

ANÁLISE DE PAREDES RESISTENTES ATRAVÉS DE
ANALOGIA DE PÓRTICOS

DANTE ALVES MEDEIROS FILHO


Dissertação apresentada ao corpo docente do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

Porto Alegre

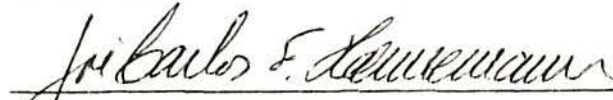
1985

ESCOLA DE ENGENHARIA
BIBLIOTECA

Esta dissertação foi julgada adequada para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final pelo orientador e pelo curso de Pós-Graduação.



Prof. Armando Miguel Awruch
Orientador



Prof. José Carlos Ferraz Hennemann
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:

- Prof. Armando Miguel Awruch (Orientador),
Ph.D. pela COPPE/UFRJ
- Prof. Nelton Fernandes Bonilha,
M.Sc. pelo CPGEC/UFRGS
- Prof.^a Maria Inês Gobbo dos Santos
M.Sc. pelo CPGEC/UFRGS
- Prof. Silvio Paulo Klein
Eng^o pelo CPGEC/UFRGS

Aos meus pais

AGRADECIMENTOS

Ao professor Armando Miguel Awruch pela orientação recebida.

Ao professor José Carlos Ferraz Hennemann, coordenador do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, pelo incentivo dado ao longo desse empreendimento.

Ao professor Nelton Bonilha pela colaboração e atenção dispensada neste trabalho.

A CNEN pela concessão da bolsa de estudos.

Ao amigo Celso Hiromitsu Tanabe pela ajuda na confecção das figuras e a todos colegas, amigos e funcionários que de forma direta ou indireta participaram da realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XII
LISTA DE TABELAS	XIV
RESUMO	XV
ABSTRACT	XVI
1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO DA LITERATURA	3
2.1. Abordagem do problema	3
2.2. Métodos de análise	6
2.3. A Analogia de Pórtico	9
2.4. Elementos painéis	13
3. IDEALIZAÇÃO ESTRUTURAL	17
3.1. Proposições	17
3.2. Paredes Resistentes	21
3.3. Deformações por corte	22
3.4. Efeito da conexão entre grandes painéis	23
3.5. Fundações	24
3.6. Comportamento tridimensional do sistema estrutural	24
3.7. Deformações e deslocamentos	33
3.8. Rigidez de um elemento de "PAREDE RESISTENTE"	36
3.9. Corpos rígidos com estruturas reticulares	43
3.10. Matriz de rigidez dos elementos propostos	47
3.10.1. Elemento para paredes com aberturas	47
3.10.2. Elemento para paredes sem aberturas	50
3.10.3. Elemento convencional de barra de pórtico	53
3.10.4. Elementos compostos	54
3.10.4.1. Elemento tipo 5	54
3.10.4.1.1. Rigidez a flexão ...	56
3.10.4.1.2. Rigidez ao corte ...	57
3.10.4.1.3. Rigidez axial	58

3.10.4.1.4.	Solução das equações para o elemento 5 ..	59
3.10.4.1.5.	Conversão dos resultados para tensões nas paredes	59
3.10.4.2.	Elemento 6 e 7	60
3.10.4.2.1.	Rigidez a flexão ...	62
3.10.4.2.2.	Rigidez ao corte ...	62
3.10.4.2.3.	Rigidez axial	63
3.10.4.2.4.	Solução das equações para o elemento 7 ..	63
3.10.4.2.5.	Conversão dos resultados para tensões nas paredes	64
4.	APLICAÇÕES	65
4.1.	Introdução	65
4.2.	Paredes sem aberturas	65
4.2.1.	Representação de paredes sem aberturas através de elementos do tipo "1" (figura 64)	66
4.2.2.	Representação de paredes sem aberturas através de elementos do tipo "3" (figura 65)	66
4.2.3.	Representação de paredes sem aberturas através de elementos do tipo "5" (figura 66)	66
4.2.4.	Representação de paredes sem aberturas através de elementos do tipo "6" (figura 67)	66
4.2.5.	Representação de paredes sem aberturas através de elementos do tipo "7" (figura 68)	68
4.3.	Paredes com linhas de aberturas	68
4.3.1.	Representação de paredes com aberturas através de elementos do tipo "1" (figura 70)	68
4.3.2.	Representação de paredes com aberturas através de elementos do tipo "2" (figura	

71)	69
4.3.3. Representação de paredes com aberturas através de elementos do tipo "5" (figura 72)	69
4.3.4. Representação de paredes com aberturas através de elementos do tipo "7" (figura 73)	69
4.4. Paredes com larguras desiguais	70
4.4.1. Representação de paredes com larguras desiguais através de elementos do tipo "1" (figura 75)	71
4.4.2. Representação de paredes desiguais através de elementos do tipo "2" (figura 76) .	71
4.4.3. Representação de paredes com larguras desiguais através de elementos do tipo "5" (figura 77)	71
4.4.4. Representação de paredes com larguras desiguais através de elementos do tipo "7" (figura 78)	72
4.5. Paredes com seção transversal variável	72
4.5.1. Representação de paredes com seção transversal variável através de elemento do tipo "1" (figura 80)	72
4.5.2. Representação de paredes com seção transversal variável através de elemento do tipo "2" (figura 81)	73
4.6. Paredes com vigas de transição	73
4.6.1. Representação de paredes com vigas de transição através de elementos propostos do tipo "1" (figura 83)	74
4.6.2. Representação de paredes com vigas de transição através de elemento do tipo "2" (figura 84)	74
4.7. Paredes interligadas a pórtico	75
4.7.1. Representação de paredes ligadas a pórticos com elementos do tipo "1" (figura 86).	75
4.7.2. Representação de paredes ligadas a pórticos com elementos do tipo "2" (figura 87).	75

4.7.3. Representação de paredes ligadas a pórti cos com elementos do tipo "3" (figura 88)..	76
5. RESULTADOS	77
6. CONCLUSÃO	91
ANEXO I	94
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	124

LISTA DE FIGURAS

Figuras	Pag.
01 Planta de um edifício com "Paredes Resistentes".....	3
02 Planta de um edf. com "Part. Resist".simétricas.....	4
03 Edifício com "Paredes Resistentes".....	5
04 Fatores que afetam a rigidez das "Paredes Resis- tentes".....	7
05 Modelos de "Paredes Resistentes".....	8
06 Métodos de análise.....	9
07 Pórticos equivalentes.	11
08 "Parede Resistente" com carregamento lateral.....	12
09 Pórtico equivalente.....	13
10 Elementos painéis.	14
11 Elemento finito para "Paredes Resistentes".....	15
12 Elemento finito híbrido.	16
13 Elemento tipo "1".....	17
14 Elemento tipo "2".....	18
15 Elemento tipo "3".....	18
16 Elemento tipo "4".....	19
17 Elemento tipo "5".....	19
18 Elemento tipo "6".....	20
19 Elemento tipo "7".....	20
20 Pórtico equivalente para paredes com aberturas.	22
21 Efeitos da deformação por corte.....	23
22 Modelo de edifício com "Paredes Resistentes".....	24
23 Modelo de pórtico equivalente.....	25
24 Paredes paralelas (sem torção).	26
25 Pórtico equivalente para a figura 24.	26
26 Paredes perpendiculares.....	27
27 Pórticos equivalentes para a figura 26.	28
28 Paredes paralelas (com torção).....	29
29 Pórticos equivalentes da figura 28.....	29
30 Paredes paralelas e perpendiculares.....	30
31 Sistema equivalente para figura 30.	31
32 Nucleos de edifício.....	32
33 Sistema equivalente para figura 32.	32
34 Elemento de barra circular.....	34

Figuras	Pag.
35 Deformação axial.....	35
36 Deformação devido ao cortante.....	35
37 Deformação devido a flexão.....	36
38 Deformação devido a torção.....	36
39 Representação de uma "Parede Resistente".....	37
40 Representação de uma "Par. Res" c/ 4 graus de liberdade.....	38
41 Representação de uma "Par. Res" c/ 6 graus de liberdade.....	40
42 Pórtico sobre as linhas B e I da figura 42	41
43 Representação dos deslocamentos.....	42
44 Pórtico espacial.....	44
45 Estruturas ligadas a corpos rígidos - Desloca- mentos.....	44
46 Estruturas ligadas a corpos rígidos - Ações.....	46
47 Elementos de paredes com aberturas.....	47
48 Elemento com extremidades rígidas.....	48
49 Elemento de paredes sem aberturas.....	50
50 Desenvolvimento para elemento de parede sem aberturas.	51
51 Elemento padrão de barra de pórtico.....	53
52 Representação através de pórticos.....	55
53 Representação através de módulos.....	55
54 Módulo simulador de paredes.....	56
55 Segmento de parede sujeito a flexão.....	56
56 Segmento de parede sujeito ao corte.....	58
57 Segmento de parede sujeito a esforço axial.....	58
58 Módulo simétrico.....	61
59 Módulo assimétrico.....	61
60 Módulo assimétrico sujeito a flexão.....	62
61 Módulo assimétrico sujeito ao corte.....	63
62 Módulo assimétrico sujeito a esforço axial.....	63
63 Paredes sem aberturas.....	66
64 Representação através do elemento "1".....	66
65 Representação através do elemento "3".....	67
66 Representação através do elemento "5".....	67

Figuras	Pag.
67 Representação através do elemento "6".....	67
68 Representação através do elemento "7".....	68
69 Paredes com aberturas.....	68
70 Representação através do elemento "1".....	69
71 Representação através do elemento "2".....	69
72 Representação através do elemento "6".....	70
73 Representação através do elemento "7".....	70
74 Paredes com larguras desiguais.....	70
75 Representação através do elemento "1".....	71
76 Representação através do elemento "2".....	71
77 Representação através do elemento "5".....	71
78 Representação através do elemento "7".....	72
79 Paredes com seção transversal variável.....	72
80 Representação através do elemento "1".....	73
81 Representação através do elemento "2".....	73
82 Paredes com vigas de transição.....	74
83 Representação através do elemento "1".....	74
84 Representação através do elemento "2".....	74
85 Paredes ligadas a pórticos.....	75
86 Representação através do elemento "1".....	75
87 Representação através do elemento "2".....	76
88 Representação através do elemento "5".....	76
89 Malha de elementos finitos para o exemplo 1.....	77
90 Malha de elementos finitos para o exemplo 2.....	77
91 Malha de elementos finitos para o exemplo 3.....	78
92 Malha de elementos finitos para o exemplo 4.....	78
93 Malha de elementos finitos para o exemplo 5.....	78

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área de seção transversal.
{Aji}	Ações "i" aplicadas no nó "j".
Ad	Área transversal das diagonais.
{Api}	Ações "i" aplicadas no nó "p".
AC	Área efetiva sujeita ao corte.
b	largura de um módulo.
{D*}	Deslocamentos nodais de um pórtico.
{Dij}	Deslocamentos "i" do nó "j".
{Dpi}	Deslocamentos "i" do ponto "p".
E	Módulo de elasticidade longitudinal.
Ef	Módulo de elasticidade de pórticos.
Ew	Módulo de elasticidade de paredes.
[f]	Matriz de flexibilidade.
{F*}	Forças resultantes no nível dos andares.
{F*}i	Forças resultantes no nível dos andares de um pórtico.
G	Módulo de elasticidade transversal.
[H]	Matriz de transformação.
I	Momento de inércia.
Ic	Momento de inércia de uma coluna.
Iw	Momento de inércia de uma parede.
[KEAB]	Matriz de rigidez de um elemento de paredes com aberturas.
[Kpr]	Matriz de rigidez de um elemento de paredes sem aberturas.
L	Pe direito, comprimento de uma barra.
My	Momento em torno do eixo y.
Mz	Momento em torno do eixo z.
Nx	Força axial em uma barra.
{PAB}	Ações na extremidade de um elemento de paredes com aberturas.
{ppr}	Ações na extremidade de um elemento de paredes sem aberturas.
Rj	Distância Radial.
[K]	Matriz de rigidez.
[K*]	Matriz de rigidez de toda a estrutura.
[K*]i	Matriz de rigidez de um pórtico.

[K]i	Matriz de rigidez de uma barra.
T	Momento torsor.
[T]	Matriz de transformação.
[Ti]	Matriz de transf. p/ um elemento de par. c/ aberturas.
[T2]	Matriz de transf. p/ um elemento de par. s/ aberturas.
t	Espessura de um módulo.
{UAB}	Deformações nas extremidades de um elemento de paredes com aberturas.
{Upr}	Deformações nas extremidades de um elemento de paredes sem aberturas.
Vy	Força cortante na direção y.
Vx	Força cortante na direção x.
XCRj	Componente segundo o eixo x da distância radial Rj.
YCRj	Componente segundo o eixo y da distância radial Rj.

LISTA DE TABELAS

Tabelas	pag.
TABELA 1 - Tabela de deslocamentos nodais	25
TABELA 2 - Tabela de deslocamentos nodais	27
TABELA 3 - Tabela de deslocamentos nodais	28
TABELA 4 - Tabela de deslocamentos nodais	30
TABELA 5 - Tabela de deslocamentos nodais	31
TABELA 6 - Tabela de deslocamentos nodais	33
TABELA 7 - Exemplo 1 deslocamentos	79
TABELA 8 - Exemplo 2 deslocamentos	80
TABELA 9 - Exemplo 2 deslocamentos	81
TABELA 10 - Exemplo 3 deslocamentos	82
TABELA 11 - Exemplo 3 deslocamentos	83
TABELA 12 - Exemplo 4 deslocamentos	84
TABELA 13 - Exemplo 5 deslocamentos	85
TABELA 14 - Exemplo 6 deslocamentos	86
TABELA 15 - Exemplo 1 tensoões	87
TABELA 16 - Exemplo 2 tensoões	88
TABELA 17 - Exemplo 2 tensoões	89
TABELA 18 - Exemplo 3 tensoões	90

RESUMO

Existem vários métodos para determinação de esforços em estruturas como as do tipo "Paredes Resistentes". O método dos elementos finitos é o mais indicado para a determinação de esforços neste tipo de estrutura, porém, para empregá-lo é necessário um equipamento (computador), que tenha boa velocidade e suficiente quantidade de memória para armazenar as variáveis envolvidas no método. Assim sendo, seu emprego fica restrito a computadores que possuam estes requisitos.

Apresenta-se neste trabalho um programa para computadores, que engloba vários elementos para solução de estruturas e sistemas estruturais como os de "Paredes Resistentes". Os elementos incorporados no programa são formados por barras, sendo sua formulação bem mais simples que a do método dos elementos finitos. Devido a esta simplicidade em sua formulação, o programa é facilmente implantado em microcomputadores, fornecendo assim uma poderosa ferramenta ao escritório de cálculo do engenheiro.

Vários exemplos foram resolvidos e os resultados foram comparados com elementos finitos.

ABSTRACT

There are many methods for the determination of the actions on structures such as the "shear wall" type. The finite element method is the most indicated for the determination of the actions on this type of structure, but, it requires a very large and fast computer.

This work presents a computer program formed by several elements to find the solution of structures and structural systems like the "shear wall" type. The elements incorporated in the program are formed by bars and have the advantage of having a simpler formulation than the finite element method. The program aims for simplicity, allowing the use of microcomputers and provides a powerful and practical way for solving "shear wall" problems.

Several examples are solved and the accuracy of the method is proved by comparison of the results obtained with the element method.

1. INTRODUÇÃO

A função básica da engenharia é construir com segurança e economia. Com o passar do tempo os anseios e aspirações das populações requerem diferentes tipos de construções, com uso e formas cada vez mais diversificadas. Frente a essas necessidades, e o alto custo do material e mão de obra nas construções, é fundamental a existência de critérios, adequados na sua utilização. Para atender tais critérios o engenheiro necessita da maior quantidade possível de dados a respeito da estrutura e assim a fase de determinação de esforços de uma estrutura se torna de uma importância substancial. Para determinação desses esforços seria necessário representar o problema real através de modelos matemáticos. Todavia, nem sempre esta representação é possível devido ao grande número de fatores intervenientes e assim se faz necessário algumas hipóteses simplificadoras; obviamente a solução encontrada através destas simplificações nem sempre condiz com a realidade. Desta forma o dimensionamento dessas estruturas é realizado com o auxílio de coeficientes de segurança, majorando o custo da construção.

Como na atualidade a economia se torna prioritária sem que as condições de segurança e conforto sejam negligenciadas, a busca de novos sistemas estruturais com modelos matemáticos próximos a realidade são a cada dia mais requisitados.

O uso de "Paredes Resistentes" na construção de torres tem promovido pesquisas a respeito do comportamento básico dessas estruturas [23].

Com base nessas pesquisas vários métodos de análise deste tipo de estrutura tem sido desenvolvidos [23].

Em construções altas é importante assegurar uma adequada rigidez a estrutura para que esta possa resistir a forças devidas a ventos ou efeitos de abalos sísmicos. Essas for-

ças podem desenvolver altas tensões e produzir movimentos oscilatórios ou vibrações, causando conseqüentemente desconforto aos ocupantes. Paredes de concreto, as quais tenham elevada rigidez no seu plano, postas em lugares convenientes são frequentemente utilizadas com economia para prover a resistência necessária a tais forças. Este tipo de parede estrutural é chamada de "Parede Resistente", [9]. Colunas também resistem a forças horizontais; sua contribuição depende da sua rigidez relativa as "Paredes Resistentes", sendo que o objetivo da análise com carregamentos laterais é o de determinar em que proporção os carregamentos externos se distribuem entre "Paredes Resistentes" e colunas.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. Abordagem do Problema

As forças horizontais geralmente agem no nível dos andares. A rigidez do andar na direção horizontal é muito grande comparada com a rigidez das "Paredes Resistentes" ou colunas. Por esta razão é comum assumir que cada andar desloca-se no plano horizontal como um corpo rígido. Este movimento de corpo rígido pode ser definido por translações entre eixos perpendiculares e rotações sobre um eixo vertical de um ponto arbitrário do andar (figura 1).

A suposição do comportamento de corpo rígido no plano é importante, pois reduz consideravelmente os graus de inde-

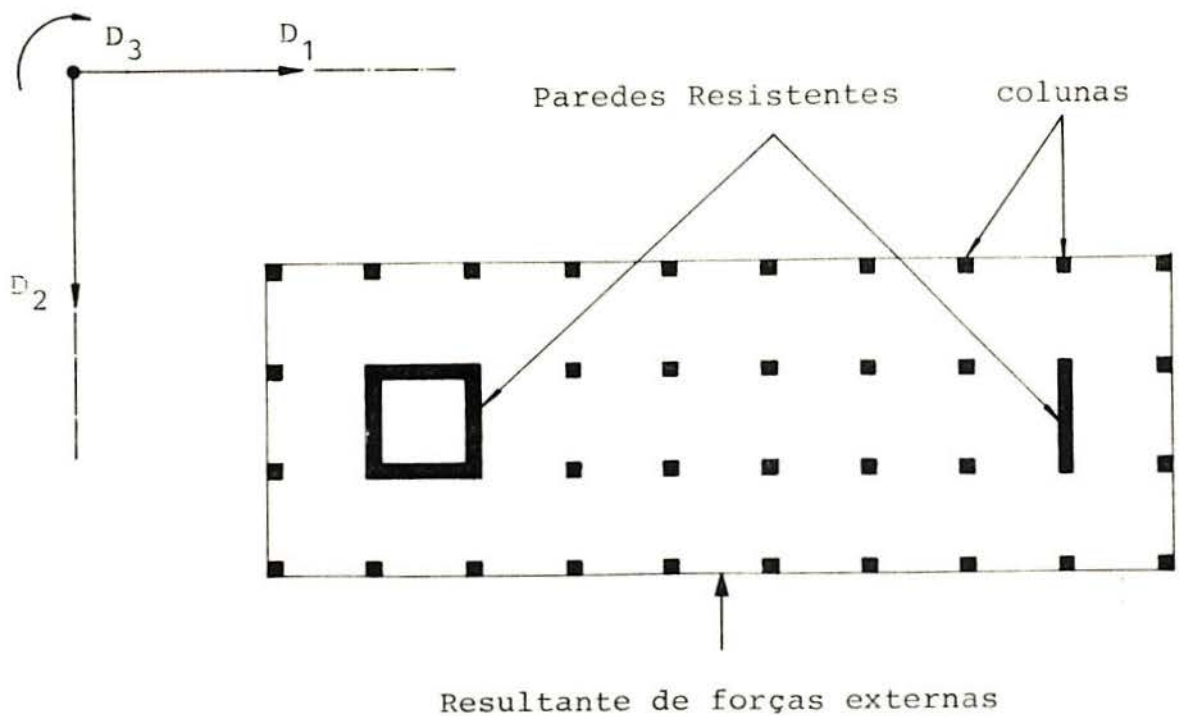


FIGURA 1 - Planta de um edifício com "Paredes Resistentes"

terminação cinemática da estrutura. Todavia, para análise do caso geral de estruturas tridimensionais representa um problema complexo, e deverão ser feitas mais suposições para produzir uma análise com razoável custo e moderado tempo. Essas suposições diferem com a escolha do método de análise ou do tipo da estrutura, mas a suposição de que os andares são rígidos em seu plano e geralmente aceita [20].

Uma maior simplificação do problema é feita se a análise for limitada a estruturas planas, compostas de "Paredes Resistentes" e pórticos sujeitos a forças horizontais no plano. Isto é possível quando a construção é esquematizada em um modelo retangular de grelha simétrica, a estrutura também pode ser considerada como dois conjuntos de pórticos paralelos agindo em direções perpendiculares (figura 2). Frequentemente em estruturas de forma irregular uma idealização de estrutura plana é utilizada para obter uma solução aproximada. A maior parte dos trabalhos publicados sobre a análise de estruturas com "Paredes Resistentes" parte para problemas do tipo bidimensional.

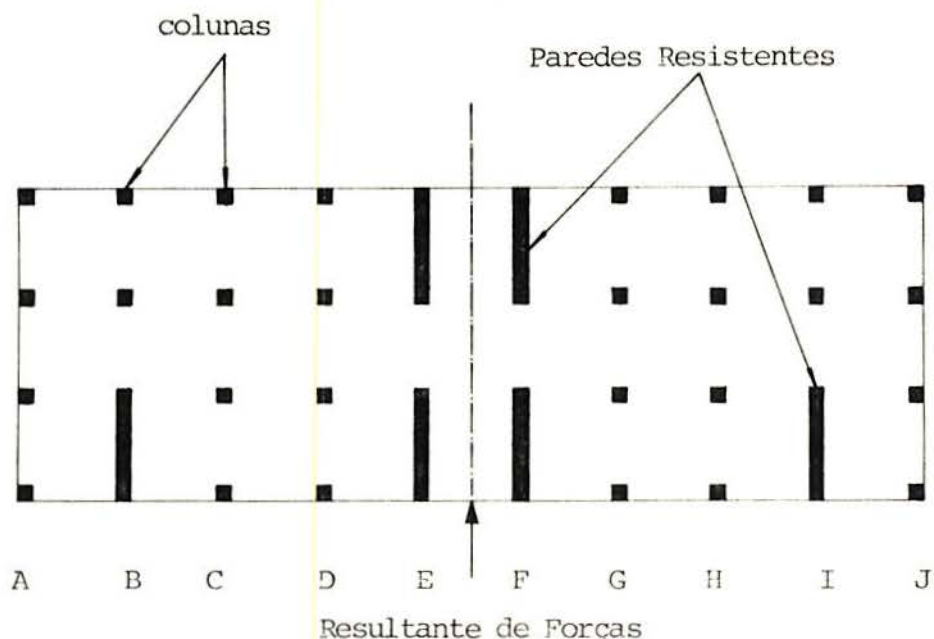


FIGURA 2 - Planta de um edf. com "Par. Res." simétricas

Nos últimos anos com o uso dos computadores na engenharia estrutural, tornou-se possível diminuir as suposições simplificadoras obtendo-se bons resultados com pequenos custos.

Vários trabalhos tem sido publicados abordando diferentes técnicas de solução para esses tipos de estrutura.

MacLeod [13] examina vários métodos de estimativa da rigidez a carregamentos laterais de edifícios com vários andares levando-se em conta o tamanho e disposição das aberturas.

Os fatores que podem afetar a rigidez são discutidos e, métodos práticos de análise são classificados. A comparação é feita com os resultados de testes sobre modelos de alumínio e o efeito da variação do tamanho das aberturas é pesquisado.

A investigação parte do estudo do comportamento da seção transversal de estruturas como a do tipo indicado na figura 3 submetida a carregamento devido ao vento. As "Paredes Resistentes" geralmente tem mesma altura e largura mas não necessariamente o mesmo modelo de aberturas.

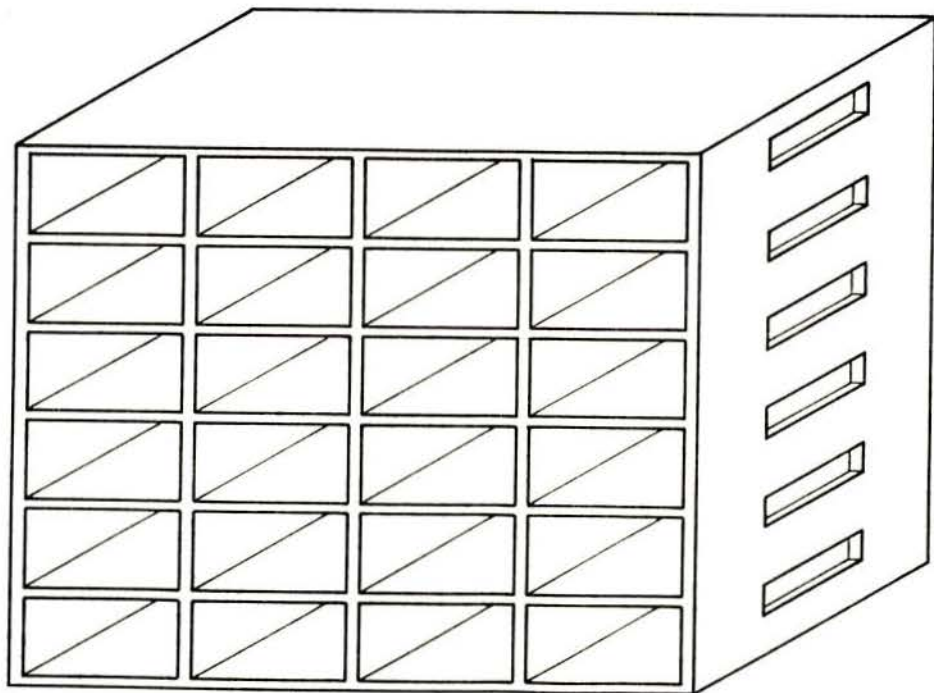


FIGURA 3 - Edifício com "Paredes Resistentes"

2.2. Métodos de análise

Há dois passos para análise de estruturas sujeitas a carregamento lateral devido ao vento.

- I - o carregamento total devido ao vento é distribuído para paredes distintas conforme a sua rigidez.
- II - As tensões nas paredes devido ao carregamento são estimadas.

A rigidez da parede pode ser definida como "o carregamento lateral uniformemente distribuído para produzir uma deflexão unitária no topo da parede" ou "o carregamento lateral puntual aplicado no topo da parede para produzir uma deflexão unitária em sua linha de ação". Para propósitos práticos uma ou outra definição é suficiente para a distribuição do carregamento [13].

A figura 4 é um diagrama de fluxo mostrando os vários fatores que afetam a rigidez lateral. Os quatro níveis representam variáveis envolvidas na construção, todas as dimensões, disposições de aberturas e de linhas de aberturas.

A figura 5 mostra as chapas consideradas nos modelos de alumínio usados no trabalho experimental [13]. Três tipos são considerados:

- Tipo A - Representa paredes com aberturas de portas em todos os andares e tem vigas de ligação esbeltas.
- Tipo B - Representa paredes com aberturas de portas em andares alternativos considerando a rigidez das vigas de ligação.
- Tipo C - Representa paredes com uma abertura de janela em todos os andares.

O diagrama mostrando os possíveis métodos de análise é dado na figura 6. Dois fatores são considerados na escolha

dos métodos a serem comparados:

- I - A comparação entre as diferentes idealizações é feita sem levar em conta o trabalho desenvolvido antes da programação para cada caso.
- II - Os métodos devem ser esquematizados de maneira que sua utilização seja feita sem dificuldade, isto é, com um mínimo de cálculo manuais e de dados de entrada para o computador.

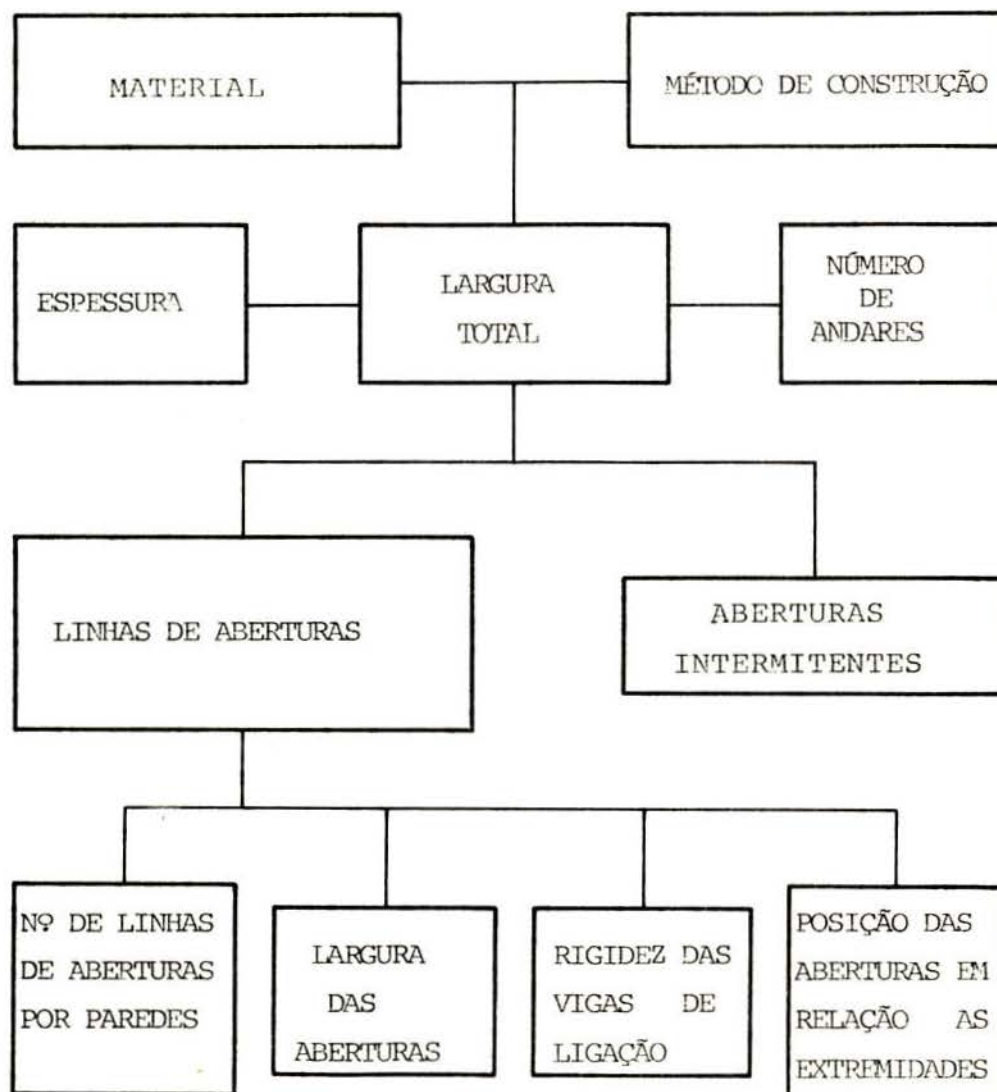


FIGURA 4 - Fatores que afetam a rigidez de "Par. Resistentes"

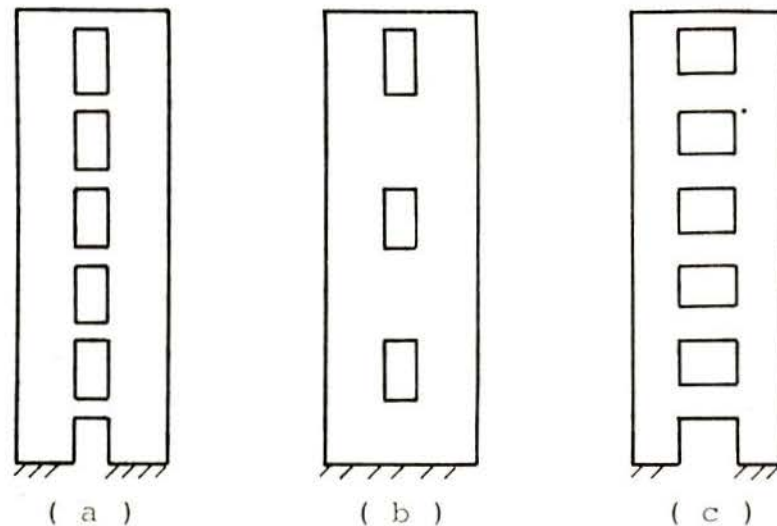


FIGURA 5 - Modelo de "Paredes Resistentes"

Considerando que as soluções através das equações da elasticidade aplicam-se somente a casos simples, resulta conveniente o emprego de métodos computacionais que forneçam soluções aproximadas levando-se em conta principalmente o fator II. Para análise de "Paredes Resistentes", vários métodos tem sido aplicados em edifícios com este tipo de elemento estrutural [5], [13].

Todos os métodos considerados envolvem idealizações da estrutura como uma interconexão contínua de elementos, nos quais suas propriedades são estimadas. Como mostra a figura 6 os métodos se enquadram em duas categorias.

- (1) - Analogia de Pórtico: As paredes são idealizadas em uma série de elementos como os indicados na figura 7.
- (2) - Elementos tipo "Painel": Neste caso a parede é idealizada como um sistema de elementos cujas propriedades seguem um comportamento similar ao da estrutura contínua real. A divisão desses

elementos é arbitrária e a precisão da solução depende do grau de refinamento da malha de elementos.

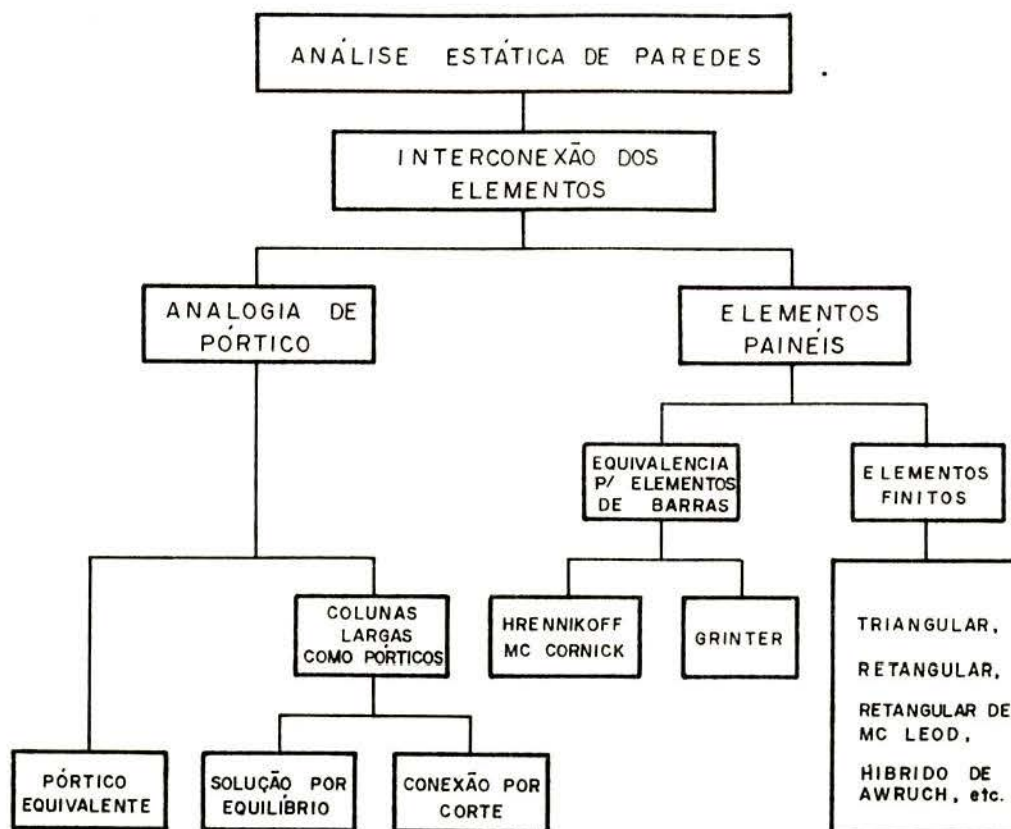


FIGURA 6 - Métodos de Análise

2.3. A Analogia de Pórtico

Todas as publicações a respeito de "Paredes Resistentes" com linhas de aberturas tem sido idealizadas como uma interconexão de colunas (paredes) e vigas. Existe sempre uma tendência para simplificações na idealização facilitando a formulação e programação.

No que tem sido chamado de "Método do Pórtico Equivalente" [13], [10], os comprimentos das vigas são tomados como distância entre os eixos centrais das colunas adjacentes (figura 7b). Esta aproximação tem aplicabilidade limitada para "Paredes Resistentes" com aberturas, geralmente superestimando

as deflexões.

A aproximação mais geral é considerar o comprimento das vigas como o existente entre as colunas, computando-se na análise as deflexões nos extremos das vigas obrigando a rotação das colunas.

A idealização pode também ser considerada como um pórtico com membros rígidos como o mostrado na figura 7c que é chamado de "Analogia de colunas largas como pórticos".

Na maioria das publicações existentes, seus autores tem usado essa analogia básica empregando vários métodos de solução. Uma alternativa elegante é encontrada supondo linhas de vigas submetidas a cisalhamento puro como um meio contínuo servindo de conexão para paredes adjacentes (figura 7d). Uma equação diferencial de segunda ordem em termos específicos de força cortante pode representar esta conexão [13]. Beck [2] aparece como o primeiro a publicar este tipo de solução para "Paredes Resistentes" com aberturas. Muitas outras publicações dão tratamento similar para este problema [21]. A omissão das deformações axiais das vigas e deformações por corte das colunas são suposições necessárias havendo um ponto de contraflexão (ou inflexão) no centro das vigas sendo as conexões uniformes e contínuas. Esta solução apresentada dá bons resultados para uma variedade de casos práticos e é chamada de "Método da conexão por corte", [13].

Frischmann, Pralbhu e Toppler [7] tem usado o "Método dos coeficientes de Influência" (que é um método de compatibilidade) para a solução de uma coluna larga como pórtico. Eles também tratam a estrutura como uma "coluna Equivalente" obtendo uma equação diferencial de segunda ordem em termos de momentos sobre a coluna equivalente. Em ambas as deformações axiais da coluna foram omitidas.

Um método de análise aplicável a quase todo tipo de estruturas do tipo "Paredes Resistentes" é o da "Analogia de colunas Largas como Pórticos". Com algumas simplificações torna-se uma grande ferramenta no escritório de cálculo do engenheiro. "Paredes Resistentes" e "Sistemas estruturais com Paredes Resistentes" são analisados usando programas computacionais familiares ao engenheiro [23].

O aspecto básico deste método e a solução de diversos problemas de "Paredes Resistentes" como sendo pórticos, que são bastante conhecidos pelos engenheiros calculistas.

As suas vantagens são:

- Simplicidade e eficiência;
- Aplicabilidade para qualquer tipo de "Parede Resistente";
- Limitações como altura de andar constante e tamanho constante das aberturas não são imposições para esse método;
- O método aceita qualquer tipo de carregamento lateral (uniforme, triangular, etc.). Como também carregamento vertical arbitrário (gravidade);

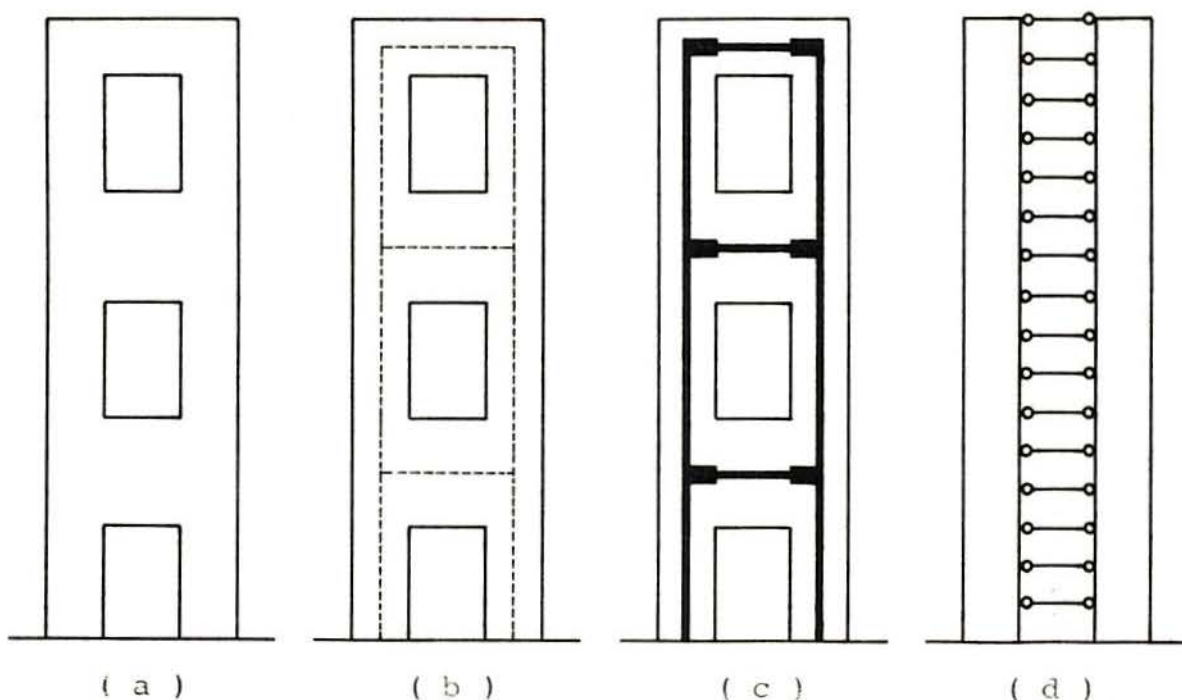


FIGURA 7 - Pórticos Equivalentes

A figura 8a mostra parte de uma "Parede Resistente". A figura 8b mostra o deslocamento da "Parede Resistente", sobre aplicação do carregamento indicado.

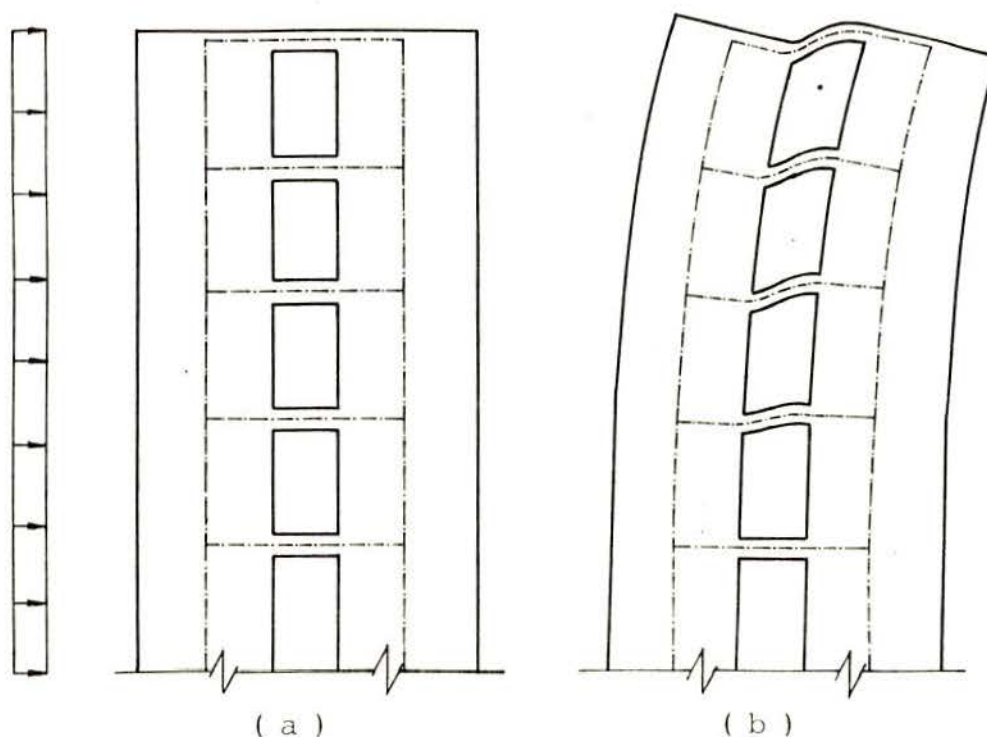


FIGURA 8 - "Parede Resistente" com carregamento lateral

Tomando as linhas centrais das paredes conectando vigas antes e depois da aplicação do carregamento, essa "Parede Resistente" pode ser simulada por um "Pórtico Equivalente", [21], [13], o qual tem as seguintes características mostradas na figura 9:

- As linhas centrais das paredes e todas as conexões de vigas formam o pórtico equivalente;
- As características da seção transversal de todas as colunas do pórtico equivalente são idênticas a das seções transversais das paredes correspondentes;
- As características da seção transversal das vigas são as mesmas das vigas de conexão e das "Paredes Resistentes" correspondentes.

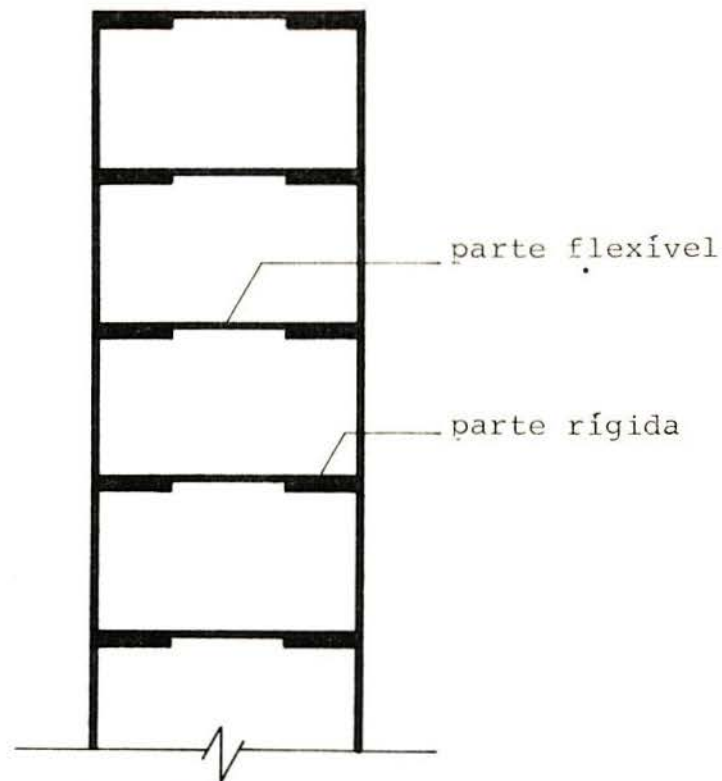


FIGURA 9 - Pórtico Equivalente

As seções dos extremos das vigas deveriam possuir teoricamente grande área e momento de inércia. Alguns programas de pórtico disponíveis não tem provisões para incorporar elementos que tenham rigidez infinita nos extremos dos elementos. Excelentes resultados podem ser obtidos se forem escolhidos valores apropriados para as propriedades da seção transversal [23].

2.4. Elementos Painéis

Duas idealizações deste tipo são mostradas na figura 10. Mc Cormick Lattice [18] é uma variação da analogia de barras de Hrennikofd [11] e analogia de Grinter [13]. Para "Paredes Resistentes" com aberturas tem sido aplicado o modelo de Kazimi [13]. O mais recente método desenvolvido é o dos "Elementos Finitos", [25]. Tem sido formulados programas com elementos triangulares, retangulares, isoparamétricos [26], etc.

[6], [4].

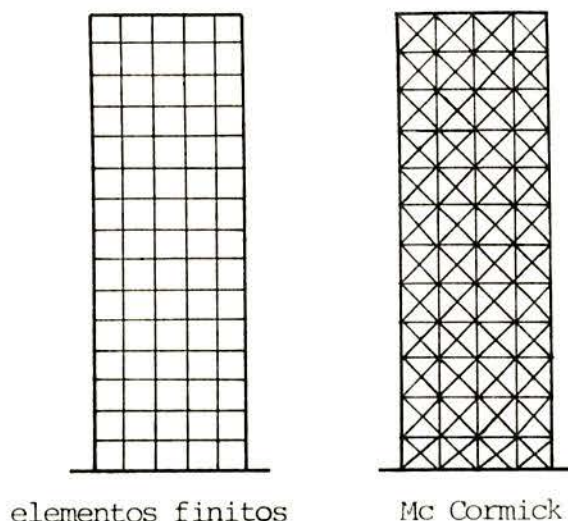


FIGURA 10 - Elementos painéis

Para obter bons resultados através do método dos elementos finitos tem-se duas opções, ou aumenta-se o número de elementos ou a sua ordem. Como grande inconveniência do método encontramos o seu custo e a exigibilidade de grande quantidade de memória de computador. Desta forma a análise por elementos finitos fica restrita a determinados computadores. Ressalte-se também que sua formulação é mais complexa que o caso de estruturas de barras, onde as matrizes de rigidez estão explicitadas e são perfeitamente assimiladas apenas com conhecimentos de hiperestática.

Várias publicações foram feitas analisando "Paredes Resistentes" através do método dos elementos finitos. O programa "SUBWALL" [19] foi criado para dar uma ferramenta prática para obtenção de soluções elástico-lineares precisas e econômicas para sistemas complexos de paredes estruturais.

Detalhes descritivos são dados na referência 19 e aqui somente aspectos gerais do programa são resumidamente comentados. Escrito em linguagem FORTRAN o programa é baseado em um grande programa de elementos finitos o GENFEM-5 [19].

O programa é capaz de reconhecer vários tipos de carregamentos. Carregamento devido a forças gravitacionais podem ser aplicados para toda a parede ou qualquer parte dela. Admi-

te também carregamentos concentrados, uniformemente e linearmente distribuídos. Assim a maioria dos tipos de condições de carregamento encontrados nos cálculos de construções podem ser considerados sem qualquer aproximação.

Considerações especiais tem sido feitas para minimizar o trabalho de preparação dos dados de entrada. Consequentemente coordenadas dos nós, conectividade dos elementos, propriedade dos elementos e condições globais de contorno são automaticamente geradas pelo programa. Casos especiais de condições de contorno também podem ser especificadas.

Outra publicação interessante usando o método dos elementos finitos é feita na referência 14, onde utiliza elementos retangulares para problemas da elasticidade plana. Diversos elementos deste tipo tem sido desenvolvidos e comparados [5].

Na maioria das formulações existentes para elementos da elasticidade plana, somente dois graus de liberdade são considerados para cada nó. Esses graus de liberdade são representados por deslocamentos em direções ortogonais. Essa publicação [14], resolve o problema introduzindo um terceiro grau de liberdade correspondente à rotação dos nós conforme mostra a figura 11.

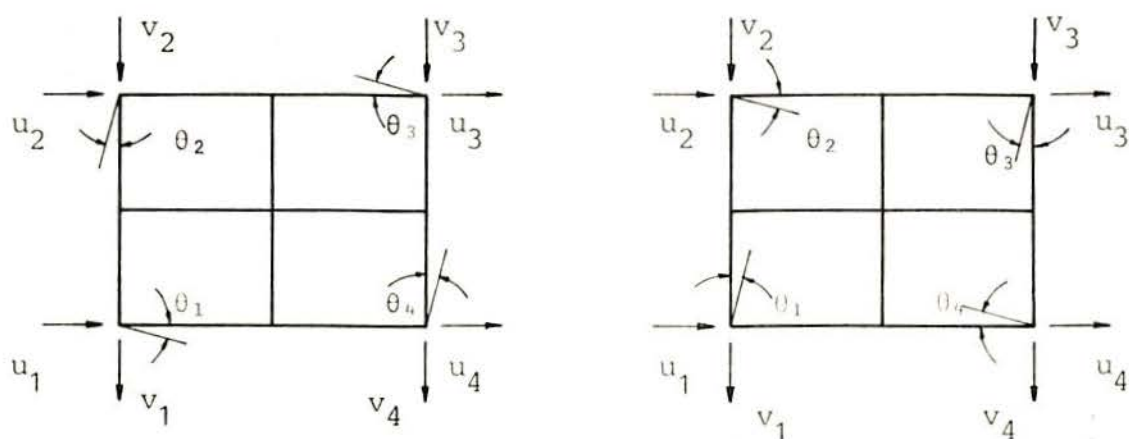


FIGURA 11 - Elemento finito para "Paredes Resistentes"

Um elemento finito híbrido de estado plano de tensões com rigidez de rotação é apresentado por AWRUCH [1]. Utiliza-se um enfoque híbrido, adaptando-se, no domínio um campo de tensões representado por funções quadráticas, assumindo que no contorno os deslocamentos são expandidos com as mesmas funções de interpolação desenvolvidas para elementos de flexão em vigas. Sua característica fundamental é que, além dos graus de liberdade correspondentes aos deslocamentos, existe uma rigidez de rotação, sendo sua formulação feita através de um modelo híbrido de quadrilátero, apresentando excelentes resultados, (figura 12).

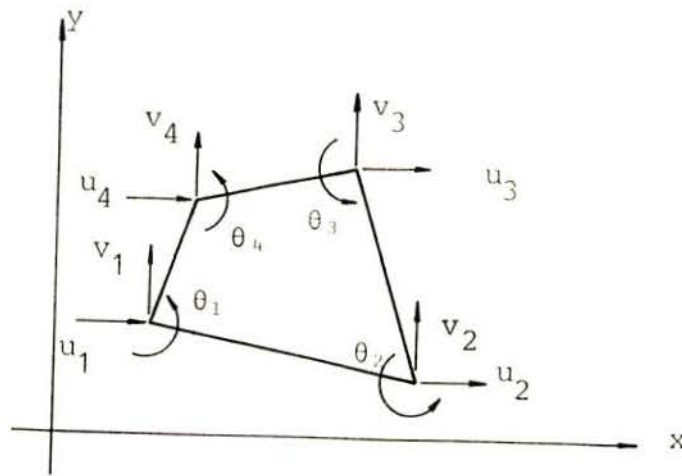


FIGURA 12 - Elemento finito híbrido

3. IDEALIZAÇÃO ESTRUTURAL

3.1. Proposições

O presente trabalho tem por objetivo apresentar uma maneira alternativa para análise de sistemas estruturais do tipo "Paredes Resistentes" através de elementos especiais, adequadamente incorporados em um programa de análise de pórticos planos, [3].

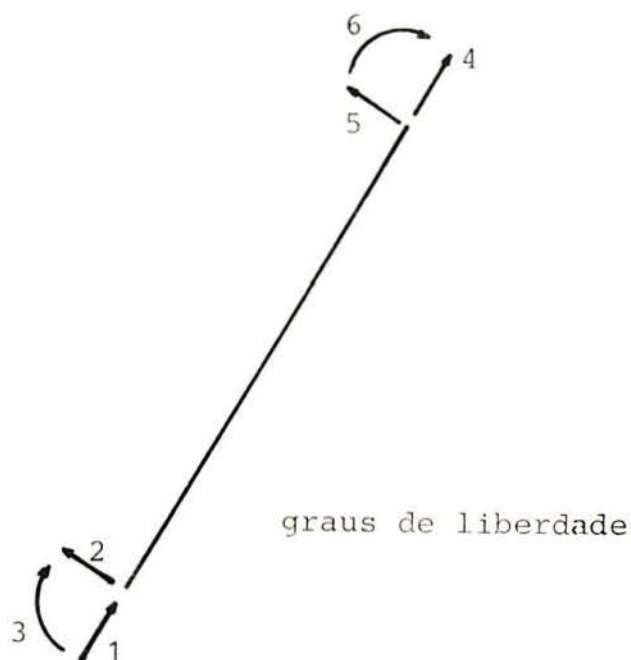


FIGURA 13 - Elemento tipo "1"

Elemento tipo "1" - A figura 13 mostra um elemento padrão de barra de pórtico.

Elemento tipo "2" - A figura 14 mostra um elemento de pórtico com extremidades rígidas podendo a parte flexível deformar-se na flexão, axialmente e no corte. É utilizado para paredes com aberturas.

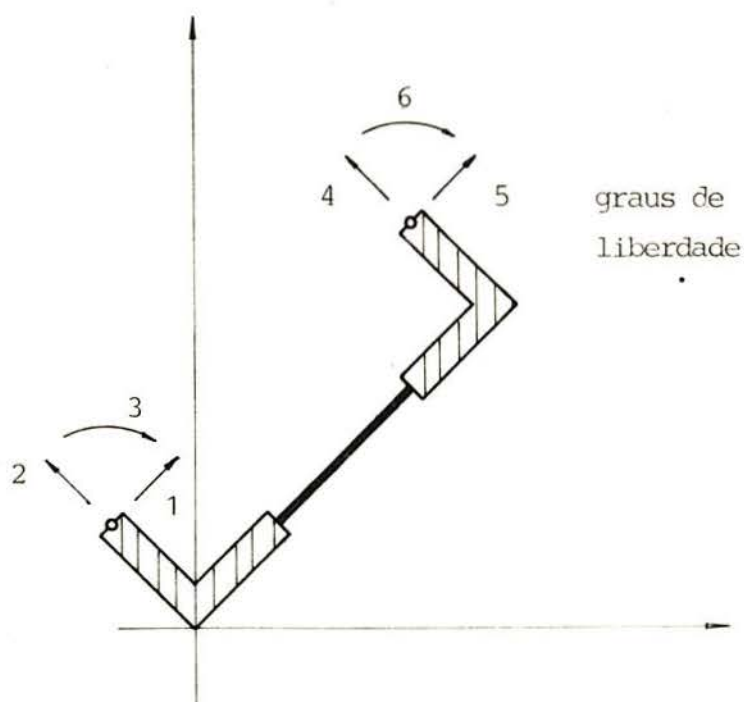


FIGURA 14 - Elemento tipo "2"

Elemento tipo "3" - A figura 15 mostra um elemento que permite a representação de paredes sem aberturas.

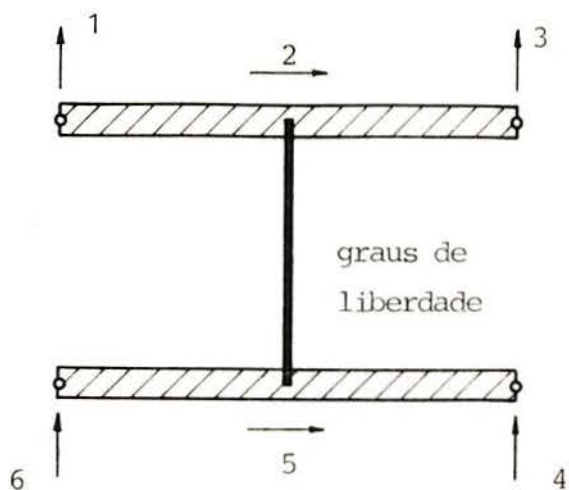


FIGURA 15 - Elemento tipo "3"

Elemento tipo "4" - A figura 16 mostra um elemento padrão de barra de pórtico com inércia nula.



FIGURA 16 - Elemento tipo "4"

Elemento tipo "5" - A figura 17 mostra um elemento que simula um "módulo" para analogia de colunas largas como pórticos.

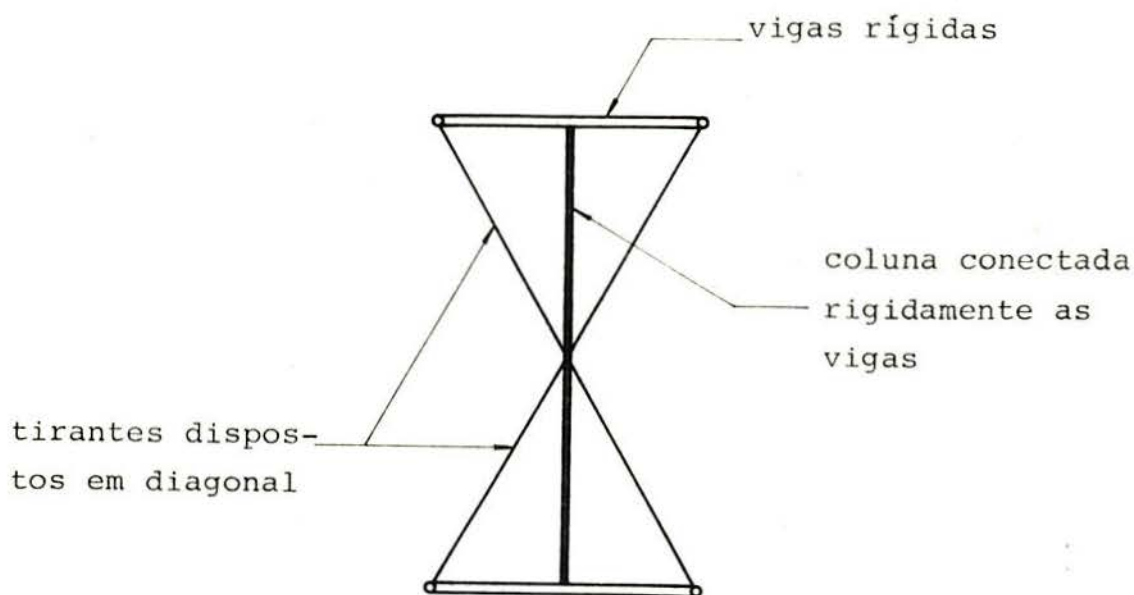


FIGURA 17 - Elemento tipo "5"

Elemento tipo "6" - A figura 18 mostra um elemento que simula um "módulo" para analogia de colunas largas como pórticos.

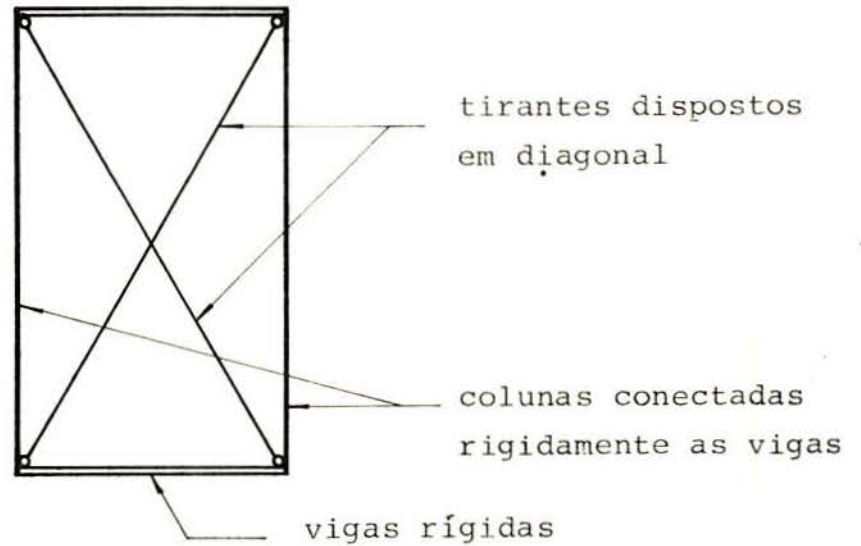


FIGURA 18 - Elemento tipo "6"

Elemento tipo "7" - A figura 19 mostra um elemento que simula um "módulo" para analogia de colunas largas como pórticos.

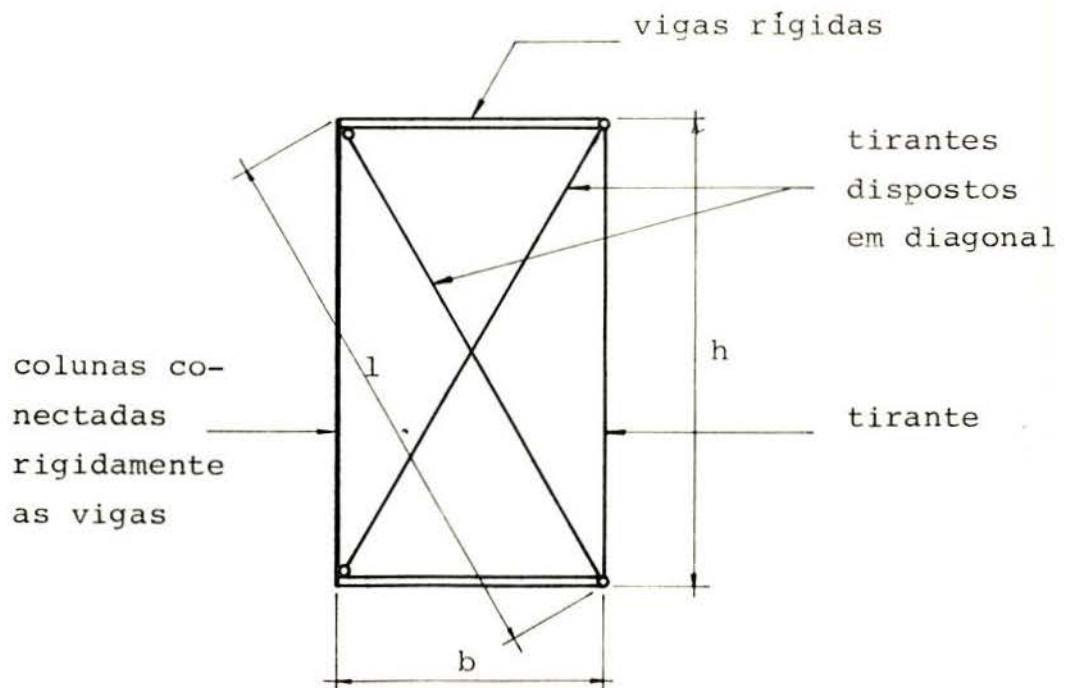


FIGURA 19 - Elemento tipo "7"

A análise é feita comparando os resultados com elementos finitos.

O programa é elaborado na linguagem FORTRAN englobando todos os elementos propostos e aceitando a combinação entre eles. Outra linguagem de programação científica pode ser utilizada para elaboração deste programa, desde que se tenha o respectivo compilador.

Devido a várias técnicas de programação empregadas o programa requer baixa quantidade de memória podendo ser implementado até mesmo em microcomputadores.

3.2. Paredes Resistentes

A precisão dos resultados obtidos na solução de problemas de engenharia está diretamente ligada ao modelo matemático empregado para representar a estrutura real. Quanto mais próximo da realidade estiver este modelo matemático os resultados encontrados também caminharão para uma maior precisão. Para se conseguir um modelo matemático realista é necessário ter um bom conhecimento do funcionamento e comportamento da estrutura a ser analisada.

Através destes conhecimentos é simulado então um modelo apropriado que atenda pelo menos as características básicas da estrutura.

O Termo "Parede Resistente" tem a conotação de uma parede que resiste a carregamentos laterais e como já foi verificado no capítulo precedente várias técnicas foram desenvolvidas para abordar este tipo de problema. Essas técnicas são principalmente desenvolvidas para carregamentos laterais; todavia carregamentos verticais podem perfeitamente ser analisados. A discussão maior verifica-se em torno de carregamentos laterais, devido ao tipo de estrutura utilizada que são paredes resistentes predominantemente ao corte, por esta razão é dado mais enfoque para este tipo de carregamento.

Uma "Parede Resistente" simples sem aberturas pode ser analisada utilizando somente técnicas analíticas elementares, todavia na prática é grande ocorrência de paredes com aberturas e a sua análise não é tão simples.

Com o advento do computador, recentes estudos tem mostrado que é possível simular uma "Parede Resistente" através de uma idealização de pórtico.

A grande característica das "Paredes Resistentes" é a sua resistência ao corte e para representar este tipo de parede estrutural, obviamente necessitamos de um modelo de idealização de pórtico que leve em conta as deformações por corte (figura 20).

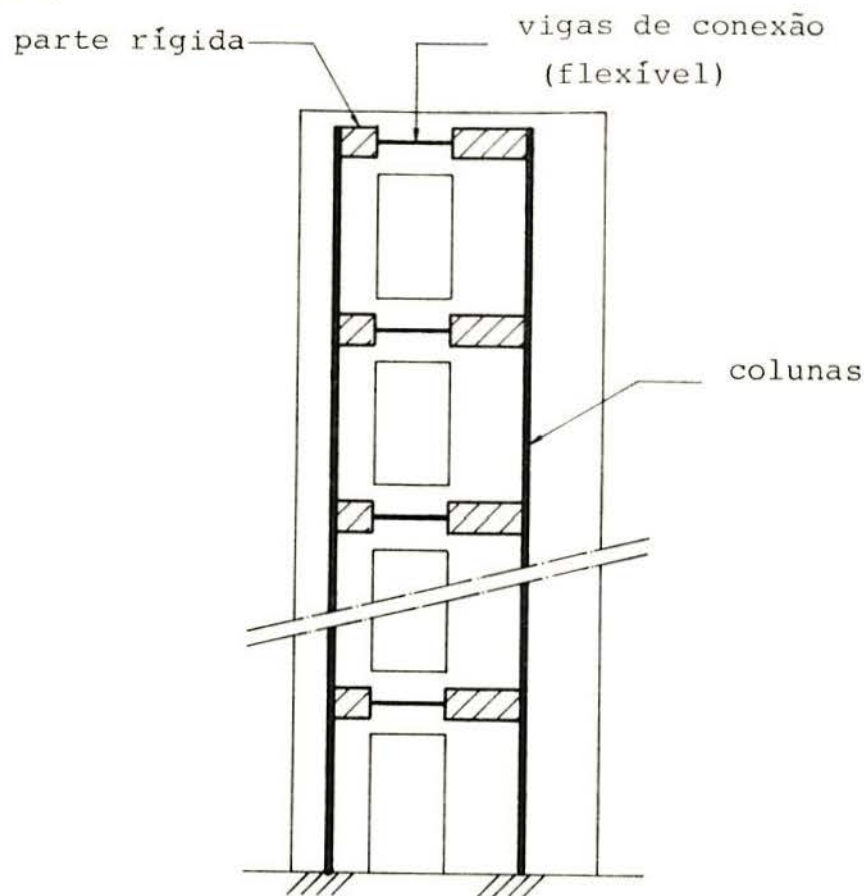


FIGURA 20 - Pórtico equivalente para paredes com aberturas

3.3. Deformações por corte

O efeito das deformações por corte podem facilmente ser incluídas na matriz de rigidez de um elemento de pórtico [12], devendo ser adicionado ao conjunto de dados da estrutura o coeficiente de "Poisson" e a área sujeita e este esforço cortante.

A figura 21 mostra a contribuição das deformações por corte na deflexão de uma viga engastada sujeita a um carregamento lateral uniformemente distribuído.

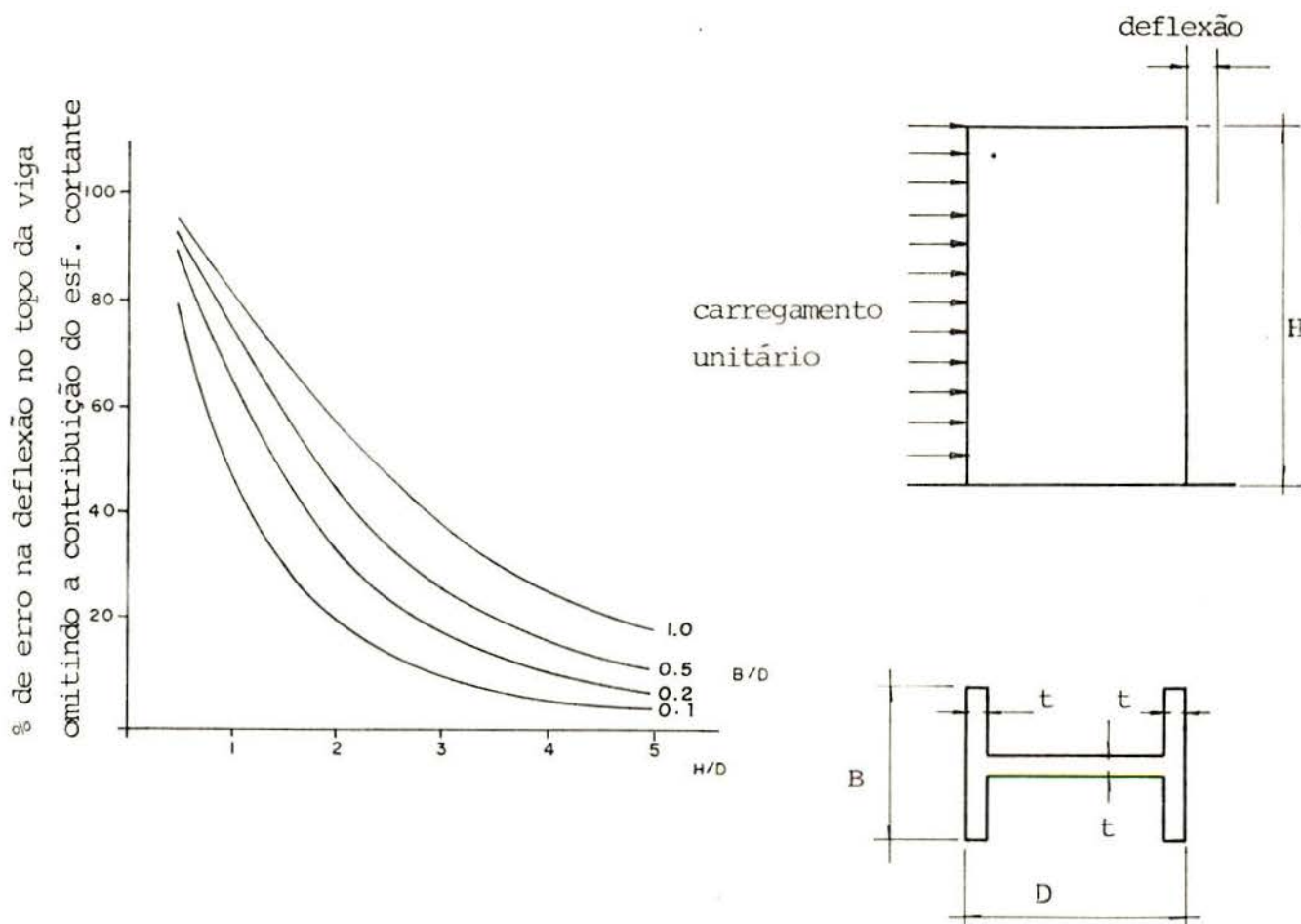


FIGURA 21 - Efeitos da deformação por corte

Note-se que as deformações por corte são mais importantes em paredes com formas especiais. O efeito nas tensões é, entretanto menos significativo do que sobre as deformações.

3.4. Efeito da conexão entre grandes painéis

Nas construções de grandes painéis a conexão entre estas unidades produz alterações na flexibilidade da estrutura. Esta flexibilidade pode ser simulada com a introdução de uma coluna entre andares adjacentes [15], sendo que a rigidez da coluna corresponde a rigidez da parede que liga as lajes destes andares.

3.5. Fundações

Pequenas rotações na base de uma viga engastada podem ter efeitos significativos sobre a rigidez dessa viga. A introdução de fundações elásticas em programas computacionais não é difícil, mas a obtenção dos valores das constantes de rigidez deste tipo de vínculo na prática apresenta sérias dificuldades [15].

3.6. Comportamento tridimensional do sistema estrutural

Na prática é normal encontrar paredes submetidas a ação de carregamentos horizontais ou um conjunto de paredes paralelas unidas por lajes (figura 22).

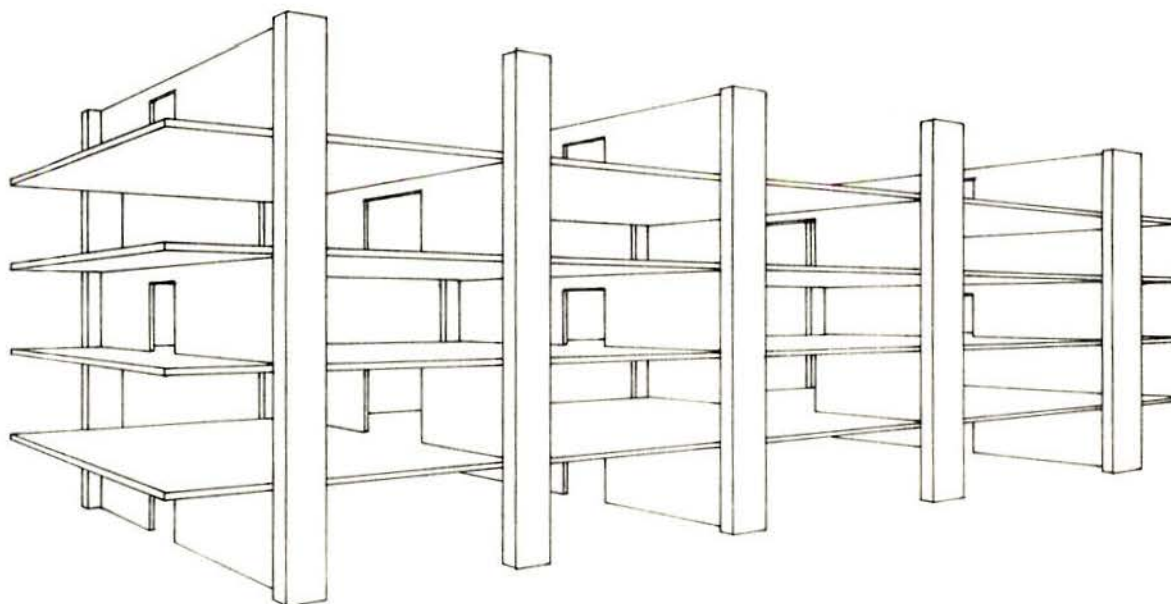


FIGURA 22 - Modelo de edif. com "Paredes Resistentes"

Um modelo de pórtico tridimensional não precisa envolver nós com seis graus de liberdade e soluções mais eficientes podem ser obtidas usando sistemas de interconexão de pórticos planos, podendo esta interconexão ser feita de várias maneiras. Para cada nó na idealização estrutural é normalmente designado um determinado número de graus de liberdade (os graus de liberdade são as posições e direções nas quais são comuns para uma dada força a sua correspondente deformação).

Alguns sistemas computacionais designam o número de graus de liberdade da estrutura montando uma tabela, (figura 23).

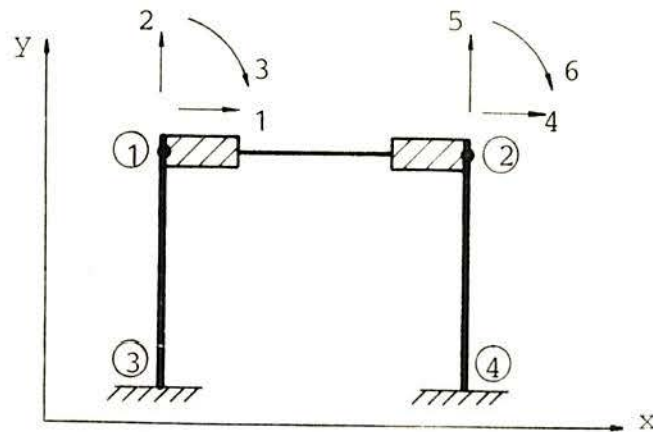


FIGURA 23 - Modelo de pórtico equivalente

TABELA 1

TABELA DE DESLOCAMENTO NODAIS

NÓ	DESL. X	DESL. Y	GIRO Z
1	1	2	3
2	4	5	6
3	0	0	0
4	0	0	0

onde:

DESL.X - Número do deslocamento na direção x

DESL.Y - Número do deslocamento na direção y

GIRO Z - Número do deslocamento em torno de z

0 - Deslocamento restringindo (não há deslocamento)

Considerando o sistema estrutural de paredes paralelas mostrado na figura 24.

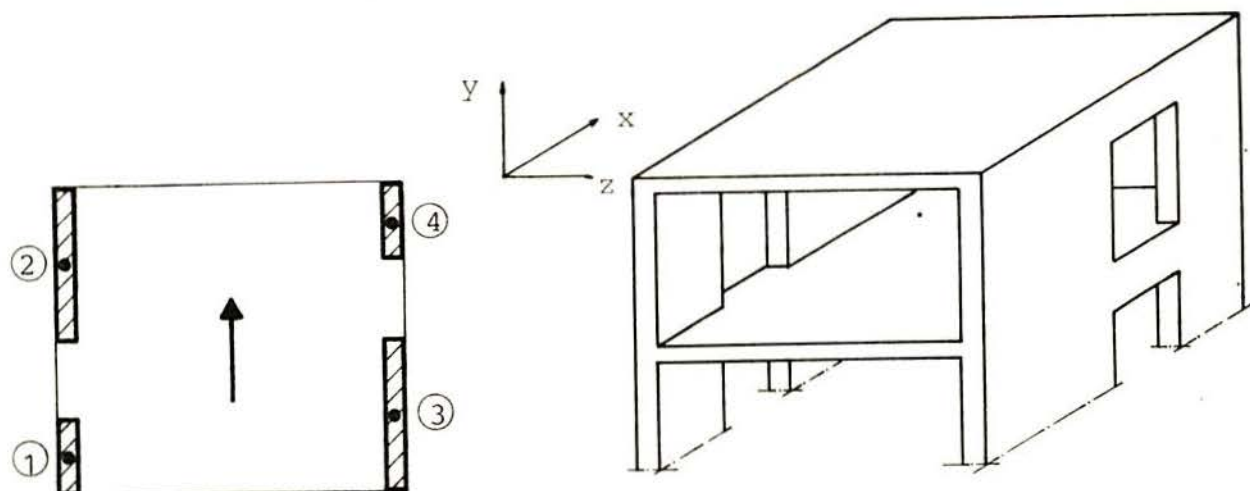


FIGURA 24 - Paredes paralelas (sem torção)

Observando a direção do carregamento é fácil de se notar que não há torção. Separando as paredes e introduzindo o pórtico equivalente tem-se:

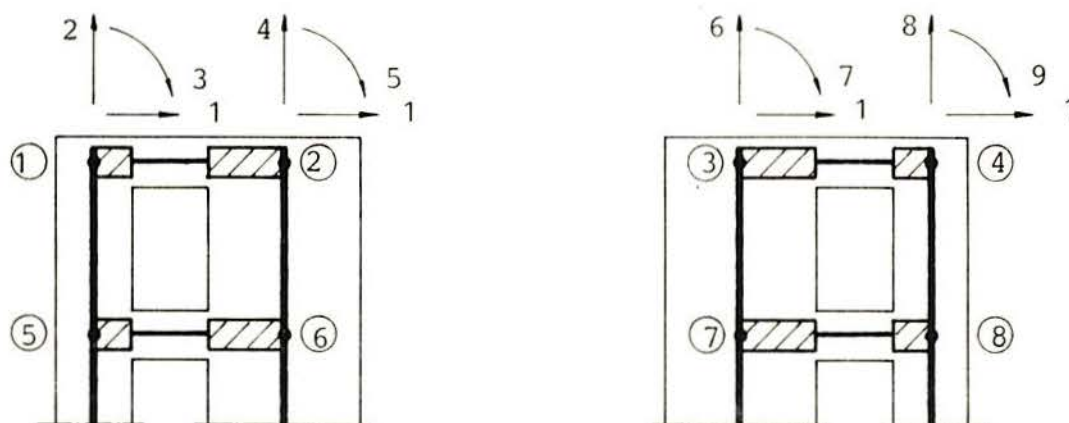


FIGURA 25 - Pórtico equivalente para figura 24

Os deslocamentos nodais em suas respectivas direções indicadas na figura 25 podem ser colocados em forma de tabela, ficando:

TABELA 2
TABELA DE DESLOCAMENTOS NODAIS

NÓ	DESL. X	DESL. Y	GIRO Z
1	1	2	3
2	1	4	5
3	1	6	7
4	1	8	9

Analisando um sistema estrutural com paredes perpendiculares mostrado na figura 26 (não há torção), tem-se:

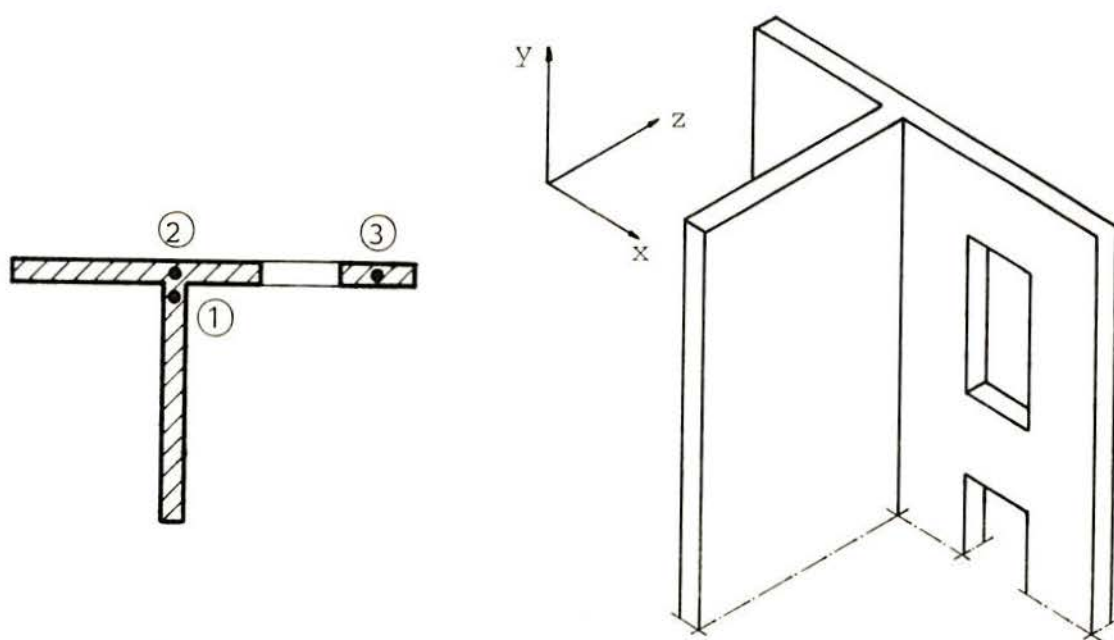


FIGURA 26 - Paredes perpendiculares

Introduzindo os pórticos equivalentes, com seus respectivos graus de liberdade tem-se (figura 27):

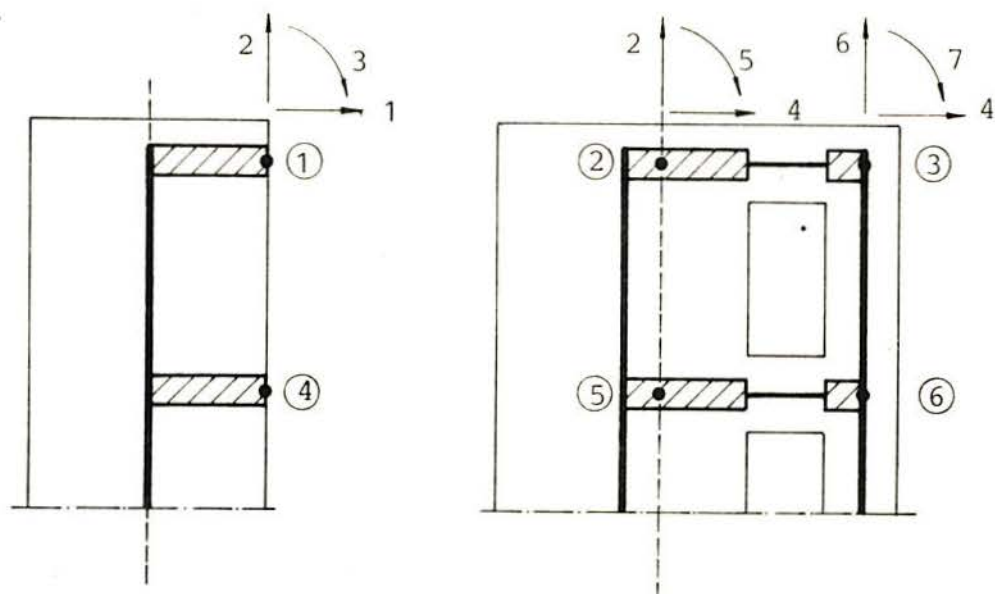


FIGURA 27 - Pórticos equivalentes para a figura 26

Colocando os deslocamentos nodais em forma de tabela, para facilitar a análise do comportamento tridimensional do sistema, fica:

TABELA 3
TABELA DE DESLOCAMENTOS NODAIS

NÓ	DESL. X	DESL. Y	DESL. Z	GIRO X	GIRO Y	GIRO Z
1		2	1	3		
2	4	2				5
3	4	6				7

Existem casos em que, dependendo da aplicação do carregamento, pode surgir um momento torsor, basta haver uma diferença de rigidez, que a distribuição do carregamento não será uniforme (figura 28).

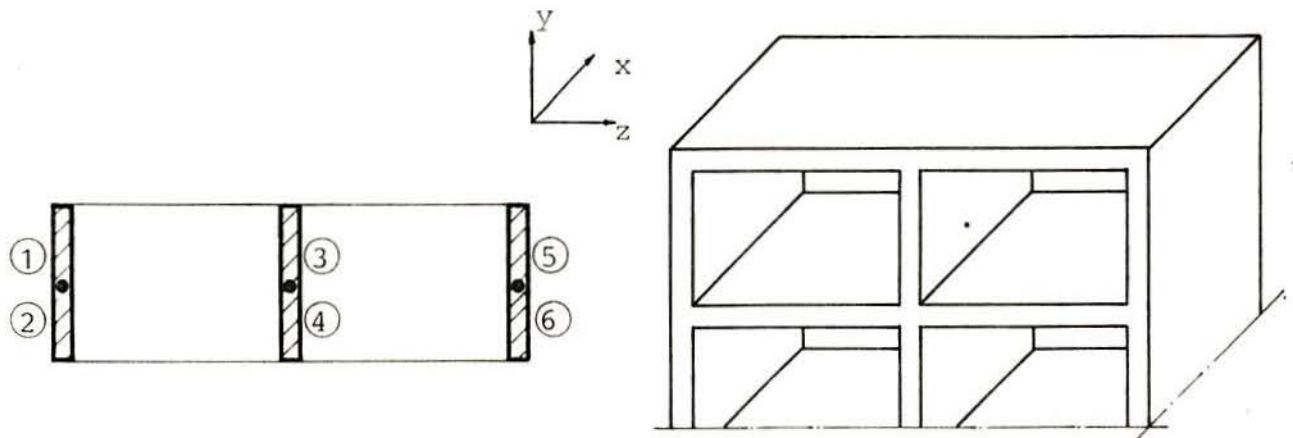


FIGURA 28 - Paredes paralelas (com torção)

Com o aparecimento do momento torsor o comportamento tridimensional torna-se mais complexo, aparecendo esforços em outros planos (figura 29).

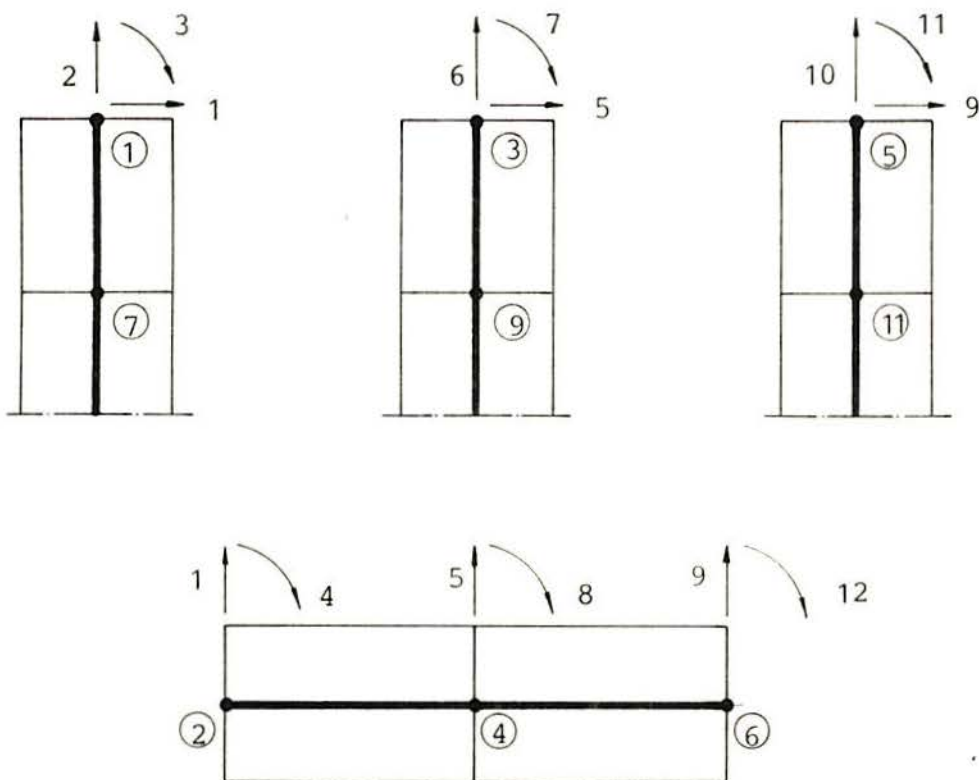


FIGURA 29 - Pórticos equivalentes da figura 28

O momento torsor agir  no plano das lajes, interagindo com as paredes. Montando a tabela de deslocamentos nodais tem-se:

TABELA 4
TABELA DE DESLOCAMENTOS NODAIS

N�	DESL. X	DESL. Y	DESL. Z	GIRO X	GIRO Y	GIRO Z
1	1	2				3
2	1	0			4	
3	5	6				7
4	5	0			8	
5	9	10				11
6	9	0			12	

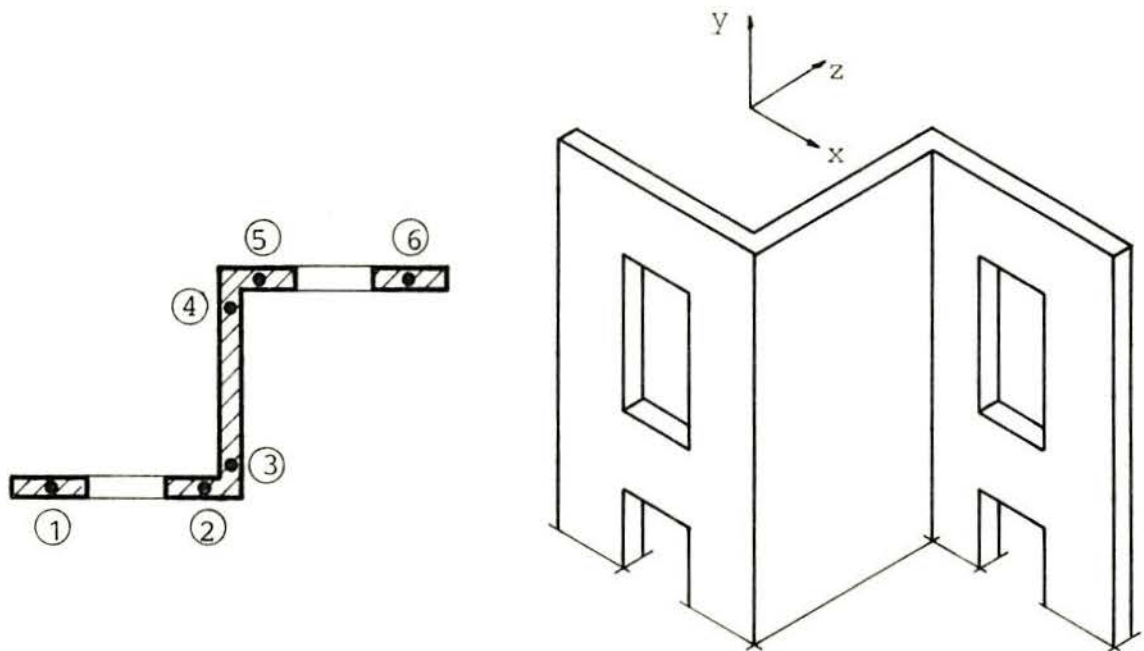


FIGURA 30 - Paredes paralelas e perpendiculares

A figura 30 mostra um outro sistema estrutural com interligação de paredes para dar uma melhor noção do comportamento do modelo empregado.

Introduzindo novamente a idealização de pórtico equivalente a este sistema estrutural com interligação de paredes, tem-se o seguinte modelo (figura 31):

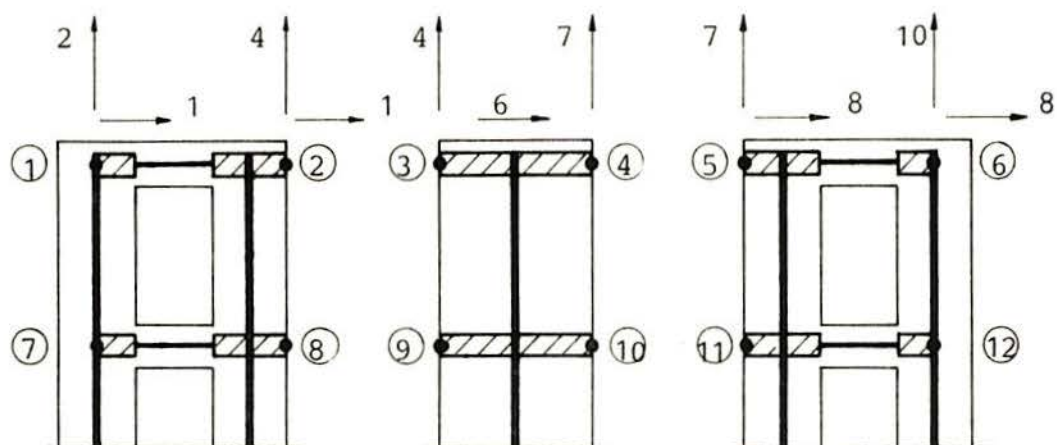


FIGURA 31 - Sistema equivalente para figura 30

TABELA 5
TABELA DE DESLOCAMENTOS NODAIS

NÓ	DESL. X	DESL. Y	DESL. Z	GIRO X	GIRO Y	GIRO Z
1	2	2				3
2	1	4				5
3		4	6			
4		7	6			
5	8	7				9
6	8	10				11

TABELA 6
TABELA DE DESLOCAMENTOS NODAIS

NÓ	DESL. X	DESL. Y	DESL. Z	GIRO X	GIRO Y	GIRO Z
1	1	2				3
2	1	4				5
3		4	6			
4		7	6			
5	8	7				
6	8	9				
7		9	10			
8		2	10			

3.7. Deformações e deslocamentos

Quando uma estrutura está solicitada por forças, os membros da estrutura sofrem deformações (ou pequenas mudanças na forma) e como consequência, pontos dentro da estrutura deslocam-se para novas posições. Em geral todos os pontos da estrutura, exceto os pontos de apoio imóveis, sofrerão deslocamentos. O cálculo destes deslocamentos é uma parte essencial da análise estrutural. Contudo, antes de considerar os deslocamentos, é necessário primeiro compreender as deformações que os produzem.

Para começar a discussão, considera-se um segmento de comprimento arbitrário cortado de um membro de estrutura reticulada, como mostra a figura 28. Por simplicidade considera-se que a barra tem uma seção transversal circular. Em qualquer seção transversal, tal como na extremidade da direita do segmento, haverá resultantes de esforços que no caso geral, consistem em três forças e três binários. As forças são a força axial N_x na direção x e as forças cortantes V_y e V_z nas direções y e z respectivamente, os binários são o binário torsor e os binários vetores M_y e M_z . Note-se que os vetores momentos estão representados na figura com flechas de dupla seta com o objetivo de se distinguirem dos vetores força. As deformações da barra podem ser analisadas tomando-se separadamente cada

resultante de esforço e determinando-se seu efeito sobre um elemento de barra [8]. O elemento é obtido isolando uma porção da barra entre duas seções transversais separadas entre si de uma pequena distância "dx" (figura 34).

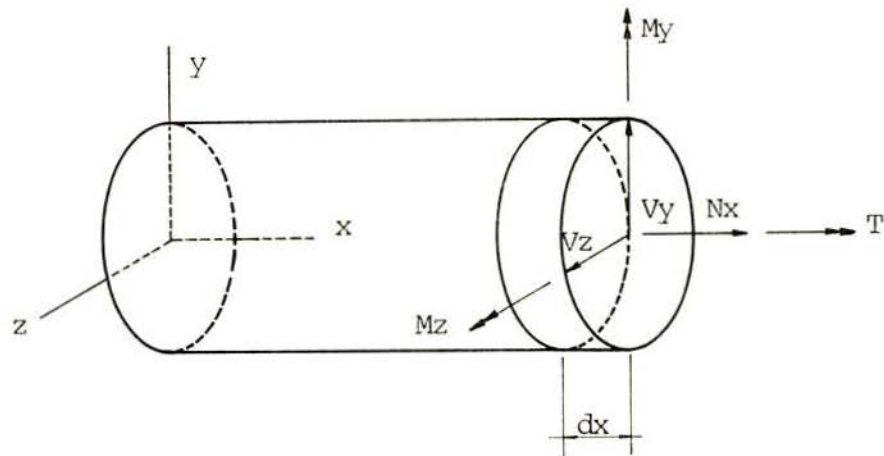


FIGURA 34 - Elemento de barra circular

O efeito da força axial N_x sobre o elemento é mostrado na figura 35. Admitindo que a força atua no centróide da área da seção transversal, verifica-se que o elemento se alonga uniformemente, as deformações significativas do elemento sendo deformações normais a direção x .

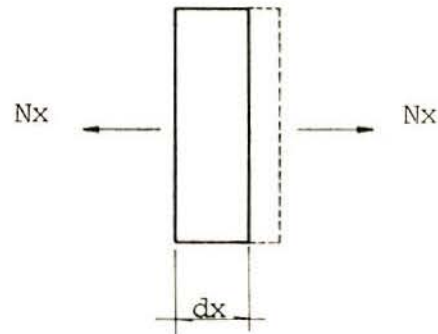


FIGURA 35 - Deformação axial

No caso de uma força cortante (figura 36), uma seção transversal da barra desloca-se lateralmente em relação a outra. Também pode existir distorções das seções transversais, mas estas tem um efeito desprezível na determinação dos deslocamentos e podem ser ignoradas. Um binário fletor (figura 37) causa uma rotação relativa das duas seções transversais deixando de permanecer paralelas entre si.

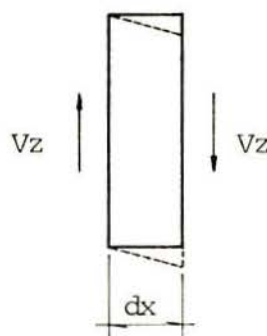


FIGURA 36 - Deformação devido ao cortante

As deformações resultantes no elemento são na direção longitudinal da barra e consistem num encurtamento no lado da compressão e num alongamento no lado da tração. Finalmente, o binário torsor causa uma rotação relativa das duas seções transversais em torno do eixo x (figura 38 e, por exemplo, o ponto A desloca-se para A').

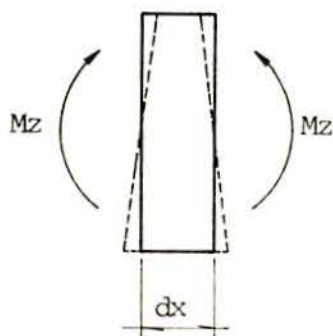


FIGURA 37 - Deformação devido a flexão

No caso de uma barra circular, a torção produz deformações cizalhantes, as seções transversais permanecendo planas. Para outras formas de seções poderão ocorrer distorções das seções transversais.

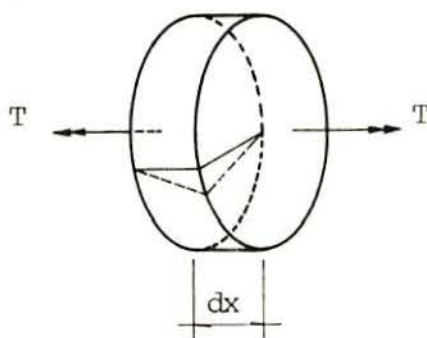


FIGURA 38 - Deformação devido a torção

As deformações mostradas nas figuras 35, 36, 37 e 38 são designados respectivamente, por deformação axial, cizalhante, de flexão e de torção. Sua avaliação depende da forma de seção transversal da barra e das propriedades mecânicas do material.

Os deslocamentos numa estrutura são causados pelos efeitos acumulados das deformações de todos os elementos.

3.8. Rigidez de um elemento de "PAREDE RESISTENTE"

Para a análise trataremos o elemento estrutural denominado "Parede Resistente" como uma viga vertical de grande comprimento transmitindo carregamentos para a fundação. O efeito da deformação por corte nessas paredes é de maior importân-

cia do que em vigas convencionais, onde a razão entre rotação e comprimento é muito grande. A matriz de rigidez de um elemento de "Parede Resistente" entre dois andares adjacentes (figura 39), será agora derivada da consideração da existência da deformação por corte.

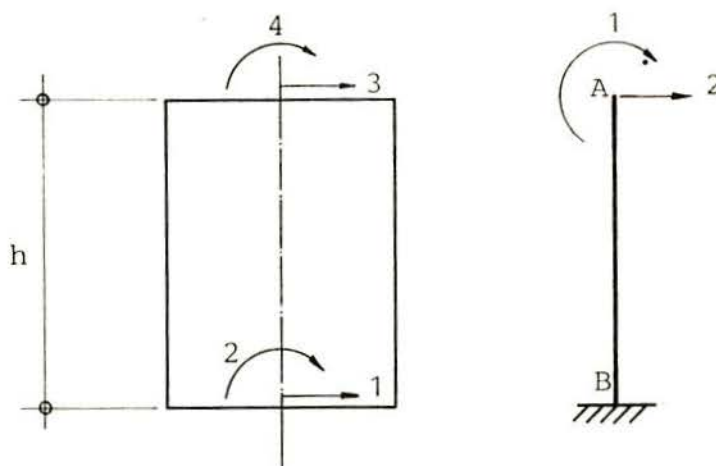


FIGURA 39 - Representação de uma "Parede resistente"

Considerando a viga engastada na figura 39, a matriz de flexibilidade correspondente aos graus de liberdade estabelecidos é a seguinte:

$$[f] = \begin{bmatrix} \frac{L}{E \cdot I} & \text{SIMÉTRICA} \\ \frac{L^2}{2 \cdot E \cdot I} & \left(\frac{L^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{L}{G \cdot AC} \right) \end{bmatrix}$$

onde:

- L - Altura do andar
- I - Momento de inércia da seção
- AC - Área efetiva sujeita ao corte
- E - Módulo de elasticidade longitudinal
- G - Módulo de elasticidade transversal

O termo $L/(G \cdot AC)$ é a deflexão por corte no ponto A para um carregamento unitário em A, (figura 39). A matriz de ri-

gidez correspondente para dois graus de liberdade é obtida invertendo [f].

$$[f]^{-1} = \frac{1}{(1 + \alpha)} \begin{bmatrix} (4 + \alpha) \frac{E \cdot I}{L} & \text{SIMÉTRICA} \\ \frac{-6EI}{L} & \frac{12EI}{L} \end{bmatrix}$$

onde:

$$\alpha = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L \cdot G \cdot AC} \quad (3.8.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.8.2)$$

ν = coeficiente de Poisson.

Dos elementos da matriz de rigidez mostrada acima e do equilíbrio, a matriz de rigidez correspondente aos graus de liberdade mostrados na figura 40 pode ser expressa:

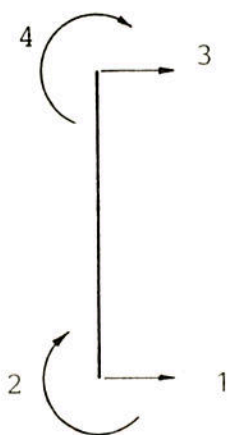


FIGURA 40 - Representação de uma "Par. Res." c/ 4 graus de liberdade



FIGURA 41 - Representação de uma "par. Res." c/ 6 graus de liberdade

A matriz de rigidez correspondente a esses graus de liberdade, levando-se em conta deformações por corte, axial e flexão, fica:

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & & & & & \\ & 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I}{(1+\alpha)h^3} & & & \\ & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I}{(1+\alpha)h^2} & \frac{(4+\alpha)E \cdot I}{(1+\alpha)h} & & \\ & \frac{-EA}{L} & 0 & 0 & \frac{E \cdot A}{L} & \\ & 0 & \frac{-12 \cdot E \cdot I}{(1+\alpha)h^3} & \frac{-6 \cdot E \cdot I}{(1+\alpha)h^2} & 0 & \frac{12EI}{(1+\alpha)h^3} \\ & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I}{(1+\alpha)h^2} & \frac{(2-\alpha)E \cdot I}{(1+\alpha)h} & 0 & \frac{-6E \cdot I}{(1+\alpha)h^2} & \frac{(4+\alpha) \cdot E \cdot I}{(1+\alpha)h} \end{bmatrix}$$

SIMÉTRICA

Para $\alpha = 0$ a matriz acima transforma-se na matriz de rigidez de uma barra de pórtico ignorando a deformação por corte.

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{E.A}{L} & & & & & \\ 0 & \frac{12.E.I}{h^3} & & & & \\ 0 & \frac{6.E.I}{h^2} & \frac{4E.I}{h} & & & \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{E.A}{L} & & \\ 0 & \frac{-12.E.I}{h^3} & \frac{-6.E.I}{h^2} & 0 & \frac{2.E.I}{h^3} & \\ 0 & \frac{6.E.I}{h^2} & \frac{2E.I}{h} & 0 & \frac{-6.E.I}{h^2} & \frac{4.E.I}{h} \end{bmatrix} \quad \text{SIMÉTRICA}$$

Considerando a estrutura mostrada na figura 2, composta de pórticos paralelos ao eixo de simetria, alguns desses pórticos incluem "paredes resistentes". Devido a simetria da estrutura e do carregamento não há momento torsor. Assumindo as lajes rígidas em seu plano todos os pontos deslocam-se de mesmo valor D^* para um determinado nível de andar como mostra a figura 42.

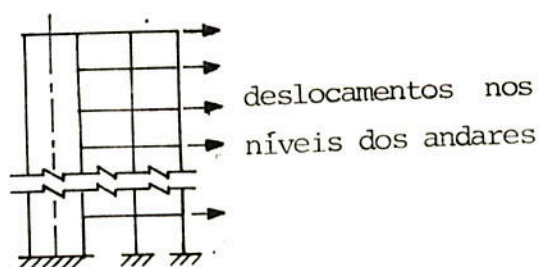


FIGURA 42 - Pórticos sobre as linhas B e I da figura 42

A matriz de rigidez $[K^*]_i$ (de ordem $n \times n$ onde n é o número de andares), corresponde aos deslocamentos $\{D^*\}$ calculados para cada pórtico plano.

Para se ter a matriz de rigidez de toda a estrutura $[K^*]$ adiciona-se todas as matrizes de rigidez

$$[K^*] = \sum_{i=1}^m [K^*]_i \quad (3.8.3)$$

onde m é o número de pórticos. O deslocamento de um determinado nível de andar é calculada por:

$$\begin{matrix} [K^*] & \cdot & \{D^*\} & = & \{F^*\} \\ nxn & & nx1 & & nx1 \end{matrix} \quad (3.8.4)$$

onde $\{F^*\}$ são as forças horizontais resultantes dos níveis dos andares e n é o número de andares.

Para os pórticos sobre as linhas B e I (figura 42) os graus de liberdade são mostrados na figura 43.

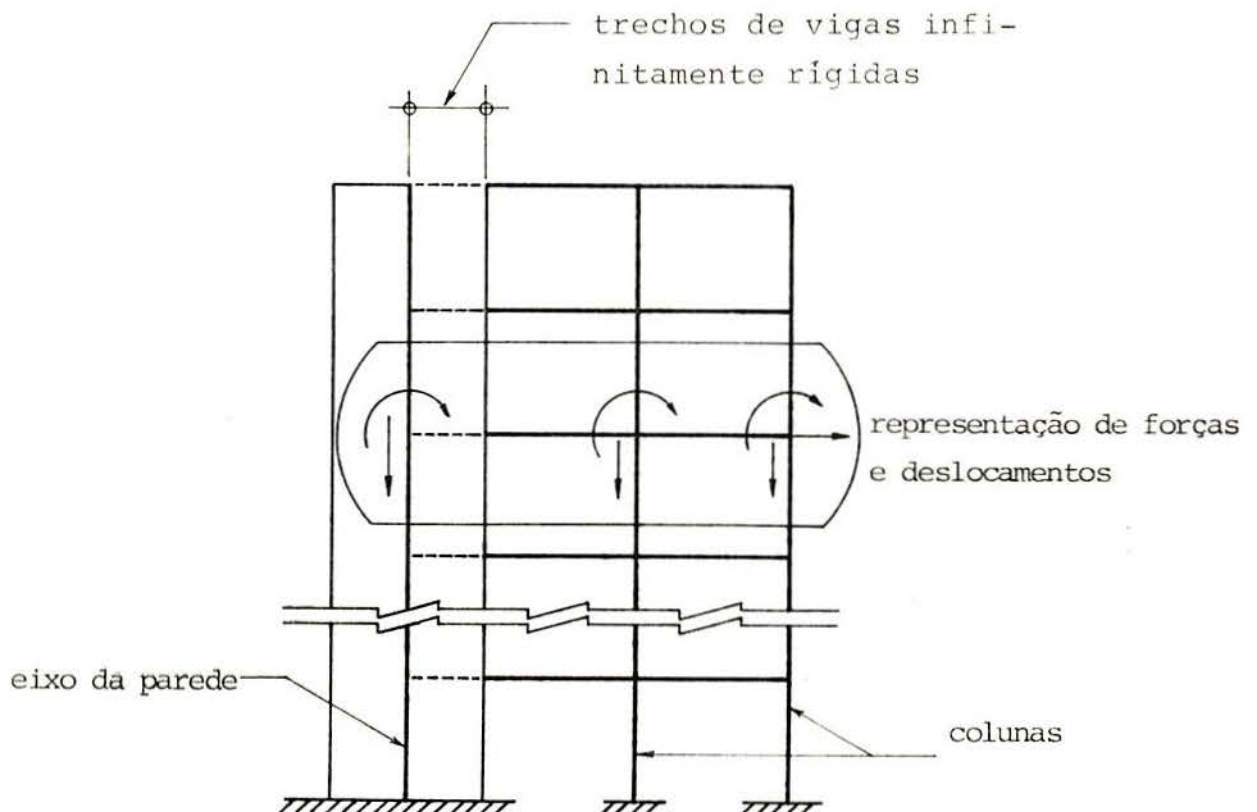


FIGURA 43 - Representação dos deslocamentos

A figura anterior representa a rotação e deslocamento vertical para cada nó e a oscilação de todo o conjunto. As correspondentes matrizes de rigidez das "paredes resistentes" e vigas foram apresentadas anteriormente. As matrizes de rigidez $[K]_i$ são condensadas na matriz $[K^*]_i$.

Após resolver a equação (3.8.4) para $\{D^*\}$, as forças horizontais nos níveis dos andares para cada pórtico plano são determinadas por:

$$[K^*]_i \cdot \{D^*\} = \{F^*\}_i \quad (3.8.5)$$

3.9. Corpos rígidos com estruturas reticulares

Ocasionalmente pode ocorrer em uma análise estrutural um problema de estruturas reticulares (barras) contendo uma ou mais ligações monolíticas que são muito rígidas em comparação com os membros da estrutura. Tais corpos são normalmente tomados como infinitamente rígidos e os nós onde ocorrem a conexão são considerados indeslocáveis. Essas restrições a respeito dos deslocamentos nodais reduz o número de graus de liberdade do problema. O esquema estrutural mostrado na figura 44 representa o modelo analítico de um pórtico espacial contendo vários andares limitados por lajes. Cada laje é suposta infinitamente rígida em todo o seu plano, mas sem rigidez alguma na direção normal ao seu plano. As translações nas direções x e z e a rotação em y para qualquer nó sobre um determinado corpo são produzidas pelo movimento de corpo rígido da laje.

Esses movimentos são indicados por três setas numeradas, deste modo, se n_j é o número de nós de um determinado andar, o número de deslocamentos independentes para cada andar é $3n_j + 3$ em vez de $6n_j$.

Para análise de problemas deste tipo é conveniente fazer algumas transformações geométricas. Deslocamentos, ações e rigidez para nós localizados sobre corpos rígidos devem ser transformados para concordar com os movimentos desses corpos. Como uma ilustração das manipulações necessárias, considera-se o problema de uma lâmina rígida com uma treliça (figura 45),

[26]. Os deslocamentos chamados D_{j1} e D_{j2} são as translações nas direções x e y do nó j e os deslocamentos chamados D_{p1} , D_{p2} , D_{p3} são as translações com respeito aos eixos x e y e a rotação em z respectivamente da lâmina com referência ao ponto p .

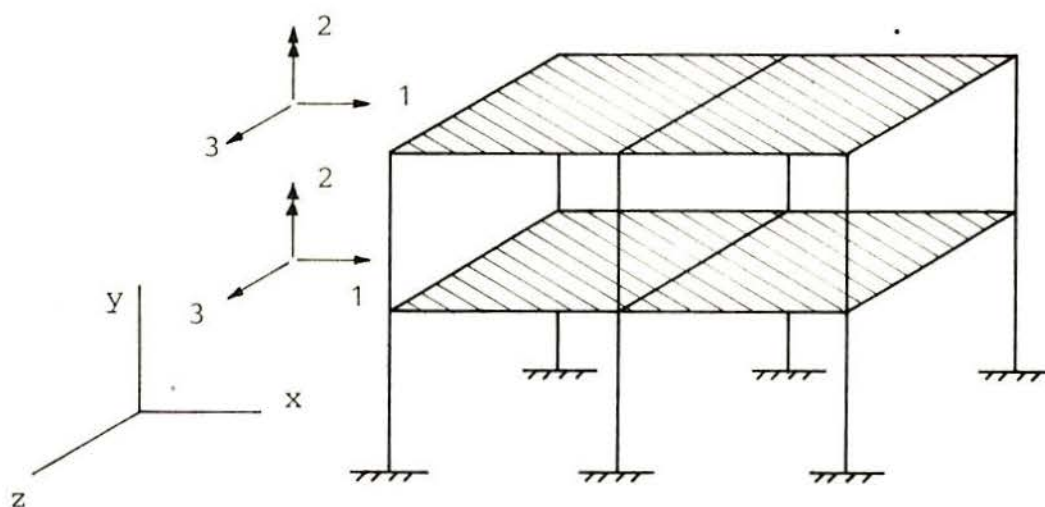


FIGURA 44 - Pórtico espacial

As dimensões X_{CRj} e Y_{CRj} são as componentes nos eixos x e y da distância radial R_j do ponto "p" para o nó "j". O deslocamento do nó j pode ser expresso em termos de deslocamentos do ponto "p" como segue:

$$D_{j1} = D_{p1} - Y_{CRj} \cdot D_{p3} \quad (3.9.1)$$

$$D_{j2} = D_{p2} + X_{CRj} \cdot D_{p3}$$

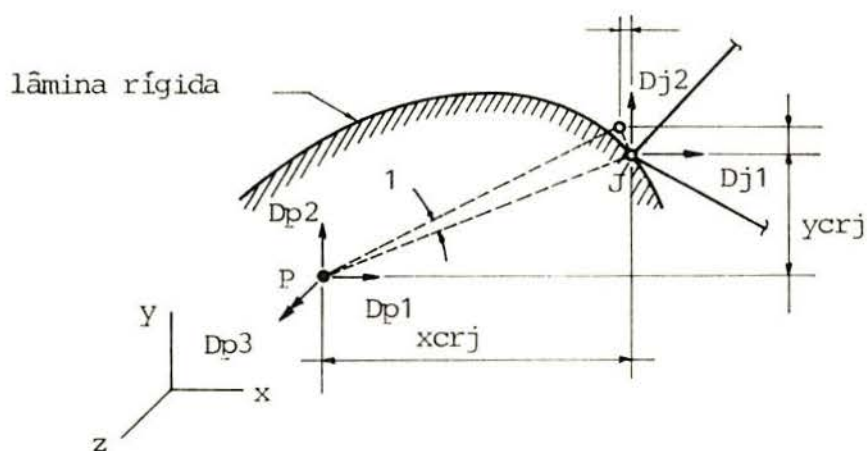


FIGURA 45 - Estruturas ligadas a corpos rígidos - Deslocamentos

A figura 45 mostra que uma rotação de corpo rígido produz translações em x e y do nó "j" as quais são numericamente iguais a $-YCR_j$ e XCR_j respectivamente. A equação pode ser expressa em forma matricial:

$$[D_j] = [T_{jP}] \cdot \{D_p\} \quad (3.9.2)$$

$$\{D_j\} = \begin{bmatrix} D_{j1} \\ D_{j2} \end{bmatrix} \quad \{D_p\} = \begin{bmatrix} D_{p1} \\ D_{p2} \\ D_{p3} \end{bmatrix}$$

$$[T_{jP}] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -YCR_j \\ 0 & 1 & XCR_j \end{bmatrix}$$

A matriz de transformação T_{jP} representa o operador geométrico que transforma deslocamentos do corpo rígido para o nó j. A matriz e os vetores (D_j) e (D_p) possuem diferentes formas de acordo com o tipo de estrutura. Para pórticos planos tem-se:

$$[T_{jP}] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -YCR_j \\ 0 & 1 & XCR_j \\ 1 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Uma transformação similar pode ser desenvolvida para ações no ponto "p" em termos de ações localizadas sobre o corpo rígido. Para este propósito considera-se a figura 46, a qual mostra ações A_{j1} e A_{j2} aplicadas no nó "j" do exemplo exposto. As ações estaticamente equivalentes A_{p1} , A_{p2} e A_{p3} aplicadas no ponto "p" são também mostradas na figura 46. O conjunto de ações (A_{p1}, A_{p2}, A_{p3}) pode ser expresso da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} AP1 \\ AP2 \\ AP3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -YCRj & XCRj \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Aj1 \\ Aj2 \end{bmatrix} \quad (3.9.3)$$

Note-se que a matriz de transformação é a transposta da matriz da eq. 3.9.2, podendo a relação ser expressa como:

$$\{Ap\} = [TjP]^T \cdot \{Aj\} \quad (3.9.4)$$

A próxima operação pode ser considerada como a transformação da rigidez de certas partes da estrutura associadas com corpos rígidos. Esta operação requer uma combinação das transformações de ações e deslocamentos. Para um exemplo do tipo de manipulação necessária, considera-se a equação de ação-deslocamento para um determinado nó. Em termos de rigidez S_{jj} para o nó (figura 46):

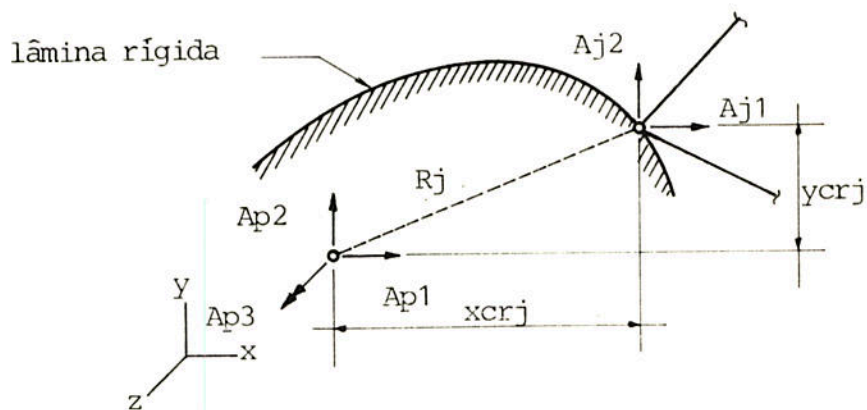


FIGURA 46 - Estruturas ligadas a corpos rígidos - Ações

$$\{Aj\} = [S_{jj}] \cdot \{Dj\} \quad (3.9.5)$$

substituindo o vetor $\{Dj\}$ pelo fornecido na equação (3.9.2):

$$\{Aj\} = [S_{jj}] \cdot [Tjp] \cdot \{Dp\} \quad (3.9.6)$$

substituindo a equação (3.9.6) a equação (3.9.4):

$$\{Ap\} = [TjP]^T \cdot [S_{jj}] \cdot [Tjp] \cdot \{Dp\} \quad (3.9.7)$$

Transformações similares podem ser aplicadas para deslocamentos, ações e rigidez de membros individuais.

3.10. Matriz de rigidez dos elementos propostos

3.10.1. Elemento para paredes com aberturas

É o elemento de pórtico normalmente utilizado com extremidades rígidas sendo que a parte flexível pode deformar-se na flexão, no corte e axialmente. Este elemento possui três graus de liberdade em cada nó, aplicados em pontos das extremidades que são rígidas, (figura 47).

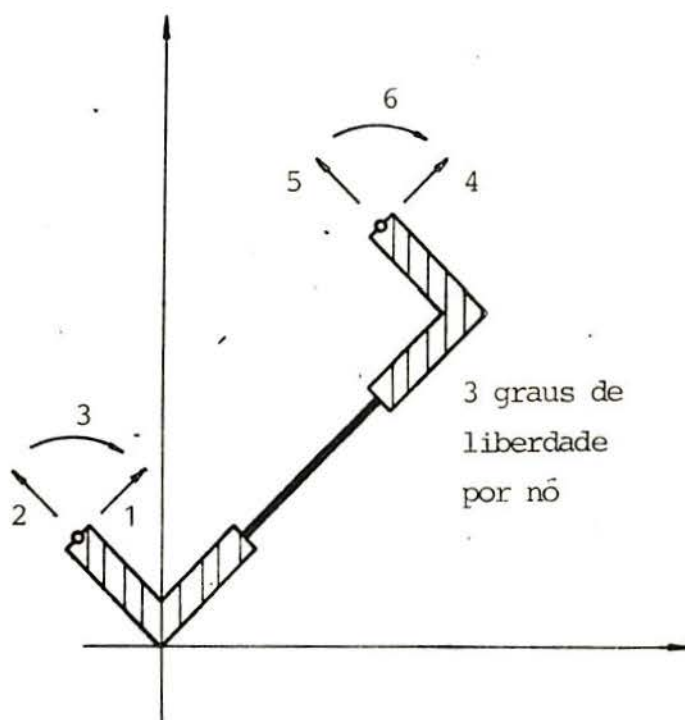


FIGURA 47 - Elementos de paredes com aberturas

É necessário transportar as ações até o início da extremidade, onde começa a parte rígida através de matrizes de transferência [12], [17], [16]. Para o elemento da figura 48a a relação entre as ações nodais {PAB} e suas correspondentes.

$$\{PAB\} = [KEAB] \cdot \{UAB\} \quad (3.10.1.1.)$$

onde:

$$[KEAB] = [T1]^T \cdot [H]^T \cdot [K] \cdot [H] \cdot [T1] \quad (3.10.1.2)$$

Sendo $[K]$ a matriz de rigidez do elemento mostrado na figura 48b. A matriz $[KEAB]$ pode ser obtida através do sistema apresentado na figura 48.

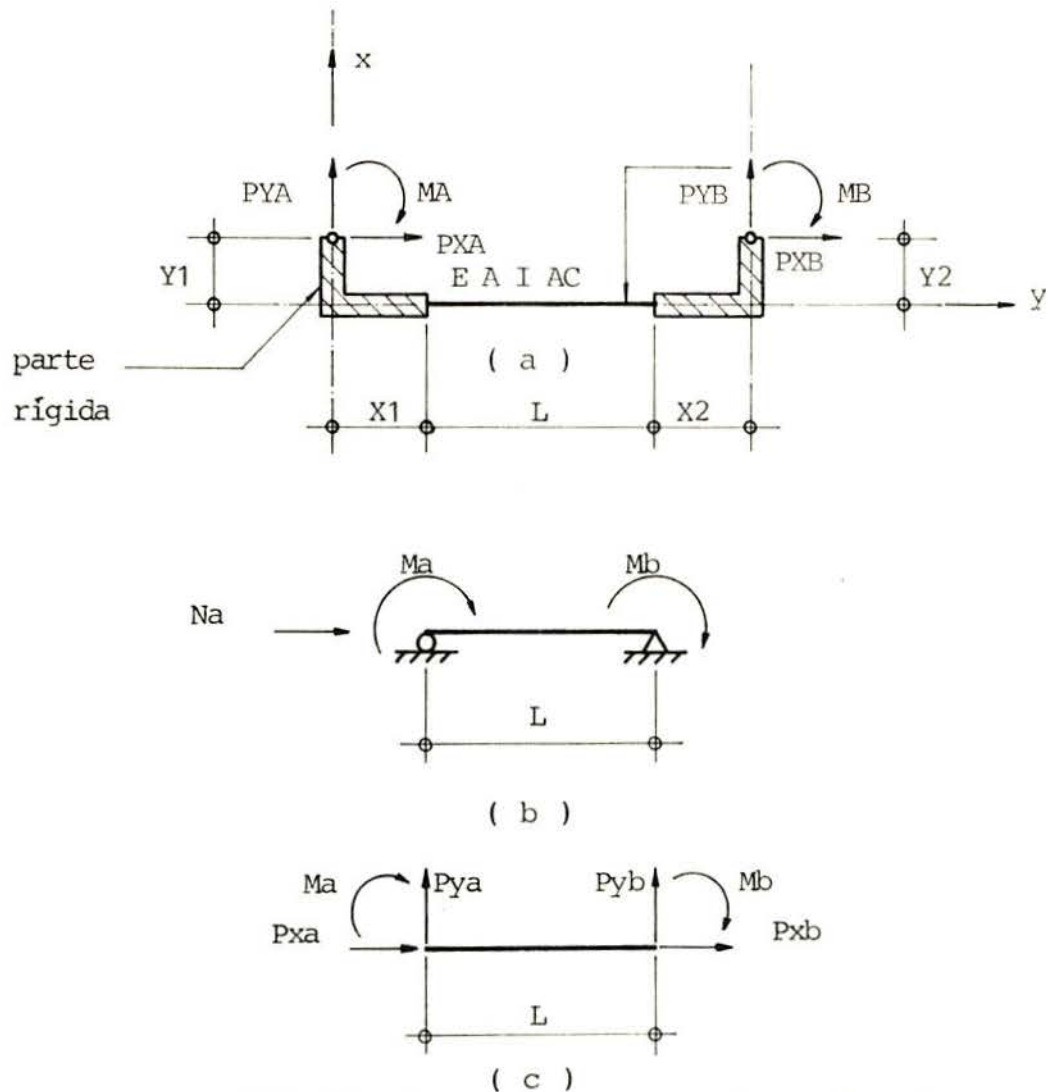


FIGURA 48 - Elemento com extremidades rígidas

onde:

$$\{P1\} = [K] \cdot \{U1\} \quad (3.10.1.3)$$

$$\{P1\}^T = \{Na, Ma, Mb\}$$

$$\{U1\} = \text{correspondentes deformações}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & K_{aa} & K_{ab} \\ 0 & K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix}$$

$$K_{aa} = \frac{2.I.(1/3 - B)}{L.(2.B + 1/6)} \quad (3.10.1.4)$$

$$K_{ab} = \frac{I.(1/3 + 2.B)}{L.(2.B + 1/6)} \quad (3.10.1.5)$$

$$K_{bb} = \frac{2.I.(1/3 + B)}{L.(2.B + 1/6)} \quad (3.10.1.6)$$

$$K_{ba} = \frac{I.(1/3 - 2.B)}{L.(2.B + 1/6)} \quad (3.10.1.7)$$

$$B = 2.I(1 + \nu) / (AC.L)^2 \quad (3.10.1.8)$$

AC = Área efetiva sujeita ao esforço de corte

[T1] = transfere {PAB} para {Pab}

$$\{PAB\}^T = \{PXA, PYA, MA, PXB, PYB, MB\}$$

$$\{Pab\} = \{Pxa; Pya; Ma, Pxb, Pyb, Mb\}$$

$$[H] = \begin{matrix} N \\ Q \\ M \end{matrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1/L & 1 & 0 & 1/L & 0 \\ 0 & -1/L & 0 & 0 & 1/L & 1 \end{bmatrix}$$

$$[T1]^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ +Y1 & +X1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & +Y2 & -X2 & 1 \end{bmatrix}$$

Efetuando o produto $[KEAB] = [T1]^T \cdot [H] \cdot [K] \cdot [H] \cdot [T1]$, obtém-se a matriz $[KEAB]$.

3.10.2 Elemento para paredes sem aberturas

Para concluir com êxito a representação das paredes sem aberturas um elemento especial deve ser apresentado, figura 49. Este elemento tem dois extremos rígidos perpendiculares a uma parte flexível.

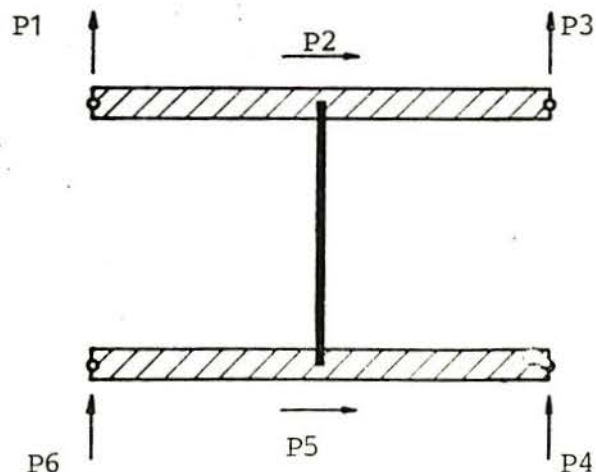


FIGURA 49 - Elementos de paredes sem aberturas

Como já foi esclarecido é necessário transportar as ações dos nós para a junção entre a parte flexível e rígida através de matrizes de transferência [17]. Para o elemento da figura 50c a relação entre as ações nodais $\{P_{pr}\}$, onde $\{P_{pr}\} = \{P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6\}$ e as correspondentes deformações $\{U_{pr}\}$ é:

$$\{P_{pr}\} = [K_{pr}] \cdot \{U_{pr}\} \quad (3.10.2.1)$$

onde:

$$[K_{pr}] = [T_2]^T \cdot [H] \cdot [H] \cdot [K] \cdot [H] \cdot [T_2] \quad (3.10.2.2)$$

sendo $[K]$ a matriz de rigidez do elemento de parede mostrado na figura 50a. A matriz $[K_{pr}]$ pode ser obtida através do sistema apresentado na figura 50.

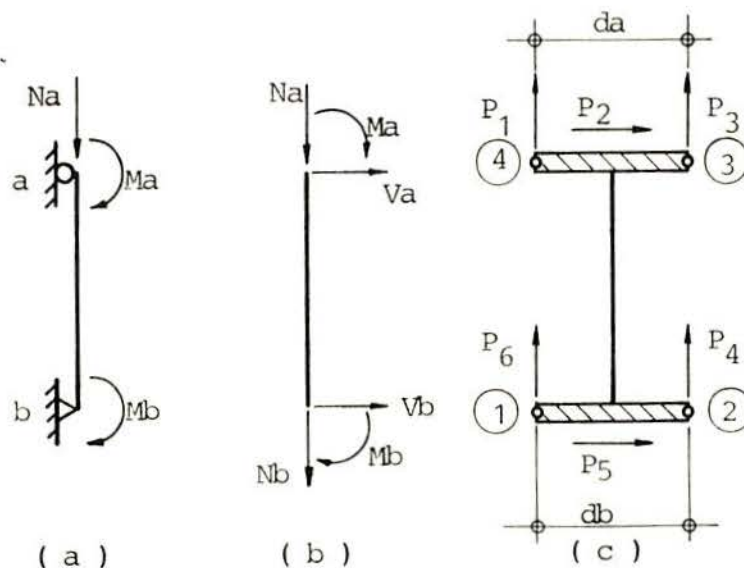


FIGURA 50 - Desenvolvimento para elementos de paredes sem aberturas

onde:

$$\{Pr\} = [K] \cdot \{Ur\} \quad (3.10.2.3)$$

$$\{Pr\}^T = \{Na, Ma, Mb\}$$

\{Ur\} = correspondentes deformações

$$[K] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & K_{aa} & K_{ab} \\ 0 & K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix}$$

$$K_{aa} = \frac{2 \cdot I \cdot (1/3 + B)}{L \cdot (2 \cdot B + 1/6)}$$

$$K_{ab} = \frac{L \cdot (1/3 - 2 \cdot B)}{L \cdot (2 \cdot B + 1/6)}$$

$$K_{bb} = \frac{2 \cdot I \cdot (1/3 + B)}{L \cdot (2 \cdot B + 1/6)}$$

$$K_{ba} = \frac{I \cdot (1/3 - 2 \cdot B)}{L \cdot (2 \cdot B + 1/6)}$$

$$B = \frac{2 \cdot I \cdot (1 + \nu)}{AC \cdot L}$$

AC = Área efetiva sujeita ao esforço cortante

ν = coeficiente de Poisson

[T2]^T = transfere {Ppr} para {Pab}

$$\{P_{pr}\}^T = \{P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6\}$$

$$\{P_{ab}\}^T = \{N_a, V_a, M_a, N_b, V_b, M_b\}$$

Efetuada o produto $[K_{pr}] = [T_2]^T \cdot [H] \cdot [K] \cdot [H] \cdot [T_2]$ obtêm-se então a matriz $[K_{pr}]$.

$$[H] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 1 \\ 0 & -1/L & 1 & 0 & 1/L & 0 \\ 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[T_2]^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ db/2 & 0 & -db/2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -da/2 & 0 & da/2 \end{bmatrix}$$

3.10.3 Elemento convencional de barra de pórtico

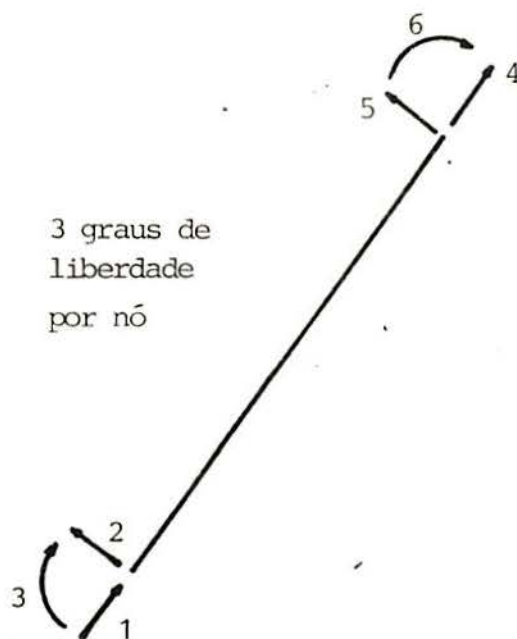


FIGURA 51 - Elemento padrão de barra de pórtico

$$[K] = \begin{bmatrix} EA/L & & & & & & & & \\ 0 & 12EI/L^3 & & & & & & & \\ 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L & & & & & & \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L & & & & & \\ 0 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 12EI/L^3 & & & & \\ 0 & 6EI/L^2 & 2EI/L & 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L & & & \end{bmatrix} \quad \text{SIMÉTRICA}$$

3.10.4 Elementos compostos

3.10.4.1. Elemento tipo 5

Dois tipos de analogias de pórtico tem sido desenvolvidas para análise de tensões em "Paredes Resistentes" [24]. Elas fornecem uma alternativa a técnica dos elementos finitos para "Paredes Resistentes" que podem ser subdivididas em uma malha de módulos retangulares. Estes módulos serão montados através de barras sendo que o conjunto funciona como uma malha de módulos compostos por barras, as quais possuem propriedades representativas.

As diagonais provêm a interferência do momento e a rigidez ao corte que ocorre na análise ordinária de colunas largas, conseqüentemente, permite uma representação mais precisa de "Paredes Resistentes".

Implantando-se vigas rígidas nos níveis dos andares de uma parede obtém-se o esquema mostrado na figura 52. Para representar esta "Parede Resistente" através de um conjunto de módulos formados por barras é necessário o esquema da figura 53.

Sendo que um módulo consiste de duas vigas horizontais rígidas de comprimento igual a largura do segmento de parede, conectadas por uma coluna central, com dois tirantes (diagonais) conectados nas extremidades das vigas (figura 54).

O módulo deve representar um determinado segmento de parede, portanto, necessariamente deve possuir as mesmas características do módulo real (figura 55).

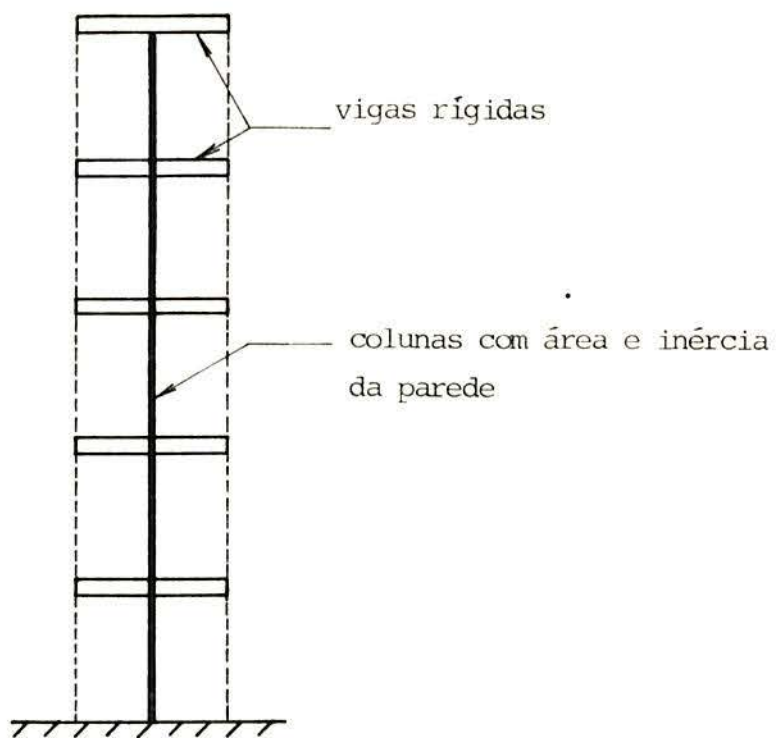


FIGURA 52 - Representação através de pórticos

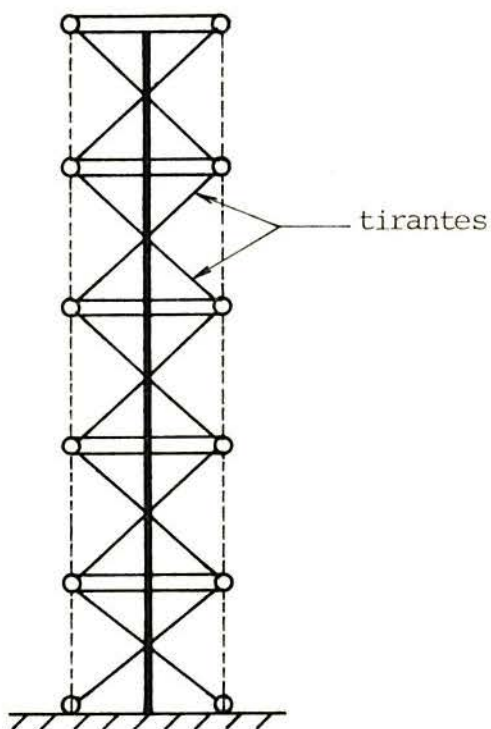


FIGURA 53 - Representação através de módulos

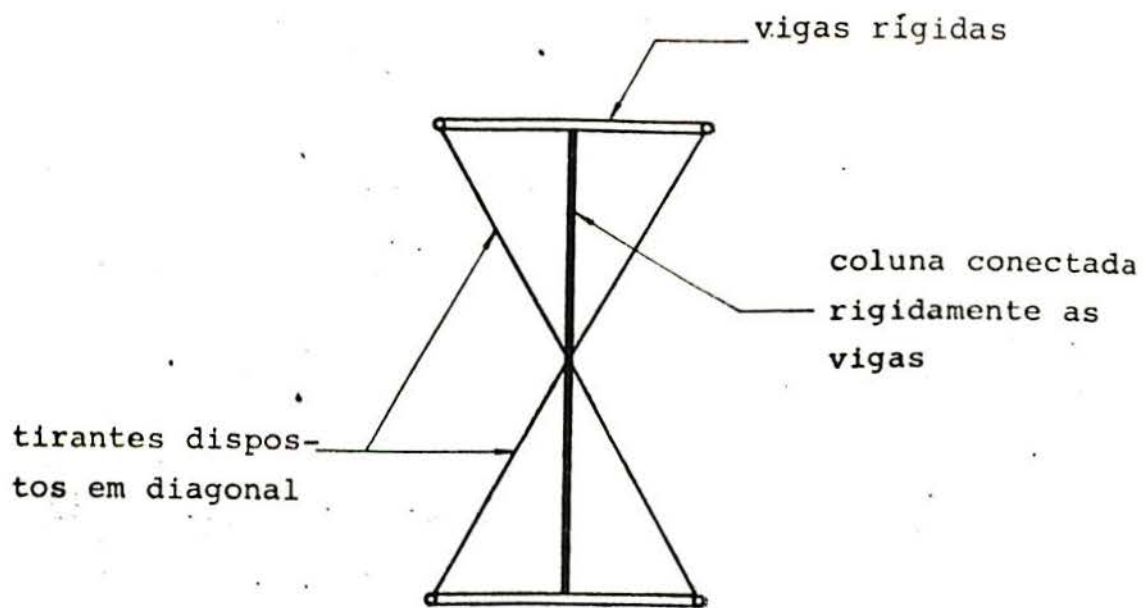


FIGURA 54 - Módulo simulador de paredes

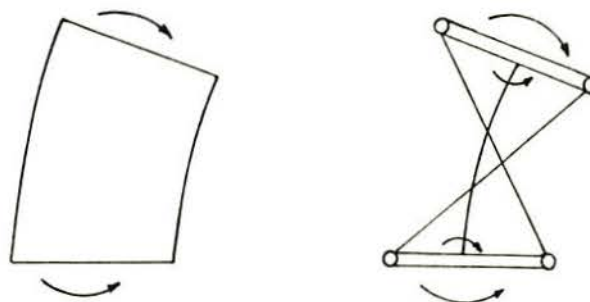


FIGURA 55 - Segmento de parede sujeito a flexão

3.10.4.1.1. Rigidez a Flexão

- E_f = Módulo de elasticidade do pórtico
- I_c = Momento de inércia da coluna
- E_w = Módulo de elasticidade da parede
- I_w = Momento de inércia da parede
- b = Largura do módulo

$$E_f \cdot I_c = E_w \cdot I_w \quad (3.10.4.1.1)$$

$$I_w = \frac{t \cdot b^3}{12} \quad (3.10.4.1.2)$$

$$E_f \cdot I_c = \frac{E_w \cdot t \cdot b^3}{12} \quad (3.10.4.1.3)$$

$$E_f = E_w = E \quad (3.10.4.1.4)$$

$$I_c = I_w = \frac{t \cdot b^3}{12} \quad (3.10.4.1.5)$$

3.10.4.1.2 Rigidez ao corte

Equacionando a rigidez ao corte do módulo de pórtico para o segmento de parede (figura 56).

$$\frac{12 \cdot E \cdot I_c}{h} + \frac{2 \cdot E \cdot A_d \cdot \cos^2 \theta}{L} = \frac{b \cdot t \cdot G}{h} \quad (3.10.4.1.6)$$

onde:

t = Espessura do módulo

b = Largura do módulo

h = Altura do módulo

A_d = Área das diagonais

G = módulo de elasticidade transversal

v = coeficiente de Poisson

L = comprimento das diagonais

$$E = 2 \cdot (1 + v) \cdot G \quad (3.10.4.1.7)$$

$$B = \frac{h^2}{[16 \cdot b \cdot (1 + v)]} \quad (3.10.4.1.8)$$

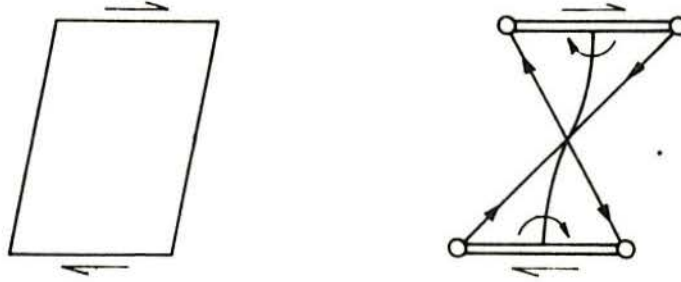


FIGURA 56 - Segmento de parede sujeito ao corte

3.10.4.1.3. Rigidez Axial

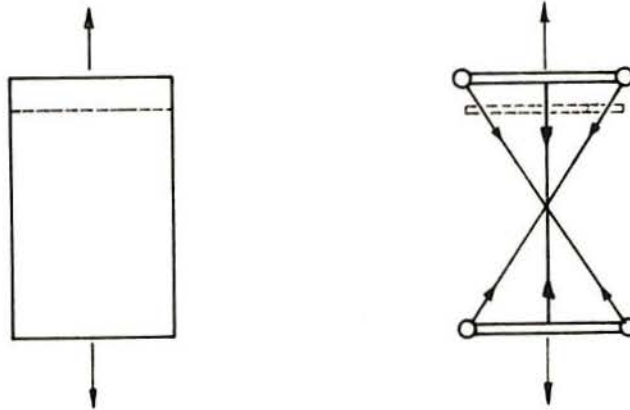


FIGURA 57 - Segmento de parede sujeito a esforço axial

A rigidez axial do módulo deve-se a rigidez axial da coluna e as componentes verticais das diagonais. Tomando o módulo de parede e equacionando a rigidez axial tem-se:

$$\frac{E.A_c}{h} + \frac{2.E.A_d.\sin^2 \theta}{L} = \frac{E.A_w}{h} \quad (3.10.4.1.9)$$

$$A_c = A_w(2 - 8 \cdot B) \quad (3.10.4.1.10)$$

3.10.4.1.4. Solução das equações para o elemento 5

Coluna:

Momento de Inércia

$$I_c = \frac{t \cdot b^3}{12} \quad (3.10.4.1.11)$$

Área da Seção Transversal

$$A_c = b \cdot t (2 - 8 \cdot B) \quad (3.10.4.1.12)$$

Diagonais:

Momento de Inércia

$$I_d = 0 \quad (3.10.4.1.13)$$

Área da Seção Transversal

$$A_d = \frac{b \cdot t}{\sin^3 \theta} \cdot (4 \cdot B - 0.5) \quad (3.10.4.1.14)$$

3.10.4.1.5. Conversão dos resultados para tensões nas paredes

A análise fornece as forças nos membros de cada módulo. Os esforços necessários para determinar as tensões nas

paredes são os momentos fletores, força cortante e axial na coluna e força axial nas diagonais. Esses esforços são usados em cada módulo para determinar as resultantes de momento, força axial e força cortante as quais são aplicados ao segmento de parede para determinação das tensões nas paredes. A resultante de momentos no segmento de seção é obtida pela média dos momentos do topo e base da coluna. A resultante de forças axiais é a soma da força axial da coluna e as componentes verticais das diagonais. A resultante de esforço cortante é a soma dos cortantes da coluna e as componentes horizontais das forças axiais das diagonais.

Estas tensões são para a altura média de cada segmento. A resultante vertical de tensões, as quais são obtidas da combinação das tensões de flexão e axial, variam linearmente sobre a largura do segmento e são uniformes ao longo da altura. As tensões devido ao esforço cortante são uniformes sobre todo o segmento de parede.

3.10.4.2 Elemento 6 e 7

Estes elementos também são formados pela composição de barras simulando um módulo de parede. Originalmente foi idealizado um elemento simétrico, com vigas rígidas em seus extremos superior e inferior ligados por colunas conectadas rigidamente a vigas, com tirantes ligados as vigas funcionando como diagonais (figura 58). O módulo assim considerado trabalha satisfatoriamente quando existe apenas ligações de paredes ortogonais. Com duas colunas conectadas rigidamente as vigas, o encontro de paredes que não seja ortogonal não deixa os módulos trabalharem de forma independente como deveriam. Consequentemente o módulo foi feito assimétrico (Figura 59), porém, com um comportamento idêntico ao módulo simétrico.

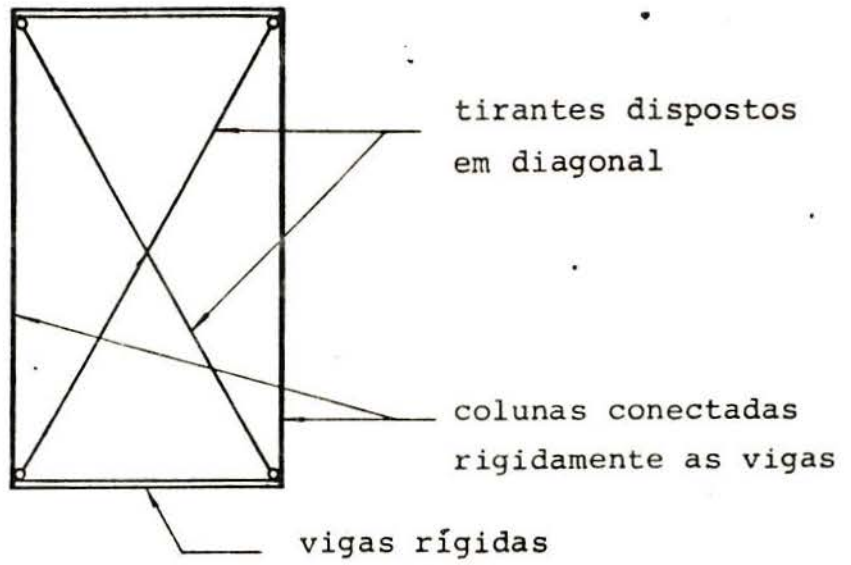


FIGURA 58 - Módulo simétrico

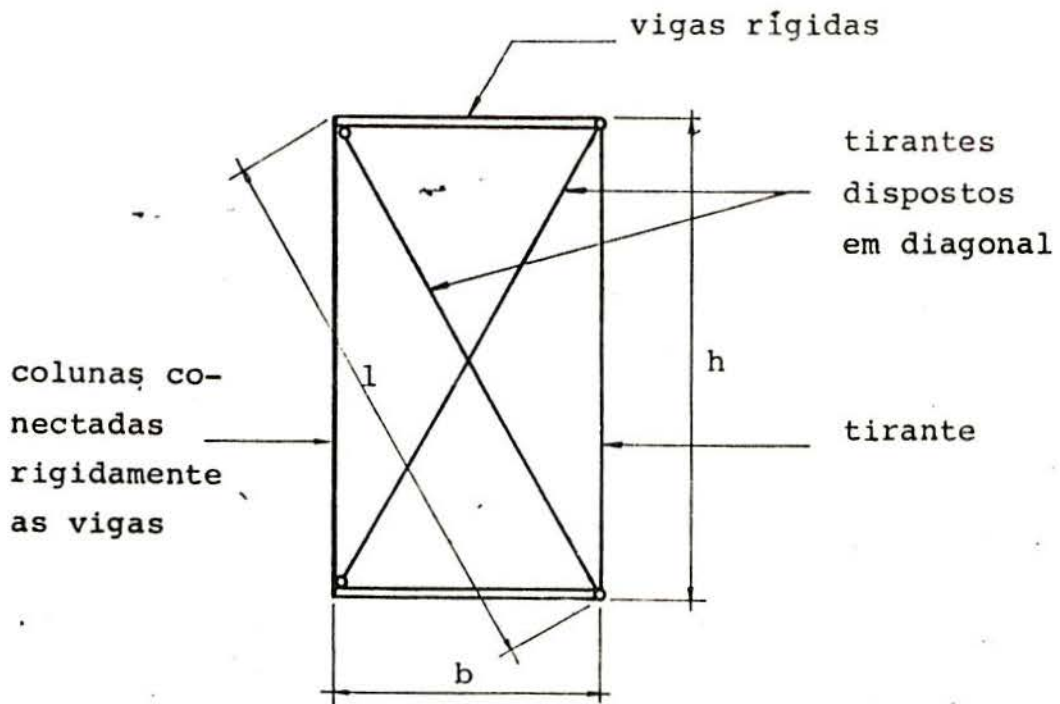


FIGURA 59 - Módulo assimétrico

3.10.4.2.1 Rigidez a flexão

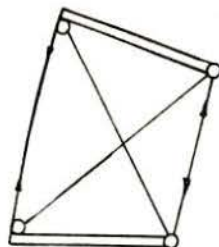


FIGURA 60 - módulo assimétrico sujeito a flexão

Equacionando a rigidez a flexão do módulo simulador com a rigidez do segmento de parede (figura 60) e assumindo que ambos possuem o mesmo módulo de elasticidade tem-se:

$$I_c + 2.A_c.\left(\frac{b^2}{2}\right) = \frac{t.b^3}{12} \quad (3.10.4.2.1)$$

onde:

A_c - Área da seção transversal da coluna

I_c - Momento de inércia da coluna

b - Largura do módulo

t - Espessura do módulo

3.10.4.2.2. Rigidez ao corte

$$\frac{12.E.I_c}{h} + \frac{2.E.A_d.\cos^2\theta}{L} = \frac{G.b.t}{h} = \frac{E.b.t}{2(1+\nu)h} \quad (3.10.4.2.2)$$

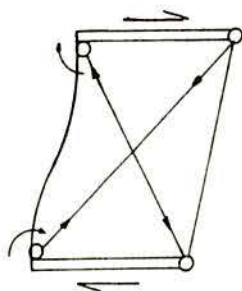


FIGURA 61 - Módulo assimétrico sujeito ao corte

3.10.4.2.3. Rigidez axial

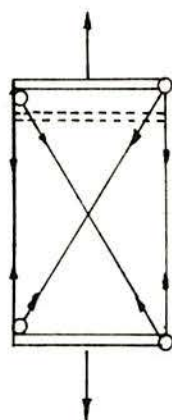


FIGURA 62 - Módulo assimétrico sujeito a esforço axial

$$\frac{2.E.Ac}{h} + \frac{2.E.Ad.\sin^3\theta}{L} = \frac{E.b.t}{L} \quad (3.10.4.2.3)$$

3.10.4.2.4 Solução das equações para o elemento 7

coluna:

Momento de inércia

$$I_c = \frac{t.b^3}{12} \quad (6.B-0.5) \quad (3.10.4.2.4)$$

sendo "B" obtido na equação (3.10.4.1.8)

Área transversal

$$A_c = t.b (0.25 - B) \quad (3.10.4.2.5)$$

Tirante:

Área transversal

$$A_c = t.b (0.25 - B) \quad (3.10.4.2.6)$$

Diagonais:

$$A_d = \frac{t.b}{\sin^3 \theta} (0.25 + B) \quad (3.10.4.2.7)$$

3.10.4.2.5 Conversão dos resultados para tensões nas paredes

O momento resultante no módulo é a soma do momento médio obtido dos momentos superior e inferior da coluna com o produto da força axial da coluna e do tirante pela metade da largura do módulo. A resultante das forças axiais é a soma da força axial da coluna com a do tirante e as componentes verticais das diagonais. A resultante de força cortante é a soma do cortante na coluna com as componentes horizontais das diagonais.

4. APLICAÇÕES

4.1. Introdução

Vários modelos de "Paredes Resistentes" são encontrados em casos práticos. Neste capítulo é apresentado alguns modelos de "Paredes Resistentes", empregando para sua solução os elementos propostos no capítulo precedente. Os modelos são:

- Paredes sem aberturas
- Paredes com linhas de aberturas de portas
- Paredes com linhas de aberturas de janelas
- Paredes com larguras desiguais
- Paredes com seção transversal variável
- Paredes com vigas de transição
- Paredes interligadas a pórticos

4.2. Paredes sem Aberturas

A representação de paredes sem aberturas pode ser feita através dos seguintes modelos propostos:

Exemplo 1:

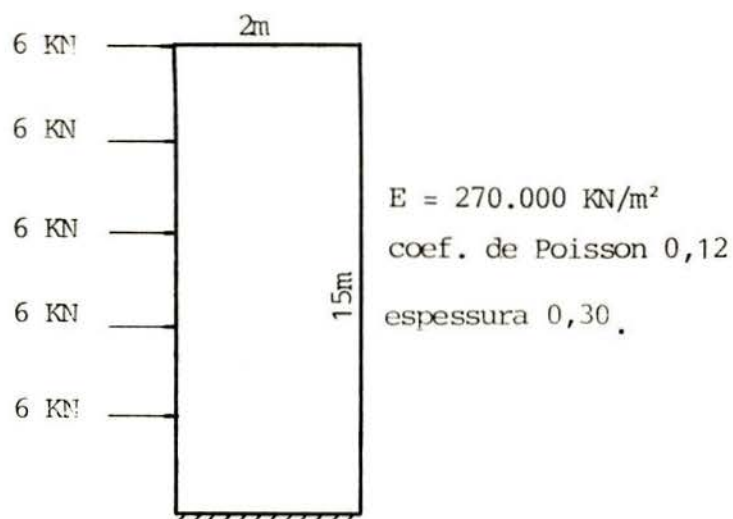


FIGURA 63 - Paredes sem aberturas

4.2.1. Representação de paredes sem aberturas através de elementos do tipo "1" (figura 64).

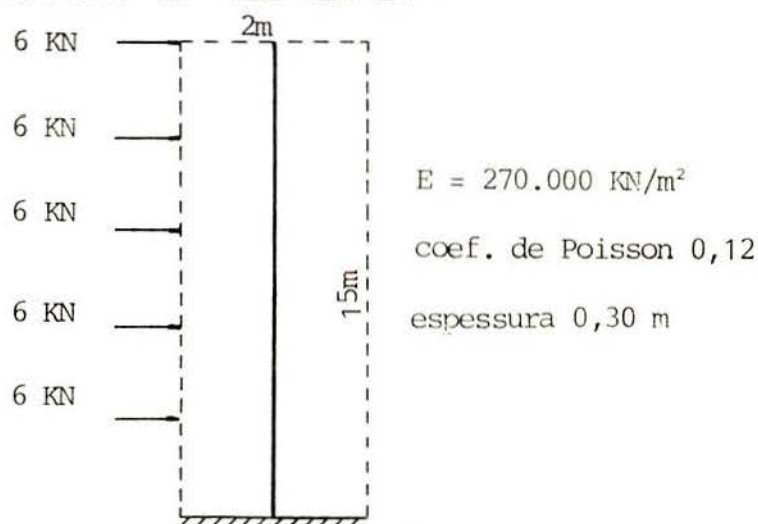


FIGURA 64 - Representação através do elemento "1"

4.2.2. Representação de paredes sem aberturas através de elementos do tipo "3" (figura 65).

4.2.3. Representação de paredes sem aberturas através de elementos do tipo "5" (figura 66).

4.2.4. Representação de paredes sem aberturas através de elementos do tipo "6" (figura 67).

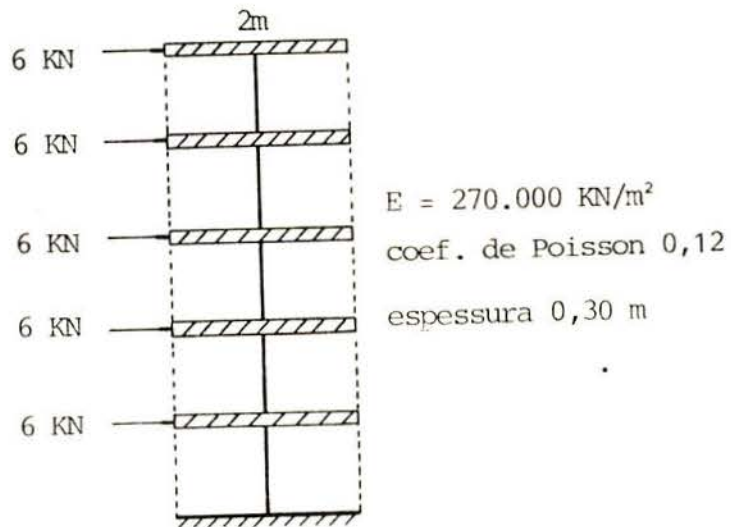


FIGURA 65 - Representação através do elemento "3"

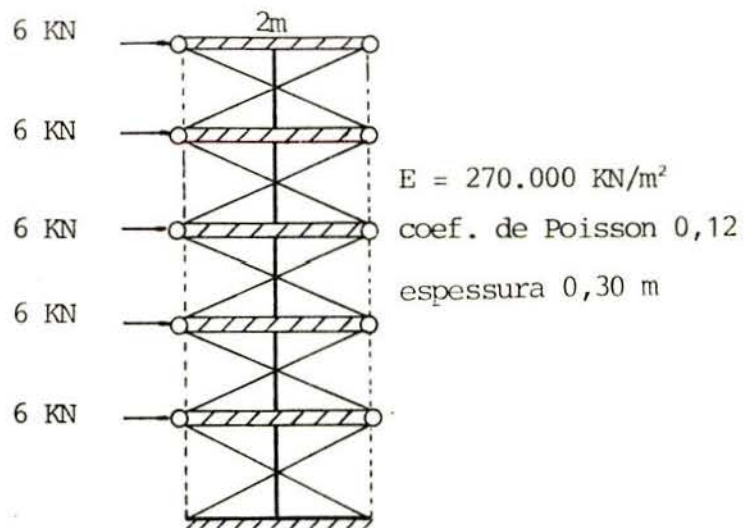


FIGURA 66 - Representação através do elemento "5"

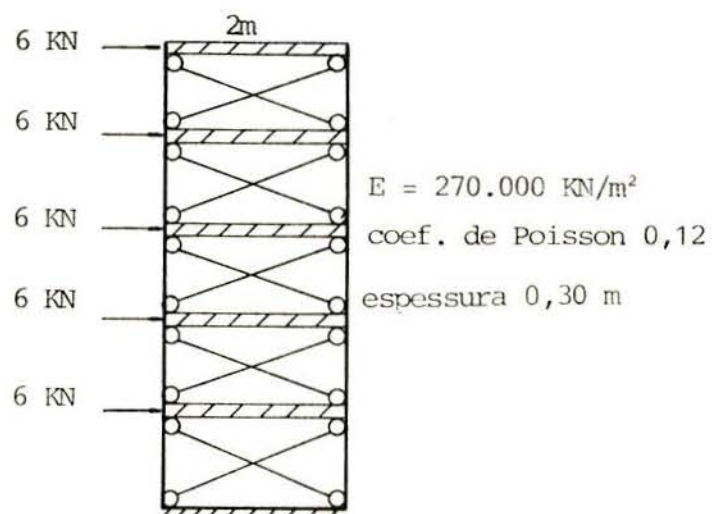


FIGURA 67 - Representação através do elemento "6"

4.2.5. Representação de paredes sem aberturas através de elementos do tipo "7" (figura 68).

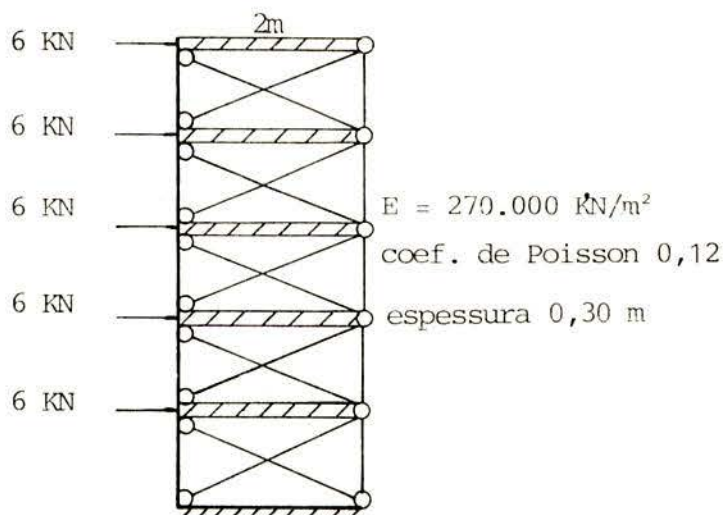


FIGURA 68 - Representação através do elemento "7"

4.3. Paredes com linhas de aberturas

A representação de paredes com aberturas pode ser feita através dos elementos propostos da seguinte forma:

Exemplo 2:

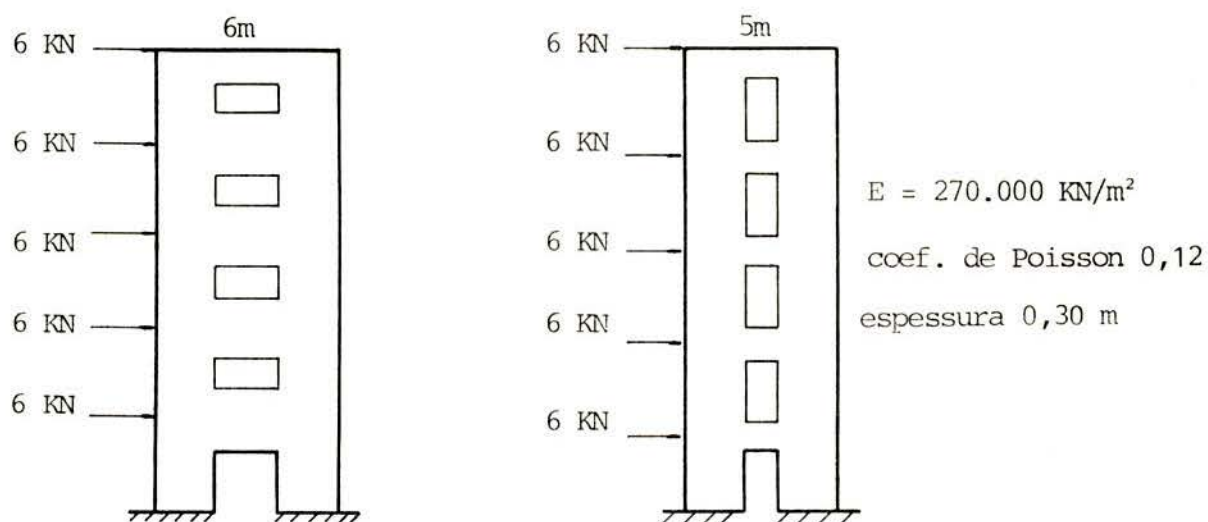


FIGURA 69 - Paredes com aberturas

4.3.1. Representação de paredes com aberturas através de elementos do tipo "1" (figura 70).

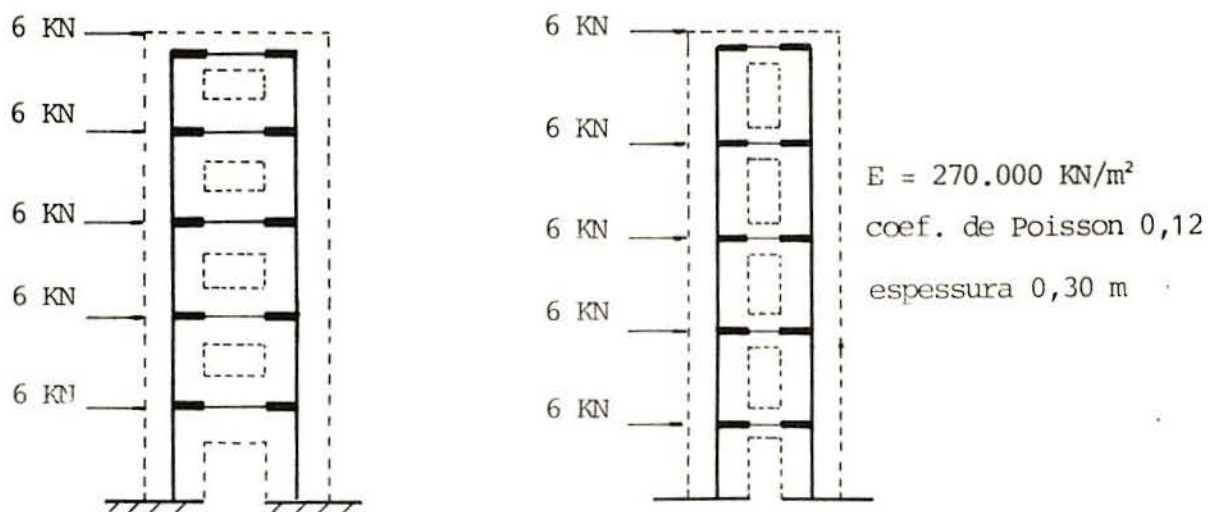


FIGURA 70 - Representação através do elemento "1"

4.3.2. Representação de paredes com aberturas através de elementos do tipo "2" (figura 71).

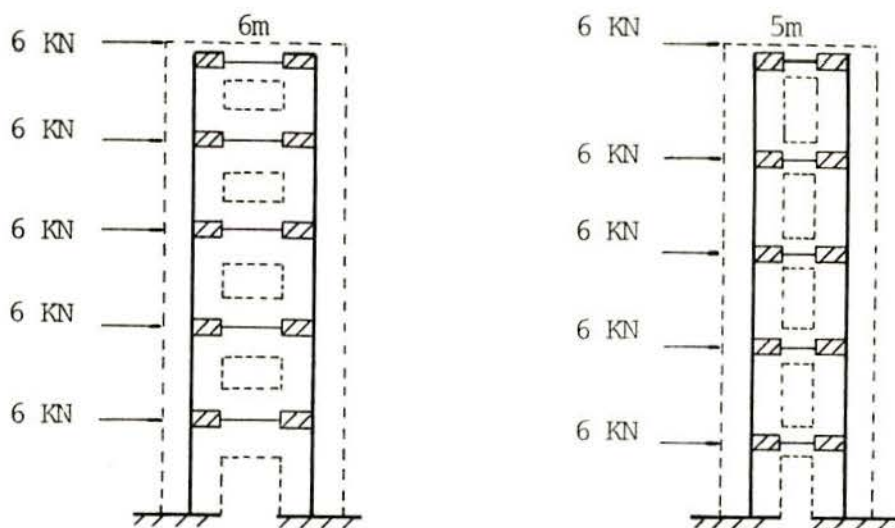


FIGURA 71 - Representação através do elemento "2"

4.3.3. Representação de paredes com aberturas através de elementos do tipo "5" (figura 72).

4.3.4. Representação de paredes com aberturas através de elementos do tipo "7" (figura 73).

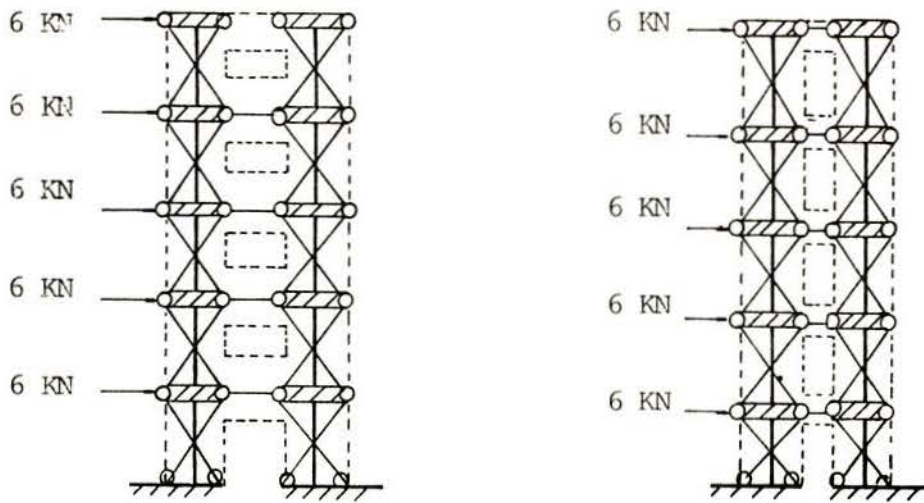


FIGURA 72 - Representação através do elemento "5"

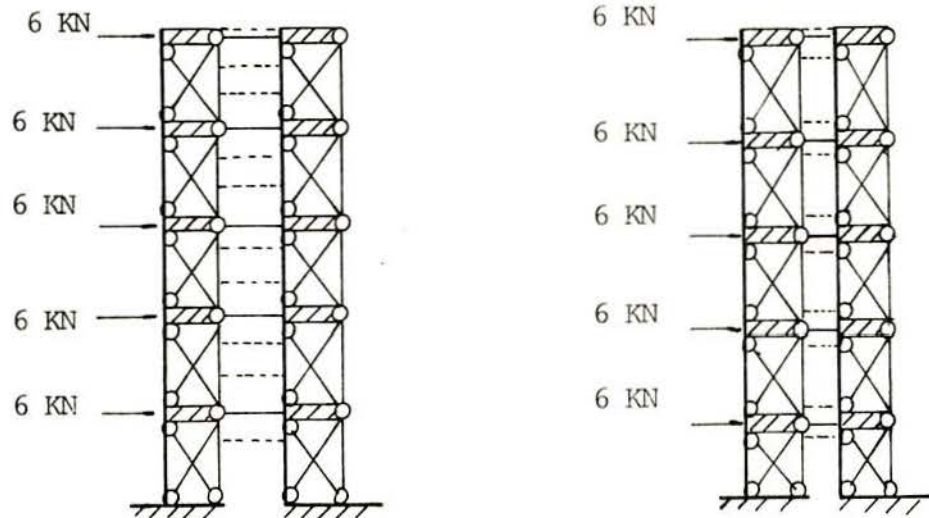


FIGURA 73 - Representação através do elemento "7"

4.4. Paredes com larguras desiguais

A representação de paredes com larguras desiguais através dos elementos propostos fica:

Exemplo 3:

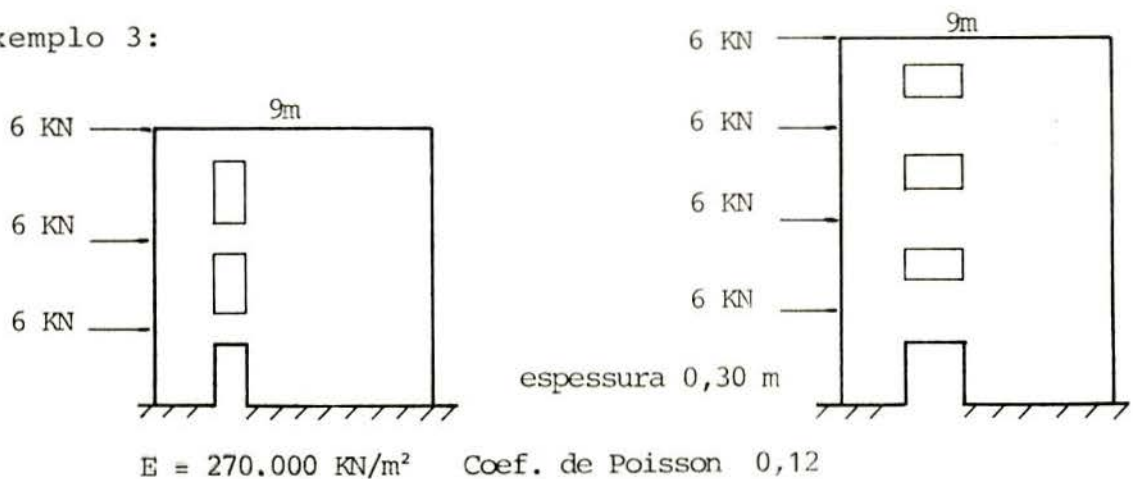


FIGURA 74 - Paredes com larguras desiguais

4.4.1. Representação de paredes com larguras desiguais através de elementos do tipo "1" (figura 75)

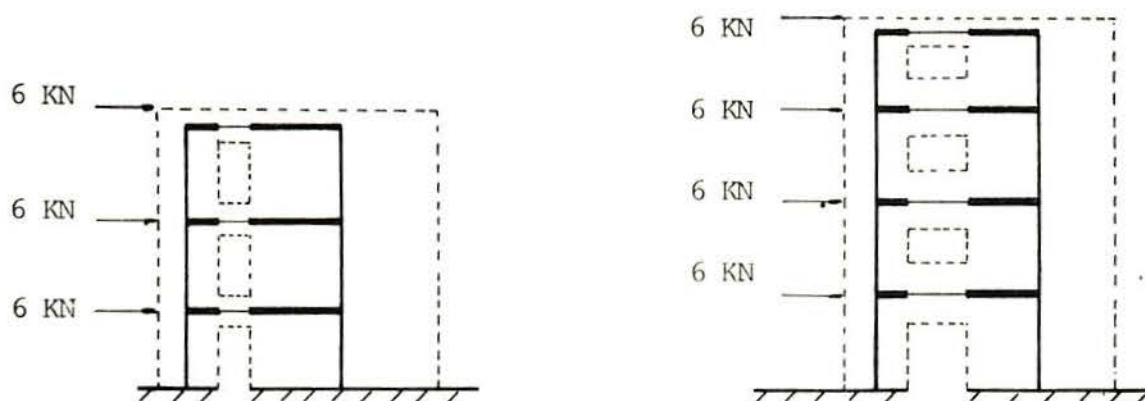


FIGURA 75 - Representação através do elemento "1"

4.4.2. Representação de paredes desiguais através de elementos do tipo "2" (figura 76).

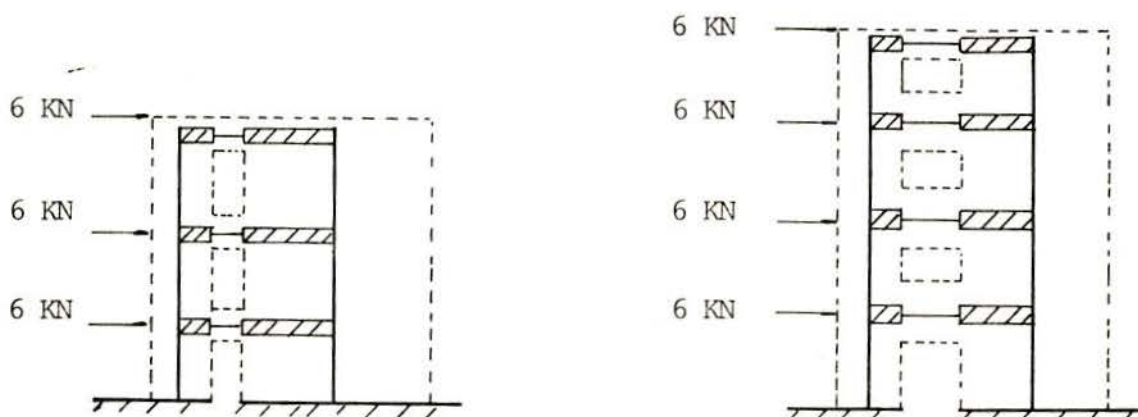


FIGURA 76 - Representação através do elemento "2"

4.4.3. Representação de paredes com larguras desiguais através de elementos do tipo "5" (figura 77).

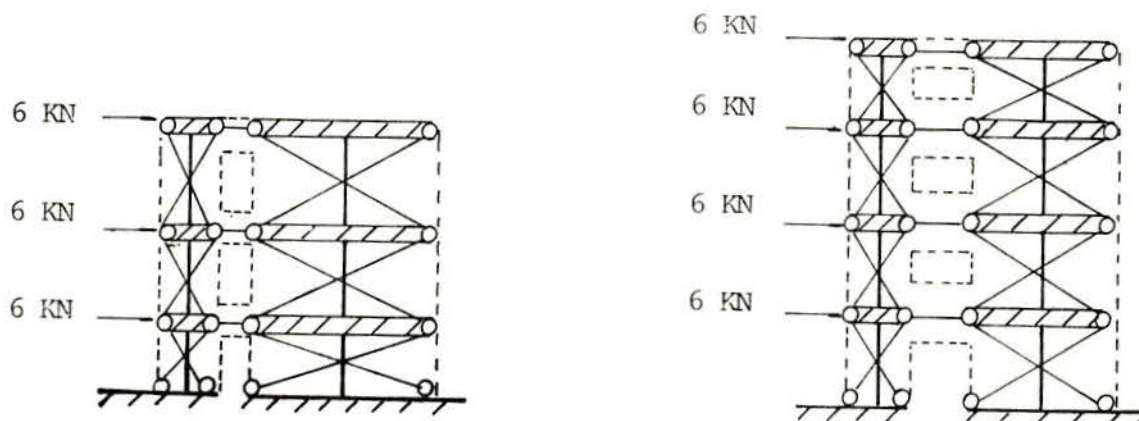


FIGURA 77 - Representação através do elemento "5"

4.4.4. Representação de paredes com larguras desiguais através de elementos do tipo "7" (figura 78).

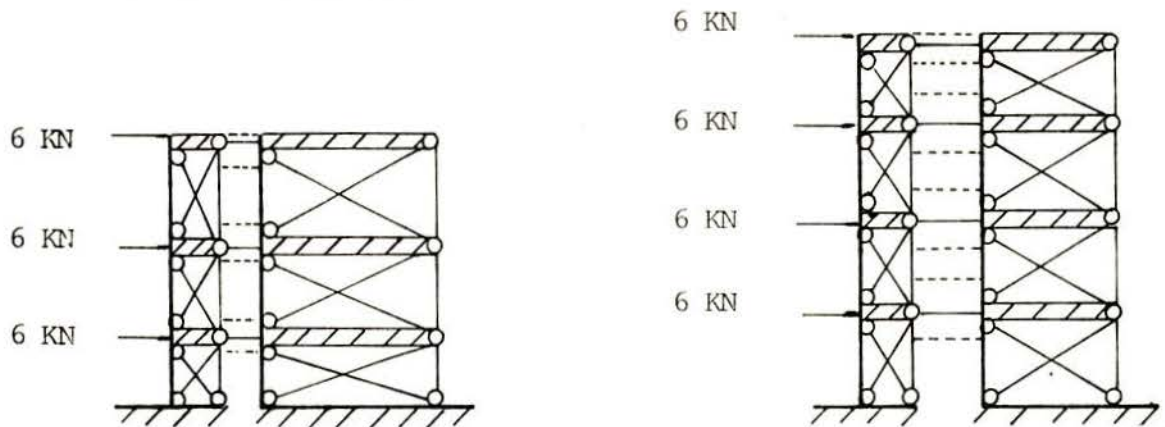


FIGURA 78 - Representação através do elemento "7"

4.5. Paredes com seção transversal variável

A representação de paredes com seção transversal variável pode ser feita através dos seguintes elementos propostos:

Exemplo 4:

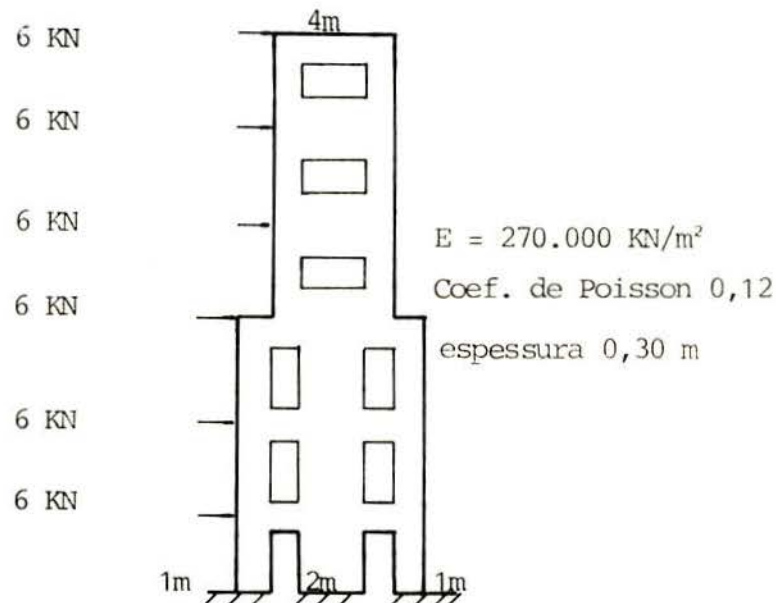


FIGURA 79 - Paredes com seção transversal variável

4.5.1. Representação de paredes com seção transversal variável através de elementos do tipo "1" (figura 80).

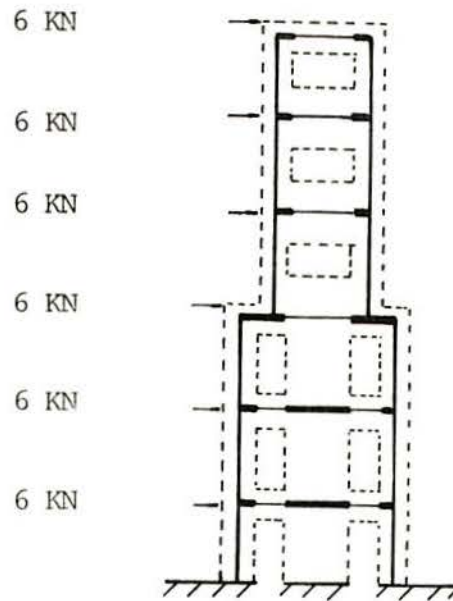


FIGURA 80 - Representação através do elemento "1"

4.5.2. Representação de paredes com seção transversal variável através de elementos do tipo "2" (figura 81).

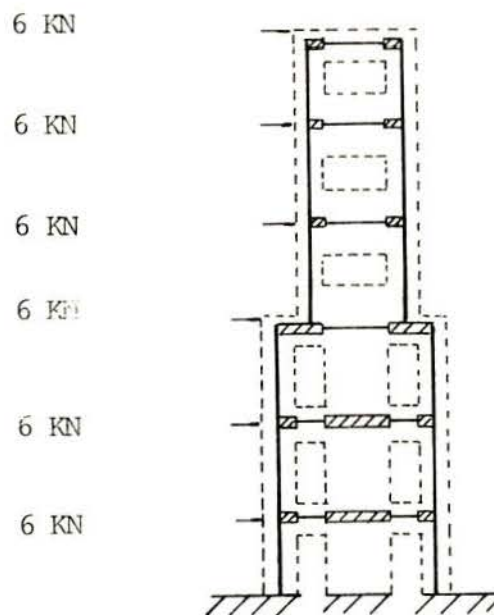


FIGURA 81 - Representação através do elemento "2"

4.6. Paredes com vigas de transição

A representação de paredes suportadas por vigas pode ser feita através dos seguintes elementos propostos:

Exemplo 5:

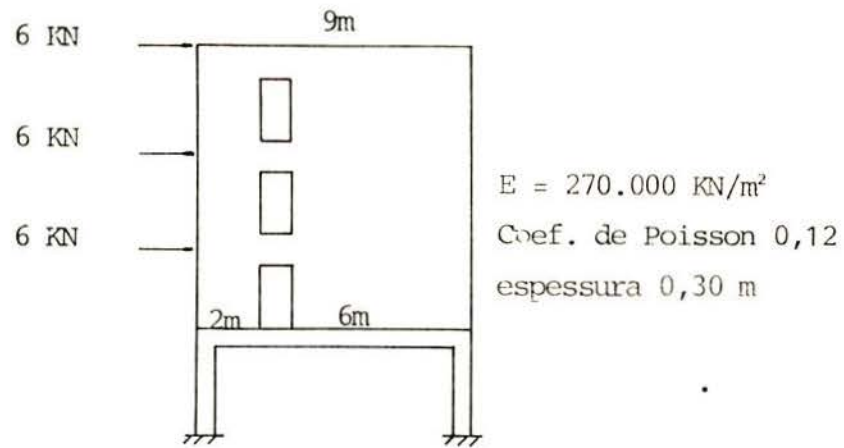


FIGURA 82 - Paredes com vigas de transição

4.6.1. Representação de paredes com vigas de transição através de elementos propostos do tipo "1" (figura 83).

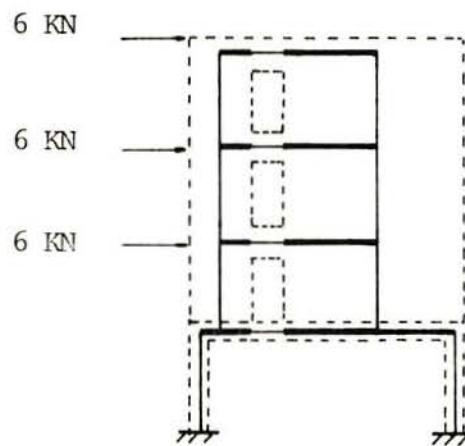


FIGURA 83 - Representação através do elemento "1"

4.6.2. Representação de paredes com vigas de transição através de elementos do tipo "2" (figura 84).

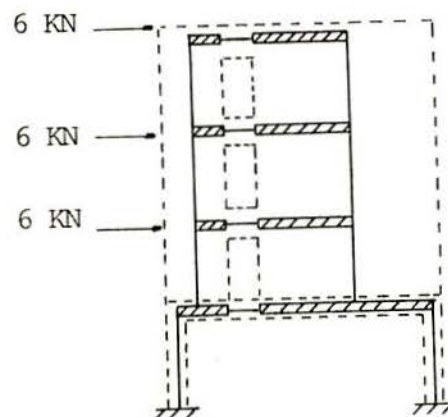


FIGURA 84 - Representação através do elemento "2"

4.7. Paredes interligadas a pórticos

A representação de paredes interligadas a pórticos através dos elementos propostos pode ser feita da seguinte forma:

Exemplo 6:

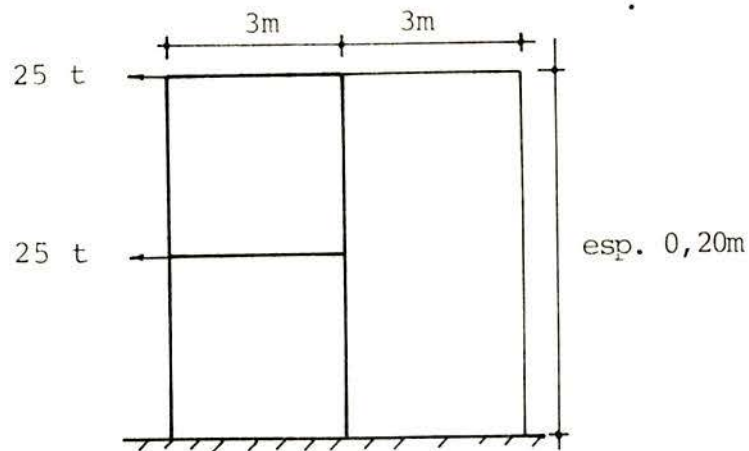


FIGURA 85 - Paredes ligadas a pórticos

4.7.1. Representação de paredes ligadas a pórticos com elementos do tipo "1" (figura 86).

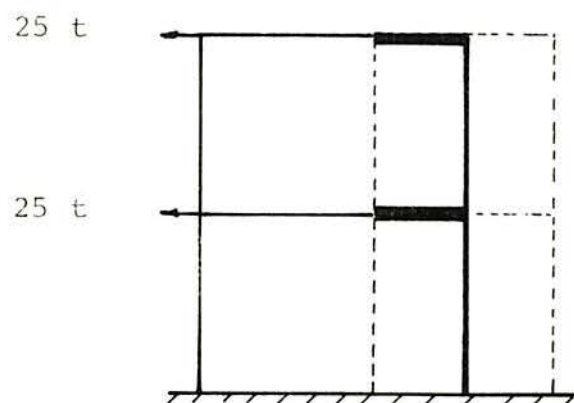


FIGURA 86 - Rep. através do elemento 1

4.7.2. Representação de paredes ligadas a pórticos com elementos do tipo "2" (figura 87).

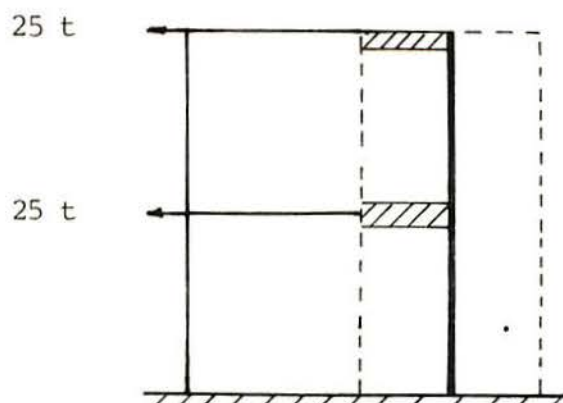


FIGURA 87 - Representação através do elemento "2"

4.7.3. Representação de paredes ligadas a pórticos com elementos do tipo "3" (figura 88).

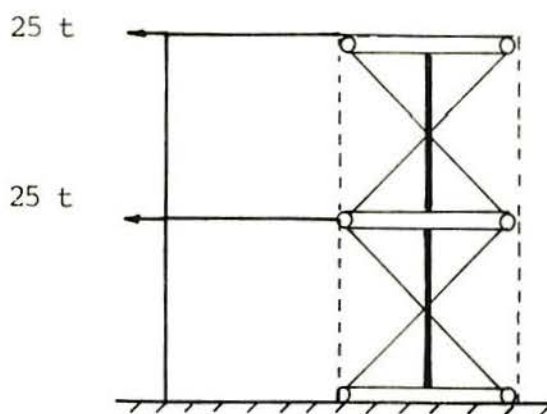


FIGURA 88 - Rep. através do elemento "5"

5. RESULTADOS



FIGURA 89 - Malha de elementos finitos
para o exemplo 1

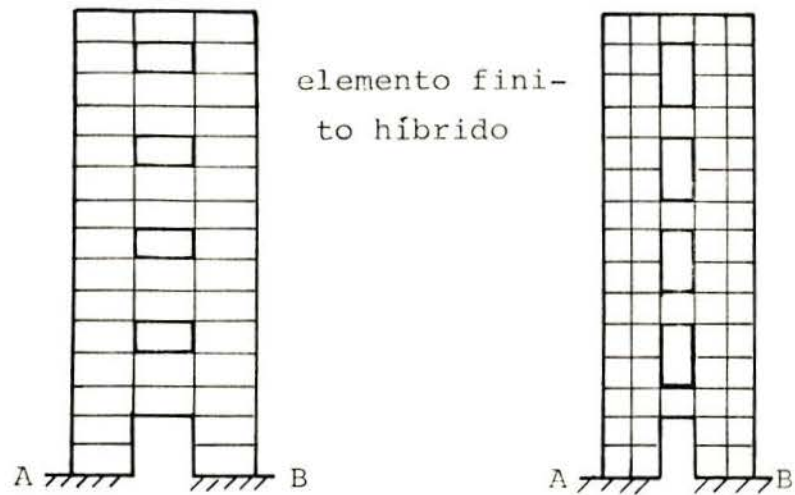


FIGURA 90 - Malha de elementos finitos
para o exemplo 2



FIGURA 91 - Malha de elementos finitos para o exemplo 3

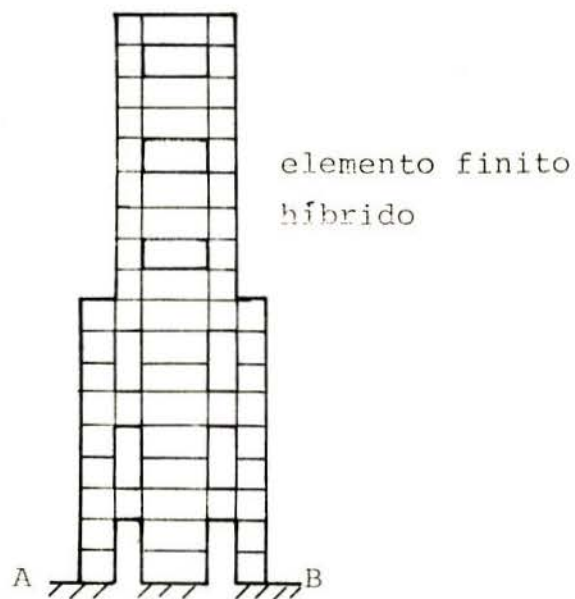


FIGURA 92 - Malha de elementos finitos para o exemplo 4

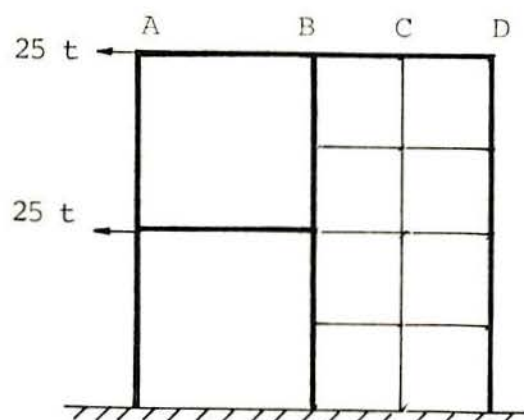


FIGURA 93 - Malha de elementos finitos para o exemplo 6

TABELA 7

Exemplo 1: Deslocamentos

nível de andar	Elemento														
	1			3			5			7			AWRUCH		
	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ
0 m	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3 m	0,0007	0,0	0,0005	0,0012	0,0	0,0005	0,0011	0,0001	0,0005	0,0011	0,001	0,0005	0,0012	0,0	0,00054
6 m	0,0026	0,0	0,0008	0,0035	0,0	0,0008	0,0033	0,0001	0,0008	0,0032	0,002	0,0008	0,0034	0,0	0,00082
9 m	0,0051	0,0	0,0010	0,0064	0,0	0,0009	0,0061	0,0001	0,0010	0,0060	0,002	0,0010	0,0063	0,0	0,00097
12 m	0,0080	0,0	0,0010	0,0095	0,0	0,0010	0,0092	0,0001	0,0011	0,0090	0,003	0,0010	0,0094	0,0	0,00105
15 m	0,0111	0,0	0,0011	0,0126	0,0	0,0010	0,0124	0,0001	0,0011	0,0121	0,003	0,0011	0,0126	0,0	0,00121

TABELA 8

Exemplo 2 : Deslocamentos - Paredes com aberturas de janelas

Nível de andar	Elemento														
	1			2			5			7			AWRUCH		
	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ
0 m	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3 m	0,0014	0,0004	0,0006	0,0023	0,0009	0,0006	0,0016	0,0001	0,0005	0,00156	0,0005	0,0005	0,0017	0,0	0,0005
6 m	0,0039	0,0000	0,0009	0,0058	0,0015	0,0009	0,0039	0,0003	0,0007	0,000382	0,0007	0,0007	0,0042	0,0	0,0008
9 m	0,0071	0,0000	0,0010	0,0096	0,0019	0,0011	0,0073	0,0005	0,0010	0,0066	0,0001	0,0098	0,0073	0,0	0,0010
12 m	0,0102	0,0009	0,0011	0,0133	0,0020	0,0011	0,0103	0,0001	0,0011	0,0095	0,0011	0,0010	0,0106	0,0	0,00105
15 m	0,0129	0,0009	0,0011	0,0162	0,0020	0,0011	0,0141	0,0001	0,0018	0,01288	0,0011	0,0012	0,0140	0,0	0,00128

TABELA 9

Exemplo 2 : Deslocamentos - Paredes com aberturas de portas

nível de andar	Elemento														
	1			2			5			7			AWRUCH		
	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ
0 m	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3 m	0,0025	0,001	0,0012	0,0030	0,0012	0,0011	0,00218	0,0001	0,0010	0,0021	0,0005	0,0009	0,0023	0,0	0,00106
6 m	0,0076	0,002	0,0018	0,0080	0,0019	0,0016	0,0063	0,0006	0,00144	0,0061	0,0005	0,0014	0,0067	0,0	0,00152
9 m	0,0141	0,0001	0,0020	0,0139	0,0024	0,0018	0,0011	0,0001	0,00165	0,0110	0,0006	0,0016	0,0120	0,0	0,00176
12 m	0,0205	0,0002	0,0017	0,0198	0,0026	0,0018	0,0166	0,0001	0,00172	0,0162	0,0004	0,0016	0,0177	0,0	0,00183
15 m	0,0256	0,0006	0,0017	0,0256	0,0027	0,0018	0,0220	0,0004	0,00188	0,0021	0,0005	0,0215	0,0234	0,0	0,00200

TABELA 10

Exemplo 3 : Deslocamentos - Paredes com aberturas de janelas

nível de andar	Elemento														
	1			2			5			7			AWRUCH		
	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ
0 m	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3 m	0,0003	0,0	0,000	0,0004	0,0002	0,0001	0,0003	0,0	0,00012	0,0003	0,0	0,00012	0,0004	0,0	0,00013
6 m	0,0008	0,0001	0,0001	0,0009	0,0001	0,0001	0,0008	0,0	0,00013	0,0008	0,0	0,00013	0,0009	0,0	0,00014
9 m	0,0012	0,0001	0,0001	0,0013	0,0001	0,0001	0,0013	0,00	0,00014	,0014	0,0	0,00025	0,0014	0,0	0,00026

TABELA 11

Exemplo 3 : Deslocamentos - Paredes com aberturas de portas

nível de andar	Elemento														
	1			2			5			7			AWRUCH		
	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ
0 m	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3 m	0,0003	0,0001	0,0001	0,0007	0,0001	0,0001	0,0008	0,0	0,00032	0,0009	0,0	0,0005	0,00096	0,0	0,000355
6 m	0,0008	0,0002	0,0002	0,0015	0,0003	0,0002	0,0021	0,00	0,00044	0,0022	0,0	0,00046	0,0023	0,0	0,000467
9 m	0,0013	0,0004	0,0003	0,0024	0,0003	0,0002	0,0036	0,0	0,00048	0,0038	0,0	0,00050	0,0040	0,0	0,000529
12 m	0,0020	0,0005	0,0003	0,0031	0,0003	0,0002	0,0051	0,0	0,00052	0,0053	0,0	0,00054	0,0056	0,0	0,000573

TABELA 12

Exemplo 4 : Deslocamentos

nível e andar	Elemento														
	1			2			AWRUCH								
	u			u			u								
0 m	0,0			0,0			0,0								
3 m	0,0155			0,0165			0,0149								
6 m	0,0365			0,0380			0,0341								
9 m	0,0537			0,0545			0,0503								
12 m	0,0662			0,067			0,0615								
15 m	0,0754			0,073			0,0713								
18 m	0,0839			0,0851			0,0798								

TABELA 13

Exemplo 5 : Deslocamentos

ível de andar	Elemento														
	1			2			AWRUCH								
	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ						
0 m	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0						
3 m	0,0142	0,0009	0,0003	0,0159	0,0006	0,0003	0,0138	0,0	0,0003						
6 m	0,0151	0,0004	0,0003	0,0161	0,0001	0,0002	0,0150	0,0	0,0003						
9 m	0,0161	0,0004	0,0004	0,0170	0,0001	0,0003	0,0159	0,0	0,0004						
12 m	0,0171	0,0005	0,0004	0,0178	0,0001	0,0003	0,0170	0,0	0,0004						

TABELA 14

Exemplo 6 : Deslocamentos

Pontos	Elemento														
	1			2			5			7			AWRUCH		
	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ	u	v	θ
A	-0,2270	-0,0007	0,0	-0,226	-0,0007	0,0	-0,2470	-0,0007	0,0	-0,2113	-0,0006	0,0	-0,226	-0,0064	0,000
B	-0,1925	-0,0682	0,0005	-0,193	-0,0588	0,0005	-0,2124	-0,0684	0,0005	-0,1767	-0,0587	0,0004	-0,193	-0,0578	0,0005
C							-0,2124	0,0002	0,0005				-0,182	0,0010	0,0003
D	-0,1923	0,0001	0,0005	-0,1921	-0,055	0,0005	-0,2124	0,0688	0,0005	-0,1767	0,0589	0,0004	-0,181	0,0535	0,0004

TABELA 15

Exemplo 1 Tensoões

PONTO	Elemento														
	1			2			5			7			AWRUCH		
	τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}	
A	144,44	25,00		150,00	25,00		153,33	25,42		148,79	24,60		159,99	28,635	
B	-144,44			-150,00			-153,33			-148,79			-157,06		

TABELA 16

Exemplo 2 : Tensoões

ELEMENTOS	Elemento														
	1			2			5			7			AWRUCH		
	τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}	
A	242,10	36,83		252,53	37,12		235,13	37,18		237,23	37,81		211,48	37,823	
B	-242,10			-252,53			-235,13			-237,23			-211,48		

TABELA 17

Exemplo 2 : Tensoões - Paredes com aberturas de portas

PONTOS	Elemento														
	1			2			5			7			AWRUCH		
	τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}	
A	380,23	51,95		316,07	37,85		307,48	42,84		304,58	40,15		267,24	53,27	
B	-380,23			-316,07			-307,48			-304,58			262,12		

TABELA 18

Exemplo 3 : Tensoões - Paredes com aberturas de janelas

PONTOS	Elemento														
	1			2			5			7			AWRUCH		
	τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}		τ_{xx}	τ_{xy}	
A	41,82	7,23		41,99	8,20		45,27	9,85		47,15	9,43		55,83	13,52	
B	-35,71	12,5		-36,92	12,3		-37,14	12,32		-38,65	11,21		-47,20	10,92	

6. CONCLUSÃO

A determinação de esforços em uma estrutura está diretamente ligada as suposições feitas para solucionar o problema em questão. O ideal seria levar em conta todos os fatores que, de maneira direta ou indireta, afetam o comportamento da estrutura; todavia o equacionamento de todos esses fatores nem sempre é possível. O método dos elementos finitos é uma das ferramentas mais poderosas na solução de problemas de engenharia. A cada dia, novos elementos são desenvolvidos, tentando-se, assim, um aprimoramento da técnica com uma melhor representação dos problemas reais através de modelos matemáticos. No caso específico de análise de "Paredes Resistentes", vários tipos de elementos finitos podem ser utilizados. Como a sua formulação não é tão simples, como é o caso de estruturas formadas por barras, não é comum o uso do método dos elementos finitos na maioria dos escritórios de engenharia. Mesmo que se tenha o domínio da técnica, a sua utilização exige um equipamento (computador) que tenha boa velocidade de processamento e razoável quantidade de memória. Com o advento do microcomputador, a engenharia ganhou um grande aliado, porém, a velocidade e quantidade de memória existente nos microcomputadores atuais não possibilitam um largo uso do método dos elementos finitos. Desta forma, vários métodos surgiram com suposições simplificadoras para que se tenha um número menor de incógnitas. Neste trabalho, procurou-se dar uma alternativa ao método dos elementos finitos para a determinação de esforços em estruturas do tipo "Paredes Resistentes", objetivando funcionalidade, eficiência e precisão nos resultados.

Atualmente, a maioria dos escritórios de engenharia possuem microcomputadores, principalmente os escritórios voltados ao cálculo estrutural. Visando ao uso deste equipamento, foram propostos vários elementos formados por barras para a solução de "Paredes Resistentes" até sistemas estruturais que também

envolvem "Paredes Resistentes" através de programas computacionais plenamente familiares ao engenheiro. Sendo a formulação destes elementos menos complexa que a do método dos elementos finitos, torna-se viável a determinação dos esforços da estrutura através de microcomputadores.

Os resultados obtidos através dos elementos propostos foram comparados com um elemento finito híbrido desenvolvido por Awruch [1], que apresenta excelentes resultados.

O elemento proposto "1", que é uma barra de pórtico convencional, apresentou bons resultados frente à sua simplicidade, devendo-se tomar bastante cuidado nos valores a serem atribuídos às propriedades dos elementos. Pode-se obter excelentes resultados, se valores apropriados forem escolhidos para as propriedades dos elementos.

O elemento proposto "2", que é um elemento de pórtico com extremidades rígidas, incluindo, em sua matriz de rigidez, as deformações devido ao esforço cortante, apresentou bons resultados. Este elemento leva algumas vantagens sobre os outros elementos, porque sua matriz de rigidez pode ser incluída diretamente em um programa de análise de pórticos planos, reduzindo consideravelmente o grau de indeterminação cinemática de estruturas com aberturas. Por exemplo, uma barra do elemento "2" terá que ser simulado por três barras do elemento "1", sendo que o elemento "2" ainda inclui a influência das deformações devido ao esforço cortante. Fazendo com que as extremidades rígidas do elemento "2" assumam o valor zero, tem-se uma barra convencional de pórtico plano, incluindo, em sua matriz de rigidez, as deformações por corte.

O elemento proposto "3" para paredes sem aberturas também apresentou bons resultados. Isto se deu devido à inclusão das deformações por corte na matriz de rigidez deste elemento. Este elemento não é mais preciso que os elementos "5" e "7", mas é bem mais simples, utilizando uma quantidade bem menor de nós e de barras.

O elemento proposto "4" é apenas para dar suporte ao programa, caso um tirante seja requisitado, como é o caso dos elementos "5" e "7".

Os elementos "5" e "7" apresentaram excelentes resul-

tados, com uma precisão quase que equivalente ao elemento de Awruch [1]; obviamente requerem uma quantidade maior de nós e barras que os outros elementos propostos. O elemento "7" leva ligeira vantagem sobre o elemento "5", por ter um menor número de nós e barras.

Em geral, todos os elementos propostos apresentaram bons resultados, podendo perfeitamente ser usados para análise de "Paredes Resistentes". Se a análise exigir uma precisão maior, deverá ser usado o elemento "5" ou o "7".

Com o surgimento das linguagens de programação de 4ª geração em microcomputadores (como é o caso do PASCAL), a implantação de programas fica mais fácil e rápida, melhorando até mesmo a velocidade de processamento.

Uma análise de estabilidade ou uma análise dinâmica deste tipo de estrutura pode ser feita e fica como sugestão para trabalhos futuros.

ANEXO I

PROGRAMA PARA ANÁLISE DE "PAREDES RESISTENTES"

DADOS DE ENTRADA

VARIÁVEIS INTEIRAS:

NN : número de nós
 NE : número de elementos
 NLN : número de nós carregamentos
 NBN : número de nós suportes
 NNE : número de nós por elemento (2)
 NDF : número de graus de liberdade por nó (3)
 NDFEL : número de graus de liberdade por elemento, $NDF * NNE$
 (6)
 NRMX : número de linhas da matriz de rigidez global da estrutura TK
 NCMX : número de colunas da matriz TK
 N : número total de incognitas para o problema $NDF * NN$
 MS : semi largura de banda da matriz de rigidez global da estrutura

VARIÁVEIS REAIS:

E : módulo de elasticidade longitudinal
 G : coeficiente de Poisson

VARIÁVEIS INDEXADAS INTEIRAS DE UMA DIMANSÃO:

CON : vetor que armazena a conetividade dos elementos
 $CON(NNE * (L-1) + 1)$ contém o primeiro nó e $CON(NNE * (L-1) + 2)$ contém o segundo nó do elemento L.
 IB : Vetor que armazena as condições de cortono dadas $IB(NDF+1) * (J-1) + 1)$ contém o número do nó $IB((NDF+1) * (J-1) + I)$ com $I=2,3,4$ contém a indicação para o respectivo deslocamento nodal (0 - prescrito; i - livre)

ET : Contém o tipo do elemento ET(I), contém o tipo do elemento I.

VARIÁVEIS INDEXADAS REAIS DE UMA DIMENSÃO

X : Vetor que armazena as coordenadas nodais em relação ao eixo X.

Y : Vetor que armazena as coordenadas nodais em relação ao eixo Y.

PROP : Vetor que armazena a seção transversal dos elementos. PROP("L-1) contém a área da seção transversal e PROP(2*L) contém o momento de inércia para o elemento L.

PROP 1 : Vetor que armazena o comprimento das partes rígidas X1 e X2 para o elemento de paredes com aberturas. PROP1(2*L-1) contém X1 e PROP1(2*L) contém o comprimento X2.

PROP 2 : Vetor que armazena o comprimento das partes rígidas Y1 e Y2 para elementos de paredes com aberturas. PROP2(2*L-1) contém Y1 e PROP2(2*L) contém o comprimento Y2.

PROP 3 : Vetor que armazena os comprimentos "da" e "db" para elementos de paredes sem aberturas. PROP3(2*L-1) contém "da" e PROP3(2*L) contém "db".

AL : Armazena inicialmente o carregamento de um determinado nó. AL(NDF*(I-1)+I) com I=1,2,3 contém os carregamentos PX, PY, MZ para o nó "J" deslocamentos nodais.

AE : Contém a área efetiva sujeita ao corte para o respectivo elemento.

FORC : Armazena as forças axiais dos elementos. FORC(L) contém a força axial do elemento L.

V : Vetor auxiliar para a solução do sistema de equações.

VARIÁVEIS INDEXADAS REAIS DE DUAS DIMENSÕES

TK : Armazena a matriz de rigidez global da estrutura em banda simétrica.

ELST : Armazena a matriz de rigidez de um elemento.

colunas																							
10			20			30			40			50			60			70			80		
nº de nós			nº elementos			nº de nós carregados			nº de nós suportes			Módulo de elasticidade			Coeficiente de Poisson								
-I10-			-I10-			-I10-			-I10-			-F10.0-			-F10.0-								
nó			coord. x			coord. y																	
-I10-			-F10.0-			-F10.0-																	
conetividades			tipo	área		inércia		X1	X2	Y1	Y2	A. EQ	DA	DB									
-I3-	-I3-	-I3-	I1	-F7.0-		-F7.0-		-F7.0-	-F7.0-	-F7.0-	-F7.0-	-F7.0-	-F7.0-	-F7.0-									
nó			PX			PY			MZ														
-I10-			-F10.0-			-F10.0-			-F10.0-														
nó			U			V			RZ			U			V			RZ					
-I10-			-I10-			-I10-			-I10-			-F10.0-			-F10.0-			-F10.0-					

ESQUEMA DE DADOS DE ENTRADA PARA ANÁLISE DE PAREDES RESISTENTES

C:\PROG\MINP31

```

*****
**          PROGRAM PRINCIPAL          **
**          -----                    **
** HISTORICO - ANALISE DE PAREDES RE-  **
**          SISTENTES                   **
*****
    
```

```

COMMON NRX, NCX, NDFL, N, NF, NL, NBN, NDF, NNE, N, MS, IN, IO, E, G
DIMENSION X(100), Y(100), CON(200), PROP(200), IB(80), TK(300,30),
*AL(100), PLST(100), FTL(600), PLST(4,8), V(30), PROP1(200),
*AE(200), PRUP(200), AT(100), T(100)
DATA 38, 0, 0, 0
NRX=00
NCX=0
NDFL=00
N=0
NBN=00
NDF=00
NNE=00
N=0
MS=0
IN=0
IO=0
E=0
G=0
CALL INPUT(X,Y,CON,PROP,AL,IB,AE,PRUP1,PRUP2,PRUP3,AE,ET)
CALL ASST(X,Y,CON,PROP,TK,PLST,AL,PRUP1,PRUP2,PRUP3,AE,ET)
CALL BOUND(TK,AL,AE,IB)
CALL SLOSS(TK,AL,V,N,MS,IN,NCX,IO)
CALL FOCAL(CON,PRUP,PRUP2,PRUP3,X,Y,AL,PROP1,PRUP2,PRUP3,AE,ET)
CALL OUTPR(CON,AL,PROP,PRUP)
CALL EXIT
END
    
```

```

*****
**          FUNÇÃO DE ENTRADA          **
**          -----          **
**  =TR111100 - FUNÇÃO DE ENTRADA DE **
**          FUNÇÃO          **
*****

```

```

SUBROUTINE INPUT(X,Y,EX,N,PROP,AL,IN,PDAC,PRCP1,PRCP2,PRCP3,AE,ET)
COMMON /COM/ ICAY,ICPEL,X1,XT,ALN,NO1,NOF,NOE,N,MS,IN,IO,E,G
DIMENSION S(1),Z(1),COT(1),TRP(1),AL(1),IN(1),PEAC(1),W(3),IC(3)
,PRCP1(1),PRCP2(1),PRCP3(1),S(1),T(1),W1(3),W2(3),W3(3)
INTRN=0,INT,1
WRITE(TO,20)
20 FORMAT(11F,10(1X))

```

```

LEITURA DAS PROPRIEDADES E
.....

```

```

READ(TO,1)NO,NOE,AL,PDAC,PRCP3
WRITE(TO,11)AL,NO,ALN,NOF,NOE
20 FORMAT(// 'DADOS DE ENTRADA' //
*1 'NUMERO DE LIS' 1,16/
*2 'NUMERO DE SUB-ANISOS' 1,17/
*3 'NUMERO DE SUB-CARGAS' 1,18/
*4 'NUMERO DE BIAS DAPLATES' 1,19/
*5 'NUMERO DE PARTICULARES' 1,20.2/
*6 'DESE, DE PROSS, A' 1,21.2//
*7 'NO',4X,'X',7X,'Y')
30 FORMAT(4F10,2F10.2)

```

```

LEITURA DE COORDENADAS DA LISTA DE
.....

```

```

READ(IN,2)(I,X(I),Y(I),J=1,N)
WRITE(TO,3)(I,Y(I),Y(I),I=1,N)
40 FORMAT(11F,2F)
50 FORMAT(11F,2F)
60 WRITE(TO,20)

```

```

70 FORMAT(// 'CARACTERIZACAO E PROPRIEDADE DOS ELEMENTOS' //
*1X,' ELEMENTO',2X,'NO INICIAL',1X,'NO FINAL',4X,'TIPO',3X,'AREA'
,2X,18,'INT. C.',1X,'X',1X,'X',1X,'X',1X,'Y',1X,'Y',1X,'Y',7X,
*2A,20,'',4X,'DA',7X,'DB')
30 J=1,NE

```

```

LEITURA DE CONECTIVIDADE E PROPRIEDADE DOS ELEMENTOS
.....

```

```

READ(IN,4)I,IC(1),IC(2),S#,W(1),W(2),W1(1),W1(2),W2(1),W2(2),
*3A,W3(1),W3(2)
WRITE(TO,5)(I,IC(1),IC(2),S#,W(1),W(2),W1(1),W1(2),W2(1),W2(2),
*3A,W3(1),W3(2))
60 I(1)=I
70 I(1)=I
80 WRITE(4110,11F10.2)
90 WRITE(515,11,10F7.2)
100 WRITE(11)

```

```

    A(1)=1
    A(2)=2
    A(3)=3
    A(4)=4
    A(5)=5
    A(6)=6
    A(7)=7
    A(8)=8
    A(9)=9
    A(10)=10
    A(11)=11
    A(12)=12
    A(13)=13
    A(14)=14
    A(15)=15
    A(16)=16
    A(17)=17
    A(18)=18
    A(19)=19
    A(20)=20
    A(21)=21
    A(22)=22
    A(23)=23
    A(24)=24
    A(25)=25
    A(26)=26
    A(27)=27
    A(28)=28
    A(29)=29
    A(30)=30
    A(31)=31
    A(32)=32
    A(33)=33
    A(34)=34
    A(35)=35
    A(36)=36
    A(37)=37
    A(38)=38
    A(39)=39
    A(40)=40
    A(41)=41
    A(42)=42
    A(43)=43
    A(44)=44
    A(45)=45
    A(46)=46
    A(47)=47
    A(48)=48
    A(49)=49
    A(50)=50
    A(51)=51
    A(52)=52
    A(53)=53
    A(54)=54
    A(55)=55
    A(56)=56
    A(57)=57
    A(58)=58
    A(59)=59
    A(60)=60
    A(61)=61
    A(62)=62
    A(63)=63
    A(64)=64
    A(65)=65
    A(66)=66
    A(67)=67
    A(68)=68
    A(69)=69
    A(70)=70
    A(71)=71
    A(72)=72
    A(73)=73
    A(74)=74
    A(75)=75
    A(76)=76
    A(77)=77
    A(78)=78
    A(79)=79
    A(80)=80
    A(81)=81
    A(82)=82
    A(83)=83
    A(84)=84
    A(85)=85
    A(86)=86
    A(87)=87
    A(88)=88
    A(89)=89
    A(90)=90
    A(91)=91
    A(92)=92
    A(93)=93
    A(94)=94
    A(95)=95
    A(96)=96
    A(97)=97
    A(98)=98
    A(99)=99
    A(100)=100
  
```

LISTA DE ELEMENTOS

.....

```

    A(1)=1
    A(2)=2
    A(3)=3
    A(4)=4
    A(5)=5
    A(6)=6
    A(7)=7
    A(8)=8
    A(9)=9
    A(10)=10
    A(11)=11
    A(12)=12
    A(13)=13
    A(14)=14
    A(15)=15
    A(16)=16
    A(17)=17
    A(18)=18
    A(19)=19
    A(20)=20
    A(21)=21
    A(22)=22
    A(23)=23
    A(24)=24
    A(25)=25
    A(26)=26
    A(27)=27
    A(28)=28
    A(29)=29
    A(30)=30
    A(31)=31
    A(32)=32
    A(33)=33
    A(34)=34
    A(35)=35
    A(36)=36
    A(37)=37
    A(38)=38
    A(39)=39
    A(40)=40
    A(41)=41
    A(42)=42
    A(43)=43
    A(44)=44
    A(45)=45
    A(46)=46
    A(47)=47
    A(48)=48
    A(49)=49
    A(50)=50
    A(51)=51
    A(52)=52
    A(53)=53
    A(54)=54
    A(55)=55
    A(56)=56
    A(57)=57
    A(58)=58
    A(59)=59
    A(60)=60
    A(61)=61
    A(62)=62
    A(63)=63
    A(64)=64
    A(65)=65
    A(66)=66
    A(67)=67
    A(68)=68
    A(69)=69
    A(70)=70
    A(71)=71
    A(72)=72
    A(73)=73
    A(74)=74
    A(75)=75
    A(76)=76
    A(77)=77
    A(78)=78
    A(79)=79
    A(80)=80
    A(81)=81
    A(82)=82
    A(83)=83
    A(84)=84
    A(85)=85
    A(86)=86
    A(87)=87
    A(88)=88
    A(89)=89
    A(90)=90
    A(91)=91
    A(92)=92
    A(93)=93
    A(94)=94
    A(95)=95
    A(96)=96
    A(97)=97
    A(98)=98
    A(99)=99
    A(100)=100
  
```

LISTA DE ELEMENTOS DE CONTINUA

.....

```

    A(1)=1
    A(2)=2
    A(3)=3
    A(4)=4
    A(5)=5
    A(6)=6
    A(7)=7
    A(8)=8
    A(9)=9
    A(10)=10
    A(11)=11
    A(12)=12
    A(13)=13
    A(14)=14
    A(15)=15
    A(16)=16
    A(17)=17
    A(18)=18
    A(19)=19
    A(20)=20
    A(21)=21
    A(22)=22
    A(23)=23
    A(24)=24
    A(25)=25
    A(26)=26
    A(27)=27
    A(28)=28
    A(29)=29
    A(30)=30
    A(31)=31
    A(32)=32
    A(33)=33
    A(34)=34
    A(35)=35
    A(36)=36
    A(37)=37
    A(38)=38
    A(39)=39
    A(40)=40
    A(41)=41
    A(42)=42
    A(43)=43
    A(44)=44
    A(45)=45
    A(46)=46
    A(47)=47
    A(48)=48
    A(49)=49
    A(50)=50
    A(51)=51
    A(52)=52
    A(53)=53
    A(54)=54
    A(55)=55
    A(56)=56
    A(57)=57
    A(58)=58
    A(59)=59
    A(60)=60
    A(61)=61
    A(62)=62
    A(63)=63
    A(64)=64
    A(65)=65
    A(66)=66
    A(67)=67
    A(68)=68
    A(69)=69
    A(70)=70
    A(71)=71
    A(72)=72
    A(73)=73
    A(74)=74
    A(75)=75
    A(76)=76
    A(77)=77
    A(78)=78
    A(79)=79
    A(80)=80
    A(81)=81
    A(82)=82
    A(83)=83
    A(84)=84
    A(85)=85
    A(86)=86
    A(87)=87
    A(88)=88
    A(89)=89
    A(90)=90
    A(91)=91
    A(92)=92
    A(93)=93
    A(94)=94
    A(95)=95
    A(96)=96
    A(97)=97
    A(98)=98
    A(99)=99
    A(100)=100
  
```



```

1000  P(1,1)=1.
      P(1,2)=51
      P(1,3)=1.
      P(2,1)=-51
      P(2,2)=1.
      P(2,3)=1.
      P(3,1)=1.
      P(3,2)=1.
      P(3,3)=1.
      X1=INT*(UL1-1)
      X2=INT*(UL2-1)
      X3=X1+X2
      J1=X1+1
      J2=X2+1
      H(1)=H(J1)
      H(1+2)=H(J2)
      X1=X2=1.
      H(1)=1.
      H(1+2)=1.
      X1=X2=1.
      H(1)=H(1)+C1(1,J1)*H(J)
      H(1+2)=H(1+2)+C1(1,J2)*H(J)+1
      X1=X2=1, X3=X1, H=X

```

.....

```

1001  F(1)=C1(1,2)/L*(H(1)-J2(4))
      F(1)=1788507/2*(1000)*C*(UL(1)-UL(7))+C1(1,3)*Y2/L*(J2(1)+UL(6))
      F(1)=1788507/2*(1000)*C*(H(1)-H(1))+C1(1,3)*Y2/L*(2*UL(3)+UL(6))
      F(1)=1788507/2*(1000)*C*(UL(2)-UL(1))+C1(1,3)*Y2/L*(H(3)+2*UL(6))
      F(1)=F(1)
      F(1)=F(1)
      X1=X2=1
1002  F(1)=C1(1,2)/L*(UL(1)-H(4))+C1(1,3)*Y1/L*(J2(1)+UL(6))
      F(1)=1788507/2*(1000)*C*(UL(1)-H(4))+C1(1,3)*Y2/L*(J2(1)+UL(6))+
      C1(1,3)*Y2/L*(J2(1)+UL(6))*C
      F(1)=1788507/2*(1000)*C*(UL(4)-UL(1))+C1(1,3)*Y1/L*(J2(1)+UL(6))
      F(1)=1788507/2*(1000)*C*(C1(1,3)*Y1/L*(J2(1)+UL(6))+C1(1,3)*Y2/L
      F(1)=F(1)
      F(1)=F(1)
      F(1)=1788507/2*(1000)*C*(UL(1)-UL(4))+C1(1,3)*Y2/L*(J2(1)+UL(6))*E
      F(1)=1788507/2*(1000)*C*(C1(1,3)*Y1/L*(J2(1)+UL(6))+C1(1,3)*Y2/L
      F(1)=F(1)
1003  F(1)=(AXZ/L+L)+BAZ/(LXDA)*H(1)+SMAZ/L/DA*(JL(5)-UL(2))
      F(1)=(AXZ/L+L+BAZ/DA/DA)*H(1)+(-AXZ/L+BAZ/DA/DA)*H(4)+
      C1(1,3)*Y2/L*(J2(1)+UL(6))*H(1)
      F(1)=SMAZ/L/DA*(UL(2)-JL(1))+SMAZ/L/DA*(JL(1)-JL(5))+SMA
      Z/L/DA*(JL(6)-JL(4))
      F(1)=(AXZ/L+L+BAZ/DA/DA)*H(1)+SMAZ/L/DA*(UL(2)-UL(5))
      F(1)=(AXZ/L+L+BAZ/DA/DA)*H(1)+(-AXZ/L+BAZ/DA/DA)*H(4)
      F(1)=(-AXZ/L+BAZ/DA/DA)*H(1)+SMAZ/L/DA*(JL(2)-JL(5))
      F(1)=(-AXZ/L+L+BAZ/DA/DA)*H(1)+(-AXZ/L+BAZ/DA/DA)*H(4)+
      SMAZ/L/DA*(JL(2)+JL(6))

```

```

F(5)=-F(2)
F(6)= (-AY/4/L + KAS/DA/DB) * UL(1) + SUSA/L/UB * (UL(5) +UL(2))
* + (-AY/4/L - KAS/DA/DB) * UL(7) + (AS/4/L - KAA /DB/UB) * UL(4)
* +(AX/4/L + KAS/DA/DB) * UL(3)
3000 I1=6*(NUL-1)

```

.....

.....

```

DO 4 I=1,3
  I2=I1+I
  4 FORD(I2)=F(I)
  DO 5 J=1,3
    FG(I)=0.
    FC(I+J)=0.
    DO 6 K=1,3
      FF(I)=FG(I)+FF(K,I)*F(K)
      FC(I+J)=FC(I+J)+FC(K,I)*F(K+J)
    6 JI=KI+I
      JC=KJ+I
      FFAC(JI)=FFAC(JI)+FC(I)
      FFAC(JJ)=FFAC(JJ)+FC(I+J)
  500 CONTINUE
  RETURN
END

```



```

      RST(2,1)=-S1
      RST(2,2)=C1
      RST(2,3)=1
      DO 2 I=1,3
      DO 2 J=1,3
2    RST(I+2,I+J)=RST(I,J)
      RST(101,201,301), IIP

```

CONCACAO DA MATRIZ DE ELEMENTOS DE UM ELEMENTO

```

101  ELST(1,1)=7*MX/ZD
      ELST(1,4)=-11*SI(1,1)
      ELST(2,2)=17*MY/ZD*(24*SD)
      ELST(2,3)=-6*MY/ZD*(27*SD)
      ELST(2,5)=-11*SI(2,2)
      ELST(2,6)=-11*SI(2,3)
      ELST(3,3)=6*MY/ZD
      ELST(3,5)=-11*SI(3,2)
      ELST(3,6)=-7*Y/ZD
      ELST(4,1)=ELST(1,4)
      ELST(4,4)=ELST(1,1)
      ELST(5,2)=ELST(2,5)
      ELST(5,3)=ELST(2,6)
      ELST(5,5)=ELST(2,2)
      ELST(5,6)=ELST(2,3)
      ELST(6,2)=ELST(3,5)
      ELST(6,3)=ELST(3,6)
      ELST(6,5)=ELST(3,3)
      RST(400)
201  ELST(1,1)=(1+X/ZL)*E
      ELST(1,7)=(1-X/ZL)*E
      ELST(1,4)=-11*SI(1,1)
      ELST(1,6)=(1+X/ZL)*E
      ELST(2,2)=(7*SD*MX/ZL)*E
      ELST(2,3)=-6*(SD*(X/ZL+Y/ZL))*E
      ELST(2,5)=-11*SI(2,2)
      ELST(2,6)=-11*SI(2,3)
      ELST(3,3)=(12*SD*(MX*ZL/ZL+Y/ZL))*E
      ELST(3,5)=(12*SD*(Y/ZL+2*MX*(X*ZL/ZL+Y/ZL)+2*MX*ZL))*E
      ELST(3,6)=(12*SD*(Y/ZL))*E
      ELST(4,4)=-11*SI(4,4)
      ELST(4,5)=-11*SI(4,5)
      ELST(4,6)=-11*SI(4,6)
      ELST(4,7)=(12*SD*(Y/ZL+2*MX*(X*ZL/ZL+Y/ZL)+2*MX*ZL))*E
      ELST(5,5)=ELST(1,1)
      ELST(5,6)=ELST(1,6)
      ELST(5,7)=ELST(1,7)
      ELST(6,5)=-11*SI(6,5)
      ELST(6,6)=-11*SI(6,6)
      ELST(6,7)=(12*SD*(Y/ZL+2*MX*(X*ZL/ZL+Y/ZL)+2*MX*ZL))*E
      RST(400)
301  ELST(1,1)=(1+X/ZL+8*MX/ZD*ZD)*E
      ELST(1,2)=(1-X/ZL)*E
      ELST(2,2)=(7*SD*Y/ZL+8*MX*ZD*ZD)*E
      ELST(2,3)=(1+8*MX*ZL-8*MX*ZL/ZD)*E
      ELST(1,4)=-11*SI(1,4)
      ELST(1,5)=-11*SI(1,5)
      ELST(1,6)=-11*SI(1,6)
      ELST(1,7)=(12*SD*(Y/ZL+2*MX*(X*ZL/ZL+Y/ZL)+2*MX*ZL))*E
      ELST(2,7)=-11*SI(2,7)
      ELST(3,7)=-11*SI(3,7)
      ELST(4,7)=-11*SI(4,7)
      ELST(5,7)=-11*SI(5,7)
      ELST(6,7)=-11*SI(6,7)

```

```

PLST(7,3)=(-3+4A/ZL/D2)*L
PLST(7,4)=(-3057+13ZL/ZL)*L
PLST(7,5)=(777A/ZL/D2)*L
PLST(8,3)=(11774/ZL+833A/D1/D1)*L
PLST(8,4)=(-8474/ZL+5835/D1/D1)*L
PLST(8,5)=(5734/ZL/D1)*L
PLST(9,3)=(-8874/ZL-833A/D1/D1)*L
PLST(9,4)=(11774/ZL+8335/D1/D1)*L
PLST(9,5)=(7774/ZL/D1)*L
PLST(10,3)=(11774/ZL-833A/D1/D1)*L
PLST(10,5)=(5734/D1/D1)*L
PLST(11,3)=(-8874/ZL/D1)*L
PLST(11,5)=(11774/ZL+8335/D1/D1)*L

```

```

4070  S=1, J=1, N
      I2=I+1
      N=J-I=10, N
      PLST(I, I)=PLST(I, J)

```

```

C
C ***** DATA OF STRUCTURE *****
C .....
C
CALL PLST (PLST, PCT, V, I, N, I, N, I, N)
RETURN
END

```

0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
0

```

*****
**                                **
**                                **
**                                **
**                                **
**                                **
**                                **
*****

```

```

SUBROUTINE SUBROUTINE (M, N, L, DECAT)
  DIMENSION P(1:M, 1:N), Q(1:M, 1:N), R(1:M, 1:N), S(1:M, 1:N), T(1:M, 1:N)
  DIMENSION J(1:M), K(1:N), L(1:M), M(1:N)
  DO 10 I=1, M
    DO 10 J=1, N
      P(I, J) = 0.0
      Q(I, J) = 0.0
      R(I, J) = 0.0
      S(I, J) = 0.0
      T(I, J) = 0.0
    10 CONTINUE
  DO 20 I=1, M
    DO 20 J=1, N
      R(I, J) = P(I, J) + Q(I, J)
    20 CONTINUE
  DO 30 I=1, M
    DO 30 J=1, N
      S(I, J) = R(I, J) * L(I)
    30 CONTINUE
  DO 40 I=1, M
    DO 40 J=1, N
      T(I, J) = S(I, J) * M(J)
    40 CONTINUE
  DO 50 I=1, M
    DO 50 J=1, N
      Q(I, J) = T(I, J) / DECAT
    50 CONTINUE
  DO 60 I=1, M
    DO 60 J=1, N
      P(I, J) = Q(I, J)
    60 CONTINUE
  RETURN
END

```

```

*****
**                               **
**          SUBROUTINE TAP1      **
**          -----              **
**          TAP1 = CALCUL      **
**          T                  **
**          T = 1/2 * A        **
*****

```

```

SUBROUTINE TAP1 (A, B, V, S, X)
  DIMENSION A(1,2), B(1,2), V(1), S(1), X(1)
  DO 10 J=1,2
    V(J)=.
    DO 15 I=1,2
      V(I)=V(J)+A(I,J)+B(I,J)
    DO 20 J=1,2
      S(J)=V(I)
    DO 15 I=1,2
      V(I)=.
    DO 15 K=1,2
      V(I)=V(I)+A(K,I)*S(K)
    DO 20 I=1,2
      A(I,I)=V(I)
  STOP
  END

```

C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
C

```

*****
**      SJ% (M111)A 300111      **
**      -----      **
**  (M111) > 10  = 4 (M111)A. 300111  **
**      (M111) 300111      **
**      **      **
*****
    
```

```

SUBROUTINE FIVE (X, A, Y, N, I)
DIMENSION NP(4), N1(4), N2(4), N3(4), N4(4), N5(4), N6(4), N7(4), N8(4), N9(4), N10(4), N11(4), N12(4), N13(4), N14(4), N15(4), N16(4), N17(4), N18(4), N19(4), N20(4)
IF (N4) GO TO (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20)
L=1
L1=(N1+1)*(L-1)+1
N2=L1
K1=N2*(N-1)
DO 100 I=1, N
L2=L1+I
IF (IF(L2)) GO TO (1, 2, 3)
10  K2=K1+1
    DO 50 J=1, M5
        KV=K2+I-1
        IF (N-KV) GO TO (2, 3, 4)
20  AL(KV)=AL(KV)-TK(K2, J)*PAC(K2)
        TK(K2, J)=0
30  KV=KV-J+1
        IF (KV) GO TO (3, 4)
40  AL(KV)=AL(KV)-TK(KV, J)*PAC(K2)
        TK(KV, J)=0
50  CONTINUE
        TK(K2, 1)=1
        AL(K2)=PAC(K2)
100 CONTINUE
    PRINT
    END
    
```


0
0
0
0
0
0
0
0

```

*****
01          S(1,1)=A(1,1)          *
02          S(1,2)=A(1,2)          *
03          S(1,3)=A(1,3)          *
04          S(1,4)=A(1,4)          *
05          S(1,5)=A(1,5)          *
06          S(1,6)=A(1,6)          *
07          S(1,7)=A(1,7)          *
08          S(1,8)=A(1,8)          *
*****

```

```

09     DO WHILE (I=1,7,8,9,10,11,12)
10     DO WHILE (K=A(1,K),A(1,K),A(1,K))
11     NI=9-I
12     DO WHILE (K=1,NI)
13     C=A(NI,1)

```

0
0
0
0

```

14     SOLUCAO DO SISTEMA ATRAVES DO METODO DE GAUSS
15     .....

```

```

16     KI=K+1
17     IF (ABS(C)-0.000001) 1,1,3
18     WRITE(10,2) K
19     FORMAT(' ***** SINGULARIDADE NA LINHA ',I5)
20     GOTO 300
21     NI=KI+MS-2
22     L=NI
23     IF (NI.GT.0) THEN
24     DO WHILE (J=2,NI)
25     D(J)=A(K,J)
26     DO WHILE (I=K+1,L)
27     R(I)=I-K+1
28     A(I,K)=A(I,K)/D
29     R(I)=A(I,K)
30     DO WHILE (I=K+1,L)
31     Q=A(I,I)
32     DO WHILE (J=1,I)
33     R(I)=I+1
34     Q=A(I,I)
35     A(I,I)=A(I,I)-Q*A(I,K)/Q
36     A(I)=A(I)-R(I)*Q/A(I,K)
37     DO WHILE (I=1,NI)
38     A(I)=A(I)/A(I,A(I,K))
39     A(I)=A(I)/A(I,A(I,K))

```

0
0
0
0

```

40     WRITE(10,3) J(K)
41     .....

```

```

42     DO WHILE (I=1,NI)
43     K=NI-I
44     NI=NI+1
45     NI=KI+MS-1
46     L=NI
47     IF (NI.GT.0) THEN
48     DO WHILE (J=1,NI)
49     R(I)=I+1
50     A(I)=A(I)-R(I)*A(I,K)/A(I,K)
51     WRITE(10,4)
52     END

```



```

*****
**          SUBROTINA ASSL**          **
**          -----          **
** HISTORICAL - FORMACAO DA MATRIZ DE **
**          ESTADO GLOBAL          **
*****

```

```

SUBROTINA ASSL(X,Y,CON,P,IP,IK,FLST,AL,PROPI,PROP2,PROP3,AE,ET)
COMMON /N/ X, Y, CON, NPEL, N, IP, IEN, NOD, IOP, IAC, N, MS, IN, ID, E, G
DIMENSION X(1), Y(1), CON(1), IEN(1), IAC(1), FLST(NPEL,NPEL),
NOD(1), AL(1), PROPI(1), PROP2(2), PROP3(1), AE(1), ET(1)
INTEGER C(1), I

```

```

*****
*****

```

```

N1=NPEL-1
MC=0
DO 7 I=1, N1
  L1=NPEL*(I-1)
  DO 7 J=1, N1
    L2=L1+J
    J1=J+1
    DO 7 K=J1, N1
      LR=L1+K
      L=IABS(CON(L2)-CON(L1))
      IF(MS-L)6,7,7
6 MS=L
7 CONTINUE
  MC=MC*(MS+1)

```

```

*****
*****

```

```

DO 10 I=1, N
  DO 10 J=1, MS
10 TX(I,J)=0
  DO 20 NPEL=1, NPE

```

```

*****
*****

```

```

CALL STIFFENL(X,Y,PROPI,CON,FLST,AL,PROPI,PROP2,PROP3,AE,ET)
DO CALL CLASS(NPEL,CON,IG,FLST)
RETURN
END

```

DADOS DE ENTRADA

NUMERO DE NOS 6
 NUMERO DE ELEMENTOS 5
 NUMERO DE NOS CARREGADOS 5
 NUMERO DE NOS SUPORTES 1
 MODULO DE ELASTICIDADE 270000.00
 COEF. DE POISSON 0.12

Exemplo 1 - Tabela 7

COORDENADAS NOEAS

NO	X	Y
1	0.0	0.0
2	0.0	3.00
3	0.0	6.00
4	0.0	9.00
5	0.0	12.00
6	0.0	15.00

CONETIVIDADE E PROPRIEDADE DOS ELEMENTOS

ELEMENTO	Nº INICIAL	Nº FINAL	TIPO	AREA	M-INERCA.	X1	X2	Y1	Y2	A.B.C.	EA	DB
1	1	2	3	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	1.500	6.000	6.000
2	2	3	3	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	1.500	6.000	6.000
3	3	4	3	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	1.500	6.000	6.000
4	4	5	3	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	1.500	6.000	6.000
5	5	6	3	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	1.500	6.000	6.000

NOS CARREGADOS

NO	PX	PY	MZ
2	6.	0.	0.
3	6.	0.	0.
4	6.	0.	0.
5	6.	0.	0.
6	6.	0.	0.

CONDICIONES DE CONTORNO

NO	FORMA (0 PRESCRITO, 1 LIVRE)			VALORES PRESCRITOS		
	U	V	RZ	U	V	RZ
1	0	0	0	0.0	0.0	0.0

RESULTADOS

DESLOCAMENTOS NOEAS

NO	U	V	RZ
1	0.0	0.0	0.0
2	0.0012	0.0	-0.0005
3	0.0035	0.0	-0.0008
4	0.0064	0.0	-0.0009
5	0.0095	0.0	-0.0010
6	0.0126	0.0	-0.0010

REACDES NOEAS

NO	PX	PY	MZ
1	-30.0016	0.0	270.0159
2	6.0000	0.0	0.0004
3	6.0001	0.0	-0.0007
4	6.0006	0.0	-0.0005
5	6.0004	0.0	-0.0005
6	6.0005	0.0	0.0

FORCAS NOS ELEMENTOS

ELEMENTO	NO	FX	FY	MZ
1	1	0.0	30.0016	270.0159
	2	0.0	-30.0015	-180.0111
2	2	0.0	24.0016	180.0115
	3	0.0	-24.0016	-108.0073
3	3	0.0	18.0014	108.0066
	4	0.0	-18.0014	-54.0034
4	4	0.0	12.0009	54.0029
	5	0.0	-12.0009	-18.0012
5	5	0.0	6.0005	18.0007
	6	0.0	-6.0005	0.0

NUMERO DE NCS 6
 NUMERO DE ELEMENTOS 5
 NUMERO DE NOS CARREGADOS 1
 NUMERO DE NOS SUPORTES 1
 MODULO DE ELASTICIDADE 270000.00
 COEF. DE POISSON 0.12

Exemplo 1 - Tabela 7

COORDENADAS NODAIS

NO	X	Y
1	0.0	0.0
2	0.0	3.00
3	0.0	6.00
4	0.0	9.00
5	0.0	12.00
6	0.0	15.00

CONNECTIVIDADE E PROPRIEDADE DOS ELEMENTOS

ELEMENTO	NO INICIAL	NO FINAL	TIPC	AREA	M. INERC.	X1	X2	Y1	Y2	A. ELL.	EA	DB
1	1	2	1	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2	3	1	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	3	4	1	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	4	5	1	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	5	6	1	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOS CARREGADOS

NO	PX	PY	MZ
2	6.	0.	0.
3	6.	0.	0.
4	6.	0.	0.
5	6.	0.	0.
6	6.	0.	0.

CONDICIONES DE CONTORNO

NO	FORMA			VALORES PRESCRITOS		
	U	V	RZ	U	V	RZ
1	0	0	0	0.0	0.0	0.0

RESULTADOS

DESLOCAMENTOS NODAIS

NO	U	V	RZ
1	0.0	0.0	0.0
2	0.0007	0.0	-0.0005
3	0.0026	0.0	-0.0008
4	0.0052	0.0	-0.0009
5	0.0081	0.0	-0.0010
6	0.0111	0.0	-0.0010

REACCIONES NODAIS

NO	PX	PY	MZ
1	-20.0127	0.0	270.1487
2	6.0002	0.0	0.0012
3	6.0007	0.0	0.0022
4	6.0027	0.0	0.0073
5	6.0076	0.0	0.0059
6	6.0015	0.0	0.0012

FORÇAS NOS ELEMENTOS

ELEMENTO	NO	FX	FY	MZ
1	1	0.0	30.0127	270.1487
1	2	0.0	-30.0127	-180.1084
2	2	0.0	24.0125	180.1056
2	3	0.0	-24.0125	-108.0681
3	3	0.0	18.0117	108.0703
3	4	0.0	-18.0117	-94.0298
4	4	0.0	12.0090	94.0371
4	5	0.0	-12.0090	-18.0042
5	5	0.0	6.0015	18.0100
5	6	0.0	-6.0015	0.0012

NUMERO DE NCS
 NUMERO DE ELEMENTOS
 NUMERO DE NCS CARREGACAO
 NUMERO DE NCS SUPORTE
 MODULO DE PLASTIFICACAO
 COEF. DE ATENCAO

Exemplo 1 - Tabela 7

1	0.01	0.01
2	3.01	0.01
3	6.00	0.00
4	0.00	3.00
5	3.00	3.00
6	6.00	3.00
7	0.00	6.00
8	3.00	6.00
9	6.00	6.00
10	0.00	9.00
11	3.00	9.00
12	6.00	9.00
13	0.00	12.00
14	3.00	12.00
15	6.00	12.00
16	0.00	15.00
17	3.00	15.00
18	6.00	15.00

CONETIVIDADE E PROPRIEDADE DOS ELEMENTOS			TIPO	AREA	M. INERC.	X1	X2	Y1	Y2	A. EQ.	CA	DB
ELEMENTO	NO INICIAL	NO FINAL										
1	2	5	5	3.377	5.400	C.C	0.0	0.0	C.C	C.C	0.0	0.0
2	5	8	5	3.377	5.400	C.C	0.0	0.0	0.0	C.C	0.0	0.0
3	8	11	5	3.377	5.400	0.0	C.C	C.C	0.0	C.C	C.C	0.0
4	11	14	5	3.377	5.400	0.0	0.0	C.C	0.0	0.0	C.C	0.0
5	14	17	5	3.377	5.400	0.0	0.0	C.C	0.0	0.0	0.0	0.0
6	4	5	5	999.000	999.000	C.C	0.0	0.0	C.C	C.C	0.0	0.0
7	5	6	5	999.000	999.000	C.C	0.0	0.0	0.0	C.C	C.C	0.0
8	7	8	5	999.000	999.000	C.C	0.0	0.0	0.0	0.0	C.C	0.0
9	8	9	5	999.000	999.000	C.C	0.0	0.0	0.0	C.C	C.C	0.0
10	10	11	5	999.000	999.000	0.0	0.0	C.C	0.0	0.0	0.0	0.0
11	11	12	5	999.000	999.000	C.C	0.0	0.0	0.0	0.0	C.C	0.0
12	13	14	5	999.000	999.000	0.0	0.0	0.0	C.C	C.C	C.C	0.0
13	14	15	5	999.000	999.000	C.C	0.0	0.0	0.0	0.0	C.C	0.0
14	16	17	5	999.000	999.000	0.0	C.C	0.0	0.0	C.C	C.C	0.0
15	17	18	5	999.000	999.000	0.0	0.0	C.C	0.0	C.C	C.C	0.0
16	1	6	5	-8.939	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	C.C	0.0
17	4	3	5	-8.939	0.0	0.0	0.0	0.0	C.C	0.0	C.C	0.0
18	4	9	5	-8.939	0.0	C.C	0.0	0.0	0.0	0.0	C.C	0.0
19	7	6	5	-8.939	0.0	C.C	0.0	0.0	0.0	0.0	C.C	0.0
20	7	12	5	-8.939	0.0	0.0	C.C	C.C	0.0	C.C	C.C	0.0
21	10	9	5	-8.939	0.0	C.C	0.0	0.0	0.0	0.0	C.C	0.0
22	10	15	5	-8.939	C.C	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	C.C	0.0
23	13	12	5	-8.939	C.C	C.C	0.0	0.0	C.C	C.C	C.C	0.0
24	13	18	5	-8.939	C.C	C.C	0.0	0.0	C.C	C.C	C.C	0.0
25	16	15	5	-8.939	0.0	0.0	C.C	0.0	0.0	C.C	C.C	0.0

NCS CARREGACAO			
NC	PX	PY	PZ
4	0.	0.	0.
7	0.	0.	0.
10	0.	0.	0.
13	0.	0.	0.
16	0.	0.	0.

CONDICAO DE CENTRO				VALORES PRESCRITOS		
NO	FORMA (0 PRESCRITO, 1 LIVRE)			L	V	RZ
	U	V	RZ			
1	0	0	0	0.0	0.0	0.0
2	0	0	0	0.0	0.0	0.0
3	0	0	0	0.0	C.C	0.0

DÉSLOCAMENTOS ACCAIS

NO	Y	V	M2
1	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0
4	0.0	0.0	0.0
5	0.0032	-0.0022	-0.0007
10	0.0058	-0.0026	-0.0009
11	0.0053	-0.0000	-0.0009
12	0.0053	-0.0027	-0.0009
13	0.0097	0.0028	-0.0010
14	0.0037	-0.0020	-0.0010
15	0.0087	-0.0025	-0.0012
16	0.0117	0.0025	-0.0015
17	0.0117	-0.0025	-0.0017
18	0.0117	-0.0029	-0.0010

REACDES ACCAIS

NO	FX	PY	M2
1	119.8652	59.9325	0.0
2	-269.8479	1.2583	619.1750
3	121.0766	-0.5383	0.0
4	5.4635	-0.1333	0.0
5	0.0073	-0.0000	0.0000
6	0.0283	0.0217	0.0
7	5.9470	-0.1000	0.0025
8	-0.0260	0.0320	-0.4553
9	5.1240	-0.0128	-0.1250
10	4.7569	-0.0555	0.0
11	-0.3079	0.1451	-0.5507
12	1.6089	-0.1593	0.0
13	5.0397	-0.1113	-0.0625
14	-0.0856	-0.0202	-1.1445
15	0.5266	-0.0122	-0.3750
16	4.8749	-0.2449	-0.1250
17	0.1008	0.0449	-0.7052
18	0.3147	-0.0231	0.1250

FORCAS NOS ELEMENTOS

ELEMENTO	NO	FX	FY	M2
1	2	1.2583	269.8479	619.1750
	5	-1.2533	-269.8479	190.3706
2	5	1.0707	222.5333	470.8494
	8	-1.0707	-222.5333	190.6460
3	8	0.7903	163.8261	322.7052
	11	-0.7903	-163.8261	160.7046
4	11	0.7254	104.5166	190.5072

5	14	0.4552	01.3407	25.4570
	17	-0.4517	-01.3407	08.5858
5	5	27.7587	-110.3126	0.0
	5	-27.7587	110.3126	-331.0000
7	5	•19.2522	-110.1050	-310.0500
	6	19.2522	110.1050	0.0
8	7	33.2310	-30.8750	0.3825
	2	-33.2310	30.8750	-260.4850
8	7	-25.3125	-25.3125	-25.3125
	4	25.3125	25.3125	-0.1750
10	10	37.1143	-60.0000	0.0
	10	-37.1143	60.0000	-155.6250
11	11	-27.4651	-60.0000	-174.9375
	12	27.4651	60.0000	0.0
12	13	29.4748	-35.1250	-0.0625
	14	-29.4748	35.1250	-105.1250
13	14	-23.7803	-34.8750	-104.1250
	15	23.7803	34.8750	-0.3750
14	16	29.1150	-11.8750	-0.1250
	17	-29.1150	11.8750	-35.2125
15	17	-21.1109	-11.3750	33.0625
	13	21.1109	11.3750	0.1250
16	1	134.0134	0.0	0.0
	6	-134.0134	0.0	0.0
17	4	-135.3677	0.0	0.0
	3	135.3677	0.0	0.0
18	4	111.0005	0.0	0.0
	9	-111.0005	0.0	0.0
19	7	-112.1451	0.0	0.0
	6	112.1451	0.0	0.0
20	7	81.7142	0.0	0.0
	12	-81.7142	0.0	0.0
21	10	-82.5877	0.0	0.0
	9	82.5877	0.0	0.0
22	10	52.0046	0.0	0.0
	15	-52.0046	0.0	0.0
23	13	-52.8061	0.0	0.0
	12	52.8061	0.0	0.0
24	13	25.4869	0.0	0.0
	18	-25.4869	0.0	0.0
25	16	-26.0056	0.0	0.0
	15	26.0056	0.0	0.0



DADOS DE ENTRADA

NUMERO DE NOS 12
 NUMERO DE ELEMENTOS 25
 NUMERO DE NOS CARREGADOS 5
 NUMERO DE NOS SUPORTES 2
 MODULO DE ELASTICIDADE 270000.00
 COEF. DE POISSON 0.12

Exemplo 1 - Tabela 7

COORDENADAS NODAIS

NO	X	Y
1	0.0	0.0
2	6.00	0.0
3	0.0	3.00
4	6.00	3.00
5	0.0	6.00
6	6.00	6.00
7	0.0	9.00
8	6.00	9.00
9	0.0	12.00
10	6.00	12.00
11	0.0	15.00
12	6.00	15.00

CONETIVIDADE E PROPRIDADE DOS ELEMENTOS

ELEMENTO	NO INICIAL	NO FINAL	TIPC	AREA	M. INERC.	X1	X2	Y1	Y2	A.EC.	DA	D _b
1	1	3	7	0.425	-2.248	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3	5	7	0.425	-2.248	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	5	7	7	0.425	-2.248	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7	9	7	0.425	-2.248	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9	11	7	0.425	-2.248	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	3	4	7	999.000	999.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	5	6	7	999.000	999.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	7	8	7	999.000	999.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	9	10	7	999.000	999.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	11	12	7	999.000	999.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	2	4	7	0.425	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	4	6	7	0.425	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	6	8	7	0.425	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	8	10	7	0.425	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	10	12	7	0.425	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	1	4	7	5.312	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17	3	2	7	5.312	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	3	6	7	5.312	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	5	4	7	5.312	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	5	8	7	5.312	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	7	6	7	5.312	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	7	10	7	5.312	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	9	8	7	5.312	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	9	12	7	5.312	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	11	10	7	5.312	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOS CARREGADOS

NO	PX	PY	MZ
3	6.	0.	0.
5	6.	0.	0.
7	6.	0.	0.
9	6.	0.	0.
11	6.	0.	0.

CONDICCOES DE CONTORNO

NO	FORMA (0 PRESCRITO, 1 LIVRE)			VALGRES PRESCRITOS		
	U	V	RZ	U	V	RZ
1	0	0	0	0.0	0.0	0.0
2	0	0	0	0.0	0.0	0.0

RESULTADOS

DESPLACAMIENTOS NODALES

Nº	X	Y	Z
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000	0.0000
5	0.0031	0.0021	-0.0007
6	0.0031	-0.0021	-0.0007
7	0.0056	0.0025	-0.0008
8	0.0056	-0.0025	-0.0008
9	0.0064	0.0027	-0.0009
10	0.0064	-0.0027	-0.0009
11	0.0112	0.0028	-0.0009
12	0.0112	-0.0028	-0.0009

REACCIONES NODALES

Nº	Rx	Ry	Rz
1	40.8573	-83.5720	-251.0940
2	-69.3193	83.5697	0.0
3	5.9722	-0.0181	0.0256
4	0.0134	0.0024	-0.0625
5	5.9376	-0.0704	0.0146
6	0.0420	0.0793	-0.1875
7	5.2675	0.0141	0.1142
8	0.3345	-0.0013	-0.1142
9	5.2414	-0.0573	0.1360
10	0.1590	0.0708	-0.1250
11	5.7455	-0.0159	0.0415
12	-0.2523	0.0123	-0.0625

FORCAS ACS ELEMENTOS

ELEMENTO	Nº	Fx	Fy	Fz
1	1	-43.9225	-110.1502	-251.3940
	3	48.9225	110.1502	-79.3745
2	3	-31.0122	-40.6921	-190.7674
	5	31.0122	40.6921	-61.2896
3	5	-17.2624	-26.6243	-130.4493
	7	17.2624	26.6243	-69.4252
4	7	-7.6211	-44.0054	-75.5161
	9	7.6211	44.0054	-52.5005
5	9	-1.6189	-22.1907	-30.7385
	11	1.6189	22.1907	-29.6835
6	3	12.6859	45.0150	270.1575
	4	-12.6859	-45.0150	-0.0625
7	5	14.6467	35.2800	211.7500
	6	-14.6467	-35.2800	-0.1875
8	7	13.7326	24.8750	149.0625
	8	-13.7326	-24.8750	-0.1250
9	9	13.3976	14.6750	89.1750
	10	-13.3976	-14.6750	-0.1250
10	11	14.0675	5.0000	29.6750
	12	-14.0675	-5.0000	-0.0625
11	2	48.9101	0.0	0.0
	4	-48.9101	0.0	0.0
12	4	30.4769	0.0	0.0
	6	-30.4769	0.0	0.0
13	4	17.2406	0.0	0.0

15	10	-7.5965	0.0	0.0
	10	1.8953	0.0	0.0
	12	-1.2753	0.0	0.0
16	1	-77.4755	0.0	0.0
	4	72.4785	0.0	0.0
17	3	77.5013	0.0	0.0
	2	-77.5013	0.0	0.0
18	3	-57.0407	0.0	0.0
	3	57.0407	0.0	0.0
19	3	58.0000	0.0	0.0
	3	-58.0000	0.0	0.0
20	3	-48.0000	0.0	0.0
	3	48.0000	0.0	0.0
21	7	46.4870	0.0	0.0
	6	-46.4870	0.0	0.0
22	7	-30.6624	0.0	0.0
	10	30.6624	0.0	0.0
23	7	30.7156	0.0	0.0
	9	-30.7156	0.0	0.0
24	9	-15.0056	0.0	0.0
	12	15.0056	0.0	0.0
25	11	15.0056	0.0	0.0
	10	-15.0056	0.0	0.0



NUMERO DE NOS 8
 NUMERO DE ELEMENTOS 9
 NUMERO DE NOS CARREGADOS 3
 NUMERO DE NOS SUPORTES 2
 MODULO DE ELASTICIDADE 270000.00
 COEF. DE POISSON 0.12

COORDENADAS NODAIS

NO	X	Y
1	0.0	0.0
2	5.00	0.0
3	0.0	3.00
4	5.00	3.00
5	0.0	6.00
6	5.00	6.00
7	0.0	9.00
8	5.00	9.00

Exemplo 3 - Tabela 10

CONETIVIDADE E PROPRIEDADE DOS ELEMENTOS

ELEMENTO	NO INICIAL	NO FINAL	TIPO	AREA	M. INERC.	X1	X2	Y1	Y2	A. EC.	DA	DB
1	1	3	2	0.600	0.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.500	0.0	0.0
2	2	4	2	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	1.500	0.0	0.0
3	3	5	2	0.600	0.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.500	0.0	0.0
4	4	6	2	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	1.500	0.0	0.0
5	5	7	2	0.600	0.200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.500	0.0	0.0
6	6	8	2	1.800	5.400	0.0	0.0	0.0	0.0	1.500	0.0	0.0
7	3	4	2	0.300	0.025	1.000	3.000	0.0	0.0	0.250	0.0	0.0
8	5	6	2	0.300	0.025	1.000	3.000	0.0	0.0	0.250	0.0	0.0
9	7	8	2	0.300	0.025	1.000	3.000	0.0	0.0	0.250	0.0	0.0

NOS CARREGADOS

NO	PX	PY	PZ
3	6.	0.	0.
5	6.	0.	0.
7	6.	0.	0.

CONDICOES DE CONTORNO

NO	FORMA (0 PRESCRITO, 1 LIVRE)			VALORES PRESCRITOS		
	U	V	RZ	U	V	RZ
1	0	0	0	0.0	0.0	0.0
2	0	0	0	0.0	0.0	0.0

RESULTADOS

DESLOCAMENTOS NODAIS

NO	U	V	RZ
1	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0
3	0.0004	0.0002	-0.0001
4	0.0004	-0.0001	-0.0001
5	0.0009	0.0003	-0.0001
6	0.0008	-0.0001	-0.0001
7	0.0013	0.0003	-0.0001
8	0.0012	-0.0001	-0.0001

REAÇÕES NODAIS

1	-3.2400	-8.7550	6.5258
2	-14.7604	8.7550	57.7030
3	6.0000	0.0000	-0.0000
4	0.0000	0.0000	-0.0001
5	6.0000	0.0000	-0.0000
6	0.0001	0.0000	-0.0003
7	6.0002	0.0000	-0.0000
8	0.0001	-0.0000	0.0000

FORCAS NOS ELEMENTOS

ELEMENTO	NO	FX	FY	MZ
1	1	-8.7550	3.2400	6.5258
	3	8.7550	-3.2400	3.1942
2	2	8.7550	14.7604	57.7030
	4	-8.7550	-14.7604	-13.4219
3	3	-4.8291	1.9093	2.6254
	5	4.8291	-1.9093	2.9024
4	4	4.8290	10.0912	27.0318
	6	-4.8290	-10.0912	3.2416
5	5	-1.7110	1.3698	1.7258
	7	1.7110	-1.3698	2.3834
6	6	1.7110	4.6306	7.7203
	8	-1.7110	-4.6306	6.1713
7	3	4.6692	-3.9259	-6.0196
	4	-4.6692	3.9259	-13.6100
8	5	5.4605	-3.1181	-4.6282
	6	-5.4605	3.1181	-10.9623
9	7	4.6304	-1.7109	-2.3835
	8	-4.6304	1.7109	-6.1713

NOTA: OBRIGADO POR SEU ATENDIMENTO.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AWRUCH, A.M. Un elemento finito híbrido de estado plano con rigidez de rotacion. In: CONGRESSO LATINO-AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONALES PARA INGENIERIA, 3., Buenos Aires, Mayo 1982. Anales. Buenos Aires, s,ed., 1982. p.215-25.
- [2] BECK, H. Contribution to the analysis of coupled shear walls. Journal of the American Concrete Institute, Detroit, 59(8):1055-69, Aug. 1962.
- [3] BREBBIA, C.A. & FERRANTE, A.J. Computacional methods for the solution of engineering problems. London, Pentech Press, 1978.
- [4] _____. The finite element technique. Porto Alegre, Ed. da UFRGS, 1975.
- [5] COULL, A. Stress analysis of shear walls. Civil Engineering, London, 60(708):1044-6, July 1965.
- [6] DESAI, C.S. & ABEL, J.F. Introduction to the finite element method: a numerical method for engineering analysis. New York, Van Nostrand Reinhold, 1972.
- [7] FRISCHMANN, W.W.; PRABHU, S.S.; TOPPLER, J.F. Multi-storey frames and interconnected shear-walls subjected to lateral loads.- I. Concrete and Constructional Engineering, London, 58(6):227-34, June 1963.
- [8] GERE, J.M. & WEAVER Jr., W. Análise de estruturas reticuladas. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1981.
- [9] GHALI, A. & NEVILLE, A.M. Structural analysis: a unified classical and matrix approach. 2.ed. London, Chapman and Hall, 1978.
- [10] GREEN, N.B. Bracing walls for multistory buildings. Journal of the American Concrete Institute, Detroit,

- 24(3):233-48, Nov. 1952.
- [11] HRENNINKOFF, A. Solution for problems of elasticity by the framework method. Journal of applied Mechanics, New York, 8(A169), 1941.
- [12] MacLEOD, I.A. General frame element for shear wall analysis. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, 61(pt.2):785-90, Dec. 1976.
- [13] _____. Lateral stiffness of shear walls with openings. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS WITH PARTICULAR REFERENCE TO SHEAR WALL STRUCTURES, University of Southampton, Apr. 1966. Proceedings... Oxford, Pergamon Press, 1967. p.223-52.
- [14] _____. New rectangular finite element for shear wall analysis. Journal of the Structural Division, New York, ASCE, 95(3):399-409, Mar. 1969.
- [15] _____. Structural analysis of wall systems. The Structural Engineer, London, 55(11):487-95, Nov. 1977.
- [16] MacLEOD, I.A. & HOSNY, H.M. Frame analysis of shear wall cores. Journal of the Structural Division, New York, ASCE, 103(10):2037-47, Oct. 1977.
- [17] _____. Frame analysis of shear wall cores. Journal of the Structural Division, New York, ASCE, 103(10):2037-47, Oct. 1977.
- [18] McCORMICK, C.W. Plane stress analysis. Journal of the Structural Division, New York, ASCE, 89(4):37-54, Aug. 1963.
- [19] POPOV, E.P.; LE, D.Q.; PETERSSON, H. Program SUBWALL: finite element analysis of structural walls. Journal of the American Concrete Institute, Detroit, 76(6):679-96, June 1979.
- [20] SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS WITH PARTICULAR REFERENCE TO SHEAR WALL STRUCTURES, University of Southampton, Apr. 1966. Proceedings... Oxford, Pergamon Press, 1967.
- [21] ROSMAN, R. Approximate analysis of shear walls subject

- to lateral loads. Journal of the American Concrete Institute, Detroit, 61(pt.1):717-33, June 1964.
- [22] SCHWAIGHOFER, J.A. Contribution to the shear wall problem. Der Bauingenieur, Berlin, 44(10):370-3, Okt. 1969.
- [23] SCHWAIGHOFER, J. & MICROYS, H.F. Analysis of shear walls using standard computer programs. Journal of the American Concrete Institute, Detroit, 66(12):1005-7, Dec. 1969.
- [24] SMITH, B.S. & GIRGIS, A. Simple analogous frames for shear wall analysis. Journal of the Structural Engineering, New York, ASCE, 110(11):2655-66, Nov. 1984.
- [25] ZIENKIEWICZ, O.C. The finite element method in engineering science. New York, McGraw-Hill, 1967.
- [26] WEAVER Jr., W. Computer programs for structural analysis. Princeton, Van Nostrand, 1967.