

2 Contraventamento de Edifícios de Concreto Armado

O objetivo fundamental das estruturas de edifícios é a transmissão para o solo, não só das cargas verticais que as solicitam, mas também a transmissão das forças horizontais devidas ao vento, sismos etc, além de restringir, dentro de certos limites, o movimento lateral do edifício quando solicitado pelas ações horizontais. A capacidade de uma estrutura apresentar um bom comportamento a tais esforços horizontais, cada vez mais relevantes devido ao crescimento do número de pavimentos dos edifícios e de sua esbeltez e, conseqüentemente, dos efeitos de segunda ordem, é que permite considerar ou não uma estrutura como contraventada.

Dentro de uma estrutura é possível identificar subestruturas que, devido a sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são denominadas subestruturas de contraventamento. Os elementos que não participam da subestrutura de contraventamento são chamados elementos contraventados e estes são analisados negligenciando-se qualquer carga horizontal além de considerar restrições horizontais em cada pavimento.

Segundo os critérios do CEB-FIP (1991), para que uma estrutura seja considerada contraventada é necessário que o subsistema de contraventamento seja capaz de atrair, ao nível da fundação, pelo menos 90% das forças horizontais que agem sobre a estrutura. Tal constatação deve ser desenvolvida a partir de análise linear, com a rigidez dos membros correspondentes à seção transversal não fissurada. Adicionalmente, os elementos de contraventamento devem permanecer não fissurados nas condições de serviço, sob combinações de freqüentes de carregamento. Nenhuma recomendação a esse respeito encontra-se contemplada pela NBR 6118 (2003).

São exemplos de subestruturas de contraventamento as caixas de elevadores e escadas, bem como pilares-parede. Por outro lado, mesmo elementos de pequena rigidez podem, em seu conjunto, contribuir de maneira significativa na rigidez a ações horizontais, podendo, portanto, ser incluídos na subestrutura de contraventamento. Assim, pode-se dizer que todo elemento, ou sistema estrutural, desde que seja capaz de absorver esforços horizontais, independente de sua

rigidez relativa aos demais elementos da estrutura, está apto a compor a subestrutura de contraventamento. A decisão de considerá-lo, ou não, como parte integrante desta subestrutura está associada à conveniência do projetista estrutural em produzir alguma simplificação adicional no modelo, visando reduzir o esforço da análise, ou mesmo gerar um modelo com comportamento conhecido, portanto mais confiável.

Segundo Alcebíades Vasconcelos (1985), sistemas aporticados associados a paredes estruturais geram estruturas mais econômicas que aquelas, freqüentemente utilizadas, constituídas unicamente por pórticos. E, além da questão econômica, a partir de determinado ponto, a questão da rigidez lateral inviabiliza totalmente a estrutura aporticada por exigir um número inaceitável de pilares internos.

A eficiência da associação de sistemas aporticados a paredes estruturais está relacionada aos modos de deformação diferentes dos pórticos e das paredes estruturais, o que pode ser visualizado na figura 2.1.

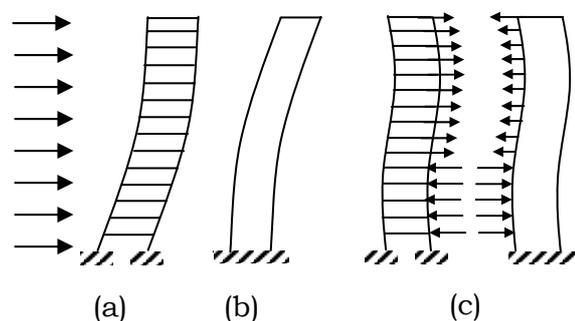


Figura 2.1 – Sistema associado de pórticos e paredes estruturais
 (a) pórtico, (b) pilar-parede e (c) sistema associado.

Na parede estrutural, os deslocamentos laterais resultam do efeito somatório das deformações por flexão (figura 2.1b). No pórtico, todavia, as deformações são causadas exclusivamente por deformações de cisalhamento (figura 2.1a). Assim, ao se impor a compatibilidade entre os deslocamentos laterais das duas estruturas em cada andar, as forças de interação são como as representadas na figura 2.1c. É possível notar, claramente, que, nos pavimentos inferiores, o pórtico sob a ação das forças laterais, tem os seus deslocamentos contidos pela parede estrutural, fazendo com que os deslocamentos laterais do primeiro diminuam à custa do

aumento dos deslocamentos laterais do segundo. Já nos pavimentos superiores, o pórtico passa a conter os deslocamentos da a parede estrutural ao invés de empurrá-la; é esta colaboração recíproca que torna o conjunto mais rígido. Naturalmente, tal afirmação poderia ser comprovada através de exemplos numéricos.

Segundo Khan (1974), as estruturas de concreto armado cujos vãos e pés-direitos com dimensões usuais são economicamente viáveis, possuem suficiente rigidez lateral se os sistemas estruturais a serem utilizados forem:

- pórticos, planos ou espaciais, em edifícios de até 20 pavimentos;
- pórticos, planos ou espaciais, com paredes estruturais em edifícios até 50 pavimentos;
- tubos apertados em edifícios até 50 pavimentos;
- tubo dentro de tubos em edifícios de até 60 pavimentos.

Independente do número de pavimentos da edificação, no presente trabalho são considerados apenas sistemas de contraventamento constituídos por pórticos.

2.1 Parâmetros de Instabilidade

A rigidez, ou eficiência, dos sistemas de contraventamento de estruturas de concreto armado tem sido avaliada a partir de parâmetros de sensibilidade aos efeitos de 2^a ordem. Tais parâmetros indicam se a estrutura pode ser classificada como de nós fixos ou de nós móveis, o que indicará se os efeitos globais de 2^a ordem poderão, ou não, ser desprezados durante a análise da estrutura.

Em princípio, todas as estruturas são deslocáveis, ou de nós móveis, porém, por conveniência de análise, segundo diversos regulamentos, incluindo a NBR 6118 (2003), são consideradas estruturas de nós fixos aquelas onde os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, e, por decorrência, os efeitos globais de 2^a ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1^a ordem, segundo NBR 6118 (2003) e CEB-FIP (1991), e 5%, segundo ACI (2002)); nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2^a ordem. Caso contrário, a estrutura será dita de nós móveis e os efeitos globais de 2^a ordem deverão ser considerados na análise.

2.1.1 Parâmetro de Instabilidade α

O primeiro parâmetro de sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem, denominado de parâmetro α , foi idealizado por Albert Beck e incluída no CEB de 1978 (Vasconcelos, 1986). O parâmetro α , que tem origem nos estudos de instabilidade de barras de Euler, reúne a influência do número de pavimentos da edificação, dos momentos de inércia dos pilares e da carga vertical total nas fundações. Este parâmetro é determinado a partir da seguinte expressão:

$$\alpha_k = H \sqrt{\frac{P_k}{(EI)_k}}, \quad (2.1)$$

onde:

H é a altura total da edificação;

P_k é a carga vertical característica da obra;

$(EI)_k$ é a soma dos produtos de rigidez de todos os pilares do edifício, em regime de utilização.

Essa definição de α_k pressupõe contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, pois despreza a influência da presença das vigas. Contudo, permite empregar um produto de rigidez equivalente.

A partir da obtenção de equações gerais das elásticas correspondentes a cada sistema de contraventamento, e dos conceitos estabelecidos por Albert Beck, Mário Franco (Franco, 1985) estabeleceu limitações diferentes das estabelecidas pelo CEB-FIP (1991) na época para o coeficiente α_k , ao qual chamou de “parâmetros de instabilidade”, denominação que passou-se a adotar. Na ocasião foram apresentados, pela primeira vez, valores limites em serviço de α_k para edifícios altos (acima de 4 pavimentos), considerando separadamente os seguintes casos:

- edifícios com predominância de pilares-parede : $\alpha = 0.70$
- edifícios com predominância de pórticos : $\alpha = 0.50$ (2.2)
- edifícios com pórticos + pilares-parede : $\alpha = 0.60$

Os valores limites do parâmetro α , apresentados por Mário Franco (1985) encontram-se incorporados à NBR 6118 (2003). Atualmente, o CEB-FIP (1991)

emprega a expressão (2.3) para avaliar se os efeitos globais de 2ª ordem podem ou não ser desprezados.

$$P_k \leq 0,31 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{(EI)_k}{H^2}, \quad (2.3)$$

sendo n_s o número de pavimentos da edificação.

A expressão (2.3), após algumas manipulações matemáticas, torna-se semelhante à expressão (2.1) empregada no cálculo de α , diferenciando-se apenas pela introdução do fator $(n_s/n_s + 1,6)$. O coeficiente 0,31, assim como na NBR 6118 (2003), pode assumir outros valores.

O parâmetro de instabilidade α tem sido utilizado basicamente como uma restrição de projeto, pois os projetistas quando empregam este parâmetro, quase sempre, buscam atender os limites estabelecidos por (2.2) e, assim, desprezar os efeitos globais de 2ª ordem.

2.1.2

Parâmetro de Instabilidade γ_z

É um processo para a verificação da estabilidade global menos simplificado do que o do parâmetro α , principalmente por considerar em seu cálculo os momentos produzidos pelo carregamento incidente na estrutura e não apenas sua geometria e a carga vertical.

O parâmetro γ_z pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de 1ª ordem, para cada caso de carregamento. O valor de γ_z , para cada combinação de carregamento, é dado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}, \quad (2.4)$$

sendo:

$M_{1,tot,d}$ - momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{tot,d}$ - é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura,

com seus respectivos valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Além de apresentar uma formulação mais apropriada, o coeficiente γ_z possibilita a utilização de distribuições quaisquer de carregamento, justamente porque trabalha em termos dos acréscimos de momentos nas posições deslocadas.

O coeficiente γ_z pode ser usado de maneira análoga ao parâmetro α para a classificação das estruturas quanto a deslocabilidade dos nós. Neste caso, a NBR 6118 (2003) considera que a estrutura é indeslocável se for obedecida a seguinte condição: $\gamma_z \leq 1,1$.

A NBR 6118 (2003) permite, ainda, que o parâmetro γ_z seja empregado para avaliar, de forma aproximada, os esforços globais de 2ª ordem. A solução aproximada, válida para estruturas regulares, consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$. A validade deste processo limita-se a $\gamma_z \leq 1,30$. Caso γ_z seja maior que 1,30, a avaliação dos efeitos de 2ª ordem deverá ser desenvolvida a partir de um método mais rigoroso.

Cabe mencionar que, segundo estudos realizados por Lima e da Guarda (2000), o valor integral de γ_z fornece melhores aproximações para avaliação dos esforços finais do que o fator reduzido, $0,95\gamma_z$, recomendado pela NBR 6118 (2003).

O ACI 318 (2002) fornece uma formulação semelhante a do coeficiente γ_z , denominado índice de estabilidade Q , aplicado tanto para avaliar a deslocabilidade da estrutura, como para levar em consideração os efeitos de 2ª ordem. Diferente do γ_z , que assume um único valor médio para toda a estrutura, o índice Q é avaliado a cada pavimento, fornecendo, como demonstrado por Perdigão e Horowitz (2000), melhores aproximações para os efeitos globais de 2ª ordem.

Apesar deste tópico não integrar a versão anterior da NBR 6118, de 1978, os parâmetros de instabilidade têm sido, há mais de uma década, amplamente aplicados pelos projetistas na avaliação da estabilidade global dos edifícios altos

de concreto armado.

2.2

Rigidez Limite do Sistema de Contraventamento

Uma estrutura ou subestrutura de contraventamento deve ter rigidez tal que venha a restringir o movimento lateral do edifício quando solicitado pela ação do vento, para combinação freqüente de cargas. Tal restrição corresponde ao estado limite de deformação excessiva e visa preservar a integridade de paredes não estruturais. Nesse sentido a NBR 6118 (2003) prescreve que sejam atendidos os seguintes deslocamentos limites:

- (i) Para deslocamentos laterais: $H/1700$;
- (ii) Para deslocamentos laterais entre pavimentos: $H_i/850$.

Onde H é a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

2.3

Projetos: processos ótimos e tradicionais

O desenvolvimento tecnológico, a modificação dos padrões arquitetônicos e das necessidades urbanísticas, são alguns dos fatores que conduziram ao aumento do número de pavimentos dos edifícios e, como consequência, ao aumento de sua esbeltez. Com isso, o deslocamento lateral dos edifícios, causado pelos efeitos do vento, tornou-se maior, conduzindo a efeitos de segunda ordem ainda mais relevantes.

Paralelamente, foram surgindo micro-computadores e modernos programas de análise estrutural capazes de analisar, em poucos minutos, sistemas complexos, estáticos ou dinâmicos, considerando ou não as não-linearidades, algo impossível de ser feito no passado. E, por se dispor hoje de ferramentas tão poderosas, faz-se com freqüência, dezenas de simulações com variações no modelo estrutural, analisando o edifício como um todo, até obter-se aquela considerada, pelo projetista, a melhor solução para o projeto.

Contudo, a partir deste ponto, o projetista busca, freqüentemente, apenas ajustar as dimensões dos elementos estruturais, de modo a garantir o atendimento aos estados limites, sem considerar se a configuração geométrica final poderia, ou o quanto poderia, ser melhorada. Tal conduta se deve quase que exclusivamente às limitações impostas ao engenheiro pelo processo de projeto tradicional.

No processo de projeto tradicional, nenhuma função que meça o desempenho do sistema estrutural é identificada. Desta forma, avaliar a eficiência de determinada intervenção imposta ao sistema, ou realizar análise comparativas de eficiência entre dois ou mais sistemas estruturais, torna-se, quase sempre, uma operação subjetiva. Além disso, as decisões são basicamente tomadas com base apenas na experiência e na intuição do projetista. Informações de tendência, também conhecidas como análise de sensibilidade, que permitiriam ao projetista ter uma idéia da resposta do sistema a várias das intervenções propostas, mesmo antes de executá-las, não são calculadas.

Tal procedimento pode vir a produzir sistemas estruturais antieconômicos, além de exigir grande demanda de tempo, uma vez que este é desenvolvido à base de tentativa e erro, pois, o projetista certamente encontra dificuldades para decidir onde deve intervir, se deve aumentar ou diminuir o tamanho de um elemento estrutural em particular, bem como estimar o tamanho dessas variações dimensionais para satisfazer as restrições impostas ao sistema. Tais dificuldades tornam-se ainda maiores quando, por exemplo, o sistema está submetido a condições variadas de carregamento, ou ainda, está submetido a restrições complexas, como limites sobre frequência de vibração. Desta forma, torna-se praticamente impossível ao projetista extrair, de um dado modelo estrutural, a sua máxima eficiência, mesmo dispondo de ferramentas tradicionais de análise tão poderosas.

Em contraste, um processo ótimo de projeto é mais organizado, pois o projetista é forçado a identificar explicitamente as variáveis de projeto, identificar uma função de custo a ser minimizada e estabelecer as funções de restrição do sistema. Adicionalmente, o cálculo de sensibilidade da estrutura, com respeito as variáveis de projeto, passa a ser realizado e empregado nas tomadas de decisão.

Além disso, esta rigorosa formulação ajuda o engenheiro a obter um melhor entendimento do problema. E, é nesse sentido que se busca empregar as técnicas de otimização, como ferramentas à disposição do engenheiro, a fim de suprir não as suas deficiências, mas as suas naturais limitações, inerentes aos projetos estruturais, frente a modelos cada vez mais complexos.

O emprego de processos ótimos de projeto permitiria, por exemplo, que após interferências do projetista no modelo estrutural, introduzindo alterações conceituais ou especificações adicionais a partir de sua experiência e intuição, a

configuração estrutural “ótima” surgisse naturalmente, quer seja aporticada, quer seja constituída unicamente por pilares paredes, ou por uma associação de ambos, sem a necessidade de uma definição prévia, deste ou daquele sistema de contraventamento.