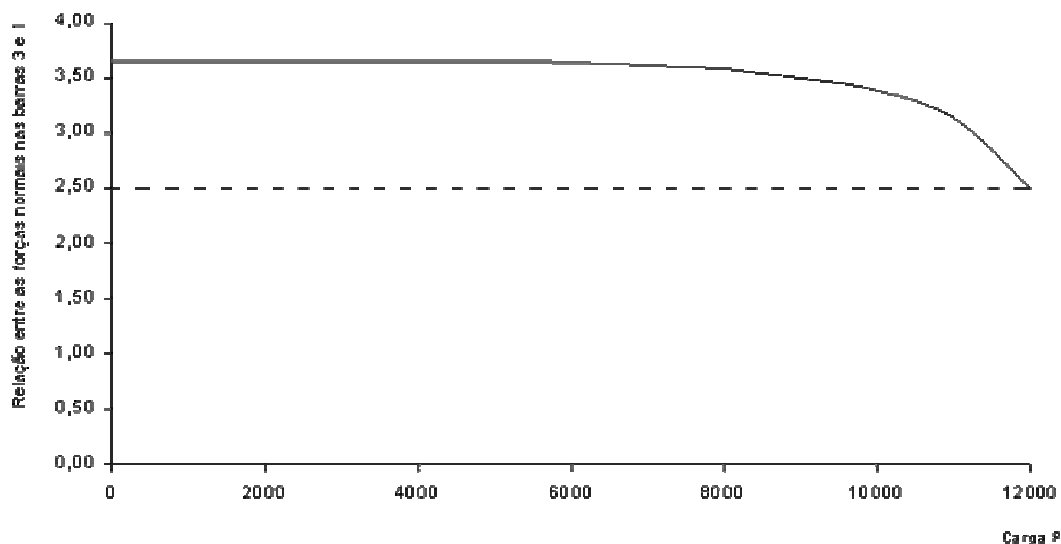
Serão comparados também os coeficientes de flambagem de dois apoios na direção transversal, como indicado na figura 5.3.

Apoio	SUPERSAP [22]		Trabalho	
	P_{cr} (kN)	Coefficiente K	P_{cr} (kN)	Coefficiente K
A (simétrico)	10709,00	0,68	12234,02	0,64
D (assimétrico)-barra 1	4254,24	0,98	6928,52	0,77
D (assimétrico)-barra 3	15482,75	0,61	17275,36	0,58

Tabela 5.3 – Comparação dos coeficientes de flambagem na direção transversal da estrutura

O método utilizado no presente trabalho apresentou bons resultados em ambas as comparações. Na direção longitudinal, as diferenças variam entre 5% e 6%, sendo que a maior diferença encontrada é de 22,5% na barra 11. A diferença de resultados nos valores da carga crítica e do coeficiente de flambagem da barra 1 do apoio D se deve ao efeito da alteração da rigidez em função da força normal, considerado no método utilizado e não considerado no Programa SUPERSAP [22]. O gráfico abaixo ilustra bem esse efeito, mostrando como a relação entre as forças

normais das barras 3 e 1 diminui à medida que a carga P , atuando nos nós 2 e 3, aumenta. Com a carga P pequena, a barra 3, por ser bem menos inclinada que a barra 1, está submetida a uma força normal de compressão 3,64 vezes maior que a barra 1. À medida em que aumenta o valor de P , como a degenerescência de rigidez na barra 3 é maior que na barra 1, esta última passa a ser submetida a uma força de compressão relativamente maior, de tal modo que no instante da flambagem, a relação cai para 2,50.



5.3 – Terceiro Exemplo

Será feita uma análise elástica em teoria de 1^a ordem da estrutura contraventada representada na figura 5.4, submetida ao carregamento indicado. Serão utilizadas em todas as ligações viga-pilar cantoneira simples, cantoneira dupla, chapa de topo e chapa simples soldada na mesa do pilar, tomando-se a rigidez tangente inicial. O resultado da análise de cada tipo de ligação será comparado com o resultado da análise da estrutura convencional, onde todas as ligações serão representadas por rótulas perfeitas, e com os resultados obtidos por

Monteiro [3]. As ligações entre as barras do contraventamento e os pilares serão sempre consideradas como rótulas perfeitas.

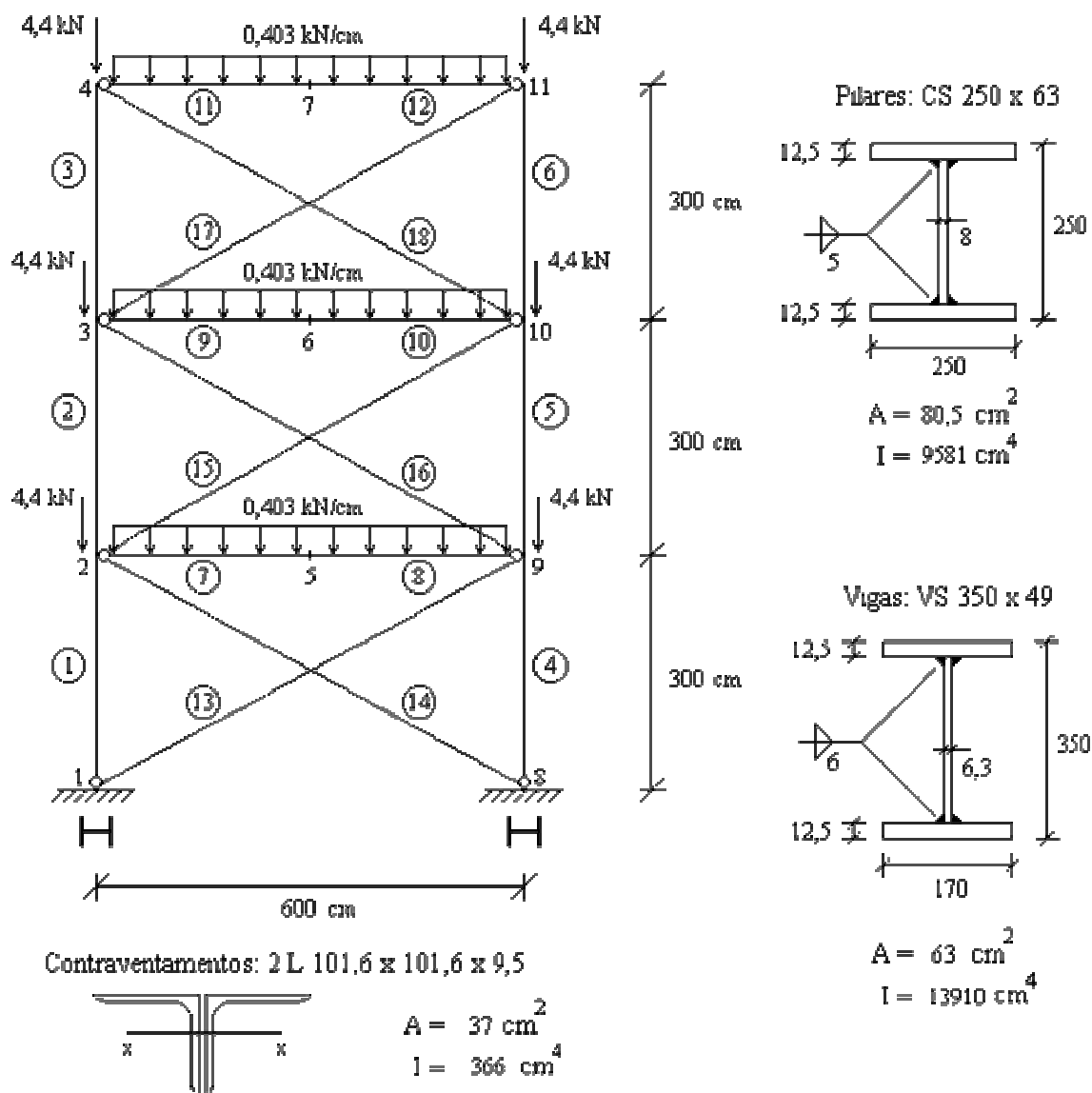
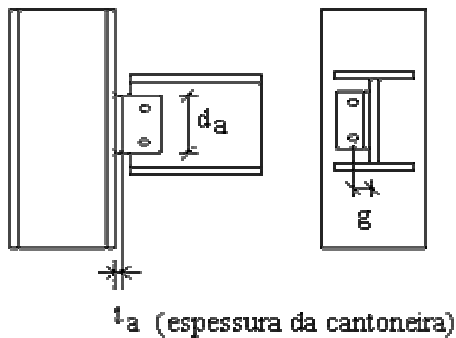


Figura 5.4 – Estrutura contraventada com ligações flexíveis

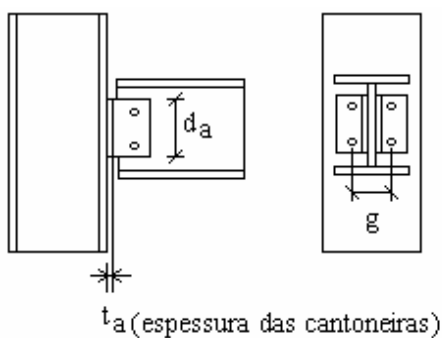
Os parafusos possuem diâmetro de 19 mm, e as cantoneiras usadas no contraventamento são L 101,6 x 101,6 x 9,5. A seguir são apresentados a geometria e os parâmetros das ligações para o cálculo da rigidez.

- Ligação com cantoneira simples:



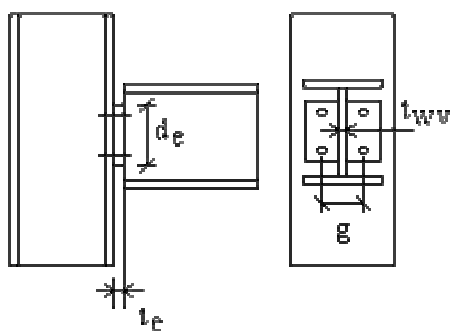
d_a = altura da cantoneira = 28,00 cm;
 t_a = espessura da cantoneira = 0,64 cm;
 g = distância da linha de furos até a linha de centro da viga = 6,67 cm.

- Ligação com cantoneira dupla:



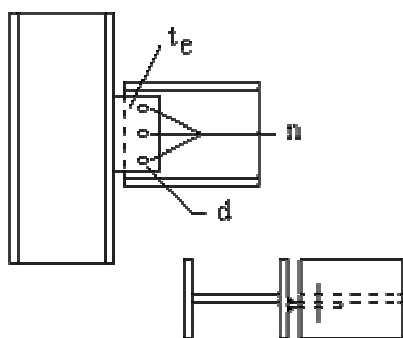
d_a = altura das cantoneiras = 24,00 cm;
 t_a = espessura das cantoneiras = 0,64 cm;
 g = distância horizontal entre as linhas de furos = 13,33 cm.

- Ligação com chapa de topo



d_e = altura da chapa = 24,00 cm;
 t_e = espessura da chapa = 0,80 cm;
 t_{wv} = espessura da alma da viga = 0,63 cm;
 g = distância horizontal entre as linhas de furos = 10,00 cm.

- Ligação com chapa simples soldada na mesa do pilar



d = diâmetro dos parafusos = 1,90 cm;

n = número de parafusos = 4;

t_e = espessura da chapa = 0,63 cm.

A tabela 5.4 compara valores de momento fletor e deslocamento vertical no nó 7, que equivale à seção central da viga situada no nível mais alto da estrutura (barras 11 e 12), tomada como referência. Percebe-se que à medida que o grau de rigidez das ligações aumenta, reduz-se a rotação relativa entre a viga e o pilar, reduzindo-se também os valores do momento fletor e do deslocamento na seção central da viga.

Estrutura analisada	Rigidez das ligações (kN. cm/rad)	Momento fletor atuante (kN. cm)	Deslocamento (cm)
		Meio do vão	
Monteiro [3]			
Convencional	-	18135,0	-2,53
Cant. Simples	76403,0	16580,3	-2,13
Ch. Topo	331286,0	14872,6	-1,89
Cant. Dupla	444399,0	14344,0	-1,82
Ch. Simples	2180817,0	11358,6	-1,39
Método proposto			
Convencional	1×10^{-10}	18135,00	-2,52
Cant. Simples	76403,0	17312,86	-2,39
Ch. Topo	331286,0	15441,68	-2,09
Cant. Dupla	444399,0	14874,66	-2,00
Ch. Simples	2180817,0	11712,62	-1,50

Tabela 5.4 – Comparação entre momentos fletores e deslocamentos das barras 11 e 12

Com o objetivo de estudar melhor a restrição à rotação oferecida pela consideração da semi-rigidez das ligações, foi feita uma análise de

flambagem elástica para as estruturas com os diferentes tipos de ligações e para a estrutura convencional.

A figura 5.5 indica o carregamento unitário que foi aplicado na estrutura contraventada e na tabela 5.5 tem-se a comparação entre os coeficientes de flambagem obtidos.

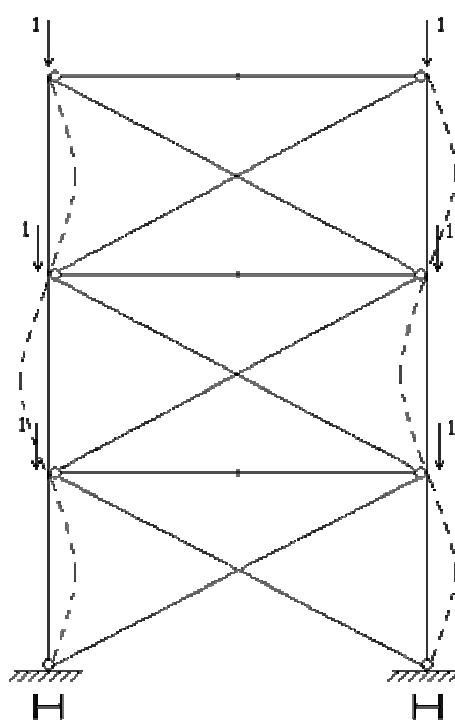


Figura 5.5 – Análise de flambagem elástica da estrutura contraventada

Estrutura analisada	Rigidez das ligações (kN. cm/rad)	Coeficientes de flambagem K		
		Inferior	Intermediário	Superior

Monteiro [3]				
Convencional	-	0,987	1,209	1,710
Cant. Simples	76403,0	0,980	1,201	1,698
Ch. Topo	331286,0	0,968	1,186	1,677
Cant. Dupla	444399,0	0,965	1,181	1,671
Ch. Simples	2180817,0	0,940	1,151	1,628
Método proposto				
Convencional	1×10^{-10}	0,874	1,066	1,514
Cant. Simples	76403,0	0,869	1,058	1,500
Ch. Topo	331286,0	0,853	1,041	1,481
Cant. Dupla	444399,0	0,849	1,036	1,474
Ch. Simples	2180817,0	0,823	1,003	1,424

Tabela 5.5 – Comparação entre os coeficientes de flambagem dos pilares

Os valores do momento fletor na seção central da viga estudada, obtidos usando-se o método proposto no presente trabalho, ficaram cerca de 4% maiores que os obtidos por Monteiro [3]. Os valores do deslocamento vertical ficaram entre 8% e 12% maiores. Como já era esperado, nas estruturas analisadas houve uma redução dos valores de coeficientes de flambagem dos pilares entre 12,7% e 14,9%. Esta redução foi menor na estrutura com ligações com cantoneira simples, que apresenta valor de rigidez mais baixo e maior na estrutura com ligações com chapa simples, que apresenta uma rigidez inicial proporcionalmente mais elevada. Verificou-se portanto uma boa concordância entre os resultados obtidos pelos dois processos.

É importante destacar que King e Chen [9], para as ligações tradicionalmente classificadas como flexíveis, recomendam usar metade do valor da rigidez inicial. No entanto, neste exemplo, para que se pudesse ser feita uma comparação consistente com os resultados de Monteiro [3], foi usada a rigidez inicial. Por sua vez, Monteiro [3], em seu estudo, toma para estas ligações os valores da rigidez tangente inicial e da rigidez secante última, considerando que as ligações comportam-se entre estes dois limites.

5.4 – Quarto Exemplo

Será feita uma análise elástica do pórtico deslocável representado na figura 5.6, em que todas as ligações viga-pilar são classificadas como rígidas. As bases serão consideradas rotuladas, com o que a estabilidade estrutural fica assegurada somente pelas ligações viga-pilar.

Será realizada análise em teoria de 2^a ordem, levando-se em conta apenas o efeito $P-\Delta$. Serão consideradas três situações: ligações perfeitamente rígidas, ligações viga-pilar parafusadas com chapa de extremidade e ligações soldadas, nos dois últimos casos considerando o comportamento semi-rígido. Para as três situações foram obtidos os coeficientes de flambagem dos pilares considerando-se os efeitos $P-\Delta$ e da alteração da rigidez devido à força normal.

O resultado das análises serão comparados com os resultados obtidos para a estrutura convencional e por Monteiro [3].

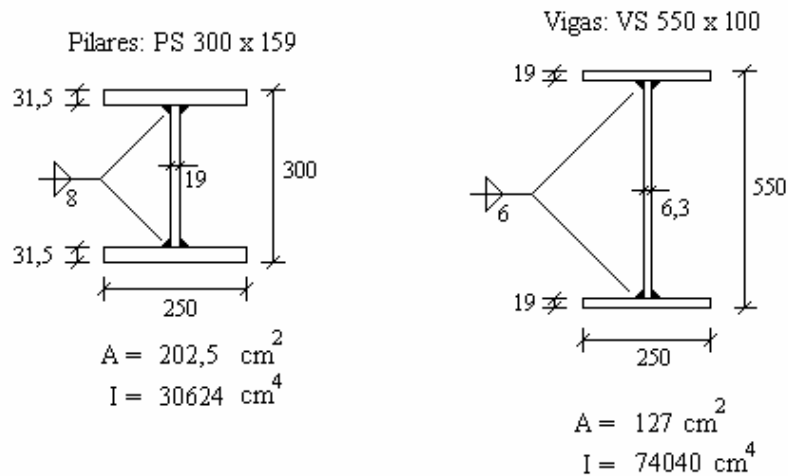
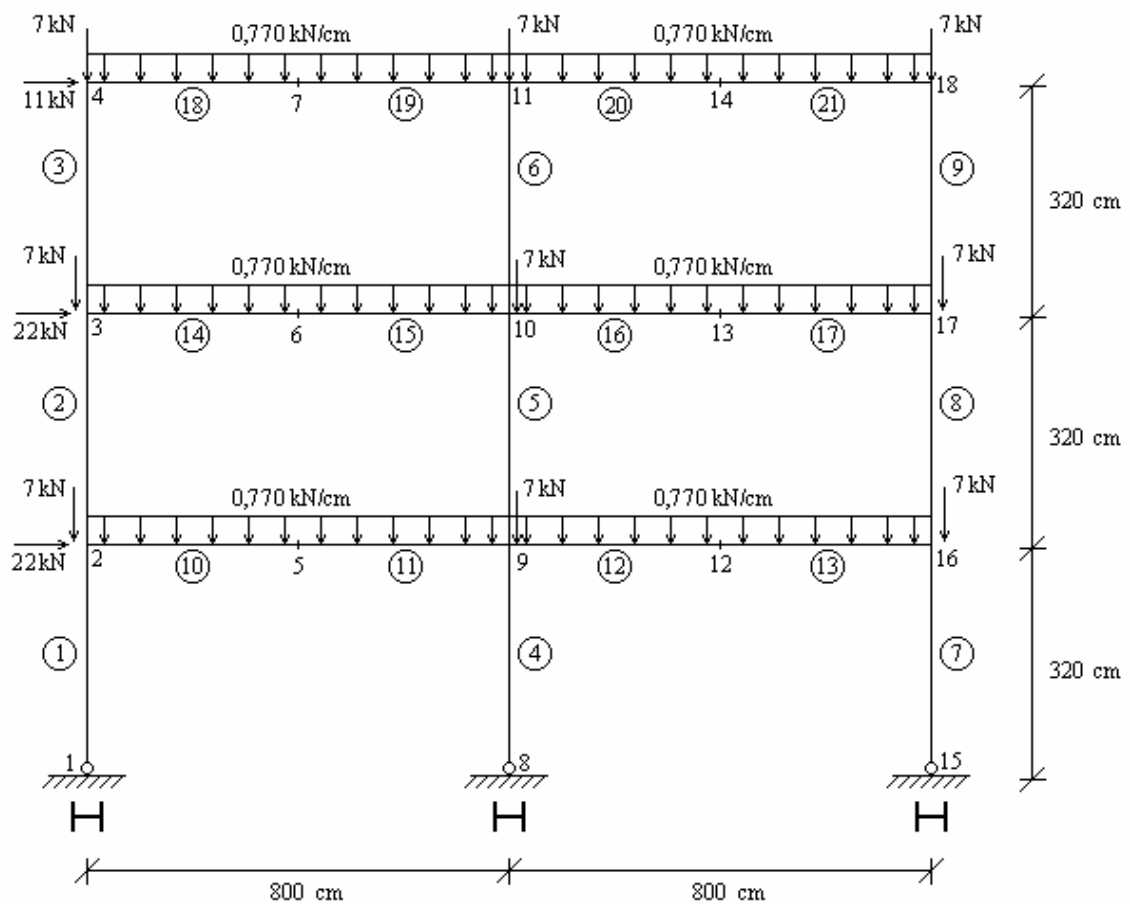


Figura 5.6 – Estrutura com ligações rígidas

Nas ligações parafusadas, serão utilizados sempre quatro parafusos simetricamente dispostos em relação à mesa tracionada da viga, com

diâmetro de 31,75 mm. As figuras 5.7 e 5.8 apresentam a geometria das ligações sendo os parâmetros para o cálculo da rigidez dados por:

- Ligação com chapa de extremidade:

$$\begin{aligned}d_v &= 55,00 \text{ cm}; & b_l &= 9,55 \text{ cm}; \\t_{fv} &= 1,90 \text{ cm}; & t_l &= 0,80 \text{ cm}; \\d_p &= 30,00 \text{ cm}; & d &= 3,175 \text{ cm}; \\b_{fp} &= 25,00 \text{ cm}; & g &= 11,00 \text{ cm}; \\t_{fp} &= 3,15 \text{ cm}; & c &= 10,90 \text{ cm}; \\t_{wp} &= 1,90 \text{ cm}; & y_s &= 265,00 \text{ cm}; \\b_e &= 25,00 \text{ cm}; & y_i &= 265,00 \text{ cm}. \\t_e &= 3,15 \text{ cm}; \\s_v &= 0,00 \text{ cm (solda de penetração)};\end{aligned}$$

- Ligação soldada:

$$\begin{aligned}d_v &= 55,00 \text{ cm}; & s_v &= 0,00 \text{ cm (solda de penetração)}; \\b_{fv} &= 25,00 \text{ cm}; & b_l &= 9,55 \text{ cm}; \\t_{fv} &= 1,90 \text{ cm}; & t_l &= 0,80 \text{ cm}; \\d_p &= 30,00 \text{ cm}; & d &= 3,175 \text{ cm}; \\b_{fp} &= 25,00 \text{ cm}; & y_s &= 265,00 \text{ cm}; \\t_{fp} &= 3,15 \text{ cm}; & y_i &= 265,00 \text{ cm}. \\t_{wp} &= 1,90 \text{ cm}; \\s_p &= 0,80 \text{ cm};\end{aligned}$$

Os parâmetros y_s e y_i indicam os prolongamentos dos pilares acima e abaixo da mesas superior e inferior das vigas. Para que a propagação dos esforços concentrados da alma do pilar seja levada em conta no cálculo da rigidez (tração e compressão nas ligações soldadas e compressão nas ligações parafusadas) os valores de y_s e y_i devem ser superiores ao comprimento b_{efl} (itens 2.3.2.2 e 2.3.2.3). Assim sendo, para que em todas as ligações do pórtico o comprimento b_{efl} possa ser desenvolvido (inclusive nas ligações na extremidade das barras 18, 19, 20 e 21), foi adotado $y_s = y_i = 265 \text{ cm}$.

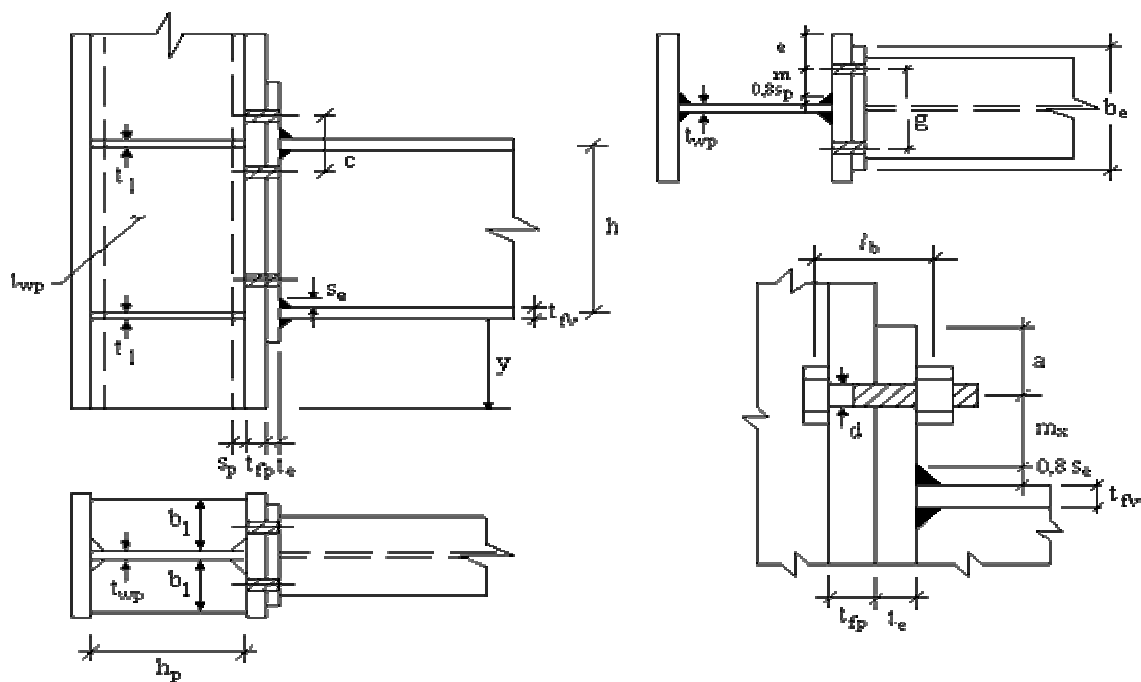


Figura 5.7 – Parâmetros para cálculo de rigidez; ligação com chapa de extremidade

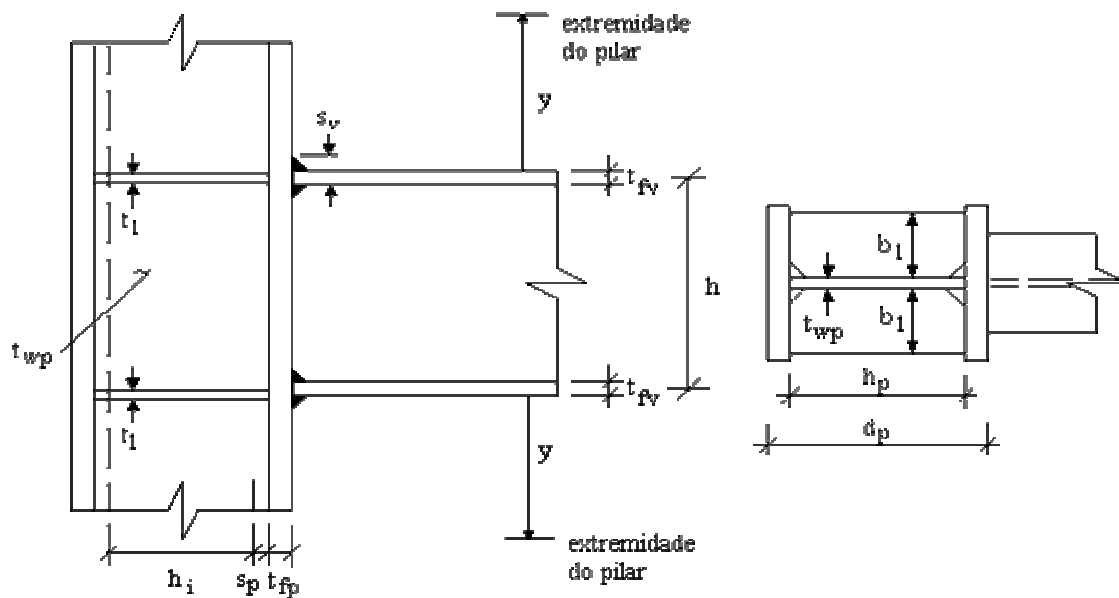


Figura 5.8 – Parâmetros para cálculo de rigidez; ligação soldada

Usando-se as equações 2.8 a 2.20 para a obtenção dos coeficientes de flambagem, e a equação 2.7 para a obtenção da rigidez para as ligações

classificadas como rígidas, chega-se a uma rigidez tangente inicial igual a $R_{in} = 12383653,650$ kN.cm/rad para a ligação parafusada e $R_{in} = 14169071,626$ kN.cm/rad para a ligação soldada. As tabelas 5.6, 5.7 e 5.8 mostram, respectivamente, os resultados obtidos para as vigas, para os pilares e para os deslocamentos horizontais máximos usando o método apresentado neste trabalho. Mostra também, para comparação, os resultados obtidos por Monteiro [3], usando o modelo de nó macroscópico de Queiroz [23] e os resultados obtidos considerando as ligações perfeitamente rígidas.

Estrutura analisada		Vão esquerdo				Vão direito			
		Momento (kN . cm)			Flecha no meio do vão (cm)	Momento (kN . cm)			Flecha no meio do vão (cm)
		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito	
Pavimento 3									
Monteiro [3]	Convencional	22883,1	25604,4	-49108,0	-1,04	47904,2	25476,8	-24432,1	-1,04
	Soldada	21028,3	26469,9	-44611,8	-1,06	43515,4	26364,4	-22335,8	-1,06
	Parafusada	20824,9	27567,1	-42620,8	-1,12	41470,7	27463,9	-22181,4	-1,12
Método proposto	Convencional	22958,5	25638,0	-49190,3	-1,03	48019,2	25511,5	-24371,7	-1,03
	Soldada	22492,2	31215,2	-38572,9	-1,32	37092,3	31069,1	-24249,7	-1,32
	Parafusada	22326,9	31808,8	-37557,1	-1,35	36032,3	31660,3	-24132,8	-1,35
Pavimento 2									
Monteiro [3]	Convencional	31497,6	22919,0	-45864,4	-0,87	41341,2	22764,6	-36329,6	-0,86
	Soldada	30636,6	23421,2	-41100,9	-0,87	36786,7	23358,0	-35077,3	-0,87
	Parafusada	29725,1	24702,9	-39449,1	-0,93	35013,0	24657,0	-34252,9	-0,93
Método proposto	Convencional	31270,8	22901,4	-45667,1	-0,85	41522,3	22735,7	-36180,0	-0,84
	Soldada	28526,4	28601,9	-37448,6	-1,15	32936,6	28446,7	-33324,4	-1,14
	Parafusada	28060,9	29238,6	-36639,3	-1,18	32080,9	29084,9	-32901,4	-1,18
Pavimento 1									
Monteiro [3]	Convencional	21427,9	24565,4	-52641,4	-0,88	40419,9	23256,6	-36266,7	-0,81
	Soldada	20213,2	25224,0	-47918,8	-0,89	36069,6	24084,9	-34340,5	-0,83
	Parafusada	19764,3	26486,7	-45842,2	-0,95	33828,4	25375,4	-34000,8	-0,89
Método proposto	Convencional	22540,7	24420,7	-51727,2	-0,86	41332,9	23318,3	-35144,3	-0,80
	Soldada	21187,7	29996,5	-41908,6	-1,15	31601,9	29097,1	-33295,0	-1,11
	Parafusada	20924,1	30604,6	-40952,8	-1,18	30659,7	29728,7	-32972,7	-1,14

Tabela 5.6 – Momentos fletores e deslocamento vertical das vigas em teoria de 2ª ordem

Estrutura analisada		Canto esquerdo		Centro		Canto direito	
		Nó inferior	Nó superior	Nó inferior	Nó superior	Nó inferior	Nó superior
Trecho superior							
Monteiro [3]	Convencional	-17895,7	-22883,1	637,5	1203,8	18166,7	24342,1
	Soldada	-15973,0	-21464,7	508,7	993,9	16220,9	22674,1
	Parafusada	-15666,9	-21339,1	488,7	1046,2	15831,2	22602,4
Método proposto	Convencional	-17917,0	-22958,5	672,0	1171,1	18254,2	24371,7
	Soldada	-16830,7	-22492,2	542,5	1480,7	16694,8	24249,7
	Parafusada	-16654,5	-22326,9	524,0	1524,8	16452,7	24132,8
Trecho intermediário							
Monteiro [3]	Convencional	-17943,4	-13601,8	2948,9	3885,7	18243,6	18162,9
	Soldada	-16839,3	-12442,7	2546,9	3429,9	16841,0	16279,3
	Parafusada	-16962,6	-11971,7	2517,6	3382,4	16350,7	15986,9
Método proposto	Convencional	-17740,3	-13803,8	2721,4	3472,8	18410,7	17925,8
	Soldada	-16962,5	-11695,7	2429,8	3969,4	16845,3	16629,5
	Parafusada	-16814,6	-11406,4	2390,7	4034,3	16596,2	16448,7
Trecho inferior							
Monteiro [3]	Convencional	-	-3484,5	-	9272,6	-	18023,1
	Soldada	-	-4164,4	-	8465,8	-	17232,0
	Parafusada	-	-4219,2	-	8639,0	-	17475,5
Método proposto	Convencional	-	-4800,4	-	7672,9	-	16733,6
	Soldada	-	-4225,1	-	7876,8	-	16449,7
	Parafusada	-	-4109,4	-	7904,4	-	16376,5

Tabela 5.7 – Momentos fletores nas extremidades dos pilares em teoria de 2ª ordem

Estrutura analisada		Deslocamento horizontal (cm)
Monteiro [3]	Soldada	0,875
	Parafusada	0,909
Método proposto	Convencional	0,805
	Soldada	1,067
	Parafusada	1,105

Tabela 5.8 – Deslocamento horizontal máximo, nó 4

Os resultados obtidos com a utilização do método proposto neste trabalho foram bastante coerentes. Comparando-se os resultados da

análise tomando-se inicialmente as ligações como perfeitamente rígidas, e em seguida as ligações soldadas como semi-rígidas, verificou-se no segundo caso:

- uma redução dos valores de momento fletor na ligação viga-pilar que chegou a alcançar 30%;
- um acréscimo nos valores do momento fletor no meio do vão das vigas de no máximo 25%;
- um aumento da flecha no meio do vão das vigas de no máximo 40%;
- um aumento no valor do deslocamento horizontal máximo de 33%.

Comparando-se agora os resultados da análise tomando-se as ligações como perfeitamente rígidas, e parafusadas com chapa de extremidade tratadas como semi-rígidas, verificou-se no segundo caso:

- uma redução dos valores de momento fletor na ligação viga-pilar que chegou a alcançar 35%;
- um acréscimo nos valores do momento fletor no meio do vão da viga de no máximo 28%;
- um aumento da flecha no meio do vão da viga de no máximo 43%;
- um aumento no valor do deslocamento horizontal máximo de 37%.

Nota-se também que o pórtico com a ligação soldada apresenta um comportamento situado entre aquele proporcionado pela ligação perfeitamente rígida e pela ligação parafusada. Com o procedimento proposto, nota-se ainda que a estrutura fica menos rígida que quando se usa o modelo de nó macroscópico de Queiroz [23]. Isto pode ser justificado pela elevada relação entre a altura e o vão da viga, o que torna na análise, a estrutura com nós macroscópicos um pouco mais rígida e certamente mais condizente com a realidade. Seriam interessantes estudos complementares, incluindo a realização de ensaios para melhor aferição dos modelos.

Também neste exemplo, com o objetivo de estudar melhor a restrição à rotação oferecida pela consideração da semi-rigidez das ligações, foi feita uma análise de flambagem elástica para as estruturas com os diferentes tipos de ligações e para a estrutura convencional. Foram determinados os coeficientes de flambagem K dos três tramos dos pilares, considerando-se o comprimento destravado dos mesmos igual a 320 cm.

A figura 5.9 indica o carregamento unitário que foi aplicado na estrutura e na tabela 5.9 tem-se a comparação entre os coeficientes de flambagem obtidos.

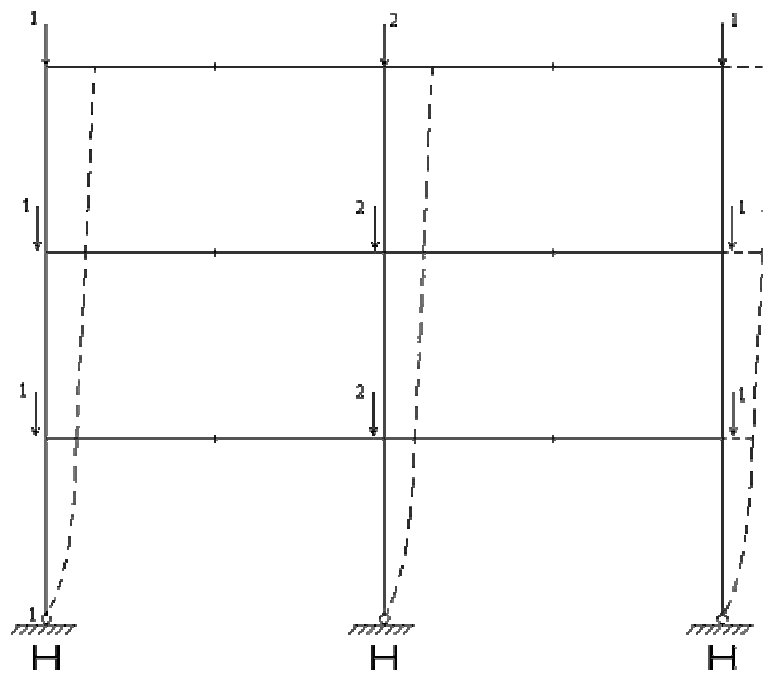


Figura 5.9 – Análise de flambagem elástica do pórtico deslocável

Flambagem elástica			
Estrutura analisada		Pilares de canto	Pilares centrais
		Coeficiente K	Coeficiente K
Trecho superior			
Monteiro [3]	Convencional	4,66	3,33
	Soldada	4,88	3,49
	Parafusada	4,93	3,51
Método proposto	Convencional	4,54	3,24
	Soldada	4,89	3,48
	Parafusada	4,94	3,51
Trecho intermediário			
Monteiro [3]	Convencional	3,30	2,36
	Soldada	3,43	2,46
	Parafusada	3,49	2,49
Método proposto	Convencional	3,21	2,29
	Soldada	3,46	2,46
	Parafusada	3,49	2,48
Trecho inferior			
Monteiro [3]	Convencional	2,70	1,92
	Soldada	2,82	2,01
	Parafusada	2,85	2,03
Método proposto	Convencional	2,62	1,87
	Soldada	2,82	2,01
	Parafusada	2,85	2,03

Tabela 5.9 – Coeficientes de flambagem dos pilares

Os incrementos dos coeficientes de flambagem K das estruturas considerando-se ligações semi-rígidas em relação à estrutura convencional variam aproximadamente 8,5%. Com isso, observa-se uma pequena redução na restrição à rotação nas extremidades dos pilares.

5.5 – Quinto Exemplo

Neste exemplo, será feita a avaliação dos efeitos de 2^a ordem e da semi-rigidez para a estrutura de um edifício com 20 andares, como mostra a figura 5.10.

Inicialmente, as ligações das barras 81 a 100 serão consideradas como perfeitamente rígidas e as ligações das barras 121 a 140 como perfeitamente flexíveis. O resultado desta análise será comparado com os resultados obtidos por Lavall [14] em teorias de 1^a e 2^a ordem, e com os resultados obtidos usando-se o processo simplificado da NBR 8800 [15] para consideração do efeito $P-\Delta$. Serão comparados os deslocamentos horizontais e alguns esforços solicitantes. Posteriormente, serão feitos mais três estudos com as seguintes modificações:

- as ligações das barras 81 a 100 serão consideradas como semi-rígidas usando uma ligação soldada;
- as ligações das barras 121 a 140 serão consideradas como semi-rígidas usando uma ligação com chapa de topo na alma;
- ambas as ligações serão consideradas como semi-rígidas usando os tipos de ligações descritos nos itens anteriores.

Os resultados destes estudos serão comparados com a hipótese inicial das ligações serem consideradas como perfeitamente rígidas e perfeitamente flexíveis.

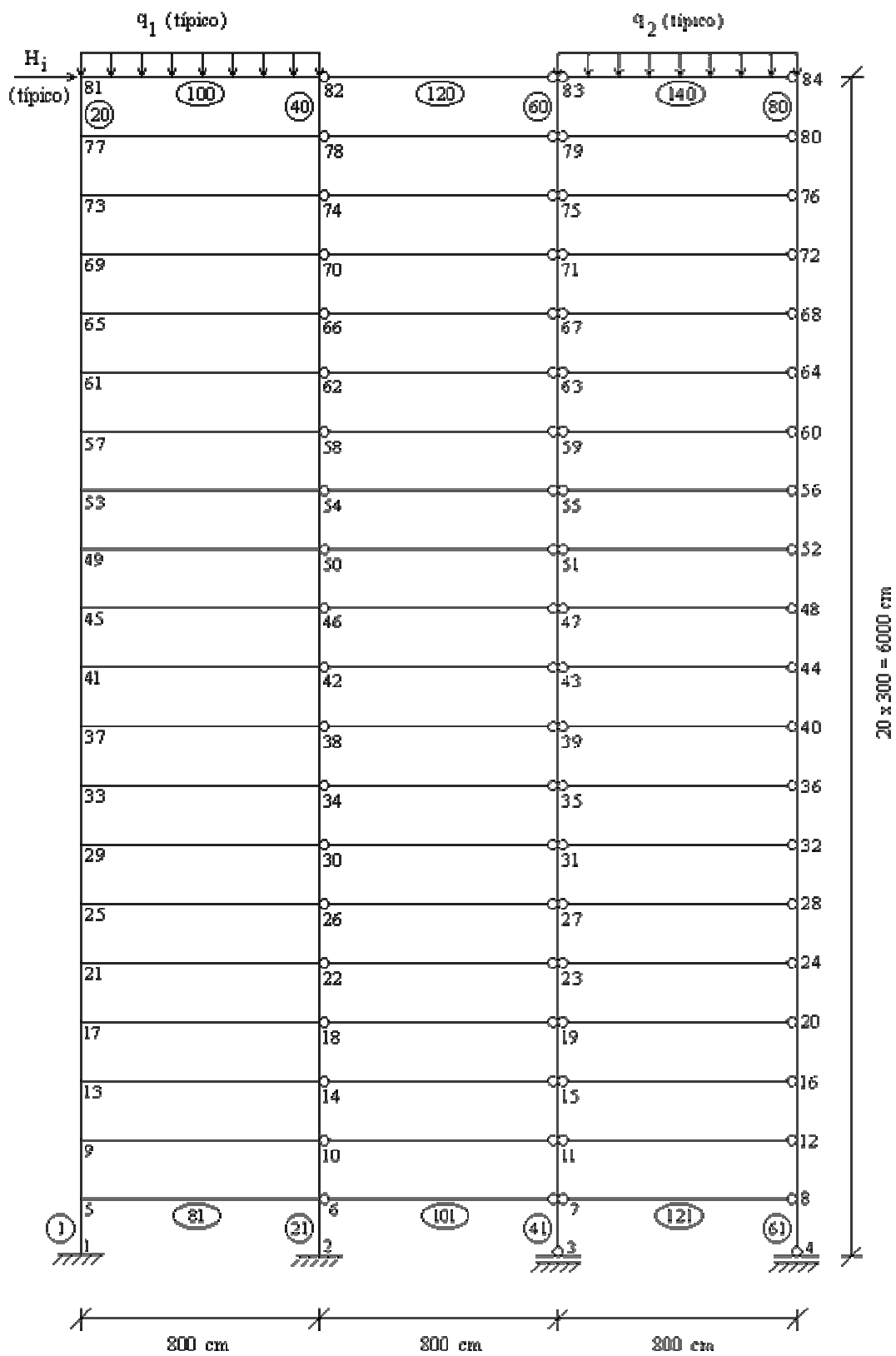


Figura 5.10 – Esquema estrutural de um edifício de 20 andares, cargas atuantes e dimensões básicas

As cargas indicadas estão em valores de cálculo.

- carga de vento : $H_i = 37,8$ kN, atuando em cada andar;
- as cargas q_1 e q_2 incluem as ações permanentes e sobrecarga, estão presentes em todos os andares e possuem os seguintes valores:
 $q_1 = 0,213$ kN/cm
 $q_2 = 1,563$ kN/cm

As características geométricas das barras são as seguintes:

Barras de 1 a 80	Barras de 81 a 100	Barras de 101 a 140
$A = 419$ cm ² ;	$A = 179$ cm ² ;	$A = 1790$ cm ² ;
$I = 219700$ cm ⁴ .	$I = 186500$ cm ⁴ .	$I = 186500$ cm ⁴ .

O módulo de elasticidade do aço foi tomado igual a 21000 kN/cm².

Andar	Nó	Desloc. x 1ª ordem (m) Lavall [14]	Desloc. x 2ª ordem (m) Lavall [14]	Desloc. x 2ª ordem (m) NBR 8800 [15]	Desloc. x 1ª ordem (m) Trabalho	Desloc. x 2ª ordem (m) Trabalho
Base	2	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
1º	6	0,0063	0,0072	0,0070	0,0063	0,0072
2º	10	0,0182	0,0223	0,0206	0,0183	0,0224
3º	14	0,0311	0,0380	0,0362	0,0312	0,0382
4º	18	0,0444	0,0540	0,0522	0,0445	0,0542
5º	22	0,0576	0,0698	0,0682	0,0577	0,0701
6º	26	0,0708	0,0854	0,0839	0,0708	0,0857
7º	30	0,0836	0,1007	0,0992	0,0837	0,1010
8º	34	0,0962	0,1155	0,1140	0,0962	0,1158
9º	38	0,1083	0,1298	0,1284	0,1084	0,1301
10º	42	0,1201	0,1435	0,1421	0,1201	0,1439
11º	46	0,1314	0,1567	0,1552	0,1314	0,1570
12º	50	0,1422	0,1692	0,1677	0,1421	0,1696
13º	54	0,1525	0,1811	0,1791	0,1523	0,1814
14º	58	0,1622	0,1922	0,1897	0,1620	0,1926
15º	62	0,1714	0,2027	0,1996	0,1711	0,2030
16º	66	0,1799	0,2125	0,2088	0,1795	0,2127
17º	70	0,1878	0,2216	0,2174	0,1874	0,2217
18º	74	0,1951	0,2299	0,2253	0,1946	0,2301
19º	78	0,2019	0,2376	0,2327	0,2013	0,2377
20º	82	0,2081	0,2448	0,2394	0,2074	0,2448

Tabela 5.10 – Deslocamentos horizontais em cada andar das análises em teorias de 1ª e 2ª ordem

Os esforços solicitantes de cálculo no pilar mais solicitado (barra 21 – nó 2) são:

Esforços Solicitantes	1ª ordem Lavall [14]	2ª ordem Lavall [14]	2ª ordem NBR 8800 [15]	1ª ordem Trabalho	2ª ordem Trabalho
N (kN)	4433,37	4931,64	4903,23	4425,26	4935,42
V (kN)	398,77	366,62	439,22	396,21	363,82
M (kN.m)	1043,010	1107,500	1160,130	1038,419	1103,465

Andar	Nó	Desloc. x (m) Sem modificações	Desloc. x (m) Flexíveis para semi-rígidas	Desloc. x (m) Rígidas para semi-rígidas	Desloc. x (m) Flexíveis e rígidas para semi-rígidas
Base	2	0	0,0000	0,0000	0,0000
1 ^o	6	0,0072	0,0070	0,0098	0,0094
2 ^o	10	0,0224	0,0217	0,0319	0,0305
3 ^o	14	0,0382	0,0370	0,0552	0,0528
4 ^o	18	0,0542	0,0525	0,0789	0,0753
5 ^o	22	0,0701	0,0678	0,1023	0,0975
6 ^o	26	0,0857	0,0829	0,1250	0,1191
7 ^o	30	0,1010	0,0976	0,1470	0,1399
8 ^o	34	0,1158	0,1118	0,1680	0,1598
9 ^o	38	0,1301	0,1255	0,1879	0,1787
10 ^o	42	0,1439	0,1387	0,2068	0,1965
11 ^o	46	0,1570	0,1513	0,2246	0,2133
12 ^o	50	0,1695	0,1632	0,2413	0,2290
13 ^o	54	0,1814	0,1745	0,2568	0,2435
14 ^o	58	0,1925	0,1851	0,2711	0,2570
15 ^o	62	0,2030	0,1950	0,2843	0,2693
16 ^o	66	0,2127	0,2043	0,2964	0,2806
17 ^o	70	0,2217	0,2128	0,3074	0,2908
18 ^o	74	0,2301	0,2205	0,3173	0,3000
19 ^o	78	0,2377	0,2278	0,3262	0,3081
20 ^o	82	0,2448	0,2344	0,3344	0,3157

Tabela 5.11 – Deslocamentos horizontais em cada andar das análises feitas modificando as ligações

Os esforços solicitantes de cálculo no pilar mais solicitado (barra 21 – nó 2) são:

Esforços Solicitantes	2 ^a ordem Sem modificações	2 ^a ordem Flexíveis para semi-rígidas	2 ^a ordem Rígidas para semi-rígidas	2 ^a ordem Flexíveis e rígidas para semi-rígidas
N (kN)	4935,42	4803,73	5090,39	4904,45
V (kN)	363,82	367,89	345,66	352,53
M (kN.m)	1103,465	1093,265	1351,413	1326,358

A figura 5.11 apresenta os deslocamentos horizontais do edifício em função de sua altura, considerando-se as ligações perfeitamente rígidas e perfeitamente flexíveis inicialmente e depois as 3 modificações descritas anteriormente.

Neste exemplo, nota-se que quando as ligações flexíveis são tratadas de maneira mais realística como semi-rígidas, os deslocamentos se reduzem ligeiramente. Quando as ligações rígidas são tratadas como semi-rígidas, os deslocamentos crescem significativamente. E quando as ligações flexíveis e rígidas são tratadas como semi-rígidas, os deslocamentos também crescem bastante.

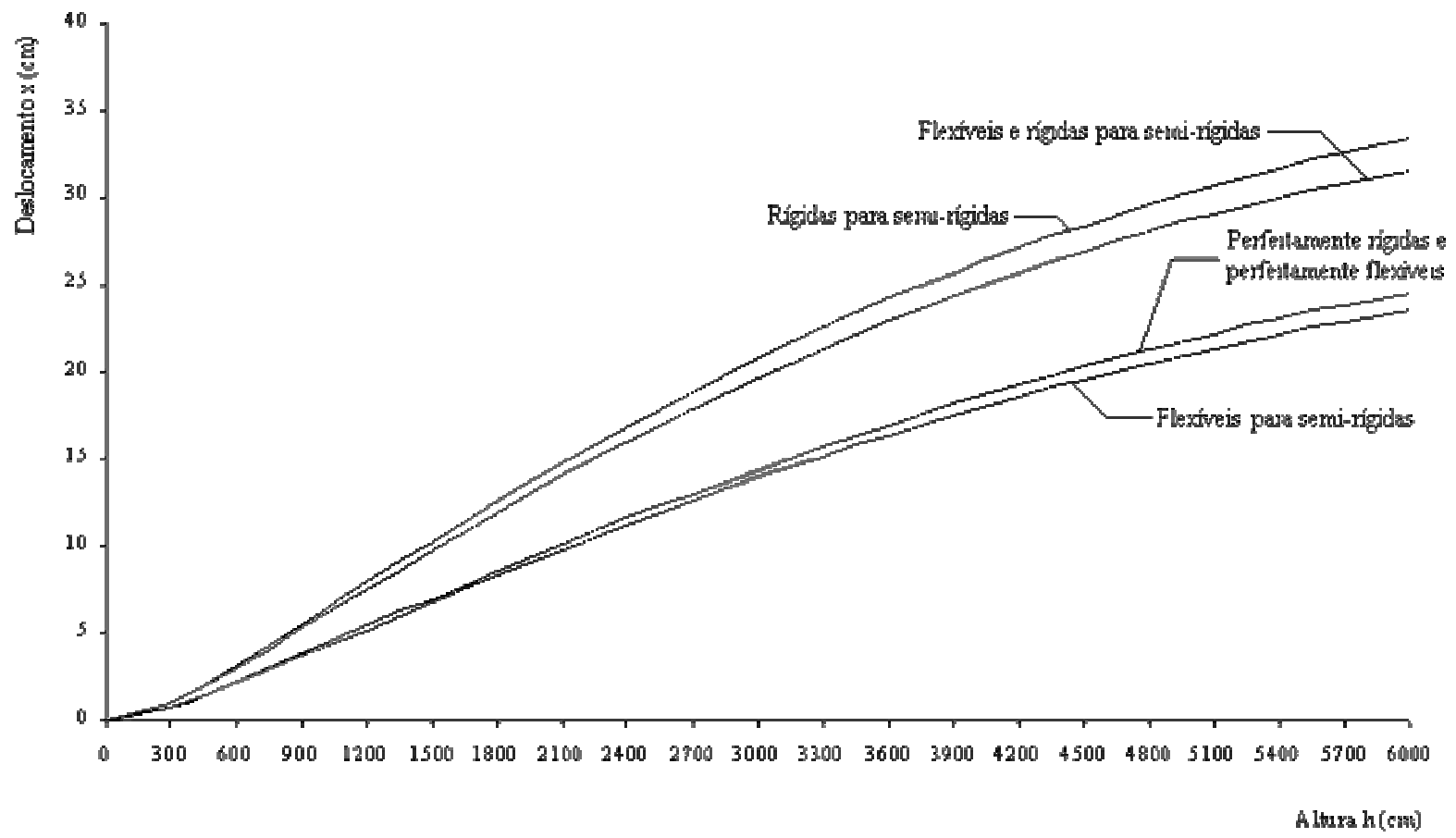


Figura 5.11 - Comparação entre o grau de rigidez das ligações

6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi apresentado um procedimento para análise elástica em teorias de 1ª e 2ª ordem de estruturas planas de aço considerando as ligações como semi-rígidas, de modo a obter resultados mais compatíveis com a realidade, especialmente aqueles relacionados aos esforços solicitantes, deslocamentos e comprimentos de flambagem dos pilares.

Foram tratadas as ligações tradicionalmente classificadas como flexíveis e rígidas mais utilizadas no Brasil e que apresentam grande potencial de uso, considerando aspectos como economia, facilidade de montagem e comportamento estrutural bem definido. Dentre as ligações classificadas como flexíveis, foram abordadas as ligações com cantoneiras simples, cantoneira dupla, chapa de topo e chapa simples e dentre as ligações classificadas como rígidas, as ligações soldadas e parafusadas com chapa de extremidade.

Foram estudados modelos matemáticos que representassem satisfatoriamente a relação momento-rotação das ligações, uma vez que a rigidez tangente inicial é calculada obtendo-se a primeira derivada desta relação. Assim, foi possível considerar a semi-rigidez das ligações e os efeitos de 2ª ordem, utilizando uma matriz de rigidez modificada adequadamente, cujos elementos são função da rigidez tangente inicial e da força normal nas barras. Para as ligações classificadas como flexíveis, King e Chen [9] consideram razoável usar como rigidez das ligações 50% de R_{in} , quando se está determinando os esforços solicitantes de cálculo. Para as ligações classificadas como rígidas, a análise estrutural foi feita tomando-se o valor total da rigidez inicial, já que a relação momento-rotação é praticamente constante em regime elástico. Caso a ligação seja perfeitamente rígida, deve-se tomar um valor relativamente muito elevado para a rigidez inicial e caso seja

perfeitamente rotulada, deve-se tomar um valor nulo para a rigidez. Após diversos testes, foram adotados para as ligações perfeitamente rígidas e perfeitamente rotuladas valores de rigidez iguais a 10^{10} kN.cm/rad e 10^{-10} kN.cm/rad, respectivamente.

Os efeitos de 2ª ordem estudados foram o efeito da alteração de rigidez em função da força normal e o efeito $P-\Delta$. A análise em teoria de 2ª ordem requer um processo iterativo e incremental, onde a geometria deformada da estrutura obtida de um ciclo de cálculos anterior é usada como base para a formulação das relações de equilíbrio do ciclo de cálculos atual.

Levando-se em conta todas as considerações citadas, foi desenvolvido um programa para análise estrutural de fácil utilização, onde podem ser feitas análises em teoria de 1ª ordem, em teoria de 2ª ordem e análise para determinação da carga crítica elástica da estrutura, sendo que para os dois últimos casos, as análises podem ser feitas considerando-se apenas o efeito $P-\Delta$ ou o efeito $P-\Delta$ combinado com a alteração da rigidez em função da força normal das barras.

Para verificar a potencialidade da formulação apresentada e avaliar a precisão dos resultados, foram processados diversos exemplos, e comparações foram feitas com resultados obtidos por outros métodos de análise e outros programas. Boa correlação foi encontrada, mostrando coerência nos resultados e indicando um bom comportamento da matriz de rigidez adotada. Nos exemplos em que foi feita a comparação com resultados de análise em que se usam nós puntuais, verificou-se que a maior diferença encontrada foi de 0,2% nos valores de deslocamentos e 0,2% nos valores dos coeficientes de flambagem dos pilares. No cálculo da carga crítica, a maior diferença encontrada foi de 6,6% comparando os resultados obtidos com resultados fornecidos por outro programa de

análise estrutural [22]. Em outros exemplos onde foi feita a comparação entre o procedimento adotado e a utilização de modelos de nós macroscópicos, conforme recomendado, entre outros pesquisadores, por Queiroz et al [7], Monteiro [3] e Queiroz [23], as diferenças foram um pouco maiores, mas percebe-se muita semelhança entre as variações encontradas. Como era esperado, nas ligações tradicionalmente classificadas como flexíveis, à medida que o grau de rigidez aumentava, reduzia-se a rotação relativa existente entre a viga e o pilar, aumentando os valores dos momentos fletores nas extremidades das vigas e diminuindo os valores dos momentos fletores e deslocamentos no meio do vão destas vigas, bem como os coeficientes de flambagem dos pilares. Já nas ligações tradicionalmente classificadas como rígidas, a rotação relativa entre as vigas e os pilares foi percebida por meio da diminuição dos momentos fletores nos nós, com conseqüente aumento dos momentos fletores e deslocamentos verticais no centro das vigas e dos coeficientes de flambagem dos pilares.

Finalizando, a seguir são apresentadas algumas sugestões para trabalhos posteriores, relacionadas à análise estrutural com ligações semi-rígidas:

- estudo da variação da curva $M-\theta$ na análise estrutural;
- desenvolvimento de um programa que abranja estruturas espaciais;
- a consideração da não-linearidade física;
- a consideração da semi-rigidez das ligações entre perfis de chapas finas;
- a consideração de outras ligações como semi-rígidas, como as ligações mistas, que apresentam crescente tendência de utilização.

ANEXOS

A.1 – Saídas de Computador

Devido ao tamanho dos arquivos de saídas dos exemplos, vários deles foram reduzidos, sendo impressa apenas a parte mais importante para a visualização dos resultados que foram comparados. Nos casos de cálculo da carga crítica, apenas os dados da estrutura e os resultados finais foram mostrados. Nos casos de análise em teoria de 1^a ordem, os arquivos não foram alterados e nos casos de análise em teoria de 2^a ordem, apenas os dados da estrutura e os resultados obtidos na última iteração foram apresentados. No quinto exemplo, edifício de 20 andares, apenas o primeiro arquivo foi mostrado por inteiro. Os demais arquivos relativos a este exemplo, foram impressos mostrando apenas as modificações feitas nos valores de rigidez e os resultados das últimas iterações quando foram feitas análises em teoria de 2^a ordem.

Exemplo 1 - Análise de flambagem elástica, estrutura com ligações semi-rígidas

Nome do arquivo : exemlsr.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 3
Número de graus de liberdade : 6
Número de nós : 4
Número de restrições : 6
Número de nós com restrições : 2
Número de barras liberadas . : 0
Módulo de elasticidade E ... : 21000,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	400,000
3	500,000	400,000
4	500,000	0,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	43,000	400,000	1510,000	0,000	1,000
2	2	3	33,400	500,000	2770,000	1,000	0,000
3	3	4	43,000	400,000	1510,000	0,000	-1,000

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	1
4	1	1	1

Número de nós carregados .. : 2

Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	10000000000,000	10000000000,000
2	2	3	784000,000	784000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-1369,07
2	-1369,07

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00
3	1,00

Forças Normais das Barras

Barra	
1	1369,07
2	0,00
3	1369,07

Exemplo 1 - Análise de flambagem elástica, estrutura com ligações rígidas

Nome do arquivo : exemlr.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 3
Número de graus de liberdade : 6
Número de nós : 4
Número de restrições : 6
Número de nós com restrições : 2
Número de barras liberadas . : 0
Módulo de elasticidade E ... : 21000,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	400,000
3	500,000	400,000
4	500,000	0,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	43,000	400,000	1510,000	0,000	1,000
2	2	3	33,400	500,000	2770,000	1,000	0,000
3	3	4	43,000	400,000	1510,000	0,000	-1,000

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	1
4	1	1	1

Número de nós carregados .. : 2

Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	10000000000,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	Carga
1	-1587,92
2	-1587,92

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00
3	1,00

Forças Normais das Barras

Barra	
1	1587,92
2	0,00
3	1587,92

Exemplo 2 - Análise de flambagem elástica, correia transportadora,
vista longitudinal

Nome do arquivo : correia.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 14
 Número de graus de liberdade : 23
 Número de nós : 15
 Número de restrições : 22
 Número de nós com restrições : 8
 Número de barras liberadas . : 7
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	5784,000
2	590,000	5784,000
3	5385,000	4913,000
4	5385,000	0,000
5	10135,000	4051,000
6	10135,000	0,000
7	13835,000	3379,000
8	12835,000	0,000
9	15835,000	0,000
10	19635,000	2326,000
11	19635,000	0,000
12	25435,000	1273,000
13	25435,000	0,000
14	28485,000	719,000
15	28485,000	0,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	248,000	590,000	6500000,000	1,000	0,000
2	2	3	248,000	4873,466	6500000,000	0,984	-0,179
3	3	5	248,000	4827,582	6500000,000	0,984	-0,179
4	5	7	248,000	3760,530	6500000,000	0,984	-0,179
5	7	10	248,000	5894,812	6500000,000	0,984	-0,179
6	10	12	248,000	5894,812	6500000,000	0,984	-0,179
7	12	14	248,000	3099,906	6500000,000	0,984	-0,179
8	3	4	710,000	4913,000	1259010,000	0,000	-1,000
9	5	6	710,000	4051,000	1259010,000	0,000	-1,000
10	7	8	890,000	3523,867	2470740,000	-0,284	-0,959
11	7	9	455,000	3926,530	1235370,000	0,509	-0,861
12	10	11	398,000	2326,000	312176,000	0,000	-1,000
13	12	13	244,000	1273,000	115258,000	0,000	-1,000
14	14	15	244,000	719,000	115258,000	0,000	-1,000

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
2	0	1	0
4	1	1	1
6	1	1	1
8	1	1	1
9	1	1	1
11	1	1	1
13	1	1	1
15	1	1	1

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I ---		--- Nó J ---	
	Liberação	Z	Liberação	Z
2		0		1
3		1		1
4		1		1
5		1		1
6		1		1
7		1		1
11		1		0

Número de nós carregados .. : 6

Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
3	0,000	-3,720	0,000
5	0,000	-3,260	0,000
7	0,000	-4,210	0,000
10	0,000	-3,640	0,000
12	0,000	-2,680	0,000
14	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	10000000000,000	0,000
2	2	3	0,000	0,000
3	3	5	0,000	0,000
4	5	7	0,000	0,000
5	7	10	0,000	0,000
6	10	12	0,000	0,000
7	12	14	0,000	0,000
8	3	4	10000000000,000	10000000000,000
9	5	6	10000000000,000	10000000000,000
10	7	8	10000000000,000	10000000000,000
11	7	9	0,000	10000000000,000
12	10	11	10000000000,000	10000000000,000
13	12	13	10000000000,000	10000000000,000
14	14	15	10000000000,000	10000000000,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-24626,40
2	-21581,20
3	-27870,20
4	-24096,80
5	-17741,60
6	-6620,00

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
3	3,72
5	3,26
7	4,21
10	3,64

12	2,68
14	1,00

Forças Normais das Barras

Barra

1	0,00
2	0,00
3	499,14
4	512,76
5	-43,11
6	-10,35
7	22,43
8	24537,45
9	21578,68
10	18790,90
11	11557,49
12	24090,93
13	17735,77
14	6623,98

Exemplo 2 - Análise de flambagem elástica, correia transportadora,
vista transversal, apoio simétrico

Nome do arquivo : apoioA.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 3
 Número de graus de liberdade : 6
 Número de nós : 4
 Número de restrições : 6
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 0
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	1170,000	4913,000
3	1330,000	4913,000
4	2500,000	0,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	355,000	5050,393	629505,000	0,232	0,973
2	2	3	800,000	160,000	2500000,000	1,000	0,000
3	3	4	355,000	5050,393	629505,000	0,232	-0,973

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	1
4	1	1	1

Número de nós carregados .. : 2

Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	10000000000,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-11897,75
2	-11897,75

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00
3	1,00

Forças Normais das Barras

Barra	
1	12234,02
2	2837,13
3	12228,66

Exemplo 2 - Análise de flambagem elástica, correia transportadora,
vista transversal, apoio assimétrico

Nome do arquivo : apoioD.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 3
 Número de graus de liberdade : 6
 Número de nós : 4
 Número de restrições : 6
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 0
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	1520,000	2326,000
3	1680,000	2326,000
4	1950,000	0,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	199,000	2778,610	156088,000	0,547	0,837
2	2	3	500,000	160,000	1000000,000	1,000	0,000
3	3	4	199,000	2341,618	156088,000	0,115	-0,993

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	1
4	1	1	1

Número de nós carregados .. : 2

Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	10000000000,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-12000,00
2	-12000,00

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00
3	1,00

Forças Normais das Barras

Barra	
1	6928,52
2	2167,57
3	17275,36

Exemplo 3 - Análise em teoria de 1ª ordem, estrutura contraventada,
ligação convencional

Nome do arquivo : convenc.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 18
 Número de graus de liberdade : 29
 Número de nós : 11
 Número de restrições : 4
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 12
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	300,000
3	0,000	600,000
4	0,000	900,000
5	300,000	300,000
6	300,000	600,000
7	300,000	900,000
8	600,000	0,000
9	600,000	300,000
10	600,000	600,000
11	600,000	900,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
2	2	3	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
3	3	4	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
4	8	9	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
5	9	10	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
6	10	11	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
7	2	5	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
8	5	9	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
9	3	6	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
10	6	10	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
11	4	7	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
12	7	11	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
13	1	9	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
14	2	8	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
15	2	10	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
16	3	9	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
17	3	11	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
18	4	10	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I ---	--- Nó J ---
	Liberção Z	Liberção Z
7	1	0
8	0	1
9	1	0

10	0	1
11	1	0
12	0	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1

Número de nós carregados .. : 6
Número de barras carregadas : 6

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-4,400	0,000
3	0,000	-4,400	0,000
4	0,000	-4,400	0,000
9	0,000	-4,400	0,000
10	0,000	-4,400	0,000
11	0,000	-4,400	0,000

Cargas nas barras

Cargas distribuídas nas barras

Barra	Qx	Qy
7	0,000	-0,403
8	0,000	-0,403
9	0,000	-0,403
10	0,000	-0,403
11	0,000	-0,403
12	0,000	-0,403

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	2	5	0,000	10000000000,000
8	5	9	10000000000,000	0,000
9	3	6	0,000	10000000000,000
10	6	10	10000000000,000	0,000
11	4	7	0,000	10000000000,000
12	7	11	10000000000,000	0,000
13	1	9	0,000	0,000
14	2	8	0,000	0,000
15	2	10	0,000	0,000
16	3	9	0,000	0,000
17	3	11	0,000	0,000
18	4	10	0,000	0,000

"Análise em teoria de primeira ordem"

*** Iteração número 1 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	-0,000029
2	-0,007607	-0,066237	0,000004
3	-0,003675	-0,110886	-0,000016

4	-0,001286	-0,133157	-0,000004
5	0,000000	-2,451753	0,000000
6	0,000000	-2,496402	0,000000
7	0,000000	-2,518673	0,000000
8	0,000000	0,000000	0,000029
9	0,007607	-0,066237	-0,000004
10	0,003675	-0,110886	0,000016
11	0,001286	-0,133157	0,000004

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	364,361	-0,139	0,000	-364,361	0,139	-41,627
2	245,606	0,190	41,627	-245,606	-0,190	15,454
3	122,507	-0,052	-15,454	-122,507	0,052	0,000
4	364,361	0,139	0,000	-364,361	-0,139	41,627
5	245,606	-0,190	-41,627	-245,606	0,190	-15,454
6	122,507	0,052	15,454	-122,507	-0,052	0,000
7	-32,737	120,900	0,000	32,737	0,000	18135,000
8	-32,737	0,000	-18135,000	32,737	120,900	0,000
9	-15,816	120,900	0,000	15,816	0,000	18135,000
10	-15,816	0,000	-18135,000	15,816	120,900	0,000
11	-5,534	120,900	0,000	5,534	0,000	18135,000
12	-5,534	0,000	-18135,000	5,534	120,900	0,000
13	25,801	0,000	0,000	-25,801	0,000	0,000
14	25,801	0,000	0,000	-25,801	0,000	0,000
15	11,168	0,000	0,000	-11,168	0,000	0,000
16	11,168	0,000	0,000	-11,168	0,000	0,000
17	6,245	0,000	0,000	-6,245	0,000	0,000
18	6,245	0,000	0,000	-6,245	0,000	0,000

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	23,216	375,900	0,000
8	-23,216	375,900	0,000

Exemplo 3 - Análise em teoria de 1ª ordem, estrutura contraventada,
ligação com cantoneira simples

Nome do arquivo : cantsimp.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 18
 Número de graus de liberdade : 29
 Número de nós : 11
 Número de restrições : 4
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 12
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	300,000
3	0,000	600,000
4	0,000	900,000
5	300,000	300,000
6	300,000	600,000
7	300,000	900,000
8	600,000	0,000
9	600,000	300,000
10	600,000	600,000
11	600,000	900,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
2	2	3	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
3	3	4	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
4	8	9	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
5	9	10	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
6	10	11	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
7	2	5	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
8	5	9	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
9	3	6	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
10	6	10	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
11	4	7	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
12	7	11	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
13	1	9	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
14	2	8	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
15	2	10	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
16	3	9	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
17	3	11	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
18	4	10	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I ---	--- Nó J ---
	Liberção Z	Liberção Z
7	1	0
8	0	1
9	1	0

10	0	1
11	1	0
12	0	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1

Número de nós carregados .. : 6
Número de barras carregadas : 6

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-4,400	0,000
3	0,000	-4,400	0,000
4	0,000	-4,400	0,000
9	0,000	-4,400	0,000
10	0,000	-4,400	0,000
11	0,000	-4,400	0,000

Cargas nas barras

Cargas distribuídas nas barras

Barra	Qx	Qy
7	0,000	-0,403
8	0,000	-0,403
9	0,000	-0,403
10	0,000	-0,403
11	0,000	-0,403
12	0,000	-0,403

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	2	5	76403,000	10000000000,000
8	5	9	10000000000,000	76403,000
9	3	6	76403,000	10000000000,000
10	6	10	10000000000,000	76403,000
11	4	7	76403,000	10000000000,000
12	7	11	10000000000,000	76403,000
13	1	9	0,000	0,000
14	2	8	0,000	0,000
15	2	10	0,000	0,000
16	3	9	0,000	0,000
17	3	11	0,000	0,000
18	4	10	0,000	0,000

"Análise em teoria de primeira ordem"

*** Iteração número 1 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	0,000014
2	-0,007840	-0,066256	-0,000163
3	-0,004033	-0,110951	-0,000063

4	-0,000377	-0,133178	-0,000301
5	0,000000	-2,320473	0,000000
6	0,000000	-2,364048	0,000000
7	0,000000	-2,388932	0,000000
8	0,000000	0,000000	-0,000014
9	0,007840	-0,066256	0,000163
10	0,004033	-0,110951	0,000063
11	0,000377	-0,133178	0,000301

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	364,463	-1,240	0,000	-364,463	1,240	-371,956
2	245,862	-2,628	-459,914	-245,862	2,628	-328,451
3	122,268	-4,442	-510,520	-122,268	4,442	-822,139
4	364,463	1,240	0,000	-364,463	-1,240	371,956
5	245,862	2,628	459,914	-245,862	-2,628	328,451
6	122,268	4,442	510,520	-122,268	-4,442	822,139
7	-33,739	120,900	831,870	33,739	0,000	17303,130
8	-33,739	0,000	-17303,130	33,739	120,900	-831,870
9	-17,354	120,900	838,971	17,354	0,000	17296,029
10	-17,354	0,000	-17296,029	17,354	120,900	-838,971
11	-1,622	120,900	822,139	1,622	0,000	17312,861
12	-1,622	0,000	-17312,861	1,622	120,900	-822,139
13	25,575	0,000	0,000	-25,575	0,000	0,000
14	25,575	0,000	0,000	-25,575	0,000	0,000
15	10,594	0,000	0,000	-10,594	0,000	0,000
16	10,594	0,000	0,000	-10,594	0,000	0,000
17	6,780	0,000	0,000	-6,780	0,000	0,000
18	6,780	0,000	0,000	-6,780	0,000	0,000

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	24,115	375,900	0,000
8	-24,115	375,900	0,000

Exemplo 3 - Análise em teoria de 1ª ordem, estrutura contraventada,
ligação com chapa de topo

Nome do arquivo : chaptopo.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 18
 Número de graus de liberdade : 29
 Número de nós : 11
 Número de restrições : 4
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 12
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	300,000
3	0,000	600,000
4	0,000	900,000
5	300,000	300,000
6	300,000	600,000
7	300,000	900,000
8	600,000	0,000
9	600,000	300,000
10	600,000	600,000
11	600,000	900,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
2	2	3	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
3	3	4	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
4	8	9	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
5	9	10	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
6	10	11	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
7	2	5	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
8	5	9	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
9	3	6	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
10	6	10	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
11	4	7	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
12	7	11	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
13	1	9	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
14	2	8	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
15	2	10	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
16	3	9	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
17	3	11	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
18	4	10	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I ---	--- Nó J ---
	Liberção Z	Liberção Z
7	1	0
8	0	1
9	1	0

10	0	1
11	1	0
12	0	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1

Número de nós carregados .. : 6
Número de barras carregadas : 6

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-4,400	0,000
3	0,000	-4,400	0,000
4	0,000	-4,400	0,000
9	0,000	-4,400	0,000
10	0,000	-4,400	0,000
11	0,000	-4,400	0,000

Cargas nas barras

Cargas distribuídas nas barras

Barra	Qx	Qy
7	0,000	-0,403
8	0,000	-0,403
9	0,000	-0,403
10	0,000	-0,403
11	0,000	-0,403
12	0,000	-0,403

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	2	5	331286,000	10000000000,000
8	5	9	10000000000,000	331286,000
9	3	6	331286,000	10000000000,000
10	6	10	10000000000,000	331286,000
11	4	7	331286,000	10000000000,000
12	7	11	10000000000,000	331286,000
13	1	9	0,000	0,000
14	2	8	0,000	0,000
15	2	10	0,000	0,000
16	3	9	0,000	0,000
17	3	11	0,000	0,000
18	4	10	0,000	0,000

"Análise em teoria de primeira ordem"

*** Iteração número 1 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	0,000112
2	-0,008442	-0,066303	-0,000552
3	-0,004796	-0,111107	-0,000197

4	0,001718	-0,133229	-0,000963
5	0,000000	-2,010786	0,000000
6	0,000000	-2,041832	0,000000
7	0,000000	-2,093643	0,000000
8	0,000000	0,000000	-0,000112
9	0,008442	-0,066303	0,000552
10	0,004796	-0,111107	0,000197
11	-0,001718	-0,133229	0,000963

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	364,724	-3,797	0,000	-364,724	3,797	-1139,097
2	246,455	-9,486	-1655,160	-246,455	9,486	-1190,607
3	121,689	-14,614	-1690,816	-121,689	14,614	-2693,317
4	364,724	3,797	0,000	-364,724	-3,797	1139,097
5	246,455	9,486	1655,160	-246,455	-9,486	1190,607
6	121,689	14,614	1690,816	-121,689	-14,614	2693,317
7	-36,330	120,900	2794,256	36,330	0,000	15340,744
8	-36,330	0,000	-15340,744	36,330	120,900	-2794,256
9	-20,639	120,900	2881,423	20,639	0,000	15253,577
10	-20,639	0,000	-15253,577	20,639	120,900	-2881,423
11	7,393	120,900	2693,317	-7,393	0,000	15441,683
12	7,393	0,000	-15441,683	-7,393	120,900	-2693,317
13	24,990	0,000	0,000	-24,990	0,000	0,000
14	24,990	0,000	0,000	-24,990	0,000	0,000
15	9,268	0,000	0,000	-9,268	0,000	0,000
16	9,268	0,000	0,000	-9,268	0,000	0,000
17	8,074	0,000	0,000	-8,074	0,000	0,000
18	8,074	0,000	0,000	-8,074	0,000	0,000

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	26,149	375,900	0,000
8	-26,149	375,900	0,000

Exemplo 3 - Análise em teoria de 1ª ordem, estrutura contraventada,
ligação com cantoneira dupla

Nome do arquivo : cantdupl.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 18
 Número de graus de liberdade : 29
 Número de nós : 11
 Número de restrições : 4
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 12
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	300,000
3	0,000	600,000
4	0,000	900,000
5	300,000	300,000
6	300,000	600,000
7	300,000	900,000
8	600,000	0,000
9	600,000	300,000
10	600,000	600,000
11	600,000	900,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
2	2	3	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
3	3	4	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
4	8	9	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
5	9	10	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
6	10	11	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
7	2	5	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
8	5	9	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
9	3	6	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
10	6	10	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
11	4	7	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
12	7	11	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
13	1	9	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
14	2	8	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
15	2	10	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
16	3	9	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
17	3	11	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
18	4	10	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I ---	--- Nó J ---
	Liberção Z	Liberção Z
7	1	0
8	0	1
9	1	0

10	0	1
11	1	0
12	0	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1

Número de nós carregados .. : 6
Número de barras carregadas : 6

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-4,400	0,000
3	0,000	-4,400	0,000
4	0,000	-4,400	0,000
9	0,000	-4,400	0,000
10	0,000	-4,400	0,000
11	0,000	-4,400	0,000

Cargas nas barras

Cargas distribuídas nas barras

Barra	Qx	Qy
7	0,000	-0,403
8	0,000	-0,403
9	0,000	-0,403
10	0,000	-0,403
11	0,000	-0,403
12	0,000	-0,403

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	2	5	444399,000	10000000000,000
8	5	9	10000000000,000	444399,000
9	3	6	444399,000	10000000000,000
10	6	10	10000000000,000	444399,000
11	4	7	444399,000	10000000000,000
12	7	11	10000000000,000	444399,000
13	1	9	0,000	0,000
14	2	8	0,000	0,000
15	2	10	0,000	0,000
16	3	9	0,000	0,000
17	3	11	0,000	0,000
18	4	10	0,000	0,000

"Análise em teoria de primeira ordem"

*** Iteração número 1 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	0,000142
2	-0,008644	-0,066319	-0,000672
3	-0,005013	-0,111156	-0,000245

4	0,002360	-0,133244	-0,001160
5	0,000000	-1,913923	0,000000
6	0,000000	-1,938376	0,000000
7	0,000000	-2,004163	0,000000
8	0,000000	0,000000	-0,000142
9	0,008644	-0,066319	0,000672
10	0,005013	-0,111156	0,000245
11	-0,002360	-0,133244	0,001160

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	364,812	-4,586	0,000	-364,812	4,586	-1375,806
2	246,638	-11,687	-2032,249	-246,638	11,687	-1473,882
3	121,505	-17,746	-2063,318	-121,505	17,746	-3260,340
4	364,812	4,586	0,000	-364,812	-4,586	1375,806
5	246,638	11,687	2032,249	-246,638	-11,687	1473,882
6	121,505	17,746	2063,318	-121,505	-17,746	3260,340
7	-37,202	120,900	3408,055	37,202	0,000	14726,945
8	-37,202	0,000	-14726,945	37,202	120,900	-3408,055
9	-21,574	120,900	3537,200	21,574	0,000	14597,800
10	-21,574	0,000	-14597,800	21,574	120,900	-3537,200
11	10,155	120,900	3260,340	-10,155	0,000	14874,660
12	10,155	0,000	-14874,660	-10,155	120,900	-3260,340
13	24,793	0,000	0,000	-24,793	0,000	0,000
14	24,793	0,000	0,000	-24,793	0,000	0,000
15	8,860	0,000	0,000	-8,860	0,000	0,000
16	8,860	0,000	0,000	-8,860	0,000	0,000
17	8,486	0,000	0,000	-8,486	0,000	0,000
18	8,486	0,000	0,000	-8,486	0,000	0,000

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	26,762	375,900	0,000
8	-26,762	375,900	0,000

Exemplo 3 - Análise em teoria de 1ª ordem, estrutura contraventada,
ligação com chapa simples

Nome do arquivo : chapsimp.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 18
 Número de graus de liberdade : 29
 Número de nós : 11
 Número de restrições : 4
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 12
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	300,000
3	0,000	600,000
4	0,000	900,000
5	300,000	300,000
6	300,000	600,000
7	300,000	900,000
8	600,000	0,000
9	600,000	300,000
10	600,000	600,000
11	600,000	900,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
2	2	3	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
3	3	4	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
4	8	9	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
5	9	10	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
6	10	11	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
7	2	5	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
8	5	9	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
9	3	6	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
10	6	10	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
11	4	7	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
12	7	11	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
13	1	9	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
14	2	8	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
15	2	10	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
16	3	9	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
17	3	11	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
18	4	10	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I ---	--- Nó J ---
	Liberção Z	Liberção Z
7	1	0
8	0	1
9	1	0

10	0	1
11	1	0
12	0	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1

Número de nós carregados .. : 6
Número de barras carregadas : 6

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-4,400	0,000
3	0,000	-4,400	0,000
4	0,000	-4,400	0,000
9	0,000	-4,400	0,000
10	0,000	-4,400	0,000
11	0,000	-4,400	0,000

Cargas nas barras

Cargas distribuídas nas barras

Barra	Qx	Qy
7	0,000	-0,403
8	0,000	-0,403
9	0,000	-0,403
10	0,000	-0,403
11	0,000	-0,403
12	0,000	-0,403

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	2	5	2180817,000	10000000000,000
8	5	9	10000000000,000	2180817,000
9	3	6	2180817,000	10000000000,000
10	6	10	10000000000,000	2180817,000
11	4	7	2180817,000	10000000000,000
12	7	11	10000000000,000	2180817,000
13	1	9	0,000	0,000
14	2	8	0,000	0,000
15	2	10	0,000	0,000
16	3	9	0,000	0,000
17	3	11	0,000	0,000
18	4	10	0,000	0,000

"Análise em teoria de primeira ordem"

*** Iteração número 1 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	0,000317
2	-0,009946	-0,066422	-0,001358
3	-0,006104	-0,111448	-0,000579

4	0,006002	-0,133335	-0,002224
5	0,000000	-1,347776	0,000000
6	0,000000	-1,311387	0,000000
7	0,000000	-1,505171	0,000000
8	0,000000	0,000000	-0,000317
9	0,009946	-0,066422	0,001358
10	0,006104	-0,111448	0,000579
11	-0,006002	-0,133335	0,002224

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	365,378	-9,108	0,000	-365,378	9,108	-2732,333
2	247,677	-25,021	-4263,316	-247,677	25,021	-3243,116
3	120,397	-35,636	-4268,351	-120,397	35,636	-6422,380
4	365,378	9,108	0,000	-365,378	-9,108	2732,333
5	247,677	25,021	4263,316	-247,677	-25,021	3243,116
6	120,397	35,636	4268,351	-120,397	-35,636	6422,380
7	-42,805	120,900	6995,649	42,805	0,000	11139,351
8	-42,805	0,000	-11139,351	42,805	120,900	-6995,649
9	-26,267	120,900	7511,467	26,267	0,000	10623,533
10	-26,267	0,000	-10623,533	26,267	120,900	-7511,467
11	25,829	120,900	6422,380	-25,829	0,000	11712,620
12	25,829	0,000	-11712,620	-25,829	120,900	-6422,380
13	23,529	0,000	0,000	-23,529	0,000	0,000
14	23,529	0,000	0,000	-23,529	0,000	0,000
15	6,536	0,000	0,000	-6,536	0,000	0,000
16	6,536	0,000	0,000	-6,536	0,000	0,000
17	10,964	0,000	0,000	-10,964	0,000	0,000
18	10,964	0,000	0,000	-10,964	0,000	0,000

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	30,152	375,900	0,000
8	-30,152	375,900	0,000

Exemplo 3 - Análise de flambagem elástica, estrutura contraventada,
ligação convencional

Nome do arquivo : convf2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 18
 Número de graus de liberdade : 29
 Número de nós : 11
 Número de restrições : 4
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 12
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	300,000
3	0,000	600,000
4	0,000	900,000
5	300,000	300,000
6	300,000	600,000
7	300,000	900,000
8	600,000	0,000
9	600,000	300,000
10	600,000	600,000
11	600,000	900,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
2	2	3	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
3	3	4	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
4	8	9	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
5	9	10	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
6	10	11	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
7	2	5	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
8	5	9	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
9	3	6	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
10	6	10	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
11	4	7	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
12	7	11	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
13	1	9	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
14	2	8	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
15	2	10	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
16	3	9	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
17	3	11	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
18	4	10	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I ---	--- Nó J ---
Barra	Liberção Z	Liberção Z
7	1	0
8	0	1
9	1	0

10	0	1
11	1	0
12	0	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1

Número de nós carregados .. : 6
Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000
4	0,000	-1,000	0,000
9	0,000	-1,000	0,000
10	0,000	-1,000	0,000
11	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	2	5	0,000	10000000000,000
8	5	9	10000000000,000	0,000
9	3	6	0,000	10000000000,000
10	6	10	10000000000,000	0,000
11	4	7	0,000	10000000000,000
12	7	11	10000000000,000	0,000
13	1	9	0,000	0,000
14	2	8	0,000	0,000
15	2	10	0,000	0,000
16	3	9	0,000	0,000
17	3	11	0,000	0,000
18	4	10	0,000	0,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-9663,00
2	-9663,00
3	-9663,00
4	-9663,00
5	-9663,00
6	-9663,00

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00

3	1,00
4	1,00
9	1,00
10	1,00
11	1,00

Forças Normais das Barras

Barra

1	28210,94
2	18954,24
3	9395,93
4	28210,94
5	18954,24
6	9395,93
7	-3519,88
8	-3519,88
9	-320,08
10	-320,08
11	-801,88
12	-801,88
13	1766,15
14	1766,15
15	840,01
16	840,01
17	600,07
18	600,07

Exemplo 3 - Análise de flambagem elástica, estrutura contraventada,
ligação com cantoneira simples

Nome do arquivo : csplk2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 18
 Número de graus de liberdade : 29
 Número de nós : 11
 Número de restrições : 4
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 12
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	300,000
3	0,000	600,000
4	0,000	900,000
5	300,000	300,000
6	300,000	600,000
7	300,000	900,000
8	600,000	0,000
9	600,000	300,000
10	600,000	600,000
11	600,000	900,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
2	2	3	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
3	3	4	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
4	8	9	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
5	9	10	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
6	10	11	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
7	2	5	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
8	5	9	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
9	3	6	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
10	6	10	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
11	4	7	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
12	7	11	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
13	1	9	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
14	2	8	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
15	2	10	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
16	3	9	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
17	3	11	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
18	4	10	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I ---	--- Nó J ---
	Liberção Z	Liberção Z
7	1	0
8	0	1
9	1	0

10	0	1
11	1	0
12	0	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1

Número de nós carregados .. : 6
Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000
4	0,000	-1,000	0,000
9	0,000	-1,000	0,000
10	0,000	-1,000	0,000
11	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	2	5	76403,000	10000000000,000
8	5	9	10000000000,000	76403,000
9	3	6	76403,000	10000000000,000
10	6	10	10000000000,000	76403,000
11	4	7	76403,000	10000000000,000
12	7	11	10000000000,000	76403,000
13	1	9	0,000	0,000
14	2	8	0,000	0,000
15	2	10	0,000	0,000
16	3	9	0,000	0,000
17	3	11	0,000	0,000
18	4	10	0,000	0,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-9800,00
2	-9800,00
3	-9800,00
4	-9800,00
5	-9800,00
6	-9800,00

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00

3	1,00
4	1,00
9	1,00
10	1,00
11	1,00

Forças Normais das Barras

Barra

1	28542,61
2	19220,03
3	9566,80
4	28542,61
5	19220,03
6	9566,80
7	-2884,67
8	-2884,67
9	-980,21
10	-980,21
11	-532,13
12	-532,13
13	1945,91
14	1945,91
15	858,58
16	858,58
17	524,04
18	524,04

Exemplo 3 - Análise de flambagem elástica, estrutura contraventada,
ligação com chapa de topo

Nome do arquivo : chtpk2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 18
 Número de graus de liberdade : 29
 Número de nós : 11
 Número de restrições : 4
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 12
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	300,000
3	0,000	600,000
4	0,000	900,000
5	300,000	300,000
6	300,000	600,000
7	300,000	900,000
8	600,000	0,000
9	600,000	300,000
10	600,000	600,000
11	600,000	900,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
2	2	3	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
3	3	4	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
4	8	9	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
5	9	10	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
6	10	11	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
7	2	5	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
8	5	9	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
9	3	6	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
10	6	10	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
11	4	7	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
12	7	11	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
13	1	9	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
14	2	8	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
15	2	10	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
16	3	9	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
17	3	11	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
18	4	10	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I --- Liberação Z	--- Nó J --- Liberação Z
7	1	0
8	0	1
9	1	0

10	0	1
11	1	0
12	0	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1

Número de nós carregados .. : 6
Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000
4	0,000	-1,000	0,000
9	0,000	-1,000	0,000
10	0,000	-1,000	0,000
11	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	2	5	331286,000	10000000000,000
8	5	9	10000000000,000	331286,000
9	3	6	331286,000	10000000000,000
10	6	10	10000000000,000	331286,000
11	4	7	331286,000	10000000000,000
12	7	11	10000000000,000	331286,000
13	1	9	0,000	0,000
14	2	8	0,000	0,000
15	2	10	0,000	0,000
16	3	9	0,000	0,000
17	3	11	0,000	0,000
18	4	10	0,000	0,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-10120,00
2	-10120,00
3	-10120,00
4	-10120,00
5	-10120,00
6	-10120,00

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00

3	1,00
4	1,00
9	1,00
10	1,00
11	1,00

Forças Normais das Barras

Barra

1	29600,46
2	19860,92
3	9814,70
4	29600,46
5	19860,92
6	9814,70
7	-4226,71
8	-4226,71
9	105,00
10	105,00
11	-1026,23
12	-1026,23
13	1727,78
14	1727,78
15	857,14
16	857,14
17	685,74
18	685,74

Exemplo 3 - Análise de flambagem elástica, estrutura contraventada,
ligação com cantoneira dupla

Nome do arquivo : cdplk2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 18
 Número de graus de liberdade : 29
 Número de nós : 11
 Número de restrições : 4
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 12
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	300,000
3	0,000	600,000
4	0,000	900,000
5	300,000	300,000
6	300,000	600,000
7	300,000	900,000
8	600,000	0,000
9	600,000	300,000
10	600,000	600,000
11	600,000	900,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
2	2	3	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
3	3	4	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
4	8	9	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
5	9	10	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
6	10	11	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
7	2	5	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
8	5	9	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
9	3	6	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
10	6	10	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
11	4	7	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
12	7	11	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
13	1	9	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
14	2	8	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
15	2	10	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
16	3	9	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
17	3	11	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
18	4	10	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I ---	--- Nó J ---
Barra	Liberção Z	Liberção Z
7	1	0
8	0	1
9	1	0

10	0	1
11	1	0
12	0	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1

Número de nós carregados .. : 6
Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000
4	0,000	-1,000	0,000
9	0,000	-1,000	0,000
10	0,000	-1,000	0,000
11	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	2	5	444399,000	10000000000,000
8	5	9	10000000000,000	444399,000
9	3	6	444399,000	10000000000,000
10	6	10	10000000000,000	444399,000
11	4	7	444399,000	10000000000,000
12	7	11	10000000000,000	444399,000
13	1	9	0,000	0,000
14	2	8	0,000	0,000
15	2	10	0,000	0,000
16	3	9	0,000	0,000
17	3	11	0,000	0,000
18	4	10	0,000	0,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-10220,00
2	-10220,00
3	-10220,00
4	-10220,00
5	-10220,00
6	-10220,00

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00

3	1,00
4	1,00
9	1,00
10	1,00
11	1,00

Forças Normais das Barras

Barra

1	29886,85
2	20058,34
3	9915,79
4	29886,85
5	20058,34
6	9915,79
7	-4207,02
8	-4207,02
9	33,40
10	33,40
11	-1004,28
12	-1004,28
13	1758,73
14	1758,73
15	863,09
16	863,09
17	683,36
18	683,36

Exemplo 3 - Análise de flambagem elástica, estrutura contraventada,
ligação com chapa simples

Nome do arquivo : chsplk2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 18
 Número de graus de liberdade : 29
 Número de nós : 11
 Número de restrições : 4
 Número de nós com restrições : 2
 Número de barras liberadas . : 12
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	300,000
3	0,000	600,000
4	0,000	900,000
5	300,000	300,000
6	300,000	600,000
7	300,000	900,000
8	600,000	0,000
9	600,000	300,000
10	600,000	600,000
11	600,000	900,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
2	2	3	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
3	3	4	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
4	8	9	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
5	9	10	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
6	10	11	80,500	300,000	9580,990	0,000	1,000
7	2	5	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
8	5	9	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
9	3	6	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
10	6	10	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
11	4	7	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
12	7	11	62,980	300,000	13910,300	1,000	0,000
13	1	9	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
14	2	8	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
15	2	10	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
16	3	9	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447
17	3	11	37,000	670,820	366,000	0,894	0,447
18	4	10	37,000	670,820	366,000	0,894	-0,447

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I --- Liberação Z	--- Nó J --- Liberação Z
7	1	0
8	0	1
9	1	0

10	0	1
11	1	0
12	0	1
13	1	1
14	1	1
15	1	1
16	1	1
17	1	1
18	1	1

Número de nós carregados .. : 6
Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000
4	0,000	-1,000	0,000
9	0,000	-1,000	0,000
10	0,000	-1,000	0,000
11	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	2	5	2180817,000	10000000000,000
8	5	9	10000000000,000	2180817,000
9	3	6	2180817,000	10000000000,000
10	6	10	10000000000,000	2180817,000
11	4	7	2180817,000	10000000000,000
12	7	11	10000000000,000	2180817,000
13	1	9	0,000	0,000
14	2	8	0,000	0,000
15	2	10	0,000	0,000
16	3	9	0,000	0,000
17	3	11	0,000	0,000
18	4	10	0,000	0,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-10900,00
2	-10900,00
3	-10900,00
4	-10900,00
5	-10900,00
6	-10900,00

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00

3	1,00
4	1,00
9	1,00
10	1,00
11	1,00

Forças Normais das Barras

Barra

1	31781,31
2	21387,59
3	10626,63
4	31781,31
5	21387,59
6	10626,63
7	-3540,47
8	-3540,47
9	-854,97
10	-854,97
11	-686,87
12	-686,87
13	2089,52
14	2089,52
15	933,16
16	933,16
17	614,53
18	614,53

Exemplo 4 - Análise em teoria de 2ª ordem, estrutura deslocável,
ligação convencional

Nome do arquivo : convenc2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 21
 Número de graus de liberdade : 48
 Número de nós : 18
 Número de restrições : 6
 Número de nós com restrições : 3
 Número de barras liberadas . : 0
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	320,000
3	0,000	640,000
4	0,000	960,000
5	400,000	320,000
6	400,000	640,000
7	400,000	960,000
8	800,000	0,000
9	800,000	320,000
10	800,000	640,000
11	800,000	960,000
12	1200,000	320,000
13	1200,000	640,000
14	1200,000	960,000
15	1600,000	0,000
16	1600,000	320,000
17	1600,000	640,000
18	1600,000	960,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
2	2	3	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
3	3	4	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
4	8	9	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
5	9	10	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
6	10	11	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
7	15	16	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
8	16	17	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
9	17	18	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
10	2	5	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
11	5	9	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
12	9	12	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
13	12	16	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
14	3	6	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
15	6	10	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
16	10	13	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
17	13	17	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
18	4	7	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
19	7	11	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
20	11	14	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
21	14	18	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0
15	1	1	0

Número de nós carregados .. : 9
 Número de barras carregadas : 12

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	22,000	-7,000	0,000
3	22,000	-7,000	0,000
4	11,000	-7,000	0,000
9	0,000	-7,000	0,000
10	0,000	-7,000	0,000
11	0,000	-7,000	0,000
16	0,000	-7,000	0,000
17	0,000	-7,000	0,000
18	0,000	-7,000	0,000

Cargas nas barras

Cargas distribuídas nas barras

Barra	Qx	Qy
10	0,000	-0,770
11	0,000	-0,770
12	0,000	-0,770
13	0,000	-0,770
14	0,000	-0,770
15	0,000	-0,770
16	0,000	-0,770
17	0,000	-0,770
18	0,000	-0,770
19	0,000	-0,770
20	0,000	-0,770
21	0,000	-0,770

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	15	16	0,000	10000000000,000
8	16	17	10000000000,000	10000000000,000
9	17	18	10000000000,000	10000000000,000
10	2	5	10000000000,000	10000000000,000
11	5	9	10000000000,000	10000000000,000
12	9	12	10000000000,000	10000000000,000
13	12	16	10000000000,000	10000000000,000
14	3	6	10000000000,000	10000000000,000
15	6	10	10000000000,000	10000000000,000
16	10	13	10000000000,000	10000000000,000
17	13	17	10000000000,000	10000000000,000
18	4	7	10000000000,000	10000000000,000
19	7	11	10000000000,000	10000000000,000
20	11	14	10000000000,000	10000000000,000
21	14	18	10000000000,000	10000000000,000

"Análise em teoria de segunda ordem"

"Efeito P-Delta"

*** Iteração número 1 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	-0,000986
2	0,462988	-0,066285	-0,002369
3	0,637727	-0,111005	-0,001411
4	0,739497	-0,132768	-0,002700
5	0,472179	-0,856342	0,000510
6	0,638789	-0,851304	0,000119
7	0,718190	-1,029328	0,000353
8	0,000000	0,000000	-0,002091
9	0,481369	-0,154141	-0,000331
10	0,639851	-0,256847	-0,000161
11	0,696884	-0,309669	-0,000042
12	0,491061	-0,804806	-0,000052
13	0,642862	-0,844969	0,000055
14	0,676441	-1,025252	-0,000304
15	0,000000	0,000000	-0,002934
16	0,500753	-0,069338	0,001176
17	0,645872	-0,115087	0,001005
18	0,655998	-0,137090	0,002553

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	859,892	-16,946	0,000	-859,892	16,946	-5422,878
2	580,144	-98,766	-17679,841	-580,144	98,766	-13925,211
3	282,316	-127,679	-17902,436	-282,316	127,679	-22954,817
4	1999,617	21,565	0,000	-1999,617	-21,565	6900,914
5	1332,369	18,303	2595,512	-1332,369	-18,303	3261,424
6	685,240	5,622	665,912	-685,240	-5,622	1133,231
7	899,492	50,381	0,000	-899,492	-50,381	16121,964
8	593,488	113,463	18489,129	-593,488	-113,463	17818,987
9	285,445	133,057	18253,589	-285,445	-133,057	24324,521
10	-59,819	272,748	23102,719	59,819	35,252	24396,475
11	-59,819	-35,252	-24396,475	59,819	343,252	-51304,331
12	-63,082	316,996	41807,905	63,082	-8,996	23390,501
13	-63,082	8,996	-23390,501	63,082	299,004	-34611,093
14	-6,913	290,828	31827,647	6,913	17,172	22903,496
15	-6,913	-17,172	-22903,496	6,913	325,172	-45565,362
16	-19,594	314,957	41638,027	19,594	-6,957	22744,699
17	-19,594	6,957	-22744,699	19,594	301,043	-36072,576
18	138,679	275,316	22954,817	-138,679	32,684	25571,527
19	138,679	-32,684	-25571,527	-138,679	340,684	-49102,130
20	133,057	337,555	47968,899	-133,057	-29,555	25453,290
21	133,057	29,555	-25453,290	-133,057	278,445	-24324,521

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	16,946	859,892	0,000
8	-21,565	1999,617	0,000
15	-50,381	899,492	0,000

*** Iteração número 2 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	-0,001201
2	0,514723	-0,066160	-0,002425

3	0,700740	-0,110850	-0,001421
4	0,804845	-0,132602	-0,002706
5	0,524022	-0,858366	0,000531
6	0,701802	-0,851208	0,000124
7	0,783515	-1,030793	0,000355
8	0,000000	0,000000	-0,002318
9	0,533322	-0,154149	-0,000362
10	0,702864	-0,256866	-0,000171
11	0,762186	-0,309701	-0,000043
12	0,542928	-0,801809	-0,000030
13	0,705927	-0,844808	0,000060
14	0,741722	-1,026526	-0,000304
15	0,000000	0,000000	-0,003148
16	0,552534	-0,069454	0,001118
17	0,708989	-0,115223	0,000995
18	0,721258	-0,137224	0,002554

Esforços nas extremidades das barras

Barra	Nó I			Nó J		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	858,271	-16,385	0,000	-858,271	16,385	-4800,486
2	579,748	-98,913	-17740,455	-579,748	98,913	-13803,823
3	282,180	-127,827	-17916,939	-282,180	127,827	-22958,429
4	1999,720	20,646	0,000	-1999,720	-20,646	7673,028
5	1332,515	18,652	2721,598	-1332,515	-18,652	3472,831
6	685,408	5,632	671,986	-685,408	-5,632	1171,043
7	901,008	50,739	0,000	-901,008	-50,739	16733,503
8	593,738	113,261	18410,646	-593,738	-113,261	17925,867
9	285,412	133,195	18254,235	-285,412	-133,195	24371,645
10	-60,528	271,523	22540,941	60,528	36,477	24421,061
11	-60,528	-36,477	-24421,061	60,528	344,477	-51727,422
12	-62,522	315,729	41332,795	62,522	-7,729	23318,001
13	-62,522	7,729	-23318,001	62,522	300,271	-35144,148
14	-6,914	290,568	31720,762	6,914	17,432	22901,422
15	-6,914	-17,432	-22901,422	6,914	325,432	-45667,168
16	-19,934	314,674	41522,351	19,934	-6,674	22735,866
17	-19,934	6,674	-22735,866	19,934	301,326	-36180,102
18	138,827	275,180	22958,429	-138,827	32,820	25637,976
19	138,827	-32,820	-25637,976	-138,827	340,820	-49190,179
20	133,195	337,588	48019,135	-133,195	-29,588	25511,463
21	133,195	29,588	-25511,463	-133,195	278,412	-24371,645

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	16,385	858,271	0,000
8	-20,646	1999,720	0,000
15	-50,739	901,008	0,000

*** Iteração número 3 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	-0,001201
2	0,514722	-0,066160	-0,002425
3	0,700739	-0,110850	-0,001421
4	0,804844	-0,132602	-0,002706
5	0,524022	-0,858358	0,000531
6	0,701801	-0,851209	0,000124
7	0,783515	-1,030794	0,000355
8	0,000000	0,000000	-0,002318
9	0,533322	-0,154149	-0,000362
10	0,702863	-0,256866	-0,000171
11	0,762185	-0,309701	-0,000043
12	0,542928	-0,801816	-0,000030

13	0,705926	-0,844804	0,000060
14	0,741721	-1,026528	-0,000304
15	0,000000	0,000000	-0,003148
16	0,552534	-0,069454	0,001118
17	0,708989	-0,115223	0,000995
18	0,721257	-0,137224	0,002554

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	858,271	-16,382	0,000	-858,271	16,382	-4800,400
2	579,748	-98,912	-17740,334	-579,748	98,912	-13803,788
3	282,180	-127,828	-17916,973	-282,180	127,828	-22958,459
4	1999,720	20,645	0,000	-1999,720	-20,645	7672,900
5	1332,515	18,651	2721,454	-1332,515	-18,651	3472,800
6	685,409	5,633	672,047	-685,409	-5,633	1171,064
7	901,008	50,737	0,000	-901,008	-50,737	16733,602
8	593,738	113,261	18410,697	-593,738	-113,261	17925,824
9	285,412	133,195	18254,196	-285,412	-133,195	24371,662
10	-60,531	271,524	22540,733	60,531	36,476	24420,723
11	-60,531	-36,476	-24420,723	60,531	344,476	-51727,245
12	-62,525	315,729	41332,892	62,525	-7,729	23318,263
13	-62,525	7,729	-23318,263	62,525	300,271	-35144,299
14	-6,915	290,568	31720,761	6,915	17,432	22901,446
15	-6,915	-17,432	-22901,446	6,915	325,432	-45667,119
16	-19,934	314,674	41522,272	19,934	-6,674	22735,723
17	-19,934	6,674	-22735,723	19,934	301,326	-36180,020
18	138,828	275,180	22958,459	-138,828	32,820	25638,039
19	138,828	-32,820	-25638,039	-138,828	340,820	-49190,264
20	133,195	337,588	48019,200	-133,195	-29,588	25511,533
21	133,195	29,588	-25511,533	-133,195	278,412	-24371,662

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	16,382	858,271	0,000
8	-20,645	1999,720	0,000
15	-50,737	901,008	0,000

Exemplo 4 - Análise em teoria de 2ª ordem, estrutura deslocável,
ligação soldada

Nome do arquivo : soldada2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 21
 Número de graus de liberdade : 48
 Número de nós : 18
 Número de restrições : 6
 Número de nós com restrições : 3
 Número de barras liberadas . : 0
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	320,000
3	0,000	640,000
4	0,000	960,000
5	400,000	320,000
6	400,000	640,000
7	400,000	960,000
8	800,000	0,000
9	800,000	320,000
10	800,000	640,000
11	800,000	960,000
12	1200,000	320,000
13	1200,000	640,000
14	1200,000	960,000
15	1600,000	0,000
16	1600,000	320,000
17	1600,000	640,000
18	1600,000	960,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
2	2	3	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
3	3	4	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
4	8	9	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
5	9	10	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
6	10	11	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
7	15	16	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
8	16	17	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
9	17	18	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
10	2	5	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
11	5	9	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
12	9	12	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
13	12	16	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
14	3	6	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
15	6	10	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
16	10	13	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
17	13	17	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
18	4	7	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
19	7	11	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
20	11	14	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
21	14	18	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0
15	1	1	0

Número de nós carregados .. : 9
 Número de barras carregadas : 12

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	22,000	-7,000	0,000
3	22,000	-7,000	0,000
4	11,000	-7,000	0,000
9	0,000	-7,000	0,000
10	0,000	-7,000	0,000
11	0,000	-7,000	0,000
16	0,000	-7,000	0,000
17	0,000	-7,000	0,000
18	0,000	-7,000	0,000

Cargas nas barras

Cargas distribuídas nas barras

Barra	Qx	Qy
10	0,000	-0,770
11	0,000	-0,770
12	0,000	-0,770
13	0,000	-0,770
14	0,000	-0,770
15	0,000	-0,770
16	0,000	-0,770
17	0,000	-0,770
18	0,000	-0,770
19	0,000	-0,770
20	0,000	-0,770
21	0,000	-0,770

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	15	16	0,000	10000000000,000
8	16	17	10000000000,000	10000000000,000
9	17	18	10000000000,000	10000000000,000
10	2	5	14169071,626	10000000000,000
11	5	9	10000000000,000	14169071,626
12	9	12	14169071,626	10000000000,000
13	12	16	10000000000,000	14169071,626
14	3	6	14169071,626	10000000000,000
15	6	10	10000000000,000	14169071,626
16	10	13	14169071,626	10000000000,000
17	13	17	10000000000,000	14169071,626
18	4	7	14169071,626	10000000000,000
19	7	11	10000000000,000	14169071,626
20	11	14	14169071,626	10000000000,000
21	14	18	10000000000,000	14169071,626

"Análise em teoria de segunda ordem"

"Efeito P-Delta"

*** Iteração número 1 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	-0,001361
2	0,571303	-0,068600	-0,002635
3	0,821462	-0,114799	-0,001375
4	0,959794	-0,137543	-0,002832
5	0,579334	-1,149837	0,000328
6	0,823140	-1,150157	0,000020
7	0,939235	-1,319173	0,000147
8	0,000000	0,000000	-0,002423
9	0,587365	-0,149511	-0,000660
10	0,824817	-0,249164	-0,000320
11	0,918676	-0,299969	-0,000102
12	0,595873	-1,109065	0,000108
13	0,828407	-1,144836	0,000163
14	0,899047	-1,314444	-0,000086
15	0,000000	0,000000	-0,003221
16	0,604381	-0,071652	0,000778
17	0,831997	-0,118976	0,000641
18	0,879417	-0,142015	0,002540

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	889,920	-15,623	0,000	-889,920	15,623	-4999,330
2	599,328	-89,895	-16854,780	-599,328	89,895	-11911,659
3	295,053	-122,814	-16792,208	-295,053	122,814	-22508,117
4	1939,560	21,599	0,000	-1939,560	-21,599	6911,783
5	1292,758	18,495	2291,975	-1292,758	-18,495	3626,410
6	659,073	6,048	539,292	-659,073	-6,048	1396,109
7	929,520	49,024	0,000	-929,520	-49,024	15687,547
8	613,914	104,400	16974,136	-613,914	-104,400	16433,917
9	298,874	127,765	16716,621	-298,874	-127,765	24168,304
10	-52,272	283,592	21854,110	52,272	24,408	29982,607
11	-52,272	-24,408	-29982,607	52,272	332,408	-41380,675
12	-55,377	307,394	32176,917	55,377	0,606	29180,700
13	-55,377	-0,606	-29180,700	55,377	308,606	-32661,684
14	-10,918	297,275	28703,866	10,918	10,725	28606,122
15	-10,918	-10,725	-28606,122	10,918	318,725	-37283,889
16	-23,365	307,960	33118,187	23,365	0,040	28465,638
17	-23,365	-0,040	-28465,638	23,365	308,040	-33150,537
18	133,814	288,053	22508,117	-133,814	19,947	31113,200
19	133,814	-19,947	-31113,200	-133,814	327,947	-38465,482
20	127,765	324,126	37069,374	-127,765	-16,126	30981,161
21	127,765	16,126	-30981,161	-127,765	291,874	-24168,304

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	15,623	889,920	0,000
8	-21,599	1939,560	0,000
15	-49,024	929,520	0,000

*** Iteração número 2 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	-0,001669
2	0,648833	-0,068438	-0,002746

3	0,922668	-0,114591	-0,001403
4	1,067474	-0,137321	-0,002847
5	0,656986	-1,151482	0,000354
6	0,924350	-1,150024	0,000028
7	1,046884	-1,321855	0,000150
8	0,000000	0,000000	-0,002748
9	0,665138	-0,149518	-0,000739
10	0,926032	-0,249179	-0,000347
11	1,026293	-0,299994	-0,000108
12	0,673542	-1,105679	0,000134
13	0,929685	-1,144347	0,000171
14	1,006643	-1,316731	-0,000085
15	0,000000	0,000000	-0,003529
16	0,681947	-0,071807	0,000665
17	0,933338	-0,119169	0,000610
18	0,986992	-0,142212	0,002537

Esforços nas extremidades das barras

Barra	Nó I			Nó J		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	887,825	-15,008	0,000	-887,825	15,008	-4225,252
2	598,721	-90,071	-16962,727	-598,721	90,071	-11695,767
3	294,872	-123,017	-16830,636	-294,872	123,017	-22492,196
4	1939,643	20,584	0,000	-1939,643	-20,584	7877,043
5	1292,869	18,944	2429,990	-1292,869	-18,944	3969,469
6	659,206	6,116	542,411	-659,206	-6,116	1480,665
7	931,532	49,424	0,000	-931,532	-49,424	16449,577
8	614,410	104,126	16845,194	-614,410	-104,126	16629,564
9	298,922	127,902	16694,924	-298,922	-127,902	24249,673
10	-53,062	282,104	21187,979	53,062	25,896	29997,105
11	-53,062	-25,896	-29997,105	53,062	333,896	-41908,823
12	-54,702	305,878	31601,790	54,702	2,122	29096,619
13	-54,702	-2,122	-29096,619	54,702	310,122	-33294,771
14	-10,947	296,849	28526,403	10,947	11,151	28601,900
15	-10,947	-11,151	-28601,900	10,947	319,151	-37448,656
16	-23,775	307,512	32936,776	23,775	0,488	28446,933
17	-23,775	-0,488	-28446,933	23,775	308,488	-33324,488
18	134,017	287,872	22492,196	-134,017	20,128	31215,086
19	134,017	-20,128	-31215,086	-134,017	328,128	-38572,877
20	127,902	324,078	37092,212	-127,902	-16,078	31069,041
21	127,902	16,078	-31069,041	-127,902	291,922	-24249,673

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	15,008	887,825	0,000
8	-20,584	1939,643	0,000
15	-49,424	931,532	0,000

*** Iteração número 3 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	-0,001669
2	0,648832	-0,068438	-0,002746
3	0,922667	-0,114591	-0,001403
4	1,067473	-0,137321	-0,002847
5	0,656985	-1,151466	0,000354
6	0,924349	-1,150025	0,000028
7	1,046883	-1,321859	0,000150
8	0,000000	0,000000	-0,002748
9	0,665138	-0,149518	-0,000739
10	0,926031	-0,249179	-0,000347
11	1,026292	-0,299994	-0,000108
12	0,673543	-1,105692	0,000134

13	0,929684	-1,144340	0,000171
14	1,006642	-1,316734	-0,000085
15	0,000000	0,000000	-0,003529
16	0,681948	-0,071807	0,000665
17	0,933337	-0,119169	0,000610
18	0,986991	-0,142212	0,002537

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	887,825	-15,004	0,000	-887,825	15,004	-4225,145
2	598,721	-90,069	-16962,565	-598,721	90,069	-11695,711
3	294,872	-123,018	-16830,681	-294,872	123,018	-22492,251
4	1939,643	20,584	0,000	-1939,643	-20,584	7876,861
5	1292,869	18,943	2429,786	-1292,869	-18,943	3969,431
6	659,207	6,116	542,503	-659,207	-6,116	1480,703
7	931,532	49,420	0,000	-931,532	-49,420	16449,719
8	614,410	104,126	16845,264	-614,410	-104,126	16629,502
9	298,922	127,902	16694,864	-298,922	-127,902	24249,693
10	-53,066	282,104	21187,710	53,066	25,896	29996,528
11	-53,066	-25,896	-29996,528	53,066	333,896	-41908,600
12	-54,706	305,878	31601,953	54,706	2,122	29097,102
13	-54,706	-2,122	-29097,102	54,706	310,122	-33294,983
14	-10,948	296,849	28526,392	10,948	11,151	28601,909
15	-10,948	-11,151	-28601,909	10,948	319,151	-37448,594
16	-23,776	307,512	32936,660	23,776	0,488	28446,659
17	-23,776	-0,488	-28446,659	23,776	308,488	-33324,366
18	134,018	287,872	22492,251	-134,018	20,128	31215,231
19	134,018	-20,128	-31215,231	-134,018	328,128	-38572,983
20	127,902	324,078	37092,280	-127,902	-16,078	31069,147
21	127,902	16,078	-31069,147	-127,902	291,922	-24249,693

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	15,004	887,825	0,000
8	-20,584	1939,643	0,000
15	-49,420	931,532	0,000

Exemplo 4 - Análise em teoria de 2ª ordem, estrutura deslocável,
ligação parafusada

Nome do arquivo : parafus2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 21
 Número de graus de liberdade : 48
 Número de nós : 18
 Número de restrições : 6
 Número de nós com restrições : 3
 Número de barras liberadas . : 0
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	320,000
3	0,000	640,000
4	0,000	960,000
5	400,000	320,000
6	400,000	640,000
7	400,000	960,000
8	800,000	0,000
9	800,000	320,000
10	800,000	640,000
11	800,000	960,000
12	1200,000	320,000
13	1200,000	640,000
14	1200,000	960,000
15	1600,000	0,000
16	1600,000	320,000
17	1600,000	640,000
18	1600,000	960,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
2	2	3	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
3	3	4	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
4	8	9	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
5	9	10	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
6	10	11	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
7	15	16	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
8	16	17	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
9	17	18	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
10	2	5	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
11	5	9	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
12	9	12	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
13	12	16	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
14	3	6	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
15	6	10	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
16	10	13	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
17	13	17	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
18	4	7	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
19	7	11	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
20	11	14	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
21	14	18	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0
15	1	1	0

Número de nós carregados .. : 9
 Número de barras carregadas : 12

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	22,000	-7,000	0,000
3	22,000	-7,000	0,000
4	11,000	-7,000	0,000
9	0,000	-7,000	0,000
10	0,000	-7,000	0,000
11	0,000	-7,000	0,000
16	0,000	-7,000	0,000
17	0,000	-7,000	0,000
18	0,000	-7,000	0,000

Cargas nas barras

Cargas distribuídas nas barras

Barra	Qx	Qy
10	0,000	-0,770
11	0,000	-0,770
12	0,000	-0,770
13	0,000	-0,770
14	0,000	-0,770
15	0,000	-0,770
16	0,000	-0,770
17	0,000	-0,770
18	0,000	-0,770
19	0,000	-0,770
20	0,000	-0,770
21	0,000	-0,770

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	15	16	0,000	10000000000,000
8	16	17	10000000000,000	10000000000,000
9	17	18	10000000000,000	10000000000,000
10	2	5	12383653,650	10000000000,000
11	5	9	10000000000,000	12383653,650
12	9	12	12383653,650	10000000000,000
13	12	16	10000000000,000	12383653,650
14	3	6	12383653,650	10000000000,000
15	6	10	10000000000,000	12383653,650
16	10	13	12383653,650	10000000000,000
17	13	17	10000000000,000	12383653,650
18	4	7	12383653,650	10000000000,000
19	7	11	10000000000,000	12383653,650
20	11	14	12383653,650	10000000000,000
21	14	18	10000000000,000	12383653,650

"Análise em teoria de segunda ordem"

"Efeito P-Delta"

*** Iteração número 1 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	-0,001415
2	0,586220	-0,068787	-0,002666
3	0,847131	-0,115104	-0,001375
4	0,990881	-0,137930	-0,002837
5	0,594089	-1,181872	0,000313
6	0,848852	-1,183599	0,000014
7	0,970486	-1,350084	0,000130
8	0,000000	0,000000	-0,002468
9	0,601959	-0,149138	-0,000706
10	0,850572	-0,248543	-0,000344
11	0,950091	-0,299175	-0,000112
12	0,610303	-1,142337	0,000120
13	0,854199	-1,178414	0,000171
14	0,930634	-1,345281	-0,000067
15	0,000000	0,000000	-0,003258
16	0,618647	-0,071839	0,000718
17	0,857825	-0,119293	0,000592
18	0,911177	-0,142421	0,002521

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	892,344	-15,328	0,000	-892,344	15,328	-4904,977
2	600,854	-88,549	-16699,389	-600,854	88,549	-11636,356
3	296,125	-121,747	-16612,091	-296,125	121,747	-22346,948
4	1934,712	21,600	0,000	-1934,712	-21,600	6912,146
5	1289,548	18,512	2251,947	-1289,548	-18,512	3671,816
6	656,835	6,106	521,660	-656,835	-6,106	1432,333
7	931,944	48,728	0,000	-931,944	-48,728	15592,831
8	615,598	103,037	16732,549	-615,598	-103,037	16239,432
9	300,040	126,641	16478,506	-300,040	-126,641	24046,539
10	-51,221	284,490	21604,366	51,221	23,510	30591,707
11	-51,221	-23,510	-30591,707	51,221	331,510	-40412,220
12	-54,310	306,653	31248,127	54,310	1,347	29813,246
13	-54,310	-1,347	-29813,246	54,310	309,347	-32325,380
14	-11,198	297,729	28248,446	11,198	10,271	29243,130
15	-11,198	-10,271	-29243,130	11,198	318,271	-36465,294
16	-23,603	307,442	32271,818	23,603	0,558	29105,122
17	-23,603	-0,558	-29105,122	23,603	308,558	-32717,938
18	132,747	289,125	22346,948	-132,747	18,875	31703,083
19	132,747	-18,875	-31703,083	-132,747	326,875	-37446,886
20	126,641	322,960	36014,552	-126,641	-14,960	31569,454
21	126,641	14,960	-31569,454	-126,641	293,040	-24046,539

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	15,328	892,344	0,000
8	-21,600	1934,712	0,000
15	-48,728	931,944	0,000

*** Iteração número 2 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	-0,001738
2	0,667783	-0,068620	-0,002785

3	0,954456	-0,114887	-0,001407
4	1,105466	-0,137700	-0,002853
5	0,675776	-1,183473	0,000339
6	0,956180	-1,183459	0,000021
7	1,085038	-1,352906	0,000133
8	0,000000	0,000000	-0,002808
9	0,683769	-0,149144	-0,000793
10	0,957905	-0,248557	-0,000374
11	1,064611	-0,299199	-0,000119
12	0,692007	-1,138913	0,000147
13	0,961595	-1,177886	0,000179
14	1,045134	-1,347676	-0,000066
15	0,000000	0,000000	-0,003579
16	0,700245	-0,072000	0,000596
17	0,965285	-0,119494	0,000558
18	1,025656	-0,142628	0,002516

Esforços nas extremidades das barras

Barra	Nó I			Nó J		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	890,181	-14,705	0,000	-890,181	14,705	-4109,562
2	600,214	-88,730	-16814,819	-600,214	88,730	-11406,434
3	295,935	-121,956	-16654,492	-295,935	121,956	-22326,813
4	1934,792	20,568	0,000	-1934,792	-20,568	7904,610
5	1289,655	18,974	2390,915	-1289,655	-18,974	4034,353
6	656,964	6,183	523,921	-656,964	-6,183	1524,788
7	934,027	49,137	0,000	-934,027	-49,137	16376,330
8	616,130	102,755	16596,141	-616,130	-102,755	16448,762
9	300,101	126,773	16452,733	-300,101	-126,773	24132,782
10	-52,025	282,967	20924,381	52,025	25,033	30605,257
11	-52,025	-25,033	-30605,257	52,025	333,033	-40955,021
12	-53,619	305,104	30659,497	53,619	2,896	29728,167
13	-53,619	-2,896	-29728,167	53,619	310,896	-32972,471
14	-11,227	297,279	28060,926	11,227	10,721	29238,644
15	-11,227	-10,721	-29238,644	11,227	318,721	-36639,353
16	-24,018	306,971	32081,078	24,018	1,029	29085,255
17	-24,018	-1,029	-29085,255	24,018	309,029	-32901,495
18	132,956	288,935	22326,813	-132,956	19,065	31808,689
19	132,956	-19,065	-31808,689	-132,956	327,065	-37557,001
20	126,773	322,899	36032,213	-126,773	-14,899	31660,197
21	126,773	14,899	-31660,197	-126,773	293,101	-24132,782

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	14,705	890,181	0,000
8	-20,568	1934,792	0,000
15	-49,137	934,027	0,000

*** Iteração número 3 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	-0,001738
2	0,667782	-0,068620	-0,002785
3	0,954454	-0,114887	-0,001407
4	1,105465	-0,137700	-0,002853
5	0,675775	-1,183456	0,000339
6	0,956179	-1,183460	0,000021
7	1,085037	-1,352910	0,000133
8	0,000000	0,000000	-0,002808
9	0,683769	-0,149144	-0,000793
10	0,957904	-0,248557	-0,000374
11	1,064610	-0,299199	-0,000119
12	0,692007	-1,138928	0,000147

13	0,961595	-1,177878	0,000179
14	1,045133	-1,347679	-0,000066
15	0,000000	0,000000	-0,003580
16	0,700246	-0,072000	0,000596
17	0,965285	-0,119494	0,000558
18	1,025655	-0,142628	0,002516

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	890,181	-14,700	0,000	-890,181	14,700	-4109,453
2	600,214	-88,728	-16814,652	-600,214	88,728	-11406,375
3	295,935	-121,957	-16654,539	-295,935	121,957	-22326,871
4	1934,792	20,567	0,000	-1934,792	-20,567	7904,422
5	1289,656	18,973	2390,704	-1289,656	-18,973	4034,315
6	656,964	6,184	524,017	-656,964	-6,184	1524,828
7	934,027	49,133	0,000	-934,027	-49,133	16376,477
8	616,130	102,755	16596,213	-616,130	-102,755	16448,699
9	300,101	126,773	16452,671	-300,101	-126,773	24132,802
10	-52,029	282,967	20924,105	52,029	25,033	30604,646
11	-52,029	-25,033	-30604,646	52,029	333,033	-40954,792
12	-53,622	305,104	30659,666	53,622	2,896	29728,683
13	-53,622	-2,896	-29728,683	53,622	310,896	-32972,690
14	-11,228	297,279	28060,914	11,228	10,721	29238,651
15	-11,228	-10,721	-29238,651	11,228	318,721	-36639,291
16	-24,018	306,971	32080,960	24,018	1,029	29084,965
17	-24,018	-1,029	-29084,965	24,018	309,029	-32901,371
18	132,957	288,935	22326,871	-132,957	19,065	31808,845
19	132,957	-19,065	-31808,845	-132,957	327,065	-37557,107
20	126,773	322,899	36032,279	-126,773	-14,899	31660,303
21	126,773	14,899	-31660,303	-126,773	293,101	-24132,802

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	14,700	890,181	0,000
8	-20,567	1934,792	0,000
15	-49,133	934,027	0,000

Exemplo 4 - Análise de flambagem elástica, estrutura deslocável,
ligação convencional

Nome do arquivo : convr2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 21
 Número de graus de liberdade : 48
 Número de nós : 18
 Número de restrições : 6
 Número de nós com restrições : 3
 Número de barras liberadas . : 0
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	320,000
3	0,000	640,000
4	0,000	960,000
5	400,000	320,000
6	400,000	640,000
7	400,000	960,000
8	800,000	0,000
9	800,000	320,000
10	800,000	640,000
11	800,000	960,000
12	1200,000	320,000
13	1200,000	640,000
14	1200,000	960,000
15	1600,000	0,000
16	1600,000	320,000
17	1600,000	640,000
18	1600,000	960,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
2	2	3	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
3	3	4	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
4	8	9	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
5	9	10	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
6	10	11	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
7	15	16	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
8	16	17	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
9	17	18	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
10	2	5	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
11	5	9	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
12	9	12	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
13	12	16	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
14	3	6	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
15	6	10	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
16	10	13	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
17	13	17	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
18	4	7	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
19	7	11	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
20	11	14	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
21	14	18	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0
15	1	1	0

Número de nós carregados .. : 9

Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000
4	0,000	-1,000	0,000
9	0,000	-2,000	0,000
10	0,000	-2,000	0,000
11	0,000	-2,000	0,000
16	0,000	-1,000	0,000
17	0,000	-1,000	0,000
18	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	15	16	0,000	10000000000,000
8	16	17	10000000000,000	10000000000,000
9	17	18	10000000000,000	10000000000,000
10	2	5	10000000000,000	10000000000,000
11	5	9	10000000000,000	10000000000,000
12	9	12	10000000000,000	10000000000,000
13	12	16	10000000000,000	10000000000,000
14	3	6	10000000000,000	10000000000,000
15	6	10	10000000000,000	10000000000,000
16	10	13	10000000000,000	10000000000,000
17	13	17	10000000000,000	10000000000,000
18	4	7	10000000000,000	10000000000,000
19	7	11	10000000000,000	10000000000,000
20	11	14	10000000000,000	10000000000,000
21	14	18	10000000000,000	10000000000,000

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-2909,56
2	-2909,56
3	-2909,56
4	-5819,12
5	-5819,12
6	-5819,12
7	-2909,56
8	-2909,56
9	-2909,56

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00
3	1,00
4	1,00
9	2,00
10	2,00
11	2,00
16	1,00
17	1,00
18	1,00

Forças Normais das Barras

Barra	
1	8809,03
2	5881,32
3	2939,47
4	17296,66
5	11513,84
6	5759,30
7	8809,03
8	5881,32
9	2939,47
10	-23,27
11	-23,27
12	-23,27
13	-23,27
14	-23,91
15	-23,91
16	-23,91
17	-23,91
18	53,32
19	53,32
20	53,32
21	53,32

Exemplo 4 - Análise de flambagem elástica, estrutura deslocável,
ligação soldada

Nome do arquivo : soldk2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 21
 Número de graus de liberdade : 48
 Número de nós : 18
 Número de restrições : 6
 Número de nós com restrições : 3
 Número de barras liberadas . : 0
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	320,000
3	0,000	640,000
4	0,000	960,000
5	400,000	320,000
6	400,000	640,000
7	400,000	960,000
8	800,000	0,000
9	800,000	320,000
10	800,000	640,000
11	800,000	960,000
12	1200,000	320,000
13	1200,000	640,000
14	1200,000	960,000
15	1600,000	0,000
16	1600,000	320,000
17	1600,000	640,000
18	1600,000	960,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
2	2	3	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
3	3	4	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
4	8	9	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
5	9	10	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
6	10	11	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
7	15	16	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
8	16	17	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
9	17	18	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
10	2	5	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
11	5	9	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
12	9	12	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
13	12	16	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
14	3	6	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
15	6	10	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
16	10	13	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
17	13	17	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
18	4	7	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
19	7	11	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
20	11	14	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
21	14	18	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0
15	1	1	0

Número de nós carregados .. : 9

Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000
4	0,000	-1,000	0,000
9	0,000	-2,000	0,000
10	0,000	-2,000	0,000
11	0,000	-2,000	0,000
16	0,000	-1,000	0,000
17	0,000	-1,000	0,000
18	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	15	16	0,000	10000000000,000
8	16	17	10000000000,000	10000000000,000
9	17	18	10000000000,000	10000000000,000
10	2	5	14169071,626	10000000000,000
11	5	9	10000000000,000	14169071,626
12	9	12	14169071,626	10000000000,000
13	12	16	10000000000,000	14169071,626
14	3	6	14169071,626	10000000000,000
15	6	10	10000000000,000	14169071,626
16	10	13	14169071,626	10000000000,000
17	13	17	10000000000,000	14169071,626
18	4	7	14169071,626	10000000000,000
19	7	11	10000000000,000	14169071,626
20	11	14	14169071,626	10000000000,000
21	14	18	10000000000,000	14169071,626

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-2512,96
2	-2512,96
3	-2512,96
4	-5025,92
5	-5025,92
6	-5025,92
7	-2512,96
8	-2512,96
9	-2512,96

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00
3	1,00
4	1,00
9	2,00
10	2,00
11	2,00
16	1,00
17	1,00
18	1,00

Forças Normais das Barras

Barra	
1	7582,55
2	5059,89
3	2529,91
4	14990,43
5	9983,90
6	4992,02
7	7582,55
8	5059,89
9	2529,91
10	-12,00
11	-12,00
12	-12,00
13	-12,00
14	-14,98
15	-14,98
16	-14,98
17	-14,98
18	30,45
19	30,45
20	30,45
21	30,45

Exemplo 4 - Análise de flambagem elástica, estrutura deslocável,
ligação parafusada

Nome do arquivo : parafk2.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 21
 Número de graus de liberdade : 48
 Número de nós : 18
 Número de restrições : 6
 Número de nós com restrições : 3
 Número de barras liberadas . : 0
 Módulo de elasticidade E ... : 20500,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	0,000	320,000
3	0,000	640,000
4	0,000	960,000
5	400,000	320,000
6	400,000	640,000
7	400,000	960,000
8	800,000	0,000
9	800,000	320,000
10	800,000	640,000
11	800,000	960,000
12	1200,000	320,000
13	1200,000	640,000
14	1200,000	960,000
15	1600,000	0,000
16	1600,000	320,000
17	1600,000	640,000
18	1600,000	960,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	2	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
2	2	3	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
3	3	4	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
4	8	9	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
5	9	10	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
6	10	11	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
7	15	16	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
8	16	17	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
9	17	18	202,500	320,000	30624,000	0,000	1,000
10	2	5	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
11	5	9	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
12	9	12	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
13	12	16	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
14	3	6	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
15	6	10	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
16	10	13	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
17	13	17	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
18	4	7	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
19	7	11	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
20	11	14	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000
21	14	18	127,000	400,000	74040,000	1,000	0,000

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	0
8	1	1	0
15	1	1	0

Número de nós carregados .. : 9

Número de barras carregadas : 0

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
2	0,000	-1,000	0,000
3	0,000	-1,000	0,000
4	0,000	-1,000	0,000
9	0,000	-2,000	0,000
10	0,000	-2,000	0,000
11	0,000	-2,000	0,000
16	0,000	-1,000	0,000
17	0,000	-1,000	0,000
18	0,000	-1,000	0,000

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	2	0,000	10000000000,000
2	2	3	10000000000,000	10000000000,000
3	3	4	10000000000,000	10000000000,000
4	8	9	0,000	10000000000,000
5	9	10	10000000000,000	10000000000,000
6	10	11	10000000000,000	10000000000,000
7	15	16	0,000	10000000000,000
8	16	17	10000000000,000	10000000000,000
9	17	18	10000000000,000	10000000000,000
10	2	5	12383653,650	10000000000,000
11	5	9	10000000000,000	12383653,650
12	9	12	12383653,650	10000000000,000
13	12	16	10000000000,000	12383653,650
14	3	6	12383653,650	10000000000,000
15	6	10	10000000000,000	12383653,650
16	10	13	12383653,650	10000000000,000
17	13	17	10000000000,000	12383653,650
18	4	7	12383653,650	10000000000,000
19	7	11	10000000000,000	12383653,650
20	11	14	12383653,650	10000000000,000
21	14	18	10000000000,000	12383653,650

"Cálculo da carga crítica"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

Resultados Finais para o Cálculo da Carga Crítica

Cargas Finais Aplicadas nos Nós

Nó	
1	-2465,01
2	-2465,01
3	-2465,01
4	-4930,02
5	-4930,02
6	-4930,02
7	-2465,01
8	-2465,01
9	-2465,01

Relação entre as Cargas Aplicadas nos Nós

Nó	
2	1,00
3	1,00
4	1,00
9	2,00
10	2,00
11	2,00
16	1,00
17	1,00
18	1,00

Forças Normais das Barras

Barra	
1	7435,70
2	4961,67
3	2480,86
4	14708,73
5	9796,74
6	4898,33
7	7435,70
8	4961,67
9	2480,86
10	-11,11
11	-11,11
12	-11,11
13	-11,11
14	-14,15
15	-14,15
16	-14,15
17	-14,15
18	28,51
19	28,51
20	28,51
21	28,51

Exemplo 5 - Análise em teoria de 1ª ordem, edifício de 20 andares,
ligação convencional

Nome do arquivo : andares1.out

Tipo da estrutura : Pórtico Plano

Parâmetros da estrutura

Número de barras : 140

Número de graus de liberdade : 244

Número de nós : 84

Número de restrições : 8

Número de nós com restrições : 4

Número de barras liberadas . : 40

Módulo de elasticidade E ... : 21000,00

Coordenadas nodais

Nó	X	Y
1	0,000	0,000
2	800,000	0,000
3	1600,000	0,000
4	2400,000	0,000
5	0,000	300,000
6	800,000	300,000
7	1600,000	300,000
8	2400,000	300,000
9	0,000	600,000
10	800,000	600,000
11	1600,000	600,000
12	2400,000	600,000
13	0,000	900,000
14	800,000	900,000
15	1600,000	900,000
16	2400,000	900,000
17	0,000	1200,000
18	800,000	1200,000
19	1600,000	1200,000
20	2400,000	1200,000
21	0,000	1500,000
22	800,000	1500,000
23	1600,000	1500,000
24	2400,000	1500,000
25	0,000	1800,000
26	800,000	1800,000
27	1600,000	1800,000
28	2400,000	1800,000
29	0,000	2100,000
30	800,000	2100,000
31	1600,000	2100,000
32	2400,000	2100,000
33	0,000	2400,000
34	800,000	2400,000
35	1600,000	2400,000
36	2400,000	2400,000
37	0,000	2700,000
38	800,000	2700,000
39	1600,000	2700,000
40	2400,000	2700,000
41	0,000	3000,000
42	800,000	3000,000
43	1600,000	3000,000
44	2400,000	3000,000

45	0,000	3300,000
46	800,000	3300,000
47	1600,000	3300,000
48	2400,000	3300,000
49	0,000	3600,000
50	800,000	3600,000
51	1600,000	3600,000
52	2400,000	3600,000
53	0,000	3900,000
54	800,000	3900,000
55	1600,000	3900,000
56	2400,000	3900,000
57	0,000	4200,000
58	800,000	4200,000
59	1600,000	4200,000
60	2400,000	4200,000
61	0,000	4500,000
62	800,000	4500,000
63	1600,000	4500,000
64	2400,000	4500,000
65	0,000	4800,000
66	800,000	4800,000
67	1600,000	4800,000
68	2400,000	4800,000
69	0,000	5100,000
70	800,000	5100,000
71	1600,000	5100,000
72	2400,000	5100,000
73	0,000	5400,000
74	800,000	5400,000
75	1600,000	5400,000
76	2400,000	5400,000
77	0,000	5700,000
78	800,000	5700,000
79	1600,000	5700,000
80	2400,000	5700,000
81	0,000	6000,000
82	800,000	6000,000
83	1600,000	6000,000
84	2400,000	6000,000

Informações sobre as barras

Barra	Nó I	Nó J	AX	EL	Iz	CX	CY
1	1	5	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
2	5	9	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
3	9	13	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
4	13	17	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
5	17	21	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
6	21	25	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
7	25	29	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
8	29	33	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
9	33	37	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
10	37	41	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
11	41	45	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
12	45	49	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
13	49	53	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
14	53	57	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
15	57	61	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
16	61	65	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
17	65	69	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
18	69	73	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
19	73	77	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
20	77	81	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
21	2	6	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000

22	6	10	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
23	10	14	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
24	14	18	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
25	18	22	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
26	22	26	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
27	26	30	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
28	30	34	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
29	34	38	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
30	38	42	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
31	42	46	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
32	46	50	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
33	50	54	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
34	54	58	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
35	58	62	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
36	62	66	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
37	66	70	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
38	70	74	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
39	74	78	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
40	78	82	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
41	3	7	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
42	7	11	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
43	11	15	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
44	15	19	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
45	19	23	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
46	23	27	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
47	27	31	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
48	31	35	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
49	35	39	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
50	39	43	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
51	43	47	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
52	47	51	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
53	51	55	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
54	55	59	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
55	59	63	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
56	63	67	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
57	67	71	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
58	71	75	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
59	75	79	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
60	79	83	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
61	4	8	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
62	8	12	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
63	12	16	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
64	16	20	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
65	20	24	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
66	24	28	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
67	28	32	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
68	32	36	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
69	36	40	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
70	40	44	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
71	44	48	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
72	48	52	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
73	52	56	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
74	56	60	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
75	60	64	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
76	64	68	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
77	68	72	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
78	72	76	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
79	76	80	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
80	80	84	419,000	300,000	219700,000	0,000	1,000
81	5	6	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
82	9	10	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
83	13	14	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
84	17	18	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
85	21	22	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000

86	25	26	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
87	29	30	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
88	33	34	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
89	37	38	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
90	41	42	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
91	45	46	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
92	49	50	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
93	53	54	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
94	57	58	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
95	61	62	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
96	65	66	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
97	69	70	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
98	73	74	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
99	77	78	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
100	81	82	179,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
101	6	7	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
102	10	11	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
103	14	15	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
104	18	19	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
105	22	23	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
106	26	27	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
107	30	31	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
108	34	35	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
109	38	39	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
110	42	43	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
111	46	47	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
112	50	51	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
113	54	55	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
114	58	59	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
115	62	63	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
116	66	67	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
117	70	71	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
118	74	75	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
119	78	79	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
120	82	83	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
121	7	8	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
122	11	12	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
123	15	16	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
124	19	20	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
125	23	24	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
126	27	28	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
127	31	32	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
128	35	36	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
129	39	40	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
130	43	44	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
131	47	48	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
132	51	52	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
133	55	56	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
134	59	60	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
135	63	64	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
136	67	68	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
137	71	72	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
138	75	76	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
139	79	80	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000
140	83	84	1790,000	800,000	186500,000	1,000	0,000

Restrições nodais

Nó	Restrição em X	Restrição em Y	Restrição em Z
1	1	1	1
2	1	1	1
3	0	1	0
4	0	1	0

Liberações nas extremidades das barras

Barra	--- Nó I ---		--- Nó J ---	
	Liberação	Z	Liberação	Z
101	1		1	
102	1		1	
103	1		1	
104	1		1	
105	1		1	
106	1		1	
107	1		1	
108	1		1	
109	1		1	
110	1		1	
111	1		1	
112	1		1	
113	1		1	
114	1		1	
115	1		1	
116	1		1	
117	1		1	
118	1		1	
119	1		1	
120	1		1	
121	1		1	
122	1		1	
123	1		1	
124	1		1	
125	1		1	
126	1		1	
127	1		1	
128	1		1	
129	1		1	
130	1		1	
131	1		1	
132	1		1	
133	1		1	
134	1		1	
135	1		1	
136	1		1	
137	1		1	
138	1		1	
139	1		1	
140	1		1	

Número de nós carregados .. : 20

Número de barras carregadas : 40

Ações aplicadas nos nós

Nó	Força X	Força Y	Momento Z
5	37,800	0,000	0,000
9	37,800	0,000	0,000
13	37,800	0,000	0,000
17	37,800	0,000	0,000
21	37,800	0,000	0,000
25	37,800	0,000	0,000
29	37,800	0,000	0,000
33	37,800	0,000	0,000
37	37,800	0,000	0,000
41	37,800	0,000	0,000
45	37,800	0,000	0,000
49	37,800	0,000	0,000
53	37,800	0,000	0,000
57	37,800	0,000	0,000
61	37,800	0,000	0,000

65	37,800	0,000	0,000
69	37,800	0,000	0,000
73	37,800	0,000	0,000
77	37,800	0,000	0,000
81	37,800	0,000	0,000

Cargas nas barras

Cargas distribuídas nas barras

Barra	Qx	Qy
81	0,000	-0,213
82	0,000	-0,213
83	0,000	-0,213
84	0,000	-0,213
85	0,000	-0,213
86	0,000	-0,213
87	0,000	-0,213
88	0,000	-0,213
89	0,000	-0,213
90	0,000	-0,213
91	0,000	-0,213
92	0,000	-0,213
93	0,000	-0,213
94	0,000	-0,213
95	0,000	-0,213
96	0,000	-0,213
97	0,000	-0,213
98	0,000	-0,213
99	0,000	-0,213
100	0,000	-0,213
121	0,000	-1,563
122	0,000	-1,563
123	0,000	-1,563
124	0,000	-1,563
125	0,000	-1,563
126	0,000	-1,563
127	0,000	-1,563
128	0,000	-1,563
129	0,000	-1,563
130	0,000	-1,563
131	0,000	-1,563
132	0,000	-1,563
133	0,000	-1,563
134	0,000	-1,563
135	0,000	-1,563
136	0,000	-1,563
137	0,000	-1,563
138	0,000	-1,563
139	0,000	-1,563
140	0,000	-1,563

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
1	1	5	10000000000,000	10000000000,000
2	5	9	10000000000,000	10000000000,000
3	9	13	10000000000,000	10000000000,000
4	13	17	10000000000,000	10000000000,000
5	17	21	10000000000,000	10000000000,000
6	21	25	10000000000,000	10000000000,000
7	25	29	10000000000,000	10000000000,000
8	29	33	10000000000,000	10000000000,000
9	33	37	10000000000,000	10000000000,000
10	37	41	10000000000,000	10000000000,000
11	41	45	10000000000,000	10000000000,000

12	45	49	10000000000,000	10000000000,000
13	49	53	10000000000,000	10000000000,000
14	53	57	10000000000,000	10000000000,000
15	57	61	10000000000,000	10000000000,000
16	61	65	10000000000,000	10000000000,000
17	65	69	10000000000,000	10000000000,000
18	69	73	10000000000,000	10000000000,000
19	73	77	10000000000,000	10000000000,000
20	77	81	10000000000,000	10000000000,000
21	2	6	10000000000,000	10000000000,000
22	6	10	10000000000,000	10000000000,000
23	10	14	10000000000,000	10000000000,000
24	14	18	10000000000,000	10000000000,000
25	18	22	10000000000,000	10000000000,000
26	22	26	10000000000,000	10000000000,000
27	26	30	10000000000,000	10000000000,000
28	30	34	10000000000,000	10000000000,000
29	34	38	10000000000,000	10000000000,000
30	38	42	10000000000,000	10000000000,000
31	42	46	10000000000,000	10000000000,000
32	46	50	10000000000,000	10000000000,000
33	50	54	10000000000,000	10000000000,000
34	54	58	10000000000,000	10000000000,000
35	58	62	10000000000,000	10000000000,000
36	62	66	10000000000,000	10000000000,000
37	66	70	10000000000,000	10000000000,000
38	70	74	10000000000,000	10000000000,000
39	74	78	10000000000,000	10000000000,000
40	78	82	10000000000,000	10000000000,000
41	3	7	0,000	10000000000,000
42	7	11	10000000000,000	10000000000,000
43	11	15	10000000000,000	10000000000,000
44	15	19	10000000000,000	10000000000,000
45	19	23	10000000000,000	10000000000,000
46	23	27	10000000000,000	10000000000,000
47	27	31	10000000000,000	10000000000,000
48	31	35	10000000000,000	10000000000,000
49	35	39	10000000000,000	10000000000,000
50	39	43	10000000000,000	10000000000,000
51	43	47	10000000000,000	10000000000,000
52	47	51	10000000000,000	10000000000,000
53	51	55	10000000000,000	10000000000,000
54	55	59	10000000000,000	10000000000,000
55	59	63	10000000000,000	10000000000,000
56	63	67	10000000000,000	10000000000,000
57	67	71	10000000000,000	10000000000,000
58	71	75	10000000000,000	10000000000,000
59	75	79	10000000000,000	10000000000,000
60	79	83	10000000000,000	10000000000,000
61	4	8	0,000	10000000000,000
62	8	12	10000000000,000	10000000000,000
63	12	16	10000000000,000	10000000000,000
64	16	20	10000000000,000	10000000000,000
65	20	24	10000000000,000	10000000000,000
66	24	28	10000000000,000	10000000000,000
67	28	32	10000000000,000	10000000000,000
68	32	36	10000000000,000	10000000000,000
69	36	40	10000000000,000	10000000000,000
70	40	44	10000000000,000	10000000000,000
71	44	48	10000000000,000	10000000000,000
72	48	52	10000000000,000	10000000000,000
73	52	56	10000000000,000	10000000000,000
74	56	60	10000000000,000	10000000000,000
75	60	64	10000000000,000	10000000000,000

76	64	68	10000000000,000	10000000000,000
77	68	72	10000000000,000	10000000000,000
78	72	76	10000000000,000	10000000000,000
79	76	80	10000000000,000	10000000000,000
80	80	84	10000000000,000	10000000000,000
81	5	6	10000000000,000	10000000000,000
82	9	10	10000000000,000	10000000000,000
83	13	14	10000000000,000	10000000000,000
84	17	18	10000000000,000	10000000000,000
85	21	22	10000000000,000	10000000000,000
86	25	26	10000000000,000	10000000000,000
87	29	30	10000000000,000	10000000000,000
88	33	34	10000000000,000	10000000000,000
89	37	38	10000000000,000	10000000000,000
90	41	42	10000000000,000	10000000000,000
91	45	46	10000000000,000	10000000000,000
92	49	50	10000000000,000	10000000000,000
93	53	54	10000000000,000	10000000000,000
94	57	58	10000000000,000	10000000000,000
95	61	62	10000000000,000	10000000000,000
96	65	66	10000000000,000	10000000000,000
97	69	70	10000000000,000	10000000000,000
98	73	74	10000000000,000	10000000000,000
99	77	78	10000000000,000	10000000000,000
100	81	82	10000000000,000	10000000000,000
101	6	7	0,000	0,000
102	10	11	0,000	0,000
103	14	15	0,000	0,000
104	18	19	0,000	0,000
105	22	23	0,000	0,000
106	26	27	0,000	0,000
107	30	31	0,000	0,000
108	34	35	0,000	0,000
109	38	39	0,000	0,000
110	42	43	0,000	0,000
111	46	47	0,000	0,000
112	50	51	0,000	0,000
113	54	55	0,000	0,000
114	58	59	0,000	0,000
115	62	63	0,000	0,000
116	66	67	0,000	0,000
117	70	71	0,000	0,000
118	74	75	0,000	0,000
119	78	79	0,000	0,000
120	82	83	0,000	0,000
121	7	8	0,000	0,000
122	11	12	0,000	0,000
123	15	16	0,000	0,000
124	19	20	0,000	0,000
125	23	24	0,000	0,000
126	27	28	0,000	0,000
127	31	32	0,000	0,000
128	35	36	0,000	0,000
129	39	40	0,000	0,000
130	43	44	0,000	0,000
131	47	48	0,000	0,000
132	51	52	0,000	0,000
133	55	56	0,000	0,000
134	59	60	0,000	0,000
135	63	64	0,000	0,000
136	67	68	0,000	0,000
137	71	72	0,000	0,000
138	75	76	0,000	0,000
139	79	80	0,000	0,000

"Análise em teoria de primeira ordem"

*** Iteração número 1 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	0,000000
2	0,000000	0,000000	0,000000
3	-0,546285	0,000000	-0,003916
4	-0,548866	0,000000	-0,003923
5	0,632829	0,034683	-0,003038
6	0,629493	-0,150878	-0,002897
7	0,628525	-0,426321	-0,003916
8	0,628049	-0,426321	-0,003923
9	1,822214	0,065442	-0,003783
10	1,824135	-0,292023	-0,003670
11	1,825906	-0,831326	-0,004142
12	1,826769	-0,831326	-0,004142
13	3,123606	0,090919	-0,003939
14	3,118106	-0,422075	-0,003802
15	3,117481	-1,215015	-0,004404
16	3,117191	-1,215015	-0,004401
17	4,450464	0,111240	-0,003992
18	4,445556	-0,541161	-0,003881
19	4,445494	-1,577388	-0,004437
20	4,445452	-1,577388	-0,004439
21	5,777643	0,126674	-0,003989
22	5,773447	-0,649551	-0,003871
23	5,773394	-1,918445	-0,004406
24	5,773372	-1,918445	-0,004406
25	7,089030	0,137623	-0,003946
26	7,084922	-0,747647	-0,003828
27	7,084907	-2,238186	-0,004333
28	7,084899	-2,238186	-0,004333
29	8,374588	0,144536	-0,003878
30	8,370520	-0,835896	-0,003760
31	8,370511	-2,536611	-0,004234
32	8,370506	-2,536611	-0,004234
33	9,627567	0,147879	-0,003790
34	9,623519	-0,914766	-0,003672
35	9,623514	-2,813720	-0,004116
36	9,623511	-2,813720	-0,004116
37	10,842611	0,148129	-0,003686
38	10,838570	-0,984733	-0,003568
39	10,838566	-3,069512	-0,003982
40	10,838565	-3,069512	-0,003982
41	12,015125	0,145764	-0,003568
42	12,011087	-1,046275	-0,003450
43	12,011084	-3,303989	-0,003833
44	12,011083	-3,303989	-0,003833
45	13,141043	0,141262	-0,003438
46	13,137007	-1,099871	-0,003320
47	13,137004	-3,517150	-0,003671
48	13,137002	-3,517150	-0,003671
49	14,216728	0,135103	-0,003295
50	14,212691	-1,146000	-0,003177
51	14,212688	-3,708994	-0,003498
52	14,212687	-3,708994	-0,003498
53	15,238938	0,127768	-0,003143
54	15,234901	-1,185143	-0,003025
55	15,234898	-3,879523	-0,003315

56	15,234896	-3,879523	-0,003315
57	16,204831	0,119737	-0,002982
58	16,200790	-1,217779	-0,002864
59	16,200787	-4,028735	-0,003123
60	16,200785	-4,028735	-0,003123
61	17,111992	0,111487	-0,002813
62	17,107947	-1,244389	-0,002695
63	17,107941	-4,156631	-0,002924
64	17,107938	-4,156631	-0,002924
65	17,958548	0,103499	-0,002639
66	17,954474	-1,265449	-0,002521
67	17,954469	-4,263212	-0,002719
68	17,954465	-4,263212	-0,002719
69	18,743425	0,096246	-0,002463
70	18,739270	-1,281435	-0,002346
71	18,739228	-4,348476	-0,002512
72	18,739210	-4,348476	-0,002512
73	19,466772	0,090195	-0,002289
74	19,462582	-1,292813	-0,002169
75	19,462650	-4,412424	-0,002314
76	19,462678	-4,412424	-0,002313
77	20,130653	0,085800	-0,002126
78	20,128319	-1,300038	-0,002037
79	20,127851	-4,455056	-0,002118
80	20,127623	-4,455056	-0,002118
81	20,755336	0,083439	-0,002116
82	20,742280	-1,303487	-0,001787
83	20,742720	-4,476372	-0,002016
84	20,742938	-4,476372	-0,002018

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- NÓ I -----			----- NÓ J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	-1017,259	359,785	100551,111	1017,259	-359,785	7384,522
2	-902,167	337,658	62065,423	902,167	-337,658	39232,072
3	-747,241	290,829	46012,153	747,241	-290,829	41236,670
4	-595,999	278,872	42647,450	595,999	-278,872	41014,268
5	-452,672	264,136	39577,911	452,672	-264,136	39662,784
6	-321,142	246,048	36245,536	321,142	-246,048	37568,966
7	-202,747	227,548	33084,507	202,747	-227,548	35179,791
8	-98,072	208,860	29986,789	98,072	-208,860	32671,118
9	-7,332	190,081	26921,513	7,332	-190,081	30102,905
10	69,384	171,266	23880,178	-69,384	-171,266	27499,666
11	132,041	152,437	20859,857	-132,041	-152,437	24871,367
12	180,626	133,604	17859,308	-180,626	-133,604	22221,889
13	215,135	114,771	14878,613	-215,135	-114,771	19552,583
14	235,572	95,942	11919,171	-235,572	-95,942	16863,531
15	241,951	77,128	8984,820	-241,951	-77,128	14153,677
16	234,308	58,338	6085,850	-234,308	-58,338	11415,690
17	212,729	39,681	3251,241	-212,729	-39,681	8653,047
18	177,478	21,403	541,784	-177,478	-21,403	5879,085
19	128,892	3,289	-2004,877	-128,892	-3,289	2991,669
20	69,253	-23,548	-3690,270	-69,253	23,548	-3374,046
21	4425,259	396,215	103841,919	-4425,259	-396,215	15022,449
22	4139,767	426,038	75760,771	-4139,767	-426,038	52050,690
23	3814,441	351,842	54806,485	-3814,441	-351,842	50746,005
24	3492,799	355,404	54522,981	-3492,799	-355,404	52098,154
25	3179,072	335,222	50131,425	-3179,072	-335,222	50435,308
26	2877,142	318,002	47040,547	-2877,142	-318,002	48359,927
27	2588,347	299,419	43862,372	-2588,347	-299,419	45963,287
28	2313,272	280,752	40770,324	-2313,272	-280,752	43455,409
29	2052,132	261,968	37704,011	-2052,132	-261,968	40886,332
30	1805,016	243,154	34663,245	-1805,016	-243,154	38282,976
31	1571,959	224,325	31642,962	-1571,959	-224,325	35654,599

32	1352,974	205,492	28642,452	-1352,974	-205,492	33005,129
33	1148,065	186,658	25661,717	-1148,065	-186,658	30335,777
34	957,228	167,831	22702,294	-957,228	-167,831	27647,099
35	780,449	149,010	19767,426	-780,449	-149,010	24935,512
36	617,692	130,271	16870,435	-617,692	-130,271	22210,902
37	468,871	111,393	14019,058	-468,871	-111,393	19398,765
38	333,722	93,857	11366,145	-333,722	-93,857	16790,842
39	211,908	70,982	8625,567	-211,908	-70,982	12669,006
40	101,147	82,035	8478,633	-101,147	-82,035	16131,739
41	12504,000	0,000	0,000	-12504,000	0,000	0,000
42	11878,800	-23,142	0,000	-11878,800	23,142	-6942,467
43	11253,600	19,562	6942,467	-11253,600	-19,562	-1073,903
44	10628,400	3,746	1073,903	-10628,400	-3,746	49,862
45	10003,200	2,862	-49,862	-10003,200	-2,862	908,536
46	9378,000	1,437	-908,536	-9378,000	-1,437	1339,511
47	8752,800	1,128	-1339,511	-8752,800	-1,128	1677,896
48	8127,600	0,891	-1677,896	-8127,600	-0,891	1945,230
49	7502,400	0,776	-1945,230	-7502,400	-0,776	2178,093
50	6877,200	0,690	-2178,093	-6877,200	-0,690	2385,009
51	6252,000	0,619	-2385,009	-6252,000	-0,619	2570,637
52	5626,800	0,552	-2570,637	-5626,800	-0,552	2736,227
53	5001,600	0,486	-2736,227	-5001,600	-0,486	2881,946
54	4376,400	0,412	-2881,946	-4376,400	-0,412	3005,644
55	3751,200	0,334	-3005,644	-3751,200	-0,334	3105,854
56	3126,000	0,184	-3105,854	-3126,000	-0,184	3160,924
57	2500,800	0,100	-3160,924	-2500,800	-0,100	3191,042
58	1875,600	-1,030	-3191,042	-1875,600	1,030	2882,021
59	1250,400	0,844	-2882,021	-1250,400	-0,844	3135,297
60	625,200	-10,451	-3135,297	-625,200	10,451	0,000
61	12504,000	0,000	0,000	-12504,000	0,000	0,000
62	11878,800	-22,355	0,000	-11878,800	22,355	-6706,489
63	11253,600	18,167	6706,489	-11253,600	-18,167	-1256,366
64	10628,400	4,578	1256,366	-10628,400	-4,578	117,016
65	10003,200	2,580	-117,016	-10003,200	-2,580	890,914
66	9378,000	1,513	-890,914	-9378,000	-1,513	1344,962
67	8752,800	1,106	-1344,962	-8752,800	-1,106	1676,619
68	8127,600	0,897	-1676,619	-8127,600	-0,897	1945,645
69	7502,400	0,775	-1945,645	-7502,400	-0,775	2178,021
70	6877,200	0,690	-2178,021	-6877,200	-0,690	2385,042
71	6252,000	0,619	-2385,042	-6252,000	-0,619	2570,629
72	5626,800	0,552	-2570,629	-5626,800	-0,552	2736,260
73	5001,600	0,485	-2736,260	-5001,600	-0,485	2881,851
74	4376,400	0,414	-2881,851	-4376,400	-0,414	3006,058
75	3751,200	0,328	-3006,058	-3751,200	-0,328	3104,413
76	3126,000	0,207	-3104,413	-3126,000	-0,207	3166,466
77	2500,800	0,026	-3166,466	-2500,800	-0,026	3174,236
78	1875,600	-0,829	-3174,236	-1875,600	0,829	2925,401
79	1250,400	0,485	-2925,401	-1250,400	-0,485	3070,760
80	625,200	-10,236	-3070,760	-625,200	10,236	0,000
81	15,673	-115,091	-69449,945	-15,673	285,491	-90783,220
82	-9,029	-154,927	-85244,225	9,029	325,327	-106857,175
83	25,843	-151,241	-83884,120	-25,843	321,641	-105268,986
84	23,063	-143,327	-80592,180	-23,063	313,727	-102229,579
85	19,713	-131,530	-75908,320	-19,713	301,930	-97475,855
86	19,299	-118,395	-70653,473	-19,299	288,795	-92222,300
87	19,112	-104,675	-65166,581	-19,112	275,075	-86733,612
88	19,022	-90,740	-59592,631	-19,022	261,140	-81159,420
89	18,985	-76,716	-53983,083	-18,985	247,116	-75549,576
90	18,971	-62,657	-48359,522	-18,971	233,057	-69925,938
91	18,967	-48,585	-42730,676	-18,967	218,985	-64297,051
92	18,967	-34,509	-37100,502	-18,967	204,909	-58666,846
93	18,972	-20,437	-31471,755	-18,972	190,837	-53038,071
94	18,986	-6,379	-25848,351	-18,986	176,779	-47414,525
95	19,010	7,643	-20239,527	-19,010	162,757	-41805,947

96	19,142	21,579	-14666,931	-19,142	148,821	-36229,961
97	19,522	35,250	-9194,831	-19,522	135,150	-30764,910
98	19,686	48,587	-3874,209	-19,686	121,813	-25416,409
99	10,963	59,639	698,601	-10,963	110,761	-21147,639
100	61,348	69,253	3374,046	-61,348	101,147	-16131,739
101	45,497	0,000	0,000	-45,497	0,000	0,000
102	-83,225	0,000	0,000	83,225	0,000	0,000
103	29,405	0,000	0,000	-29,405	0,000	0,000
104	2,882	0,000	0,000	-2,882	0,000	0,000
105	2,492	0,000	0,000	-2,492	0,000	0,000
106	0,717	0,000	0,000	-0,717	0,000	0,000
107	0,446	0,000	0,000	-0,446	0,000	0,000
108	0,237	0,000	0,000	-0,237	0,000	0,000
109	0,171	0,000	0,000	-0,171	0,000	0,000
110	0,142	0,000	0,000	-0,142	0,000	0,000
111	0,133	0,000	0,000	-0,133	0,000	0,000
112	0,133	0,000	0,000	-0,133	0,000	0,000
113	0,145	0,000	0,000	-0,145	0,000	0,000
114	0,164	0,000	0,000	-0,164	0,000	0,000
115	0,271	0,000	0,000	-0,271	0,000	0,000
116	0,264	0,000	0,000	-0,264	0,000	0,000
117	1,986	0,000	0,000	-1,986	0,000	0,000
118	-3,188	0,000	0,000	3,188	0,000	0,000
119	22,016	0,000	0,000	-22,016	0,000	0,000
120	-20,687	0,000	0,000	20,687	0,000	0,000
121	22,355	625,200	0,000	-22,355	625,200	0,000
122	-40,522	625,200	0,000	40,522	625,200	0,000
123	13,589	625,200	0,000	-13,589	625,200	0,000
124	1,998	625,200	0,000	-1,998	625,200	0,000
125	1,066	625,200	0,000	-1,066	625,200	0,000
126	0,408	625,200	0,000	-0,408	625,200	0,000
127	0,209	625,200	0,000	-0,209	625,200	0,000
128	0,122	625,200	0,000	-0,122	625,200	0,000
129	0,085	625,200	0,000	-0,085	625,200	0,000
130	0,071	625,200	0,000	-0,071	625,200	0,000
131	0,067	625,200	0,000	-0,067	625,200	0,000
132	0,067	625,200	0,000	-0,067	625,200	0,000
133	0,071	625,200	0,000	-0,071	625,200	0,000
134	0,086	625,200	0,000	-0,086	625,200	0,000
135	0,121	625,200	0,000	-0,121	625,200	0,000
136	0,181	625,200	0,000	-0,181	625,200	0,000
137	0,855	625,200	0,000	-0,855	625,200	0,000
138	-1,314	625,200	0,000	1,314	625,200	0,000
139	10,720	625,200	0,000	-10,720	625,200	0,000
140	-10,236	625,200	0,000	10,236	625,200	0,000

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	-359,785	-1017,259	100551,111
2	-396,215	4425,259	103841,919
3	0,000	12504,000	0,000
4	0,000	12504,000	0,000

Exemplo 5 - Análise em teoria de 2ª ordem, edifício de 20 andares,
ligação convencional

Nome do arquivo : andares2.out

"Análise em teoria de segunda ordem"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

*** Iteração número 3 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	0,000000
2	0,000000	0,000000	0,000000
3	-1,095365	0,000000	-0,006272
4	-1,109475	0,000000	-0,006309
5	0,742765	0,052066	-0,003678
6	0,717773	-0,168272	-0,003551
7	0,710797	-0,426311	-0,005521
8	0,707331	-0,426321	-0,005553
9	2,226573	0,098704	-0,004689
10	2,240405	-0,325309	-0,004637
11	2,246008	-0,831301	-0,005057
12	2,248743	-0,831326	-0,005058
13	3,824438	0,137929	-0,004773
14	3,821176	-0,469118	-0,004594
15	3,820234	-1,214982	-0,005343
16	3,819832	-1,215015	-0,005335
17	5,425433	0,170261	-0,004780
18	5,421224	-0,600226	-0,004676
19	5,421416	-1,577345	-0,005328
20	5,421479	-1,577388	-0,005331
21	7,015194	0,196099	-0,004754
22	7,012252	-0,719030	-0,004635
23	7,012360	-1,918392	-0,005267
24	7,012424	-1,918445	-0,005266
25	8,579113	0,215979	-0,004683
26	8,576253	-0,826065	-0,004565
27	8,576427	-2,238124	-0,005156
28	8,576512	-2,238186	-0,005156
29	10,105846	0,230472	-0,004583
30	10,102996	-0,921903	-0,004465
31	10,103172	-2,536540	-0,005018
32	10,103260	-2,536611	-0,005018
33	11,587701	0,240171	-0,004461
34	11,584833	-1,007138	-0,004343
35	11,585012	-2,813640	-0,004858
36	11,585101	-2,813720	-0,004858
37	13,018642	0,245678	-0,004321
38	13,015733	-1,082370	-0,004203
39	13,015909	-3,069425	-0,004679
40	13,015997	-3,069512	-0,004679
41	14,393677	0,247594	-0,004166
42	14,390711	-1,148199	-0,004048
43	14,390882	-3,303895	-0,004485
44	14,390967	-3,303989	-0,004485
45	15,708607	0,246516	-0,003998
46	15,705576	-1,205226	-0,003879
47	15,705739	-3,517049	-0,004279

48	15,705820	-3,517150	-0,004279
49	16,959911	0,243041	-0,003818
50	16,956807	-1,254044	-0,003700
51	16,956961	-3,708888	-0,004061
52	16,957038	-3,708994	-0,004061
53	18,144681	0,237758	-0,003630
54	18,141498	-1,295243	-0,003511
55	18,141642	-3,879412	-0,003835
56	18,141714	-3,879523	-0,003835
57	19,260597	0,231249	-0,003434
58	19,257332	-1,329406	-0,003316
59	19,257464	-4,028621	-0,003603
60	19,257530	-4,028735	-0,003603
61	20,305943	0,224089	-0,003233
62	20,302590	-1,357108	-0,003115
63	20,302708	-4,156514	-0,003365
64	20,302767	-4,156631	-0,003365
65	21,279694	0,216844	-0,003029
66	21,276230	-1,378915	-0,002910
67	21,276335	-4,263091	-0,003126
68	21,276386	-4,263212	-0,003126
69	22,181776	0,210070	-0,002826
70	22,178150	-1,395381	-0,002708
71	22,178204	-4,348354	-0,002887
72	22,178234	-4,348476	-0,002887
73	23,013536	0,204301	-0,002629
74	23,009771	-1,407043	-0,002508
75	23,009923	-4,412300	-0,002662
76	23,009993	-4,412424	-0,002661
77	23,778531	0,200052	-0,002447
78	23,776462	-1,414415	-0,002358
79	23,776035	-4,454931	-0,002444
80	23,775829	-4,455056	-0,002444
81	24,498662	0,197748	-0,002422
82	24,486119	-1,417924	-0,002095
83	24,486664	-4,476244	-0,002332
84	24,486934	-4,476372	-0,002334

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	-1527,108	392,180	114789,629	1527,108	-392,180	1730,136
2	-1367,881	471,812	85289,573	1367,881	-471,812	54224,189
3	-1150,465	369,019	55731,259	1150,465	-369,019	53136,112
4	-948,300	346,548	51323,234	948,300	-346,548	51122,900
5	-757,843	328,526	48280,382	757,843	-328,526	49072,343
6	-583,064	304,545	44135,097	583,064	-304,545	46316,479
7	-425,071	280,185	40171,450	425,071	-280,185	43234,952
8	-284,495	255,777	36287,372	284,495	-255,777	40024,055
9	-161,520	231,454	32456,468	161,520	-231,454	36748,414
10	-56,178	207,322	28678,280	56,178	-207,322	33441,037
11	31,596	183,456	24957,477	-31,596	-183,456	30120,812
12	101,923	159,900	21298,058	-101,923	-159,900	26799,512
13	154,963	136,687	17704,400	-154,963	-136,687	23485,238
14	190,913	113,841	14181,440	-190,913	-113,841	20183,792
15	209,996	91,385	10735,999	-209,996	-91,385	16898,903
16	212,482	69,338	7381,149	-212,482	-69,338	13627,134
17	198,705	47,815	4148,981	-198,705	-47,815	10374,605
18	169,202	27,055	1106,269	-169,202	-27,055	7150,899
19	124,606	6,946	-1691,674	-124,606	-6,946	3870,733
20	67,589	-21,133	-3529,059	-67,589	21,133	-2762,200
21	4935,421	363,820	110346,538	-4935,421	-363,820	2341,696
22	4605,899	574,150	106154,804	-4605,899	-574,150	73102,831
23	4217,916	375,882	59062,021	-4217,916	-375,882	60369,927

24	3845,393	404,837	65053,244	-3845,393	-404,837	62550,434
25	3484,525	376,050	58556,173	-3484,525	-376,050	59802,516
26	3139,338	357,184	54960,679	-3139,338	-357,184	57104,043
27	2810,931	335,533	50947,603	-2810,931	-335,533	54003,458
28	2499,938	313,909	47079,883	-2499,938	-313,909	50797,071
29	2206,544	292,029	43245,312	-2206,544	-292,029	47520,657
30	1930,781	270,092	39467,940	-1930,781	-270,092	44214,268
31	1672,586	248,142	35746,500	-1672,586	-248,142	40895,111
32	1431,838	226,233	32086,333	-1431,838	-226,233	37575,054
33	1208,375	204,407	28491,714	-1208,375	-204,407	34261,950
34	1002,003	182,706	24967,823	-1002,003	-182,706	30962,062
35	812,499	161,160	21520,900	-812,499	-161,160	27676,438
36	639,594	139,879	18167,219	-639,594	-139,879	24419,204
37	482,953	118,660	14917,228	-482,953	-118,660	21116,400
38	342,047	99,070	11932,329	-342,047	-99,070	18073,213
39	216,216	74,221	8922,623	-216,216	-74,221	13509,559
40	102,909	84,541	8679,577	-102,909	-84,541	16755,675
41	12503,687	0,000	0,000	-12503,687	0,000	22584,262
42	11878,382	-164,871	-22584,262	-11878,382	164,871	-8640,556
43	11253,348	-30,112	8640,556	-11253,348	30,112	41,590
44	10628,107	-55,544	-41,590	-10628,107	55,544	396,329
45	10002,918	-49,508	-396,329	-10002,918	49,508	1458,397
46	9377,726	-47,472	-1458,397	-9377,726	47,472	1884,682
47	8752,540	-43,228	-1884,682	-8752,540	43,228	2279,582
48	8127,357	-39,151	-2279,582	-8127,357	39,151	2578,047
49	7502,176	-34,939	-2578,047	-7502,176	34,939	2831,391
50	6876,996	-30,808	-2831,391	-6876,996	30,808	3045,054
51	6251,818	-26,799	-3045,054	-6251,818	26,799	3225,894
52	5626,640	-22,967	-3225,894	-5626,640	22,967	3376,202
53	5001,462	-19,347	-3376,202	-5001,462	19,347	3497,401
54	4376,284	-15,974	-3497,401	-4376,284	15,974	3588,339
55	3751,105	-12,869	-3588,339	-3751,105	12,869	3648,442
56	3125,924	-10,121	-3648,442	-3125,924	10,121	3655,786
57	2500,742	-7,599	-3655,786	-2500,742	7,599	3631,568
58	1875,551	-6,468	-3631,568	-1875,551	6,468	3251,200
59	1250,378	-2,593	-3251,200	-1250,378	2,593	3431,243
60	625,102	-12,918	-3431,243	-625,102	12,918	0,000
61	12504,000	0,000	0,000	-12504,000	0,000	22717,342
62	11878,800	-162,891	-22717,342	-11878,800	162,891	-7839,866
63	11253,600	-34,390	7839,866	-11253,600	34,390	-476,342
64	10628,400	-53,241	476,342	-10628,400	53,241	574,183
65	10003,200	-50,267	-574,183	-10003,200	50,267	1408,505
66	9378,000	-47,257	-1408,505	-9378,000	47,257	1899,395
67	8752,800	-43,290	-1899,395	-8752,800	43,290	2275,846
68	8127,600	-39,135	-2275,846	-8127,600	39,135	2579,178
69	7502,400	-34,944	-2579,178	-7502,400	34,944	2831,200
70	6877,200	-30,807	-2831,200	-6877,200	30,807	3045,172
71	6252,000	-26,799	-3045,172	-6252,000	26,799	3225,909
72	5626,800	-22,967	-3225,909	-5626,800	22,967	3376,268
73	5001,600	-19,347	-3376,268	-5001,600	19,347	3497,325
74	4376,400	-15,973	-3497,325	-4376,400	15,973	3588,794
75	3751,200	-12,876	-3588,794	-3751,200	12,876	3646,954
76	3126,000	-10,096	-3646,954	-3126,000	10,096	3661,561
77	2500,800	-7,676	-3661,561	-2500,800	7,676	3614,080
78	1875,600	-6,257	-3614,080	-1875,600	6,257	3296,908
79	1250,400	-2,974	-3296,908	-1250,400	2,974	3362,249
80	625,200	-12,689	-3362,249	-625,200	12,689	0,000
81	117,432	-159,227	-87019,710	-117,432	329,627	-108496,500
82	-64,993	-217,416	-109955,447	64,993	387,816	-132164,851
83	15,329	-202,165	-104459,346	-15,329	372,565	-125423,171
84	19,777	-190,457	-99403,282	-19,777	360,857	-121106,608
85	13,820	-174,779	-93207,441	-13,820	345,179	-114763,195
86	13,440	-157,992	-86487,929	-13,440	328,392	-108051,646
87	13,392	-140,577	-79522,323	-13,392	310,977	-101083,341

88	13,477	-122,975	-72480,523	-13,477	293,375	-94042,384
89	13,668	-105,342	-65426,694	-13,668	275,742	-86988,597
90	13,934	-87,774	-58398,514	-13,934	258,174	-79960,768
91	14,244	-70,326	-51418,870	-14,244	240,726	-72981,443
92	14,587	-53,041	-44503,912	-14,587	223,441	-66066,768
93	14,954	-35,949	-37666,678	-14,954	206,349	-59229,773
94	15,344	-19,083	-30919,792	-15,344	189,483	-52482,962
95	15,753	-2,486	-24280,052	-15,753	172,886	-45843,658
96	16,277	13,777	-17776,115	-16,277	156,623	-39336,432
97	17,040	29,504	-11480,874	-17,040	140,896	-33048,729
98	17,691	44,596	-5459,225	-17,691	125,804	-26995,836
99	9,721	57,017	-341,674	-9,721	113,383	-22189,135
100	58,933	67,589	2762,200	-58,933	102,811	-16755,675
101	327,762	-0,106	0,000	-327,762	0,106	0,000
102	-263,260	0,167	0,000	263,260	-0,167	0,000
103	44,284	-0,041	0,000	-44,284	0,041	0,000
104	-9,010	0,011	0,000	9,010	-0,011	0,000
105	-5,047	0,008	0,000	5,047	-0,008	0,000
106	-8,211	0,014	0,000	8,211	-0,014	0,000
107	-8,231	0,017	0,000	8,231	-0,017	0,000
108	-8,403	0,019	0,000	8,403	-0,019	0,000
109	-8,269	0,021	0,000	8,269	-0,021	0,000
110	-8,016	0,022	0,000	8,016	-0,022	0,000
111	-7,664	0,022	0,000	7,664	-0,022	0,000
112	-7,239	0,022	0,000	7,239	-0,022	0,000
113	-6,747	0,022	0,000	6,747	-0,022	0,000
114	-6,202	0,021	0,000	6,202	-0,021	0,000
115	-5,528	0,019	0,000	5,528	-0,019	0,000
116	-4,942	0,018	0,000	4,942	-0,018	0,000
117	-2,550	0,009	0,000	2,550	-0,009	0,000
118	-7,158	0,027	0,000	7,158	-0,027	0,000
119	20,040	-0,076	0,000	-20,040	0,076	0,000
120	-25,608	0,098	0,000	25,608	-0,098	0,000
121	162,891	625,200	0,000	-162,891	625,200	0,000
122	-128,501	625,200	0,000	128,501	625,200	0,000
123	18,852	625,200	0,000	-18,852	625,200	0,000
124	-2,974	625,200	0,000	2,974	625,200	0,000
125	-3,010	625,200	0,000	3,010	625,200	0,000
126	-3,968	625,200	0,000	3,968	625,200	0,000
127	-4,155	625,200	0,000	4,155	625,200	0,000
128	-4,191	625,200	0,000	4,191	625,200	0,000
129	-4,137	625,200	0,000	4,137	625,200	0,000
130	-4,007	625,200	0,000	4,007	625,200	0,000
131	-3,832	625,200	0,000	3,832	625,200	0,000
132	-3,619	625,200	0,000	3,619	625,200	0,000
133	-3,375	625,200	0,000	3,375	625,200	0,000
134	-3,097	625,200	0,000	3,097	625,200	0,000
135	-2,779	625,200	0,000	2,779	625,200	0,000
136	-2,420	625,200	0,000	2,420	625,200	0,000
137	-1,419	625,200	0,000	1,419	625,200	0,000
138	-3,283	625,200	0,000	3,283	625,200	0,000
139	9,715	625,200	0,000	-9,715	625,200	0,000
140	-12,689	625,200	0,000	12,689	625,200	0,000

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	-392,180	-1527,108	114789,629
2	-363,820	4935,421	110346,538
3	0,000	12503,687	0,000
4	0,000	12504,000	0,000

Exemplo 5 - Análise em teoria de 2ª ordem, edifício de 20 andares, considerando as ligações das barras 81-100 como perfeitamente rígidas e das barras 121-140 como semi-rígidas

Nome do arquivo : andaresf.out

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
121	7	8	596652,782	596652,782
122	11	12	596652,782	596652,782
123	15	16	596652,782	596652,782
124	19	20	596652,782	596652,782
125	23	24	596652,782	596652,782
126	27	28	596652,782	596652,782
127	31	32	596652,782	596652,782
128	35	36	596652,782	596652,782
129	39	40	596652,782	596652,782
130	43	44	596652,782	596652,782
131	47	48	596652,782	596652,782
132	51	52	596652,782	596652,782
133	55	56	596652,782	596652,782
134	59	60	596652,782	596652,782
135	63	64	596652,782	596652,782
136	67	68	596652,782	596652,782
137	71	72	596652,782	596652,782
138	75	76	596652,782	596652,782
139	79	80	596652,782	596652,782
140	83	84	596652,782	596652,782

"Análise em teoria de segunda ordem"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

*** Iteração número 3 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	0,000000
2	0,000000	0,000000	0,000000
3	-1,023497	0,000000	-0,005976
4	-1,041819	0,000000	-0,006034
5	0,725729	0,047579	-0,003576
6	0,704099	-0,163782	-0,003448
7	0,698058	-0,422417	-0,005266
8	0,695026	-0,430217	-0,005304
9	2,161752	0,089956	-0,004534
10	2,174187	-0,316556	-0,004473
11	2,179300	-0,823778	-0,004883
12	2,181822	-0,838855	-0,004881
13	3,706530	0,125263	-0,004615
14	3,703097	-0,456444	-0,004441
15	3,702222	-1,204071	-0,005148
16	3,701843	-1,225935	-0,005142
17	5,253568	0,153986	-0,004617
18	5,249369	-0,583941	-0,004512
19	5,249542	-1,563301	-0,005129
20	5,249601	-1,591443	-0,005132
21	6,787754	0,176522	-0,004585
22	6,784733	-0,699439	-0,004466

23	6,784832	-1,901469	-0,005062
24	6,784891	-1,935382	-0,005062
25	8,294702	0,193397	-0,004510
26	8,291747	-0,803468	-0,004392
27	8,291906	-2,218572	-0,004948
28	8,291984	-2,257754	-0,004949
29	9,763577	0,205177	-0,004407
30	9,760621	-0,896590	-0,004289
31	9,760779	-2,514603	-0,004809
32	9,760859	-2,558566	-0,004809
33	11,187114	0,212444	-0,004284
34	11,184130	-0,979390	-0,004166
35	11,184290	-2,789556	-0,004648
36	11,184370	-2,837825	-0,004648
37	12,559659	0,215789	-0,004144
38	12,556628	-1,052457	-0,004025
39	12,556783	-3,043422	-0,004470
40	12,556861	-3,095539	-0,004470
41	13,876558	0,215799	-0,003989
42	13,873466	-1,116379	-0,003870
43	13,873614	-3,276192	-0,004279
44	13,873689	-3,331717	-0,004279
45	15,133913	0,213061	-0,003822
46	15,130751	-1,171743	-0,003703
47	15,130891	-3,487857	-0,004075
48	15,130962	-3,546370	-0,004075
49	16,328464	0,208156	-0,003645
50	16,325227	-1,219128	-0,003526
51	16,325357	-3,678405	-0,003862
52	16,325423	-3,739507	-0,003862
53	17,457529	0,201658	-0,003459
54	17,454214	-1,259111	-0,003341
55	17,454333	-3,847827	-0,003640
56	17,454393	-3,911140	-0,003640
57	18,518984	0,194135	-0,003267
58	18,515586	-1,292258	-0,003148
59	18,515693	-3,996111	-0,003413
60	18,515747	-4,061279	-0,003413
61	19,511264	0,186147	-0,003069
62	19,507782	-1,319131	-0,002951
63	19,507875	-4,123246	-0,003181
64	19,507922	-4,189935	-0,003181
65	20,433457	0,178246	-0,002870
66	20,429867	-1,340279	-0,002751
67	20,429948	-4,229219	-0,002947
68	20,429987	-4,297122	-0,002947
69	21,285537	0,170971	-0,002671
70	21,281778	-1,356244	-0,002553
71	21,281812	-4,314019	-0,002715
72	21,281831	-4,382849	-0,002715
73	22,068708	0,164845	-0,002477
74	22,064889	-1,367547	-0,002357
75	22,065011	-4,377635	-0,002494
76	22,065068	-4,447130	-0,002494
77	22,786047	0,160371	-0,002298
78	22,784221	-1,374692	-0,002207
79	22,783877	-4,420055	-0,002282
80	22,783710	-4,489975	-0,002282
81	23,460336	0,157968	-0,002286
82	23,446493	-1,378101	-0,001953
83	23,446761	-4,441266	-0,002154
84	23,446894	-4,511394	-0,002155

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- N ^o I -----			----- N ^o J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	-1395,493	388,104	112665,908	1395,493	-388,104	2752,480
2	-1242,917	451,939	81614,356	1242,917	-451,939	52182,441
3	-1035,554	355,708	53795,116	1035,554	-355,708	51317,571
4	-842,455	334,037	49487,276	842,455	-334,037	49420,401
5	-660,970	315,966	46399,736	660,970	-315,966	47375,872
6	-494,955	292,362	42325,250	494,955	-292,362	44637,294
7	-345,494	268,450	38438,446	345,494	-268,450	41588,884
8	-213,159	244,541	34636,888	213,159	-244,541	38421,883
9	-98,096	220,759	30893,645	98,096	-220,759	35199,415
10	-0,305	197,202	27207,106	0,305	-197,202	31952,926
11	80,307	173,932	23580,749	-80,307	-173,932	28699,909
12	143,880	150,989	20017,621	-143,880	-150,989	25450,948
13	190,591	128,397	16521,180	-190,591	-128,397	22213,133
14	220,645	106,175	13095,392	-220,645	-106,175	18991,416
15	234,272	84,341	9745,871	-234,272	-84,341	15788,746
16	231,739	62,904	6483,925	-231,739	-62,904	12600,819
17	213,372	41,972	3339,382	-213,372	-41,972	9433,927
18	179,677	21,832	371,146	-179,677	-21,832	6319,281
19	131,238	1,974	-2403,239	-131,238	-1,974	3089,487
20	70,469	-27,247	-4238,719	-70,469	27,247	-3887,853
21	4803,730	367,896	109326,504	-4803,730	-367,896	4424,450
22	4480,847	550,086	101407,545	-4480,847	-550,086	70205,074
23	4102,931	368,272	57892,025	-4102,931	-368,272	58862,179
24	3739,470	393,262	62962,505	-3739,470	-393,262	60797,964
25	3387,575	365,417	56715,306	-3387,575	-365,417	58110,797
26	3051,154	346,575	53146,841	-3051,154	-346,575	55423,554
27	2731,279	325,207	49215,762	-2731,279	-325,207	52358,082
28	2428,529	303,891	45428,833	-2428,529	-303,891	49195,212
29	2143,050	282,377	41682,231	-2143,050	-282,377	45972,149
30	1874,840	260,848	37996,356	-1874,840	-260,848	42726,658
31	1623,810	239,342	34369,352	-1623,810	-239,342	39474,704
32	1389,817	217,908	30805,483	-1389,817	-217,908	36226,950
33	1172,687	196,582	27308,123	-1172,687	-196,582	32990,266
34	972,215	175,399	23881,447	-972,215	-175,399	29769,961
35	788,171	154,385	20530,624	-788,171	-154,385	26566,742
36	620,289	133,634	17269,658	-620,289	-133,634	23392,492
37	468,242	112,971	14108,318	-468,242	-112,971	20181,978
38	331,531	93,731	11189,577	-331,531	-93,731	17189,269
39	209,548	70,054	8276,341	-209,548	-70,054	12890,666
40	99,980	77,655	7789,569	-99,980	-77,655	15573,023
41	12389,495	0,000	0,000	-12389,495	0,000	21329,697
42	11771,917	-141,345	-18255,313	-11771,917	141,345	-6710,456
43	11153,977	-19,587	9554,658	-11153,977	19,587	1556,318
44	10536,221	-42,863	1438,193	-10536,221	42,863	2006,388
45	9918,480	-37,529	972,619	-9918,480	37,529	2996,817
46	9300,625	-35,674	-61,305	-9300,625	35,674	3376,192
47	8682,601	-31,859	-511,081	-8682,601	31,859	3707,382
48	8064,366	-28,224	-927,369	-8064,366	28,224	3940,257
49	7445,890	-24,509	-1257,453	-7445,890	24,509	4124,526
50	6827,148	-20,906	-1548,429	-6827,148	20,906	4267,005
51	6208,120	-17,454	-1805,546	-6208,120	17,454	4374,911
52	5588,790	-14,198	-2034,702	-5588,790	14,198	4451,098
53	4969,142	-11,168	-2237,602	-4969,142	11,168	4497,487
54	4349,166	-8,392	-2415,094	-4349,166	8,392	4513,683
55	3728,852	-5,886	-2565,721	-3728,852	5,886	4499,599
56	3108,196	-3,725	-2688,310	-3108,196	3,725	4437,002
57	2487,194	-1,801	-2763,174	-2487,194	1,801	4341,675
58	1865,843	-1,140	-2804,564	-1865,843	1,140	3923,992
59	1244,183	1,942	-2516,081	-1244,183	-1,942	3993,166
60	622,130	-6,380	-2709,948	-622,130	6,380	1208,287
61	12618,267	0,000	0,000	-12618,267	0,000	21915,990

62	11985,353	-142,481	-18820,325	-11985,353	142,481	-6104,106
63	11353,046	-23,993	8947,603	-11353,046	23,993	1111,348
64	10720,364	-41,836	1879,480	-10720,364	41,836	2162,154
65	10087,714	-39,054	818,496	-10087,714	39,054	2952,781
66	9455,176	-36,263	-17,689	-9455,176	36,263	3388,674
67	8822,813	-32,598	-523,420	-8822,813	32,598	3703,613
68	8190,664	-28,808	-923,635	-8190,664	28,808	3940,743
69	7558,757	-25,028	-1257,931	-7558,757	25,028	4123,866
70	6927,117	-21,343	-1547,777	-6927,117	21,343	4266,638
71	6295,764	-17,821	-1805,187	-6295,764	17,821	4374,493
72	5664,713	-14,499	-2034,294	-5664,713	14,499	4450,765
73	5033,980	-11,411	-2237,280	-5033,980	11,411	4497,084
74	4403,574	-8,582	-2414,701	-4403,574	8,582	4513,768
75	3773,504	-6,039	-2565,822	-3773,504	6,039	4498,123
76	3143,776	-3,813	-2686,833	-3143,776	3,813	4441,662
77	2514,392	-1,942	-2767,900	-2514,392	1,942	4327,126
78	1885,349	-1,023	-2789,905	-1885,349	1,023	3959,550
79	1256,630	1,630	-2551,919	-1256,630	-1,630	3943,923
80	628,221	-6,227	-2660,740	-628,221	6,227	1209,138
81	101,635	-152,575	-84366,835	-101,635	322,975	-105831,995
82	-58,431	-207,364	-105977,557	58,431	377,764	-128097,099
83	16,129	-193,099	-100804,847	-16,129	363,499	-121824,684
84	19,729	-181,485	-95820,137	-19,729	351,885	-117513,270
85	14,196	-166,014	-89701,122	-14,196	336,414	-111257,638
86	13,888	-149,461	-83075,740	-13,888	319,861	-104639,316
87	13,891	-132,335	-76225,772	-13,891	302,735	-97786,915
88	14,018	-115,062	-69315,529	-14,018	285,462	-90877,443
89	14,242	-97,792	-62406,521	-14,242	268,192	-83968,505
90	14,531	-80,612	-55533,675	-14,531	251,012	-77096,010
91	14,857	-63,573	-48717,530	-14,857	233,973	-70280,188
92	15,208	-46,711	-41972,128	-15,208	217,111	-63535,073
93	15,578	-30,054	-35308,525	-15,578	200,454	-56871,713
94	15,965	-13,627	-28737,287	-15,965	184,027	-50300,585
95	16,363	2,533	-22272,671	-16,363	167,867	-43836,399
96	16,868	18,367	-15940,201	-16,868	152,033	-37500,810
97	17,661	33,695	-9805,072	-17,661	136,705	-31371,555
98	17,941	48,439	-3916,042	-17,941	121,961	-25465,610
99	8,579	60,770	1149,232	-8,579	109,630	-20680,235
100	65,047	70,469	3887,853	-65,047	99,931	-15573,023
101	283,825	-0,092	0,000	-283,825	0,092	0,000
102	-240,245	0,152	0,000	240,245	-0,152	0,000
103	41,119	-0,038	0,000	-41,119	0,038	0,000
104	-8,115	0,010	0,000	8,115	-0,010	0,000
105	-4,646	0,007	0,000	4,646	-0,007	0,000
106	-7,480	0,013	0,000	7,480	-0,013	0,000
107	-7,425	0,015	0,000	7,425	-0,015	0,000
108	-7,495	0,017	0,000	7,495	-0,017	0,000
109	-7,287	0,018	0,000	7,287	-0,018	0,000
110	-6,975	0,019	0,000	6,975	-0,019	0,000
111	-6,577	0,019	0,000	6,577	-0,019	0,000
112	-6,118	0,019	0,000	6,118	-0,019	0,000
113	-5,605	0,018	0,000	5,605	-0,018	0,000
114	-5,049	0,017	0,000	5,049	-0,017	0,000
115	-4,388	0,015	0,000	4,388	-0,015	0,000
116	-3,795	0,014	0,000	3,795	-0,014	0,000
117	-1,580	0,006	0,000	1,580	-0,006	0,000
118	-5,735	0,022	0,000	5,735	-0,022	0,000
119	16,180	-0,062	0,000	-16,180	0,062	0,000
120	-12,608	0,048	0,000	12,608	-0,048	0,000
121	142,481	617,486	-3074,384	-142,481	632,914	-3095,664
122	-118,488	618,093	-2844,201	118,488	632,307	-2843,497
123	17,843	617,718	-2994,511	-17,843	632,682	-2990,828
124	-2,782	617,751	-2979,007	2,782	632,649	-2980,650
125	-2,792	617,862	-2935,513	2,792	632,538	-2935,092

126	-3,665	618,037	-2865,111	3,665	632,363	-2865,254
127	-3,790	618,250	-2780,013	3,790	632,150	-2779,978
128	-3,780	618,493	-2682,805	3,780	631,907	-2682,812
129	-3,685	618,760	-2576,097	3,685	631,640	-2576,089
130	-3,523	619,047	-2461,458	3,523	631,353	-2461,451
131	-3,321	619,350	-2340,209	3,321	631,050	-2340,199
132	-3,088	619,667	-2213,496	3,088	630,733	-2213,485
133	-2,829	619,994	-2082,393	2,829	630,406	-2082,383
134	-2,543	620,330	-1947,962	2,543	630,070	-1947,946
135	-2,226	620,672	-1811,289	2,226	629,728	-1811,289
136	-1,871	621,016	-1673,828	1,871	629,384	-1673,762
137	-0,919	621,357	-1537,111	0,919	629,043	-1537,220
138	-2,653	621,681	-1407,911	2,653	628,719	-1407,631
139	7,857	621,991	-1283,219	-7,857	628,409	-1283,183
140	-6,227	622,179	-1208,287	6,227	628,221	-1209,138

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	-388,104	-1395,493	112665,908
2	-367,896	4803,730	109326,504
3	0,000	12389,495	0,000
4	0,000	12618,267	0,000

Exemplo 5 - Análise em teoria de 2ª ordem, edifício de 20 andares, considerando as ligações das barras 81-100 como semi-rígidas e das barras 121-140 como perfeitamente flexíveis

Nome do arquivo : andaresr.out

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
81	5	6	52284017,429	52284017,429
82	9	10	52284017,429	52284017,429
83	13	14	52284017,429	52284017,429
84	17	18	52284017,429	52284017,429
85	21	22	52284017,429	52284017,429
86	25	26	52284017,429	52284017,429
87	29	30	52284017,429	52284017,429
88	33	34	52284017,429	52284017,429
89	37	38	52284017,429	52284017,429
90	41	42	52284017,429	52284017,429
91	45	46	52284017,429	52284017,429
92	49	50	52284017,429	52284017,429
93	53	54	52284017,429	52284017,429
94	57	58	52284017,429	52284017,429
95	61	62	52284017,429	52284017,429
96	65	66	52284017,429	52284017,429
97	69	70	52284017,429	52284017,429
98	73	74	52284017,429	52284017,429
99	77	78	52284017,429	52284017,429
100	81	82	52284017,429	52284017,429

"Análise em teoria de segunda ordem"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

*** Iteração número 3 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	0,000000
2	0,000000	0,000000	0,000000
3	-1,654349	0,000000	-0,009097
4	-1,675930	0,000000	-0,009154
5	1,012850	0,057346	-0,005425
6	0,975752	-0,173556	-0,005315
7	0,965272	-0,426306	-0,008007
8	0,960065	-0,426321	-0,008057
9	3,167163	0,109451	-0,007179
10	3,191457	-0,336067	-0,007160
11	3,200234	-0,831291	-0,007417
12	3,204518	-0,831326	-0,007419
13	5,529676	0,153861	-0,007309
14	5,526191	-0,485064	-0,007092
15	5,524565	-1,214969	-0,007912
16	5,523862	-1,215015	-0,007899
17	7,897103	0,190912	-0,007277
18	7,892578	-0,620895	-0,007182
19	7,892857	-1,577328	-0,007864
20	7,892944	-1,577388	-0,007870
21	10,234458	0,220905	-0,007157
22	10,232077	-0,743857	-0,007037
23	10,232221	-1,918371	-0,007709

24	10,232309	-1,918445	-0,007707
25	12,510500	0,244359	-0,006950
26	12,508290	-0,854470	-0,006831
27	12,508558	-2,238099	-0,007458
28	12,508687	-2,238186	-0,007458
29	14,704225	0,261872	-0,006694
30	14,702048	-0,953332	-0,006574
31	14,702320	-2,536511	-0,007160
32	14,702458	-2,536611	-0,007160
33	16,803492	0,274091	-0,006406
34	16,801277	-1,041090	-0,006287
35	16,801555	-2,813609	-0,006830
36	16,801693	-2,813720	-0,006830
37	18,800571	0,281676	-0,006099
38	18,798268	-1,118402	-0,005979
39	18,798538	-3,069391	-0,006480
40	18,798674	-3,069512	-0,006480
41	20,690297	0,285289	-0,005777
42	20,687877	-1,185932	-0,005657
43	20,688135	-3,303858	-0,006115
44	20,688264	-3,303989	-0,006115
45	22,469160	0,285590	-0,005444
46	22,466609	-1,244339	-0,005325
47	22,466850	-3,517010	-0,005741
48	22,466971	-3,517150	-0,005741
49	24,134817	0,283230	-0,005105
50	24,132128	-1,294273	-0,004986
51	24,132351	-3,708848	-0,005361
52	24,132463	-3,708994	-0,005361
53	25,685844	0,278846	-0,004762
54	25,683012	-1,336373	-0,004642
55	25,683215	-3,879370	-0,004978
56	25,683317	-3,879523	-0,004978
57	27,121631	0,273065	-0,004417
58	27,118652	-1,371265	-0,004297
59	27,118834	-4,028577	-0,004593
60	27,118924	-4,028735	-0,004593
61	28,442411	0,266498	-0,004073
62	28,439280	-1,399561	-0,003954
63	28,439436	-4,156470	-0,004211
64	28,439515	-4,156631	-0,004211
65	29,649466	0,259740	-0,003735
66	29,646155	-1,421856	-0,003615
67	29,646289	-4,263047	-0,003836
68	29,646354	-4,263212	-0,003836
69	30,745648	0,253365	-0,003407
70	30,742104	-1,438722	-0,003288
71	30,742167	-4,348308	-0,003472
72	30,742203	-4,348476	-0,003473
73	31,736341	0,247917	-0,003101
74	31,732537	-1,450706	-0,002978
75	31,732702	-4,412254	-0,003139
76	31,732777	-4,412424	-0,003138
77	32,631202	0,243904	-0,002834
78	32,628938	-1,458313	-0,002747
79	32,628415	-4,454885	-0,002834
80	32,628161	-4,455056	-0,002835
81	33,460032	0,241733	-0,002751
82	33,448092	-1,461956	-0,002418
83	33,448808	-4,476197	-0,002685
84	33,449163	-4,476372	-0,002688

Esforços nas extremidades das barras

Barra	Nó I			Nó J		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	-1681,949	410,338	144105,146	1681,949	-410,338	-22707,564
2	-1528,255	546,853	107340,960	1528,255	-546,853	53422,157
3	-1302,537	394,900	59691,259	1302,537	-394,900	55701,112
4	-1086,714	373,475	54236,824	1086,714	-373,475	55232,717
5	-879,691	356,937	50676,901	879,691	-356,937	54347,659
6	-687,890	330,324	45583,077	687,890	-330,324	51948,203
7	-513,683	302,908	40939,063	513,683	-302,908	48806,218
8	-358,382	275,337	36520,496	358,382	-275,337	45327,988
9	-222,452	247,945	32249,807	222,452	-247,945	41689,217
10	-105,980	220,967	28104,935	105,980	-220,967	37984,693
11	-8,833	194,539	24078,451	8,833	-194,539	34267,269
12	69,243	168,726	20166,752	-69,243	-168,726	30566,199
13	128,579	143,563	16370,502	-128,579	-143,563	26897,771
14	169,555	119,071	12694,300	-169,555	-119,071	23270,307
15	192,601	95,268	9148,982	-192,601	-95,268	19685,864
16	198,211	72,178	5758,202	-198,211	-72,178	16134,457
17	186,985	49,932	2576,056	-186,985	-49,932	12608,590
18	159,781	28,785	-294,707	-159,781	-28,785	9088,626
19	117,697	8,856	-2708,807	-117,697	-8,856	5471,054
20	63,693	-18,303	-4002,336	-63,693	18,303	-1435,916
21	5090,388	345,662	135141,315	-5090,388	-345,662	-26475,944
22	4766,450	663,768	132917,912	-4766,450	-663,768	76772,489
23	4370,076	365,511	58899,857	-4370,076	-365,511	60955,790
24	3983,923	425,527	69913,881	-3983,923	-425,527	67171,028
25	3606,484	391,194	60680,017	-3606,484	-391,194	65114,871
26	3244,274	373,275	56543,306	-3244,274	-373,275	62823,261
27	2899,644	350,301	51803,498	-2899,644	-350,301	59647,411
28	2573,919	327,293	47413,316	-2573,919	-327,293	56177,524
29	2267,559	303,815	43134,669	-2267,559	-303,815	52537,873
30	1980,656	280,279	38990,171	-1980,656	-280,279	48835,783
31	1713,077	256,785	34961,454	-1713,077	-256,785	45120,813
32	1464,569	233,436	31047,580	-1464,569	-233,436	41422,387
33	1234,802	210,302	27248,992	-1234,802	-210,302	37756,375
34	1023,395	187,444	23570,652	-1023,395	-187,444	34131,762
35	829,921	164,912	20022,557	-829,921	-164,912	30546,917
36	653,885	142,857	16632,628	-653,885	-142,857	27013,639
37	494,689	121,045	13429,019	-494,689	-121,045	23426,514
38	351,483	101,419	10627,607	-351,483	-101,419	20146,143
39	223,138	75,809	7936,769	-223,138	-75,809	15005,876
40	106,833	89,742	8464,278	-106,833	-89,742	18545,678
41	12503,561	0,000	0,000	-12503,561	0,000	32755,761
42	11878,205	-247,759	-32755,761	-11878,205	247,759	-15023,181
43	11253,261	-36,652	15023,181	-11253,261	36,652	138,418
44	10627,991	-80,034	-138,418	-10627,991	80,034	1299,298
45	10002,807	-71,052	-1299,298	-10002,807	71,052	3384,751
46	9377,617	-68,475	-3384,751	-9377,617	68,475	4189,797
47	8752,438	-61,954	-4189,797	-8752,438	61,954	4805,263
48	8127,264	-55,629	-4805,263	-8127,264	55,629	5178,414
49	7502,093	-49,077	-5178,414	-7502,093	49,077	5437,634
50	6876,924	-42,724	-5437,634	-6876,924	42,724	5615,639
51	6251,756	-36,662	-5615,639	-6251,756	36,662	5737,720
52	5626,588	-30,981	-5737,720	-5626,588	30,981	5814,766
53	5001,420	-25,732	-5814,766	-5001,420	25,732	5851,901
54	4376,250	-20,959	-5851,901	-4376,250	20,959	5847,110
55	3751,078	-16,686	-5847,110	-3751,078	16,686	5795,057
56	3125,904	-13,032	-5795,057	-3125,904	13,032	5658,025
57	2500,726	-9,843	-5658,025	-2500,726	9,843	5445,717
58	1875,537	-8,527	-5445,717	-1875,537	8,527	4745,425
59	1250,365	-4,301	-4745,425	-1250,365	4,301	4575,245
60	625,073	-16,960	-4575,245	-625,073	16,960	0,000
61	12504,000	0,000	0,000	-12504,000	0,000	32960,488

62	11878,800	-244,662	-32960,488	-11878,800	244,662	-13776,619
63	11253,600	-43,359	13776,619	-11253,600	43,359	-683,261
64	10628,400	-76,368	683,261	-10628,400	76,368	1585,924
65	10003,200	-72,278	-1585,924	-10003,200	72,278	3303,588
66	9378,000	-68,124	-3303,588	-9378,000	68,124	4214,184
67	8752,800	-62,056	-4214,184	-8752,800	62,056	4799,164
68	8127,600	-55,602	-4799,164	-8127,600	55,602	5180,375
69	7502,400	-49,084	-5180,375	-7502,400	49,084	5437,328
70	6877,200	-42,722	-5437,328	-6877,200	42,722	5615,835
71	6252,000	-36,662	-5615,835	-6252,000	36,662	5737,737
72	5626,800	-30,981	-5737,737	-5626,800	30,981	5814,849
73	5001,600	-25,733	-5814,849	-5001,600	25,733	5851,808
74	4376,400	-20,956	-5851,808	-4376,400	20,956	5847,669
75	3751,200	-16,694	-5847,669	-3751,200	16,694	5793,286
76	3126,000	-13,003	-5793,286	-3126,000	13,003	5664,885
77	2500,800	-9,934	-5664,885	-2500,800	9,934	5425,129
78	1875,600	-8,277	-5425,129	-1875,600	8,277	4799,871
79	1250,400	-4,765	-4799,871	-1250,400	4,765	4490,059
80	625,200	-16,678	-4490,059	-625,200	16,678	0,000
81	174,315	-153,694	-84633,397	-174,315	324,094	-106441,967
82	-114,153	-225,719	-113113,416	114,153	396,119	-135672,346
83	16,375	-215,823	-109937,936	-16,375	386,223	-130869,671
84	21,261	-207,023	-105909,617	-21,261	377,423	-127851,045
85	11,187	-191,800	-99930,736	-11,187	362,200	-121658,177
86	10,384	-174,208	-92887,265	-10,384	344,608	-114626,759
87	10,229	-155,301	-85326,713	-10,229	325,701	-107060,727
88	10,408	-135,930	-77577,794	-10,408	306,330	-99312,194
89	10,822	-116,472	-69794,152	-10,822	286,872	-91528,044
90	11,372	-97,147	-62063,144	-11,372	267,547	-83797,236
91	11,987	-78,076	-54434,021	-11,987	248,476	-76168,393
92	12,637	-59,335	-46936,701	-12,637	229,735	-68671,379
93	13,308	-40,976	-39592,072	-13,308	211,376	-61327,027
94	13,998	-23,046	-32419,289	-13,998	193,446	-54154,320
95	14,710	-5,610	-25444,066	-14,710	176,010	-47179,545
96	15,554	11,226	-18710,513	-15,554	159,174	-40442,657
97	16,653	27,205	-12313,882	-16,653	143,195	-34054,121
98	17,871	42,084	-6379,819	-17,871	128,316	-28082,911
99	10,640	54,004	-1468,718	-10,640	116,396	-23470,154
100	56,103	63,693	1435,916	-56,103	106,707	-18545,678
101	492,420	-0,156	0,000	-492,420	0,156	0,000
102	-412,409	0,255	0,000	412,409	-0,255	0,000
103	76,391	-0,070	0,000	-76,391	0,070	0,000
104	-13,072	0,016	0,000	13,072	-0,016	0,000
105	-6,731	0,010	0,000	6,731	-0,010	0,000
106	-12,590	0,022	0,000	12,590	-0,022	0,000
107	-12,779	0,025	0,000	12,779	-0,025	0,000
108	-13,070	0,029	0,000	13,070	-0,029	0,000
109	-12,715	0,031	0,000	12,715	-0,031	0,000
110	-12,122	0,032	0,000	12,122	-0,032	0,000
111	-11,361	0,032	0,000	11,361	-0,032	0,000
112	-10,497	0,032	0,000	10,497	-0,032	0,000
113	-9,550	0,030	0,000	9,550	-0,030	0,000
114	-8,535	0,028	0,000	8,535	-0,028	0,000
115	-7,345	0,025	0,000	7,345	-0,025	0,000
116	-6,258	0,022	0,000	6,258	-0,022	0,000
117	-2,973	0,011	0,000	2,973	-0,011	0,000
118	-7,739	0,029	0,000	7,739	-0,029	0,000
119	24,573	-0,092	0,000	-24,573	0,092	0,000
120	-33,638	0,127	0,000	33,638	-0,127	0,000
121	244,662	625,200	0,000	-244,662	625,200	0,000
122	-201,303	625,200	0,000	201,303	625,200	0,000
123	33,009	625,200	0,000	-33,009	625,200	0,000
124	-4,090	625,200	0,000	4,090	625,200	0,000
125	-4,154	625,200	0,000	4,154	625,200	0,000

126	-6,069	625,200	0,000	6,069	625,200	0,000
127	-6,454	625,200	0,000	6,454	625,200	0,000
128	-6,518	625,200	0,000	6,518	625,200	0,000
129	-6,362	625,200	0,000	6,362	625,200	0,000
130	-6,060	625,200	0,000	6,060	625,200	0,000
131	-5,681	625,200	0,000	5,681	625,200	0,000
132	-5,248	625,200	0,000	5,248	625,200	0,000
133	-4,776	625,200	0,000	4,776	625,200	0,000
134	-4,262	625,200	0,000	4,262	625,200	0,000
135	-3,691	625,200	0,000	3,691	625,200	0,000
136	-3,069	625,200	0,000	3,069	625,200	0,000
137	-1,657	625,200	0,000	1,657	625,200	0,000
138	-3,513	625,200	0,000	3,513	625,200	0,000
139	11,913	625,200	0,000	-11,913	625,200	0,000
140	-16,678	625,200	0,000	16,678	625,200	0,000

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	-410,338	-1681,949	144105,146
2	-345,662	5090,388	135141,315
3	0,000	12503,561	0,000
4	0,000	12504,000	0,000

Exemplo 5 - Análise em teoria de 2ª ordem, edifício de 20 andares, considerando as ligações das barras 81-100 e 121-140 como semi-rígidas

Nome do arquivo : andarfr.out

Rigidez das barras

Barra	Nó I	Nó J	Rigidez do Nó I	Rigidez do Nó J
81	5	6	52284017,429	52284017,429
82	9	10	52284017,429	52284017,429
83	13	14	52284017,429	52284017,429
84	17	18	52284017,429	52284017,429
85	21	22	52284017,429	52284017,429
86	25	26	52284017,429	52284017,429
87	29	30	52284017,429	52284017,429
88	33	34	52284017,429	52284017,429
89	37	38	52284017,429	52284017,429
90	41	42	52284017,429	52284017,429
91	45	46	52284017,429	52284017,429
92	49	50	52284017,429	52284017,429
93	53	54	52284017,429	52284017,429
94	57	58	52284017,429	52284017,429
95	61	62	52284017,429	52284017,429
96	65	66	52284017,429	52284017,429
97	69	70	52284017,429	52284017,429
98	73	74	52284017,429	52284017,429
99	77	78	52284017,429	52284017,429
100	81	82	52284017,429	52284017,429
121	7	8	596652,782	596652,782
122	11	12	596652,782	596652,782
123	15	16	596652,782	596652,782
124	19	20	596652,782	596652,782
125	23	24	596652,782	596652,782
126	27	28	596652,782	596652,782
127	31	32	596652,782	596652,782
128	35	36	596652,782	596652,782
129	39	40	596652,782	596652,782
130	43	44	596652,782	596652,782
131	47	48	596652,782	596652,782
132	51	52	596652,782	596652,782
133	55	56	596652,782	596652,782
134	59	60	596652,782	596652,782
135	63	64	596652,782	596652,782
136	67	68	596652,782	596652,782
137	71	72	596652,782	596652,782
138	75	76	596652,782	596652,782
139	79	80	596652,782	596652,782
140	83	84	596652,782	596652,782

"Análise em teoria de segunda ordem"

"Efeito P-Delta e alteração da rigidez devido à força normal"

*** Iteração número 3 ***

Deslocamentos dos nós

Nó	Deslocamento X	Deslocamento Y	Deslocamento Z
1	0,000000	0,000000	0,000000
2	0,000000	0,000000	0,000000
3	-1,524645	0,000000	-0,008541
4	-1,554846	0,000000	-0,008639

5	0,976780	0,051010	-0,005205
6	0,945109	-0,167216	-0,005091
7	0,936134	-0,421060	-0,007530
8	0,931615	-0,431571	-0,007591
9	3,032619	0,097110	-0,006844
10	3,054446	-0,323717	-0,006810
11	3,062376	-0,821177	-0,007061
12	3,066297	-0,841449	-0,007057
13	5,283984	0,136014	-0,006966
14	5,280284	-0,467205	-0,006759
15	5,278794	-1,200335	-0,007514
16	5,278137	-1,229661	-0,007504
17	7,538695	0,168030	-0,006928
18	7,534171	-0,597997	-0,006832
19	7,534413	-1,558548	-0,007461
20	7,534491	-1,596184	-0,007466
21	9,761704	0,193457	-0,006804
22	9,759140	-0,716389	-0,006684
23	9,759263	-1,895815	-0,007302
24	9,759341	-1,941021	-0,007301
25	11,923054	0,212800	-0,006597
26	11,920630	-0,822888	-0,006478
27	11,920864	-2,212127	-0,007054
28	11,920979	-2,264181	-0,007055
29	14,003089	0,226644	-0,006344
30	14,000681	-0,918077	-0,006225
31	14,000917	-2,507472	-0,006763
32	14,001038	-2,565677	-0,006763
33	15,990618	0,235611	-0,006063
34	15,988163	-1,002579	-0,005944
35	15,988402	-2,781835	-0,006442
36	15,988523	-2,845524	-0,006442
37	17,878616	0,240339	-0,005764
38	17,876070	-1,077031	-0,005644
39	17,876299	-3,035200	-0,006102
40	17,876416	-3,103737	-0,006102
41	19,662442	0,241467	-0,005452
42	19,659779	-1,142073	-0,005332
43	19,659995	-3,267550	-0,005750
44	19,660105	-3,340334	-0,005750
45	21,338976	0,239628	-0,005130
46	21,336186	-1,198337	-0,005011
47	21,336385	-3,478867	-0,005390
48	21,336486	-3,555333	-0,005390
49	22,906164	0,235447	-0,004802
50	22,903241	-1,246447	-0,004683
51	22,903422	-3,669132	-0,005024
52	22,903514	-3,748752	-0,005024
53	24,362785	0,229536	-0,004471
54	24,359725	-1,287018	-0,004352
55	24,359887	-3,838328	-0,004655
56	24,359969	-3,920610	-0,004655
57	25,708355	0,222496	-0,004139
58	25,705157	-1,320649	-0,004019
59	25,705299	-3,986435	-0,004286
60	25,705370	-4,070925	-0,004286
61	26,943154	0,214914	-0,003807
62	26,939816	-1,347927	-0,003688
63	26,939933	-4,113436	-0,003920
64	26,939993	-4,199715	-0,003920
65	28,068416	0,207359	-0,003481
66	28,064911	-1,369422	-0,003362
67	28,065007	-4,219311	-0,003559
68	28,065054	-4,307000	-0,003559

69	29,086822	0,200383	-0,003166
70	29,083083	-1,385686	-0,003047
71	29,083115	-4,304042	-0,003210
72	29,083134	-4,392796	-0,003210
73	30,003290	0,194509	-0,002869
74	29,999388	-1,397242	-0,002747
75	29,999509	-4,367612	-0,002888
76	29,999565	-4,457122	-0,002887
77	30,826511	0,190228	-0,002608
78	30,824529	-1,404580	-0,002519
79	30,824102	-4,410005	-0,002595
80	30,823894	-4,499993	-0,002595
81	31,587049	0,187936	-0,002545
82	31,573591	-1,408101	-0,002205
83	31,573985	-4,431203	-0,002430
84	31,574180	-4,521425	-0,002432

Esforços nas extremidades das barras

Barra	----- Nó I -----			----- Nó J -----		
	Normal	Cortante	Momento	Normal	Cortante	Momento
1	-1496,118	403,473	139779,943	1496,118	-403,473	-20199,418
2	-1352,110	514,488	100972,691	1352,110	-514,488	50593,615
3	-1141,060	374,129	56710,332	1141,060	-374,129	52959,262
4	-939,037	353,718	51417,439	939,037	-353,718	52580,311
5	-745,764	337,173	47838,911	745,764	-337,173	51654,955
6	-567,345	311,422	42922,415	567,345	-311,422	49277,820
7	-406,027	285,009	38453,670	406,027	-285,009	46204,357
8	-263,007	258,520	34210,172	263,007	-258,520	42822,868
9	-138,677	232,255	30114,293	138,677	-232,255	39300,091
10	-33,082	206,420	26142,601	33,082	-206,420	35724,317
11	53,934	181,133	22286,402	-53,934	-181,133	32143,772
12	122,639	156,445	18541,208	-122,639	-156,445	28584,535
13	173,362	132,383	14906,719	-173,362	-132,383	25060,711
14	206,476	108,959	11386,322	-206,476	-108,959	21579,163
15	222,395	86,185	7989,070	-222,395	-86,185	18140,950
16	221,587	64,072	4735,793	-221,587	-64,072	14735,180
17	204,615	42,743	1676,674	-204,615	-42,743	11354,733
18	172,273	22,515	-1095,123	-172,273	-22,515	8007,372
19	125,573	3,049	-3480,010	-125,573	-3,049	4498,177
20	67,205	-25,436	-4765,140	-67,205	25,436	-2814,490
21	4904,449	352,527	132635,851	-4904,449	-352,527	-22242,902
22	4590,174	625,456	124804,251	-4590,174	-625,456	72513,882
23	4208,492	355,392	57225,429	-4208,492	-355,392	58759,222
24	3836,134	408,025	66631,213	-3836,134	-408,025	64421,982
25	3472,447	375,427	57920,981	-3472,447	-375,427	62432,611
26	3123,620	357,578	53873,255	-3123,620	-357,578	60151,269
27	2791,883	335,202	49319,353	-2791,883	-335,202	57047,919
28	2478,440	312,831	45100,864	-2478,440	-312,831	53673,983
29	2183,686	290,087	40997,786	-2183,686	-290,087	50150,568
30	1907,665	267,337	37026,311	-1907,665	-267,337	46577,095
31	1650,221	244,669	33168,028	-1650,221	-244,669	42998,849
32	1411,089	222,173	29420,820	-1411,089	-222,173	39442,053
33	1189,941	199,906	25784,195	-1189,941	-199,906	35920,451
34	986,403	177,921	22261,852	-986,403	-177,921	32441,426
35	800,061	156,258	18862,184	-800,061	-156,258	29002,949
36	630,450	135,048	15609,611	-630,450	-135,048	25613,994
37	477,006	114,088	12530,556	-477,006	-114,088	22181,472
38	338,943	95,021	9817,001	-338,943	-95,021	18999,765
39	215,221	70,973	7244,210	-215,221	-70,973	14225,401
40	103,265	81,747	7492,037	-103,265	-81,747	17109,525
41	12349,704	0,000	0,000	-12349,704	0,000	30390,861
42	11735,407	-209,425	-25994,541	-11735,407	209,425	-11879,674
43	11120,717	-21,036	15993,804	-11120,717	21,036	2344,345
44	10506,378	-60,190	2028,144	-10506,378	60,190	3614,187

45	9892,034	-52,555	721,626	-9892,034	52,555	5520,941
46	9277,435	-50,427	-1283,749	-9277,435	50,427	6210,473
47	8662,472	-44,838	-2123,376	-8662,472	44,838	6691,191
48	8047,073	-39,455	-2779,095	-8047,073	39,455	6936,492
49	7431,199	-33,921	-3216,141	-7431,199	33,921	7069,630
50	6814,820	-28,610	-3551,375	-6814,820	28,610	7124,448
51	6197,920	-23,600	-3815,172	-6197,920	23,600	7125,734
52	5580,486	-18,968	-4029,921	-5580,486	18,968	7084,535
53	4962,510	-14,755	-4204,925	-4962,510	14,755	7006,289
54	4343,989	-10,996	-4344,165	-4343,989	10,996	6889,930
55	3724,923	-7,711	-4445,182	-3724,923	7,711	6731,033
56	3105,314	-4,995	-4502,026	-3105,314	4,995	6497,373
57	2485,173	-2,725	-4480,225	-2485,173	2,725	6192,822
58	1864,508	-2,133	-4380,813	-1864,508	2,133	5449,706
59	1243,387	0,981	-3826,302	-1243,387	-0,981	5145,965
60	621,742	-9,352	-3694,357	-621,742	9,352	1355,069
61	12657,965	0,000	0,000	-12657,965	0,000	31473,555
62	12021,729	-212,318	-27042,732	-12021,729	212,318	-10990,093
63	11386,250	-28,086	15102,357	-11386,250	28,086	1656,441
64	10750,125	-58,953	2710,492	-10750,125	58,953	3859,675
65	10114,082	-55,245	478,724	-10114,082	55,245	5450,112
66	9478,290	-51,573	-1213,575	-9478,290	51,573	6230,278
67	8842,873	-46,173	-2142,945	-8842,873	46,173	6684,631
68	8207,893	-40,496	-2772,590	-8207,893	40,496	6936,933
69	7573,393	-34,820	-3216,571	-7573,393	34,820	7068,209
70	6939,397	-29,347	-3549,971	-6939,397	29,347	7123,573
71	6305,925	-24,202	-3814,311	-6305,925	24,202	7124,830
72	5672,986	-19,450	-4029,034	-5672,986	19,450	7083,812
73	5040,587	-15,134	-4204,220	-5040,587	15,134	7005,545
74	4408,732	-11,284	-4343,440	-4408,732	11,284	6889,840
75	3777,421	-7,932	-4445,118	-3777,421	7,932	6729,136
76	3146,649	-5,125	-4500,137	-3146,649	5,125	6502,750
77	2516,406	-2,906	-4485,687	-2516,406	2,906	6175,788
78	1886,676	-2,003	-4363,661	-1886,676	2,003	5491,844
79	1257,418	0,596	-3868,788	-1257,418	-0,596	5084,124
80	628,588	-9,160	-3632,511	-628,588	9,160	1356,187
81	148,814	-144,008	-80773,273	-148,814	314,408	-102561,349
82	-102,558	-211,050	-107303,947	102,558	381,450	-129739,311
83	17,388	-202,022	-104376,701	-17,388	372,422	-125390,435
84	21,256	-193,274	-100419,222	-21,256	363,674	-122342,962
85	12,049	-178,418	-94577,370	-12,049	348,818	-116305,866
86	11,387	-161,318	-87731,490	-11,387	331,718	-109470,622
87	11,311	-143,021	-80414,529	-11,311	313,421	-102148,783
88	11,535	-124,330	-72937,161	-11,535	294,730	-94671,768
89	11,966	-105,595	-65442,692	-11,966	275,995	-87176,880
90	12,513	-87,017	-58010,719	-12,513	257,417	-79745,123
91	13,113	-68,705	-50684,980	-13,113	239,105	-72419,669
92	13,738	-50,723	-43491,254	-13,738	221,123	-65226,248
93	14,376	-33,114	-36447,034	-14,376	203,514	-58182,303
94	15,026	-15,919	-29568,233	-15,026	186,319	-51303,610
95	15,687	0,808	-22876,744	-15,687	169,592	-44612,561
96	16,471	16,972	-16411,853	-16,471	153,428	-38144,549
97	17,571	32,343	-10259,611	-17,571	138,057	-31998,473
98	18,335	46,699	-4527,362	-18,335	123,701	-26243,975
99	9,315	58,368	266,963	-9,315	112,032	-21717,437
100	63,236	67,205	2814,490	-63,236	103,195	-17109,525
101	421,743	-0,134	0,000	-421,743	0,134	0,000
102	-372,622	0,232	0,000	372,622	-0,232	0,000
103	70,021	-0,064	0,000	-70,021	0,064	0,000
104	-11,343	0,014	0,000	11,343	-0,014	0,000
105	-5,800	0,009	0,000	5,800	-0,009	0,000
106	-10,989	0,019	0,000	10,989	-0,019	0,000
107	-11,060	0,022	0,000	11,060	-0,022	0,000
108	-11,210	0,025	0,000	11,210	-0,025	0,000

109	-10,785	0,026	0,000	10,785	-0,026	0,000
110	-10,155	0,027	0,000	10,155	-0,027	0,000
111	-9,384	0,027	0,000	9,384	-0,027	0,000
112	-8,529	0,026	0,000	8,529	-0,026	0,000
113	-7,609	0,024	0,000	7,609	-0,024	0,000
114	-6,637	0,022	0,000	6,637	-0,022	0,000
115	-5,523	0,019	0,000	5,523	-0,019	0,000
116	-4,489	0,016	0,000	4,489	-0,016	0,000
117	-1,496	0,005	0,000	1,496	-0,005	0,000
118	-5,713	0,021	0,000	5,713	-0,021	0,000
119	20,089	-0,075	0,000	-20,089	0,075	0,000
120	-18,512	0,070	0,000	18,512	-0,070	0,000
121	212,318	614,163	-4396,320	-212,318	636,237	-4430,822
122	-184,232	614,922	-4114,130	184,232	635,478	-4112,264
123	30,867	614,275	-4372,489	-30,867	636,125	-4366,933
124	-3,708	614,357	-4335,812	3,708	636,043	-4338,398
125	-3,672	614,608	-4237,192	3,672	635,792	-4236,536
126	-5,400	614,982	-4087,097	5,400	635,418	-4087,333
127	-5,678	615,420	-3912,095	5,678	634,980	-3912,041
128	-5,675	615,900	-3720,352	5,675	634,500	-3720,362
129	-5,473	616,405	-3518,254	5,473	633,995	-3518,238
130	-5,145	616,927	-3309,276	5,145	633,473	-3309,262
131	-4,752	617,461	-3095,813	4,752	632,939	-3095,796
132	-4,316	618,001	-2879,611	4,316	632,399	-2879,592
133	-3,850	618,545	-2662,124	3,850	631,855	-2662,105
134	-3,351	619,089	-2444,748	3,351	631,311	-2444,722
135	-2,807	619,628	-2229,007	2,807	630,772	-2229,000
136	-2,219	620,157	-2017,148	2,219	630,243	-2017,063
137	-0,903	620,670	-1812,008	0,903	629,730	-1812,126
138	-2,599	621,142	-1623,404	2,599	629,258	-1623,056
139	9,756	621,570	-1451,608	-9,756	628,830	-1451,613
140	-9,160	621,812	-1355,069	9,160	628,588	-1356,187

Reações de apoio

Nó	Horizontal	Vertical	Momento
1	-403,473	-1496,118	139779,943
2	-352,527	4904,449	132635,851
3	0,000	12349,704	0,000
4	0,000	12657,965	0,000

A.2 - Lista de Tabelas

Tabela 2.1	- Parâmetros de ajuste e de padronização para o modelo de potência de Ang e Morris.....	12
Tabela 2.2	- Valores de M_{tab} em kN.cm.....	17
Tabela 2.3	- Valores do parâmetro de transformação β	23
Tabela 2.4	- Valores para l_{ef1}	28
Tabela 2.5	- Valores para l_{ef2}	28
Tabela 3.1	- Parâmetros de cálculo dos elementos da matriz 3.30.....	48
Tabela 3.2	- Parâmetros de cálculo dos elementos da matriz 3.31.....	49
Tabela 3.3	- Elementos da matriz 3.30.....	50
Tabela 3.4	- Elementos da matriz 3.31.....	50
Tabela 5.1	- Comparação entre os valores da carga crítica.....	87
Tabela 5.2	- Comparação dos coeficientes de flambagem na direção longitudinal da estrutura.....	91
Tabela 5.3	- Comparação dos coeficientes de flambagem na direção transversal da estrutura.....	91
Tabela 5.4	- Comparação entre momentos fletores e deslocamentos das barras 11 e 12.....	95
Tabela 5.5	- Comparação entre os coeficientes de flambagem dos pilares.....	97
Tabela 5.6	- Momentos fletores e deslocamento vertical das vigas em teoria de 2 ^a ordem.....	102
Tabela 5.7	- Momentos fletores nas extremidades dos pilares em teoria de 2 ^a ordem.....	103
Tabela 5.8	- Deslocamento horizontal máximo, nó 4.....	103
Tabela 5.9	- Coeficientes de flambagem dos pilares.....	106
Tabela 5.10	- Deslocamentos horizontais em cada andar das análises em teorias de 1 ^a e 2 ^a ordem.....	110

Tabela 5.11 - Deslocamentos horizontais em cada andar das análises feitas modificando as ligações..... 111

A.3 - Lista de Figuras

Figura 1.1	- Classificação das ligações.....	3
Figura 2.1	- Ligação com cantoneira simples	8
Figura 2.2	- Ligação com cantoneira dupla.....	8
Figura 2.3	- Ligação com chapa de topo.....	9
Figura 2.4	- Ligação com chapa simples.....	10
Figura 2.5	- Ligação soldada.....	11
Figura 2.6	- Ligação com chapa de extremidade.....	11
Figura 2.7	- Dimensões dos componentes das ligações.....	13
Figura 2.8	- Representação das curvas $M-\theta$ de Ang e Morris.....	15
Figura 2.9	- Dimensões dos componentes da ligação com chapa simples.....	17
Figura 2.10	- Curva $M-\theta$ para ligações com chapa simples.....	18
Figura 2.11	- Transmissão de esforços.....	19
Figura 2.12	- Distorção por força cortante no pilar.....	21
Figura 2.13	- Grandezas geométricas para determinação dos coeficientes de rigidez, ligação soldada.....	25
Figura 2.14	- Enrijecedor horizontal obrigatório nas extremidades dos pilares.....	26
Figura 2.15	- Valores do coeficiente α	29
Figura 2.16	- Grandezas geométricas para determinação dos coeficientes de rigidez, ligação parafusada.....	30
Figura 2.17	- Comportamento das ligações classificadas como rígidas.....	31
Figura 2.18	- Rigidez inicial, tangente e secante em uma ligação.....	32
Figura 3.1	- Deformações de uma barra flexo-comprimida.....	38
Figura 3.2	- Relação entre θ_A e M_A	41
Figura 3.3	- Valores de C e S	42
Figura 3.4	- Efeito $P-\Delta$	44

Figura 3.5	- Deslocamentos unitários nas extremidades da barra para a formação da matriz de rigidez.....	45
Figura 3.6	- Forças cortantes fictícias para simular o efeito P- Δ ..	52
Figura 3.7	- Carga nodais fictícias em um edifício de múltiplos andares.....	53
Figura 3.8	- Curvas momento-rotação.....	55
Figura 3.9	- Comportamento da ligação em carregamento e descarregamento.....	62
Figura 4.1	- Sistemas de eixos para referências globais e locais...	65
Figura 4.2	- Estrutura para exemplificar a entrada de dados do programa.....	66
Figura 5.1	- Geometria e carregamento do pórtico.....	86
Figura 5.2	- Vista longitudinal da estrutura.....	89
Figura 5.3	- Vista transversal da estrutura.....	90
Figura 5.4	- Estrutura contraventada com ligações flexíveis.....	93
Figura 5.5	- Análise de flambagem elástica da estrutura contraventada.....	96
Figura 5.6	- Estrutura com ligações rígidas.....	99
Figura 5.7	- Parâmetros para cálculo de rigidez; ligação com chapa de extremidade.....	101
Figura 5.8	- Parâmetros para cálculo de rigidez; ligação soldada.....	101
Figura 5.9	- Análise de flambagem elástica do pórtico deslocável.....	105
Figura 5.10	- Esquema estrutural de um edifício de 20 andares, cargas atuantes e dimensões básicas.....	108
Figura 5.11	- Comparação entre o grau de rigidez das ligações.....	113

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Tschemmerneegg, F. and Humer, C. - **“The Design of Structural Steel Frames under Consideration of Nonlinear Behavior of Joints”** - Journal of Constructional Steel Research, Volume 11, pp. 73-103, 1988.
- [2] Veríssimo, G. - **“Programa para Análise Estrutural de Pórticos Planos”** - Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, Belo Horizonte, 1996.
- [3] Monteiro, R. C. - **“Análise de Estruturas de Aço com Ligações Semi-Rígidas”** - Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia - Universidade Federal de Minas Gerais, 1997.
- [4] Chen, W. F. and Lui, E. M. - **“Stability Design of Steel Frames”** - CRC Press, Boca Raton, Florida, 1991.
- [5] Ang, K. M. and Morris, G. A. - **“Analysis of Three-Dimensional Frames With Flexible Beam-Column Connections”** - Canadian Journal of Civil Engineers, Volume 11, pp. 245-254, 1984.
- [6] Richard, R. M., Gillett, P. E., Kriegh, J. D. and Lewis, B. A. . - **“The Analysis and Design of Single Plate Framing Connections”** - AISC, Engineering Journal, 2nd Quarter, pp. 38-52, 1980.
- [7] Queiroz, G., Pimenta, R. J., Fakury, R. H. - **“Estudo do Comportamento de Ligações Flexíveis em Estruturas de Aço”** - Relatório de Pesquisa RPEES 001/93, Escola de Engenharia - Universidade Federal de Minas Gerais, 1993.

- [8] ENV 1993-1-1: Eurocode 3 - **“Part 1-1, Design of Steel Structures - General Rules and Rules for Buildings”** - Revised Annex J : Joints in Building Frames, CEN, Brussels, 1994.
- [9] King, W. S. and Chen, W. F. - **“LRFD Analysis for Semi-Rigid Frame Design”** - AISC, Engineering Journal, 4th Quarter, pp. 130-140, 1993.
- [10] Frye, M. J. and Morris, G. A . - **“Analysis of Flexibly Connected Steel Frames”** - Canadian Journal of Civil Engineer, Volume 2, N^o 3, pp. 280-291, 1975.
- [11] Leon, R. T., Hoffman, J. J., Staeger, T. - **“Partially Restrained Composite Connections”** - AISC, Steel Design Guide Series, N^o 8, Chicago, 1996.
- [12] Ackroyd, M. H. - **“Simplified Frame Design of Type PR Construction”** - AISC, Engineering Journal, 4th Quarter, pp. 141-146, 1987.
- [13] Galambos, T. V. - **“Structural Members and Frames”** - Englewoods Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1968.
- [14] Lavall, A. C. C. - **“Análise Elástica em Segunda-Ordem de Pórticos Planos Metálicos”** - Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de São Carlos, 1988.
- [15] Associação Brasileira de Normas Técnicas - **“Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios”** - ABNT, NBR-8800, 1986.
- [16] Coric, B. and Markovic Z. - **“Stability Analysis of Steel Plane Frame Structures With Semi-Rigid Connections”** - 5th

International Colloquium on Structural Stability, Structural Stability Research Council, Rio de Janeiro, 1996.

- [17] Dhillon, B. S. and Majid, S. A. - **“Interactive Analysis and Design of Flexibly Connected Frames”** - Computers & Structures, Volume 36, N^o 2, pp. 189-202, 1990.

- [18] Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 - User's Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

- [19] Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 - Object Pascal Language Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

- [20] Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 - Reference Library Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

- [21] Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 – Database Applications Developer’s Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

- [22] Algor Interactive Systems Incorporation - **“Program SUPERSAP”** - United States, 1987.

- [23] Queiroz, G. - **“Análise Experimental de Ligações Soldadas”** - Tese de Doutorado, Escola de Engenharia - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1995.

BILIOGRAFIA

Ackroyd, M. H. - **“Simplified Frame Design of Type PR Construction”**
- AISC, Engineering Journal, 4th Quarter, pp. 141-146, 1987.

Algor Interactive Systems Incorporation - **“Program SUPERSAP”** -
United States, 1987.

Ang, K. M. and Morris, G. A. - **“Analysis of Three-Dimensional
Frames With Flexible Beam-Column Connections”** - Canadian Journal
of Civil Engineers, Volume 11, pp. 245-254, 1984.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - **“Projeto e Execução de
Estruturas de Aço de Edifícios”** - ABNT, NBR-8800, 1986.

Azizinamini, A., Brandburn, J. H., and Radziminski, J. B. - **“Initial
Stiffness of Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections”** - Journal
of Constructional Steel Research, Volume 8, pp. 71-90, 1987.

Bahaari, M. R. and Sherbourne, A. N. - **“Computer Modelling of na
Extended End-Plate Bolted Connection”** - Computers & Structures,
Volume 52, N^o 5, pp. 879-893, 1994.

Barakat, M. and Chen, W. F. - **“Design Analysis of Semi-Rigid Frames:
Evaluation and Implementation”** - AISC, Engineering Journal, 2nd
Quarter, pp. 55-64, 1991.

Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 – Database
Applications Developer’s Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 - Object Pascal
Language Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 - Reference Library Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 - User's Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

Chen, W. F. and Lui, E. M. - **“Stability Design Criteria for Steel Members and Frames in the United States”** - Journal of Constructional Steel Research, Volume 5, Great Britain, pp. 31-74, 1985.

Chen, W. F. and Lui, E. M. - **“Stability Design of Steel Frames”** - CRC Press, Boca Raton, Florida, 1991.

Coric, B. and Markovic Z. - **“Stability Analysis of Steel Plane Frame Structures With Semi-Rigid Connections”** - 5th International Colloquium on Structural Stability, Structural Stability Research Council, Rio de Janeiro, 1996.

Davison, J. B., Kirby, P. A. and Nethercot D. A. - **“Rotational Stiffness Characteristics of Steel Beam-to-Column Connections”** - Journal of Constructional Steel Research, Volume 8, pp. 17-54, 1987.

Dhillon, B. S. and Majid, S. A. - **“Interactive Analysis and Design of Flexibly Connected Frames”** - Computers & Structures, Volume 36, N^o 2, pp. 189-202, 1990.

ENV 1993-1-1: Eurocode 3 - **“Part 1-1, Design of Steel Structures - General Rules and Rules for Buildings”** - Revised Annex J : Joints in Building Frames, CEN, Brussels, 1994.

Frye, M. J. and Morris, G. A . - **“Analysis of Flexibly Connected Steel Frames”** - Canadian Journal of Civil Engineer, Volume 2, N^o 3, pp. 280-291, 1975.

Galambos, T. V. - **“Structural Members and Frames”** - Englewoods Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1968.

Goto, Y. and Chen, W. F. - **“Second-Order Elastic Analysis for Frame Design”** - ASCE, Journal of Structural Engineering, Volume 113, N^o 7, pp. 1501-1519, 1987.

Jenkins, W. M., Tong, C. S. and Prescott, A. T. - **“Moment-Transmitting End-Plate Connections in Steel Construction, and a Proposed Basis for a Flush End-Plate Design”** - The Structural Engineer, Volume 64A, N^o 5, pp. 121-132, 1986.

King, W. S. and Chen, W. F. - **“LRFD Analysis for Semi-Rigid Frame Design”** - AISC, Engineering Journal, 4th Quarter, pp. 130-140, 1993.

Lavall, A. C. C. - **“Análise Elástica em Segunda-Ordem de Pórticos Planos Metálicos”** - Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de São Carlos, 1988.

Leon, R. T., Hoffman, J. J., Staeger, T. - **“Partially Restrained Composite Connections”** - AISC, Steel Design Guide Series, N^o 8, Chicago, 1996.

Monteiro, R. C. - **“Análise de Estruturas de Aço com Ligações Semi-Rígidas”** - Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia - Universidade Federal de Minas Gerais, 1997.

Queiroz, G. - **“Análise Experimental de Ligações Soldadas”** - Tese de Doutorado, Escola de Engenharia - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1995.

Queiroz, G., Pimenta, R. J., Fakury, R. H. - **“Estudo do Comportamento de Ligações Flexíveis em Estruturas de Aço”** - Relatório de Pesquisa RPEES 001/93, Escola de Engenharia - Universidade Federal de Minas Gerais, 1993.

Richard, R.M., Gillett, P.E., Kriegh, J.D. and Lewis, B.A . - **“The Analysis and Design of Single Plate Framing Connections”** - AISC, Engineering Journal, 2nd Quarter, pp. 38-52, 1980.

Romstad, K. M. and Subramaniam, C. V. - **“Analysis of Frames with Partial Connection Rigidity”** - ASCE, Journal of the Structural Division, Volume 96, N^o 11, pp. 2283-2300, 1970.

Tschemmernegg, F. and Humer, C. - **“The Design of Structural Steel Frames under Consideration of Nonlinear Behavior of Joints”** - Journal of Constructional Steel Research, Volume 11, pp. 73-103, 1988.

Veríssimo, G. - **“Programa para Análise Estrutural de Pórticos Planos”** - Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, Belo Horizonte, 1996.

Xu, L. and Grierson, D. E. - **“Computer-Automated Design of Semi-Rigid Steel Frameworks”** - ASCE, Journal Structural Engineering, Volume 119, N^o 6, pp. 1740-1760, 1993.

Yee, Y. L. and Melchers, R. E. - **“Moment-Rotation Curves for Bolted Connections”** - ASCE, Journal Structural Engineering, Volume 112, N^o 3, pp. 615-634, 1986.

Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 - User's Guide”** -
Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 - Object Pascal
Language Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 - Reference Library
Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.

Borland Internacional, Inc. - **“Borland Delphi 2.0 – Database
Applications Developer’s Guide”** - Scotts Valley, CA, U.S.A., 1996.