

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

Eng. Mario Franco

Julho 2002

Introdução.

A análise dos edifícios altos submetidos a cargas horizontais é em geral efetuada considerando carregamentos segundo duas direções ortogonais, desprezando-se freqüentemente os efeitos de torção. No entanto, há situações em que esses efeitos podem se tornar importantes e até decisivos; casos em que isto acontece são:

- 1.1. Geometria externa irregular ou falta de simetria, o que pode acarretar, para determinadas direções de vento, carregamentos horizontais com forte componente de torção. É o caso, por exemplo, do Edifício Citicorp Center de São Paulo, ensaiado em modelo reduzido pelo Prof. Blessmann no túnel aerodinâmico da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (fig. 1.)
- 1.2. Distribuição irregular dos painéis de contraventamento – pórticos e pilares-parede – e conseqüente assimetria da rigidez da estrutura.
- 1.3. Excentricidade do centro de massas, fator a ser considerado, juntamente com os anteriores, sempre que for relevante o comportamento dinâmico da estrutura.

Consideraremos inicialmente aspectos do comportamento estático dos edifícios do ponto de vista da torção. Definiremos os conceitos de centro de torção de um andar e de eixo de torção do edifício. Examinaremos o mecanismo dos efeitos de II ordem de torção e deduziremos um parâmetro de instabilidade à torção, análogo ao conhecido parâmetro γ_z (que diz respeito aos deslocamentos horizontais), recentemente introduzido na NB1-2000 (NBR-6118).

Em seguida, discutiremos brevemente o comportamento dinâmico dos edifícios sob ação do vento, indicando as metodologias de última geração para sua análise, que combinam ensaios em modelo reduzido e análises dinâmicas estocásticas em modelo matemático. Mostraremos a importância da torção nessa categoria de problemas.

1. Comportamento estático dos edifícios.

1.1 Centros de torção e eixo de torção.

Consideremos um edifício com as seguintes características e notação (figs. 2a, 2b, 2c e 3):

- eixos horizontais de referência: $\bar{X}, \bar{Y}$
- eixo vertical de referência: $\bar{Z}$
- altura total: H
- número de andares: n ($i = 1, \dots, n$)
- número de pilares: r ($j = 1, \dots, r$)
- distância piso a piso do andar i : $\Delta z_i = z_i - z_{i-1}$
- deslocamentos do nó ij segundo $\bar{X}$ e $\bar{Y}$: u_{ij}, v_{ij} (ij é o nó j do andar i)
- vetor deslocamento de ij : $\vec{\delta}_{ij}$ ($|\vec{\delta}_{ij}| = \delta_{ij}$ suposto pequeno)

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

- ângulo de rotação do andar i segundo $\bar{Z}$: θ_i (suposto pequeno)
- distância de ij ao centro de torção CT_i : R_{ij} (CT_i é definido adiante)
- momento de torção de I ordem, andar i: $M_{ti,I}$ (segundo eixo $\bar{Z}$)
- momento total de torção de I ordem: $M_{t,I} = \sum_{i=1}^n M_{ti,I}$
- carga vertical no nó ij: P_{ij}
- carga total do edifício: $\bar{P}$
- massa concentrada no nó ij: m_{ij}
- força normal no pilar j abaixo do andar i: N_{ij}
- força normal no pilar j acima do andar i: N_{ij+1}
- força horizontal de II ordem no nó ij: ΔF_{ij}

Aplicando ao andar i o momento de torção $M_{ti,I}$, esse andar apresentará um deslocamento rotatório de corpo rígido, de ângulo θ_i . Um ponto desse andar ficará imóvel: é o centro de torção CT_i . Ao se aplicar a esse ponto uma força horizontal, o deslocamento de corpo rígido do andar será de translação, sendo nula a rotação θ_i .

A determinação do centro de torção de um andar i pode ser feita de duas maneiras:

- a) através de uma análise de I ordem da estrutura solicitada nesse andar por $M_{ti,I}$, calculando os deslocamentos u_{ij} e v_{ij} de dois pontos $i1$ e $i2$ convenientemente escolhidos de modo que seus deslocamentos sejam aproximadamente perpendiculares entre si, para maior precisão gráfica. A perpendicular ao deslocamento δ_{ij} que passa pelo ponto ij, passa também pelo centro de torção (fig.4.) A determinação do ponto de interseção CT_i das perpendiculares pode também ser feita analiticamente de forma simples através de um sistema de duas equações lineares.
- b) através da condição de rotação $\theta_i = 0$, bastando determinar (Fig.5), para duas forças horizontais atuando em direções quaisquer ortogonais entre si, qual a posição da reta de ação de cada força para a qual se anula a rotação. Também neste caso a resolução de um sistema de duas equações lineares resolve com facilidade o problema.

Nos edifícios de geometria regular, os pontos CT_i se situam, exatamente ou pelo menos com boa aproximação, sobre uma reta vertical, chamada eixo de torção. Neste caso, um carregamento genérico horizontal pode ser decomposto em três carregamentos independentes aplicados ao eixo de torção:

- um carregamento F_x na direção X, que provocará apenas deslocamentos u segundo X;

- um carregamento F_y na direção Y , que provocará apenas deslocamentos v segundo Y ;
- um carregamento M_z na direção Z , que provocará apenas rotações θ segundo Z .

Esta decomposição é, como adiante veremos, essencial para o estudo dos problemas de II ordem e para as análises dinâmicas.

No entanto, há casos em que os pontos CT_i não estão alinhados sobre uma reta vertical, podendo existir grande variação, de um andar para outro, em sua posição (ver fig. 6, 7, 8); ainda assim, a adoção de um eixo médio de torção pode ser útil; sua determinação será efetuada com suficiente aproximação solicitando simultaneamente todos os andares com um momento de torção $M_{ti,l} = M_{t,l}$ constante, e impondo que seja nula a rotação θ_i de um andar de referência i (por exemplo o de ordenada $z = H$ ou $z = 0,75H$.) Ver figuras 5 e 6, que se referem a um edifício solicitado simultaneamente em cada andar por um binário de $10 \text{ tf} \times 12,50 \text{ m} = 125 \text{ tfm}$.

Na fig. 5 os deslocamentos (u_{i1}, v_{i1}) e (u_{i2}, v_{i2}) dos nós 1201 e 1179 são:

nó 1201: $u_{i1} = + 6,27 \text{ mm}$, $v_{i1} = - 0,693 \text{ mm}$;

nó 1179: $u_{i2} = - 3,73 \text{ mm}$ $v_{i2} = - 0,693 \text{ mm}$.

Resulta:

$$x = a \operatorname{sen} \theta_1 = b \operatorname{sen} \theta_2 \quad 2.1.$$

$$a \cos \theta_1 + b \cos \theta_2 = c \quad 2.2.$$

$$a = \frac{c \operatorname{sen} \theta_2}{\cos \theta_1 \operatorname{sen} \theta_2 + \operatorname{sen} \theta_1 \cos \theta_2} \quad 2.3.$$

$$c = 6,15 \text{ m}$$

$$\theta_1 = \operatorname{arctg} \frac{v_1}{u_1} = 6,307^\circ$$

$$\theta_2 = \operatorname{arctg} \frac{v_2}{u_2} = 10,525^\circ$$

$$a = 3,88 \text{ m} \quad a' = a \cos \theta_1 = 3,85 \text{ m}$$

$$b = 2,33 \text{ m} \quad b' = b \cos \theta_2 = 2,30 \text{ m}$$

$$x_{CT} = -0,426 \text{ m} \quad y_{CT} = 0,844 \text{ m}$$

Uma vez determinada a posição do eixo de torção, estaremos em condições de resolver duas importantes categorias de problemas associados à torção do edifício, a saber:

- **efeitos de II ordem**
- **problemas dinâmicos.**

1.2. Efeitos de II ordem na torção do edifício.

Consideremos (fig. 9) um andar genérico i , de ordenada z_i , submetido a torção pura, ou seja, havendo apenas a presença de forças verticais P_{ij} e do momento de torção de I ordem $M_{ti,I}$, mas não de forças horizontais. Devido à grande rigidez em seu plano, ao qual se atribui no modelo de análise um diafragma rígido, esse andar sofrerá, como já dissemos, uma rotação θ_i de corpo rígido, com centro em $C T_i$,

O ponto de aplicação ij de uma carga vertical genérica P_{ij} passará para a posição ij' , deslocando-se de

$$\delta_{ij} = R_{ij} \theta_i. \quad 3.1.$$

Adotando a formulação clássica do método $P - \Delta$, aparece no nó ij a força horizontal de intensidade

$$\begin{aligned} \Delta F_{ij} &= N_{ij} \frac{\delta_{ij} - \delta_{i-1,j}}{\Delta z_i} - N_{i+1,j} \frac{\delta_{i+1,j} - \delta_{ij}}{\Delta z_{i+1}} = \\ &= N_{ij} \frac{R_{ij} \theta_i - R_{i-1,j} \theta_{i-1}}{\Delta z_i} - N_{i+1,j} \frac{R_{i+1,j} \theta_{i+1} - R_{ij} \theta_{ij}}{\Delta z_{i+1}} \end{aligned} \quad 3.2.$$

Introduziremos agora quatro hipóteses simplificadoras, supondo que:

- o edifício tem geometria constante;
- o carregamento vertical é uniformemente distribuído;
- o carregamento de torção é uniforme;
- ao se deformar o edifício por torção pura, os pilares se mantêm aproximadamente retilíneos. Esta hipótese leva em geral a superestimar ligeiramente as rotações θ_i (ver fig. 9.)

Resulta:

$$\Delta z_i = \Delta z \quad 3.3.$$

$$R_{ij} = R_j \quad 3.4.$$

$$P_{ij} = P_j \quad 3.5.$$

$$N_{ij} = (n - i) P_j \quad 3.6.$$

$$N_{i+1,j} = [n - (i + 1)] P_j \quad 3.7.$$

$$M_{ti,I} = M_{t,I} \quad 3.8.$$

$$\Delta \theta_i = \theta_i - \theta_{i-1} = \frac{\theta_{I,n}}{n} \quad 3.9.$$

($\theta_{I,n}$ é a rotação de I ordem do topo do edifício.)

Substituindo 3.3. a 3.7. em 3.2.:

$$\Delta F_{ij} = (n - i) P_j R_j \frac{\theta_{I,n}}{n \Delta z} - (n - i - 1) P_j R_j \frac{\theta_n}{n \Delta z} = \frac{P_j R_j \theta_{I,n}}{H} \quad 3.10$$

A parcela do momento de torção correspondente ao nó ij é:

$$\Delta M_{t,ij} = \Delta F_{ij} R_{ij} = \frac{P_j R_j^2 \theta_{I,n}}{H} \quad 3.11.$$

e o momento total de torção do andar i é:

$$\Delta M_{ti} = \sum_{j=1}^r \Delta M_{t,ij} \quad 3.12.$$

Substituindo, obtém-se o acréscimo total ΔM_t do momento de torção devido aos deslocamentos horizontais dos nós ij:

$$\Delta M_t = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^r \Delta M_{t,ij} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^r \frac{P_j R_j^2 \theta_{I,n}}{H} = \frac{\theta_{I,n}}{H} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^r P_j R_j^2 \quad 3.13.$$

Pondo:

$$\sum_{j=1}^r P_j R_j^2 = R^2 \sum_{j=1}^r P_j = P R^2 \quad 3.14.$$

onde $P = \sum_{j=1}^r P_j$ é a carga total de um andar, e

$$R = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^r P_j R_j^2}{\sum_{j=1}^r P_j}} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^r m_j R_j^2}{\sum_{j=1}^r m_j}} \quad 3.15.$$

resulta finalmente:

$$\Delta M_t = \frac{\bar{P} R^2 \theta_{I,n}}{H} \quad 3.16.$$

sendo:

$\bar{P} = n \cdot P$ a carga vertical total do edifício
 R o raio de giração das massas m_j de um andar com relação a CT_i
 $\theta_{I,n}$ a rotação de I ordem do topo do edifício
 H a altura total do edifício.

Definiremos a seguir o coeficiente de majoração γ_θ que fornece, para edifícios regulares, com uma única análise de I ordem, a ordem de grandeza do acréscimo dos esforços e deslocamentos provocados por um carregamento de torção da estrutura, devidos a efeitos de II ordem. O coeficiente é:

$$\gamma_\theta = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_t}{M_{t,I}}} \quad 3.17.$$

onde:

$M_{t,I}$ é o momento total de I ordem de torção,
 ΔM_t é o acréscimo desse momento devido aos deslocamentos de I ordem.

Temos, em particular:

$$\theta_{II,n} = \gamma_{\theta} \theta_{I,n} \quad 3.18.$$

Este coeficiente será chamado **“coeficiente de instabilidade à torção”**. Sua utilidade consiste em oferecer a ordem de grandeza da sensibilidade da estrutura à torção. Se seu valor for superior a um limite pré estabelecido (por exemplo **1,10**) será indispensável uma análise rigorosa de II ordem, como a que se encontra disponível nos grandes programas generalistas, (SAP 2000, STRAP e outros.)

Exemplo numérico.

Calcularemos o coeficiente γ_{θ} e a rotação de II ordem $\theta_{II,n}$ do edifício irregular apresentado às figuras 2 a 8, do qual já determinamos, no § 2.1., o eixo médio de torção; a solicitação à torção é constituída por 38 binários de 125 tfm aplicados a todos os andares.

a) **Determinação do raio de giração.** É feita a partir das reações verticais $\bar{P}_j$ nas fundações, supondo que em cada andar se tenha:

$$P_j = \frac{\bar{P}_j}{n}$$

com $n = 38$. Ver Tabela 1 onde se indicam, para cada pilar, as reações totais $\bar{P}_j = n \cdot P_j$ e as distâncias R_j . Resulta:

$$R = \sqrt{\frac{23.618.417}{67.716}} = 18,69 \text{ m.}$$

b) **Determinação do momento adicional de torção.**

$$\bar{P} = 67.716 \text{ tf}$$

$$R = 18,69 \text{ m}$$

$$\theta_{I,n} = 0,00165 \text{ rd (determinado através de análise de I ordem com programa SAP 2000)}$$

$$H = 38 \times 3,31 = 125,78 \text{ m.}$$

$$\Delta M_t = \frac{67.716 \times 18,69^2 \times 0,00165}{125,78} = 310 \text{ tfm}$$

c) **Determinação do coeficiente de instabilidade à torção.**

$$\gamma_{\theta} = \frac{1}{1 - \frac{310}{4.750}} = 1,07$$

d) **Determinação aproximada da rotação final do topo.**

$$\theta_{II,n} = 1,07 \times 0,00165 = 0,00177 \text{ rd.}$$

e) **Determinação rigorosa da rotação do topo.**

Uma análise $P - \Delta$ efetuada utilizando o programa SAP 2000, forneceu:

$$\theta_{II,n} = 0,00178 \text{ rd (erro de 0,6\%)},$$

o que confirma a boa precisão obtida na determinação do coeficiente γ_θ num edifício de geometria e carregamento vertical irregulares.

Convém lembrar que o SAP 2000 trabalha com algoritmo mais refinado do que o $P - \Delta$ clássico, pois leva em conta, na matriz de rigidez das barras comprimidas, a deformação por flexão ocasionada pelos momentos ao longo de seu eixo, assumindo para suas linhas elásticas curvas do 3º grau (as curvas reais são funções trigonométricas), o que leva a uma precisão superior àquela que se obteria considerando para as barras a formulação clássica de treliça.

1.3. O contraventamento à torção dos edifícios.

Os engenheiros estruturais preocupam-se em assegurar ao edifício, em duas direções ortogonais, painéis verticais (contraventamentos) dimensionados para oferecer adequada resistência e rigidez às forças horizontais. Frequentemente – mas não sempre – esses painéis asseguram também a necessária rigidez à torção através dos seguintes mecanismos:

- 1.3.1. Torção de Saint-Venant dos pilares maciços e dos pilares-parede de seção delgada fechada;
- 1.3.2. Torção de Saint-Venant + flexo-torção dos pilares-parede de seção delgada aberta;
- 1.3.3. Binários resistentes de pares de painéis (pórticos ou pilares-parede) paralelos entre si (principalmente os periféricos.) São estes os elementos mais eficientes do ponto de vista da torção.

Consideremos o edifício do exemplo anterior (figs, 2a, 2b, 2c e 3), estruturado em lajes protendidas sem vigas, com pilares-parede rígidos nas caixas de escada e elevadores, dois pilares-parede que desaparecem respectivamente acima do 10º e 17º andar, e finalmente pórticos de fachada com vigas flexíveis; o contraventamento em X e Y é assegurado principalmente pelos pilares-parede e pelas lajes atuando em faixas engastadas nos pilares formando pórticos; os painéis de fachada são pouco eficientes devido à flexibilidade das vigas, cuja seção transversal é formada por dois retângulos superpostos: o inferior com largura de 55cm e altura de 31 cm, e o superior com largura de 20 cm e altura de 21 cm; o momento de inércia dessa seção segundo eixo horizontal é de $3,80E-3 \text{ m}^4$ (fig. 13a). Se essa seção transversal for reduzida para 55 x 31cm eliminando o retângulo superior, seu momento de inércia cai para $1,37E-3 \text{ m}^4$.

Para reavaliarmos a rigidez à torção determinaremos o novo coeficiente de instabilidade à torção, como segue:

$$\bar{\theta}_I = 0,00272 \text{ rd}$$

$$\Delta M_t = 512 \text{ tfm}$$

$$\gamma_{\theta} = \frac{1}{1 - \frac{512}{4.750}} = 1,12 > 1,10$$

$$\theta_{II,n} = 0,00305 \text{rd}$$

Com análise P – Δ , obtém-se:

$$\theta_{II,n} = 0,00310 \text{ rd (erro de 1,6\%)}$$

Se, por outro lado, adotássemos vigas periféricas reduzidas às faixas de laje de 55 x 21 cm (fig. 13c) e momento de inércia de 4,24E-4 m⁴, teríamos:

$$\theta_{I,n} = 0,00374 \text{ rd}$$

$$\gamma_{\theta} = \frac{1}{1 - \frac{703}{4.750}} = 1,17 > 1,10$$

$$\Delta M_t = 703 \text{ tfm}$$

$$\theta_{II,n} = 0,00439 \text{ rd}$$

Com análise P – Δ obtém-se:

$$\theta_{II,n} = 0,00463 \text{ rd (erro de 5,5 \%)}$$

Fica evidenciada a grande importância das vigas periféricas na rigidez à torção do edifício.

2. Comportamento dinâmico dos edifícios.

2.1. Introdução.

Como se sabe, um edifício é constantemente solicitado por forças prevalentemente horizontais devidas ao vento, forças essas que variam no tempo e que induzem oscilações através de um complexo mecanismo de interação vento-edifício. Nos casos usuais é permitido considerar, para efeito de análise e projeto da estrutura, forças estáticas equivalentes, o que simplifica sobremaneira o problema.

No entanto, mesmo nos casos mais simples, é importante que o engenheiro estrutural tenha sempre em mente o caráter dinâmico daquela interação, ficando atento àqueles casos em que oscilações excessivas possam provocar sensação de desconforto nos usuários, e danos em elementos não estruturais tais como paredes divisórias e caixilharia. Nos edifícios altos é obrigatória a verificação dos deslocamentos, velocidades e acelerações, e compará-los com os valores normativos limite. É dentro deste quadro que é preciso limitar as acelerações horizontais com período de recorrência de 10 anos a valores que não ultrapassem ⁽¹⁾:

- 10-15 mg para edifícios residenciais;
- 15-20 mg em hotéis;
- 20-25 mg em edifícios de escritórios.

Recentemente verificou-se que o organismo humano é também sensível a grandes velocidades angulares, sendo necessário limitá-las a:

- 3,0 mili-rads/seg.

2.2. Métodos aproximados de análise dinâmica da ação do vento.

Mesmo no caso de edifícios de uma certa importância, desde que suficientemente regulares, é possível efetuar análises dinâmicas simplificadas, existindo para tanto diversos métodos aproximados, entre os quais:

- 2.2.1 método da NB-599 (NBR-6118) ⁽²⁾;
- 2.2.2. método na Norma Canadense (National Building Code of Canada) ⁽³⁾, devido ao Prof. Alan Davenport;
- 2.2.3 método de Solari ⁽⁴⁾.

Em todos eles considera-se apenas o primeiro modo de vibração e introduzem-se hipóteses quanto à forma desse modo, em geral considerada linear. Mais recentemente foi proposto um método mais geral, que permite considerar maior número de modos sem impor hipóteses simplificadoras quanto ao comportamento estrutural, chamado:

- 2.2.4. método do “vento sintético” ⁽⁵⁾.

Nenhum desses métodos contempla efeitos de torção.

Em ⁽⁶⁾ encontra-se um exemplo de aplicação ao caso de um edifício com 156 m de altura (Torre Norte do C.E.N.U.) onde são comparados os três últimos métodos com o método experimental do modelo de pressão (v/ § 2.3. a, adiante), mais geral e mais preciso. Foi constatada naquele caso uma excelente coerência entre os resultados dos diversos métodos.

3. Métodos experimentais.

Se a estrutura tiver uma certa importância, é conveniente, para a análise dos efeitos do vento, recorrer a métodos experimentais, acoplados a um tratamento analítico dos resultados, através de uma análise dinâmica estocástica. Estes métodos consistem em se ensaiar um modelo em escala reduzida em túnel aerodinâmico de camada limite, que reproduza corretamente o gradiente de velocidades e a turbulência do vento real. Descreveremos brevemente estes métodos.

- a) **Ensaio em modelo aeroelástico.** Neste caso o modelo reproduz a geometria externa do protótipo, suas propriedades elásticas e suas propriedades dinâmicas (distribuição de massas, amortecimento). Esses ensaios são muito dispendiosos devido ao alto custo do modelo, e só se justificam em estruturas de porte excepcional.
- b) **Ensaio em modelo de pressão.** O modelo é neste caso rígido, reproduzindo apenas a geometria externa. Nele são introduzidos orifícios de tomada de pressão, em grande número (tipicamente da ordem de 400 a 500 pontos). O modelo é ensaiado para direções de vento variando a cada 10° ou 15°, durante um período de aproximadamente uma hora para cada direção,

registrando-se simultaneamente as pressões em todos os pontos. Obtem-se séries temporais extremamente ricas e detalhadas das pressões, o que permite levar em conta com precisão a correlação espacial das flutuações de pressão. De posse desses dados, passa-se à fase analítica do problema.

Prepara-se um modelo matemático do edifício, que representa suas propriedades elásticas e dinâmicas, como segue:

- supõe-se que o edifício tenha um eixo de torção (v/ § 1.1.) sobre o qual define-se um nó para cada andar;
- determinam-se, através de uma análise dinâmica, os primeiros modos de vibração (em geral 3), referidos ao eixo de torção;
- em cada andar, concentram-se a respectiva somatória das massas e o seu momento polar de inércia, no nó correspondente do eixo de torção.

O modelo assim definido descreve completamente o comportamento dinâmico do edifício.

Através de um “software” apropriado, aplicam-se ao modelo as forças obtidas integrando as pressões experimentais simultâneas, determinando-se assim, através de uma análise aleatória, para os esforços (forças cortantes, momentos fletores, momentos de torção) e deslocamentos (incluindo velocidades lineares e angulares, e acelerações) os seguintes valores:

- valor médio;
- desvio padrão;
- valores máximo e mínimo.

Determinam-se também, através do mesmo “software”, dois conjuntos de forças estáticas equivalentes segundo duas direções ortogonais, bem como o conjunto de momentos estáticos equivalentes de torção a serem aplicados aos nós do eixo de torção da estrutura de modo a se obterem os efeitos mais desfavoráveis da ação do vento em todos os elementos estruturais. Esses conjuntos de forças e momentos devem ser aplicados quer separadamente, quer em combinações de dois ou dos três deles com coeficientes que variam de 0,8 a 0,9, com sinal positivo ou negativo. Dependendo do modelo computacional utilizado nessa análise final, é possível efetuar diretamente o dimensionamento e o detalhamento automáticos da estrutura.

Esta metodologia permite grande precisão de resultados; ela pressupõe um laboratório equipado para efetuar simultaneamente tão grande número de leituras; é preciso também ter acesso ao “software” de pós-processamento dos dados experimentais. Percebe-se finalmente que é fundamental a definição do eixo de torção do edifício.

- c) Método da balança de forças. Também neste caso o modelo a ser ensaiado é rígido, leve, e geometricamente representativo do protótipo; ele é mais simples do que o do caso anterior, sendo este o tipo menos dispendioso de ensaio. O modelo é montado sobre uma balança de forças extremamente sensível, de tal modo que o eixo de torção passe pelo centro da balança. Essa técnica ⁽⁷⁾ permite medir as forças modais médias e quase-estáticas (sem a amplificação ressonante do edifício) que atuam nos modos fundamentais de vibração lateral e de torção.

As respostas do protótipo, incluindo a resposta ressonante da torre, são também neste caso obtidos através de métodos de análise aleatória. Para tanto, será necessário, previamente, determinar previamente a posição do eixo de rotação e efetuar uma análise dinâmica da estrutura de modo a se determinarem os 3 primeiros modos de vibração, associados àquele eixo.

Assim sendo, obtêm-se os deslocamentos lineares e de torção, as velocidades e as acelerações, o que permite avaliar o nível de conforto dos usuários. As forças estáticas equivalentes também aqui são determinadas analiticamente e deverão ser aplicadas, no modelo estrutural, ao longo do eixo de torção combinados como no caso (b).

2.4. Importância da torção no comportamento dinâmico do edifício.

Já vimos que a determinação do eixo de torção do edifício é fundamental para a aplicação dos métodos analítico-experimentais acima descritos. Quanto ao papel da torção no comportamento dinâmico do edifício, é possível que ele se torne importante ou até decisivo se a estrutura for pouco rígida torsionalmente. Na publicação do Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory "Wind Tunnel Testing: A General Outline"⁽⁸⁾ afirma-se: "*Os movimentos de torção podem ser particularmente desconfortáveis para os usuários. Nos edifícios problemáticos, medições em escala real ou em túnel de vento mostram freqüentemente que o carregamento de torção é o culpado.*"

Num edifício regular e rígido à torção, os modos naturais de vibração são em geral desacoplados, ou seja, haverá dois modos correspondentes a oscilações transversais do eixo de torção em duas direções ortogonais, e um outro modo (geralmente o terceiro), de vibração de torção em torno daquele eixo. No entanto, ou por se tratar de edifício irregular, com centros de massas dos andares distantes dos respectivos centros de torção, ou por ser o edifício pouco rígido à torção, poderemos ter modos acoplados: cada modo conterà então, com maior ou menor intensidade, as três componentes do movimento, duas de translação e uma de rotação. Sempre que possível, esta situação deve ser evitada, porque além de complicar consideravelmente as análises, pode levar a velocidades excessivas de rotação. A seguir será apresentado o caso do edifício já estudado anteriormente (v/§ 1.2.), onde os dois primeiros modos são fortemente "contaminados" pela torção. Veremos também que o enrijecimento à torção pode atenuar muito essa situação, trazendo a velocidade angular máxima de rotação do andar mais alto a um valor abaixo do crítico.

2.5. Exemplo numérico

O edifício de escritórios do exemplo apresentado nos §§ 1.2 e 1.3 (figs. 2a, 2b, 2c e 3) foi estudado, do ponto de vista da ação do vento, no Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, da Universidade de Western Ontario (London, Canada)⁽⁷⁾. O pós-processamento analítico foi efetuado para duas hipóteses:

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

- a) vigas periféricas com seção composta 55 x 31 + 20 x 21 cm, e momento de inércia de $3,80E-3 \text{ m}^4$;
- b) vigas periféricas de seção retangular 55 x 31 cm com momento de inércia de $1,37E-3 \text{ m}^4$.

Obtiveram-se os seguintes resultados:

Caso (a).

Períodos naturais: $T_1 = 4,76 \text{ s}$; $T_2 = 3,85 \text{ s}$; $T_3 = 3,43 \text{ s}$.

Deslocamentos para tempo de recorrência de 10 anos, amortecimento 2%:

Aceleração X (mg)	7,2 < 20
Aceleração Y (mg)	10,8 < 20
Aceleração de canto:	16,6 < 20
Velocidade de torção (mili-rads/s)	2,5 < 3,0

Os deslocamentos são inferiores aos valores máximos recomendados (v. § 2.2)

Os primeiros 3 modos de vibração são apresentados nas figs 11a, 11b e 11c.

Nota-se que o 1º modo é predominantemente de translação segundo Y, praticamente sem acoplamento da translação segundo X, porém com forte acoplamento de torção; o 2º modo, translação segundo X, tem pequeno acoplamento com a translação em Y e forte acoplamento de torção. O modo 3 é predominantemente de torção, com acoplamentos em X e em Y. Trata-se de um edifício com fraco, porém aceitável, contraventamento à torção.

As forças estáticas equivalentes nas direções X e Y, e os momentos estáticos equivalentes de torção em torno do eixo Z são apresentados na fig. 12.

Caso (b).

Períodos naturais: $T_1 = 5,25 \text{ s}$; $T_2 = 4,55 \text{ s}$; $T_3 = 4,70 \text{ s}$.

Deslocamentos para tempo de recorrência de 10 anos, amortecimento 2%:

Aceleração X (mg)	8,3 < 20
Aceleração Y (mg)	11,0 < 20
Aceleração de canto (mg)	20,3 > 20
Velocidade de torção (mili-rads/s)	3,8 > 3,0

Neste caso, o edifício é suficientemente rígido do ponto de vista das translações, porém não é aceitável no que diz respeito à torção. Resultou desse estudo a decisão de se adotarem as vigas periféricas mais rígidas (caso (a)).

Na Fig. 13 comparam-se os primeiros modos de vibração para casos extremos de rigidez das vigas periféricas: caso a) (a mais rígida) e caso c) (a mais flexível.) Note-se como neste último o modo translacional na direção Y é muito mais “contaminado” pela componente de torção.

4. Conclusões.

Foram apresentados aspectos do comportamento estrutural dos edifícios do ponto de vista da torção.

No § 1 estudou-se o comportamento estático do edifício. Definiram-se os conceitos de centro de torção de um andar e de eixo de torção do edifício. Apresentou-se um coeficiente de majoração γ_θ que permite avaliar, com boa precisão, a ordem de grandeza os efeitos de II ordem na torção através de uma análise de I ordem.

No § 2 discutiram-se aspectos do comportamento dinâmico do edifício. Apresentaram-se resumidamente diversos métodos de análise matemática e experimental, bem como critérios de aceitação da estrutura do ponto de vista do conforto dos usuários. Verificou-se a importância da rigidez à torção da estrutura; esta pode ser suficientemente rígida quanto às translações horizontais, e não o ser quanto às rotações.

Concluindo, ficou demonstrado que a rigidez à torção do edifício é importante, não sendo em princípio viável, nos edifícios altos, a eliminação das vigas periféricas, sob pena de se atingirem deslocamentos, velocidades e acelerações incompatíveis com o conforto dos usuários.

5. Bibliografia.

- 1) Isyumov, N. "Motion Perception, Tolerance and Mitigation", *5th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat*, Amsterdam, Maio 1995.
- 2) Associação Brasileira de Normas Técnicas. "NBR-6123 – Forças Devidas ao Vento nas Edificações", Rio de Janeiro, 1988.
- 3) National Building Code of Canada. "User's Guide – NBC 1995 – Structural Commentaries (Part 4)". Ottawa, 1995.
- 4) Solari, G. "Along Wind Response Estimation: Closed Form Solution", *J. Struc. Div.*, ASCE, 108, N° STI, Janeiro 1982.
- 5) Franco, M. "Direct Along Wind Dynamic Analysis of Tall Structures", *International Conference on Tall Buildings, Proceedings*, Rio de Janeiro, 1992.
- 6) Franco, M., Isyumov, N. "Overview of Procedures for Evaluating the Effect of Wind on Tall Buildings", *2nd. International Conference on High Technology Buildings*, São Paulo, 1997.
- 7) Welburn, A., Isyumov, N., Edey, R. T. "A Study of Wind Effects.... - Draft". *The Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory*, The University of Western Ontario, 2002..
- 8) "Wind Tunnel Testing: A General Outline", *The Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory*, The University of Western Ontario, 1999.

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

Nó	Reação $\bar{P}_j = n.P_j$ (tf)	Raio R_j (m)
1	1659	24,35
2	930	24,01
85	1049	11,50
125	1297	15,26
126	1057	20,74
243	4296	7,31
282	1651	20,60
283	2916	15,34
395	556	11,50
434	2482	15,50
435	2236	16,00
436	3274	18,66
551	1863	25,00
590	1851	28,30
591	1725	27,15
592	1793	27,40
593	1732	29,03
594	981	32,25
788	940	28,07
2107	1265	29,99
2262	1346	26,27
2263	1355	24,67
2264	1354	24,75
2348	3099	19,21
2369	1440	18,67
2446	1588	20,07
2447	2455	13,38
2568	1365	10,65
2647	1599	17,06
2648	2040	9,62
2726	1585	16,04
2727	2077	7,67
2728	3277	0,89
2845	1662	17,37
2846	2115	10,16
2917	3806	8,15
$\sum_{r=1}^j n.P_j =$	67.716 tf	R=18,69 m

Tabela 1
Reações na fundação $n.P_j$
Distâncias

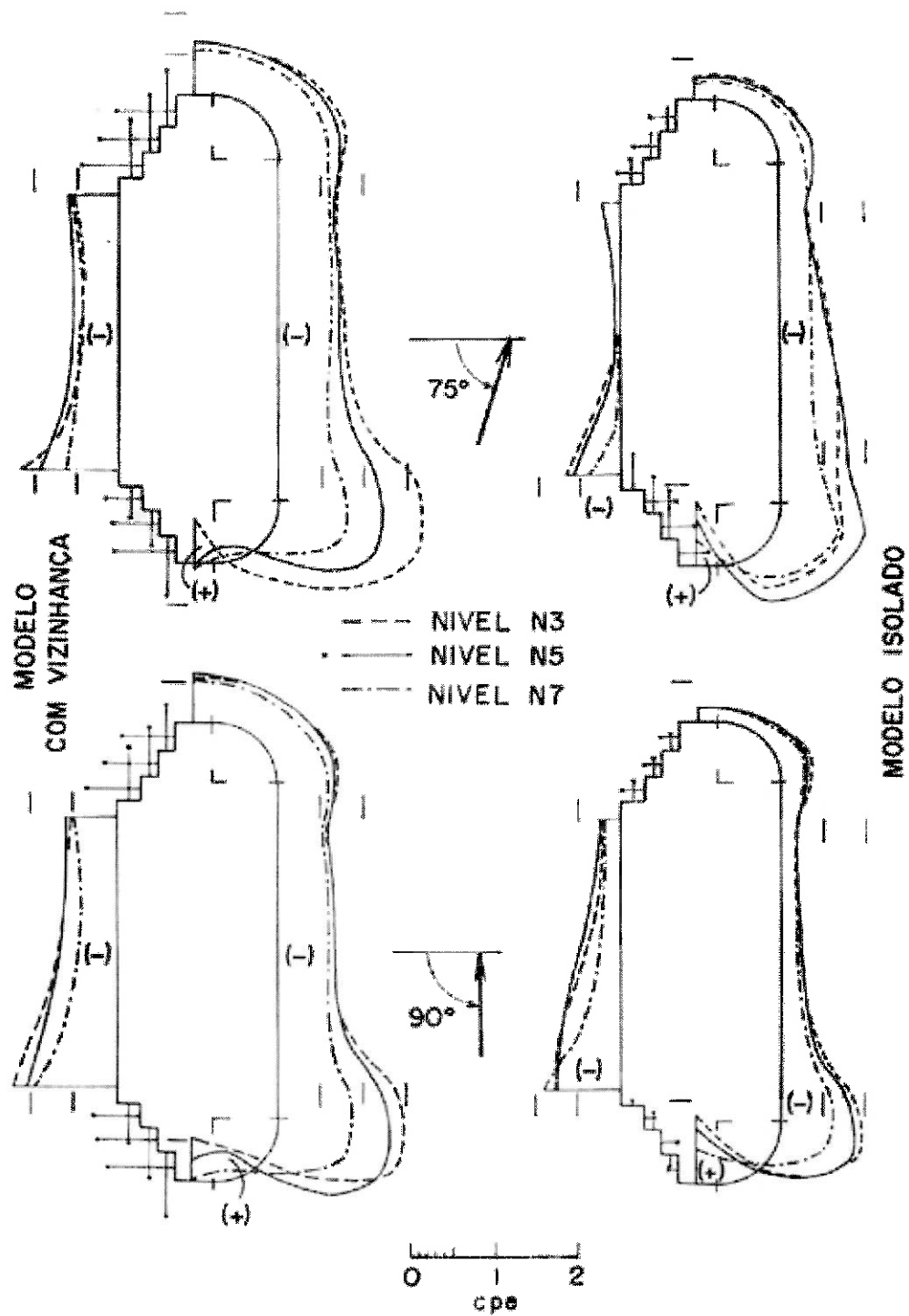


Fig. 1. Citicorp Center. Perfis horizontais de pressão ($\alpha = 75^\circ$ e 90°)

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS



Fig. 2 a Exemplo de edifício 1ª a 10ª andar

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

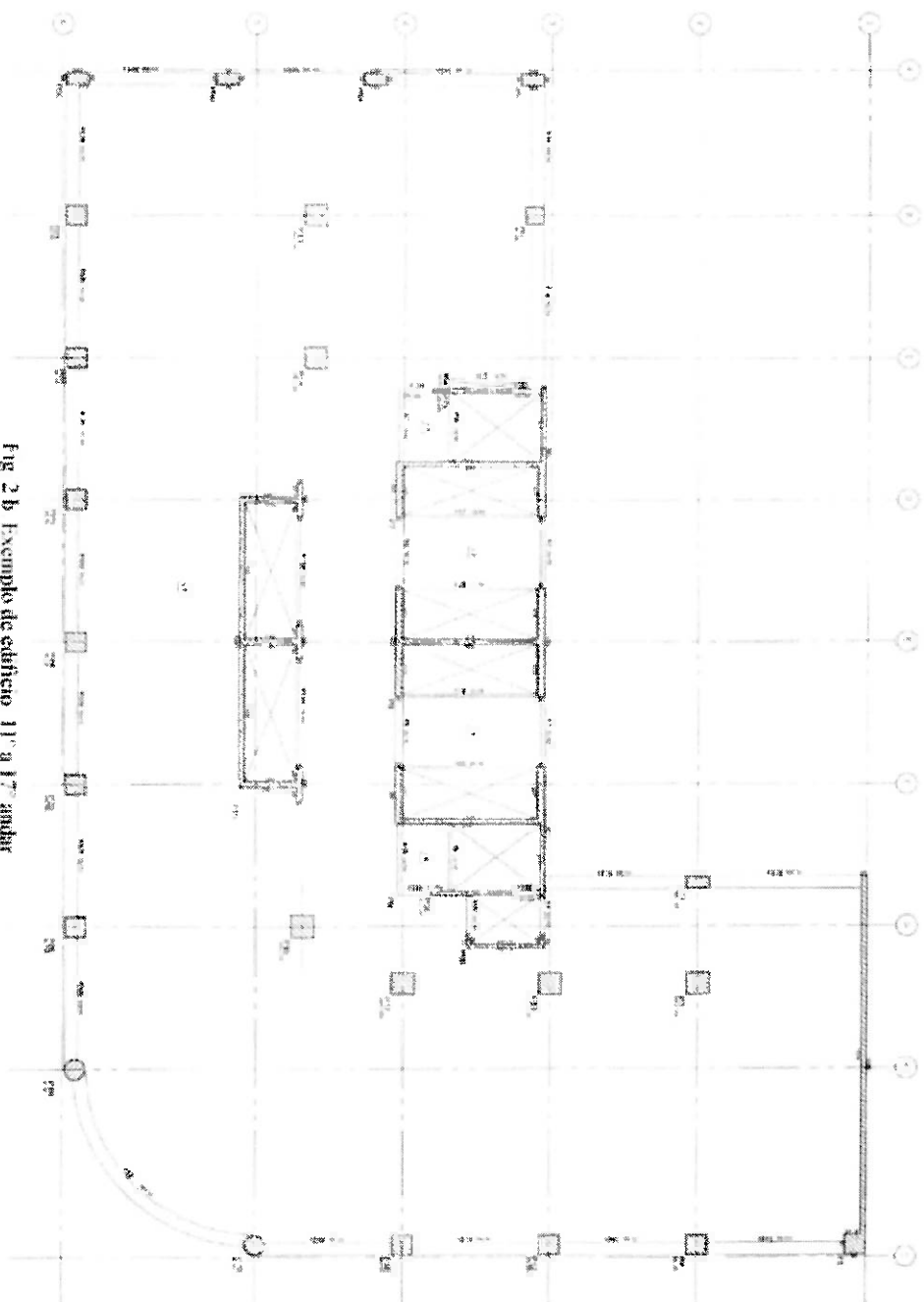


Fig 2 b Exemplo de edifício 11° a 17° andar

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

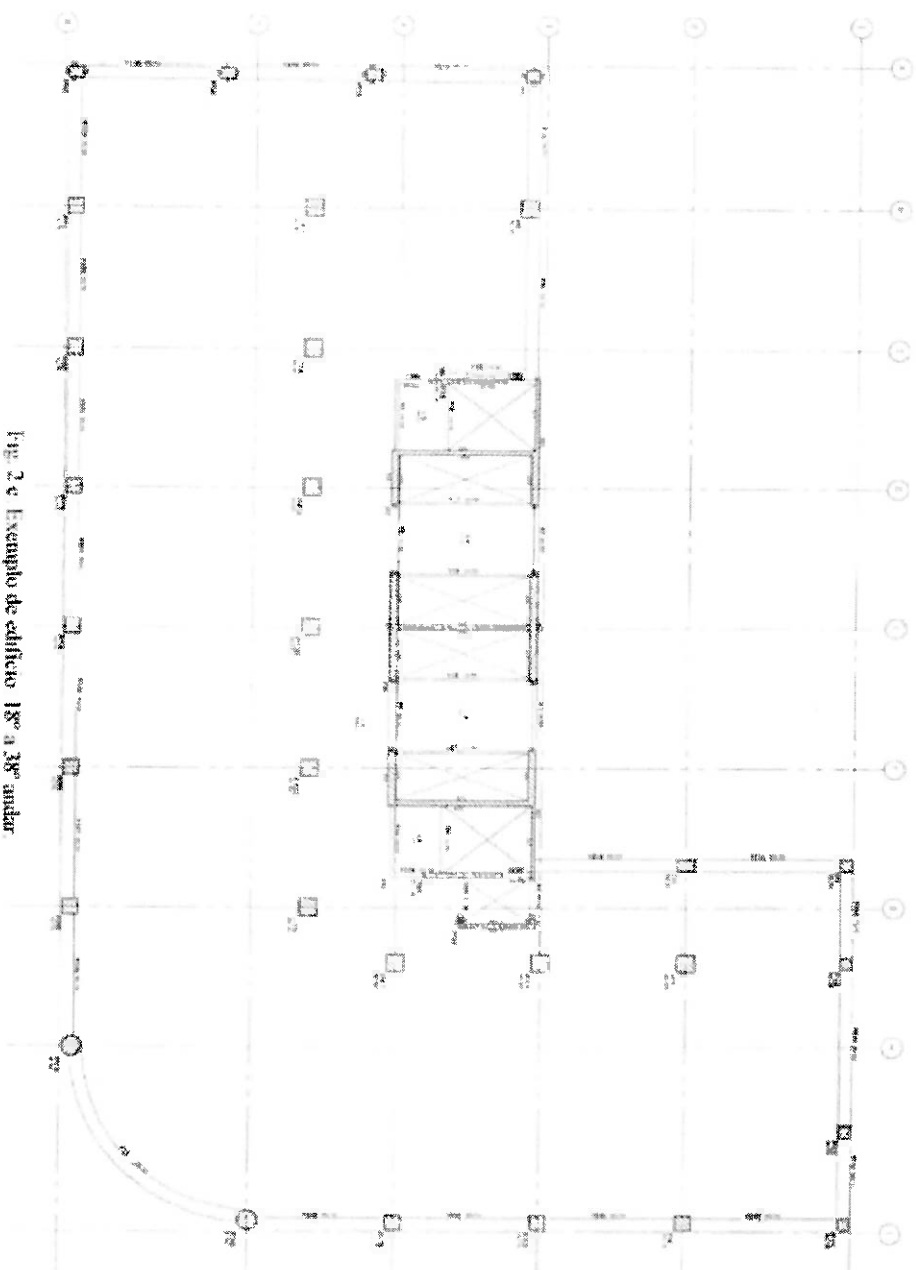
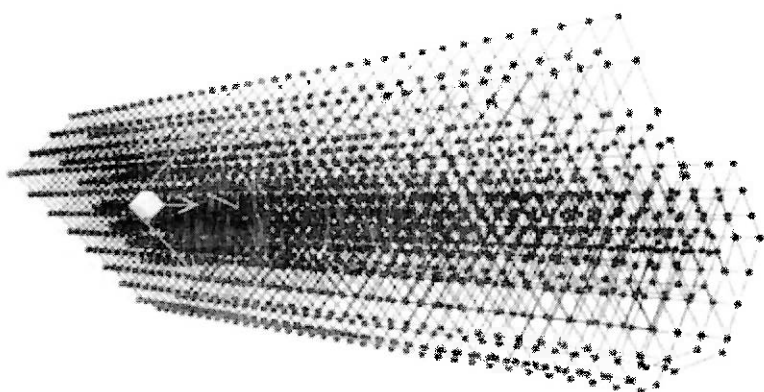


Fig. 2 e Exemplo de edifício 18º a 38º andar

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

SAP2000

7/20/02 10:23:49



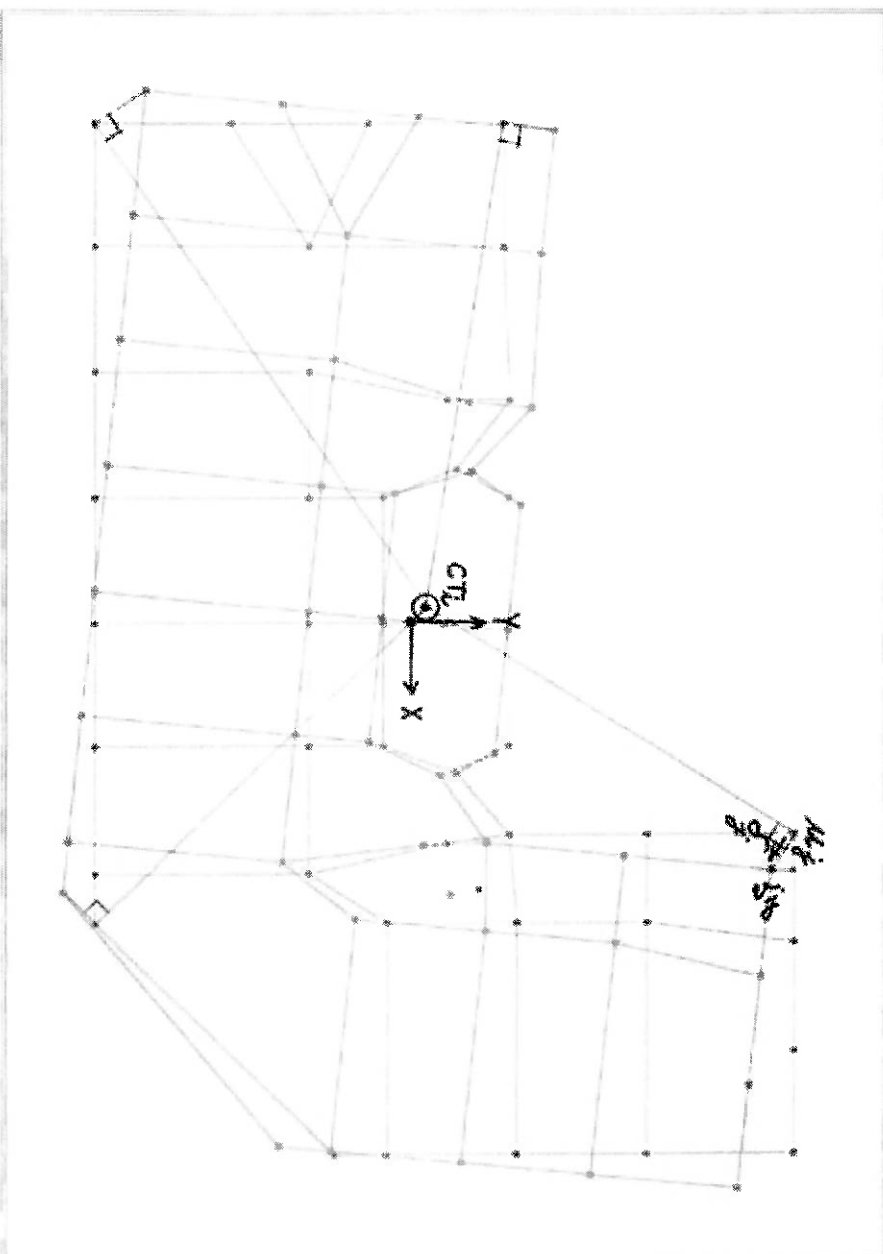
SAP2000 v.12 File A.M.I.N.F. to 05.25M mod 3.0 view "3d view unit"

Fig. 3 - Exemplo de edifício modelado.

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

SAP2000

7/22/02 10:57:19



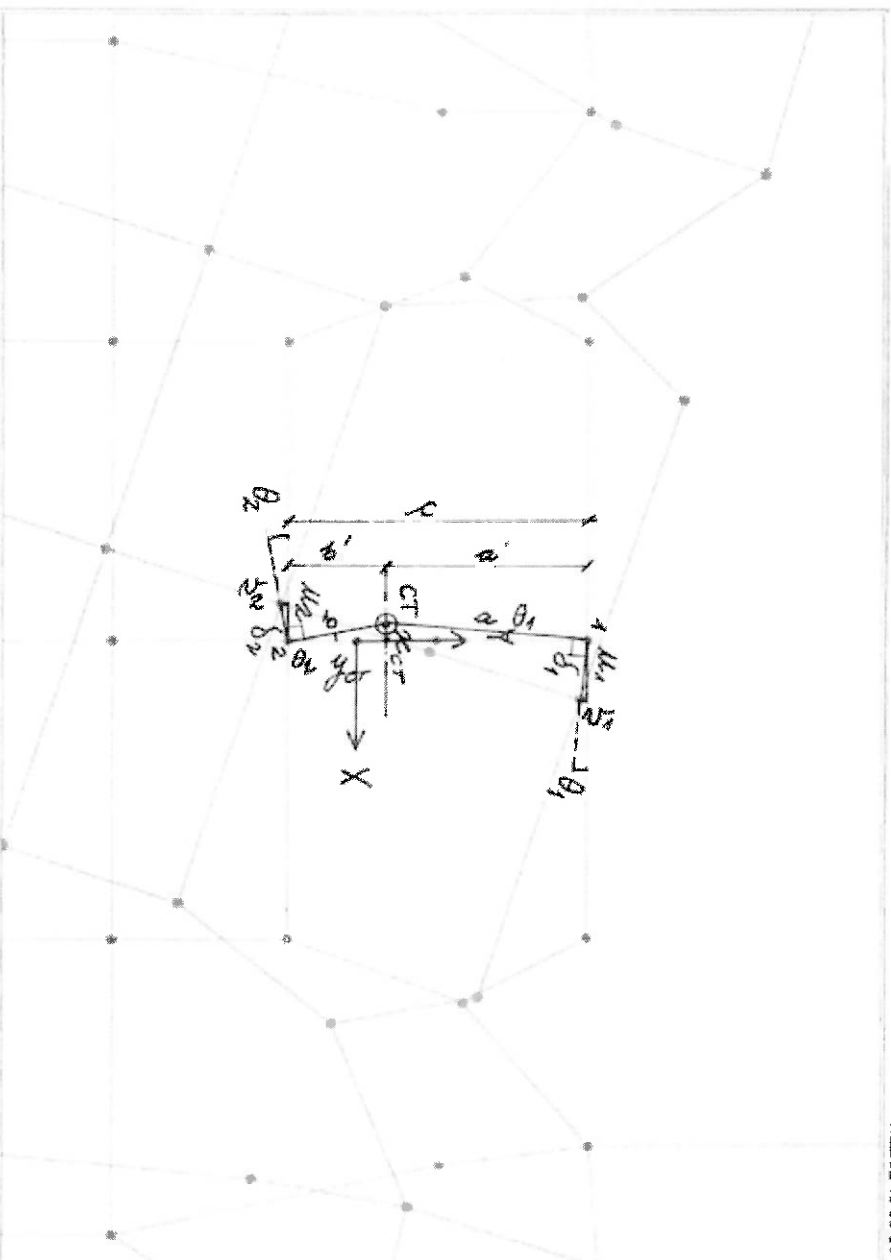
SAP2000 v7.12 - File ALM INF-1a CRDEM mod - Deformed Shape (LOAD10) - Torsion Units

Fig. 4. Centro de torção.

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

SAP2000

7/22/02 10:59:31



SAP2000 v7.12 - File ALM NF-1a.CRDEM mod - Deformed Shape (LOAD10) - Top-m Units

Fig. 5 Centro de torção

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

SAP2000

7/22/02 11:05:26

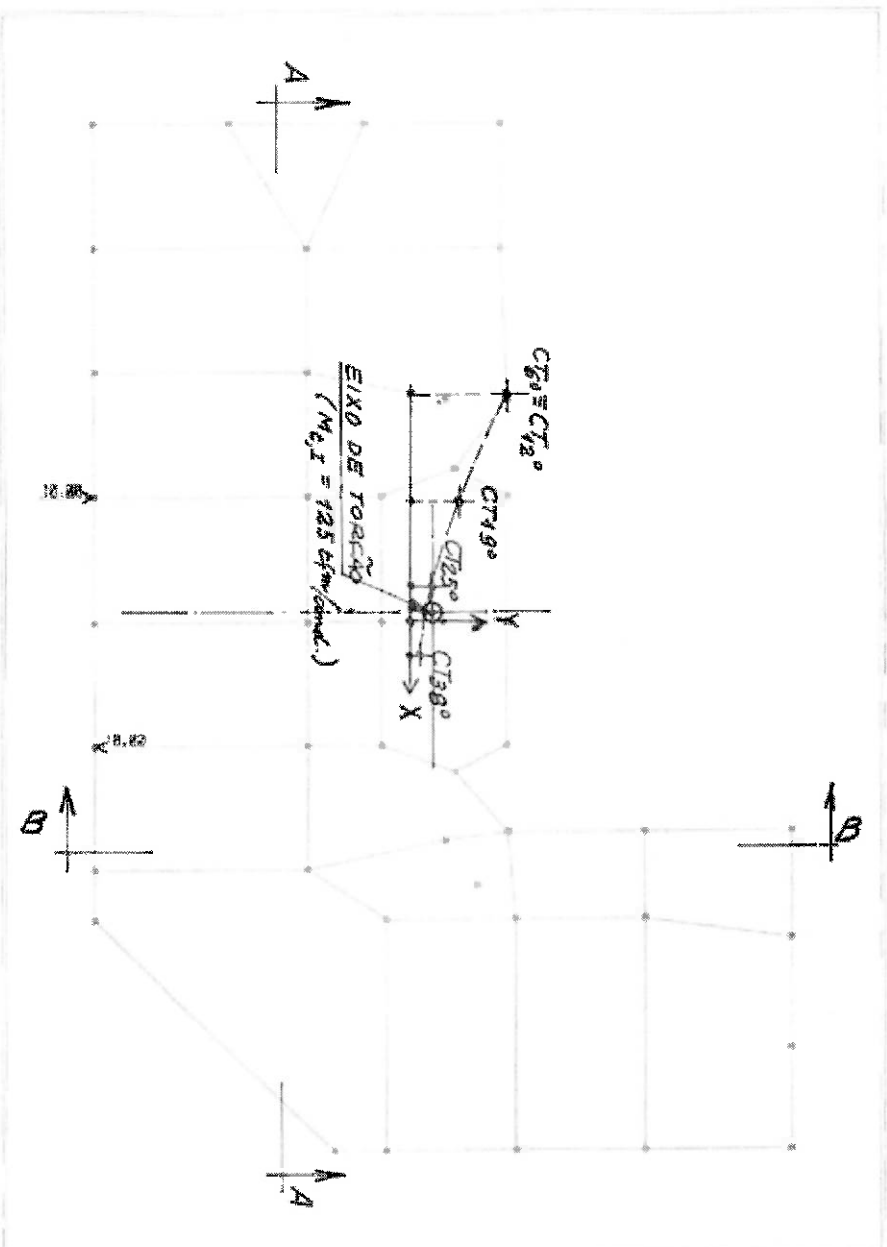
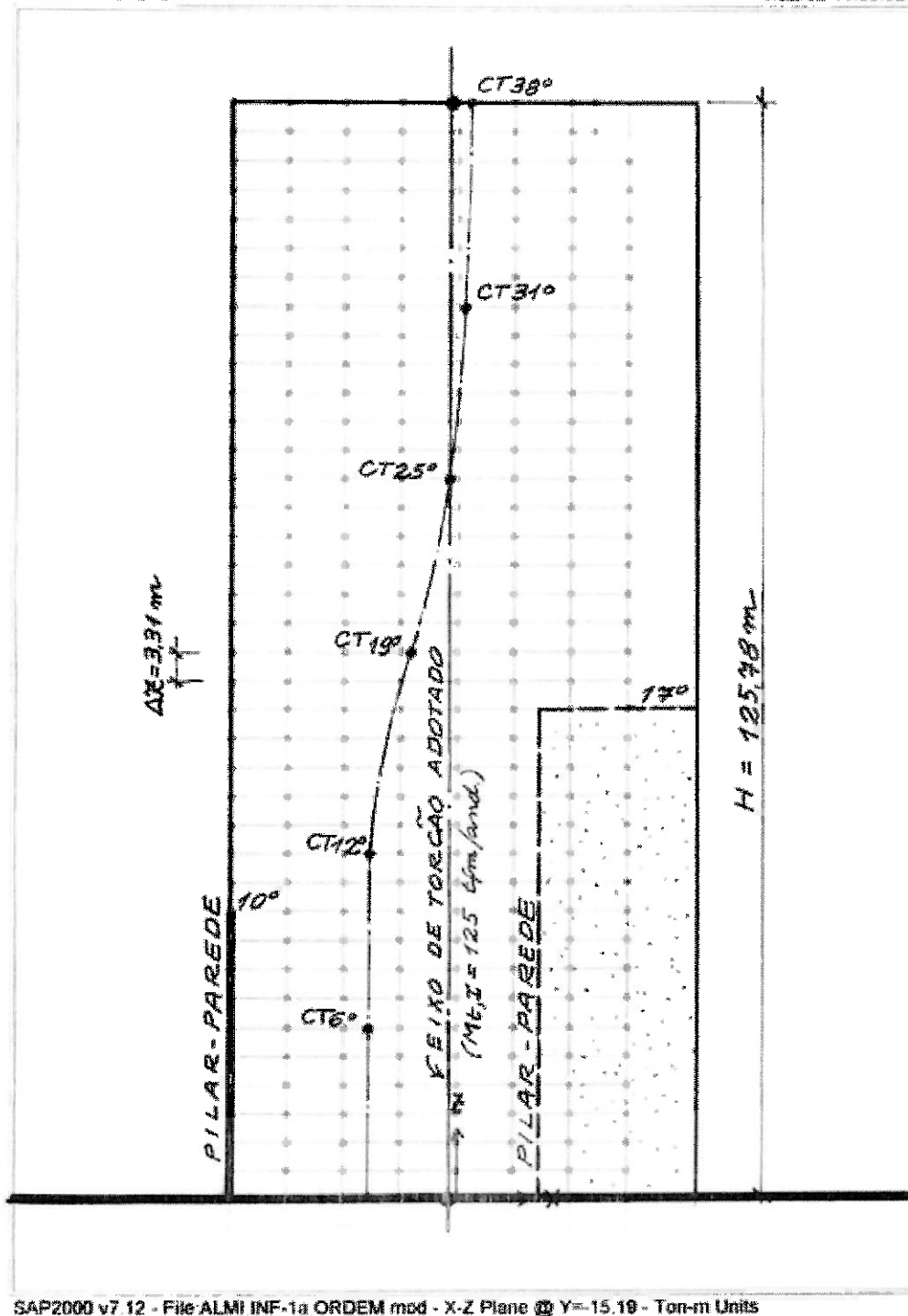


Fig. 6. Centros de torção do edifício planta

SAP2000

7/22/02 11:08:52

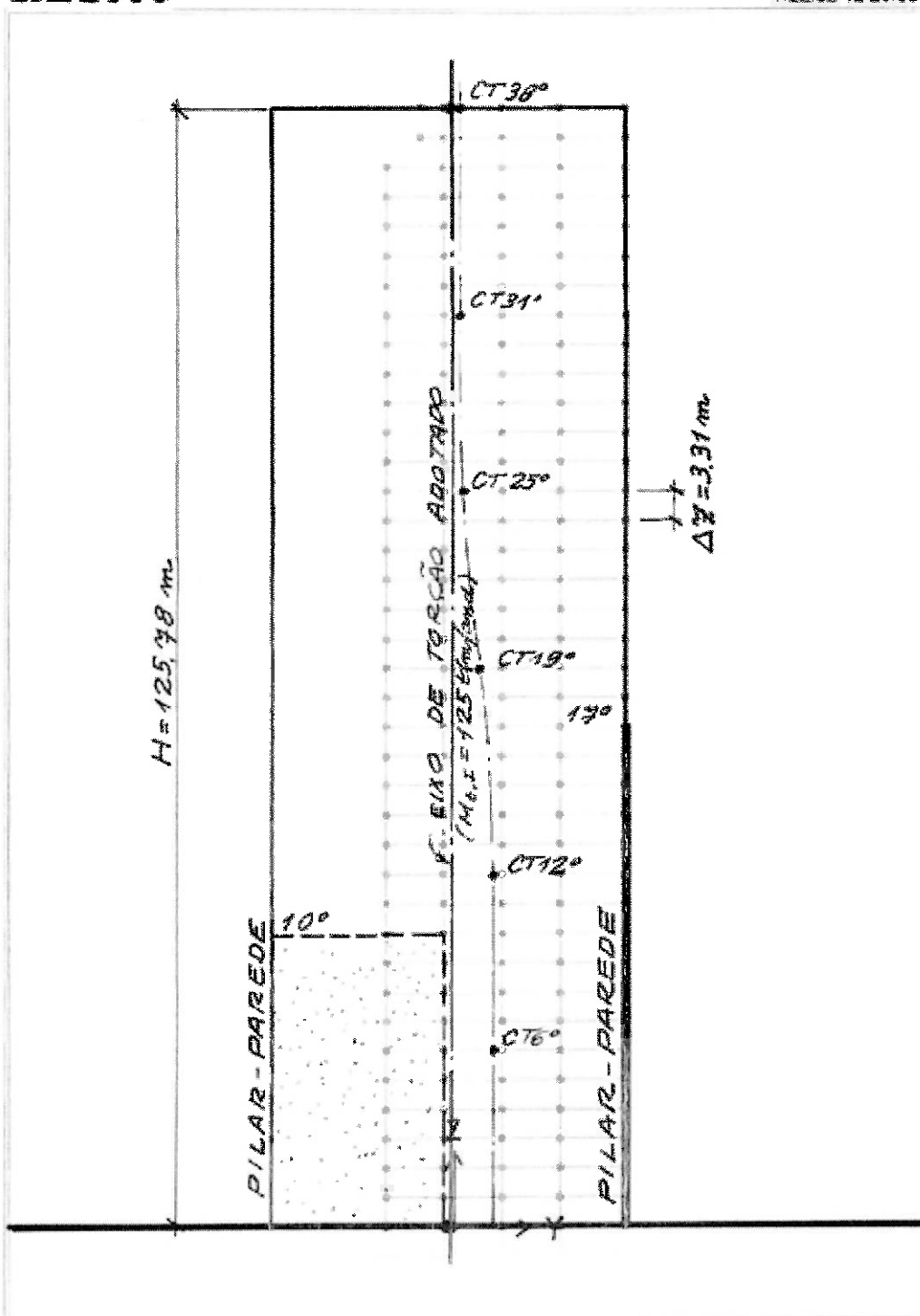


SAP2000 v7.12 - File ALMI INF.1a ORDEM mod - X-Z Plane @ Y=15.19 - Ton-m Units

Fig. 7. Centros de torção e eixo de torção adotado. Corte A-A.

SAP2000

7/22/02 12:29:58



SAP2000 v7.12 - File ALMI INF-1a ORDEM mod - Y-Z Plane @ X=25.045 - Ton-m Units

Fig. 8. Centros de torção e eixo de torção adotado. Corte B-B.



26

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

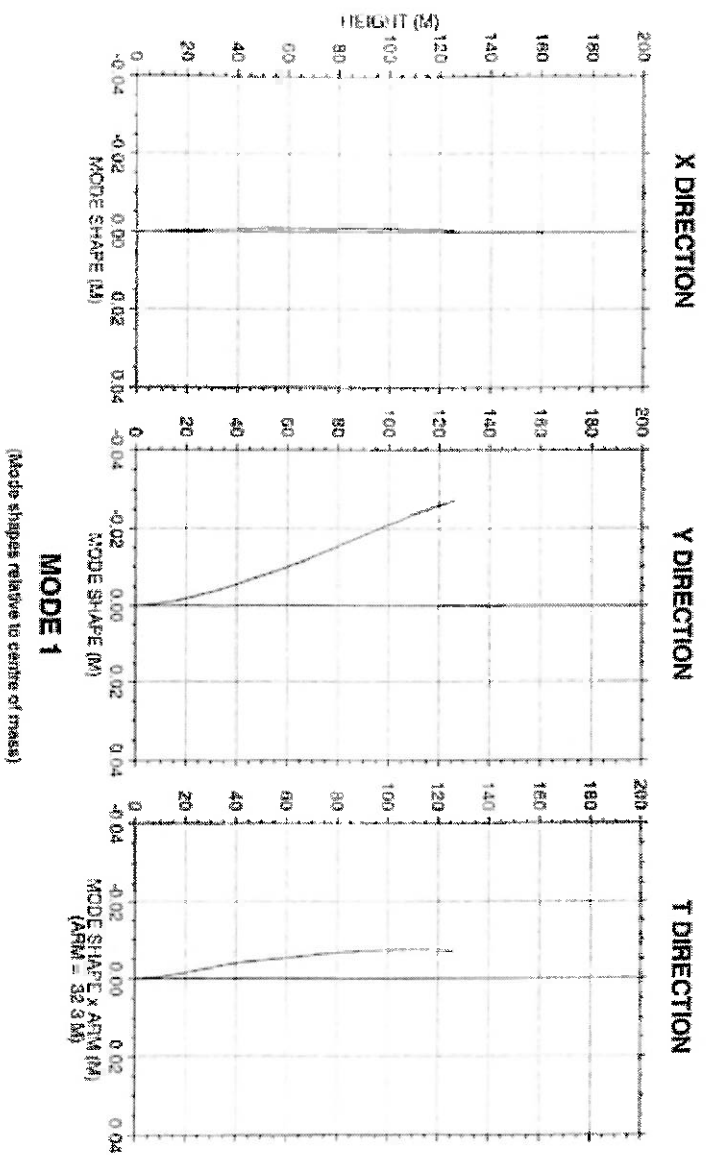
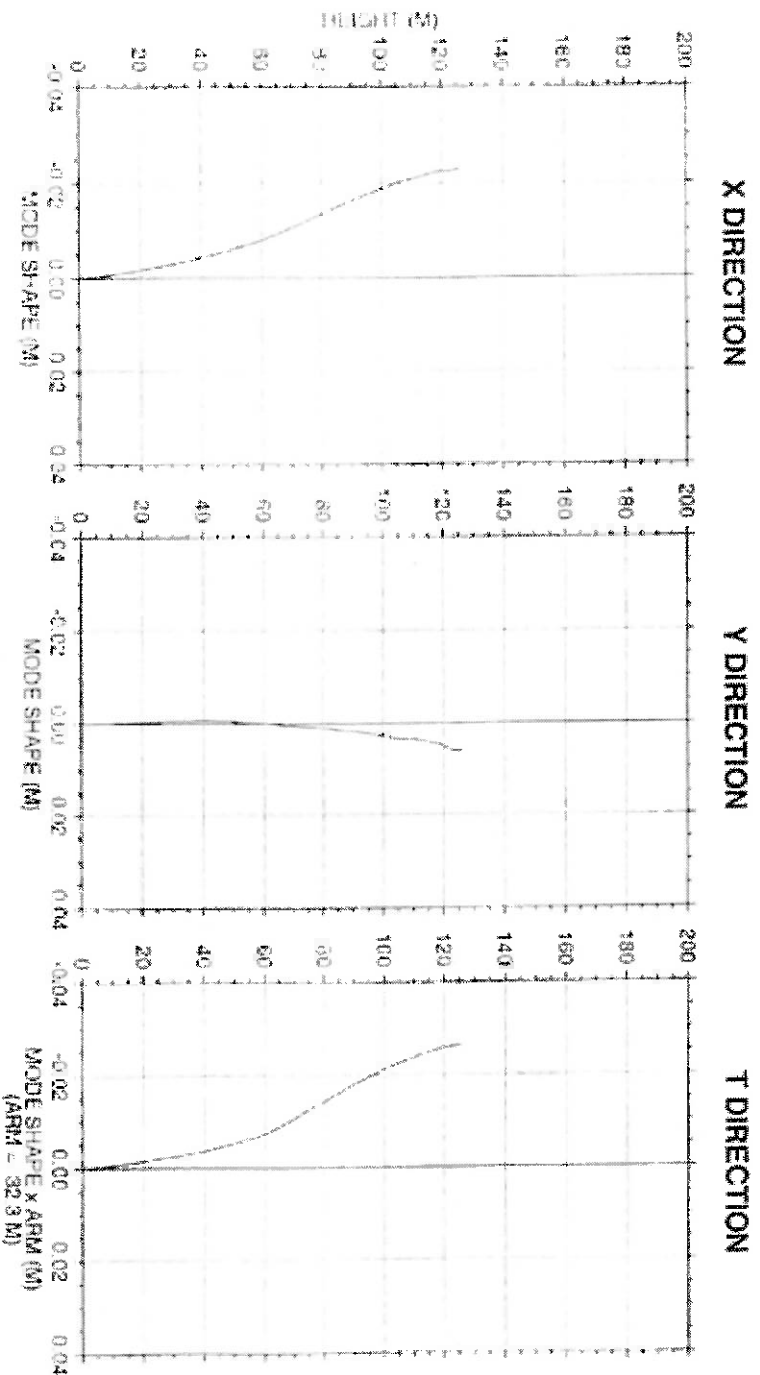


Fig. 11a. Edifício exemplo Caso a) Modo 1

May 11, 2006
BLVY SS24 2000

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

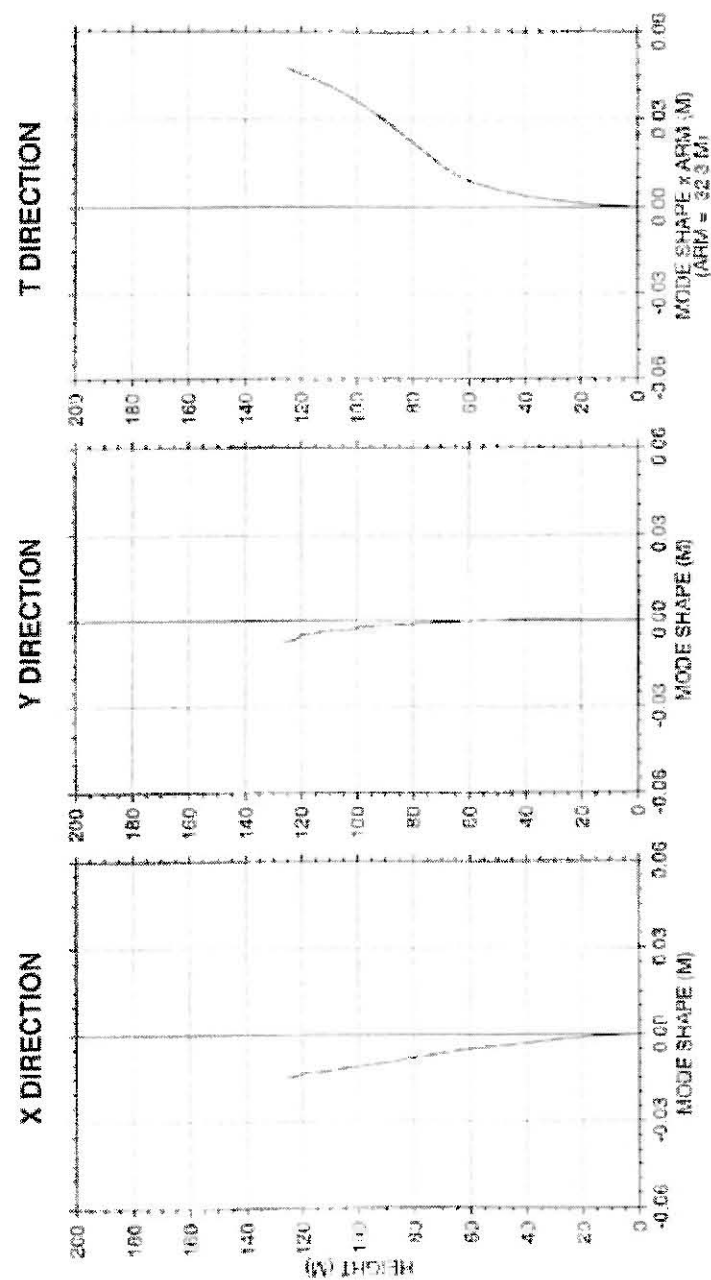


(Mode shapes relative to centre of mass)

MODE 2

Fig. 11b. Edifício exemplo (Caso a): Modo 2

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS



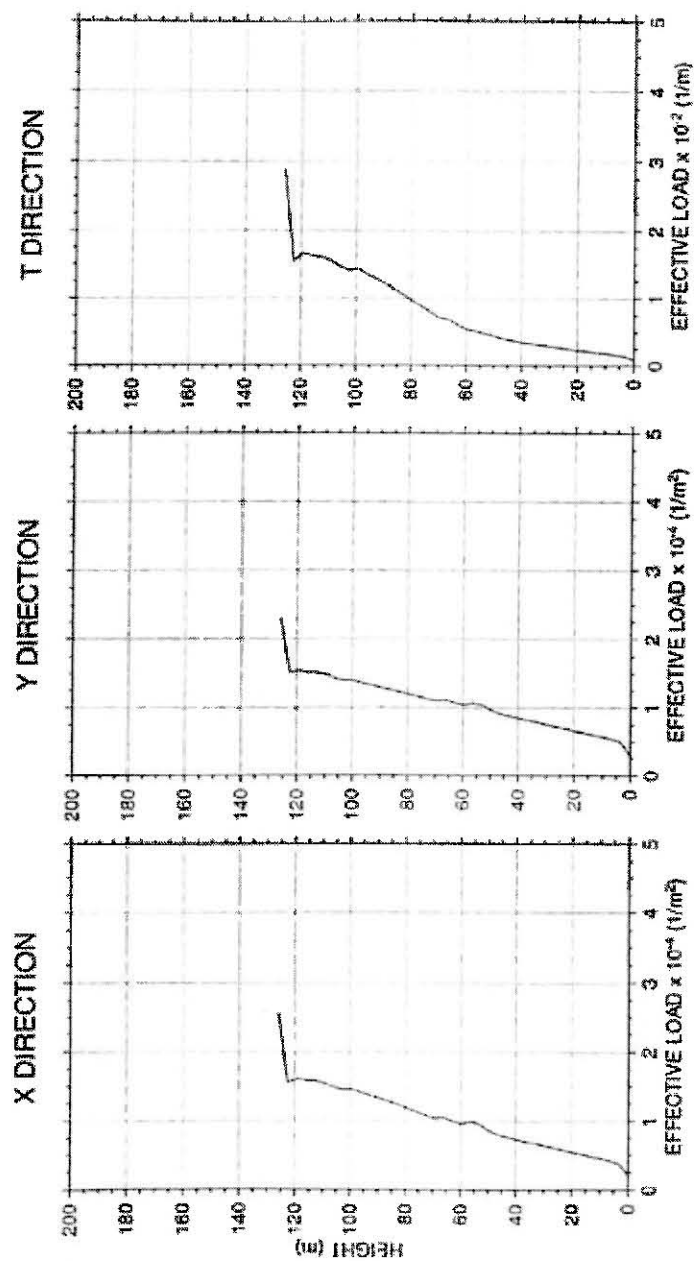
MODE 3

(Mode shapes relative to centre of mass)

Fig. 11c Edifício exemplo Caso a) Modo 3

Min. 1.40E-02
Max. 1.40E-02

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS



Case 1

Fig. 12. Edifício exemplo. Caso a). Carregamentos estáticos equivalentes

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS

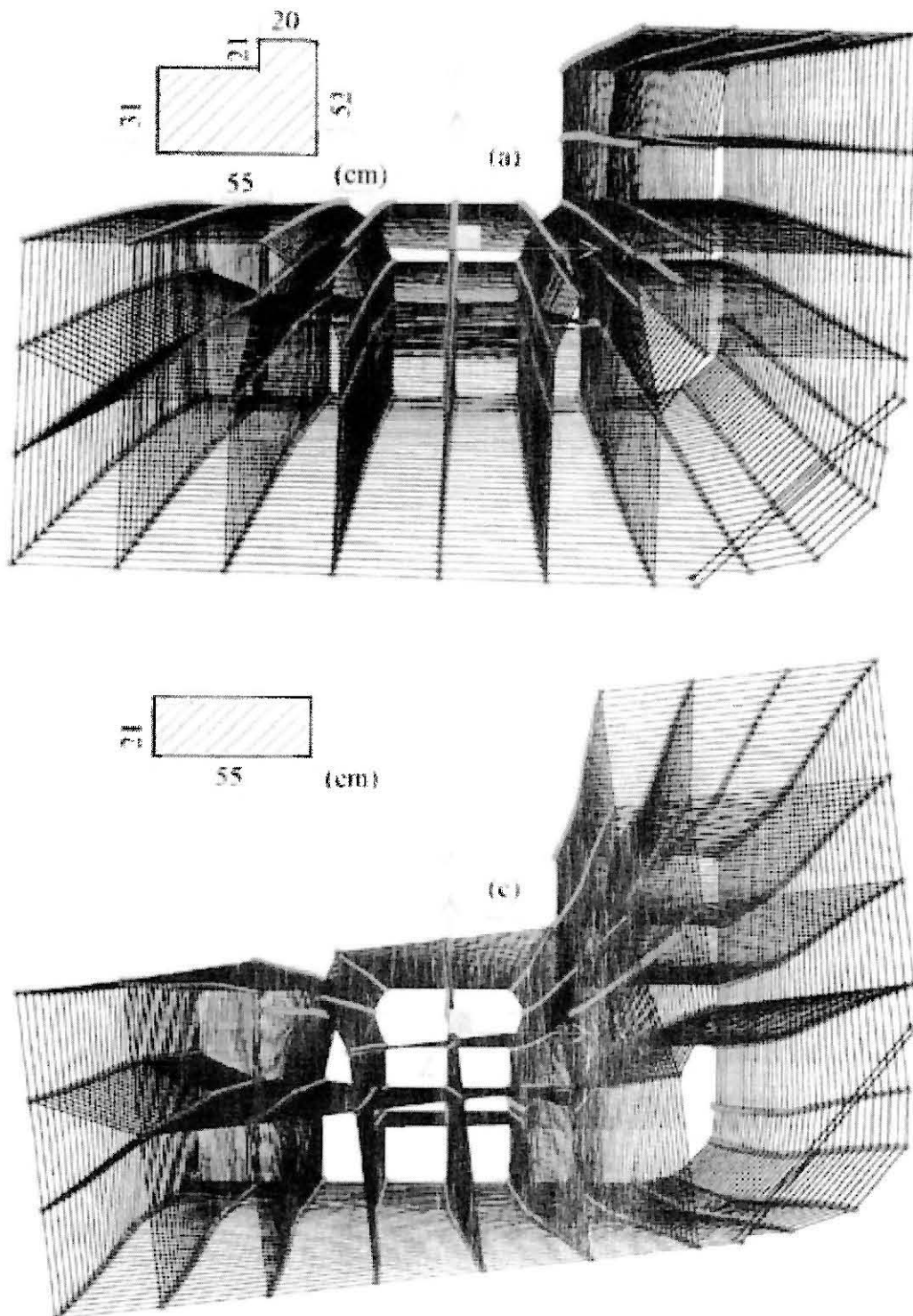


Fig. 13. Modo I. Comparação entre os casos (a) e (c)

LEGEND: REFERENCE WIND SPEED (m/s)

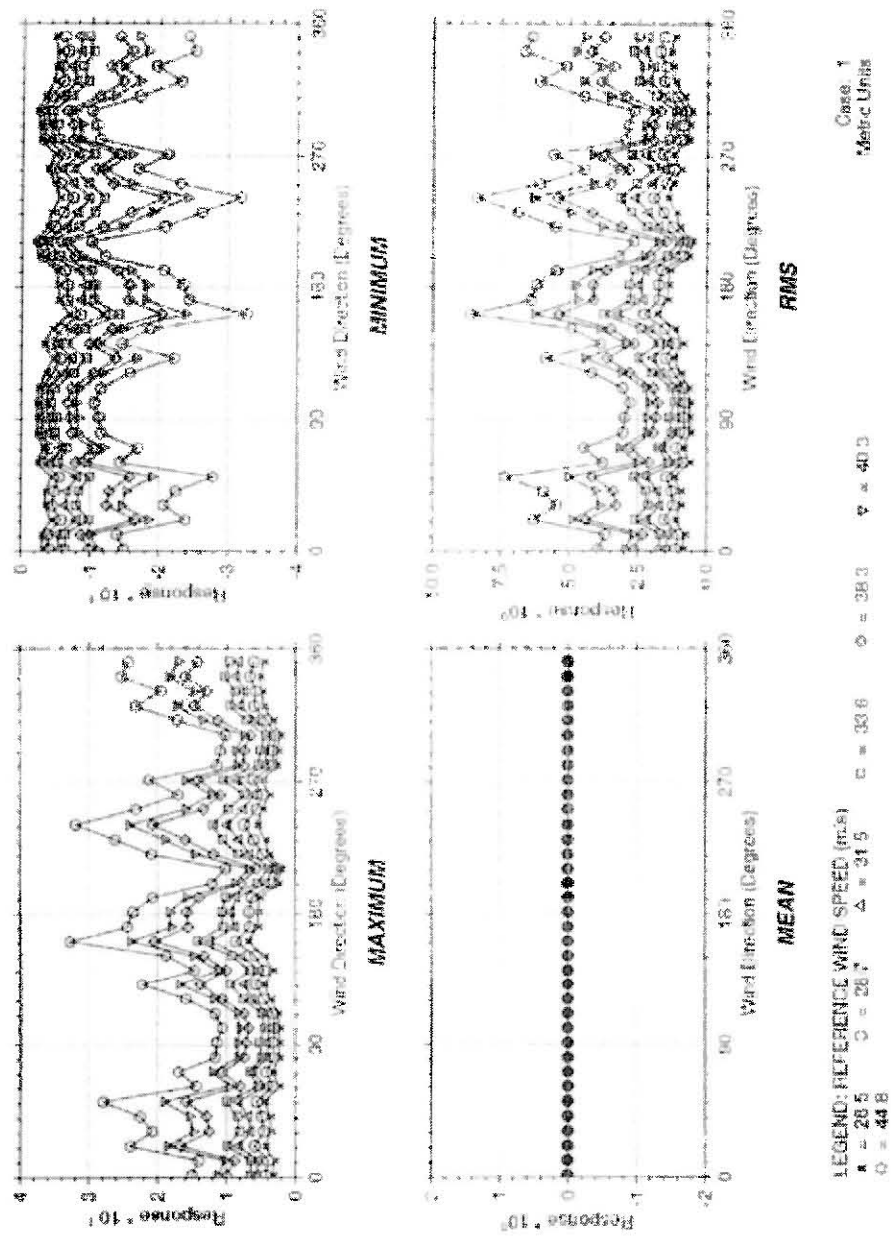
X ACCELERATION

Torre Almirante, Rio de Janeiro

Case 1
Metric Units

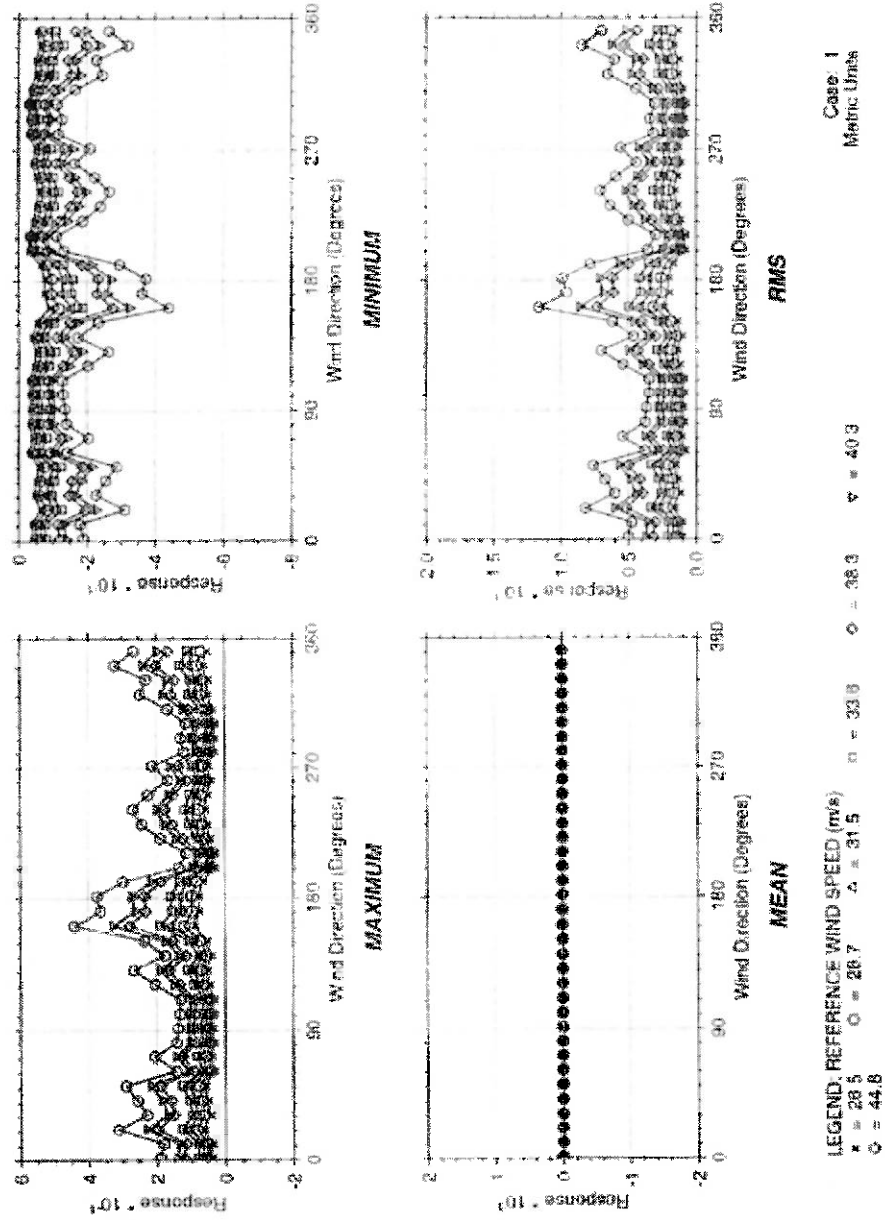
0-68-9700

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS



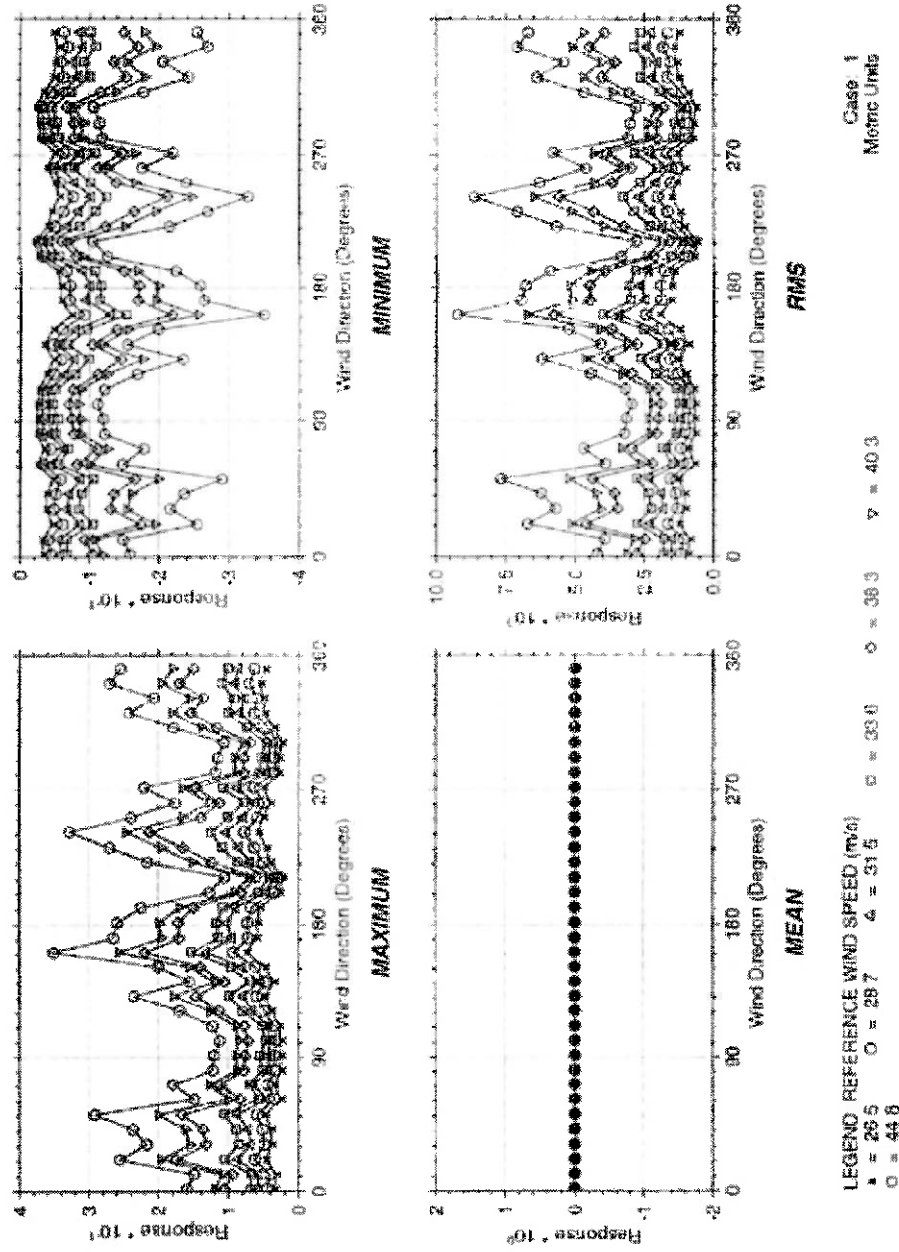
Y ACCELERATION
 Torre Almirante Rio de Janeiro

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS



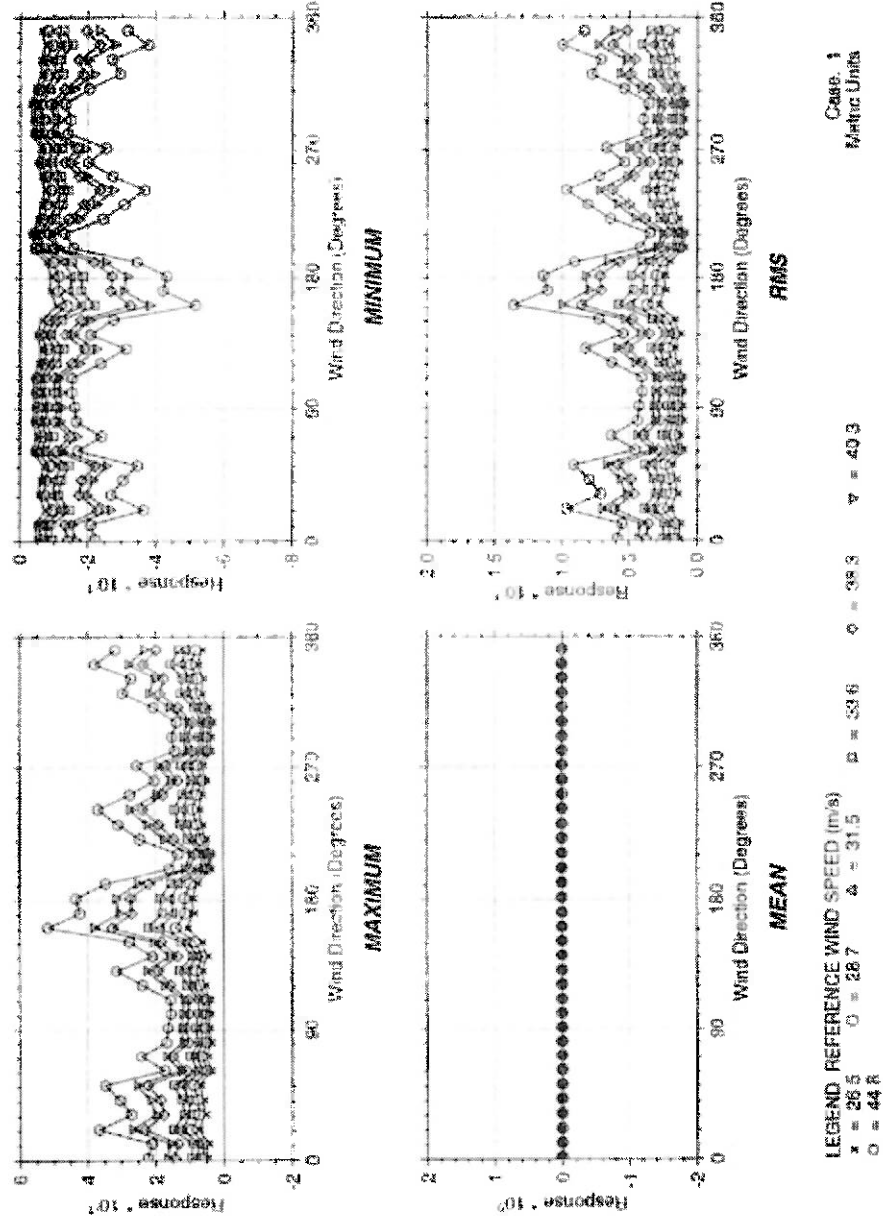
TORSIONAL ACCELERATION
Torre Almirante, Rio de Janeiro

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS



RESULTANT ACCELERATION 1
Torres Alameda, Blade 10m/10m

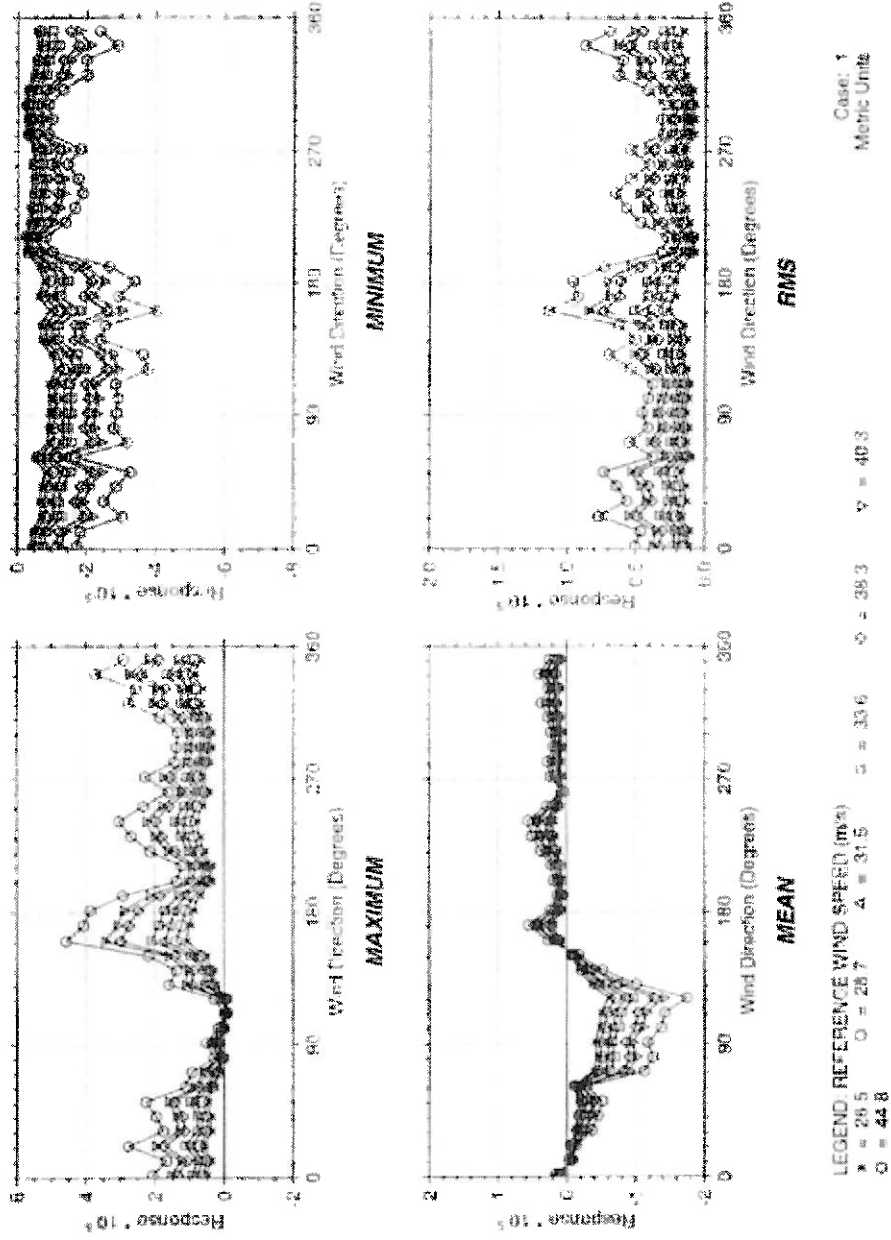
A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS



JAF CORNER ACCELERATION
Torre Almirante, Rio de Janeiro

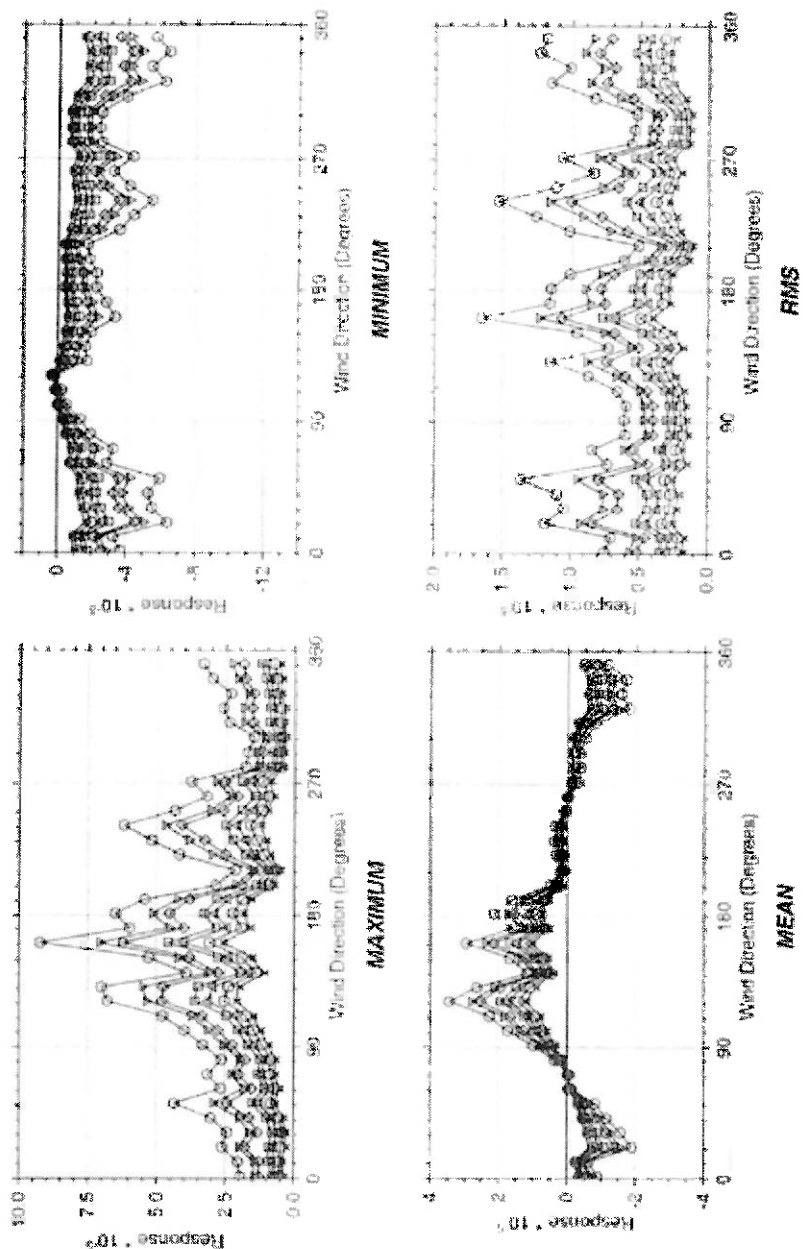
Jan 13 1972
08:11:10

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS



X BENDING MOMENT
Torre Almirante Rios de Janeiro

A TORÇÃO NOS EDIFÍCIOS ALTOS



LEGEND REFERENCE WIND SPEED (m/s)
 * = 26.5 □ = 28.7 △ = 31.5 ▽ = 33.6 ○ = 35.8 ◇ = 38.3 ☆ = 40.3
 Case: 1
 Metric Units

Y BENDING MOMENT
 Torre Almirante, Rio de Janeiro