

CÁLCULO ELASTO-PLÁSTICO DE EDIFÍCIOS
SUBMETIDOS A EFEITOS SÍSMICOS

(ANÁLISE ESTÁTICA)

AUTOR : PABLO ANÍBAL LÓPEZ YÁNEZ

ORIENTADOR: JOSÉ ELIAS LAIER

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

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

CÁLCULO ELASTO-PLÁSTICO DE EDIFÍCIOS
SUBMETIDOS A EFEITOS SÍSMICOS

(ANÁLISE ESTÁTICA)

ENG. PABLO ANÍBAL LÓPEZ YÁNEZ

ORIENTADOR: PROF. DR. JOSÉ ELIAS LAIER

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

COMISSÃO EXAMINADORA:

JOSÉ ELIAS LAIER - Orientador (EESC/USP)

JOÃO CARLOS A. de OLIVEIRA E SOUZA (EESC/USP)

RONALDO GARCIA DE FIGUEIREDO (UNICAMP-FEL)

São Carlos/1989

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

Aos meus pais

AGRADECIMENTO

O autor quer manifestar seu agradecimento ao Prof. José Elias Laier pela orientação deste trabalho e pela sua amizade.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo importante apoio recebido, à Profª Cláudia B.C.B. Chamixaes pela importante ajuda recebida durante a elaboração deste trabalho.

À Eng. Luciana P. Gomes pela leitura e correção do manuscrito.

RESUMO

Este trabalho apresenta a técnica do meio contínuo para a análise de edifícios regulares em regime elasto-plástico, submetidos a efeitos sísmicos. A análise é conduzida mediante considerações estáticas e estuda a estrutura sob carregamento proporcional, visando determinar o fator de carga que produz a plastificação das barras e a formação de um mecanismo de colapso. Os sistemas estruturais que se analisam são paredes contraventadas por lintéis, pórticos planos e associações tridimensionais de pórticos.

ABSTRACT

This work presents the continuous method for elasto-plastic analysis of regular buildings subjected to earthquake motions. That analysis is carried out by static approach and the structure is studied under proportional loading. The objective is to determine the load factor which transforms the structure into a mechanism. Coupled shear walls, plane frames and tridimensional frames are considered as well numerical examples are included.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
2. CONSIDERAÇÕES BÁSICAS SOBRE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES	
2.1 - Introdução	3
2.2 - Configuração da estrutura e distribuição de massa	3
2.3 - Relação de rigidez entre vigas e colunas	5
2.4 - Distribuição dos elementos de rigidez lateral	5
2.5 - Elementos não estruturais	6
3. HIPÓTESES BÁSICAS	
3.1 - Introdução	7
3.2 - Comportamento do material	7
3.3 - Relação momento-curvatura	8
3.4 - Momentos de plastificação	10
3.5 - Localização das rótulas plásticas	13
3.6 - Carregamento considerado	14
3.7 - Mecanismos de colapso	15
4. ALGUMAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	
4.1 - Introdução	17
4.2 - Método estático equivalente	17
4.3 - Excentricidade dinâmica equivalente	20
4.4 - Desalinhamento máximo e efeito P- Δ	21
4.5 - Relação de resistência entre vigas e colunas	22

5.	ESTRUTURAS PLANAS	
5.1	- Análise de paredes	23
5.1.1	-Introdução	23
5.1.2	-Análise de paredes isoladas	23
5.1.3	-Análise de paredes contraventadas por lintéis	25
5.1.3.1	-Análise elástica	25
5.1.3.2	-Análise elasto-plástica	33
5.1.3.3	-Marcha de cálculo	37
5.1.3.4	-Exemplo 1	40
5.2	- Análise de pórticos	45
5.2.1	-Introdução	45
5.2.2	-Análise elástica	46
5.2.3	-Análise elasto-plástica	55
5.2.4	-Marcha de cálculo	56
5.2.5	-Exemplo 2	59
5.2.6	-Exemplo 3	64
6.	ASSOCIAÇÃO TRIDIMENSIONAL DE PÓRTICOS	68
6.1	- Introdução	69
6.2	- Análise elástica	70
6.3	- Análise elasto-plástica	77
6.4	- Marcha de cálculo	77
6.5	- Exemplo 4	79
7.	OBSERVAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	84
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	85

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A análise elasto-plástica de edifícios submetidos a carregamento lateral tem sido feita por técnicas discretas e contínuas. A maioria dos trabalhos realizados com técnica contínua, procura resolver sistemas estruturais constituídos por paredes contraventadas por lintéis; dentre os vários autores que atuaram nessa linha de trabalho destacam-se WINOKUR et al. (1968), ADAMS et al. (1968) e PAULAY (1970). Alguns trabalhos consideram a plastificação dos lintéis só no trecho central do edifício, requeirando a solução sem aumentar muito o montante de operações, a exemplo de GLÜCK (1973) e PEKAU et al. (1981).

Neste trabalho apresenta-se uma resolução mediante a técnica de meio contínuo, na qual procura-se, em primeiro lugar, uma função que permita calcular as forças cortantes nas vigas, para depois entrar em um processo iterativo que determina o carregamento que produz a plastificação de algumas das barras da estrutura, ou até mesmo o colapso desta (formação de um mecanismo).

No segundo capítulo apresentam-se alguns critérios gerais sobre estruturas sismo-resistentes. No terceiro capítulo são apresentadas as hipóteses básicas do cálculo, necessárias para a aplicação adequada dos métodos tratados neste trabalho. O quarto capítulo apresenta algumas recomendações dadas pelas normas de projeto de estruturas sismo-resistentes.

O quinto capítulo apresenta o cálculo de estruturas planas, isto é, paredes e pórticos, e o sexto capítulo mostra o cálculo da associação tridimensional de pórticos. Cada um dos sistemas estruturais abordados tem um exemplo numérico que ilustra a marcha de cálculo.

CAPÍTULO 2

CONSIDERAÇÕES BÁSICAS SOBRE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES

2.1 - INTRODUÇÃO

Os métodos de cálculo abordados neste trabalho são aproximados e têm um campo de aplicação que deve ser predefinido. O objetivo deste capítulo é chamar a atenção para algumas limitações a que está sujeita a análise proposta, em face de algumas particularidades do comportamento estrutural sob efeitos sísmicos.

Dentre as várias características que devem ser abordadas tem-se, em primeiro lugar, a configuração geométrica da estrutura; em seguida vêm a distribuição da massa a relação de rigidez entre vigas e colunas, a distribuição em planta dos painéis de contraventamento, bem como a contribuição dos elementos não estruturais (esquadrias, paredes de alvenaria, etc.). Tais características são, no que se segue, objeto de apresentação mais detalhada.

2.2 - CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA E DISTRIBUIÇÃO DE MASSA

Os conceitos de configuração geométrica de edifícios tornam-se extremamente importantes quando se analisa uma estrutura submetida a efeitos sísmicos. É necessário, de início, fixar adequadamente estes conceitos tendo-se em vista o método de cálculo, pois alguns métodos não são aplicá

veis nos casos de edifícios com configuração irregular, por exemplo, a técnica de meio contínuo que encontra-se neste trabalho.

Neste sentido a regularidade da estrutura pode ser aquilatada segundo os critérios adiante especificados:

- a) GHOBARAH (1984): Considera-se estrutura regular, no tocante à configuração geométrica, aquela onde a forma externa, forma um polígono convexo; sendo que as variações das dimensões em planta não sejam significativas ao longo da altura. Além disso, é também importante que a massa apresente uma distribuição uniforme em planta e em elevação.
- b) FUNVISIS (1982): Além da uniformidade na distribuição de massa, a rigidez e a resistência à força cortante também não devem variar substancialmente ao longo da altura, para que a estrutura possa ser considerada regular. Com relação à excentricidade "e" da linha de ação da força cortante P com respeito ao centro de rigidez C.R., recomenda-se não ser superior a 8% da dimensão característica "b" do andar, conforme ilustra-se na figura 2.1.

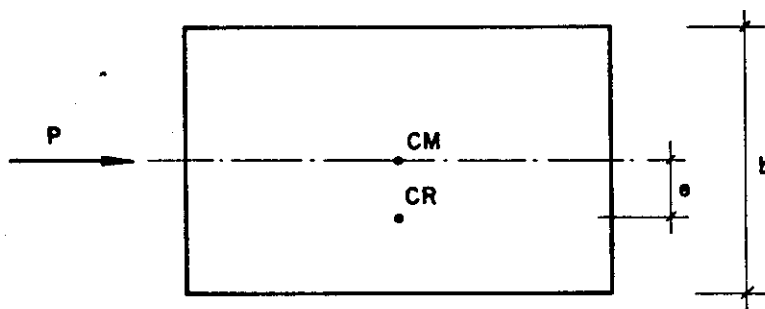


Fig. 2.1 - PLANTA DO EDIFÍCIO, EXCENTRICIDADE ESTÁTICA "e".

2.3 - RELAÇÃO DE RIGIDEZ ENTRE VIGAS E COLUNAS

Ao estudar estruturas sismo-resistentes é necessário levar em conta um critério que é conhecido na literatura como "WEAR BEAM-STRONG COLUMN", segundo o qual as colunas devem ser mais rígidas que as vigas, de maneira que um terremoto eventualmente mais forte que o sismo considerado para efeito de projeto, produza a plastificação das vigas antes da plastificação das colunas.

Segundo PAULAY (1983) este critério, que deve ser parte da filosofia de projeto para este tipo de estrutura, tem as seguintes características:

- a) Formam-se rótulas plásticas em várias vigas, permitindo uma dissipação de energia mais pronunciada.
- b) É relativamente fácil projetar vigas dúcteis, pois estão submetidas principalmente a momento fletor.
- c) As deformações horizontais permanentes são menores.
- d) É relativamente fácil consertar as vigas danificadas, coisa que não acontece com as colunas.

2.4 - DISTRIBUIÇÃO DOS ELEMENTOS DE RIGIDEZ LATERAL

Muitas vezes são colocadas paredes de corte ou outros elementos de rigidez para suportar os esforços devidos às cargas horizontais. Segundo GHOBARAH (1984) estes elementos devem ser distribuídos de tal maneira, que o centro de torção não fique muito distante do centro de massas (os quais idealmente devem coincidir), com isso atenua-se o problema da torção em planta.

2.5 - ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIIS

Os elementos não estruturais tais como esquadrrias, paredes de alvenaria e outros, que preenchem as estruturas dos edifícios fazem com que suas verdadeiras rigidezes laterais sejam desconhecidas. De maneira geral, estes elementos aumentam a rigidez lateral do prédio e terminam suportando parte dos esforços. Assim, é possível que se produzam torções em planta devidas à distribuição não adequada destes elementos.

Uma solução para este problema é fazer-se um cálculo aproximado, incluindo-se a contribuição de rigidez dada por estes elementos, segundo o estudo feito por RAMOS (1981). Outra solução é isolar estes elementos da estrutura; entretanto, esta alternativa apresenta um custo um tanto elevado. Com tudo, é prática comum não considerar o efeito dos elementos não estruturais, por falta de critérios e conhecimentos amplamente aceitos.

CAPÍTULO 3

HIPÓTESES BÁSICAS

3.1 - INTRODUÇÃO

Para se proceder ao cálculo de uma estrutura segundo os métodos apresentados neste trabalho, é necessário tecer, de início, algumas considerações com relação ao comportamento do material do qual se considera constituída a estrutura, ao comportamento das peças da estrutura quando submetidas a esforços, à formação das rótulas plásticas na estrutura quando são superados certos limites, ao carregamento considerado e aos mecanismos de colapso. Em seguida, apresenta-se uma explicação de cada uma das considerações levantadas.

3.2 - COMPORTAMENTO DO MATERIAL

No presente trabalho considera-se que o material é elasto-plástico ideal, o que significa que as deformações específicas são proporcionais às tensões até um certo limite, a partir do qual, as deformações crescem sem incrementos nas tensões. Na descarga, as deformações diminuem na mesma proporção, ficando como saldo uma deformação residual.

Segundo NEAL (1977) o diagrama tensão-deformação específica pode ser representado simplificadaamente como mostra a figura 3.1; na qual σ_e e ϵ_e são tensão e

deformação específica no limite elástico do material.

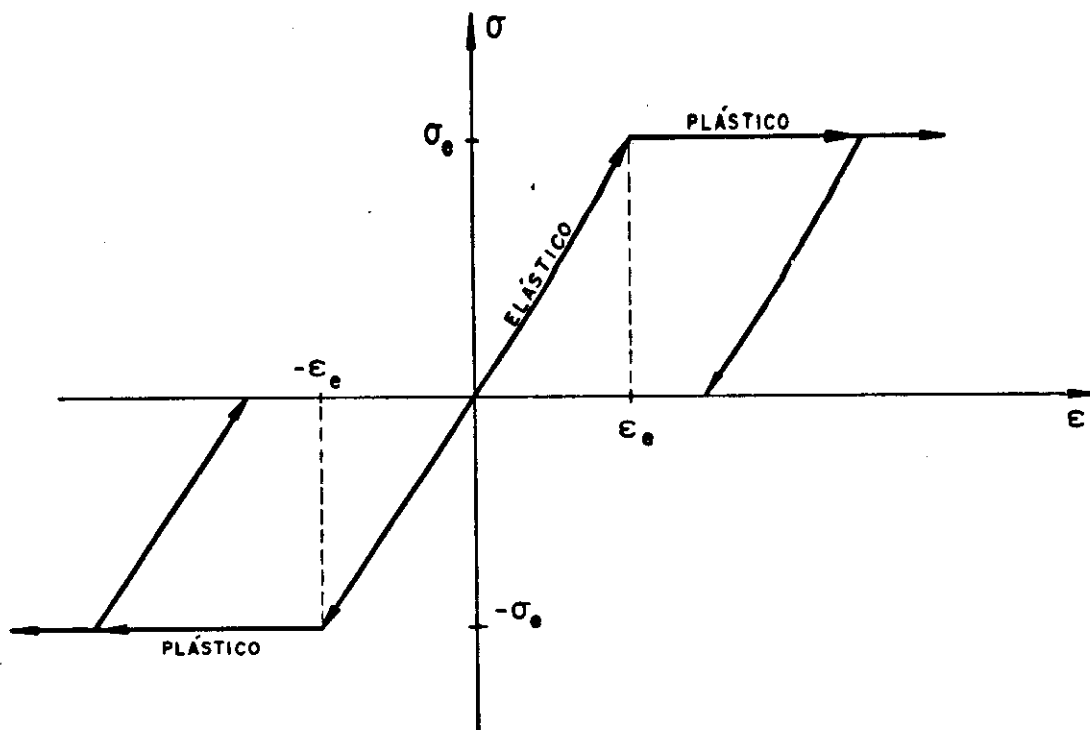


Fig. 3.1 - CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA

3.3 - RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA

Neste trabalho foi considerado como válido um diagrama de momento-curvatura baseado na hipótese de NAVIER-BERNOULLI, segundo esta hipótese existirá proporcionalidade do momento com respeito à curvatura até um certo limite, a partir do qual, a curvatura cresce sem incrementos de momento. Segundo NEAL (1977) o diagrama simplificado pode ser representado como mostra a figura 3.2,

sendo o M_p o momento de plastificação da seção transversal e k a curvatura.

No trecho elástico, a relação momento-curvatura pode ser expressa por:

$$K = \frac{M}{EI} \quad (3.1)$$

onde:

E , módulo elástico;

I , momento de inércia da seção transversal;

K , curvatura, e

M , momento fletor.

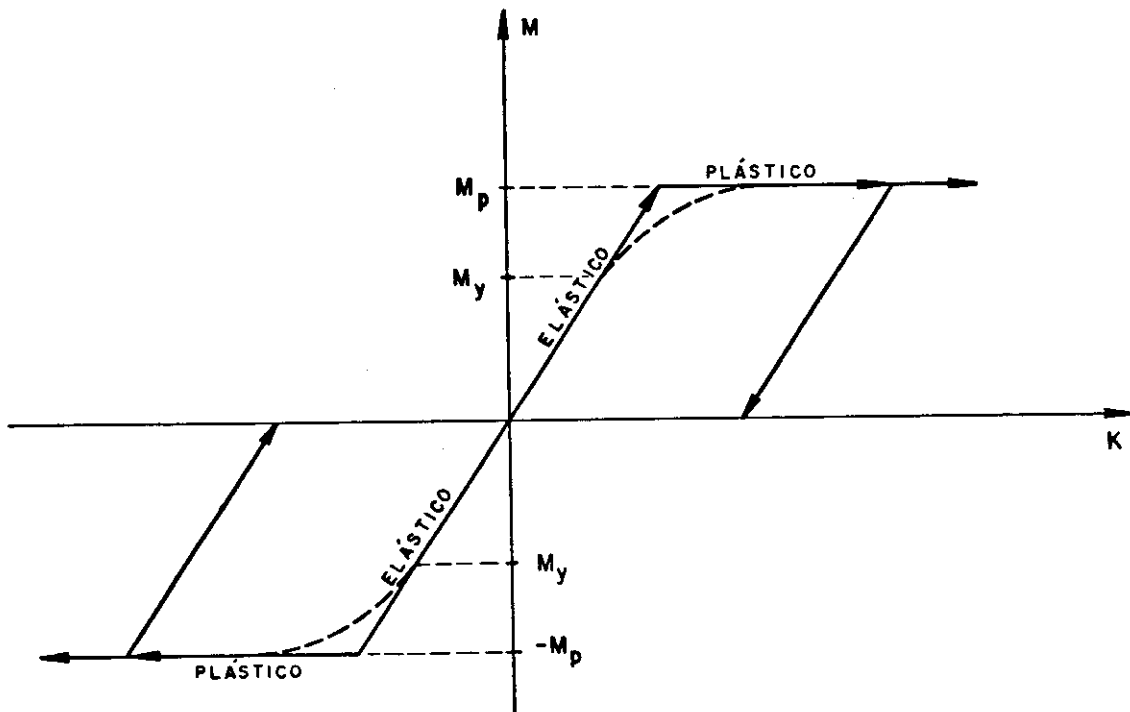


Fig. 3.2 - DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA

3.4 - MOMENTOS DE PLASTIFICAÇÃO

Segundo NEAL (1977), para seções que têm um eixo de simetria, o momento de plastificação pode ser calculado mediante a seguinte expressão:

$$M_p = z_p \cdot \sigma_e \quad (3.2)$$

onde:

$$z_p = \frac{A}{2} (y_1 + y_2) \quad (3.3)$$

e onde:

A , área da seção transversal;

y_1 , ordenada do centro de gravidade da metade superior da área A em relação ao eixo de igual área;

y_2 , ordenada do centro de gravidade da metade inferior da área A em relação ao eixo de igual área;

σ_e , tensão no limite elástico do material.

A figura 3.3. apresenta uma seção transversal genérica e seu diagrama de tensões.

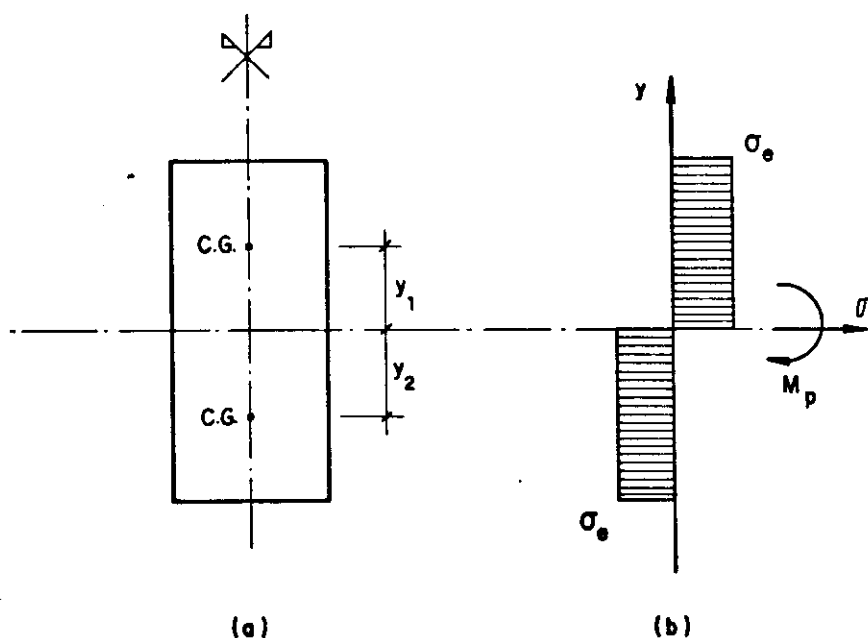


Fig. 3.3. (a) SEÇÃO TRANSVERSAL;

(b) DIAGRAMA DE DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES.

É evidente que este cálculo não leva em conta os efeitos da força axial, a qual pode ser importante no caso de colunas e pilares; neste caso do equilíbrio axial resulta a seguinte expressão: (vide figura 3.4).

$$N = A^e \cdot \sigma_e \quad (3.4)$$

onde:

A^e , área submetida a esforços σ_e com a qual equilibra-se a força normal N que atua na seção.

Se a barra estivesse submetida só a uma força normal N_p , tal que as tensões fossem σ_e , seria possível escrever o equilíbrio da seguinte forma:

$$N_p = A \cdot \sigma_e \quad (3.5)$$

então, das equações 3.4 e 3.5, tem-se:

$$\frac{N}{N_p} = \frac{A^e}{A} \quad (3.6)$$

Do equilíbrio de momentos, sendo M_p^e o momento de plastificação da área A^e antes definida, M_p o momento de plastificação seção completa, calculado segundo a equação 3.2, resulta a seguinte expressão:

$$\frac{M}{M_p} = 1 - \frac{M_p^e}{M_p} \quad (3.7)$$

ou ainda:

$$\frac{M}{M_p} = 1 - \frac{z_p^e}{z_p} \quad (3.8)$$

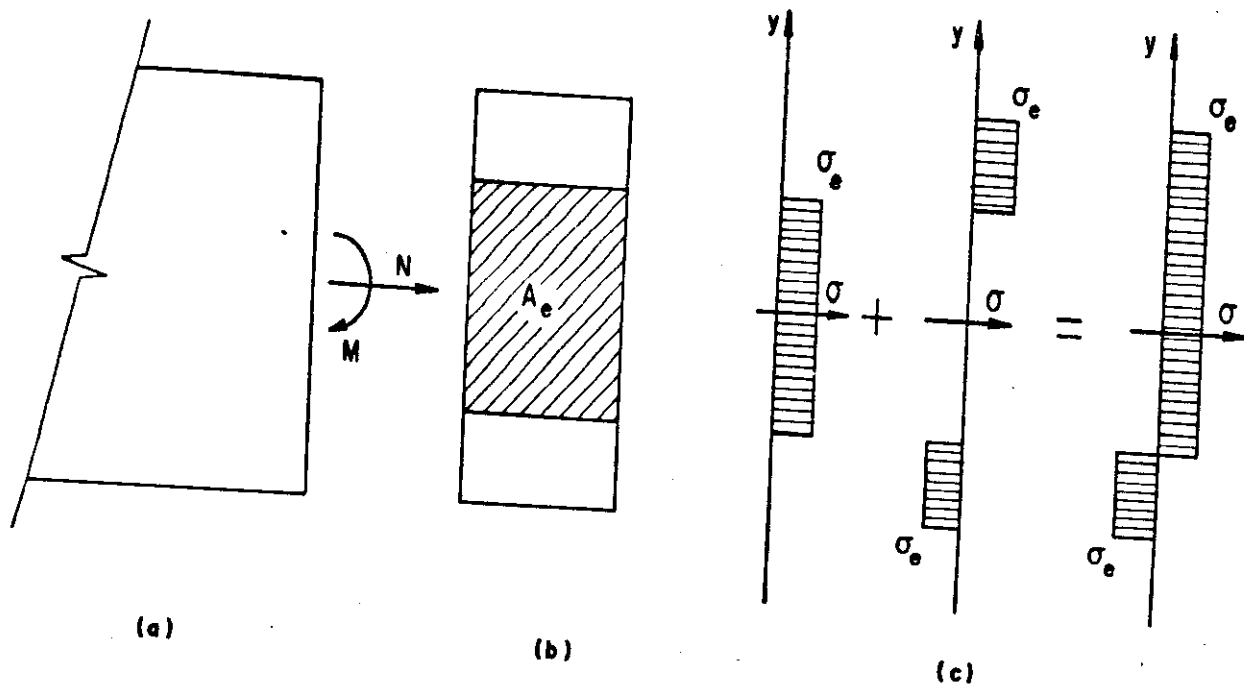


Fig. 3.4 : (a) BARRA; (b) SEÇÃO TRANSVERSAL;
(c) DIAGRAMAS DE ESFORÇOS.

Para o caso de seções transversais retangulares, por exemplo, tem-se que as equações 3.6 e 3.8 fornecem a seguinte expressão:

$$\frac{M}{M_p} = 1 - \left(\frac{N}{N_p}\right)^2 \quad (3.9)$$

a qual define a chamada SUPERFÍCIE DE ESCOAMENTO, cujo diagrama se mostra na figura 3.5.

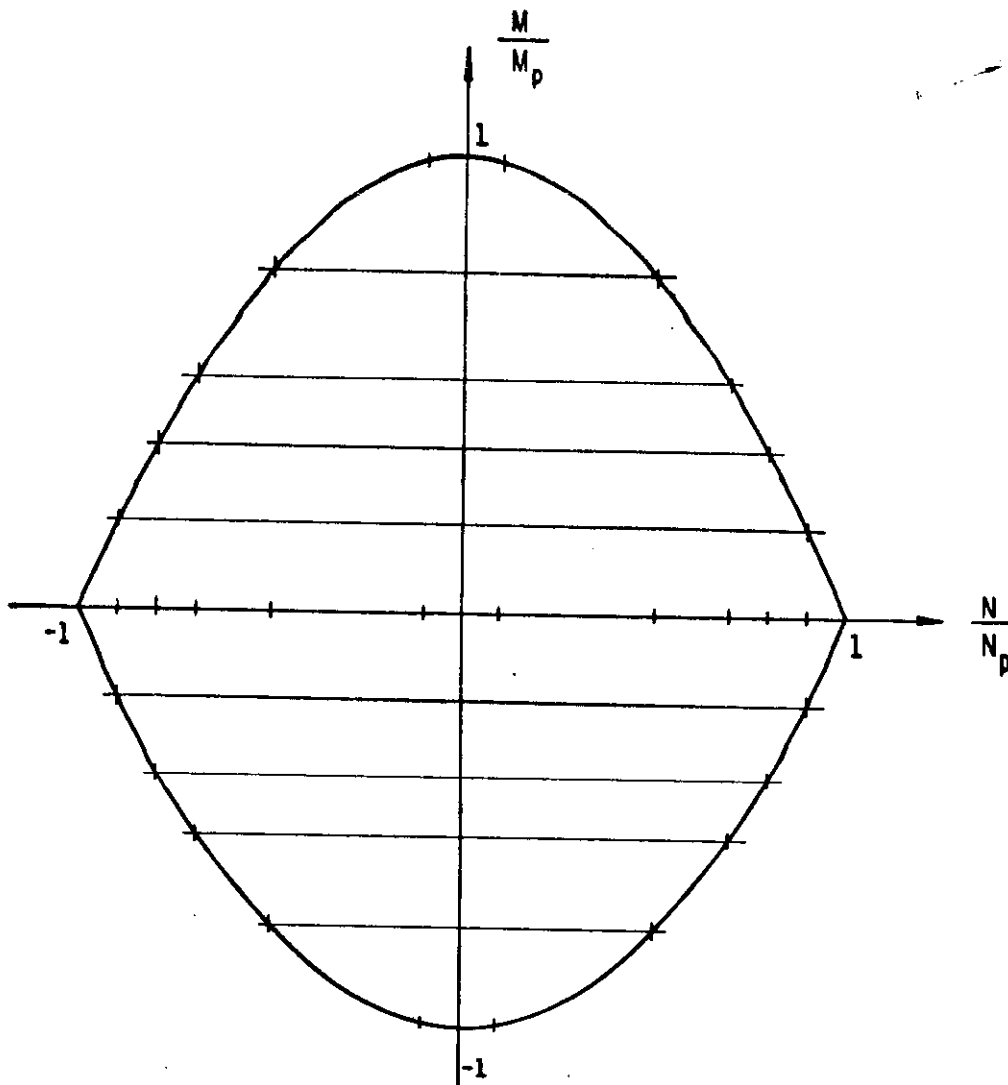


Fig. 3.5 - SUPERFÍCIE DE ESCOAMENTO PARA SEÇÃO RETANGULAR

3.5 - LOCALIZAÇÃO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS

No tratamento plástico de uma estrutura é interessante saber, em primeiro lugar, quais são os possíveis pontos de aparecimento de rótulas plásticas, porquanto o conhecimento destes pontos permitirá, junto com outros critérios, definir os mecanismos de colapso. Segundo CÂMPORA (1967) estes pontos são, em geral, os seguintes:

- a - nós rígidos,
- b - pontos de aplicação de cargas concentradas,
- c - engastamentos perfeitos, e
- d - engastamentos elásticos.

Estes pontos, como era de se esperar, também dependem do tipo de carregamento que atua na estrutura e não

sómente das características da mesma. Assim, apresenta-se, em seguida, o carregamento para o qual esta indicação é procedente.

3.6 - CARREGAMENTO CONSIDERADO

O carregamento sísmico é, comumente, simulado por forças horizontais, cujo cálculo faz-se de acordo com as normas sísmicas vigentes, segundo se verá no capítulo seguinte.

As forças equivalentes que se considera atuando num edifício na técnica do meio contínuo, são duas, a primeira é concentrada e atua no topo do prédio e a segunda é distribuída e atua no longo da altura. Estas forças estão esquematizadas na figura 3.7.

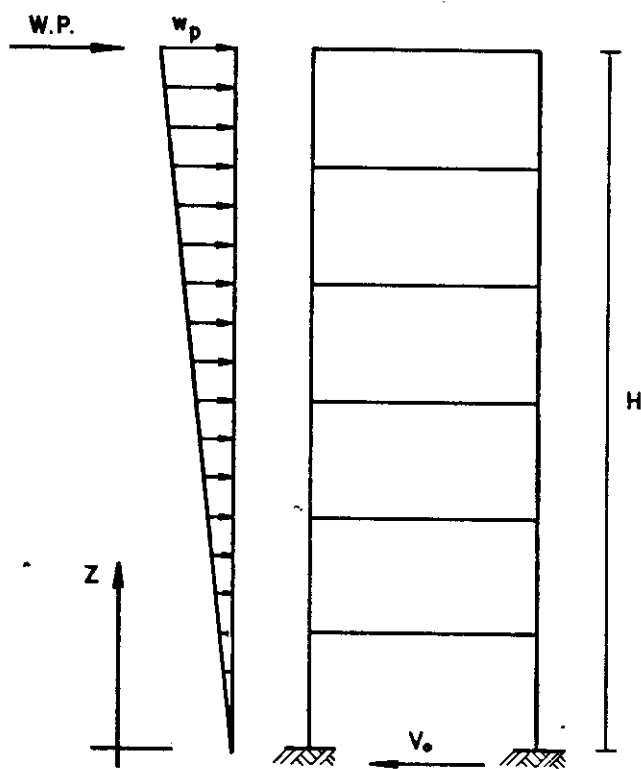


Fig. 3.7 - CARREGAMENTO ESTÁTICO EQUIVALENTE

O carregamento, para efeito da análise elasto-plástica, é tomado proporcional a um parâmetro W cujo cálculo é o objetivo deste trabalho.

Chamando de V_0 à reação horizontal do sistema, tem-se a seguinte relação:

$$p = \frac{2}{H}(V_0 - P) \quad (3.10)$$

definindo-se, agora o parâmetro adimensional,

$$\rho = \frac{2}{H} \cdot \frac{P}{p} \quad (3.11)$$

é possível escrever o momento fletor e a força cortante como:

$$M(z) = -W \frac{p}{6H} [(3\rho + 2)H^3 - 3(\rho + 1)H^2z + z^3] \quad (3.12)$$

$$Q(z) = \frac{Wp}{2H} [(\rho + 1)H^2 - z^2] \quad (3.13)$$

sendo:

$$Q(z) = \frac{d}{dz} M(z) \quad (3.14)$$

Conhecido o sistema de cargas que atua no edifício e levando-se em conta as outras hipóteses apresentadas, é possível definir os mecanismos de colapso, o qual é discutido no que se segue.

3.7 - MECANISMOS DE COLAPSO

Com base nas hipóteses apresentadas tem-se que o mecanismo de colapso, segundo PAULAY (1983), está determinado pela formação de rótulas plásticas nas bases das colunas e nos extremos das vigas, como mostra a figura 3.8.

Este seria o único mecanismo possível se todas as hipóteses fossem atendidas, mas devido às dificuldades da prática de projeto de edifícios, existe outro mecanismo possível, o qual deve ser evitado porque possui baixa capacidade de dissipação de energia. A figura 3.9 esquematiza este caso, o qual é comumente chamado de MECANISMO DE ANDAR.

É importante ressaltar neste ponto, que para calcular o fator de carga W , será mister determinar os momentos nos extremos das vigas e nas bases das colunas, pois com a definição de colapso apresentada, ficam também definidas as incógnitas do sistema estrutural.

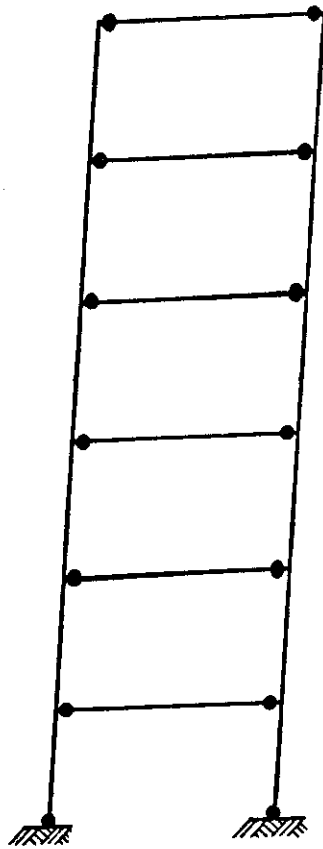


Fig. 3.8 - MECANISMO DE COLAPSO

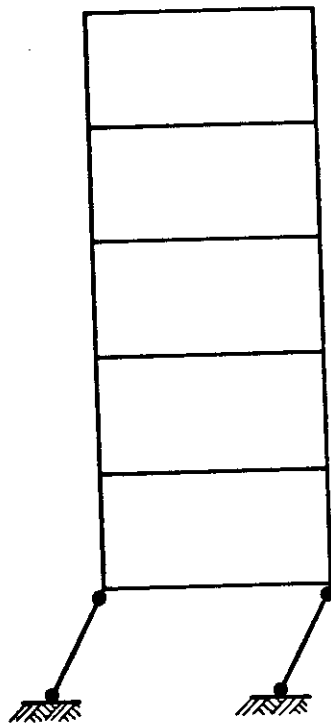


Fig. 3.9 - MECANISMO DE ANDAR

CAPÍTULO 4

ALGUMAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

4.1 - INTRODUÇÃO

As recomendações normativas que mais de perto interessam, são objeto de apreciação no que se segue. Cumpre assinalar que se trata apenas de um apanhado um tanto restrito.

4.2 - MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

O método estático equivalente pode ser utilizado para o cálculo sísmico de edifícios de até, aproximadamente, 20 andares, ou 60 metros de altura.

Consiste em aplicar cargas estáticas horizontais ao edifício, como mostra a figura 4.1, as quais se supõem equivalentes às provocadas pelos sismos.

A carga horizontal total é conhecida como FORÇA CORTANTE BASAL, e se calcula seguindo a norma sísmica vigente. O sistema de forças é igual em quase todas as normas existentes, havendo apenas algumas diferenças na forma de se calcular o coeficiente sísmico e a carga do edifício.

Na continuação apresenta-se o cálculo recomendado pelo "Uniform Building Code (UBC)" 1979.

a) FORÇA CORTANTE BASAL

$$V_0 = C_0 \cdot W_0 \quad (4.1)$$

sendo:

$$C_0 = Z \cdot I \cdot K \cdot C \cdot S \quad (4.2)$$

onde:

C_0 - coeficiente sísmico;

W_0 - carga morta do edifício mais uma parte da carga viva;

Z - coeficiente que depende da zona de risco sísmico;

$$Z = \left(\frac{3}{16}, \frac{3}{8}, \frac{3}{4}, 1 \right) \quad (4.3)$$

I - fator de importância da obra;

$$I = \begin{cases} 1,5 & \text{para edifícios essenciais, tais como, hos-} \\ & \text{pitais, etc.} \\ 1,25 & \text{para edifícios de uso importante que abri-} \\ & \text{guem mais de 300 pessoas.} \\ 1,0 & \text{outros edifícios.} \end{cases} \quad (4.4)$$

K - coeficiente que depende do sistema estrutural,

$$K = \begin{cases} 0,67 & \text{para pórticos dúcteis sem contraventamento} \\ 1,33 & \text{para pórticos contraventados e sistemas de} \\ & \text{paredes} \end{cases} \quad (4.5)$$

T - período fundamental do edifício em segundos.

$$T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{\ell}} \quad (4.6)$$

ℓ - largura do edifício na direção analisada, dada em metros;

h_n - altura do último andar medida desde a base do prédio, em metros;

C - coeficiente dinâmico;

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \quad (4.7)$$

S - coeficiente que depende do tipo de solo e da estrutura. (T e T_s)

$$S = (1,0; \dots; 1,5) \quad (4.8)$$

b) FORÇA CONCENTRADA DO TOPO

$$P = \begin{cases} 0,0 & \text{para: } T \leq 0,70 \text{ seg.} \\ 0,70 TV_0 & 0,70 < T < 3,60 \\ 0,25 V_0 & T \geq 3,60 \end{cases} \quad (4.9)$$

É evidente que este método não considera os momentos de torção em planta que atuam no edifício; portanto é necessária uma análise adicional, a qual apresenta-se na seguinte recomendação.

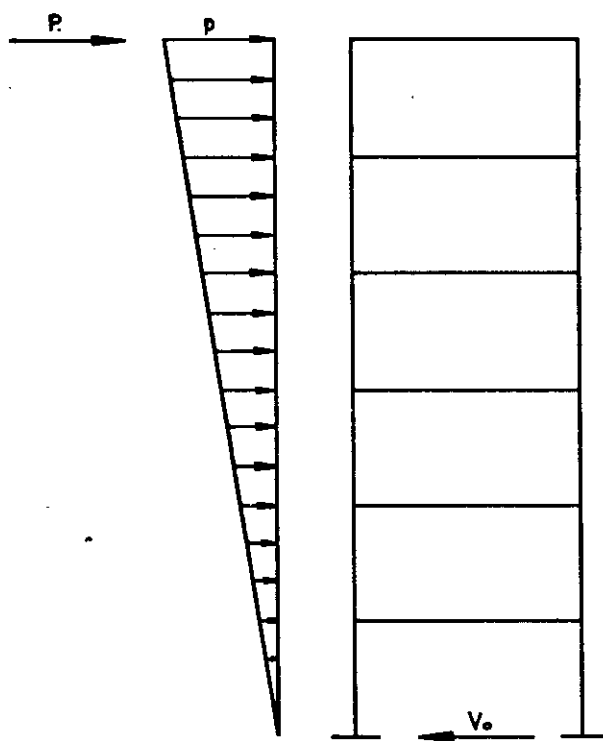


Fig. 4.1 - CARREGAMENTO ESTÁTICO EQUIVALENTE

4.3 - EXCENTRICIDADE DINÂMICA EQUIVALENTE

De maneira geral, as normas recomendam a utilização do método estático equivalente associado a um momento torçor, o qual se obtém como o produto das forças horizontais multiplicadas pelas excentricidades dinâmicas equivalentes e_1 e e_2 .

Estas excentricidades são calculadas em função da excentricidade estática "e", e da largura máxima b do andar, segundo as seguintes fórmulas (vide fig. 4.2):

$$e_1 = \zeta_1 e + \zeta_2 b \quad (4.10)$$

$$e_2 = \zeta_3 e - \zeta_2 b \quad (4.11)$$

Os valores dos coeficientes ζ_i constam nas normas sísmicas e dependem de vários fatores, tais como, a utilização e a configuração geométrica do prédio.

Uma das normas que melhor trata este assunto é a da Venezuela, FUNVISIS (1982), a qual apresenta os seguintes valores:

$$\zeta_1 = (1,5; \dots; 5) \quad (4.12)$$

$$\zeta_2 = 0,10 \quad (4.13)$$

$$\zeta_3 = 1,00 \quad (4.14)$$

O cálculo da excentricidade "e" será apresentado no capítulo 6, onde serão tratadas as estruturas tridimensionais.

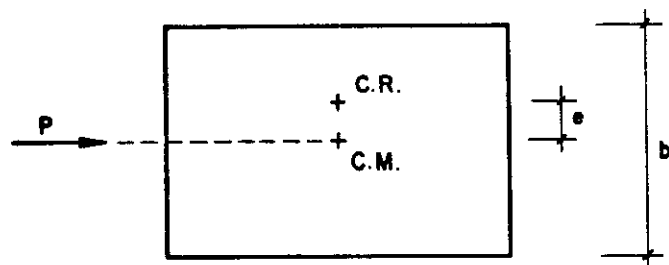


Fig.4.2 - PLANTA DO EDIFÍCIO.

EXCENTRICIDADE ESTÁTICA "e"

4.4 - DESALINHAMENTO MÁXIMO E EFEITO P-Δ

O desalinhamento máximo aceito pelas normas, varia entre 0,2% e 0,5%, dependendo do tipo de estruturas (vide ilustração na figura 4.3).

Considerando a estrutura na posição deformada , tem-se que as forças axiais das colunas produzem momentos adicionais, Este incremento de momento é conhecido na literatura como efeito P-Δ e não sempre é levado em conta no cálculo de edifícios, para saber quando deve ser considerado, as normas mandam calcular o parâmetro definido como:

$$\theta = \frac{\Delta_i \sum_{j=i}^n W_j}{V_i (h_i - h_{i-1}) D_u}$$

sendo:

$$D_u = \frac{\Delta^u}{\Delta^e}$$

e onde:

Δ_i - desalinhamento do andar i;

W_j - peso do andar j;

V_i - força cortante no nível do andar i;

h_i - pé direito do andar i;

D_u - fator de amplificação do deslocamento, devido a ductilidade;

Δ^u - desalinhamento último;

Δ^e - desalinhamento elástico.

Segundo a norma da Venezuela FUNVISIS (1982), o efeito P-Δ deve ser considerado no cálculo quando $\theta > 0,08$. No presente trabalho, visando simplificar a análise, não foi levado em conta este efeito.

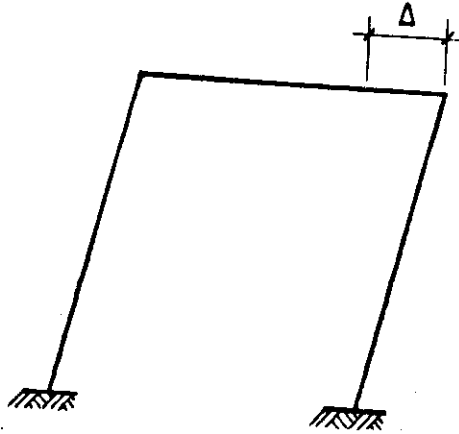


Fig. 4.3 - DESALINHAMENTO DE ANDAR

4.5 - RELAÇÃO DE RESISTÊNCIA ENTRE VIGAS E COLUNAS

No projeto de edifícios submetidos a efeitos sísmicos é necessário levar em consideração um critério segundo o qual, as colunas devem ser mais resistentes que as vigas.

De acordo com a norma sísmica AMERICAN CONCRETE INSTITUTE 318.83, A.4.2.2, deve ser cumprida, em cada nó, a seguinte condição:

$$\Sigma M_e \geq 1,2 \Sigma M_g$$

onde:

M_e - momento fletor de projeto de colunas;

M_g - momento fletor de projeto de viga;

de sorte a se evitar eventuais mecanismos de andar, cuja dissipação de energia é demasiadamente baixa e mais, eventuais reparos das colunas são extremamente custosos.

CAPÍTULO 5

ESTRUTURAS PLANAS

5.1 - ANÁLISE DE PAREDES

5.1.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo são estudados os painéis de contraventamento do tipo paredes isoladas e paredes contraventadas por lintéis. Na análise consideram-se os efeitos de forças axiais e momentos fletores.

O objetivo consiste em se determinar os momentos fletores, que serão comparados com os respectivos momentos de plastificação das barras, para, desta maneira, determinar quando se forma o mecanismo de colapso e avaliar o coeficiente de carga W correspondente.

5.1.2 - ANÁLISE DE PAREDES ISOLADAS

As paredes isoladas submetidas ao carregamento em questão, trabalham como vigas verticais, pois não existem forças normais e os esforços internos são principalmente de flexão. Assim sendo, o mecanismo de colapso desta estrutura é dado, simplesmente, pela rotulação da base da parede. A figura 5.1 mostra, esquematicamente, a parede com o carregamento, o diagrama de momento fletor e o mecanismo de colapso.

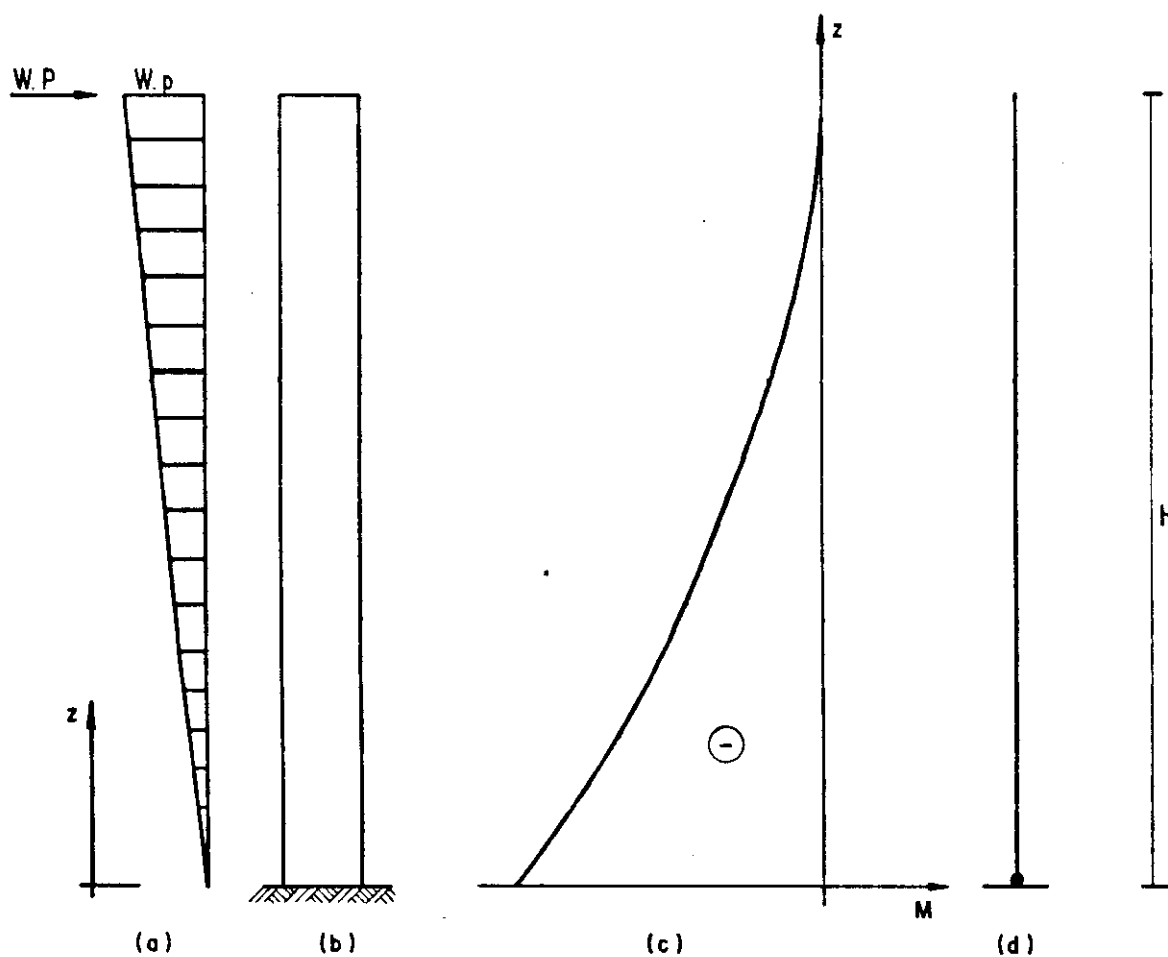


Fig. 5. 1 : (a) CARREGAMENTO; (b) PAREDE; (c) DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR, (d) MECANISMO DE COLAPSO.

Assumindo que a parede apresenta um momento de plastificação M_p , e sendo $M(o)$ o momento fletor que atua na base da parede, é possível calcular o fator de carga W , assim, da equação 3.12 tem-se:

$$M(o) = -W \frac{P}{6H} (3\rho + 2)H^3 = -M_p \quad (51.1)$$

donde:

$$W = \frac{6}{P} \frac{1}{(3\rho + 2)H^2} M_p \quad (51.2)$$

com o qual encerra-se a questão.

5.1.3 - ANÁLISE DE PAREDES CONTRAVENTADAS POR LINTÉIS

5.1.3.1-ANÁLISE ELÁSTICA

O sistema estrutural em estudo é formado por duas paredes contraventadas por lintéis, conforme mostra a figura 5.2. Nesta figura, I_1 e I_2 são os momentos de inércia das seções das paredes 1 e 2 respectivamente, A_1 e A_2 as áreas das mesmas; J o momento de inércia da seção dos lintéis, h o pé direito, H a altura total da estrutura; ℓ o vão livre do lintel, c o vão centroidal das colunas, d_1 e d_2 as medidas que definem a posição dos eixos centroidais das colunas em relação às faces internas e, finalmente, P e p multiplicadas pelo parâmetro W definem o carregamento.

A análise que se apresenta em seguida, está baseada nos trabalhos feitos por BECK (1962) e PEKAU & GOCEVSKI (1981), assim, na figura 5.3, mostra-se a estrutura isostática básica já apontando-se a incógnita em jogo, dentro do enfoque da técnica do meio contínuo. A movimentação relativa pode ser descomposta nas seguintes componentes, a primeira:

$$\delta_1 = c u'(z) \quad (51.3)$$

que consiste na contribuição da rotação das paredes, conforme ilustra a figura 5.4; a segunda representa a deformação dos lintéis, dada por:

$$\delta_2 = \frac{h\ell^3}{12EJ} q(z) \quad (51.4)$$

conforme indica-se na figura 5.5; e, finalmente, a deformação axial relativa das paredes devido à força normal, ou seja:

$$\delta_3 = \int_0^z \frac{N(z)}{EA_1} dz + \int_0^z \frac{N(z)}{EA_2} dz \quad (51.5)$$

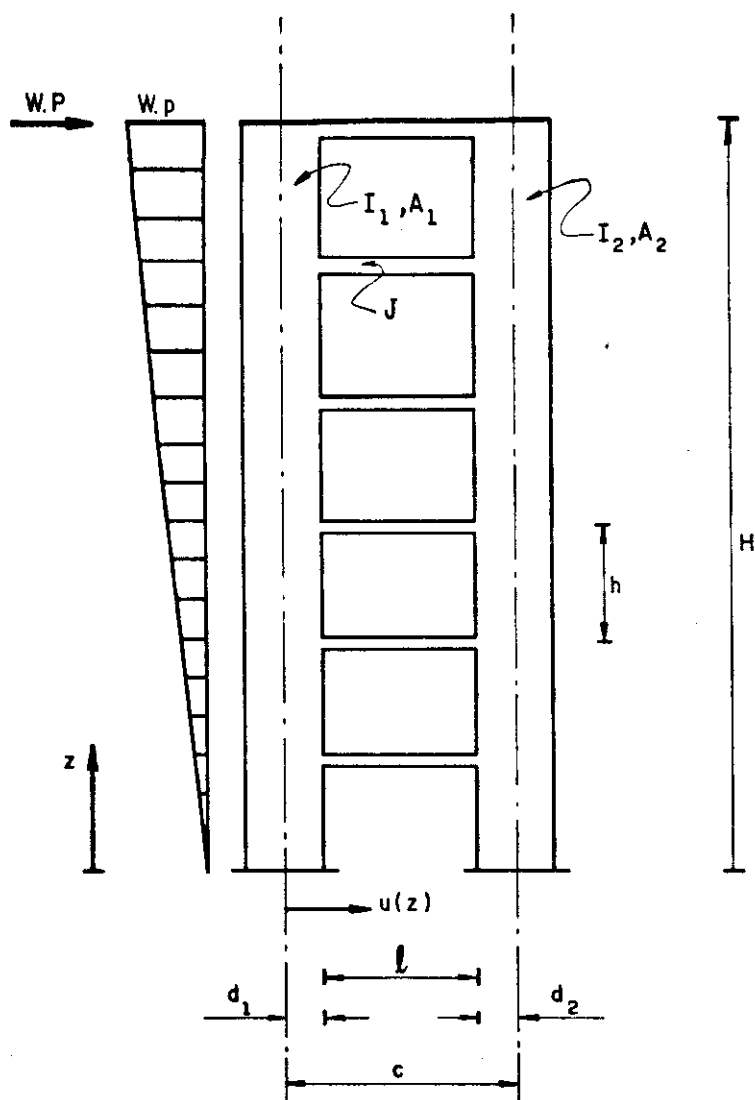


Fig.5.2-PAREDES CONTRAVENTADAS POR LINTÉIS

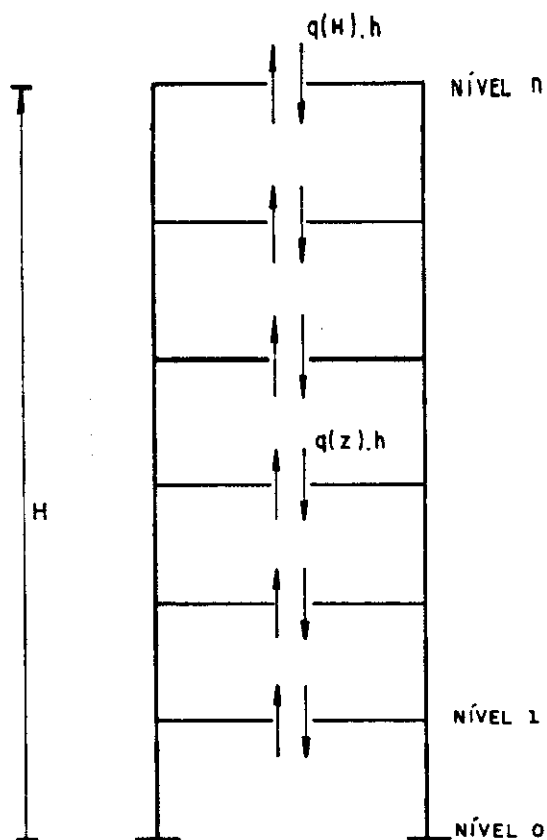


FIG.5.3-ESQUEMA DO SISTEMA ISOSTÁTICO BÁSICO

ou ainda:

$$\delta_3 = \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^z \int_z^H q(z_1) dz_1 dz \quad (51.6)$$

onde:

$$\int_z^H q(z_1) dz_1 = N(z) \quad (51.7)$$

é o esforço normal das paredes, conforme indica a figura 5.6.

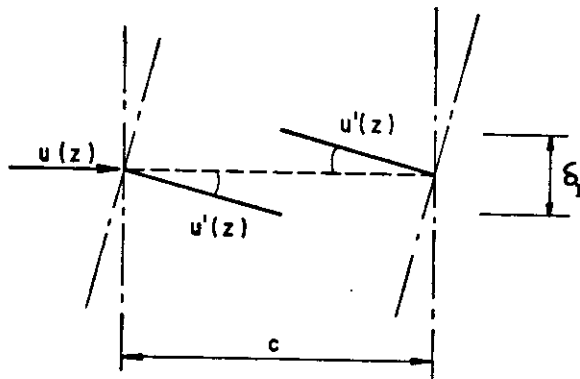


Fig.5.4 - ROTAÇÃO DAS PAREDES

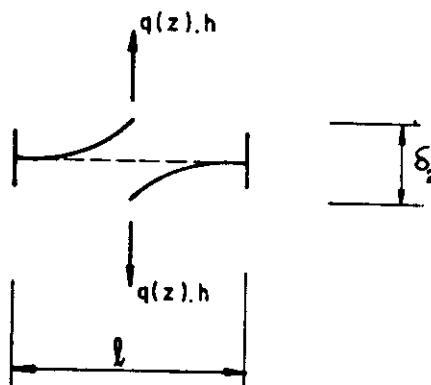


Fig.5.5 - DEFORMAÇÃO DOS LINTÉIS

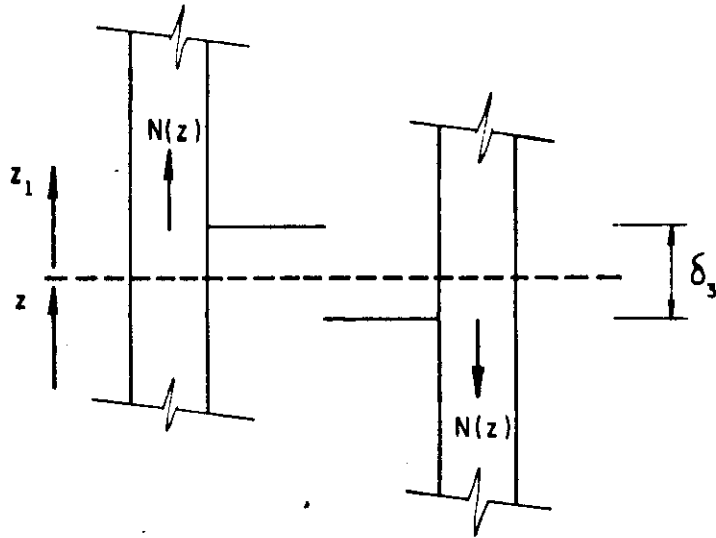


Fig. 5.6 - DEFORMAÇÃO AXIAL RELATIVA DAS PAREDES

Compatibilizando as deformações, tem-se:

$$\delta_1 - \delta_2 - \delta_3 = 0 \quad (51.8)$$

então, em face das relações apresentadas, isto é as equações 51.3; 51.4 e 51.6, tem-se:

$$cu'(z) - \frac{h \ell^3}{12EJ} q(z) - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_z^H \int_0^z q(z_1) dz_1 dz = 0 \quad (51.9)$$

Por outro lado, do ponto de vista mecânico, os momentos fletores (M_1 e M_2) nas paredes são dados, respectivamente, por (vide ilustração da figura 5.7):

$$M_1 = M(z) + \alpha_1 \cdot c \int_z^H q(z_1) dz_1 + \int_z^H z_1 \bar{q}(z_1) dz_1 \quad (51.10)$$

$$M_2 = \alpha_2 \cdot c \int_z^H q(z_1) dz_1 - \int_z^H z_1 \bar{q}(z_1) dz_1 \quad (51.11)$$

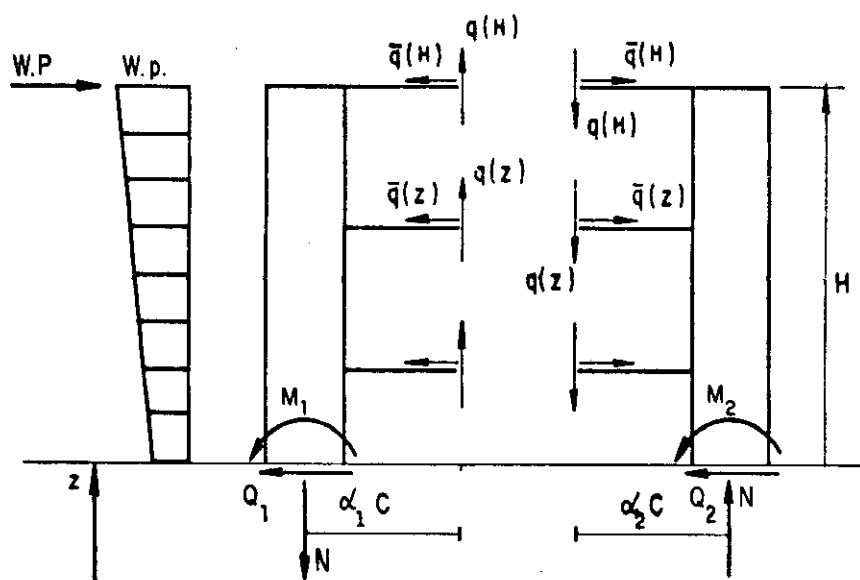


Fig. 5.7 - ESFORÇOS NO NÍVEL z DA ESTRUTURA ISOSTÁTICA

Somando-se e substituindo a função de curvatura, tem-se:

$$u''E(I_1 + I_2) = -M(z) - c \int_z^H q(z_1) dz_1 \quad (51.12)$$

Substituindo a derivada da equação 51.9 na equação 51.12 e derivando mais uma vez, tem-se:

$$q''(z) - \alpha^2 q(z) = -\gamma Q(z) \quad (51.13)$$

onde:

$$\alpha^2 = \frac{12J}{l^3 h} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{c^2}{I_1 + I_2} \right) \quad (51.14)$$

$$\gamma = \frac{12cJ}{l^3 h (I_1 + I_2)} \quad (51.15)$$

Mas, a equação diferencial 51.13 pode ser escrita em função dos esforços normais das paredes; então utilizando-se a equação 51.7, resulta:

$$N''(z) - \alpha^2 N(z) = \gamma M(z) \quad (51.16)$$

Esta equação pode ser escrita como:

$$N''(z) - \alpha^2 N(z) = -\beta_1 + \beta_2 z - \beta_3 z^3 \quad (51.17)$$

cuja solução geral é:

$$N(z) = A_1 e^{\alpha z} + A_2 e^{-\alpha z} + \frac{\beta_3}{\alpha^2} z^3 + \frac{1}{\alpha^2} (6 \frac{\beta_3}{\alpha^2} - \beta_2) z + \frac{\beta_1}{\alpha^2} \quad (51.18)$$

sujeita às seguintes condições de contorno:

$$N(H) = 0 \quad (51.19)$$

$$N'(0) = 0 \quad (51.20)$$

com isto é possível calcular a função de esforços cortantes dos lintéis, como sendo (da equação 51.7):

$$q(z) = -N'(z) = -A_1 \alpha e^{\alpha z} + A_2 \alpha e^{-\alpha z} - \frac{3\beta_3}{\alpha^2} z^2 - \frac{1}{\alpha^2} (\frac{6\beta_3}{\alpha^2} - \beta_2) \quad (51.21)$$

que consiste na solução do problema.

Os giros $r(z)$ de corda das vigas determinam-se geometricamente, como sendo:

$$r(z) = u'(z) + \frac{u'(z)d_1 + u'(z)d_2}{\ell} - \frac{\delta_3}{\ell} \quad (51.22)$$

ou, simplificando:

$$r(z) = \frac{1}{\ell} (u'c - \delta_3) \quad (51.23)$$

e substituindo as equações 51.5 e 51.12 resulta:

$$r(z) = \frac{-1}{E\ell} \left[\frac{c}{I_1 + I_2} \int_0^z M(z) dz + \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{c^2}{I_1 + I_2} \right) \int_0^z N(z) dz \right] \quad (51.24)$$

Assim sendo, os momentos nos extremos das vigas resultam:

$$m(z) = \frac{6EJ}{l} \cdot r(z) \quad (51.25)$$

Os giros e curva elástica das paredes obtêm-se integrando a equação 51.12, ou seja:

$$u'(z) = \frac{-1}{E(I_1 + I_2)} \left(\int_0^z M(z) dz + c \int_0^z N(z) dz \right) \quad (51.26)$$

$$u(z) = \int_0^z u'(z) dz \quad (51.27)$$

As equações 51.10 e 51.11 fornecem o momento total das paredes, o qual pode ser distribuído entre elas proporcionalmente às suas inércias, então:

$$M_1 + M_2 = M(z) + c N(z) \quad (51.28)$$

definindo o MOMENTO DISTRIBUÍDO $\bar{M}(z)$ como sendo:

$$\bar{M}(z) = M(z) + c N(z) \quad (51.29)$$

tem-se:

$$M_1(z) = \bar{M}(z) \frac{I_1}{I_1 + I_2} \quad (51.30)$$

e

$$M_2(z) = \bar{M}(z) \frac{I_2}{I_1 + I_2} \quad (51.31)$$

Como foi analisado antes, a solução do problema se apresenta na função $q(z)$ (equação 51.21), assim é possível escrever as forças cortantes das vigas, Q_i , como sendo:

$$Q_i = q_i \cdot h \quad (51.32)$$

onde:

$$q_i = q(ih)$$

para a i -ésima viga.

Desta maneira, o esforço normal das paredes, segundo a equação 51.7, fica:

$$N_i = \sum_{j=i}^n Q_j \quad (51.33)$$

onde:

$$N_i = N(ih) \quad (51.34)$$

sendo n o número de lintéis da estrutura.

Os momentos distribuídos segundo a equação 51.29, ficam:

$$\bar{M}_i^S = M_i + c \cdot N_{i+1} \quad (51.35)$$

imediatamente acima da i -ésima viga, e

$$\bar{M}_i^I = M_i + c \cdot N_i \quad (51.36)$$

imediatamente abaixo da i -ésima viga.

Definindo o MOMENTO DE ANDAR M_i^A , como sendo:

$$M_i^A = \bar{M}_i^I - \bar{M}_{i-1}^S \quad (51.37)$$

e sendo M_i o momento externo, tem-se:

$$M_i + \sum_{k=i+1}^n M_k^A = 0 \quad (51.38)$$

por considerações de equilíbrio.

5.1.3.2-ANÁLISE ELÁSTO-PLÁSTICA

Para o cálculo elasto-plástico será considerada como base a análise feita por PEKAU & GOCEVSKI (1981), segundo a qual se determina elásticamente a função de esforços cortantes $q(z)$ das vigas, para um determinado valor do fator de carga W , mostrada na equação 51.21 como:

$$q(z) = -A_1 \alpha e^{\alpha z} + A_2 \alpha e^{-\alpha z} - \frac{3\beta_3}{\alpha^2} z^2 - \frac{1}{\alpha^2} \left(\frac{6\beta_3}{\alpha^2} - \beta_2 \right) \quad (51.39)$$

Definindo q_u como o esforço cortante último dos lintéis e sendo M_p o momento de plastificação dos mesmos, tem-se:

$$q_u = M_p \frac{2}{lh} \quad (51.40)$$

A figura 5.8 mostra a função $q(z)$ e os limites das regiões definidas pelas vigas plastificadas, estes limites determinam-se fazendo $q(z) = q_u$.

Segundo mostra a análise elástica, todos os esforços da estrutura ficam definidos quando se conhece a função $N(z)$, então, lembrando a equação 51.7, se percebe que é necessário integrar a curva $q(z)$. Para se fazer esta integração torna-se necessário determinar primeiro os limites z_s e z_i da região plastificada, e depois procede-se à integração propriamente dita; ou seja:

a) para $z_s \leq z \leq H$ (região não plastificada)

$$N(z) = \int_z^H q(z_1) dz_1 \quad (51.41)$$

e

$$N(z_s) = \int_{z_s}^H q(z_1) dz_1 \quad (51.42)$$

ou, segundo mostra a figura 5.3, e de acordo com as equações 51.33 e 51.34, tem-se:

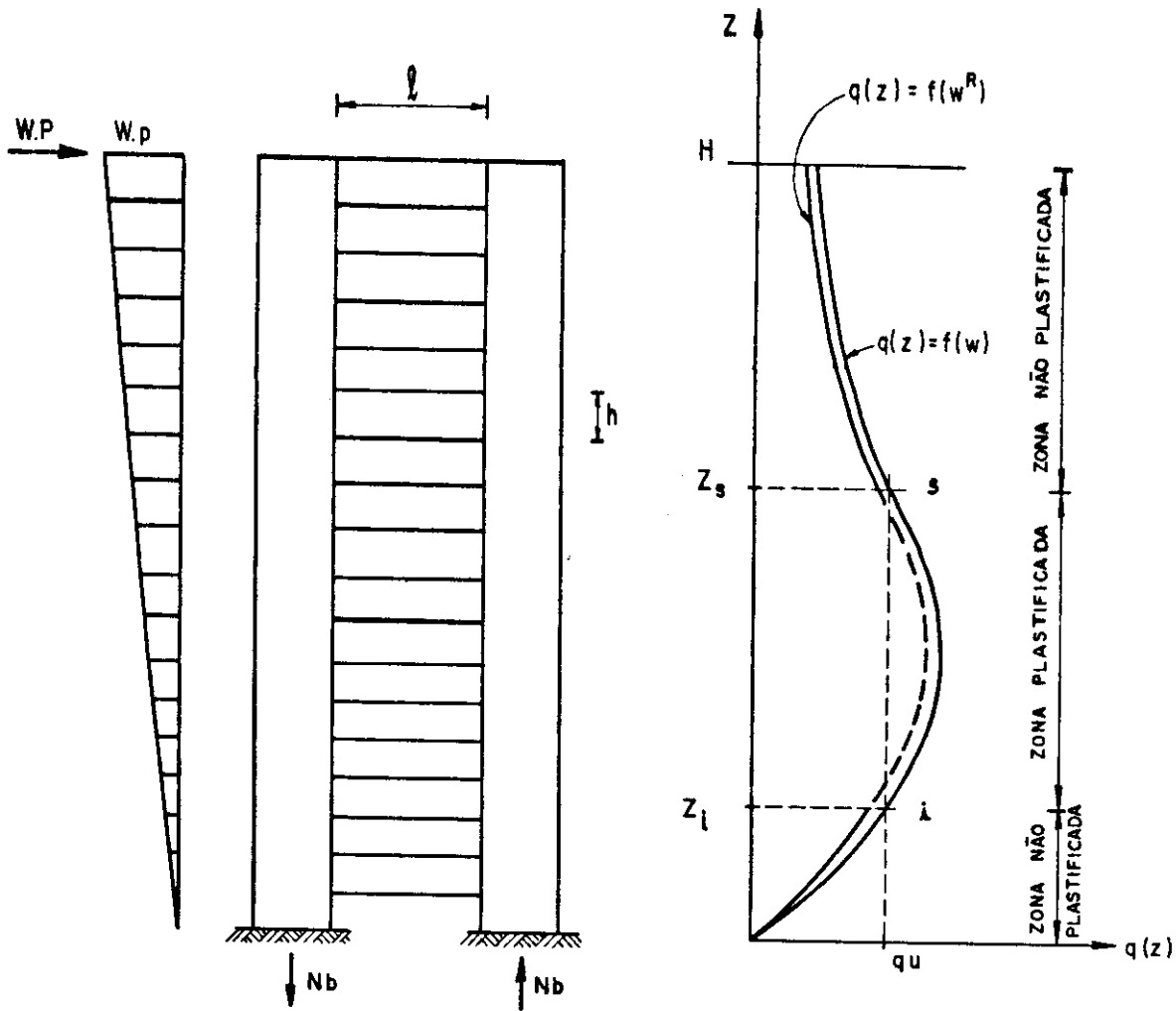


Fig.5.8 - PAREDES CONTRAVENTADAS POR LINTÉIS E DIAGRAMA GERAL de $q(z)$

$$N_k = \sum_{j=k}^n q_j \cdot h \quad (51.43)$$

e

$$N_s = \sum_{j=s}^n q_j \cdot h \quad (51.44)$$

para o limite z_s

b) para $z_i \leq z \leq z_s$ (região plastificada)

$$N(z) = N(z_s) + (z_s - z)q_u \quad (51.45)$$

e

$$N(z_i) = N(z_s) + (z_s - z_i)q_u \quad (51.46)$$

ou segundo a equação 51.34, resulta:

$$N_k = N_s + (s-k) q_u \cdot h \quad (51.47)$$

e

$$N_i = N_s + (s-i) q_u \cdot h \quad (51.48)$$

c) para $0 \leq z \leq z_i$ (região não plastificada)

$$N_{(z)} = N(z_i) + \int_z^{z_i} q(z_1) dz_1 \quad (51.49)$$

e

$$N_b = N(z_i) + \int_0^{z_i} q(z_1) dz_1 \quad (51.50)$$

ou segundo a equação 51.34, resulta:

$$N_k = N_i + \sum_{j=k}^{i-1} q_j \cdot h \quad (51.51)$$

e

$$N_b = N_i + \sum_{j=0}^{i-1} q_j \cdot h \quad (51.52)$$

para a base da estrutura.

Conhecidos os valores de $N(z)$ ou N_k (discretos) é possível calcular os momentos distribuídos com a equação 51.29, e, conseqüentemente, os momentos nas bases das paredes:

$$M_1(o) = \bar{M}(o) \frac{I_1}{I_1 + I_2} \quad (51.53)$$

$$M_2(o) = \bar{M}(o) \frac{I_2}{I_1 + I_2} \quad (51.54)$$

sendo:

$$\bar{M}(o) = M(o) + c N_b \quad (51.55)$$

Para completar o esquema, segundo se mostrou no parágrafo 3.7 (vide figura 3.8), determinam-se os momentos dos extremos das vigas, da seguinte maneira (vide figura 5.3).

$$m_j = Q_j \cdot \frac{l}{2} \quad (51.56)$$

onde j é o nível da viga.

Neste ponto deve se verificar se os momentos $M_1(0)$ e $M_2(0)$ em interação com as forças normais N_b , produzem a plastificação das paredes. Para esta verificação faz-se a análise da curva que representa a superfície de escoamento das seções das paredes (vide figura 3.5).

Se nestas condições não se formasse ainda o mecanismo de colapso, então, se incrementaria o fator de carga W e se refaria o cálculo.

Cabe frisar que se uma das paredes estiver já plastificada os incrementos do momento distribuído $\bar{M}(0)$ seriam suportados somente pela parede não plastificada.

Com esta metodologia surge a idéia de se fazer uma história do comportamento da estrutura para valores diferentes do fator de carga W até sua plastificação total. Contudo um sismo não produz cargas estáticas pois seu efeito é dinâmico, portanto perde-se o interesse nesta idéia, e é preferível parar o cálculo quando se produzir plastificação das colunas. PEKAU & GOCEVSKI (1981).

Nesta análise elasto-plástica não foi considerado o fato de as duas regiões, a plastificada e a não plastificada, terem equações constitutivas diferentes; portanto faz-se necessária uma correção nos valores dos esforços cortantes das vigas, os quais são dados por $q(z) = f(w^R)$, vide figura 5.8. Esta correção é feita por PEKAU & GOCEVSKI (1981), calculando o giro de corda das vigas no nível z_s , obtido com $q(z) = f(W)$, e assumindo que este giro deve ser igual à rotação elástica máxima θ_y da viga, assim, aplicando esta condição na equação 51.24 obtem-se um fator de carga da estrutura plastificada que será chamado de w^R e cujo cálculo faz-se como segue:

$$w^R = \frac{k_2 G_3 + G_5}{k_1 G_4 + k_2 (G_1 + G_2)} \quad (51.57)$$

onde:

$$G_1 = h \sum_{j=1}^i \bar{N}_j + (z_i - ih) \bar{N}_i \quad (51.58)$$

$$G_2 = z_s \bar{N}_s - z_i \bar{N}_i \quad (51.59)$$

$$G_3 = (i\Delta + \sum_{j=1}^{\Delta-1} (\Delta-j)) 2 M_p^V \frac{h}{\ell} \quad (51.60)$$

$$G_4 = \frac{p}{24H} [4(3\rho+2)H^3 - 6(\rho+1)H^2 z_s + z_s^3] z_s \quad (51.61)$$

$$G_5 = E \cdot \ell \theta_Y \quad (51.62)$$

$$\Delta = s-i \quad (51.63)$$

$$z_i = ih \quad (51.64)$$

$$z_s = sh$$

$$\bar{N}_j = \frac{N(jh)}{W} \quad (51.66)$$

$$k_1 = \gamma \frac{\ell^3 h}{12J} \quad (51.67)$$

$$k_2 = \alpha^2 \cdot \frac{\ell^3 h}{12J} \quad (51.68)$$

e M_p^V é o momento de plastificação das vigas.

Segundo aqueles autores esta correção, em geral, não é muito importante e pode ser negligenciada; já, no cálculo do fator de carga W tem pouca influência, como se verá nos exemplos, seu valor diminui em pequena porcentagem.

5.1.3.3-MARCA DE CÁLCULO

Com a finalidade de esclarecer e facilitar o cálculo, apresenta-se a seguir um resumo de fórmulas e um procedimento:

1) Determinar os parâmetros:

$$\alpha^2 = \frac{12J}{\ell^3 h} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{c^2}{I_1 + I_2} \right) \quad (51.69)$$

$$\gamma = \frac{12.c.J}{l^3.h(I_1+I_2)} \quad (51.70)$$

$$\rho = \frac{2}{H} \cdot \frac{P}{p} \quad (51.71)$$

$$B_3 = e^{\alpha H} + e^{-\alpha H} \quad (51.72)$$

2) Impor o primeiro valor do fator de carga W e calcular os seguintes parâmetros:

$$\beta_1 = W \cdot \gamma \frac{P}{6} (3\rho + 2)H^2 \quad (51.73)$$

$$\beta_2 = W \cdot \gamma \frac{P}{2} (\rho + 1)H \quad (51.74)$$

$$\beta_3 = W \cdot \gamma \frac{P}{6H} \quad (51.75)$$

$$B_1 = \frac{1}{\alpha} \left(6 \frac{\beta_3}{\alpha^2} - \beta_2 \right) \quad (51.76)$$

$$B_2 = \frac{-\beta_3}{\alpha} H^3 - B_1 H - \frac{\beta_1}{\alpha} \quad (51.77)$$

3) Calcular os coeficientes da função $q(z) = f(W)$

$$C_1 = (-B_2 + \frac{B_1}{\alpha} e^{-\alpha H}) \frac{1}{B_3} \quad (51.78)$$

$$C_2 = (B_2 + \frac{B_1}{\alpha} e^{\alpha H}) \frac{1}{B_3} \quad (51.79)$$

$$C_3 = -3 \frac{\beta_3}{\alpha^2} \quad (51.80)$$

$$C_4 = -\frac{B_1}{\alpha} \quad (51.81)$$

$$q(z) = C_1 e^{\alpha z} + C_2 e^{-\alpha z} + C_3 z^2 + C_4 \quad (51.82)$$

- 4) Determinar os limites z_s e z_i da curva $q(z)$ e calcular as forças cortantes das vigas e normal da base.

$$q_j = \begin{cases} q(jh) & \text{para } q(jh) < q_u \\ q_u & \end{cases} \quad (51.83)$$

$$Q_j = q_j \cdot h \quad (51.84)$$

$$N_b = \sum_{j=1}^n q_j \cdot h \quad (51.85)$$

- 5) Calcular o momento distribuído da base

$$\bar{M}(o) = M(o) + c N_b \quad (51.86)$$

Se nenhuma das paredes estiver plastificada, faz-se a distribuição:

$$M_1(o) = \bar{M}(o) \frac{I_1}{I_1 + I_2} \quad (51.87)$$

$$M_2(o) = \bar{M}(o) \frac{I_2}{I_1 + I_2} \quad (51.88)$$

- 6) Calcular os momentos dos extremos das vigas

$$m_j = Q_j \frac{l}{2} \quad (51.89)$$

- 7) Se não estiver formado ainda o mecanismo de colapso, ou se for conveniente, deve-se incrementar o fator de carga W e voltar ao ponto 4 deste procedimento.

Desta maneira fica determinado o coeficiente de carga W , o qual constitui o objetivo principal deste trabalho. Neste ponto, se for necessário, faria-se o cálculo considerando $q(z) = f(W^R)$.

5.1.3.4-EXEMPLO 1

Considera-se a estrutura apresentada na figura 5.9, na qual, as paredes medem 3,00 x 0,30m, as vigas 0,80 x 0,30m, o pé direito é 3,00 m, o vão livre das vigas é de 4 m, a altura da estrutura é 30m, a relação de cargas (ρ) é 0,133, a carga distribuída inicial é 1 t/m e a tensão limite do material é 2000 t/m². Com esses dados, são calculados o momento e a força normal de plastificação das paredes, $M_p = 1350$ t.m e $N_p = 1800$ t, assim como, o momento de plastificação e a força cortante última das vigas, $M_p^V = 96$ t.m e $Q_u = 48$ t.

Em seguida, calculam-se os coeficientes da função de esforço cortante das vigas, que no caso presente e para um coeficiente de carga $W=1$, fica:

$$q(z) = 3,902035 \times 10^{-3} e^{\alpha z} - 2,146747 e^{-\alpha z} - 2,243590 \times 10^{-3} z^2 + 2,142844 \text{ (t/m)}$$

onde:

$$\alpha = 0,175542$$

Logo depois, calculam-se as forças cortantes (Q_i) que atuam nas vigas, num processo iterativo (vide tabela 1) que termina quando $\xi_1 = \xi_2$, sendo:

$$\xi_1 = \frac{|\bar{M}(0)|}{2M_p}$$

e

$$\xi_2 = 1 - \left(\frac{N(0)}{N_p}\right)^2$$

No caso presente, as paredes plastificam quando o coeficiente de carga W atinge o valor 16,030 e, segundo PEKAU et al. (1981), é conveniente terminar o cálculo neste ponto, apesar de que ainda há vigas não plastificadas.

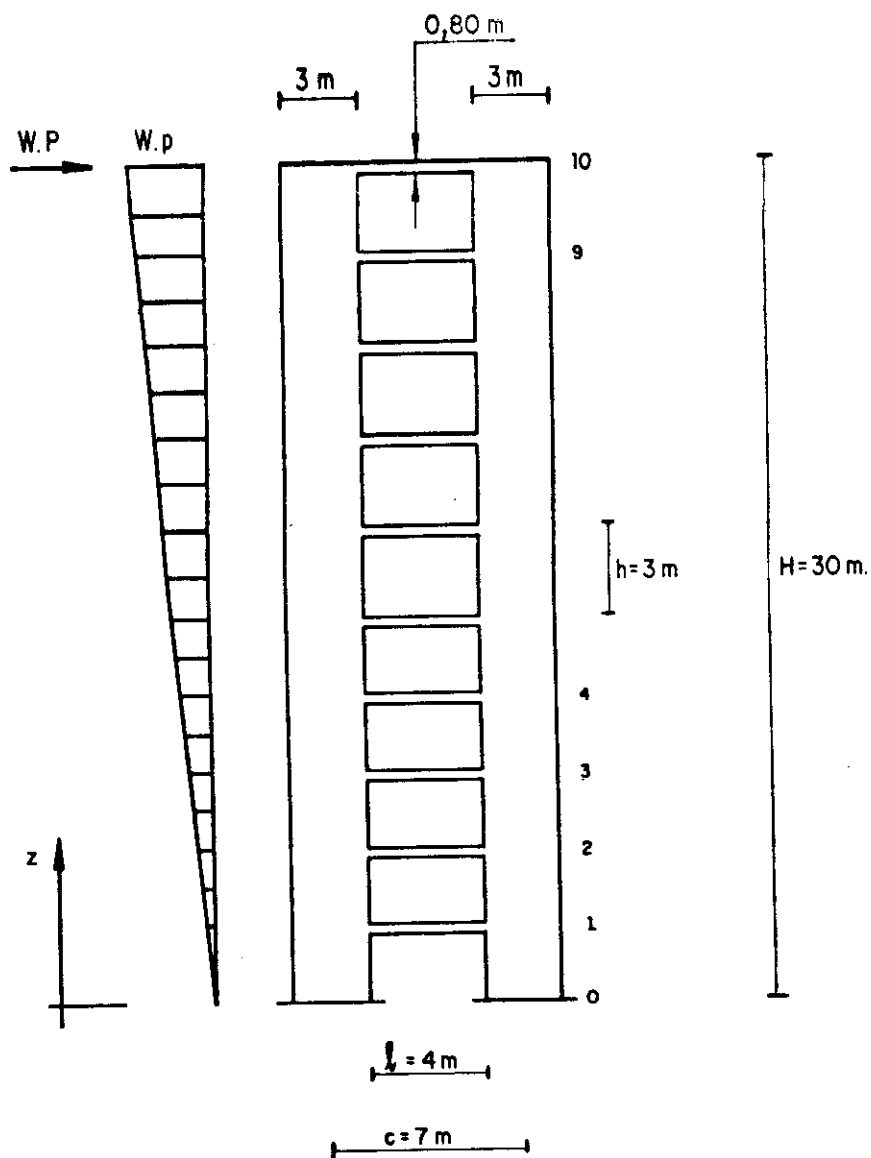


Fig. 5.9 - EXEMPLO DE PAREDES CONTRAVENTADAS POR LINTÉIS

Na tabela 2, apresentam-se os momentos que atuam nos extremos das vigas (m_i), bem como, os momentos externos (M_i), distribuídos (\bar{M}_i), de andar (M_i^A) e das colunas (M_i^C). Introduzindo a correção $q(z) = f(W^R)$ e fazendo a análise iterativa correspondente chega-se ao valor final $W=15,61$ que comparado com $W=16,03$ dá uma diferença de 2,7%; os resultados apresentam-se na tabela 3.

CÁLCULO DO COEFICIENTE DE CARGA W.

NÍ- VEL	z	Q _i (t)									
		w=1,00	10,059	16,000	17,000	16,100	16,025	16,020	16,030		
10	30,0	2,605	26,202	41,679	44,284	41,939	41,744	41,731	41,757		
9	27,0	2,805	28,210	44,873	47,678	45,154	44,943	44,929	44,957		
8	24,0	3,247	32,662	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000		
7	21,0	3,766	37,880	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000		
6	18,0	4,250	42,753	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000		
5	15,0	4,614	46,414	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000		
4	12,0	4,772	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000		
3	9,0	4,613	46,406	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000		
2	6,0	3,973	39,967	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000		
1	3,0	2,584	25,994	41,347	43,931	41,606	41,412	41,399	41,425		
0	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		
TOTAL		37,230	374,488	463,899	471,893	464,698	464,099	464,059	464,139		
ξ ₁		0,037	0,370	0,931	1,043	0,942	0,933	0,933	0,934		
ξ ₂		1,000	0,957	0,934	0,931	0,933	0,934	0,934	0,934		

TABELA 1

MOMENTOS FINAIS PARA W=16,030

		VIGAS	EXTERNO		DISTRIBUÍDO	DE ANDAR	COLUNAS	
i	z	m_i	M_i	$c.N_i$	$\frac{\bar{S}_i}{M_i} / \frac{\bar{I}_i}{M_i}$	M_i^A	M^C	ANDAR
10	30	83,513	0,000	292,297	<u>292,297</u>			
					292,297	165,911	146,149	10
9	27	89,915	-165,911	606,998	126,386		63,193	
					441,087	295,753	220,544	9
8	24	96,000	-461,664	942,998	145,334		72,667	
					481,334	411,170	240,662	8
7	21	96,000	-872,834	1278,998	70,164		35,082	
					406,164	512,158	203,082	7
6	18	96,000	-1384,992	1614,998	-105,994		-52,997	
					230,006	598,721	115,003	6
5	15	96,000	-1983,713	1950,998	-368,715		-184,358	
					-32,715	670,855	-16,358	5
4	12	96,000	-2654,568	2286,998	-703,570		-351,785	
					-367,570	728,564	-183,785	4
3	9	96,000	-3383,132	2622,998	-1096,134		-548,067	
					-760,134	771,844	-380,067	3
2	6	96,000	-4154,976	2958,998	-1531,978		-765,989	
					-1195,978	800,699	-597,989	2
1	3	82,850	-4955,675	3248,971	-1996,677		-998,339	
					-1706,704	815,125	-853,352	1
0	0		-5770,800		-2521,829		-1260,915	
TOTAL		928,278	-5770,800	3248,971		5770,800		
UNI-DADE		t.m.						

TABELA 2

MOMENTOS FINAIS PARA W=15,61 e W^R=13,041
(COLAPSO)

		VIGAS	EXTERNO		DISTRIBUIDO	DE ANDAR	COLUNAS	
j	z	m _j	M _j	cN _j	\bar{M}_j	\bar{M}_j^A	M ^C	ANDAR
10	30	67,942	0,000	237,796	---			
					237,796	161,564	118,898	10
9	27	73,149	-161,564	493,818	76,232		38,116	
					332,254	288,004	166,127	9
8	24	96,000	-449,568	829,818	44,250		22,125	
					380,250	400,397	190,125	8
7	21	96,000	-849,965	1165,818	-20,147		-10.074	
					315,853	498,739	157,927	7
6	18	96,000	-1348,704	1501,818	-182,886		-91,443	
					153,114	583,034	76,557	6
5	15	96,000	-1931,738	1837,818	-429,920		-214,960	
					-93,920	653,278	-46,960	5
4	12	96,000	-2585,016	2173,818	-747,198		-373,599	
					-411,198	709,475	-205,599	4
3	9	96,000	-3294,491	2509,818	-1120,673		-560,337	
					-784,673	715,621	-392,337	3
2	6	96,000	-4046,112	2845,818	-1536,294		-768,147	
					-1200,294	779,720	-600,147	2
1	3	67,401	-4825,832	3081,723	-1980,014		-990,007	
					-1744,109	793,768	-872,055	1
0	0		-5619,600		-2537,877		-1268,939	

TOTAL		880,492		3081,723		5619,600		

TABELA 3

5.2 - ANÁLISE DE PÓRTICOS

5.2.1-INTRODUÇÃO

A seguir se estuda um pórtico regular sem contra-ventamento. O objetivo deste estudo é determinar o coeficiente de carga W . Para isso determinam-se as forças cortantes das vigas mediante funções contínuas, da mesma maneira que foi feito para paredes. A análise é feita para um pórtico de dois vãos, mas, é geral e aplicável para outros casos.

No cálculo elasto-plástico não foi considerada a influência da força normal sobre o momento de plastificação das colunas.

Não se levar em conta a deformação axial das vigas, é, na grande maioria dos casos práticos, procedimento aceitável. Todavia, no caso da deformação axial das colunas esse procedimento precisa ser melhor estudado, pois esta deformação, em certos casos, contribui significativamente para o comportamento estrutural.

A título de orientação, BAYKOV & SIGALOV (1980), sugerem o seguinte critério. Definindo-se o parâmetro

$$\lambda_p = H \sqrt{\frac{s_f}{B_o}} \quad (52.0)$$

onde H é a altura do pórtico, s_f a rigidez a força cortante e B_o o produto de rigidez EI_o , sendo I_o o momento de inércia das seções das colunas em relação ao eixo do pórtico. A influência da deformação axial das colunas somente deve ser levada em conta para $\lambda_p > 0,70$. Em geral, para pórticos de até 18 andares o valor de λ_p fica abaixo de 0,70, não sendo, pois, necessária a consideração da deformação axial das colunas. No estudo que se segue, a deformação axial das colunas não será objeto de atenção.

5.2.2-ANÁLISE ELÁSTICA

Considera-se o pórtico indicado na figura 5.10, onde, para cada vão será determinada uma função de esforços cortantes $q(z)$ nos pontos de inflexão das vigas. Com isso a estrutura fica convertida em um sistema isostático básico, com incógnitas hiperestáticas $q_1(z)$ e $q_2(z)$.

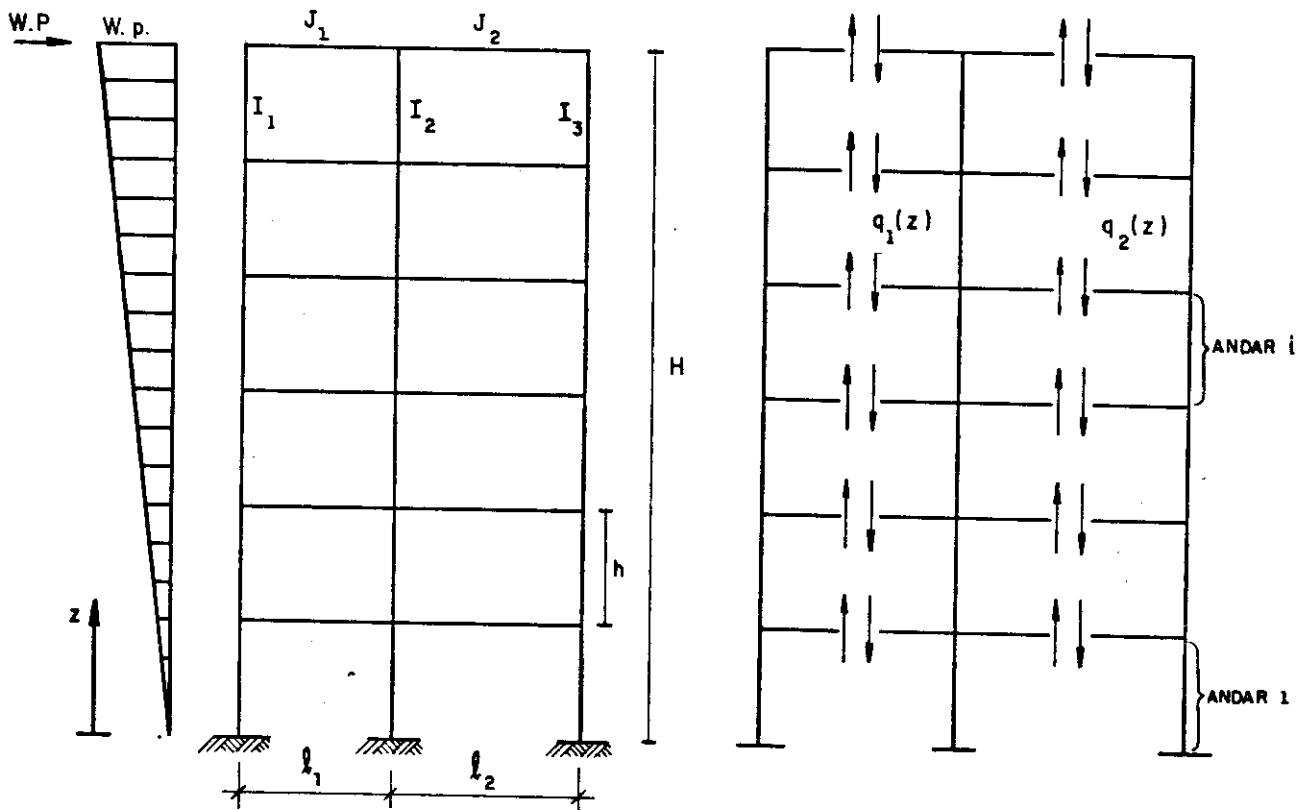


Fig. 5.10 - PÓRTICO REGULAR E SISTEMA ISOSTÁTICO BÁSICO

A figura 5.11 ilustra o estado de deslocamento genérico de uma viga e as componentes elementares desse estado, segundo as incógnitas consideradas.

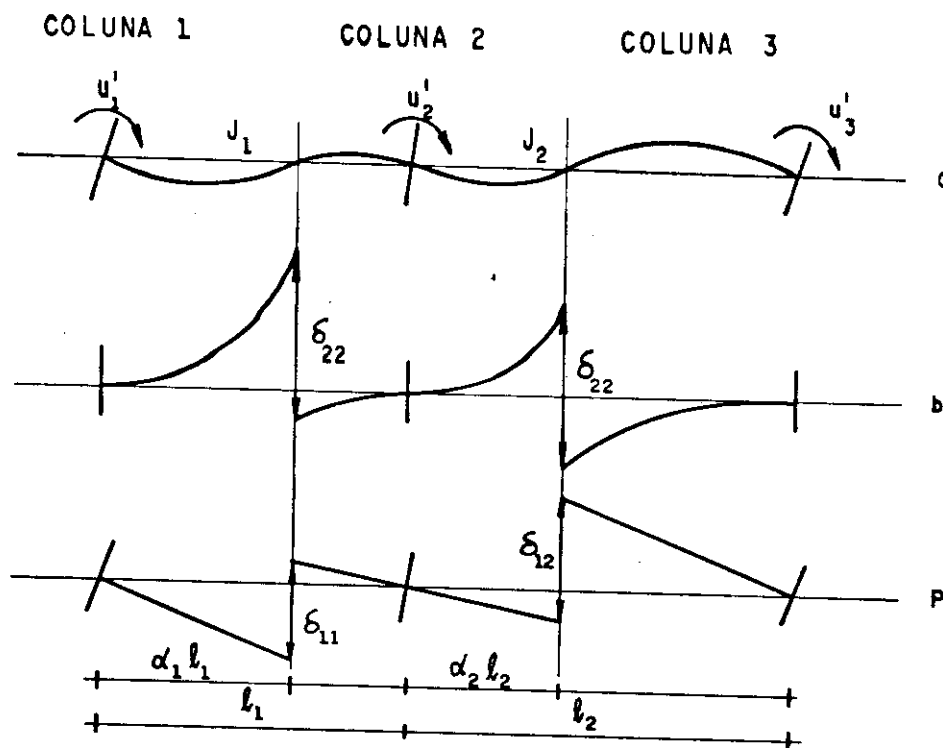


Fig. 5.11 - (a) VIGAS DO NÍVEL z; (b) DEFORMAÇÃO DAS VIGAS CORTADAS NOS PONTOS DE INFLEXÃO; (c) GIROS DAS COLUNAS NO NÍVEL z.

As posições dos pontos de inflexão das vigas são dadas por:

$$\alpha_1 l_1 = \frac{2u_1' + u_2'}{3(u_1' + u_2')} l_1 \quad (52.1)$$

$$(1 - \alpha_1) l_1 = \frac{u_1' + 2u_2'}{3(u_1' + u_2')} l_1 \quad (52.2)$$

$$\alpha_2 l_2 = \frac{2u_2' + u_3'}{3(u_2' + u_3')} l_2 \quad (52.3)$$

$$(1 - \alpha_2) l_2 = \frac{u_2' + 2u_3'}{3(u_2' + u_3')} l_2 \quad (52.4)$$

e as deformações elementares dadas por:

$$\delta_{11} = u_1' \alpha_1 l_1 + u_2' (1 - \alpha_1) l_1 \quad (52.5)$$

$$\delta_{12} = u_2' \alpha_2 l_2 + u_3' (1 - \alpha_2) l_2 \quad (52.6)$$

$$\delta_{21} = \frac{q_1 h l_1^3}{3E J_1} (1 - 3\alpha_1 + 3\alpha_1^2) \quad (52.7)$$

$$\delta_{22} = \frac{q_2 h l_2^3}{3E J_2} (1 - 3\alpha_2 + 3\alpha_2^2) \quad (52.8)$$

Então, compatibilizando os deslocamentos verticais no nível z, tem-se:

$$u_1' \alpha_1 + u_2' (1 - \alpha_1) - \frac{h l_1^2}{3E J_1} (1 - 3\alpha_1 + 3\alpha_1^2) q_1 = 0 \quad (52.9)$$

e

$$u_2' \alpha_2 + u_3' (1 - \alpha_2) - \frac{h l_2^2}{3E J_2} (1 - 3\alpha_2 + 3\alpha_2^2) q_2 = 0 \quad (52.10)$$

as quais podem ser simplificadas, resultando:

$$u_1' + u_2' - \frac{h l_1^2}{6E J_1} q_1 = 0 \quad (52.11)$$

e

$$u_2' + u_3' - \frac{h l_2^2}{6E J_2} q_2 = 0 \quad (52.12)$$

definindo

$$N_1 = \int_z^H q_1(z_1) dz_1 \quad (52.13)$$

e

$$N_2 = \int_z^H q_2(z_1) dz_1 \quad (52.14)$$

e derivando as equações 52.11 e 52.12, e em face das equações 52.13 e 52.14, tem-se:

$$u_1'' + u_2'' + \frac{h\ell_1^2}{6EJ_1} N_1'' = 0 \quad (52.15)$$

e

$$u_2'' + u_3'' + \frac{h\ell_2^2}{6EJ_2} N_2'' = 0 \quad (52.16)$$

O equilíbrio de momentos fletores das colunas (M_1^C), conforme ilustra-se na figura 5.12, leva-a:

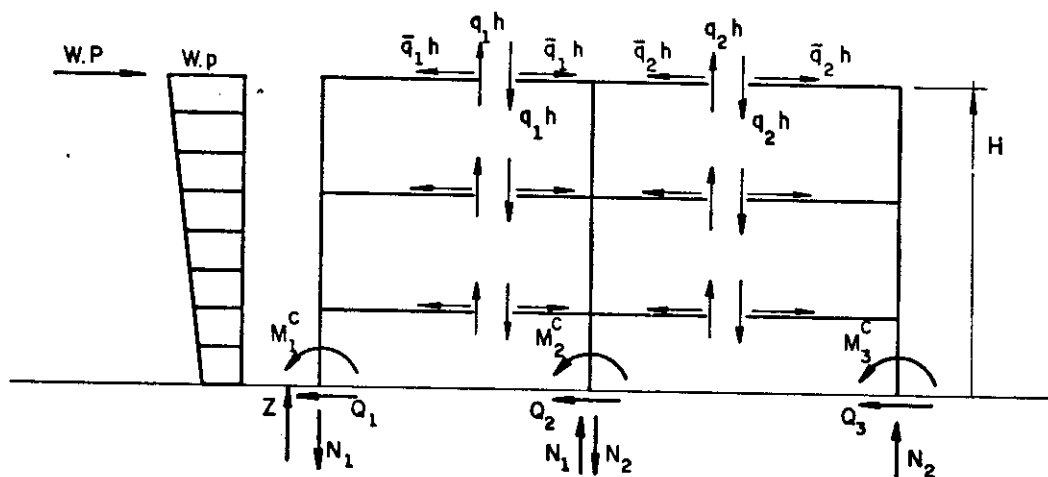


Fig. 5.12 - FORÇAS NO SISTEMA ISOSTÁTICO BÁSICO

$$M_1^C = M(z) + \ell_1 \int_z^H \alpha_1 q_1(z_1) dz_1 + \int_z^H \bar{q}_1 z_1 dz_1 \quad (52.17)$$

$$M_2^C = \ell_1 \int_z^H (1-\alpha_1) q_1(z_1) dz_1 + \ell_2 \int_z^H \alpha_2 q_2(z_1) dz_1 + \int_z^H (\bar{q}_2 - \bar{q}_1) z_1 dz_1 \quad (52.18)$$

$$M_3^C = \ell_2 \int_z^H (1-\alpha_2) q_2(z_1) dz_1 - \int_z^H \bar{q}_2 z_1 dz_1 \quad (52.19)$$

Por outro lado, as equações constitutivas se escrevem como:

$$u_1'' EI_1 = -M_1^C \quad (52.20)$$

$$u_2'' EI_2 = -M_2^C \quad (52.21)$$

e.

$$u_3'' EI_3 = -M_3^C \quad (52.22)$$

Das equações 52.17, 52.18 e 52.19, tem-se:

$$M_1^C + M_2^C + M_3^C = M(z) + \ell_1 \int_z^H q_1(z_1) dz_1 + \ell_2 \int_z^H q_2(z_1) dz_1 \quad (52.23)$$

Definindo-se MOMENTO DISTRIBUÍDO $\bar{M}(z)$, como se segue:

$$\bar{M}(z) = M(z) + \ell_1 \int_z^H q_1(z_1) dz_1 + \ell_2 \int_z^H q_2(z_1) dz_1 \quad (52.24)$$

e substituindo as equações 52.13 e 52.14 na equação 52.24, tem-se:

$$\bar{M}(z) = M(z) + \ell_1 N_1(z) + \ell_2 N_2(z) \quad (52.25)$$

Voltando agora à equação 52.23, tem-se:

$$\{M_i^c(z) = \bar{M}(z) \quad (52.26)$$

Das equações 52.20, 52.21, 52.22 e 52.25, tem-se:

$$u_1'' I_1 + u_2'' I_2 + u_3'' I_3 + (\ell_1 N_1 + \ell_2 N_2) \frac{1}{E} = \frac{-M(z)}{E} \quad (52.27)$$

encerrando-se, pois, o conjunto de relações necessárias ao estudo.

No sentido de melhor visualizar, reproduz-se no que se segue, o conjunto das relações básicas:

$$u_1''(z) I_1 + u_2''(z) I_2 + u_3''(z) I_3 + \frac{\ell_1}{E} N_1(z) + \frac{\ell_2}{E} N_2(z) = \frac{-M(z)}{E} \quad (52.28)$$

$$u_1''(z) + u_2''(z) + \frac{h \ell_1^2}{6EJ_1} N_1''(z) = 0 \quad (52.29)$$

$$u_2''(z) + u_3''(z) + \frac{h \ell_2^2}{6EJ_2} N_2''(z) = 0 \quad (52.30)$$

Além disso, assumindo-se que as deformações axiais das vigas sejam nulas, tem-se ainda:

$$u_1(ih) - u_2(ih) = 0 \quad (52.31)$$

$$u_2(ih) - u_3(ih) = 0 \quad (52.32)$$

onde:

$$i = (0, 1, 2, \dots, n)$$

com condições de contorno dadas por:

$$N_1(\bar{H}) = 0 \quad (52.33)$$

$$N_1'(0) = 0 \quad (52.34)$$

$$N_2(\bar{H}) = 0 \quad (52.35)$$

$$N_2'(0) = 0 \quad (52.36)$$

$$u_1(0) = u_2(0) = u_3(0) = 0 \quad (52.37)$$

$$u_1'(0) = u_2'(0) = u_3'(0) = 0 \quad (52.38)$$

sendo:

$$\bar{H} = H + \frac{h}{2} \quad (52.39)$$

Uma solução aproximada pode ser obtida assumindo giros iguais para cada nível z ; com isso:

$$u''(z) = u_1''(z) = u_2''(z) = u_3''(z) \quad (52.40)$$

Então a equação 52.28 fica:

$$u''(z) (I_1 + I_2 + I_3) = -\frac{\ell_1}{E} N_1(z) - \frac{\ell_2}{E} N_2(z) - \frac{M(z)}{E} \quad (52.41)$$

$$\text{Chamando: } I_t = \sum I_i \quad (52.42)$$

e usando as equações 52.29, 52.30, 52.40, 52.41 e 52.42, é possível obter o seguinte sistema de equações:

$$N_1''(z) - \frac{12}{hI_t} \left(\frac{J_1}{\ell_1} + \frac{J_2}{\ell_2} \right) N_1(z) = \frac{12}{hI_t} \cdot \frac{J_1}{\ell_1^2} M(z)$$

$$N_2(z) = \frac{\ell_1^2}{\ell_2^2} \cdot \frac{J_2}{J_1} N_1(z) \quad (52.43)$$

o qual pode ser escrito, de maneira geral, como:

$$N_1''(z) - \frac{12}{hI_t} \sum_{i=1}^{\bar{n}} \frac{J_i}{\ell_i} N_1(z) = \frac{12}{hI_t} \cdot \frac{J_1}{\ell_1^2} M(z)$$

$$N_i(z) = \frac{\ell_1^2}{\ell_i^2} \cdot \frac{J_i}{J_1} N_1(z) \quad (52.44)$$

sendo

$$i = \{1, 2, \dots, \bar{n}\}$$

onde \bar{n} é o número de vãos do pórtico.

As soluções do sistema (das equações 52.43) se escrevem, de maneira geral, como:

$$N_1 = A_1 e^{\lambda_1 z} + B_1 e^{-\lambda_1 z} + C_1 z^3 + D_1 z + E_1 \quad (52.45)$$

$$N_2 = A_2 e^{\lambda_1 z} + B_2 e^{-\lambda_1 z} + C_2 z^3 + D_2 z + E_2 \quad (52.46)$$

Segundo a equação 52.25, o momento distribuído na base fica:

$$\bar{M}(o) = M(o) + \ell_1 N_1(o) + \ell_2 N_2(o) \quad (52.47)$$

e as funções de esforço cortante são agora dado por:

$$q_1(z) = -N_1'(z) \quad (52.48)$$

$$q_2(z) = -N_2'(z) \quad (52.49)$$

as quais expressam a solução do problema.

Uma breve descrição do cálculo, apresenta-se a seguir:

Partindo-se das soluções dadas nas equações 52.48 e 52.49, tem-se:

$$q_{1j} = q_1(jh) \quad (52.50)$$

$$q_{2j} = q_2(jh) \quad (52.51)$$

e então, as forças cortantes ficam:

$$Q_{1j} = q_{1j} \cdot h \quad (52.52)$$

$$Q_{2j} = q_{2j} \cdot h \quad (52.53)$$

logo, os momentos das vigas resultam:

$$m_{1j} = Q_{1j} \cdot \frac{\ell_1}{2} \quad (52.54)$$

$$m_{2j} = Q_{2j} \cdot \frac{\ell_2}{2} \quad (52.55)$$

Os valores de $N_1(z)$ e $N_2(z)$ ficam:

$$N_{1i} = N_1(ih) = \sum_{j=i}^n Q_{1j} \quad (52.56)$$

$$N_{2i} = N_2(ih) = \sum_{j=i}^n Q_{2j} \quad (52.57)$$

Finalmente, os momentos distribuídos ficam:

a) sobre a viga de nível $z = ih$:

$$\bar{M}_i^S = M(ih) + \ell_1 N_{1,i+1} + \ell_2 N_{2,i+1} \quad (52.58)$$

b) sob a viga do mesmo nível:

$$\bar{M}_i^I = M(ih) + \ell_1 N_{1i} + \ell_2 N_{2i} \quad (52.59)$$

Definindo-se MOMENTO DE ANDAR (M_i^A), como sendo:

$$M_i^A = \bar{M}_i^I - \bar{M}_{i-1}^S \quad (52.60)$$

onde i identifica o andar.

Um oportuno ajuste do momento distribuído da base, devido à discretização, pode ser providenciado utilizando a equação 52.47 para seu cálculo, mas, mantendo o valor de momento de andar calculado com a equação 52.60.

Desta maneira ficam definidos os momentos das vigas, dos andares e da base da estrutura, conforme requer-se no parágrafo 3.7.

5.2.3.- ANÁLISE ELASTO-PLÁSTICA

Esta análise é análoga à apresentada para o caso de paredes. Segundo as equações 52.48 e 52.49 são conhecidas as funções $q_i(z)$, e também são conhecidos os esforços cortantes últimos q_u (da equação 51.40). Portanto, as forças cortantes das vigas do primeiro vão, ficam:

- a) para $z_s \leq z \leq H$ (região não plastificada cujos limites são sh e H)

$$Q_{1j} = q_{1j} \cdot h \quad (52.63)$$

$$Q_{1s} = q_{1s} \cdot h \quad (52.64)$$

- b) para $z_i \leq z \leq z_s$ (região plastificada cujos limites são ih e sh)

$$Q_{1j} = q_{ul} \cdot h \quad (52.65)$$

$$Q_{1i} = q_{ul} \cdot h \quad (52.66)$$

- c) para $0 \leq z \leq z_i$ (região não plastificada cujos limites são 0 e ih)

$$Q_{1j} = q_{1j} \cdot h \quad (52.67)$$

O mesmo processo é feito para cada vão. Depois calculam-se as integrais como:

$$N_{1k} = \sum_{j=k}^n Q_{1j} \quad (52.68)$$

e

$$N_{2k} = \sum_{j=k}^n Q_{2j} \quad (52.69)$$

Os momentos das vigas se calculam com as equações 52.54 e 52.55

$$m_{1j} = Q_{1j} \frac{l_1}{2} \quad (52.70)$$

$$m_{2j} = Q_{2j} \frac{l_2}{2} \quad (52.71)$$

e os momentos distribuídos e de andar com as equações 52.58, 52.59 e 52.60.

Desta maneira ficam calculados os momentos das vigas, os momentos de andar e o momento distribuído da base. Neste ponto é necessário considerar-se os seguintes critérios:

- a) Mecanismo de andar: se produz quando o momento de andar supera a soma dos momentos de plastificação das colunas desse andar (vide fig. 5.13). Segundo o parágrafo 3.7, este mecanismo deve ser evitado.

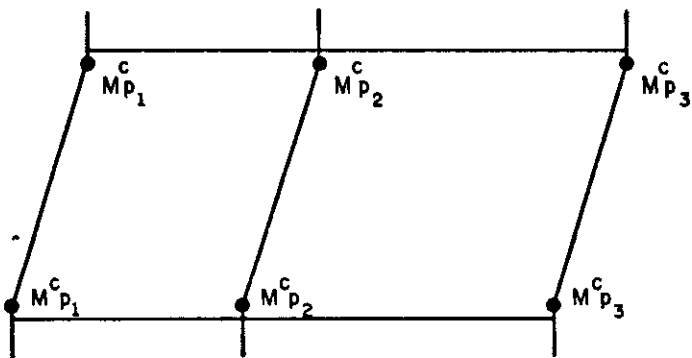


Fig. 5.13 - MECANISMO TÍPICO DE ANDAR

Portanto, deve-se cumprir a seguinte condição:

$$M_i^A < 2 \sum M_{p_i}^c \quad (52.72)$$

sendo:

M_p^c , momento de plastificação da coluna.

b) Mecanismo de colapso: se produz, segundo o parágrafo 3.7, quando plastificam as colunas, na base, e as vigas em seus extremos. Isto é:

$$\bar{M}(o) = \sum_i M_{pi}^c \tag{52.73}$$

$$m_{ij} = \alpha_{ui} h \frac{\ell_i}{2} \tag{52.74}$$

c) Os efeitos sísmicos não produzem forças estáticas, portanto, é conveniente parar o cálculo quando se produz a plastificação das colunas já que os efeitos dinâmicos podem produzir uma degeneração muito rápida do material.

c) O objetivo desta análise é calcular o coeficiente de carga W.

e) Da mesma maneira que no caso de paredes, o cálculo de $q(z)=f(W^R)$ fornece uma melhor aproximação dos esforços das vigas. Para calcular W^R são utilizadas as fórmulas (51.57) a (51.68), mas, fazendo:

$$\ell = \ell_k \tag{52.75}$$

e

$$J = J_k \tag{52.76}$$

onde k é o vão para o qual ψ_i é máximo, sendo:

$$\psi_i = \frac{J_i}{\ell_i} \tag{52.77}$$

5.2.4-MARCHA DE CÁLCULO

A seguir, apresenta-se um resumo de fórmulas e um procedimento de cálculo que facilitam a análise.

1) Montar as equações de $N_i(z)$, para um valor inicial $W=1$;

$$N_1''(z) - \frac{12}{hI_t} \sum_{i=1}^n \frac{J_i}{\ell_i} N_1(z) = \frac{12}{hI_t} \cdot \frac{J_1}{\ell_1^2} M(z)$$
$$N_i(z) = \left(\frac{\ell_1}{\ell_i}\right)^2 \frac{J_i}{J_1} N_1(z) \tag{52.78}$$

2) Resolver o sistema e determinar as funções $N_i(z)$;

$$N_i(z) = A_i e^{\lambda_1 z} + B_i e^{-\lambda_1 z} + C_i z^3 + D_i z + E_i \tag{52.79}$$

3) Derivar as funções $N_i(z)$ e determinar as funções $q_i(z)$;

$$q_i(z) = - N_i'(z) \tag{52.80}$$

4) Calcular as forças cortantes das vigas (vão i, andar j);

$$Q_{ij} = \begin{cases} q_i(jh) \cdot h \\ q_{ui} \cdot h \end{cases} \quad \text{a menor delas} \quad (52.81)$$

5) Calcular os momentos das vigas (vão i, andar j);

$$m_{ij} = Q_{ij} \frac{l_i}{2} \quad (52.82)$$

6) Calcular as integrais de Q_{ij} , como:

$$N_{ik} = \sum_{j=k}^n Q_{ij} \quad (52.83)$$

sendo: $k = \{1, 2, \dots, n\}$

7) Calcular os momentos distribuídos;

$$\bar{M}_k^S = M(kh) + \sum_{i=1}^{\bar{n}} l_i N_{i,k+1} \quad (52.84)$$

e

$$\bar{M}_k^I = M(kh) + \sum_{i=1}^{\bar{n}} l_i N_{ik} \quad (52.85)$$

sendo: \bar{n} o número de vãos

8) Calcular o momento distribuído da base;

$$\bar{M}_0^S = M(0) + \sum_{i=1}^{\bar{n}} l_i N_{i,1} \quad (52.86)$$

9) Calcular os momentos de andar;

$$M_k^A = \bar{M}_k^I - \bar{M}_{k-1}^S \quad (52.87)$$

10) Verificar que;

$$M_k^A < 2 \sum_{i=1}^{\bar{n}+1} M p_i^C \quad (52.88)$$

11) Se for necessário, incrementar W e voltar ao ponto 4 deste procedimento. Terminado o cálculo de W pode-se refazer a análise considerando $q(z) = f(W^R)$.

5.2.5-EXEMPLO 2.

Considere-se a estrutura apresentada na figura 5.14, na qual, as colunas medem 0,60 x 0,30m, as vigas 0,60 x 0,30m, o pé direito é 3,00m, o vão das vigas é de 6m, a altura da estrutura é 30 m, a relação de carga (ρ) é 0,133, a carga distribuída inicial é 1 t/m, a tensão limite do material é 2000 t/m², o módulo elástico é 2 x 10⁶ t/m² e a rigidez lateral (s_f) do pórtico é 5760 t. Com estes dados, são calculados o momento e a força normal de plastificação das colunas, $M_p^C = 54$ t.m e $N_p = 360$ t, assim como, o momento de plastificação e a força cortante última das vigas, $M_p^V = 54$ t.m e $Q_u = 18$ t; também é calculado o momento de plastificação de andar, $M_p^A = 216$ t.m.

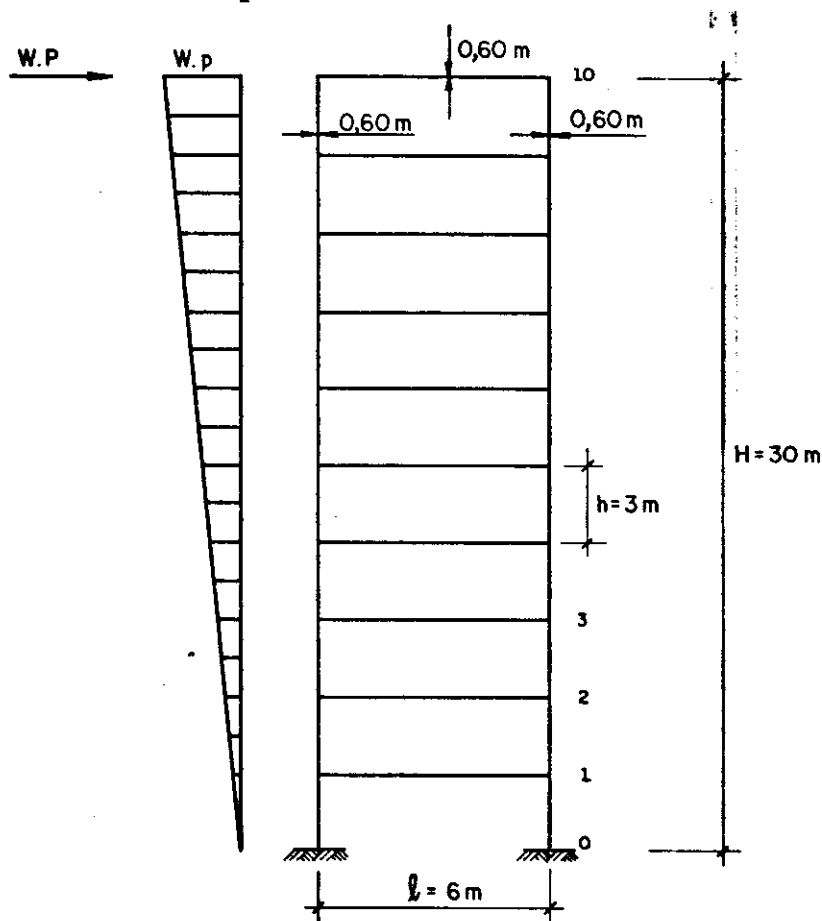


Fig. 5.14 - PÓRTICO DE UM VÃO E DEZ ANDARES
(EXEMPLO 2)

Em seguida, calculam-se os coeficientes da função de esforços cortantes das vigas, que no presente caso e para um coeficiente de carga $W = 1$, fica:

$$q(z) = 1,511556 \times 10^{-9} e^{\alpha z} - 2,807364 e^{-\alpha z} - 2,768549 \times 10^{-3} z^2 + 2,807364 \text{ (t/m)}$$

onde:

$$\alpha = 0,578312$$

Logo depois, calculam-se as forças cortantes (Q_i) das vigas, os momentos (m_i) dos extremos das vigas e os momentos de andar (M_i^A), conforme apresenta-se na tabela 4.

Fazendo-se uma breve análise dos resultados que mostra a tabela 4. observa-se que a primeira plastificação se produz na viga do nível 2, para o seguinte valor de coeficiente de carga:

$$W = \frac{18}{7,861} = 2,290$$

a plastificação do primeiro andar, se for possível, produziria-se para:

$$W = \frac{216}{50,85} = 4,248$$

O cálculo do coeficiente de carga W faz-se mediante um processo iterativo, conforme mostra a tabela 5, o qual termina quando $\xi_1 = \xi_2$, sendo:

$$\xi_1 = \frac{|\bar{M}(0)|}{2M_p^c}$$

$$\xi_2 = 1 - \left(\frac{N(0)}{N_p}\right)^2$$

assim, no caso, adota-se $W=2,381$ e em seguida calculam-se os valores finais dos momentos, os quais se apresentam na tabela 5. O cálculo de $q(z) = f(W^R)$ levaria a um valor $W=2,352$ que comparado com $W=2,381$ dá uma diferença de apenas 1,23%.

CÁLCULO DE MOMENTOS PARA $w=1$

i	z	VIGAS		EXTERNO	$\lambda \cdot N_i$	DISTRIBUÍDO	DE ANDAR	ANDAR
		Q_i	m_i					
10	30	1,102	3,307	0.000	6,614	6,614	10,350	10
9	27	2,395	7,184	-10,350	20,982	-3,736	18,450	9
8	24	3,643	10,929	-28,800	42,839	-7,818	25,650	8
7	21	4,760	14,280	-54,450	71,400	-11,611	31,950	7
6	18	5,731	17,193	-86.400	105,786	-15,000	37,350	6
5	15	6,552	19,656	-123,750	145,097	-17,964	41,850	5
4	12	7,218	21,654	-165,600	188,405	-20,503	45,450	4
3	9	7,703	23,109	-211,050	234,623	-22,645	48,150	3
2	6	7,861	23,583	-259,200	281,789	-24,577	49,950	2
1	3	6,862	20,585	-309,150	322,959	-27,361	50,850	1
0	0			-360,000		37,041		
TOTAL		53,826	161,479	-360,000	322,959		360,000	
UNIDADE	t.				t.m.			

TABELA 4

CÁLCULO DE W.

Nível i	z	$Q_i(t)$			
		W=2,40	2,38	2,39	2,381
10	30	2,646	2,624	2,635	2,625
9	27	5,747	5,699	5,723	5,702
8	24	8,743	8,670	8,706	8,674
7	21	11,424	11,329	11,377	11,334
6	18	13,754	13,640	13,697	13,645
5	15	15,725	15,594	15,659	15,600
4	12	17,323	17,179	17,251	17,186
3	9	18,000	18,000	18,000	18,000
2	6	18,000	18,000	18,000	18,000
1	3	16,468	16,331	16,399	16,337
0	0				
TOTAL		127,830	127,064	127,447	127,103
ξ_2		0,898	0,874	0,886	0,875
ξ_1		0,874	0,875	0,875	0,875

TABELA 5

MOMENTOS FINAIS (W=2,381)

		VI- GAS	EXTER NO		DISTRI BUÍDO	DE ANDAR	
i	Z	m_i	M_i	$l.N_i$	$\frac{-S_i}{M_i} / \frac{-I_i}{M_i}$	M_i^A	ANDAR
10	30	7,874	0,000	15,748	15,748	24,643	10
9	27	17,105	-24,643	49,958	-8,895 25,315	43,930	9
8	24	26,021	-68,573	102,000	-18,615 33,427	61,072	8
7	21	34,001	-129,645	170,003	-27,645 40,358	76,073	7
6	18	40,936	-205,718	251,876	-35,715 46,158	88,931	6
5	15	46,800	-294,649	345,476	-42,773 50,827	99,645	5
4	12	51,558	-394,294	448,592	-48,818 54,298	108,216	4
3	9	54,000	-502,510	556,592	-53,918 54,082	114,645	3
2	6	54,000	-617,155	664,592	-60,563 47,437	118,931	2
1	3	49,012	-736,086	762,616	-71,494 26,530	121,074	1
0	0		-857,160		-94,544		
TOTAL		381,308	-857,160	762,616		857,160	
UNIDA- DE		t.m					

TABELA 6

5.2.6-EXEMPLO 3.

Considere-se a estrutura apresentada na figura 5.15, na qual, as colunas medem 0,30 x 0,60m, as vigas 0,30 x 0,30, o pé direito é 3,00 m, os vãos das vigas são de 4m, a altura da estrutura é 30m, a relação de carga (ρ) é 0,133, a carga distribuída inicial é 1 t/m, a tensão limite do material é 2000 t/m², o módulo elástico é 2×10^6 t/m² e a rigidez lateral (s_f) do pórtico é 2118,66 t. Com estes dados, são calculados o momento e a força normal de plastificação das colunas, $M_p^C = 27$ t.m e $N_p = 360$ t, assim como, o momento de plastificação e a força cortante última das vigas, $M_p^V = 13,5$ t.m e $Q_u = 6,75$ t; também é calculado o momento de plastificação de andar, $M_p^A = 162$ t.m.

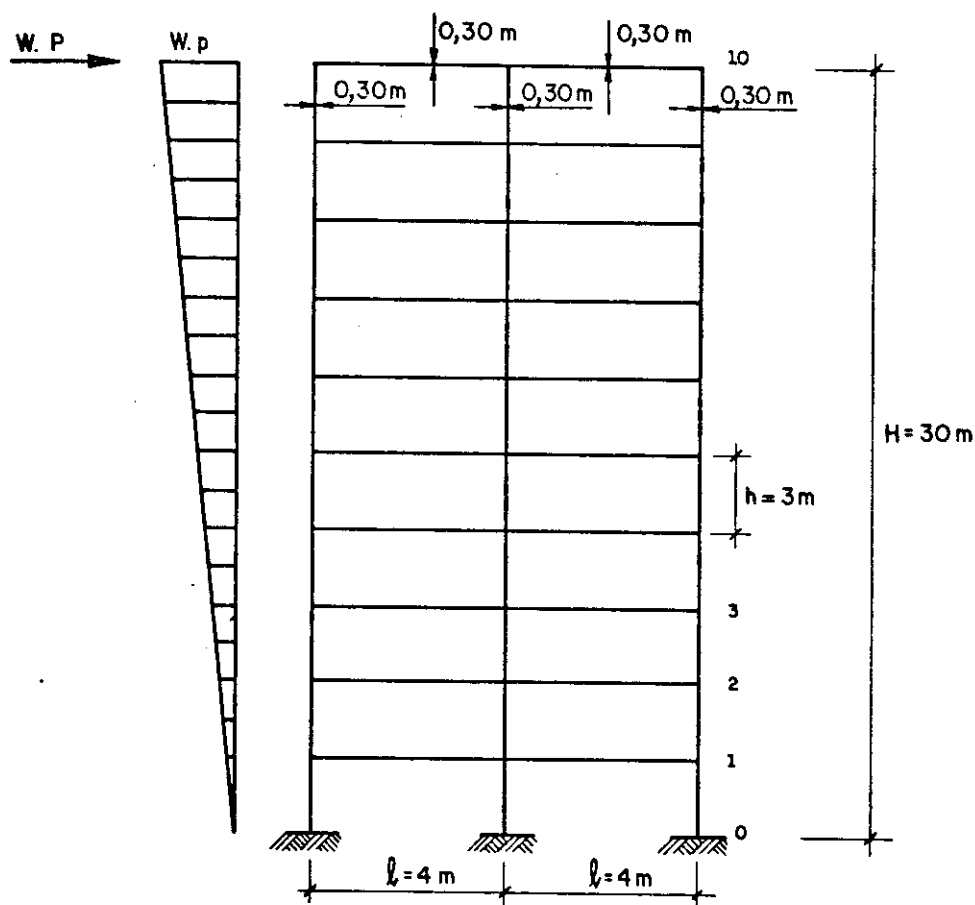


Fig. 5.15 - PÓRTICO DE DOIS VÃOS E DEZ ANDARES (EXEMPLO 3)

Em seguida, calculam-se os coeficientes das funções de esforços cortantes das vigas, que no presente caso e para um fator de carga $W = 1$, ficam:

$$q_1(z) = q_2(z) = +1,180018 \times 10^{-9} e^{\lambda z} - 2,1125 e^{-\lambda z} - 2,083 z^2 + 2,1125 \quad (t/m)$$

sendo:

$$\lambda = \sqrt{1/3}$$

Logo depois, calculam-se as forças cortantes (Q_i) das vigas, os momentos (m_i) dos extremos das vigas e os momentos de andar (M_i^A), conforme apresenta-se na tabela 7.

Fazendo-se uma breve análise dos resultados que mostra a tabela 7, observa-se que a primeira plastificação se produz nas vigas do nível 2 para o seguinte valor do coeficiente de carga: $W = 6,75 \div 5,914 = 1,141$. A plastificação do primeiro andar, se for possível, se produziria com $W = 162 \div 50,85 = 3,186$.

O Cálculo do coeficiente de carga W faz-se mediante o processo iterativo apresentado na tabela 8, o qual termina com $\xi_1 = 1,0$, sendo:

$$\xi_1 = \frac{|\bar{M}(0)|}{3M_P^C}$$

(sem considerar a influência das forças normais sobre o momento de plastificação das colunas).

Assim, no caso presente, adotaria-se $W=1,3825$ e em seguida calculariam-se os valores finais dos momentos, mas, introduzindo a correção $q(z)=f(W^R)$ e fazendo o cálculo iterativo respectivo chega-se a $W=1,31$ que comparado com $W=1,3825$ dá uma diferença de 5,5%. Os resultados apresentam-se na tabela 9.

CÁLCULO DE MOMENTOS PARA W=1

		VIGAS	EXTERNO		DISTRIBUÍDO	DE ANDAR		
i	z	Q_i	m_i	M_i	$2\ell.N_i$	$\frac{\bar{M}_i^S}{\bar{M}_i^I}$	M_i^A	ANDAR
10	30	0,830	1,661	0,000	6,643	6,643	10,350	10
9	27	1,802	3,604	-10,350	21.059	-3.707 10.709	18,450	9
8	24	2,741	5,482	-28,800	42,989	-7,741 14,189	25,650	8
7	21	3,582	7,164	-54,450	71,644	-11,461 17,194	31,950	7
6	18	4,312	8,624	-86,400	103,143	-14,756 19,743	37,350	6
5	15	4,930	9,860	-123,750	145,584	-17,607 21,834	41.850	5
4	12	5,431	10,863	-165,600	189,035	-20,017 23,435	45,450	4
3	9	5,796	11,592	-211,050	235,404	-22,015 24,354	48,150	3
2	6	5,914	11,828	-259,200	282,717	-23,796 23,517	49,950	2
1	3	5,160	10,320	-309,150	323,997	-26,433 14,847	50,850	1
0	0			-360,000		-36,003		
TOTAL		40,498	80,996	-360,000			360,000	
UNI-DADE	t		t.m.					

TABELA 7

CÁLCULO DE W

Ní- vel i	z	$Q_i(t)$					
		W=1,4	1,2	1,35	1,38	1,36	1,3825
10	30	1,162	0,996	1,121	1,146	1,129	1,148
9	27	2,523	2,163	2,433	2,487	2,451	2,491
8	24	3,838	3,289	3,701	3,783	3,728	3,790
7	21	5,015	4,298	4,836	4,943	4,871	4,952
6	18	6,037	5,175	5,822	5,951	5,865	5,962
5	15	6,75	5,916	6,656	6,75	6,705	6,75
4	12	6,75	6,518	6,75	6,75	6,75	6,75
3	9	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
2	6	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
1	3	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
0	0						
TOTAL		52,325	48,047	51,567	52,060	51,749	52,093
ϵ_1		1,054	0,588	0,907	0,992	0,933	0,999

TABELA 8

MOMENTOS FINAIS PARA $w=1,31$ e $w^R=1,204$

		VIGAS	EXTERNO		DISTRIBUÍDO	DE ANDAR	
i	z	m_i	M_i	$2QN_i$	$\frac{\bar{M}_i^S}{\bar{M}_i^I}$	M_i^A	ANDAR
10	30	1,999	0,000	7,995	<u>7,995</u>		
9	27	4,338	-13,559	25,347	-5,564	13,559	10
8	24	6,599	-37,728	51,742	11,788	24,169	9
7	21	8,622	-71,330	86,232	-12,381	33,602	8
6	18	10,381	-113,184	127,756	14,014	41,854	7
5	15	11,868	-162,113	175,229	-19,588	48,929	6
4	12	13,500	-216,936	229,229	14,902	54,823	5
3	9	13,500	-276,476	283,229	-26,952	59,540	4
2	6	13,500	-339,552	337,229	14,572	63,076	3
1	3	13,500	-404,987	391,229	-34,357	65,435	2
0	0		-471,600		13,116	66,613	1
					-41,707		
					12,293		
					-47,247		
					6,753		
					-56,323		
					-2,323		
					-67,758		
					-13,758		
					<u>-80,371</u>		
TOTAL		103,070		391,229		471,600	
UNIDADE		t.m					

TABELA 9

CAPÍTULO 6

ASSOCIAÇÃO TRIDIMENSIONAL DE PÓRTICOS

6.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo estudam-se estruturas de edifícios formados pela associação tridimensional de pórticos. As lajes são consideradas como diafragmas rígidos horizontalmente e, com isso, os graus de liberdade em cada nível são os movimentos horizontais de corpo rígido do diafragma (duas translações e uma rotação). Em primeiro lugar procura-se estudar a distribuição dos esforços horizontais nos diversos pórticos da associação e em seguida efetua-se uma análise plana individual a exemplo da apresentada no capítulo anterior. Neste sentido, para efeito da distribuição dos esforços, os pórticos são considerados segundo uma modelagem mais simples, onde só a deformação do painel ao esforço cortante é levada em conta. Por outro lado, a análise plana é conduzida com mais requinte, conforme já apresentado.

Para esta análise, considera-se os centros de massas dos andares coincidindo segundo uma linha vertical, onde posiciona-se o eixo de coordenadas z . Além disso, considera-se que os centros de rigidez também coincidem numa mesma linha vertical.

6.2 - ANÁLISE ELÁSTICA

Antes de se proceder à análise, torna-se necessário estudar em primeiro lugar um pórtico isolado, dentro de um enfoque mais simplificado.

Segundo STAMATO (1971), é possível obter a força cortante aplicada ao prédio em função da primeira derivada da curva elástica, assim (vide fig. 6.1):

$$Q_f = s_f \cdot u'_f \quad (6.1)$$

sendo:

- s_f - rigidez lateral calculada com a técnica do meio contínuo;
- Q_f - a força cortante calculada do carregamento; e
- u'_f - a primeira derivada da curva elástica do pórtico.

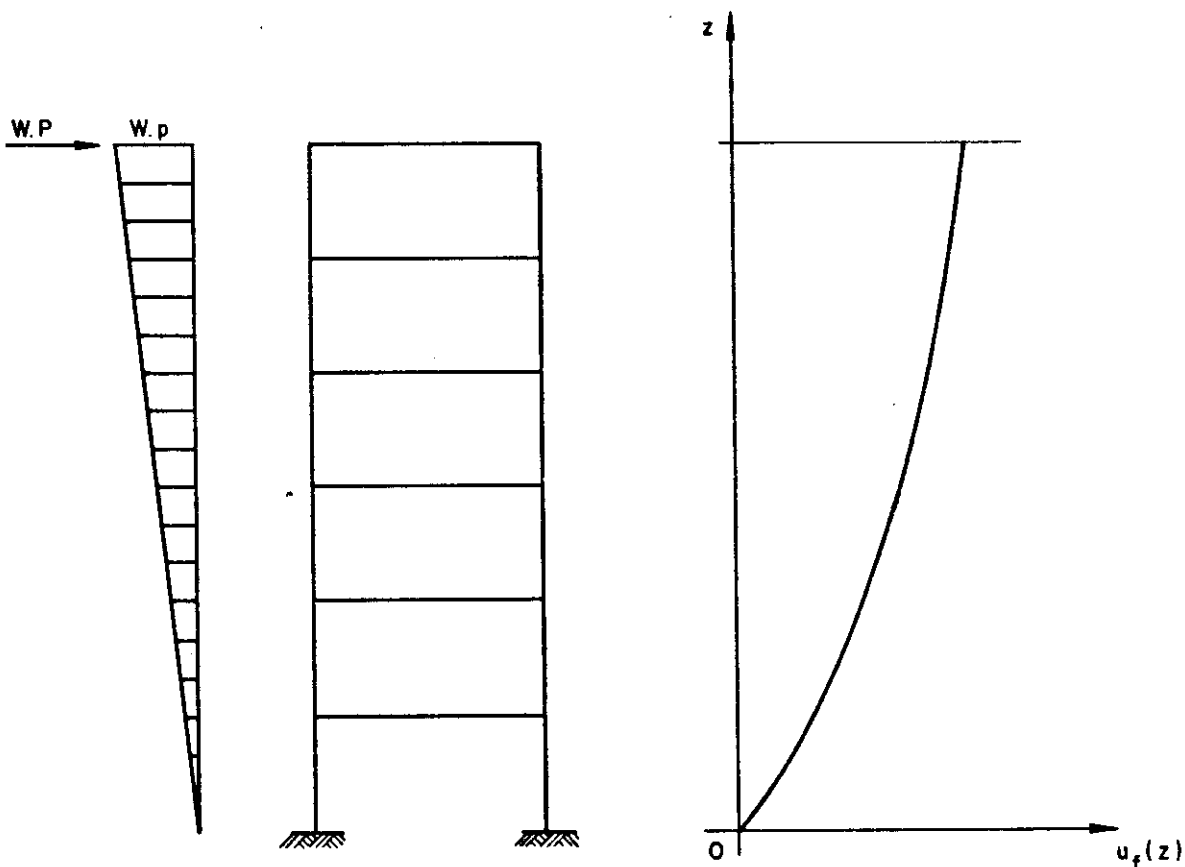


Fig. 6.1 - DEFORMAÇÃO LATERAL DO PÓRTICO SOB O CARREGAMENTO DADO.

Colocando o sistema de coordenadas x, y, z com origem no centro de massas (C.M.) do edifício (LÓPEZ YÁNEZ 1984), tem-se (vide fig. 6.2):

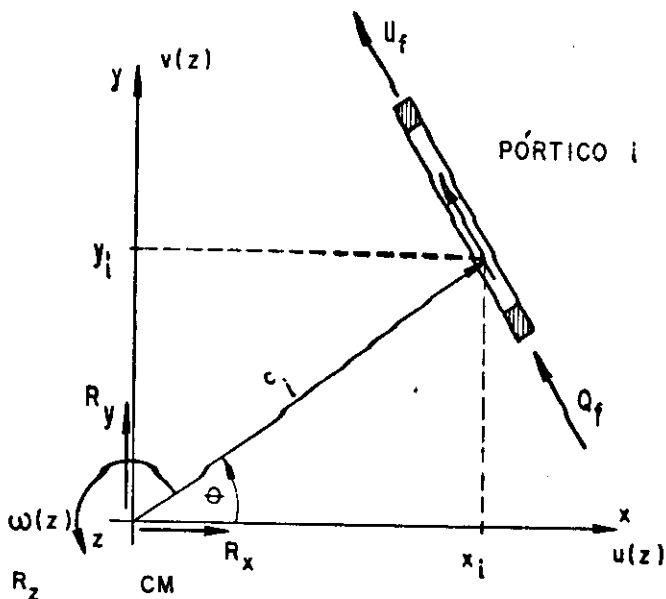


Fig. 6.2 - PÓRTICO i NO SISTEMA xyz (NO CENTRO DE MASSA C.M.)

$$u_{fi} = -u(z) \text{sen}\theta_i + v(z) \text{cos}\theta_i + cw(z)_i \quad (6.2)$$

Chamando:

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u(z) \\ v(z) \\ w(z) \end{Bmatrix} \quad (6.3)$$

e

$$\{A\}_i^T = \{a_i, b_i, c_i\} \quad (6.4)$$

onde:

$$a_i = -\text{sen}\theta_i \quad (6.5)$$

$$b_i = \text{cos}\theta_i \quad (6.6)$$

então, a equação 6.2, fica:

$$u_{fi} = \{A\}_i^T \{u\} \quad (6.7)$$

e a equação 6.1 se escreve como:

$$Q_{fi} = s_{fi} \{A\}_i^T \{u'\} \quad (6.8)$$

Da figura 6-2, tem-se que as forças devidas ao pórtico i , no centro de massas são:

$$R_{xi} = a Q_{fi} \quad (6.9)$$

$$R_{yi} = b Q_{fi} \quad (6.10)$$

$$R_{zi} = c Q_{fi} \quad (6.11)$$

Chamando:

$$\{R\}_i = \begin{Bmatrix} R_{xi} \\ R_{yi} \\ R_{zi} \end{Bmatrix} \quad (6.12)$$

tem-se, então:

$$\{R\}_i = \{A\} Q_{fi} \quad (6.13)$$

Chamando, $\{Q\}$ às forças totais do centro de massas tem-se:

$$\{Q\} = \begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \\ Q_z \end{Bmatrix} = \sum_i \{R\}_i \quad (6.14)$$

então, substituindo 6.8 e 6.13 em 6.14, tem-se:

$$\{Q\} = [\sum s_{fi} \{A\}_i \{A\}_i^T] \{u'\} \quad (6.15)$$

e definindo

$$[S] = [\sum s_{fi} \{A\}_i \{A\}_i^T] \quad (6.16)$$

resulta:

$$\{Q\} = [S] \{u'\} \quad (6.17)$$

que consiste na equação que define o comportamento do edifício.

Utilizando as equações 6.17 e 6.7, tem-se que a derivada da elástica do pórtico i , fica:

$$u'_{fi} = \{A\}_i^T [S]^{-1} \{Q\} \quad (6.18)$$

que substituindo em 6.1 dá:

$$Q_{fi} = s_{fi} \{A\}_i^T [S]^{-1} \{Q\} \quad (6.19)$$

Considerando um edifício com carga no centro de massas e excentricidade estática "e", segundo ilustra a fig. 6.3.

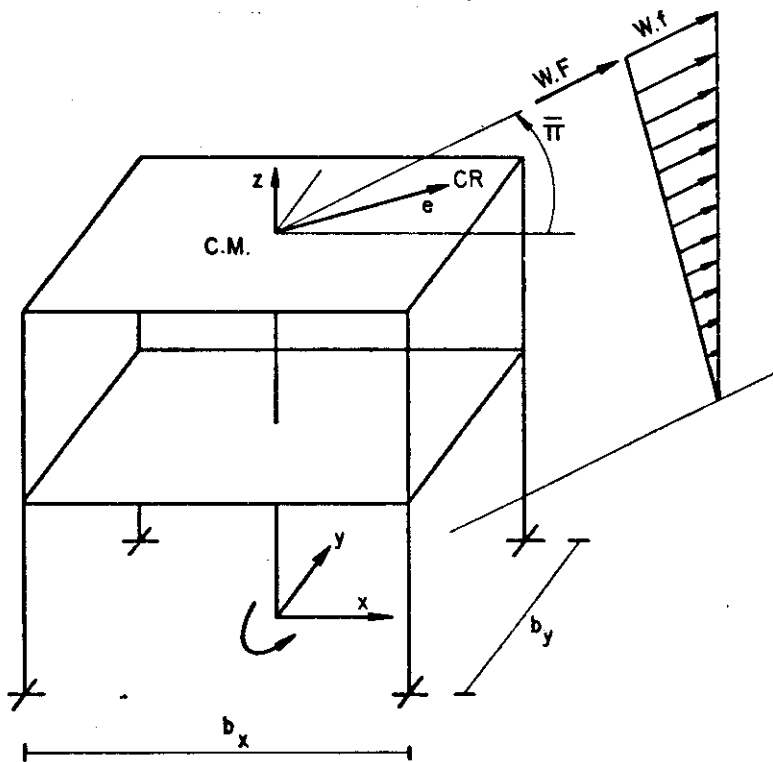


Fig. 6.3 - CARREGAMENTO NO CENTRO DE MASSAS

as forças no centro de massas ficam:

$$Q_x = V(z) \cos \bar{\pi} \quad (6.21)$$

$$Q_y = V(z) \operatorname{sen} \bar{\pi} \quad (6.22)$$

$$Q_z = 0 \quad (6.23)$$

ou, em notação vetorial:

$$\{Q\} = \{B\} V(z) \quad (6.24)$$

sendo (da equação 3.13):

$$V(z) = W \cdot \frac{f}{2H} \{(\rho + 1)H^2 - z^2\} \quad (6.25)$$

e

$$\{B\} = \begin{Bmatrix} \cos \bar{\pi} \\ \operatorname{sen} \bar{\pi} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (6.26)$$

mas, segundo a norma, as excentricidades estáticas devem ser amplificadas (ver parágrafo 4.3) da seguinte maneira:

$$e_{1x} = \zeta_1 e_x + \zeta_2 b_x \quad (6.27)$$

$$e_{2x} = \zeta_3 e_x - \zeta_2 b_x \quad (6.28)$$

$$e_{1y} = \zeta_1 e_y + \zeta_2 b_y \quad (6.29)$$

$$e_{2y} = \zeta_3 e_y - \zeta_2 b_y \quad (6.30)$$

escolhendo-se as que produzem os maiores esforços; isto significa que sempre existirá uma excentricidade(\bar{e}) portanto pode-se escrever:

$$\{B\} = \begin{Bmatrix} \cos \bar{\pi} \\ \operatorname{sen} \bar{\pi} \\ \bar{e} \end{Bmatrix} \quad (6.31)$$

logo, substituindo 6.24 em 6.19, tem-se:

$$Q_{fi}(z) = s_{fi} \{A\}_i^T [S]^{-1} \{B\} V(z) \quad (6.32)$$

definindo um fator de carga FC, tal que:

$$FC_i = s_{fi} \cdot \{A\}_i^T [S]^{-1} \{B\} \quad (6.33)$$

tem-se:

$$Q_{fi}(z) = FC_i V(z) \quad (6.34)$$

segundo o parágrafo 3.6 (equação 3.13), tem-se:

$$Q_{fi}(z) = W \frac{\pi_i}{2H} \{(\rho + 1)H^2 - z^2\} \quad (6.35)$$

e comparando-se a equação 6.25 com a equação 6.35, tem-se:

$$\pi_i = FC_i \cdot f \quad (6.36)$$

Da equação 6.36 é possível concluir que o carregamento de um pórtico é proporcional ao carregamento do edifício; portanto, basta conhecer os fatores de carga FC_i dos pórticos, para resolver o problema segundo o método apresentado no capítulo 5.

O cálculo das excentricidade estáticas e_x e e_y se faz partindo da equação 6.17, mediante uma divisão em submatrizes LÓPEZ YÁNEZ (1984), como mostra-se no que se segue, a equação de equilíbrio do conjunto:

$$\begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \\ Q_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{aa} & S_{ab} & S_{ac} \\ S_{ba} & S_{bb} & S_{bc} \\ S_{ca} & S_{cb} & S_{cc} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u' \\ v' \\ w' \end{Bmatrix} \quad (6.37)$$

pode ser redigida na forma:

$$\begin{Bmatrix} Q_{xy} \\ Q_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{AB} & S_{ABC} \\ S_{ABC}^T & S_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u'_{xy} \\ w' \end{Bmatrix} \quad (6.38)$$

onde:

$$Q_{xy} = \begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \end{Bmatrix}$$

$$S_{AB} = \begin{bmatrix} S_{aa} & S_{ab} \\ S_{ba} & S_{bb} \end{bmatrix}$$

$$S_{ABC} = \begin{Bmatrix} S_{ac} \\ S_{bc} \end{Bmatrix}$$

$$u'_{xy} = \begin{Bmatrix} u' \\ v' \end{Bmatrix}$$

Impondo, no pródigo, rotação nula, tem-se:

$$\int_0^z w' dz = 0 \quad (6.39)$$

então, resulta a equação geral de torção nula, a qual pode ser escrita como:

$$\int (Q_z - S_{ABC}^T S_{AB}^{-1} Q_{xy}) dz = 0 \quad (6.40)$$

Para calcular as excentricidades aplicam-se cargas no centro de massa, paralelas aos eixos de referência; assim para $Q_y = 0$ e $Q_z = -e_y Q_x$, resulta:

$$e_y = \frac{-S_{ac} S_{bb} + S_{bc} S_{ab}}{S_{aa} S_{bb} - S_{ab}^2} \quad (6.41)$$

e, para $Q_x = 0$ e $Q_z = e_x Q_y$, tem-se.

$$e_x = \frac{S_{bc} S_{aa} - S_{ac} S_{ab}}{S_{aa} S_{bb} - S_{ab}^2} \quad (6.42)$$

6.3 - ANÁLISE ELÁSTICO-PLÁSTICA

A análise elástico-plástica é feita pórtico a pórtico, após calcular os fatores de carga FC_i , que distribuem a carga do edifício nos painéis. Se algum pórtico entra em estado de plastificação, sua rigidez é eliminada da matriz $[S]$ e calculam-se os fatores FC_i para o novo coeficiente de carga W incrementado; por outro lado, em face do modelo plástico adotado, os pórticos já plastificados permanecem com carregamento inalterado, a não ser nos casos de inversão, quando então voltam a recuperar rigidez.

6.4 - MARCHA DE CÁLCULO

Este processo está apoiado na metodologia apresentada no capítulo 5, e apresenta as seguintes etapas:

- 1) - Calcular os coeficientes de rigidez s_f ;
- 2) - Montar a matriz $[S]$;

$$[S] = [\sum s_{fi} \{A\}_i \{A\}_i^T] \quad (6.44)$$

- 3) - Calcular as excentricidades e_x e e_y ;

$$e_x = \frac{+s_{bc} s_{aa} - s_{ac} s_{ab}}{s_{aa} s_{bb} - s_{ab}^2} \quad (6.45)$$

$$e_y = \frac{-s_{ac} s_{bb} + s_{bc} s_{ab}}{s_{aa} s_{bb} - s_{ab}^2} \quad (6.46)$$

aplicar a norma e calcular a excentricidade \bar{e} ;

- 1) - Calcular o vetor $\{B\}$;
- 2) - Calcular os fatores FC_i ;

$$FC_i = s_{fi} \{A\}_i^T [S]^{-1} \{B\} \quad (6.47)$$

- 6) - Calcular as equações de momento dos pórticos;

$$M(z)_i = +FC_i M^E(z) \quad (6.48)$$

sendo $M^E(z)$ o momento aplicado ao edifício (carregamento externo)

$$M^E(z) = -w \cdot \frac{f}{6H} \{ (3\rho+2)H^3 - 3(\rho+1)H^2 z + z^3 \} \quad (6.49)$$

- 7) - fazer a análise individual dos pórticos seguindo o procedimento dado no capítulo 5;
- 8) - se algum pórtico plastificar, voltar ao ponto 2 deste procedimento (eliminar a rigidez do pórtico plastificado) e incrementar W . Neste caso, no qual analisa-se problemas sísmicos, é conveniente parar o cálculo quando o primeiro pórtico plastifica.

6.5 - EXEMPLO 4

Considere-se a estrutura apresentada na figura 6.4, a qual representa um edifício de dez andares cuja planta mostra-se na figura 6.5. O prédio está constituído por três pórticos de um vão, iguais ao apresentado no exemplo 2; e por dois painéis de dois vãos, iguais ao apresentado no exemplo 3. A estrutura em questão, está submetida a uma carga distribuída inicial $f = 1t/m$ com uma relação de cargas $\rho = 0,133$.

Para começar, calculam-se as componentes dos vetores $\{A\}_i$, conforme mostra a tabela 10.

CÁLCULO DOS VETORES $\{A\}_i$

PÓRTICO	θ	a_i	b_i	c_i
1	180°	0	-1	4,0
2	270°	1	0	3,0
3	0°	0	1	4,0
4	90°	-1	0	3,0
5	0°	0	1	0,0

TABELA 10

Em seguida, monta-se a matriz $[s]$, a qual resulta:

$$[s] = \begin{bmatrix} \frac{4428}{209} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{432}{5} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1162332}{1045} \end{bmatrix} 10^{-4} . E$$

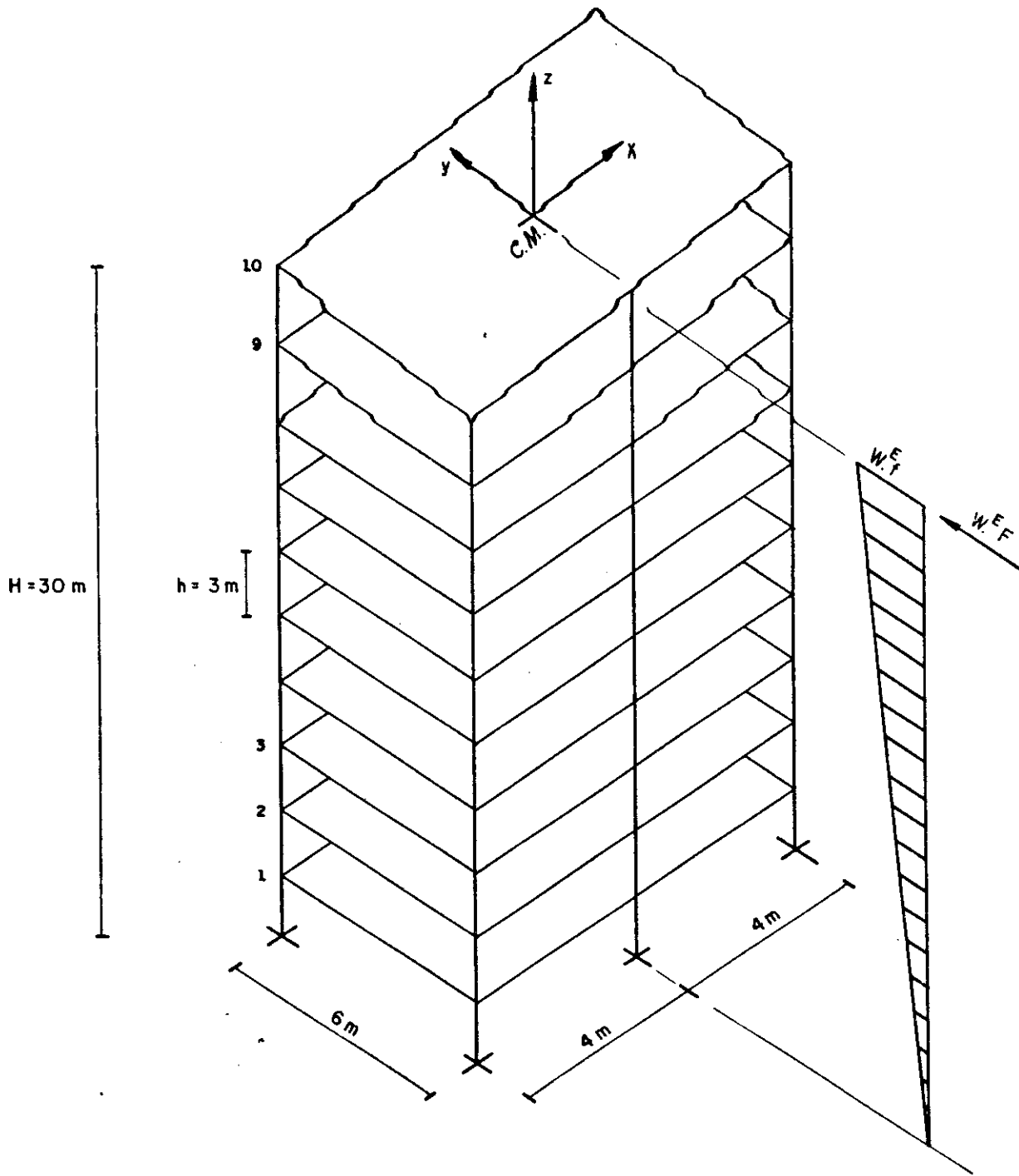


FIG. 6.4 - ASSOCIAÇÃO TRIDIMENSIONAL DE PÓRTICOS
(EXEMPLO 4)

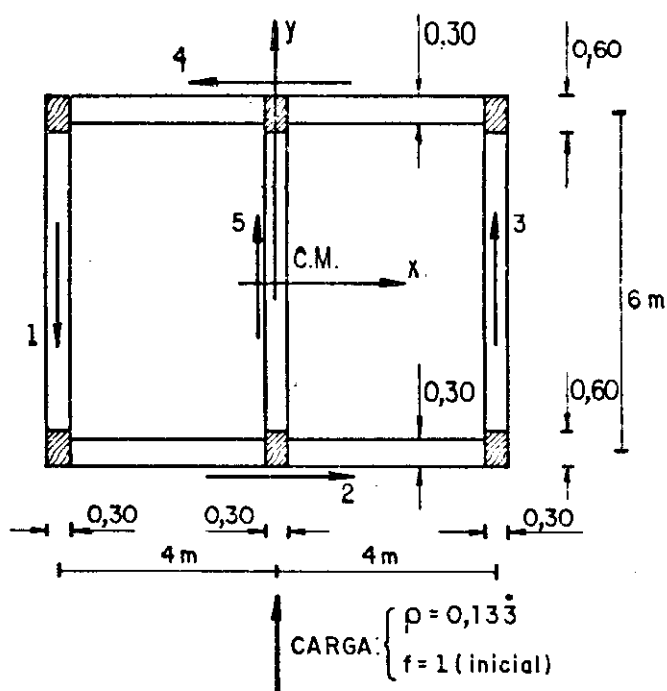


FIG. 6.5 - PLANTA DO EDIFÍCIO MOSTRADO NA FIGURA 6.4

e procede-se a calcular as excentricidades estáticas, que no caso resultam:

$$e_x = 0$$

$$e_y = 0$$

da norma se obteriam os valores de amplificação destas excentricidades, assim, para:

$$\zeta_1 = 3,0$$

$$\zeta_2 = 0,10$$

$$\zeta_3 = 1,00$$

tem-se:

$$e_x = \pm 0,8m$$

$$e_y = \pm 0,6m$$

Na continuação, calcula-se o vetor $\{B\}$, o qual resulta:

$$\{B\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0,8 \end{Bmatrix}$$

Com estes valores é possível calcular os coeficientes de distribuição de carga FC_i , segundo mostra a tabela 11.

CÁLCULO DOS FATORES DE CARGA FC_i

PÓRTICO	s_{fi}	$\{A\}_i^T [s]^{-1} \{B\}$	FC_i
1	28,800	-0,009	-0,250
2	10,593	0,002	0,023
3	28,800	0,014	0,416
4	10,593	0,002	0,023
5	28,800	0,012	0,333
FATOR	$E 10^{-4}$	$E^{-1} 10^4$	

TABELA 11

Aproveitando os resultados obtidos nos exemplos 2 e 3, se tem os seguintes coeficientes de carga, para os pórticos 2 e 3:

$$W_3 = 2,381$$

$$W_2 = 1,310$$

Assim, não é necessário, neste exemplo, passar a fazer o cálculo dos pórticos. Chamando W^E ao coeficiente de carga do edifício como um todo, tem-se:

$$W_i^E = \frac{W_i}{FC_i}$$

$$W_2^E = \frac{1,310}{0,023} = 56,957$$

$$W_3^E = \frac{2,381}{0,416} = 5,724$$

O menor valor de W_i^E é o coeficiente procurado, portanto, o cálculo termina para este exemplo, com a plastificação das bases das colunas do pórtico 3 com

$$W^E = 5,724.$$

CAPÍTULO 7

OBSERVAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Na análise elasto-plástica apresentada, procura-se achar uma distribuição de momentos, tal que, exista equilíbrio com o carregamento externo. Isto significa que o coeficiente de carga W calculado, é menor ou igual aquele que produz o colapso da estrutura.

Assim sendo, este método está apoiado no teorema estático da teoria de cálculo plástico de estruturas HORNE, (1971).

Para finalizar é necessário registrar, mais uma vez, que neste trabalho apresentam-se apenas alguns conceitos de Engenharia de terremotos NEWMARK & ROSEMBLUETH (1978); em particular aqueles que mais de perto estão envolvidos nesse tipo de análise.

Para uma visão mais geral dos aspectos envolvidos no projeto de edifícios sísmo-resistentes, existem bibliografia mais especializadas, como por exemplo KLINGNER (1982).

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building code requirements for reinforced concrete (ACI-318-83).
Detroit, ACI, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Comissão de estudos de documentação. Referências bibliográficas: Procedimento NB_66/1978. In:-----.
Normas ABNT sobre documentação. Ed. atual. Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.13-29.
- BAYKOV, V.N. & SIGALOV, E.E. Estructuras de hormi-gón armado. Moscou, MIR, 1980. 703p. (original russo).
- BECK, H. Contribution to the analysis of coupled shear walls. Journal of the American Concrete Institute (ACI Journal, Proceedings, 59 (8): 1055-70 , Aug.1962.
- BERTERO, V. El rol de la ductilidad en el diseño sismo-resistente de estructuras. Quito, Sociedad Ecuatoriana de Ingenieria Estructural, 1979.
- CÁMPORA, G.F. de. Cálculo plástico: analisis y diseño límite de sistemas estructurales planos. Buenos Aires, Argentina, 1967. 428p.
- CLARK, W.J.; MAC GREGOR, J.G.; ADAMS, P.F.
Inelastic behavior for reinforced concrete shear wall frame structures. In: CONGRESS INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING , 8th., Sept. 1968. Proceedings.

FUNVISIS. Norma de edificaciones antisísmicas.

Caracas, Venezuela, 1982.

GHOBARAH, A. Earthquake engineering design. Quito,
Colégio de Ingenieros civiles de Pichincha (CICP),
1984.

GLÜCK, J. Elasto-plastic analysis of coupled shear
walls. Journal of the Structural Division,
Proceedings of the American Society of Civil Engi-
neers, 99 (8): 1743-59, Aug. 1973.

HORNE, M.R. Plastic theory of structures. London,
U.K., Nelson, 1971. 173p.

KLINGNER, R. Ingenieria sismo-resistente, Quito,
Colégio de Ingenieros Civiles de Pichincha (CICP),
1982.

LOPEZ YANEZ, P.A. Análisis modal de edificios some-
tidos a efectos sísmicos. Quito 1984. 423p.
Tesis de Grado (Área de concentração: Engenharia de
Estructuras) Escuela Politécnica del Ejercito Fa-
cultad de Ingenieria Civil, Ecuador.

NEAL, B.G. The plastic methods of structural analy-
sis. 3ª ed. London-New York, Chapman and Hall,
1977. 233p.

NEWMARK, N.M. & ROSEMBLUETH, E. Fundamentos de in-
genieria sismica. México, Editorial Diana, 1978.

PAULAY, T. An elasto-plastic analysis of coupled
shear walls. ACI Journal, 67 (11): 915-22,
Nov. 1970.

- PAULAY, T. Deterministic seismic design procedures for reinforced concrete buildings. Eng. Struct. 5(1): 79-86, Jan. 1983.
- PEKAU, O.A. & GOCEVSKI V. Elasto-plastic analysis of coupled shear walls. Eng. Struct., 3(2): 87-95, Apr. 1981.
- RAMOS, D. Efectos de la tabiquería en la respuesta sísmica de edificios. Caracas, Universidad Central de Venezuela, 1981.
- STAMATO, M.C. Associação contínua de painéis de contraventamento. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, 1971. 72p. (Publ. nº 157)
- UNIFORM BUILDING CODE (UBC). International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1979.
- WINOKUR, A & GLÜCK, J. Ultimate strength, analysis of coupled shear walls. ACI Journal, 65(12): 1029-36. Dez. 1968.